



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

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE MUROS DE HORMIGÓN
ARMADO MEDIANTE MODELACIÓN PUNTAL TENSOR**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CARLOS JOAQUÍN ALARCÓN GONZÁLEZ

PROFESOR GUÍA:

LEONARDO MAXIMILIANO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIÁN ROJAS BARRALES

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE

2019

**RESUMEN DE MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL, MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIÓN
POR: CARLOS JOAQUÍN ALARCÓN
GONZÁLEZ
FECHA: 02 DE MAYO DE 2019
PROFESOR GUÍA: LEONARDO
MASSONE SÁNCHEZ.**

ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE MODELACIÓN PUNTAL TENSOR

Los muros están dentro de las estructuras más importantes del diseño en Chile, y como tal deben tener un estudio y análisis exhaustivo de su comportamiento, que como sabemos son difíciles en especial los casos en los que se tienen diferentes discontinuidades, en donde uno se encuentra con una amplia gama de metodologías, como lo son los elementos finitos que son muy refinadas, y otras que son más simples como los modelos puntal tensor, que nos permiten realizar análisis pero no nos entregan las deformaciones que se van teniendo a lo largo del tiempo, si no que una distribución de cargas.

Por lo tanto, lo que se realiza en este estudio es una modelación existente puntal tensor, que utiliza elementos de fibra tipo viga no lineales para las direcciones verticales de la estructura, para los elementos horizontales se usan elementos tipo viga de igual manera y finalmente para los elementos diagonales se ocupan bielas.

Con el objetivo de comparar datos experimentales con la modelación, se toman 7 muros ensayados, de los cuales 1 es un muro rectangular, 3 son muros bandera y 3 son muros con abertura central en la base. Los muros tienen 2.65 [m] de altura, 0.15 [m] de espesor y 0.9 [m], con la excepción de los muros bandera que cambian sus largos en la altura.

Los resultados indican que en términos del comportamiento general de los muros, la resistencia alcanzada y la rigidez inicial un tanto elevada, son aceptables con respecto a los datos experimentales, en donde la resistencia y la rigidez inicial tienen una diferencia de un 3.4% y 46% respectivamente. No obstante se tienen diferencias importantes cuando se intenta observar la ductilidad de estos, dado que las modelaciones dan indicios de degradación de resistencia a mayores demandas de deformación, existiendo alrededor de un 30% más de desplazamiento para alcanzar la pérdida de ductilidad. Para realizar un estudio más profundo del problema se procede a tomar dos casos de muros de los cuales se tiene una diferencia notoria en el desempeño, como lo son el muro base y un caso de muro con abertura central. En primer lugar se discretiza de manera más fina la planta del muro, obteniendo degradaciones más cercanas a las experimentales, pero con la particularidad de no diferenciarse notoriamente entre los dos modelos. Luego, dado los resultados, se analizan las secciones críticas de los muros, que corresponden a la base del muro, en especial los bordes, en donde nos arroja que así como se observa en los ensayos, el borde comprimido alcanza mayores deformaciones unitarias con respecto al traccionado, siendo éstas alrededor de 7.5% y 5% respectivamente, por lo que el modo de falla es el correcto, pero dado que el modelo del acero no presenta pandeo, aunque se presente degradación clara en el hormigón de los elementos, la armadura es capaz de suplir esta falta, y por lo tanto, coincide con el hecho de que los muros degradan de manera similar.

DEDICATORIA

A mi familia por el apoyo incondicional y en especial a mis padres quienes son los responsables de quien soy hoy en día.

AGRADECIMIENTOS

No puedo creer que me encuentro escribiendo ésta sección de la memoria, ya que significa que estoy llegando al fin de un largo proceso universitario, en donde durante estos 6 años cursados puedo decir que estoy orgulloso de haber sido parte de la Universidad de Chile, que me ha entregado tanto, que me ha enseñado tanto y que me ha hecho pasar momentos difíciles claramente, pero de igual manera momentos gratificantes.

A mi profesor guía, Leonardo Massone, quien tuvo la mejor de las disposiciones a la hora de encontrarse con los problemas que se me presentaban, o también con las dudas que me iban surgiendo, en donde para todas tenía un sabio consejo. Gracias por sus reuniones que en un principio partieron siendo los viernes, pero que fueron transformándose en cualquier día y a cualquier hora en que lo pillara (jajaja). También a los profesores de la comisión, quienes me recibieron de igual manera.

No puedo olvidar esos primeros años, que fueron muy duros, pero que entre los amigos se lograban pasar de mejor manera. Esas tardes de estudio en la biblioteca con Gonzalus, Castro, Ramírez, Rojo, Grinbergs, Pancho Gonzalez y cómo olvidar que nunca nos faltó su taca-taca en las ventanas.

Ya entrando a civil, se empiezan a separar los caminos con los amigos iniciales de carrera, pero claramente eso no significa que ya no nos viéramos, sino que se conocen nuevas personas con las cuales se comparten todas las clases y los estudios. Aquí agradezco a Diego, Christian, Pablo, Rafinha y Carlos, gracias por compartir esas tardes de estudio, los grupos de trabajo, informes, tareas y tantas cosas que nos pedían que se me olvidan jaja, esos proyectos tan largos de los sábados con Pablo y Carlos en los ramos de especialidad.

También a la gente del 4to en este último periodo, a los cabros de la pecera, fue un placer compartir el espacio con ustedes, en donde de vez en cuando me lograban sacar de mi concentración aislada que tenía jaja, se agradece los buenos momentos que son los que quedan. Y como olvidar ACHISINA, un viaje que me hizo conocerlos más y darme a conocer también, un muy bonito recuerdo.

A mis amigos de la vida, que siempre he sabido que puedo contar con ellos, ahí al que le caiga el sombrero que se lo ponga jaja.

Y por último a mi familia, estoy muy agradecido de la familia que tengo, que aunque sea pequeña, está muy ahiada. A mis hermanos por el apoyo, y mi hermana que en este último tiempo es quien me ha aguantado. A mis padres por el apoyo incondicional que me han dado a lo largo de todo la Universidad, que trasciende a todo orden de cosas.

En fin, muchas gracias a todos los que fueron parte tanto activa como pasivamente en este tiempo, he aprendido mucho de todos, y espero que también les haya quedado algo de mi persona en ustedes.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. OBJETIVOS.....	2
1.1.1. OBJETIVOS GENERALES.....	2
1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.1.3. ALCANCES.....	2
1.2. METODOLOGÍA.....	2
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1. INTRODUCCIÓN A LA MODELACIÓN PUNTAL TENSOR.....	3
2.2. REGIONES B Y D DE LA ESTRUCTURA.....	5
2.3. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO Y MODELAMIENTO.....	8
2.4. DISEÑO DE ELEMENTOS.....	8
2.5. RECOPIACIÓN DE MODELOS EXISTENTES.....	9
2.6. MODELO DE VIGAS Y CERCHAS CÍCLICO NO LINEAL.....	11
2.6.1. MODELAMIENTO DE ELEMENTOS.....	12
2.6.2. LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES.....	13
3. RECOPIACIÓN MUROS A MODELAR.....	18
3.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	18
3.2. GEOMETRÍA Y DETALLAMIENTO DE MUROS.....	19
3.2.1. DESCRIPCIÓN DE MURO BASE.....	19
3.2.2. DESCRIPCIÓN DE MUROS TIPO BANDERA.....	20
3.2.3. DESCRIPCIÓN DE MUROS CON ABERTURA CENTRAL.....	25
3.3. MODOS DE FALLA.....	29
4. RESULTADOS.....	32

4.1. MODELAMIENTO	32
4.2. CONSIDERACIONES	40
4.3. COMPARACIÓN CURVAS DE CARGA DEFORMACIÓN	42
4.4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO.....	49
5. CONCLUSIONES	63
BIBLIOGRAFÍA	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resistencia a la compresión de los hormigones para cada muro.	18
Tabla 2: Propiedades del acero.	19
Tabla 3: Descripción de las dimensiones de las probetas de muros tipo bandera.	21
Tabla 4: Descripción de las dimensiones de las probetas de muros con aberturas centrales. ..	25
Tabla 5: Elementos y nodos en modelación de cada muro.	33
Tabla 6: Cargas axiales aplicadas a los muros.	34
Tabla 7: Propiedades de los materiales para cada muro.	39
Tabla 8: Parámetros de las armaduras.	42
Tabla 9: Rigidez, resistencia y porcentaje de error en muros.	47

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Daño observado en discontinuidades. A) Elevación, B), C) y D) daños mostrados en A) (Massone & Rojas, 2012).	1
Figura 2: Hipótesis de Bernoulli, imagen extraída de Popov, (2000).	3
Figura 3: Principio de Saint Venant. Imagen extraída de Brown et al. (2006).	4
Figura 4: Ejemplos de zonas con distribución de deformaciones no lineal por discontinuidades. (Schlaich et al., 1987).	6
Figura 5: Flujo de tensiones en regiones B y cerca de las discontinuidades o regiones D. (Schlaich et al., 1987).	7
Figura 6: Ejemplo de procedimiento de identificación de regiones en una columna con puntos de carga.	7
Figura 7: Detallamiento de la modelación del muro.	10
Figura 8: Esquema de la modelación, Panagiotou et al. (2012).	10
Figura 9: Esquema de la modelación de Lu et al. (2014).	11
Figura 10: Subpanel y variables de elementos diagonales, Panagiotou et al. (2012).	12
Figura 11: Esquema de discretización de elementos, Panagiotou et al. (2012).	13
Figura 12: Modelo de hormigón para los elementos verticales y horizontales.	15
Figura 13: Elementos diagonales para contabilizar los efectos biaxiales a compresión del material.	16
Figura 14: Relación entre factor de reducción de la resistencia a compresión y la deformación normal del elemento.	16
Figura 15: Histéresis del acero con endurecimiento isotrópico.	17
Figura 16: Detallamiento de armadura del muro base (Manríquez I., 2016).	20
Figura 17: Detallamiento de la armadura de la probeta 1 de muros bandera.	22
Figura 18: Detallamiento de la armadura de la probeta 2 de muros bandera.	23
Figura 19: Detallamiento de la armadura de la probeta 3 de muros bandera.	24
Figura 20: Detallamiento de la armadura de la probeta 1 de muro con abertura.	26
Figura 21: Detallamiento de la armadura de la probeta 2 de muro con abertura.	27
Figura 22: Detallamiento de la armadura de la probeta 3 de muro con abertura.	28
Figura 23: Desprendimiento del hormigón de recubrimiento y pandeo claro de barras del borde a compresión del muro base.	30
Figura 24: Condición del muro con abertura con daños concentrados en la base.	30
Figura 25: Estado de la probeta al término del ensayo experimental.	31
Figura 26: Esquema detallado del muro base. Dimensiones en [mm].	35

Figura 27: Esquema de los muros modelados. De izquierda a derecha Muro bandera 1, 2 y 3. Dimensiones en [mm].....	36
Figura 28: Esquema de los muros modelados. (a) Muro con abertura central 1, (b) Muro con abertura central 2 y (c) Muro con abertura central 3.	37
Figura 29: Ejemplo de columna tipo fibra.....	38
Figura 30: Muro base en planta con sus respectivas fibras.	38
Figura 31: Gráfico tensión deformación para armadura de 8 [mm].	41
Figura 32: Comparación histéresis Mo o modelo base.	43
Figura 33: Comparación histéresis Muro bandera 1 o Muro b1.....	43
Figura 34: Comparación histéresis Muro bandera 2 o Muro b2.....	44
Figura 35: Comparación histéresis Muro bandera 3 o Muro b3.....	44
Figura 36: Comparación histéresis Muro con abertura central 1 o Muro a1.....	45
Figura 37: Comparación histéresis Muro con abertura central 2 o Muro a2.....	45
Figura 38: Comparación histéresis Muro con abertura central 3 o Muro a3.....	46
Figura 39: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a barra de borde.	50
Figura 40: Esquema del elemento 1 y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.	50
Figura 41: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a fibra de hormigón confinado.....	51
Figura 42: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a fibra de hormigón no confinado.....	51
Figura 43: Esquema del elemento 1 con zonas del hormigón y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.	51
Figura 44: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a puntal diagonal.	52
Figura 45: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a barra de borde.	53
Figura 46: Esquema del elemento 6 y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.	53
Figura 47: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a fibra de hormigón confinado.....	54
Figura 48: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a fibra de hormigón no confinado.....	54

Figura 49: Esquema del elemento 6 con zonas del hormigón y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.	54
Figura 50: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a puntal diagonal.	55
Figura 51: Perfil de deformaciones para un drift del 3.6%.	56
Figura 52: Perfil de deformaciones para un drift del 2%.	56
Figura 53: Comparación de perfil de deformaciones con resultados experimentales.	57
Figura 54: Comparación de perfil de deformaciones con modelación de Muñoz (2014).	57
Figura 55: Perfil de deformaciones para el muro base y sus fibras extremas para un drift del 2%.	58
Figura 56: Discretización de muro base (análogo para el muro con abertura 2).	59
Figura 57: Esquema del muro base más discretizado.	60
Figura 58: Comparación de histéresis entre muro experimental y muro con abertura central 2 modelado con mayor discretización.	61
Figura 59: Comparación de histéresis entre muro experimental y muro base modelado con mayor discretización.	61
Figura 60: Deformación unitaria de la armadura del elemento de borde a compresión.	62

1. INTRODUCCIÓN

El desempeño de los muros de hormigón es uno de los puntos clave para el diseño de estructuras en nuestro país, dado que al ser sísmicamente muy activos, el diseño necesita y se basa en el uso de muros de hormigón para tomar estas solicitaciones, aportando de esta manera a un mejor desempeño.

El año 2010 se tuvieron varios casos de daños en los muros, después de ocurrido el terremoto Mw 8.8. Los detrimentos se presentaron como aplastamiento del hormigón, pandeo local y global de las barras longitudinales y fractura en algunos casos de barras longitudinales. Una de las causas es debido a los requerimientos de arquitectura, lo que conlleva a discontinuidades a lo largo y alto de los muros, y por lo tanto a zonas de concentración de tensiones. Generalmente estos cambios de los muros se encuentran en las distintas estructuraciones de las plantas, los que se ven en los primeros pisos y primeros subterráneos. En la figura 1 se presentan daños presentados luego del terremoto anteriormente mencionado, en donde se puede apreciar que en A) se tiene la elevación de la edificación y en B), C) y D) distintos daños de las discontinuidades presentes.

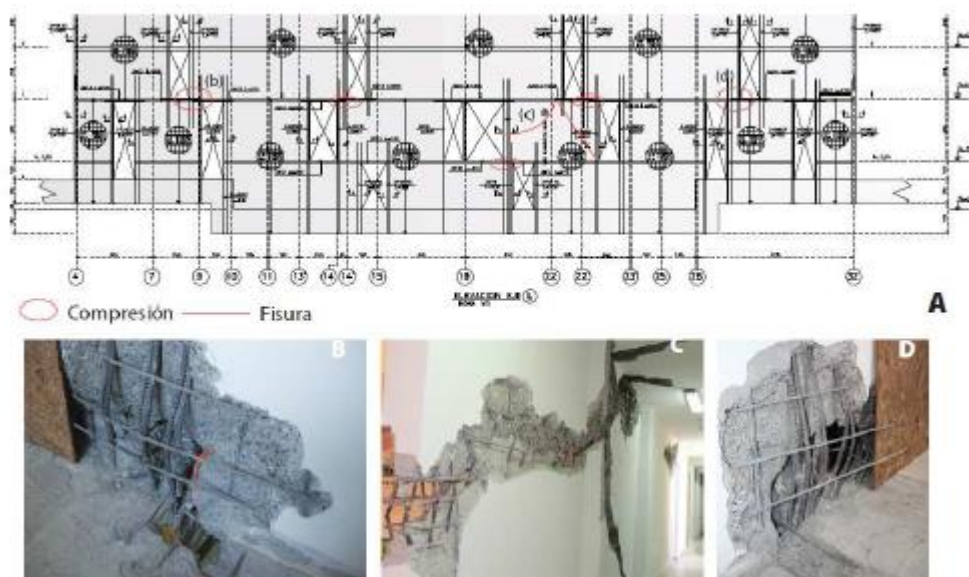


Figura 1: Daño observado en discontinuidades. A) Elevación, B), C) y D) daños mostrados en A) (Massone & Rojas, 2012).

El estudio de la presente memoria se revoca a la modelación puntal tensor no lineal de distintas configuraciones de muros de hormigón con discontinuidades para poder apreciar su comportamiento luego de cargas cíclicas debido al sismo, de manera tal de obtener el inicio de degradación de resistencia, sus deformaciones y poder así encontrar una relación entre las variaciones en muros, ya sean muros con abertura o muros bandera y la deformación.

Las distintas configuraciones de muros que se tienen son estudios experimentales que se han llevado a cabo en el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Chile, realizados en los trabajos de Manríquez (2016) y Muñoz (2017).

La motivación es verificar si con un modelo no lineal puntal tensor de simple modelación, se representa fielmente las curvas de carga deformación de los muros existentes, los cuales ya han sido estudiados experimentalmente.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVOS GENERALES

El objetivo general de la presente memoria es estudiar las curvas de carga deformación de muros de hormigón armado con discontinuidades a través de modelación no lineal puntal tensor.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar los distintos modelos puntal tensor no lineal de los muros con discontinuidades.
- Obtener el inicio de degradación de los muros con discontinuidades y comparar los resultados con los ensayos existentes.
- Encontrar una relación de la degradación de resistencia de los muros, para poder valorar, estimar y tomar en cuenta este parámetro.

1.1.3. ALCANCES

- Realizar modelo puntal tensor de los muros de hormigón armado con discontinuidades.
- Comparar los resultados de los modelos con los resultados existentes.

1.2. METODOLOGÍA

Para cumplir con los objetivos anteriormente mencionados, se procede con la siguiente metodología:

- Recopilación de bibliografía acerca de modelaciones no lineales de muros de hormigón armado con puntales y tensores.
- Estudio y uso del software Opensees (Mckenna et al., 2000).
- Modelación puntal tensor no lineal de los muros de hormigón armado con discontinuidades.
- Obtener el inicio de degradación de los muros y comparar los resultados con los ensayos existentes.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUCCIÓN A LA MODELACIÓN PUNTAL TENSOR

El código de diseño chileno, se rige mayoritariamente por los criterios de la norma americana ACI 318 (2008), bajo la cual elementos y estructuras de hormigón armado se deben diseñar y construir de acuerdo a los requisitos y exigencias establecidos en la norma técnica del American Concrete Institute. En particular para los muros, la norma se basa en un diseño basado en desplazamientos, en el cual se asume un modelo de rótula plástica en la base del muro para el detallamiento, no obstante cabe recalcar que todo esto se sustenta en el caso de muros rectangulares en toda su longitud y altura, es decir, sin discontinuidades.

El diseño existente, se basa en dos suposiciones o principios, los que son la hipótesis de Bernoulli y el principio de Saint Venant. El primero de estos, se refiere a regiones en donde es válido asumir una distribución de deformaciones plana, o que las secciones planas permanecen planas, tal como se muestra la viga a flexión en la figura 2. Mientras que el segundo principio señala que los esfuerzos debidos a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia aproximadamente igual a la altura total del elemento (ACI 318, 2008), es decir, que luego de la longitud de la altura del elemento desde la discontinuidad se tienen distribuciones lineales de esfuerzos, como se ilustra en la figura 3.

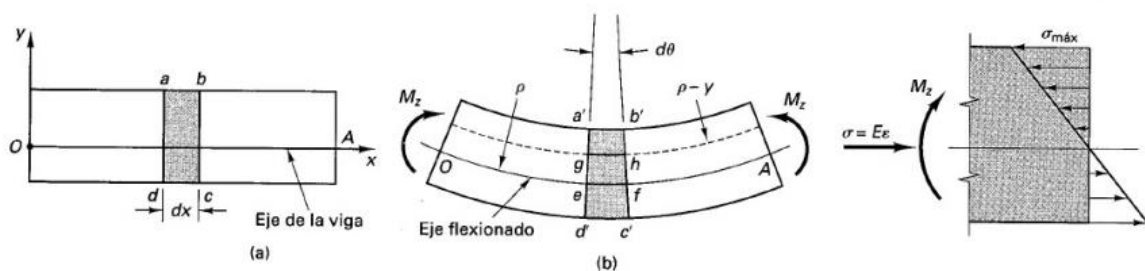


Figura 2: Hipótesis de Bernoulli, imagen extraída de Popov, (2000).

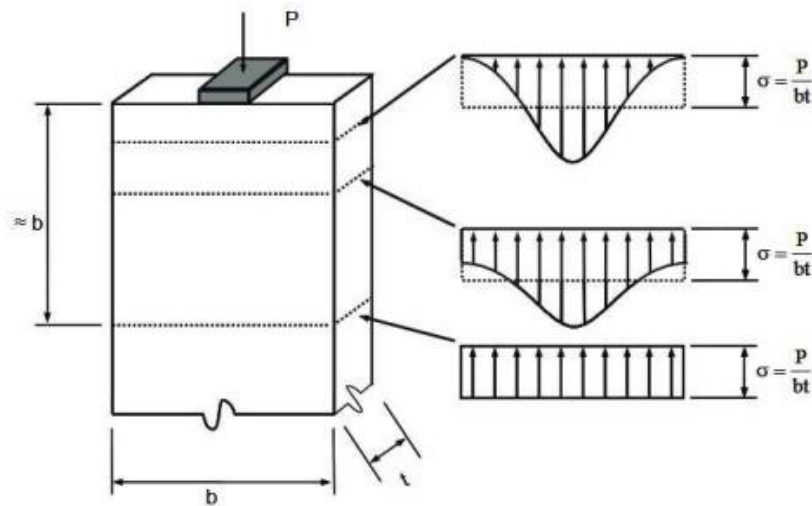


Figura 3: Principio de Saint Venant. Imagen extraída de Brown et al. (2006).

Con los dos principios principales del diseño, se tiene que las zonas en las que los requerimientos son impuestos corresponden a sectores en donde la distribución de tensiones es linealmente distribuida. Por lo tanto, no se contempla las zonas de discontinuidades que se presentan en los muros, asumiendo como se menciona anteriormente a muros rectangulares, lo cual no representa estas singularidades que se presentan en la realidad, en donde no es válida la Hipótesis de Bernoulli y por el principio de Saint Venant, las deformaciones tienen un perfil distinto de tensiones.

Debido a que las zonas de discontinuidades no están abarcadas en el diseño, existen avances en esa dirección, donde una de los estudios fue realizado por un grupo de investigadores en el libro *Toward a Consistent Design of Structural Concrete* (Schlaich et al., 1987), quienes dieron a conocer una solución para estas estructuras basándose en un modelo llamado Puntal tensor. Este modelo propone generar una analogía de la estructura a estudiar con un enrejado, de manera de tener puntales, tensores y además nodos. Para los tensores, que trabajan a tracción se representan por la armadura existente, mientras que aquellas bielas que trabajan a compresión o puntales, se modelan como el hormigón que trabaja en dicha zona.

La razón por la cual dan esta solución, es porque las estructuras de hormigón armado llevan las cargas a través de un conjunto de tensiones de compresión, que están interconectados por tensores, de tal manera que puede ser representado por un enrejado.

Actualmente la ACI 318 (2008) considera la modelación puntal tensor como un apéndice, mientras que la ACI 318 (2014) lo incorpora como un capítulo dentro de la norma. En donde se basa en la suposición de que las regiones D se analizan y diseñan utilizando un enrejado. Existen además publicaciones como ACI SP-208 (2002) y ACI SP-273 (2010), que entregan ejemplos del diseño de modelos puntal tensor.

A continuación se da un mayor entendimiento del método puntal tensor.

2.2. REGIONES B Y D DE LA ESTRUCTURA

Existen dos regiones que caracterizan a una estructura con discontinuidades, cargas puntuales, etc. La primera es la región B, que corresponde a las zonas en las que la hipótesis de Bernoulli es válida, por lo tanto la distribución de tensiones es uniforme dentro del elemento. Estas zonas se encuentran según el principio de Saint Venant, a una distancia mayor a la altura del elemento en la singularidad misma. La región D, corresponde a la sección de la estructura donde la distribución de deformaciones es significativamente no lineal, por ejemplo en zonas de cargas puntuales o concentradas, esquinas, cambios de sección, aberturas, entre otras discontinuidades. En particular cuando la región D no está fisurada pueden ser analizadas con métodos lineales, no obstante cuando entramos en zonas agrietadas existen sólo algunos casos de análisis de secciones. En la figura 4 se pueden apreciar distintas estructuras que presentan una discontinuidad en su geometría, como para el caso a), en donde claramente se tiene que en la zona de la discontinuidad se debe tomar una altura hacia ambos extremos de la zona para la demarcación de la región D, así como también se presentan b), en donde existen casos de cargas puntuales o distribuidas según sea el caso, que demarcan la sección que tiene la singularidad, desde la cual se procede de la misma manera, es decir, tomando la altura hacia ambos extremos de la estructura.

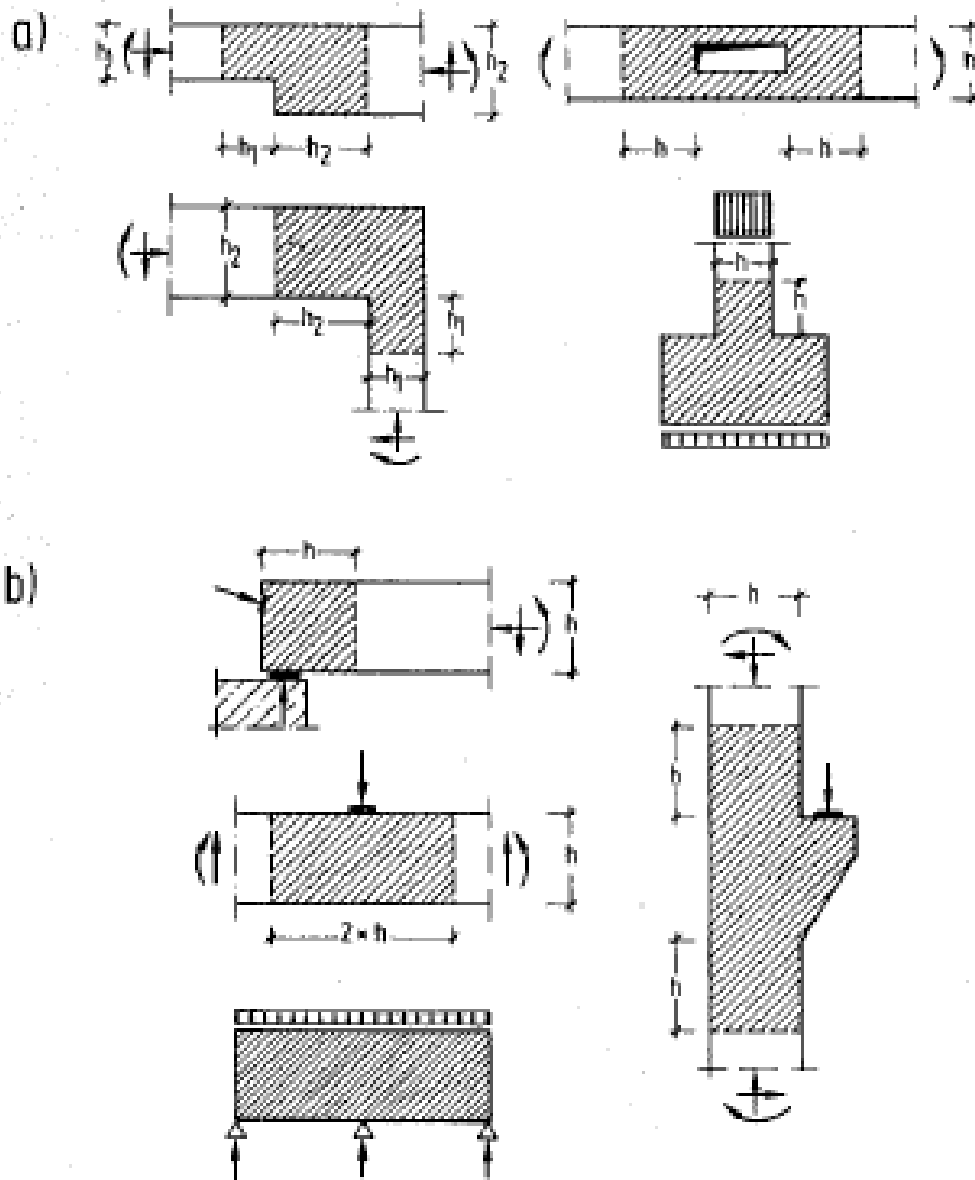


Figura 4: Ejemplos de zonas con distribución de deformaciones no lineal por discontinuidades. (Schlaich et al., 1987).

En la figura 5 se tiene una viga que es cargada puntualmente en dos puntos de su largo, por lo que presentan discontinuidades en el flujo de las tensiones, con lo que se puede aplicar el mismo principio utilizado en la figura 1, lo que corresponde a caracterizar las zonas dentro de la estructura. De la figura 5, la región B nos muestra un flujo de tensiones bastante suave comparado con las turbulentas curvas de tensiones que se encuentran en la zona cercana a la singularidad.

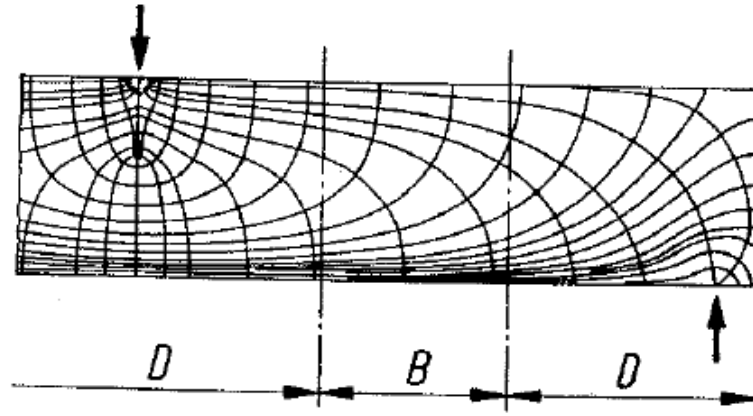


Figura 5: Flujo de tensiones en regiones B y cerca de las discontinuidades o regiones D. (Schlaich et al., 1987).

Para hacer más gráfico el procedimiento para encontrar las regiones, Schlaich (1987) provee con ciertos pasos a seguir.

1. Reemplazar la estructura real por una ficticia que esté cargada tal que cumpla con la hipótesis de Bernoulli y el equilibrio.
2. Seleccionar un estado de equilibrio propio por las tensiones y que satisface las condiciones de borde reales.
3. Aplicando el principio de Saint Venant, se tiene que las tensiones son despreciables a una distancia a del equilibrio de fuerzas, que es aproximadamente igual a la máxima distancia entre las fuerzas que equilibran. Esta distancia define el rango de la región D.

En la figura 6 se presenta un esquema que ejemplifica el procedimiento recién descrito.

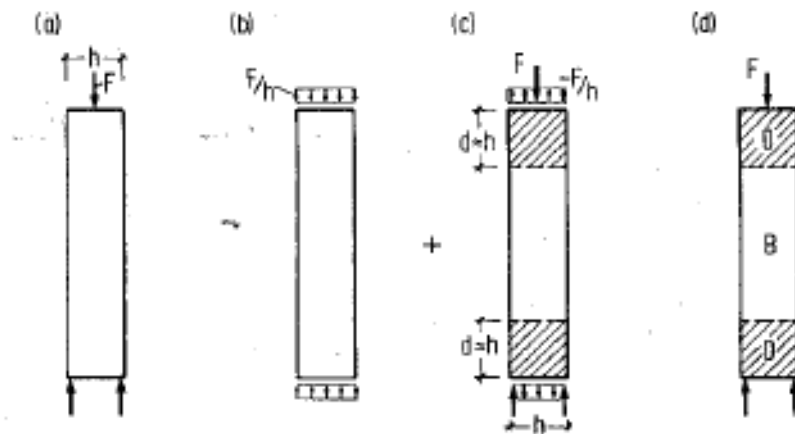


Figura 6: Ejemplo de procedimiento de identificación de regiones en una columna con puntos de carga.

2.3. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO Y MODELAMIENTO

En general el procedimiento generado (Schlaich et al., 1987) consiste en generar el modelo que condensa su flujo de tensiones reales en puntales y tensores lineales y concentrando la curvatura existente de la distribución de las tensiones en los nodos. Luego por equilibrio se calcula cada una de las fuerzas que circula o que pasa por cada elemento o biela, conformando de esta manera los esfuerzos internos de la estructura. Con los esfuerzos se procede a dimensionar los puntales, tensores y nodos.

La forma de orientar los elementos para generar el enrejado, debe tener en cuenta la ruta de la carga, en la cual los puntales se ubican en la misma dirección del flujo de tensiones de compresión, mientras que los tensores se disponen simulando la posición o dirección de las armaduras existentes.

En particular la ACI 318 (ACI 318, 2008) permite que los tensores atraviesen los puntales, pero en el caso de puntales, estos deben cruzarse o superponerse sólo en los nodos. Con respecto al ángulo entre los ejes de un puntal y tensor no debe ser menor a 25°.

2.4. DISEÑO DE ELEMENTOS

La ACI 318 (ACI 318, 2008) define los criterios necesarios para el diseño de los elementos a capacidad resistente. Los elementos que comprenden el diseño del modelo puntal tensor contemplan los puntales, tensores y zonas nodales. En cuanto se tienen las reacciones del modelo, con el análisis de la cercha se procede a obtener las fuerzas existentes en cada elemento para su posterior diseño con respecto a la sollicitación existente. Luego los puntales, tensores o zonas nodales son dimensionadas basadas en:

$$\phi \cdot F_n \geq F_u \quad (1)$$

En la ecuación 1, F_u corresponde a la fuerza mayorada que actúa en el elemento, F_n la resistencia nominal respectiva y ϕ el factor de reducción de resistencia.

Existen distintas variables para obtener la resistencia nominal respectiva a los puntales, en donde algunas variaciones pueden ser la geometría, el refuerzo existente, el tipo de hormigón que se ocupe, etc. Mientras que para los tensores, como trabajan a tracción, la contribución se realiza netamente de las armaduras. Y finalmente para las zonas nodales, es decir, la zona de conexión entre los distintos elementos, ésta debe ser capaz de asegurar el traspaso de las cargas a través de los elementos, por lo que el hormigón es quien presenta más importancia en esta sección.

2.5. RECOPIACIÓN DE MODELOS EXISTENTES

Con conocimiento de la modelación puntal tensor propuesta por Schlaich et al. (1987), en la cual se centran en el diseño de las zonas que no se comportan de manera usual a las conocidas, debido a singularidades existentes en las estructuras, surgen diversas investigaciones con el objetivo de modelar las estructuras o elementos especiales que requieren de detallamiento particular para evitar daños o diseños basados en la experiencia y prácticas recurrentes.

Modelos puntal tensor y de enrejados han sido utilizados con gran aceptación para evaluar la respuesta o comportamiento no lineal de miembros de hormigón armado. Uno de los tantos estudios es To et al. (2001), que se basa en modelos puntal tensor con conexiones rotuladas para representar el campo de tensiones dentro de una estructura de hormigón armado ante cargas externas, específicamente para puentes. Los resultados son satisfactorios al realizar la comparación con los datos originales, pero para el uso del modelo se requiere un conocimiento completo de la trayectoria de las cargas dentro de los elementos y se añade al punto de que puede terminar siendo un modelo sofisticado de gran complejidad que bajo esa razón provoque un impedimento limitante en la aplicación en el diseño práctico. Luego de la misma manera y en el mismo marco, se tiene que en el trabajo de To et al. (2003), la modelación se realiza para una viga en voladizo y para un puente de hormigón, en donde la modelación se lleva a cabo con elementos del programa Ruaumoko para el análisis no lineal. Los resultados fueron satisfactorios al concordar con los datos experimentales, no obstante puede mejorar su desempeño incluyendo el efecto Bauschinger para las barras de refuerzo. Por otro lado, Park et al. (2007) genera un método de análisis no lineal utilizando elementos uniaxiales verticales, horizontales y diagonales para la representación del hormigón y las barras de refuerzo. EL modelo fue probado ante distintos tipos de estructuras, en donde finalmente la comparación revela que se predice de buena manera la capacidad y la disipación de energía, pero no se llegan a valores concluyentes con respecto a la capacidad de deformación, que tiene directa relación con las fallas a compresión y el pandeo y fractura de las barras de refuerzo.

Uno de los primeros estudios avanzados de tratar de estudiar una estructura a gran escala, fue Panagiotou (2008), quien en su tesis de doctorado desarrolló un modelo para verificar el diseño de un edificio de 7 pisos a escala completa. Su caracterización de la estructura, consiste en un modelo computacional 2-D puntal tensor, en el cual toma e incorpora el acoplamiento 3-D entre los muros, losas y sistema gravitacional, que tienen influencia significativa en la respuesta del elemento frente a la respuesta dinámica del edificio. Como objetivo propuesto se encuentra el cálculo de diferentes estados de daño en el alma del muro ante distintos niveles de excitación, también la modelación adecuada de los efectos 3-D al interactuar en la modelación del muro y además la verificación experimental del sistema en términos de la respuesta de fuerzas, desplazamientos y deformaciones.

La estructuración del muro mediante puntal tensor, se realiza discretizando el muro en elementos, de los cuales verticalmente tenemos barras de acero que vienen siendo representadas por el área de la barra misma, mientras que el hormigón viene siendo el área que cubre la barra. Horizontalmente sólo se considera la armadura como elemento que trabaja y en diagonal tenemos elementos de hormigón.

En la siguiente figura 7 se presenta un esquema explicativo de la modelación.

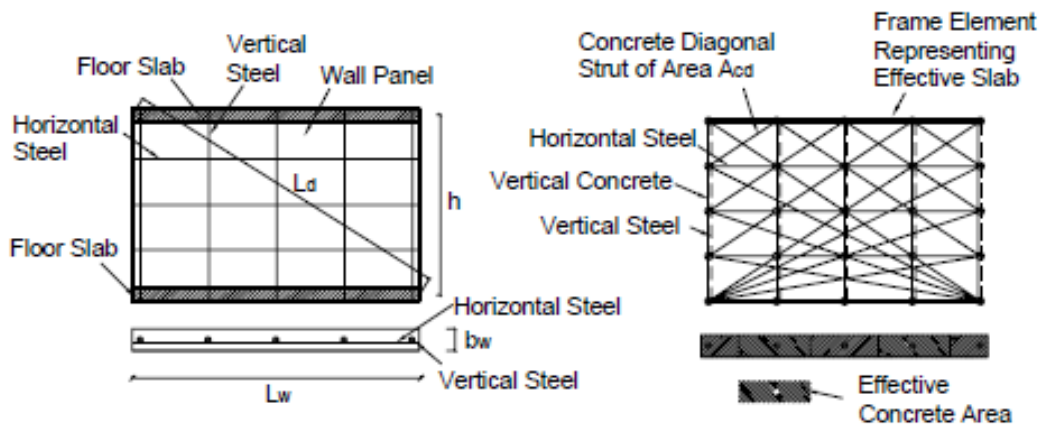


Figura 7: Detallamiento de la modelación del muro.

Otra de las modelaciones realizadas fue en Panagiotou et al. (2012), la cual es llamada modelo de cerchas cíclico no lineal (Nonlinear Cyclic Truss Model for Reinforced Concrete Walls). Consta de un enrejado no lineal para muros de hormigón armado, o en general, para elementos planos sujetos a cargas cíclicas de creciente demanda de desplazamiento. En lo que se basa esta modelación es en poder reflejar bien el comportamiento de la estructura luego de que ésta pasa al rango no lineal, rescatando de buena manera las fuerzas, la capacidad de deformación y la degradación de resistencia.

La estructuración del muro mediante puntal tensor, se realiza discretizando el muro en elementos, de los cuales verticalmente tenemos barras de acero que vienen siendo representadas por el área de la barra misma, mientras que el hormigón viene siendo el área que cubre la barra. Horizontalmente se considera de igual manera la armadura como elemento que trabaja y el hormigón que cubre la barra. En diagonal tenemos elementos de hormigón, los cuales consideran el efecto de la deformación transversal al eje de los puntales diagonales en su desempeño.

En la figura 8 se muestra la discretización de los elementos y el modelo de un voladizo.

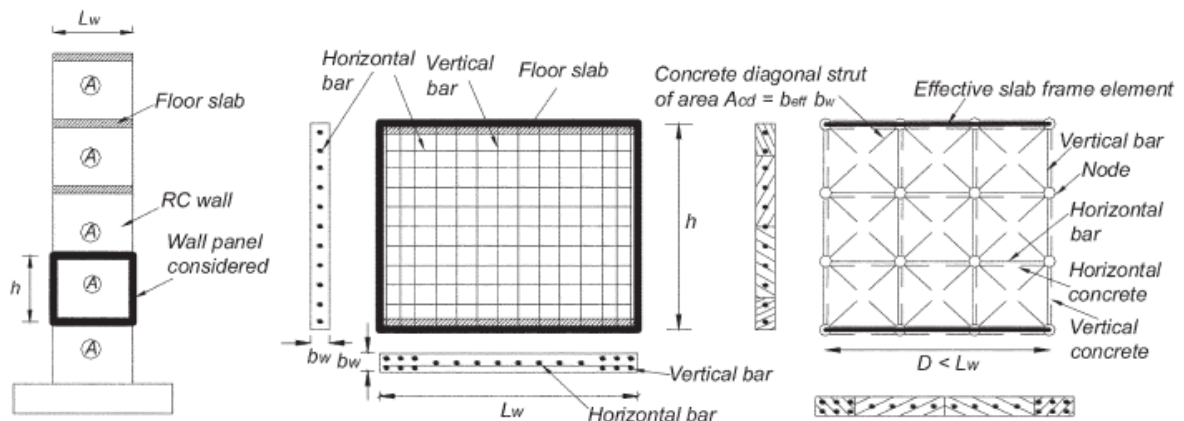


Figura 8: Esquema de la modelación, Panagiotou et al. (2012).

Luego Lu et al. (2014) realiza cambios al mismo tipo de modelación de Panagiotou et al. (2012), llamándolo modelo de viga y enrejado tridimensional para muros de hormigón armado no planos (Three-Dimensional Cyclic Beam-Truss Model for Nonplanar Reinforced Concrete Walls). En él considera la incorporación de elementos viga de sección de fibra Euler-Bernoulli no lineales en orientación vertical, elementos no lineales en orientación

horizontal y bielas en dirección diagonal no lineales. Al igual que el modelo anterior, se tiene el efecto de las tensiones transversales en el puntal diagonal de concreto. En la figura 9 se tiene un ejemplo de la discretización en la modelación.

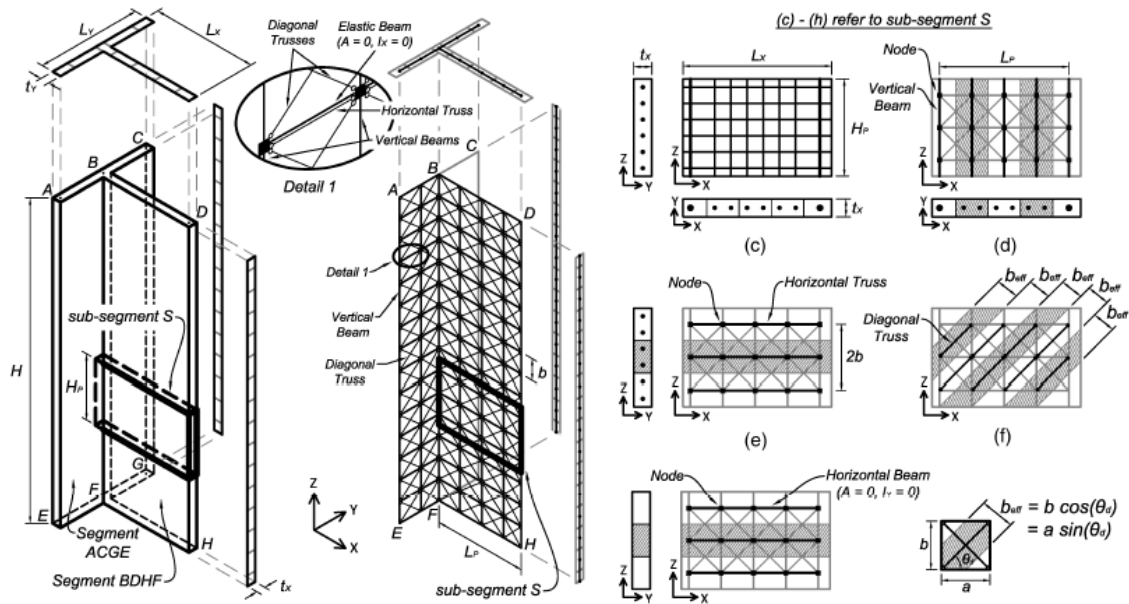


Figura 9: Esquema de la modelación de Lu et al. (2014).

Finalmente uno de los trabajos finales de Lu et al. (2016), consiste en una modelación avanzada de los ejemplos en 3-D realizada en el año 2014, debido a los distintos problemas o más bien correcciones para mejorar el comportamiento que fueron encontrados en las investigaciones anteriores. Es por esto, que para este nuevo modelo se toman en cuenta además nuevos trabajos experimentales.

Cabe destacar que para las últimas investigaciones, los modelos de los materiales ocupados no varían demasiado para análisis de manera global del elemento, además que los dos últimos descritos se centran en lo que respecta a modelaciones 3-D.

2.6. MODELO DE VIGAS Y CERCHAS CÍCLICO NO LINEAL

La modelación presentada a continuación, es la seleccionada para los muros a modelar, dado que es de implementación relativamente simple, con resultados muy satisfactorios para muros en 2-D y 3-D, además que los datos que se requieren obtener para contrastar con los experimentales, son los que se han comprobado que son fidedignos.

El modelo consiste en un enrejado no lineal para muros de hormigón armado, o en general, para elementos que pueden o no contener discontinuidades, sujetos a cargas cíclicas de creciente demanda de desplazamiento. En lo que se basa esta modelación es en poder reflejar bien el comportamiento de la estructura luego de que ésta pasa al rango no lineal, rescatando de buena manera las fuerzas, la capacidad de deformación y la degradación de resistencia.

El modelo utiliza elementos de fibra tipo viga no lineales para las direcciones verticales de la estructura, para los elementos horizontales se usan elementos tipo viga igual y finalmente para los elementos diagonales se ocupan de igual manera bielas. Lo particular de la modelación, es que el material de las bielas diagonales considera el efecto de las tensiones normales que se dan en el elemento en sí, cuando se encuentra en un campo de tensiones de compresión. Y además se incorpora el efecto del tamaño de los elementos dentro de lo que respecta a la representación de la estructura.

2.6.1. MODELAMIENTO DE ELEMENTOS

Para introducir un poco a los elementos, se debe ver a modo general la discretización de los elementos. Para esto, se tiene en la figura 10 un esquema de cómo se distribuyen los elementos, en donde se puede notar los ángulos paralelos entre los puntales diagonales de la cercha.

De manera simple, la modelación consta de elementos verticales, horizontales y diagonales. Los verticales vienen siendo representados por hormigón y barras de refuerzo. De igual manera, los elementos horizontales constan de hormigón y acero. Para el caso de las diagonales, éstas son constituidas únicamente por hormigón.

La sección transversal de las diagonales es el producto entre el espesor del muro b_w y el ancho efectivo del puntal b_{eff} . El ancho efectivo depende de las longitudes de cada subpanel y el ángulo con respecto a la horizontal de cada puntal diagonal. En la figura 10 se presentan los subpaneles y uno de los cuales presenta las variables de la sección transversal del elemento.

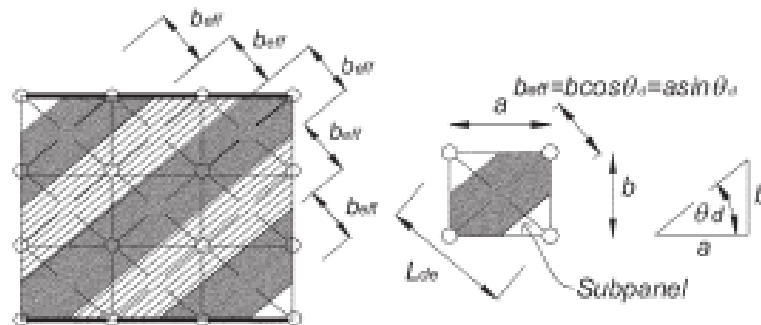


Figura 10: Subpanel y variables de elementos diagonales, Panagiotou et al. (2012).

Con respecto a la sección transversal de los elementos horizontales y verticales, viene siendo representada por la discretización misma que se realiza del muro, es decir, se modela las barras de refuerzo abarcadas con su respectivo hormigón que rodea la sección de acero. En la figura 11 se presenta un esquema de la separación de los elementos con los elementos que abarca de acero y el hormigón correspondiente.

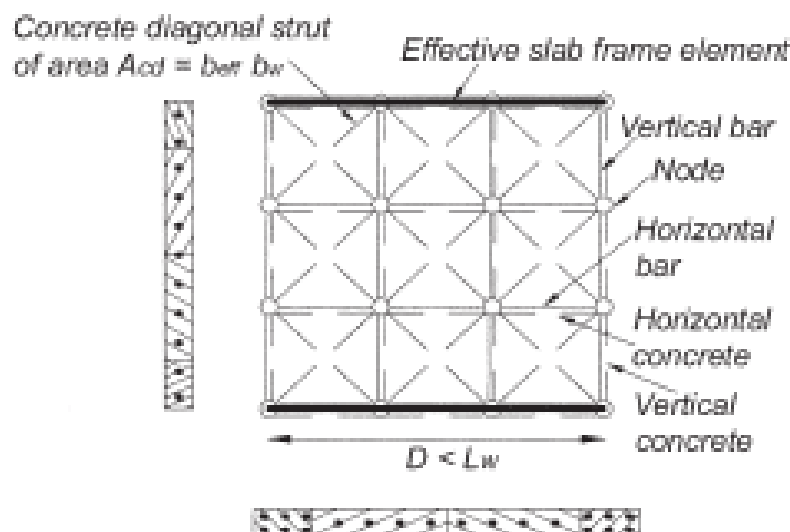


Figura 11: Esquema de discretización de elementos, Panagiotou et al. (2012).

De la figura 11, se puede ver claramente que la sección transversal en elementos verticales y horizontales viene siendo el producto del espesor del muro con un ancho correspondiente para cada elemento en el caso del hormigón, mientras que para el acero son las barras abarcadas en cada elemento. De la figura 11, se tiene que al tener discretizados los elementos con sus respectivas partes de hormigón y acero, el hormigón pasa a tener zonas de superposición entre los elementos verticales, horizontales y diagonales, por lo que se debiera tener una mayor rigidez inicial que en la realidad de los ensayos experimentales.

2.6.2. LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES

2.6.2.1. MODELO DE HORMIGÓN VERTICAL Y HORIZONTAL

La relación de tensión deformación para el concreto confinado utilizado en los elementos tanto verticales como horizontales, se muestra en la figura 12, en donde f_{cc} corresponde a la resistencia a la compresión del hormigón confinado a nivel de deformación ϵ_{CC} . La curva de carga hasta f_{cc} se comporta con bases en el modelo de hormigón de Fujii (Hoshikuma et al. 1997), el cual se contiene descrito en la siguiente ecuación 2.

$$f(\epsilon) = \begin{cases} E_C \epsilon + \left(\frac{f'_c - E_C \epsilon_{C0}}{\epsilon_{C0}^2} \right) \cdot \epsilon^2 & \epsilon \geq \epsilon_{C0} \\ \left(\frac{f'_c - f_{cc}}{(\epsilon_{C0} - \epsilon_{CC})^3} \right) \cdot (\epsilon - \epsilon_{CC})^3 + f_{cc} & \epsilon_{C0} > \epsilon \geq \epsilon_{CC} \end{cases} \quad (2)$$

Para el comportamiento del hormigón no confinado, se tiene la misma relación presente en la ecuación 2, con cambios de términos de f_{cc} a f'_c y ϵ_{CC} por ϵ_{C0} . Luego de alcanzar para el caso confinado y no confinado la resistencia del hormigón, la curva continúa de manera tri-lineal, pasando por los puntos $(\epsilon_{cint}, f_{cint})$ y $(\epsilon_{cres}, f_{cres})$. En ambos casos pasada la deformación residual (ϵ_{cres}) , se tiene una resistencia residual constante f_{cres} .

La curva de descarga desde el caso en compresión, se define por la ecuación 3. En donde luego de alcanzar carga cero del hormigón, se carga linealmente hasta el punto en donde había quedado el material a tracción.

$$E_u = \lambda \cdot \left(\frac{f}{\varepsilon}\right) + (1 - \lambda) \cdot E_c \quad (3)$$

Para ambos tipos de hormigón, la curva de tensión de tracción es lineal hasta la resistencia a tracción del material (f_t). En caso de no especificarse el factor de Stevens (M), que tiene relación con la rigidez de la tensión (Stevens et al. 1991), la curva de la tensión luego de alcanzada la resistencia a la tracción del material sigue de manera tri-lineal, pasando por los puntos $(\varepsilon_{tint}, f_{tint})$ y $(\varepsilon_{tres}, f_{tres})$. En ambos casos pasada la deformación residual (ε_{tres}), se tiene una resistencia residual constante f_{tres} . En el caso de indicar el valor del parámetro de Stevens, el comportamiento de la curva viene siendo descrita por la ecuación 4.

$$f = f_t \cdot [(1 - M)e^{-\lambda_t(\varepsilon - \varepsilon_{cr})} + M] \quad (4)$$

En donde tenemos que:

$$M = \frac{C_t \cdot \rho_l}{d_b} \quad ; \quad \lambda_t = \frac{540}{M} \quad ; \quad \varepsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_c} \quad (5)$$

De la ecuación 5, C_t es igual a 75 [mm], ρ_l es la cuantía de acero en la dirección paralela al eje de análisis del elemento y d_b es el diámetro de la barra de refuerzo de interés.

La curva de descarga desde la tensión de tracción, es lineal con pendiente E_c (Módulo de elasticidad del hormigón). Luego de alcanzar carga nula, el material se carga linealmente hasta alcanzar el punto sin deformación pero a compresión $(0, -\alpha \cdot f_t)$. Ya alcanzado el punto, se carga linealmente hasta el límite al que haya llegado con anterioridad el material a compresión, y en caso de que se presente que la carga fuera menor a dicho punto alcanzado, desde la carga nula se llega linealmente al punto de carga reemplazando el mencionado anteriormente.

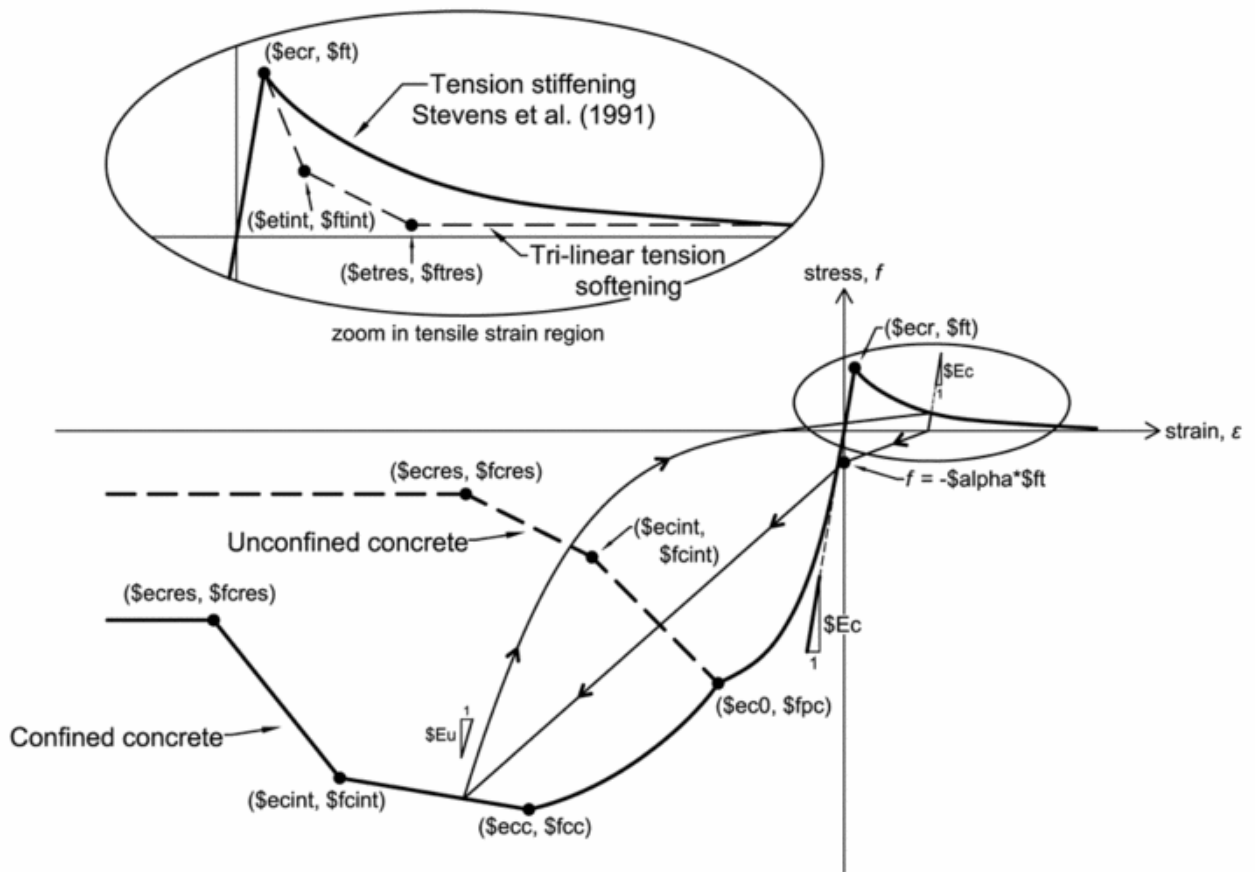


Figura 12: Modelo de hormigón para los elementos verticales y horizontales.

2.6.2.2. MODELO DE HORMIGÓN DIAGONAL

Básicamente el modelo del hormigón para los elementos diagonales es idéntico al de los elementos horizontales y verticales, pero con ciertas diferencias que se presentan a continuación. Como primer punto, se tiene que para las diagonales no se presenta resistencia a la tensión de tracción y el segundo punto es que el material contempla el campo de tensiones biaxiales que se presentan frente a cargas de compresión en la dirección normal a la carga actuante, como es descrito por Vecchio y Collins (1986).

Tal como se menciona anteriormente, se tiene como dato de entrada la deformación generada en la dirección ortogonal a la que lleva la carga ϵ_n . En la figura 13 se presenta un ejemplo, en el cual se tiene que para un elemento diagonal llamado e_1 que se extiende desde el nodo 1 al 2, ϵ_n es obtenido usando un elemento de nula rigidez que se extiende desde el punto central de e_1 hacia los nodos 3 y 4, teniendo de esta manera los elementos g_1 y g_2 . La finalidad consiste en obtener la tensión instantánea del hormigón, en este caso del elemento e_1 , añadiendo un factor β que considera la deformación normal instantánea ϵ_n , que es el promedio de las deformaciones de los elementos g_1 y g_2 . El ángulo θ que se aprecia en la figura, debe rondar los 90° como sugerencia, para lograr la deformación normal instantánea.

La curva que representa la relación entre el factor β y la deformación normal instantánea ϵ_n , viene siendo descrita por una curva tri-lineal que se presenta en la figura 14.

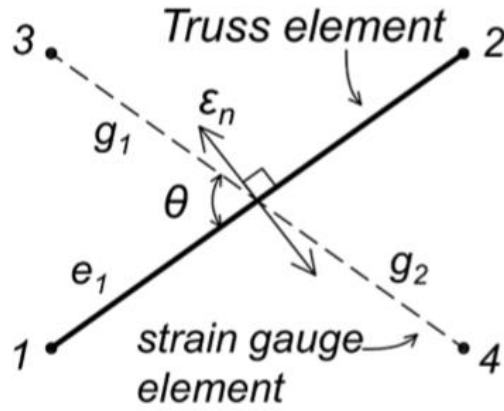


Figura 13: Elementos diagonales para contabilizar los efectos biaxiales a compresión del material.

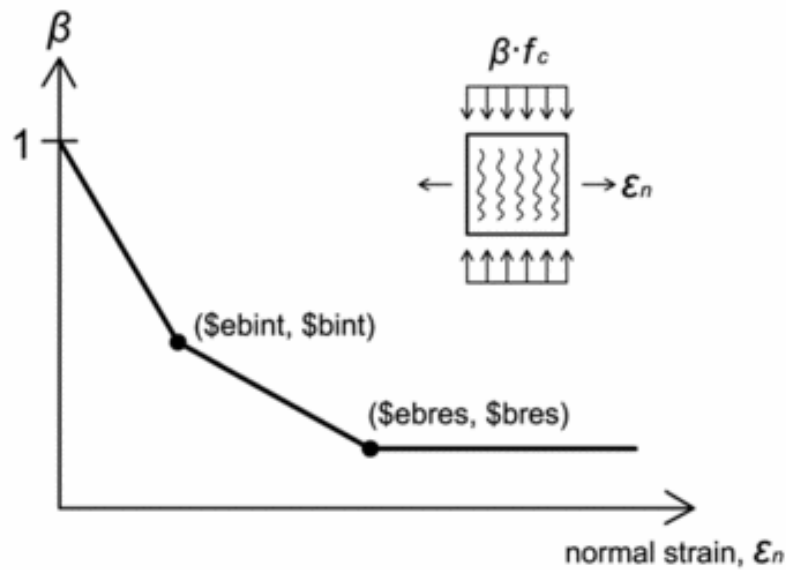


Figura 14: Relación entre factor de reducción de la resistencia a compresión y la deformación normal del elemento.

Los valores de los puntos intermedios de la curva de la figura 14, dependen del largo de los elementos, teniendo de esta manera lo siguiente:

$$\epsilon_{int} = \left(\frac{600}{L_g}\right) \cdot 1\% \quad ; \quad \epsilon_{res} = \left(\frac{600}{L_g}\right) \cdot 2.5\% \quad (6)$$

De la ecuación 6, se tiene que los puntos de la deformación ϵ_{int} y ϵ_{res} dependen de un valor 600 [mm], el cual corresponde a un largo de referencia considerado en la modelación y también del largo del elemento con nula rigidez L_g , por lo que está dependiendo del largo de los elementos modelados, con el fin de incorporar el efecto de tamaño del mallado con noción en la energía de fractura del hormigón a compresión.

En el caso de los valores de β_{int} y β_{res} , son elegidos para que sean similares a los desarrollados por Vecchio y Collins (1986).

2.6.2.3. ARMADURA DE REFUERZO

El modelo de la armadura de refuerzo viene dado por la implementación de Giuffré-Menegotto-Pinto (Menegotto y Pinto, 1973). Lo particular de este modelo es que considera un endurecimiento isotrópico del material. En la figura 15 se presenta la curva que describe el comportamiento. De la figura se aprecia que se tienen como datos la fluencia del acero f_y , el módulo de elasticidad inicial E_s y la razón de endurecimiento luego de la fluencia B_s . Los parámetros de que controlan el paso de la zona elástica a la plástica (Filippou et al. 1983) son: $R_0 = 20$; $cR_1 = 0.925$; y $cR_2 = 0.15$. Los efectos tales como no linealidad en la geometría que se traduce en pandeo de la armadura y además deslizamiento de la armadura con respecto al hormigón, así como también penetración de la armadura en la base, no son considerados en la implementación de la modelación del material.

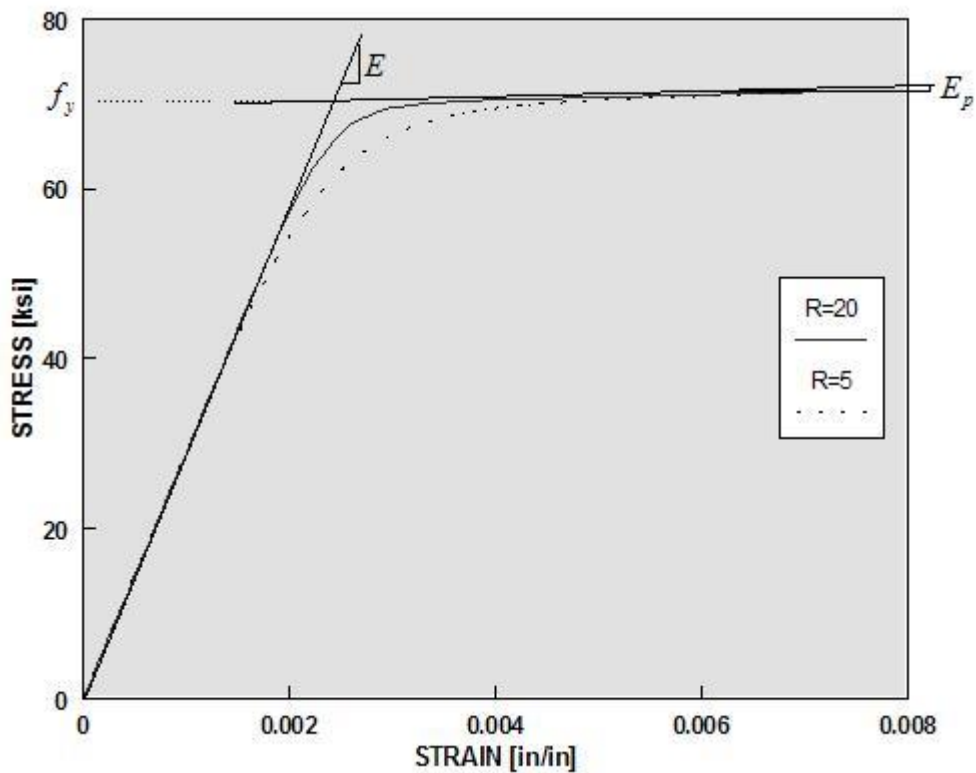


Figura 15: Histéresis del acero con endurecimiento isotrópico.

3. RECOPIACIÓN MUROS A MODELAR

Lo primero que se debe considerar de los muros que se ensayaron anteriormente, son las características de los materiales utilizados, la geometría de cada una de las probetas y además los modos de falla que se presenciaron en los ensayos experimentales, con el objetivo de tener la información necesaria para la posterior modelación, de los muros de Manríquez (2016) y Muñoz (2017).

3.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los materiales utilizados en las probetas son los comúnmente utilizados en la práctica de la profesión. Se usó un hormigón G-30, es decir, que tiene una resistencia a la compresión de 30 [MPa], aunque teóricamente se provee esa calidad del hormigón, cabe destacar que lo que se termina teniendo no necesariamente es dicho valor. En el caso del acero, se utiliza el tipo A630-420H, aunque de igual manera generalmente esos valores no son los que al probar en el laboratorio se obtienen. Es por esto, que a continuación se presentan los valores de materiales utilizados para cada tipo de muro ensayado.

El hormigón utilizado en cada uno de los muros se presenta en la tabla 1.

Tabla 1: Resistencia a la compresión de los hormigones para cada muro.

Tipo de muro	Fecha de ensayo del muro	f'_c [MPa]
Muro Rectangular (base)	27/02/2016	33.0
Muro bandera 1	08/03/2016	40.4
Muro bandera 2	16/03/2016	36.3
Muro bandera 3	22/03/2016	38.3
Muro con abertura central 1	08/06/2016	39.3
Muro con abertura central 2	31/05/2016	39.6
Muro con abertura central 3	16/06/2016	40.0

La geometría de cada uno de los muros se presenta en las secciones siguientes. En la tabla 2 se presentan las propiedades de los aceros utilizados para cada caso.

Tabla 2: Propiedades del acero.

Diámetro de barra [mm]	f_y [MPa]
8	492.5
10	477.5
16	495.9

En la tabla 2, se presentan sólo las fluencias de los materiales para cada tipo de barra. Las demás propiedades se presentan en las secciones siguientes.

3.2. GEOMETRÍA Y DETALLAMIENTO DE MUROS

A continuación se presentan todos los muros con sus respectivas dimensiones, incluyendo las aberturas que se presentan. Además se habla un poco del detallamiento que tienen, es decir, a la debida armadura dispuesta en cada una de las probetas.

3.2.1. DESCRIPCIÓN DE MURO BASE

El muro base es contra el cual se comparan las variaciones que se tienen de los resultados entre los distintos muros con discontinuidades y el muro rectangular uniforme. En particular el muro base al igual que los demás especímenes, cuenta con una altura de 2.65 [m] de altura, un largo de 0.9 [m] y espesor de 0.15 [m].

En lo que respecta al refuerzo del muro, todas las probetas cuentan con armadura de borde que corresponde a $4\phi 16$ extendidos de manera longitudinal, equivalente a una cuantía del 4%. Dichas armaduras son dispuestas de tal manera de tener un recubrimiento de 15 [mm]. Desde la base y sobre una altura de 910 [mm] se tiene confinamiento de estribos $\phi 6@70$. En el centro del muro se tiene una doble malla de $\phi 8@200$ en sus dos direcciones con el objetivo de brindarle al muro la cuantía mínima.

En la figura 16 se presenta un esquema del detallamiento del muro base.

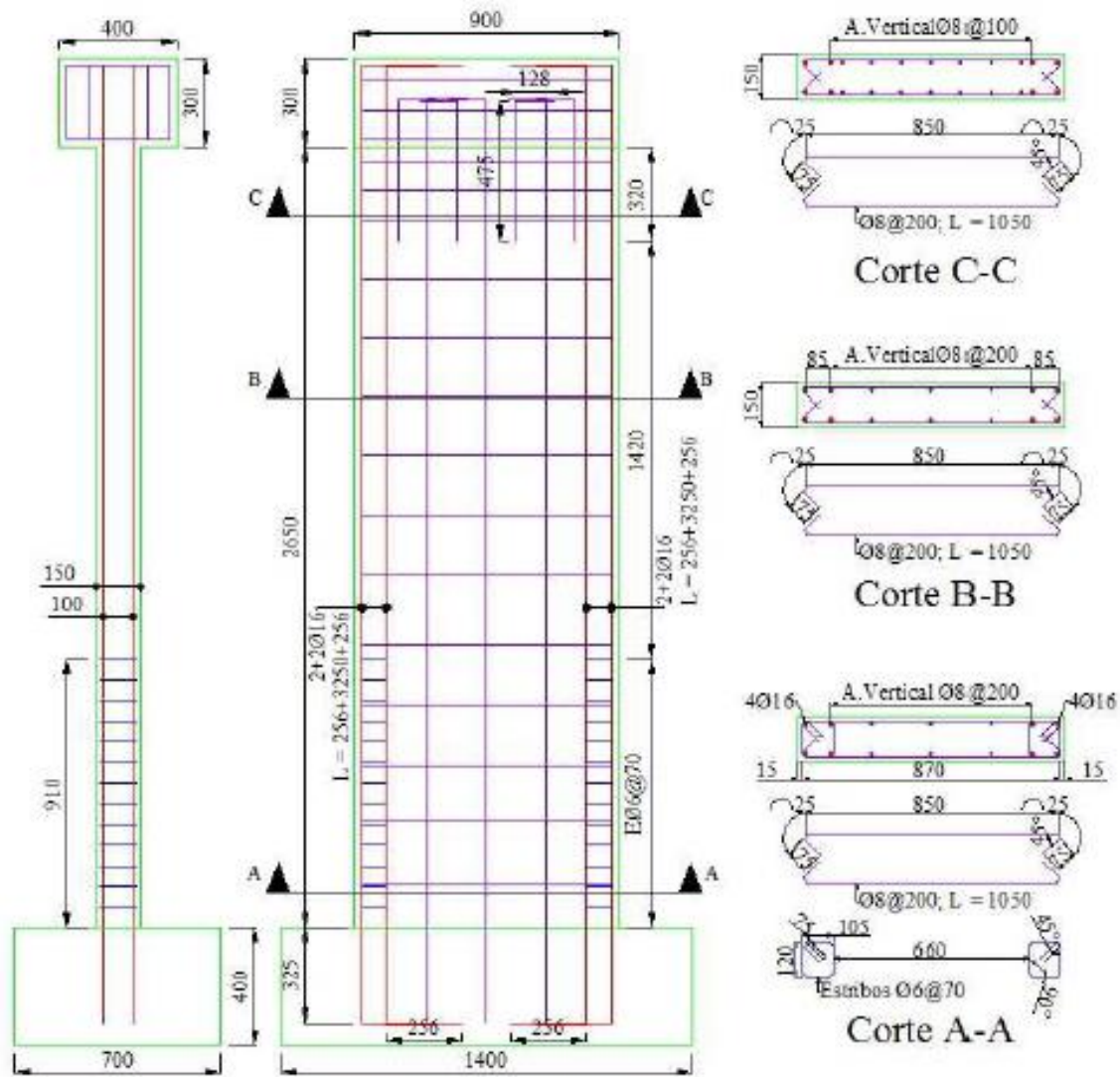


Figura 16: Detallamiento de armadura del muro base (Manríquez I., 2016).

3.2.2. DESCRIPCIÓN DE MUROS TIPO BANDERA

Al igual que para el caso del muro base anteriormente descrito, para las distintas configuraciones de los muros bandera, tenemos que cuentan con una altura de 2.65 [m], un largo que varía según el muro que se esté estudiando, pero con un espesor constante de 0.15 [m].

Se confeccionaron tres muros, que cuentan con una abertura en una de sus esquinas inferiores simulando la condición del muro bandera. Las distintas configuraciones se evidencian en la tabla 3 de la presente memoria.

Tabla 3: Descripción de las dimensiones de las probetas de muros tipo bandera.

Muro	Alto [mm]	Ancho [mm]	Abertura HxL [mm x mm]
Probeta 1	2650	1150	300 x 250
Probeta 2	2650	1400	300 x 500
Probeta 3	2650	1150	600 x 250

En la tabla 3, HxL corresponde a las dimensiones de la abertura en una de las esquinas, en donde H y L corresponden a la altura y el largo de la abertura respectivamente.

El refuerzo de los muros bandera, sigue la misma lógica que para el muro base, en donde se tiene armadura de borde $4\phi 16$, con confinamiento mediante estribos $\phi 6@70$, desde la base del muro hasta 910 [mm] de altura. En el alma del muro se cuenta con una doble malla $\phi 8@200$ en sus dos direcciones.

Las diferencias que se presentan se encuentran claramente en la discontinuidad de la base. En el borde de la abertura, las 4 barras de diámetro 16 [mm] se hacen llegar hasta 1.0 [m] desde la base, por lo tanto se tiene una longitud de desarrollo de 700 [mm] en los muros 1 y 2, mientras que para la probeta 3 se tienen 400 [mm]. El resto de muro se completa con la doble malla $\phi 8@200$ y se completa con la armadura de elemento de borde.

En las figuras 17, 18 y 19 se presentan los esquemas del detallamiento de la probeta 1, 2 y 3 respectivamente.

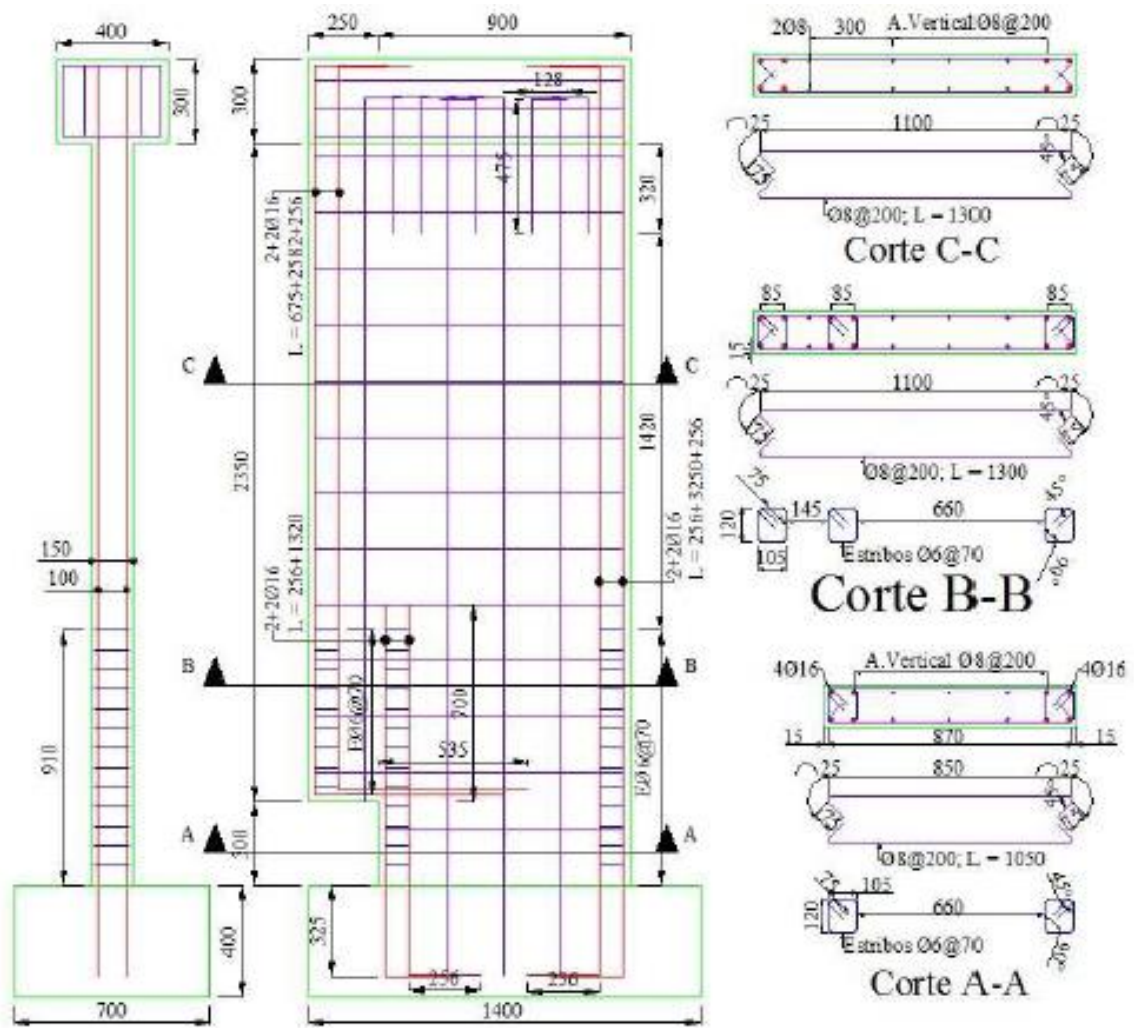


Figura 17: Detallamiento de la armadura de la probeta 1 de muros bandera.

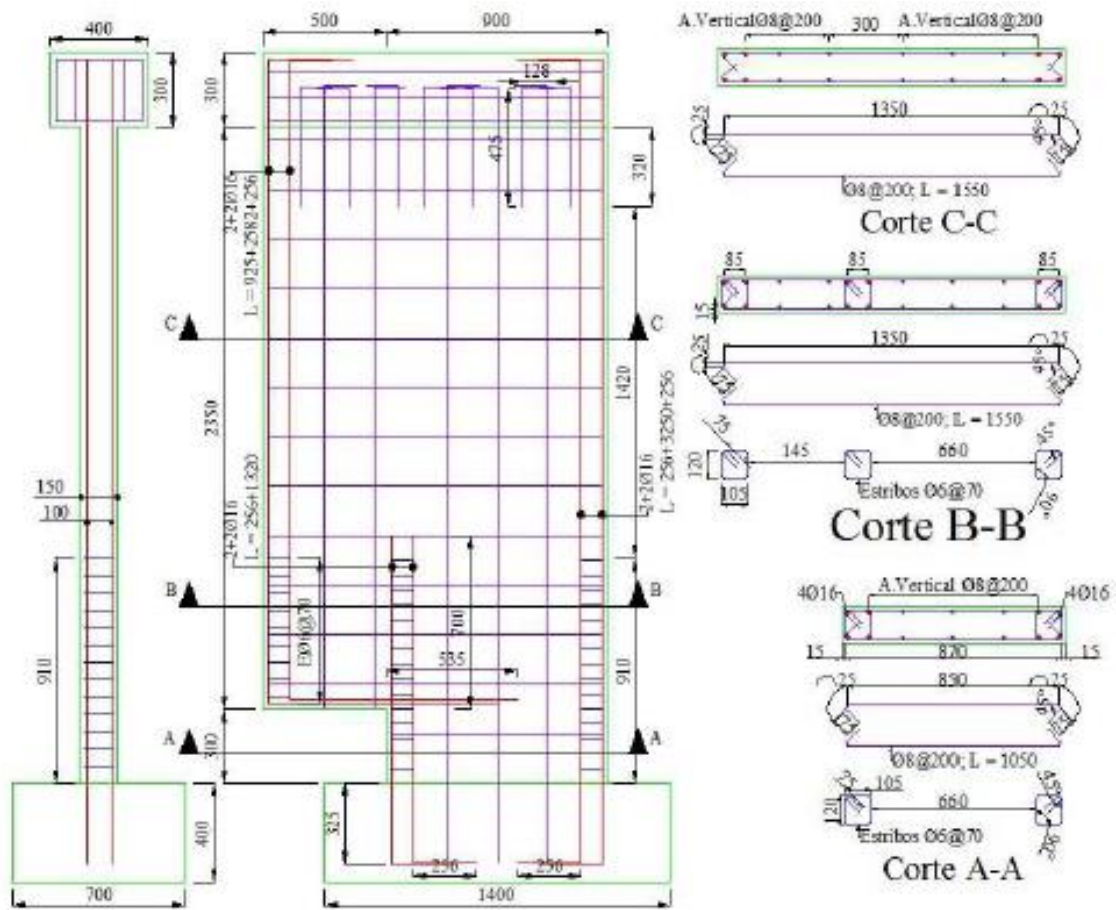


Figura 18: Detallamiento de la armadura de la probeta 2 de muros bandera.

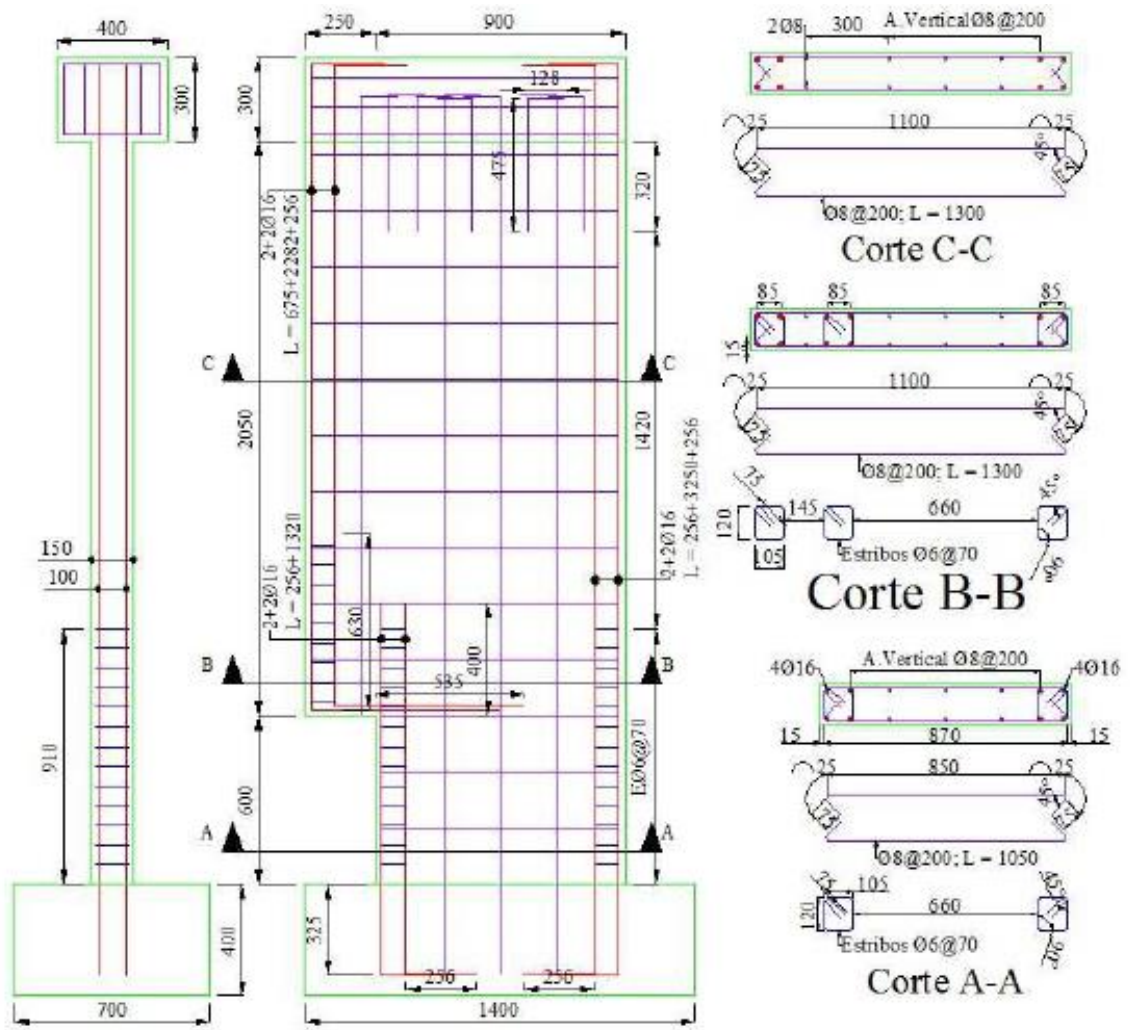


Figura 19: Detallamiento de la armadura de la probeta 3 de muros bandera.

3.2.3. DESCRIPCIÓN DE MUROS CON ABERTURA CENTRAL

Al igual que los muros descritos anteriormente, en términos geométricos se tiene una altura de 2.65 [m], largo de 0.9 [m] y espesor de 0.15 [m].

Se realizan 3 probetas con abertura central, las que tienen las siguientes dimensiones presentadas en la tabla 4:

Tabla 4: Descripción de las dimensiones de las probetas de muros con aberturas centrales.

Muro	Alto [mm]	Largo [mm]	Abertura HxL [mm x mm]
MR1	2650	900	300 x 135
MR2	2650	900	300 x 270
MR3	2650	900	600 x 270

Cabe destacar que de la tabla 4, HxL son las dimensiones de la abertura central, en donde H y L corresponden a la altura y el largo de la abertura respectivamente.

La armadura de refuerzo de los muros consta de $4\phi 16$ como armadura de borde, confinada hasta una altura de 920 [mm] desde la base del muro con $\phi 6@70$, luego de dicha altura se confina distinto en uno de los bordes, con espaciamiento de 100 [mm], mientras que el otro elemento de borde sobre los 920 [mm] no se dispuso de estribos. Este cambio se realiza para estudiar si es que existe una influencia en el confinamiento por sobre el largo de rótula plástica., aunque no se registraron resultados relevantes.

En el alma del muro se cuenta con armadura horizontal, doble malla $\phi 8@150$, hasta la altura de la discontinuidad, y en el resto del muro se vuelve a la doble malla $\phi 8@200$. La cuantía de acero se aumenta en la zona de discontinuidad, con la finalidad de suplir la falta de hormigón en dicha zona para la resistencia al corte. La armadura vertical, doble malla es la que sufre más diferencias con respecto al muro base, ya que mientras que en el caso base se tienen tres barras de 8 [mm] espaciadas a 200 [mm], en los muros con abertura se tienen solo dos barras que van proyectadas cerca de los bordes de la discontinuidad, y que no llegan a la base. Con respecto a la armadura que va en el borde de la abertura consta de dos barras de 10 [mm] de diámetro que se empalman con la armadura vertical del alma del mismo. Por lo tanto, el cambio con respecto al muro base, corresponde a 4 barras de 10 [mm] contra las 6 barras de 8 [mm].

En las figuras 20, 21 y 22 se presentan los esquemas del detallamiento de las elevaciones y cortes de las cuatro probetas.

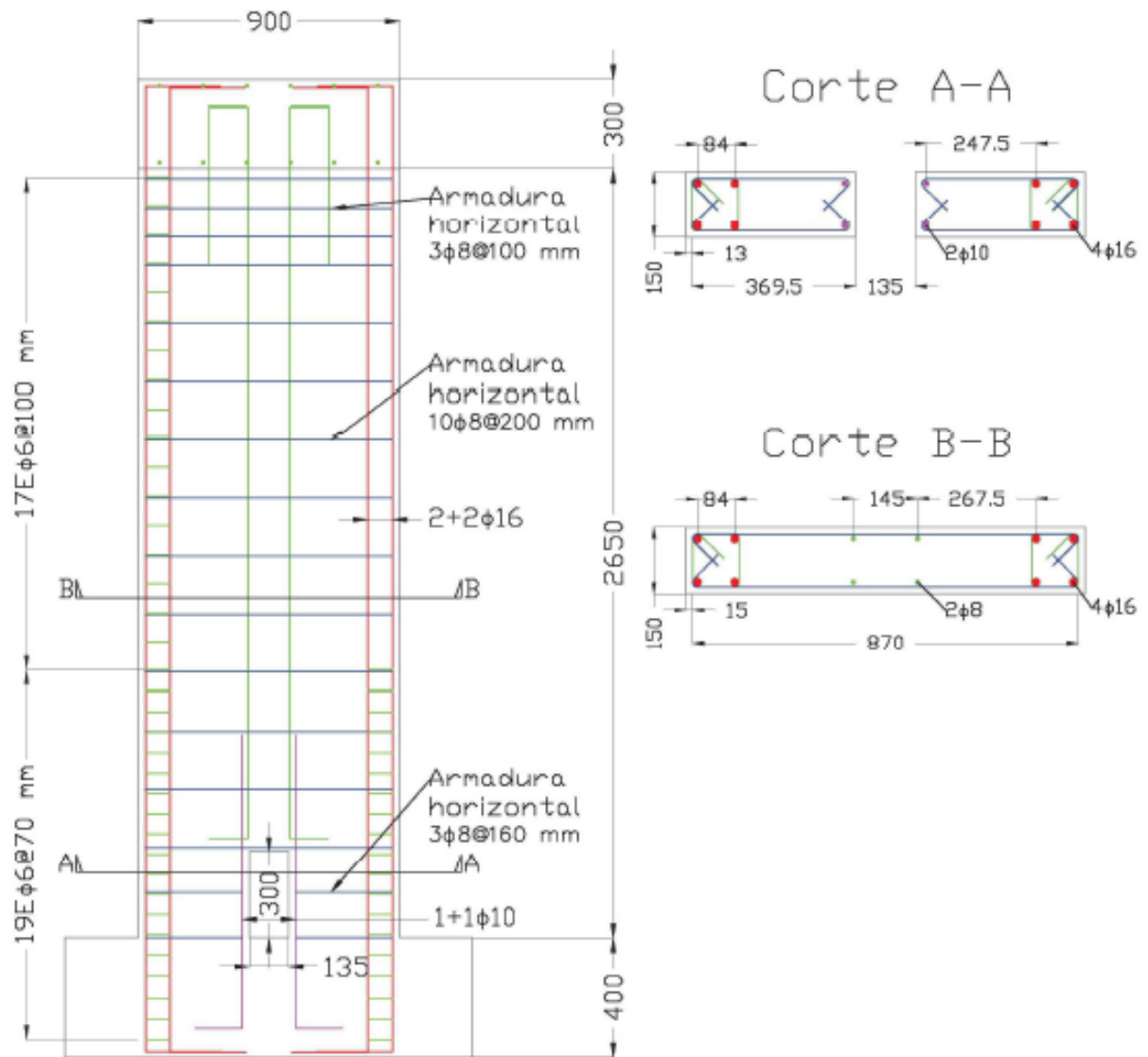


Figura 20: Detallamiento de la armadura de la probeta 1 de muro con abertura.

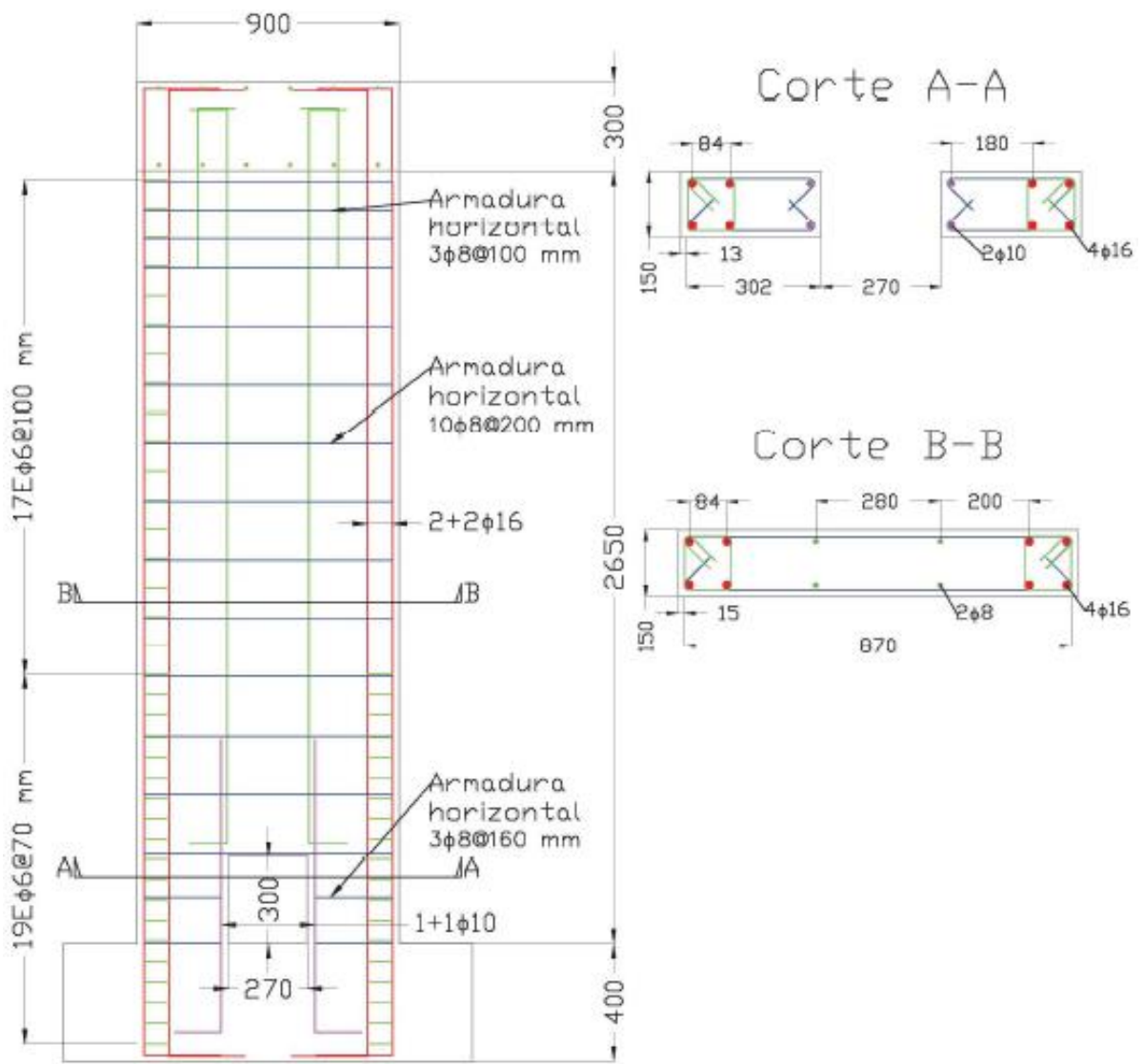


Figura 21: Detallamiento de la armadura de la probeta 2 de muro con abertura.

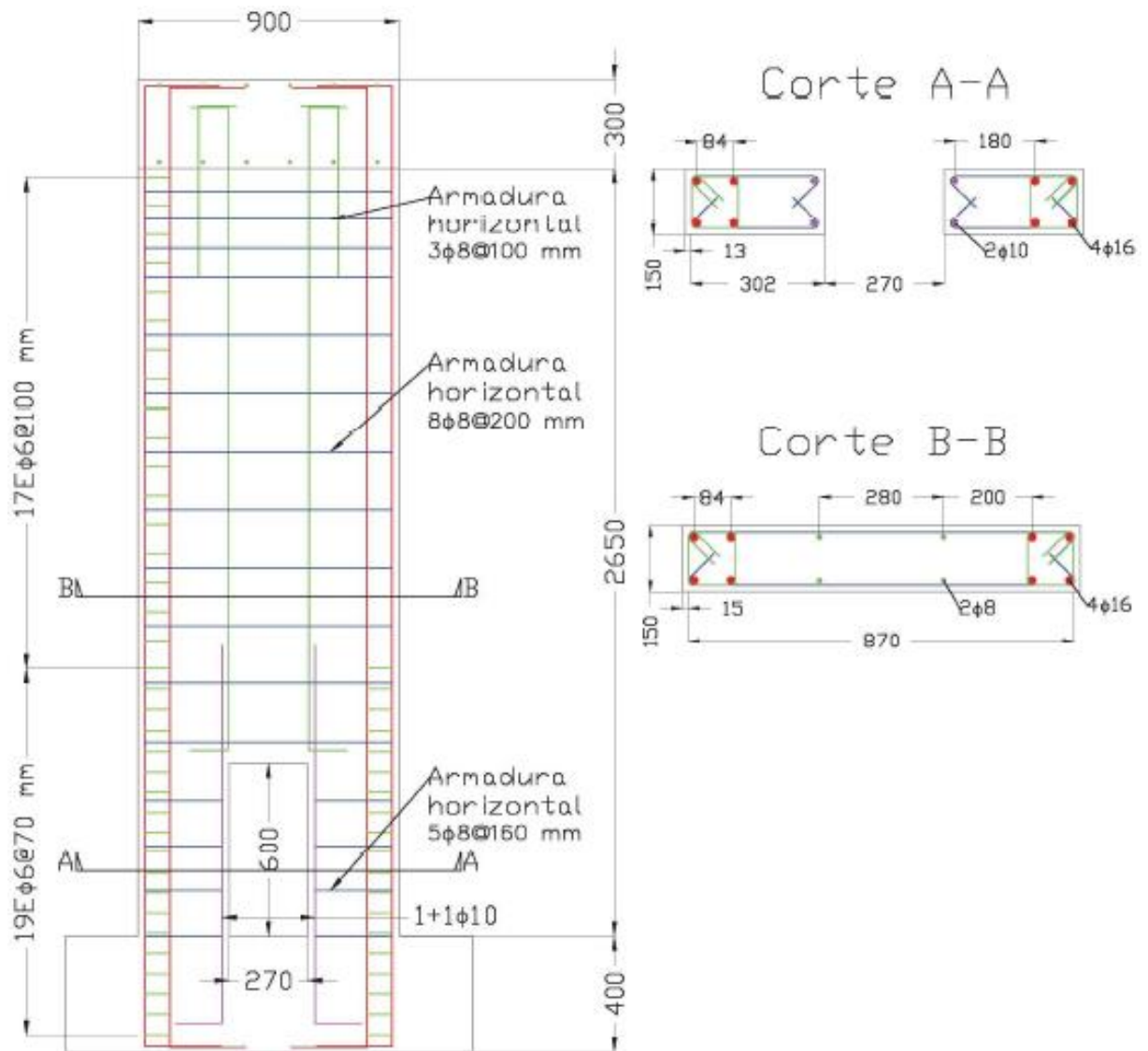


Figura 22: Detallamiento de la armadura de la probeta 3 de muro con abertura.

3.3. MODOS DE FALLA

Los modos de falla que se presentan en los ensayos experimentales de los alumnos Manríquez (2016) y Muñoz (2017), son del muro base con bandera y de los muros con abertura central en la base respectivamente.

En primer lugar del trabajo de Manríquez, el muro base y los muros bandera presentan características de las fallas bastante parecidas, en donde predomina el daño que se va presentando paulatinamente concentrada en el tramo inferior del muro. Y a medida que se va aumentando la deriva, comienzan a aparecer grietas en toda la altura. Al 3% de la deriva se presencia desprendimiento del recubrimiento de hormigón en la parte de la base de los muros.

La degradación se observa a mayores derivas, con barras a compresión sufriendo pandeo y el hormigón de borde desprendido. Cabe destacar que las barras de confinamiento no fallan, pero no impiden el pandeo de la armadura longitudinal.

Los muros bandera agregaban daños en la parte de la esquina superior de la singularidad, pero con un modo de falla similar al muro rectangular, caracterizado por pandeo de las barras de refuerzo longitudinales del borde de los muros, con el hormigón en la base ya destruido.

Los muros con abertura se comportan de manera similar al muro base, pero con grietas diagonales adicionales que comienzan en la esquina superior de la abertura y descienden hasta la base del muro. Pero en términos del tipo de falla, también se produce en la base de la misma manera en el borde a compresión.

En la figura 23 se encuentra el muro base ya en la condición de falla, en donde se puede ver lo que se mencionaba anteriormente, el claro pandeo de la armadura longitudinal con las barras de confinamiento sin fallar y el hormigón ya desprendido.



Figura 23: Desprendimiento del hormigón de recubrimiento y pandeo claro de barras del borde a compresión del muro base.

Lo que se ve en la figura 24 es la condición del muro con abertura, en donde se denota claramente la concentración del daño en la zona inferior de éste, como se explicaba anteriormente, con el mismo tipo de falla.



Figura 24: Condición del muro con abertura con daños concentrados en la base.

Finalmente en la figura 25 se tiene el muro con abertura, en donde se observa que el daño se concentra en la base al igual que los demás, pero se añade una grieta diagonal descrita anteriormente.



Figura 25: Estado de la probeta al término del ensayo experimental.

4. RESULTADOS

4.1. MODELAMIENTO

Tal como se menciona en el capítulo 2.6, luego de realizar un recopilado de los modelos existentes en temas de modelación de elementos, se llega a la conclusión de que el apropiado o elegido para este trabajo es el desarrollado por Panagiotou (2014), quien implementó el modelo de vigas y cerchas cíclico no lineal, específicamente para estudiar distintas configuraciones de muros que se encuentran en su trabajo (Lu, Y., and Panagiotou, M., 2014).

La modelación como tal, se ejecuta a través del programa Opensees (Mckenna et al., 2000), que es un software para la simulación de la respuesta de estructuras y sistemas geotécnicos ante sismos.

Uno de los primeros pasos antes de poder modelar los muros, es la discretización. Lo particular al elegir un tamaño de elementos, es que se debe tener una similitud entre los muros, en relación a las discontinuidades de los muros bandera y las aberturas centrales.

La discretización utilizada en el muro base corresponde a 5 elementos en orientación horizontal y 16 elementos orientados verticalmente, con lo que nos deja con la existencia de 102 nodos. Dado que los muros tienen distintas configuraciones por las discontinuidades consideradas, se tiene que el número total de nodos y de elementos totales, incluyendo los elementos diagonales, es variable, por lo que en la tabla 5 se presentan los detalles de cada muro.

Tabla 5: Elementos y nodos en modelación de cada muro.

Muro	Elementos	Nodos
Muro Base	336	102
Muro bandera 1	450	132
Muro bandera 2	512	147
Muro bandera 3	439	128
Muro con abertura central 1	330	102
Muro con abertura central 2	330	102
Muro con abertura central 3	324	102

En la figura 26 se encuentra un esquema del muro base, en que consiste en 16 elementos discretizados con una altura de 165.625 [mm], hecho que se replica para todos los modelos, así como también la condición de empotramiento en la base. La separación entre los elementos verticales se encuentra en cada uno de los esquemas, como se puede ver en las figuras 27 y 28, los muros bandera tienen la misma distribución en la base que el muro base y que el muro con abertura central 1, mientras que para los casos restantes de abertura central, se presentan claramente la separación en la figura 28. En general geoméricamente se tiene la misma distribución del caso base y los muros bandera 1, 2 y 3 y para el muro con abertura 1, con la excepción en los muros bandera, ya que se le agregan elementos para completar la bandera. En todos los casos se puede apreciar la carga lateral (F_t) y además la carga axial aplicada.

En la tabla 6 se presentan las cargas axiales que actúan en cada muro.

Tabla 6: Cargas axiales aplicadas a los muros.

Tipo de muro	Carga axial [Ton]
Muro base o rectangular	36.8
Muro bandera 1	39.5
Muro bandera 2	35.6
Muro bandera 3	37.4
Muro con abertura central 1	37.9
Muro con abertura central 2	38.2
Muro con abertura central 3	38.5

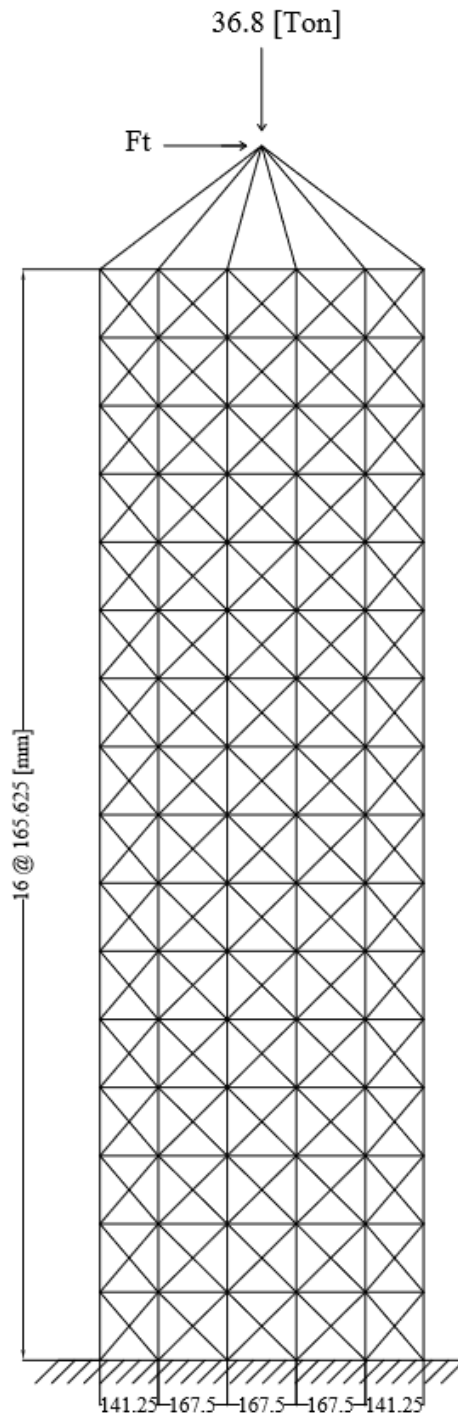


Figura 26: Esquema detallado del muro base. Dimensiones en [mm].

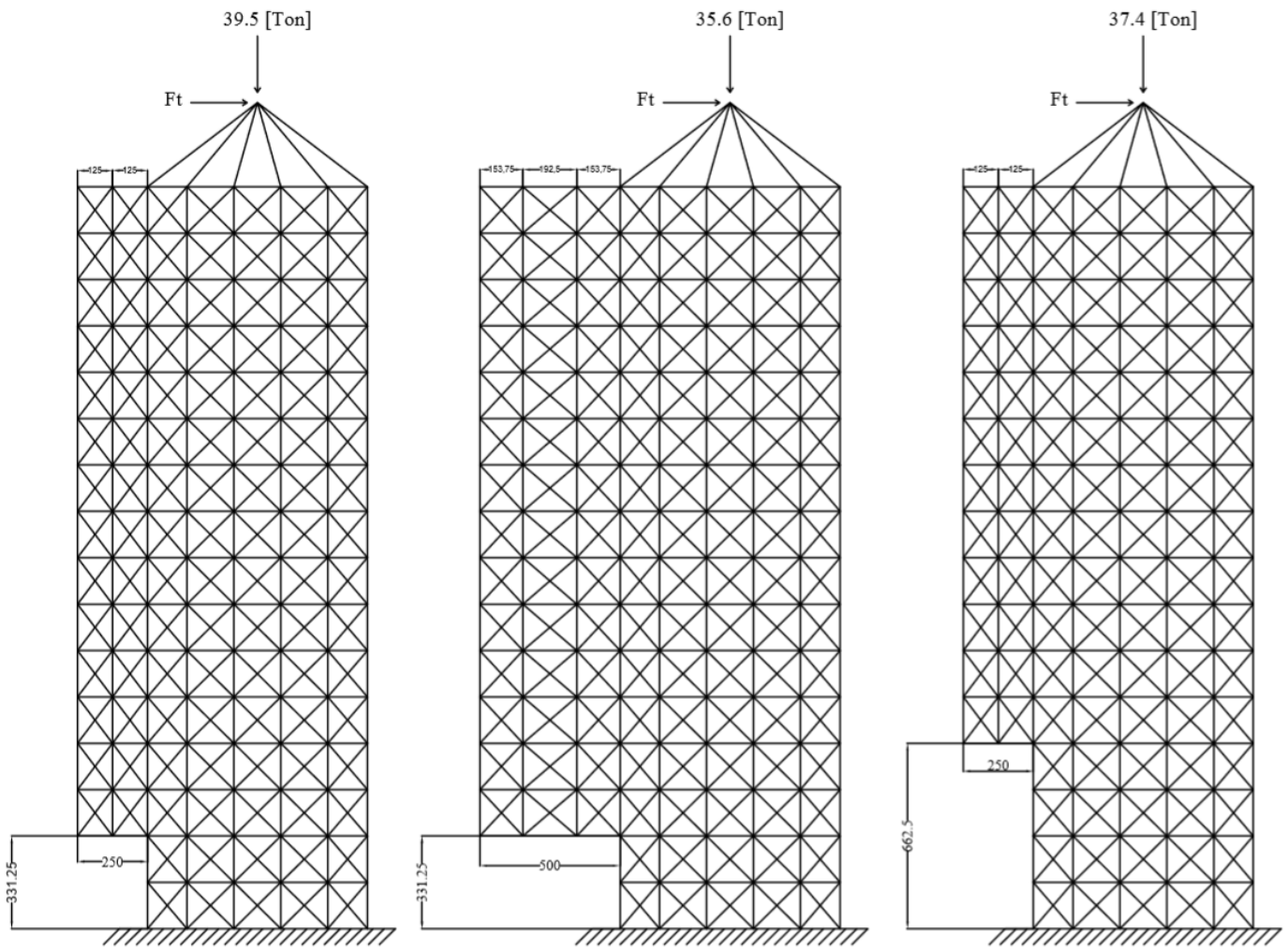


Figura 27: Esquema de los muros modelados. De izquierda a derecha Muro bandera 1, 2 y 3. Dimensiones en [mm].

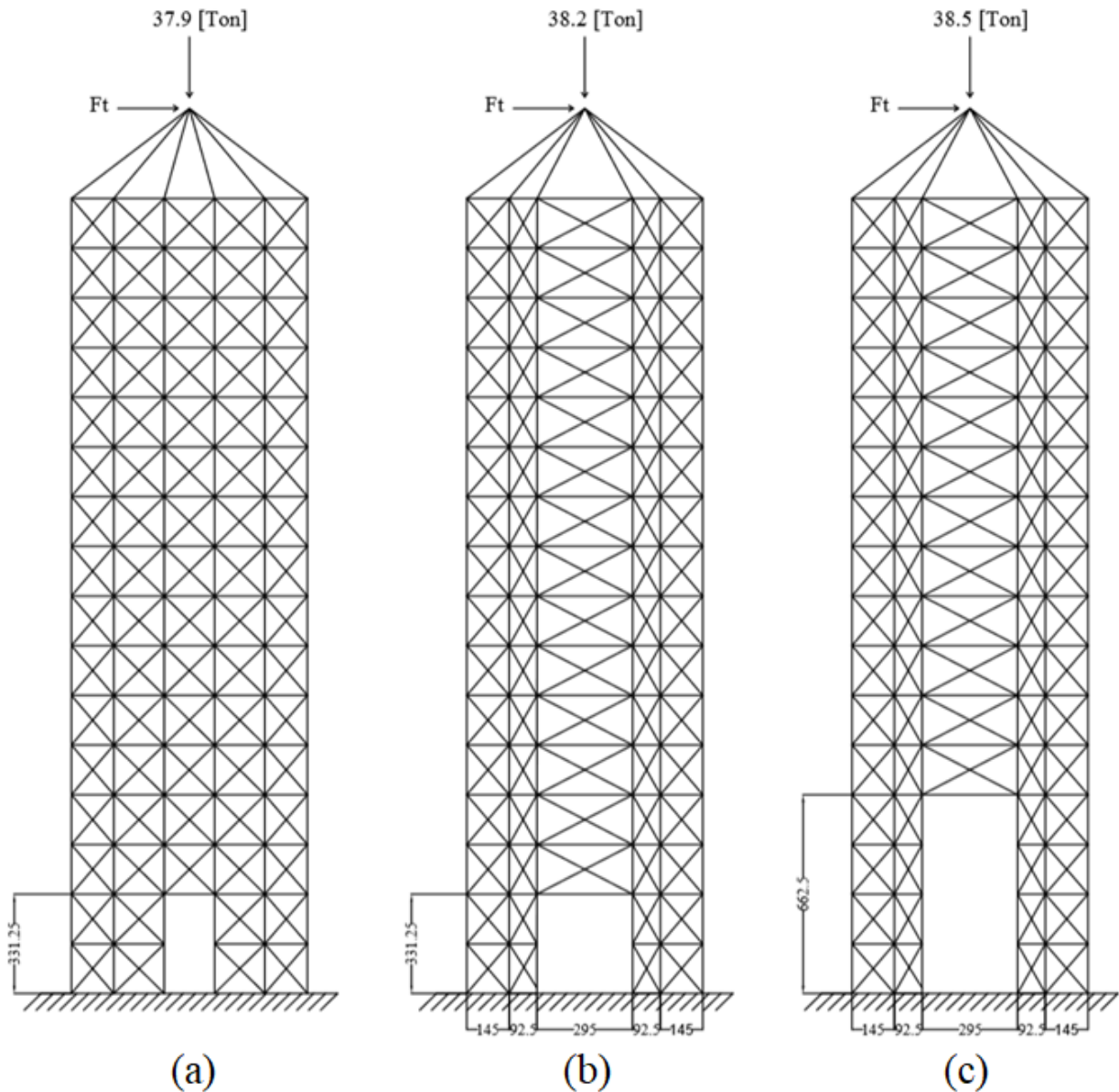


Figura 28: Esquema de los muros modelados. (a) Muro con abertura central 1, (b) Muro con abertura central 2 y (c) Muro con abertura central 3.

Lo que se ve en la parte superior de los muros, corresponde a la viga de transferencia, que tiene una altura de 0.3 [m] y corresponde al sistema que asegura la correcta y homogénea transferencia de la carga que se está ejerciendo lateral y axialmente al muro. Es por esto que se modela al igual que el muro en sí y consiste en elementos tipo biela infinitamente rígida.

Ya teniendo la geometría de los muros, se debe tener en cuenta que los elementos como fue descrito en el capítulo 2.6, aquellos que son orientados tanto verticales como horizontales son representados por fibras, en donde cada una de esas fibras corresponde al hormigón y además se agregan en capas las armaduras que van dentro del elemento. Todo conservando la real posición de cada barra, es decir, una vez fijando el eje del elemento, este se debe ubicar en el centro de las fibras, de manera tal de que todo esté geométricamente correcto con su posición. Esta breve aclaración abarca, valga la redundancia, los elementos de fibras que son verticales y horizontales. En el caso de los elementos diagonales, estos vienen siendo descritos únicamente por hormigón y se ven representados por bielas, por lo que lo único importante

aquí es fijar bien el área que le corresponde a cada biela, como se ve bien ejemplificado en el capítulo anteriormente mencionado.

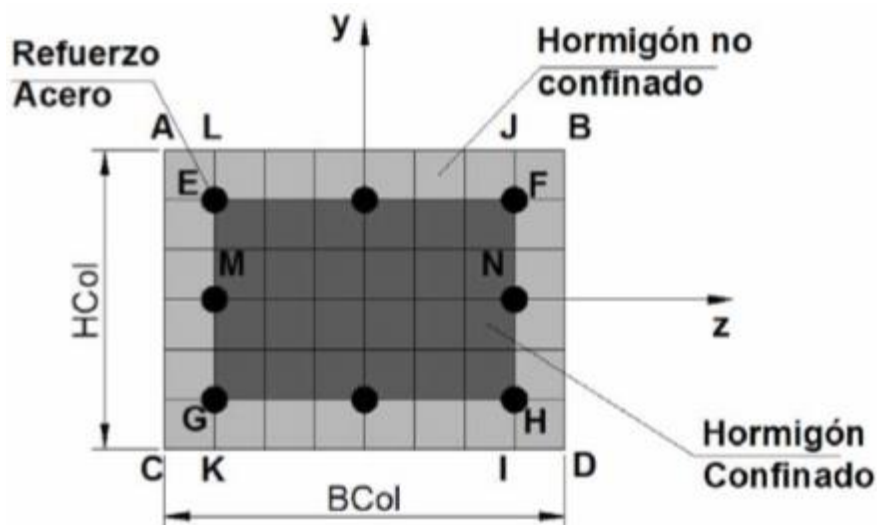


Figura 29: Ejemplo de columna tipo fibra.

A modo explicativo, en la figura 29 se presenta un elemento tipo fibra que representa en este caso una columna. Claramente se notan cuadrados que describen la forma de la columna y representan el hormigón que compone esta estructura. Cabe destacar que cada cuadrado se compone de ciertas características específicas de un hormigón y en este caso, así como también de los bordes de muro, se tienen distintos colores centrales y perimetrales, que corresponden a tanto hormigón confinado como no confinado. Agregado a esto, como se explicaba anteriormente, existen capas de barras que van sobre el hormigón y representan cada una de las barras longitudinales que existen en la columna, o en el caso nuestro las secciones del muro discretizado.

En la figura 30 a modo de ejemplo, se presentan en planta las secciones verticales del muro rectangular, con las fibras y las barras que corresponden.

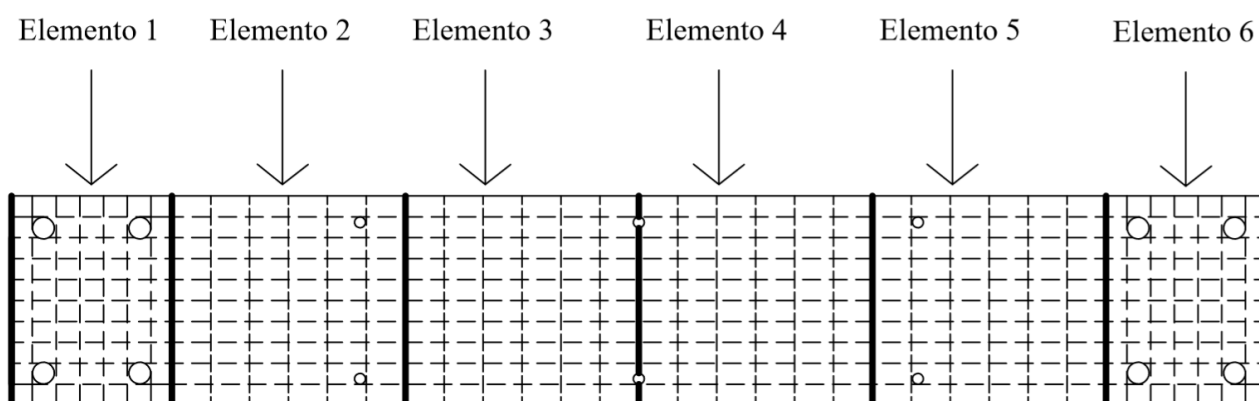


Figura 30: Muro base en planta con sus respectivas fibras.

En la figura 30 se ven los seis elementos verticales que se encuentran en los esquemas de los muros, en donde las líneas más gruesas demarcan las separaciones entre las secciones de fibra y se logra observar las barras de refuerzo en los elementos de borde, así como también la malla del alma del muro. Con respecto a las fibras de hormigón, vienen siendo representadas

por las líneas intermedias punteadas, en donde los cuadrados pequeños que se forman son las fibras que se diseñan.

Con la geometría lista y la distribución de los elementos, se deben definir las propiedades de los materiales que componen la modelación, tal y como se describe en el capítulo 3.1.

En la tabla 7 se presentan las propiedades de los materiales utilizados para la modelación.

Tabla 7: Propiedades de los materiales para cada muro.

	Mo	Mb1	Mb2	Mb3	Ma1	Ma2	Ma3
f'_c [Mpa]	33	40.4	38.78	38.3	39.3	39.6	40
ϵ_{c0}	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
recubrimiento [mm]	15	15	15	15	15	15	15
E_c [Mpa]	27579	27579	27579	27579	27579	27579	27579
$f_{\phi 8}$ [Mpa]	492.28	492.28	492.28	492.28	504.70	504.70	504.70
E_{s8} [Mpa]	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
$Bs2_{\phi 8}$	0.007	0.007	0.007	0.007	0.0085	0.0085	0.0085
$f_{\phi 10}$ [Mpa]	-	-	-	-	488.7	488.7	488.7
E_{s10} [Mpa]	-	-	-	-	200000	200000	200000
$Bs2_{\phi 10}$	-	-	-	-	0.0144	0.0144	0.0144
$f_{\phi 16}$ [Mpa]	495.73	495.73	495.73	495.73	497.39	497.39	497.39
E_{s16} [Mpa]	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
$Bs2_{\phi 16}$	0.007	0.007	0.007	0.007	0.0141	0.0141	0.0141

De la tabla 7, Mo corresponde al muro base o rectangular. Mb1, Mb2 y Mb3, corresponden a los muros bandera 1, 2 y 3 respectivamente. Y por último Ma1, Ma2 y Ma3, corresponden a los muros con abertura central 1, 2 y 3 respectivamente. Aquellos recuadros en los que no se dan valores son porque ese tipo de enfierradura en dichos muros correspondientes no es utilizado.

4.2. CONSIDERACIONES

Existen algunas consideraciones que se tomaron en cuenta para la realización de las modelaciones.

En primer lugar, con respecto a la discretización cabe recalcar que si bien se tiene un largo de elemento en altura de 165.625 [mm], lo que se ajusta perfectamente a la altura total del muro. Para los elementos horizontales, el número de éstos se elige tal que se consiga un valor cercano a la discretización en vertical, todo pensando en la modelación, ya que lo que se quiere obtener son diagonales que tengan ángulos cercanos a los 45 [°], que es la recomendación de las investigaciones anteriores realizadas por Panagiotou (2012). Si bien esa es la idea predominante, existen algunas partes de los muros, en especial las singularidades, que no están tan exactos los ángulos, pero dada que la idea es comparar los resultados entre los distintos muros, el tipo de discretización debe ser una que pueda asimilarse a todos los casos. Por lo tanto, las pequeñas variaciones no influyen en la respuesta global de los modelos.

Otro punto a considerar, es que si bien se describe en el capítulo 4.1 el tipo de representación esquemática de los elementos verticales y horizontales tipo fibra son de manera precisa en cuanto a la ubicación de las armaduras, esto se cumple para los elementos verticales, pero para los elementos horizontales dado la complejidad para ver la ubicación global de la armadura distribuida horizontalmente en las mallas, se toma la cuantía de dicha armadura y se multiplica por el área del elemento. Además el confinamiento de las fibras de hormigón que corresponden a las centrales en los elementos de borde, se llevan a cabo por factores en la modelación tomada como base, la cual se respeta.

Para la curva del acero, se tiene que los resultados de los ensayos a tracción de las barras utilizadas es de la siguiente forma presentada en la figura 31.

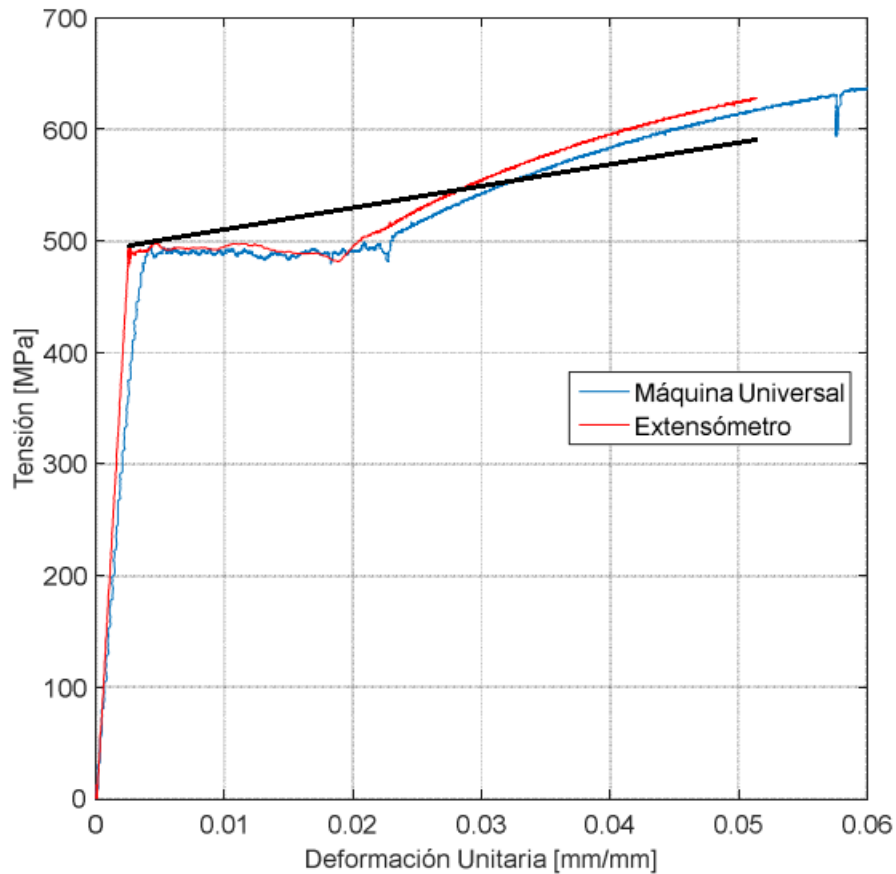


Figura 31: Gráfico tensión deformación para armadura de 8 [mm].

De la figura 31, se ve claramente que la armadura al llegar a la fluencia presenta una meseta, seguido del endurecimiento de la enfierradura.

Debido a las complicaciones de convergencia de la modelación del modelo, se decide continuar respetando el tipo de curva de tensión deformación existente. Por consiguiente tratando de asimilar o ajustar el gráfico a utilizar presentado en la figura 39, se tiene el siguiente resultado.

En la figura 38, se encuentra una línea negra que es la aproximación de la curva existente en la modelación utilizada, que se encuentra en el capítulo 2.6.2.3.

Ahora con respecto a los parámetros utilizados para los valores de la transición en el proceso desde el rango elástico al plástico de las barras de refuerzo, se tienen en la tabla 8. Dichos valores son recomendaciones que se encuentran en la literatura con respecto al modelo del acero.

Tabla 8: Parámetros de las armaduras.

Parámetros	Valores
R_0	18
$cR1$	0.925
$cR2$	0.15

4.3. COMPARACIÓN CURVAS DE CARGA DEFORMACIÓN

Luego de modelados los distintos muros, se comparan las curvas de histéresis de ensayos experimentales con la teoría que se aplica en la presente memoria.

Las distintas modelaciones fueron analizadas desde un sistema de ecuaciones que son resueltas creando un objeto que es el algoritmo de solución, que determina la secuencia de pasos que se deben realizar para resolver la ecuación no lineal. Éste algoritmo es el llamado Newton, que utiliza el método avanzado de Newton-Raphson para tomar el siguiente paso. Para verificar que se encuentra la solución, existe una prueba de convergencia, que consiste en tener una forma de determinar si es que se ha alcanzado la convergencia solicitada, la que en este caso se basa en incremento de energía. En lo que respecta al comando integrador, quien determina los términos del sistema de ecuaciones, se realiza mediante el control de desplazamientos. Luego de sobrepasar una primera cota del número de iteraciones y algoritmos de análisis, se sigue cambiando de la misma manera Newton, pero haciendo uso de la tangente inicial.

Uno de los puntos clave a la hora de encontrar los resultados más confiables, es la tolerancia que se tiene como objetivo para la prueba de convergencia, en donde los valores generan variaciones importantes de la respuesta, dado el algoritmo escogido. En este caso los valores en los que fluctuaban las tolerancias eran desde $1e-4$ a $1e-7$, en donde los valores más pequeños llegaban en algunos casos a tener resultados de las cargas con menor fluctuación, pero se podía llegar a tener problemas con la convergencia del modelo, mientras que para los valores mayores, se tenían facilidades a la hora de analizar el modelo, pero con respuestas globales con mayor fluctuación o en su defecto menor precisión en algunos puntos de interés.

En las figuras 32, 33, 34, 35, 36, 37 y 38 se muestran las histéresis de los muros rectangular o base, muros bandera 1, 2 y 3 (también llamados Muro b1, Muro b2 y Muro b3), Muros con abertura central 1, 2 y 3 (también llamados Muro a1, Muro a2 y Muro a3), a los cuales se les aplica los datos de los desplazamientos reales de los ensayos, para ver las respuestas que se obtienen con las modelaciones.

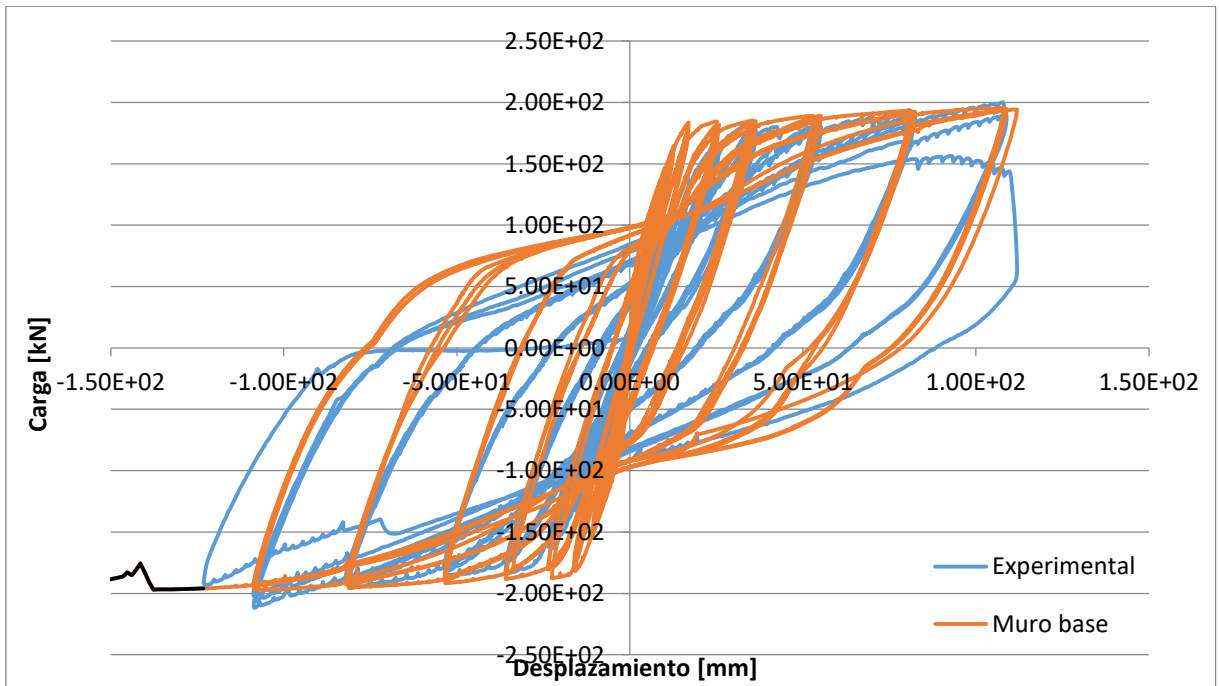


Figura 32: Comparación histéresis Mo o modelo base.

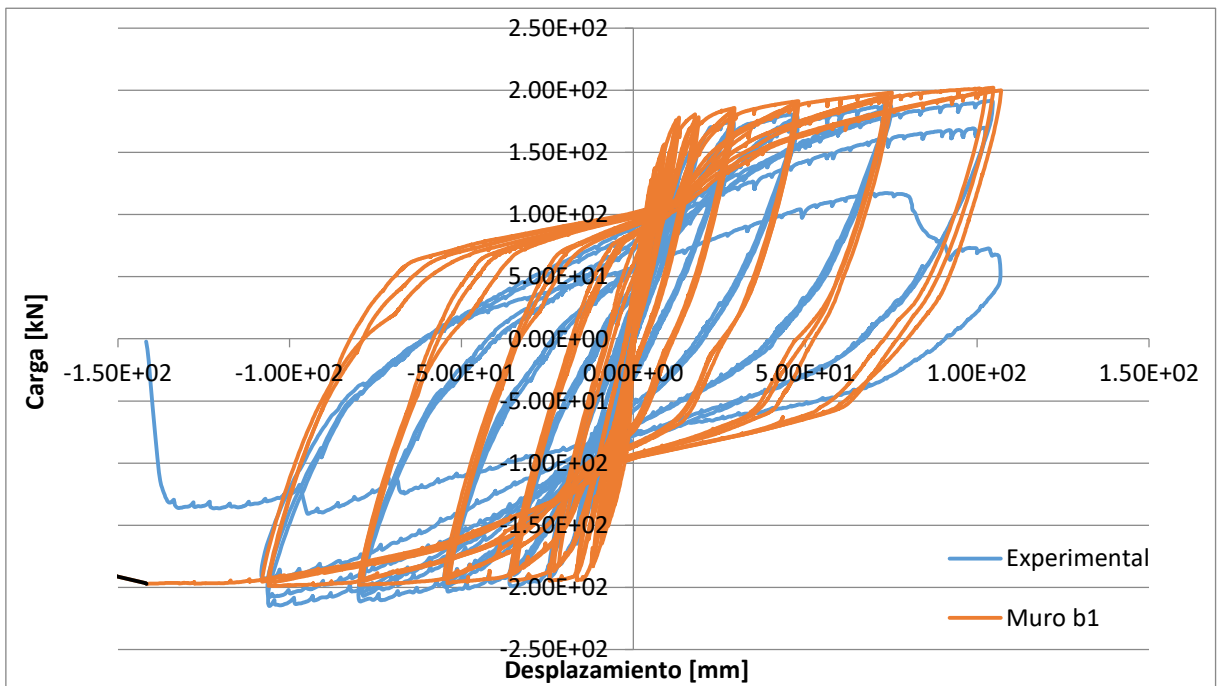


Figura 33: Comparación histéresis Muro bandera 1 o Muro b1.

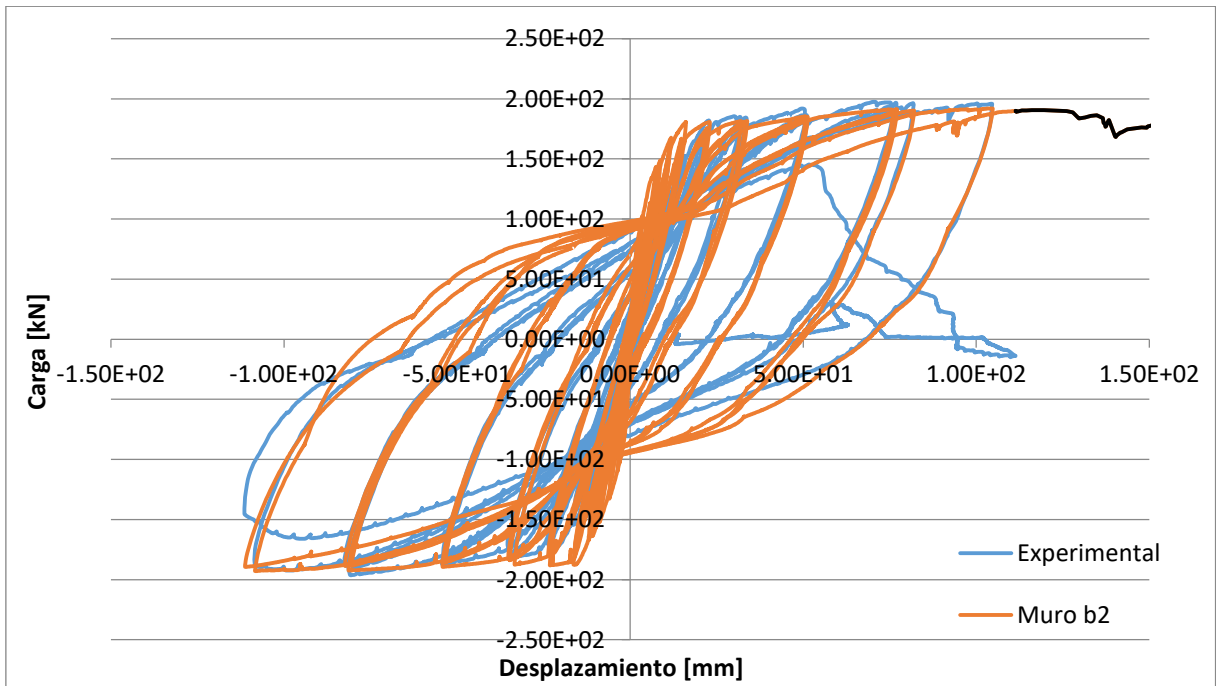


Figura 34: Comparación histéresis Muro bandera 2 o Muro b2.

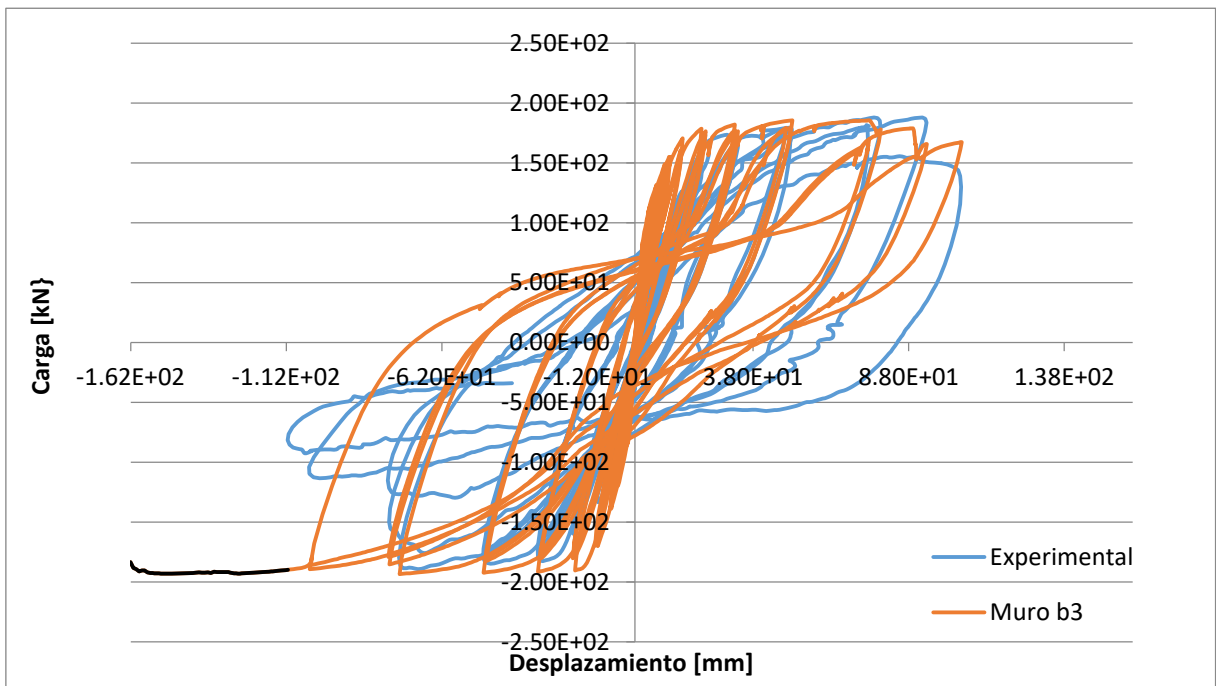


Figura 35: Comparación histéresis Muro bandera 3 o Muro b3.

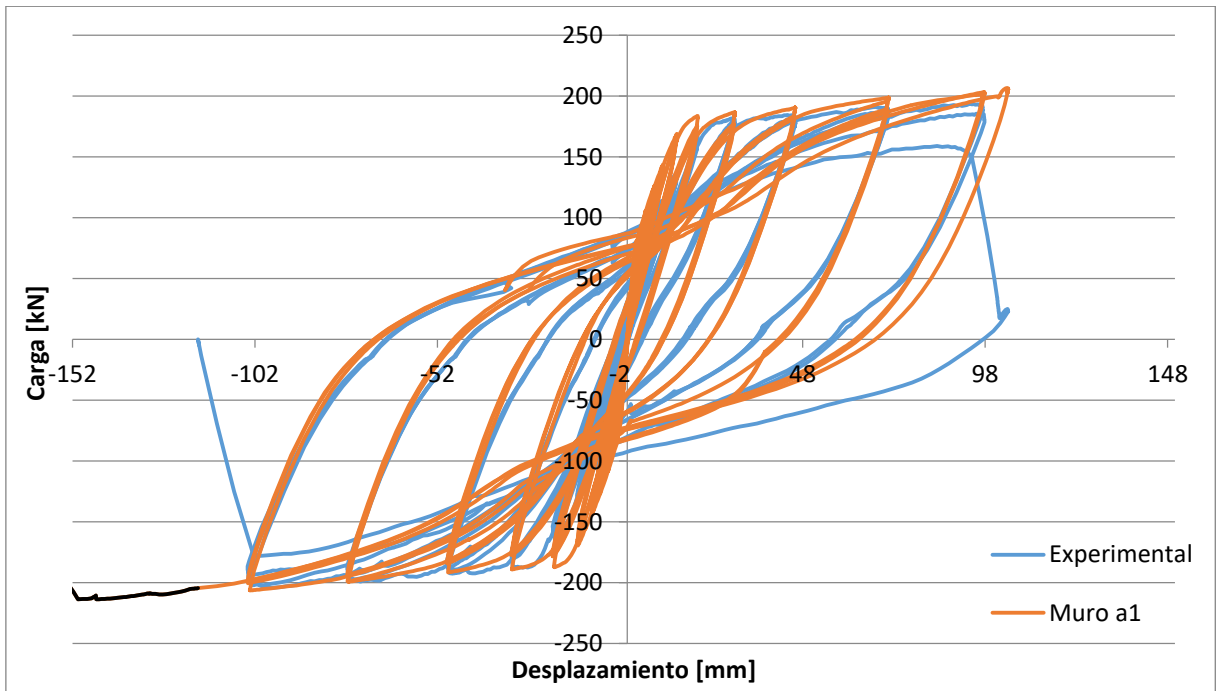


Figura 36: Comparación histéresis Muro con abertura central 1 o Muro a1.

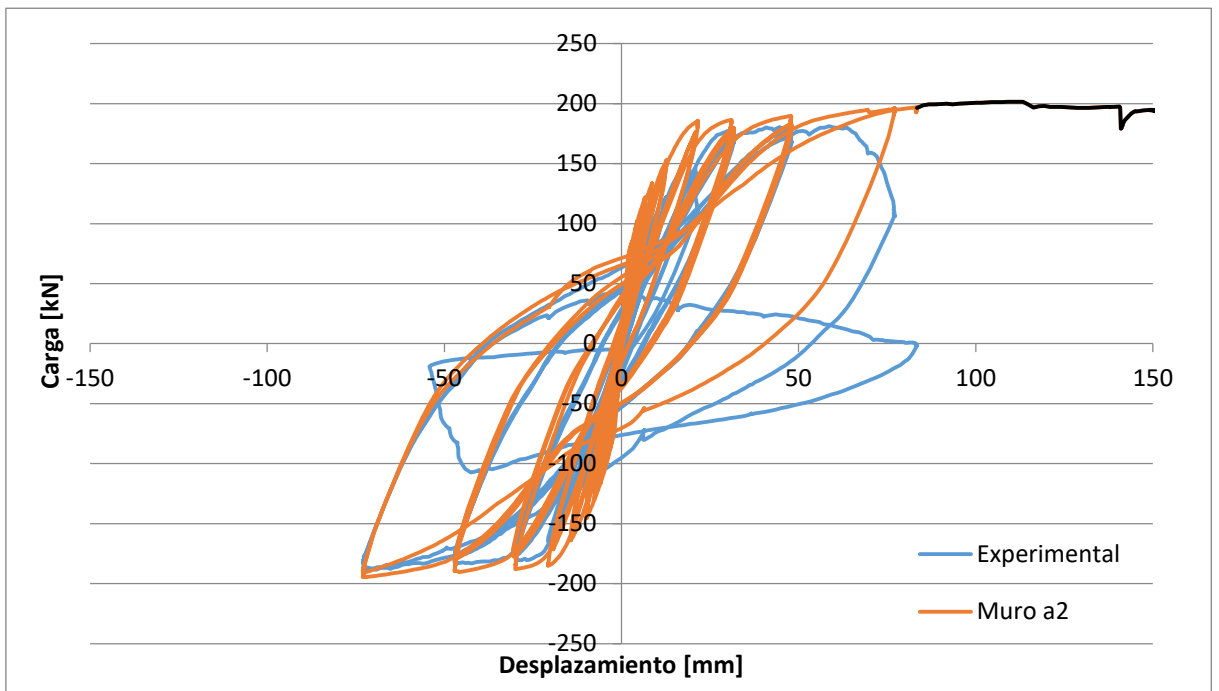


Figura 37: Comparación histéresis Muro con abertura central 2 o Muro a2.

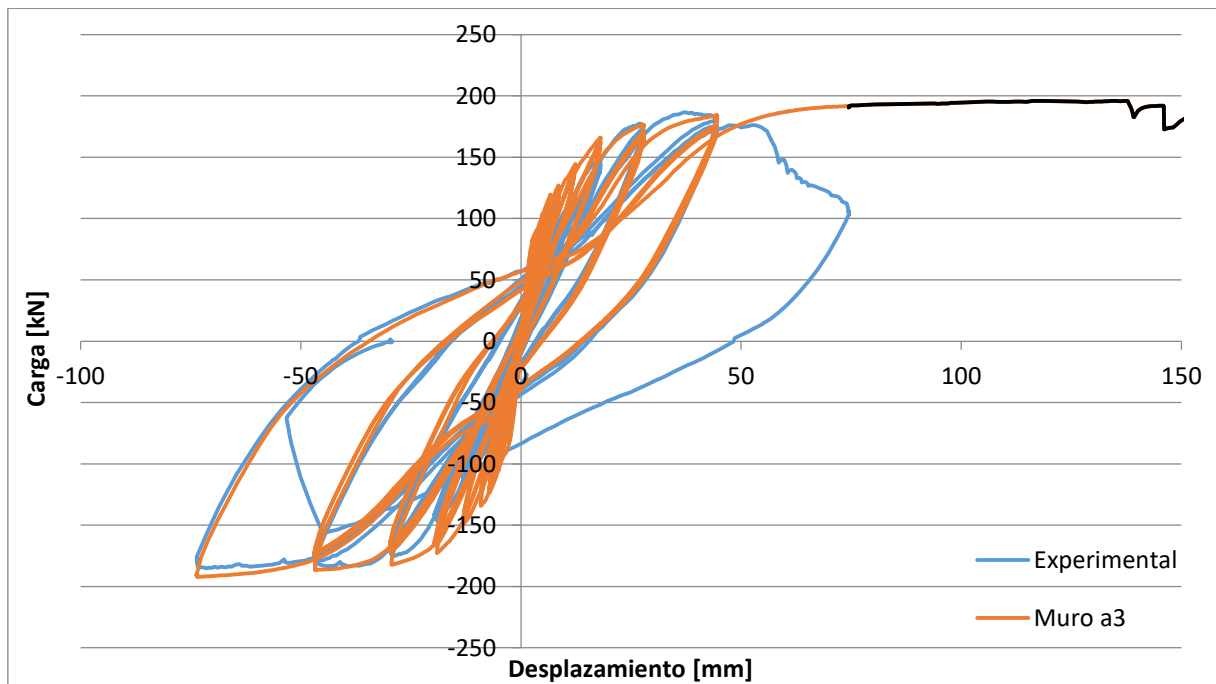


Figura 38: Comparación histéresis Muro con abertura central 3 o Muro a3.

En las figuras 32, 33, 34, 35, 36, 37, y 38, además de los resultados de los desplazamientos de los ensayos experimentales realizados, se encuentra una línea sólida de color negro que corresponde a un desplazamiento inducido manualmente al muro en el cual se empuja hacia una misma dirección con el objetivo de encontrar la degradación de los modelos, ya que con los ciclos de los ensayos realizados no fue posible observar tal efecto.

Con respecto a los modos de falla de las modelaciones se dan en los bordes de los muros, por falla a compresión del hormigón, como se puede apreciar en las deformaciones unitarias del capítulo 4.4, en donde se tiene que el borde que se encuentra comprimido a la hora de empujar el muro hacia un sentido es el que falla a través del desprendimiento del hormigón.

De los resultados obtenidos, se puede notar que en términos de la modelación de los muros es confiable en términos de la rigidez y la resistencia, dado que en todos los muros se tienen variaciones bajas de resistencia y un valor inicial de la rigidez debido al tipo de modelación que ya era conocido. No obstante, esto no ocurre con la ductilidad del muro o al tratar de capturar la degradación de los muros, que experimentalmente sí se logra observar, no así en las modelaciones.

Luego de realizar el desplazamiento inducido, se llega a que prácticamente todas las modelaciones llegan a valores cercanos a los 135 [mm] de desplazamiento de techo, salvo los casos del muro bandera 3 y el muro con abertura central 1, que si bien no llegan a dichos valores, estos llegan aproximadamente a los 150 [mm]. No obstante, estos valores distan de la realidad de los muros, por lo que no se puede considerar como confiable la ductilidad.

En la tabla 9 se encuentran las rigideces iniciales y las resistencias alcanzadas por cada uno de los muros con sus respectivas modelaciones. Además se encuentra el porcentaje de error entre los parámetros recién mencionados.

Tabla 9: Rigidez, resistencia y porcentaje de error en muros.

Muro	Rigidez [kN/mm]	Resistencia [kN]
Muro base	8.6	200
Muro base modelo	13.2	196
% Error	53 %	2 %
Muro bandera 1	10.3	192
Muro bandera 1 modelo	14.1	200
% Error	36 %	4 %
Muro bandera 2	9.1	197.5
Muro bandera 2 modelo	11.3	192
% Error	24 %	3 %
Muro bandera 3	10	188
Muro bandera 3 modelo	17	182
% Error	70 %	3 %
Muro con abertura central 1	12.3	193.7
Muro con abertura central 1 modelo	16.6	200
% Error	35 %	3.2 %
Muro con abertura central 2	12.9	181
Muro con abertura central 2 modelo	20.7	192

% Error	60 %	6 %
Muro con abertura central 3	12.1	185
Muro con abertura central 3 modelo	18.2	190
% Error	50 %	2.7 %

De las tablas 9 se puede observar que en términos de la rigidez inicial de los modelos, se tiene un mayor valor, consecuencia de la superposición de hormigón que se presenta en las modelaciones al hacer uso de las secciones fibra, ya que se tiene una contribución tanto diagonal, horizontal y verticalmente. Ahora al analizar la resistencia alcanzada, se tiene que los resultados de las modelaciones dan bastante cercanos a los ensayos realizados experimentalmente.

4.4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Los resultados de las degradaciones de resistencia arrojan que aproximadamente todos los muros la alcanzan entre los 135 y 150 [mm]], lo que claramente no es correcto, y además no se debieran encontrar similitudes referentes a la ductilidad entre los distintos muros.

Con el objetivo de encontrar diferencias entre las modelaciones, se toman dos muros como referencia. Estos ejemplares son el muro base o rectangular y el muro con abertura central 2, Muro a2 o MR2, ya que el primero de estos es el muro base y el segundo corresponde a uno de los muros que presenta mayor degradación de resistencia.

Lo primero que se realiza es un intento en el cambio del material en la modelación de las propiedades del acero, con lo cual se toma un modelo con degradación de la armadura, es decir, que incorpora pandeo, a través de la función ReinforcingSteel, pero se tuvieron problemas de convergencia que no permitieron obtener resultados.

Por lo tanto, para analizar más en profundidad, se vuelve al caso inicial que se tiene del muro base y con abertura central 2 y se analizan las deformaciones unitarias verticales de los elementos de borde (más comprimido y más traccionado), dado que son los más solicitados. De ellos se obtendrán 2 fibras que representan los fierros de 16 [mm] presentes, además dos fibras de hormigón, uno confinado y otro no confinado, y finalmente un puntal diagonal de hormigón que conecta con los puntales verticales. A continuación se presentan los resultados.

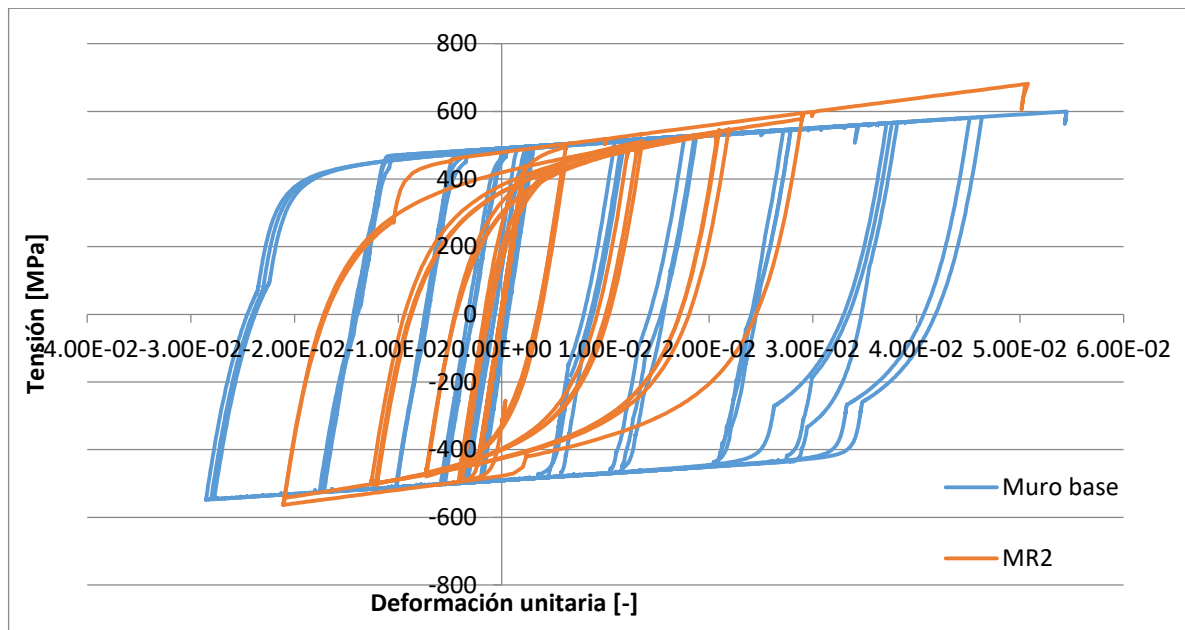


Figura 39: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a barra de borde.

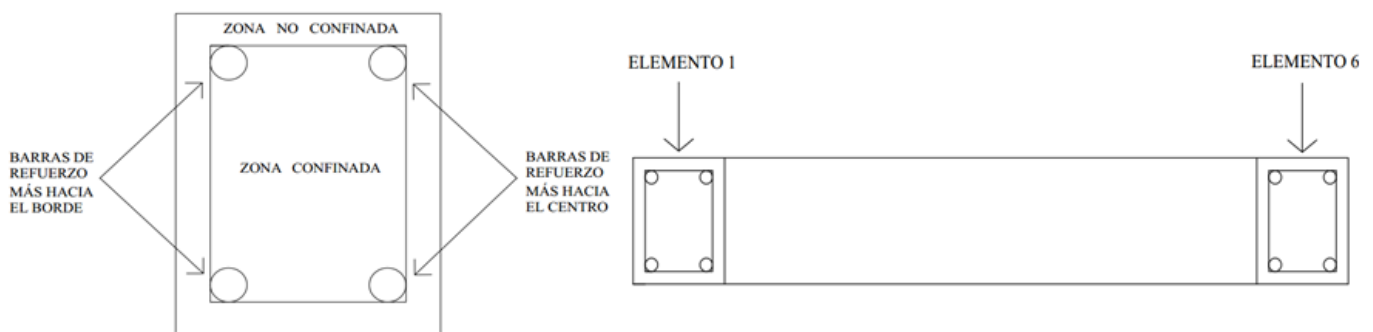


Figura 40: Esquema del elemento 1 y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.

En la figura 39 se encuentra la deformación unitaria vertical del elemento 1, el cual como se presenta en la figura 40, corresponde al elemento de borde izquierdo de la figura, es decir, el más traccionado.

De la figura 39, se tiene que las deformaciones son claramente mayores para el caso del muro base. Ahora notando la máxima capacidad a tracción, se tiene que la deformación alcanzada es muy cercana al 5% para ambos casos de muros, lo que se correlaciona con el hecho que las modelaciones degradan en el mismo punto. Con respecto a las diferencias en compresión, se esperaría que el que tenga mayores compresiones fallara, que es el caso del muro base, pero cabe destacar que el elemento del cual estamos hablando es el del borde traccionado al empujar el muro hacia una dirección. Una de las explicaciones de no encontrar diferencias, puede ser el no estar modelando el muro con pandeo del refuerzo.

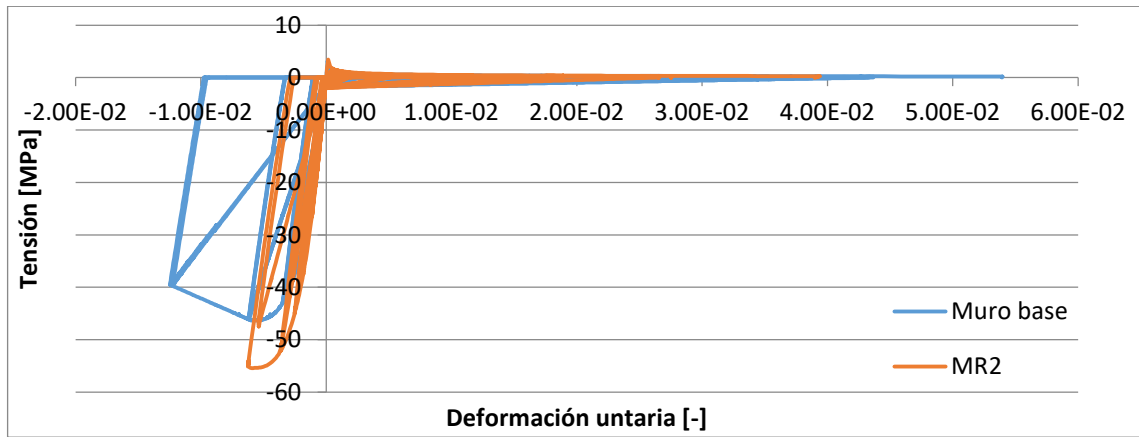


Figura 41: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a fibra de hormigón confinado.

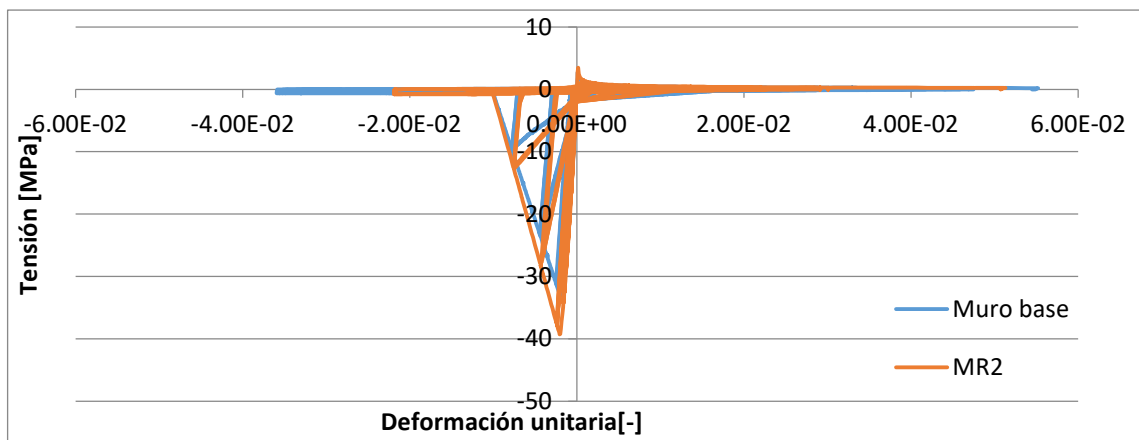


Figura 42: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a fibra de hormigón no confinado.

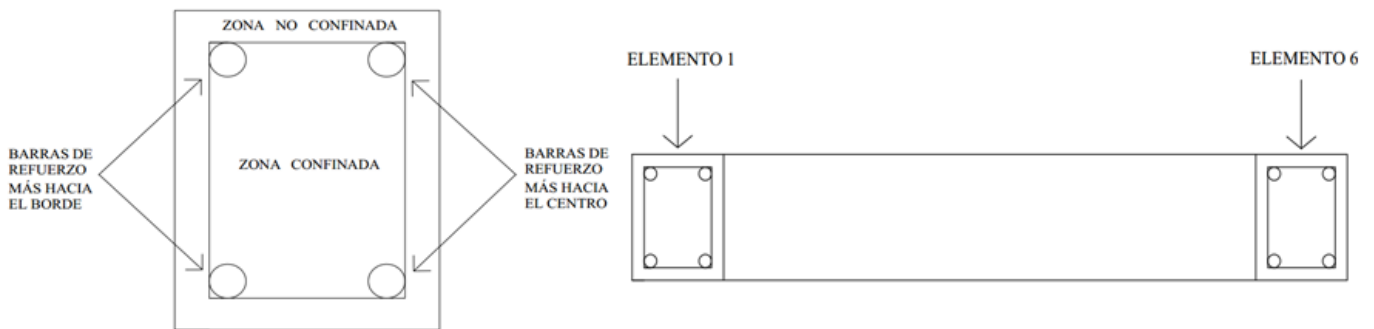


Figura 43: Esquema del elemento 1 con zonas del hormigón y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.

respectivamente. En donde se puede apreciar que para el caso del muro base, el hormigón confinado llega a deformaciones de compresión cercanas al 1.15%, mientras que para el muro con abertura se llega a 0.6%, lo que tiene relación con lo que ocurre con el hormigón no confinado, en los cuales se llega a un 3.5% para el muro base y un 2% para el muro con abertura. Lo que esto demuestra, es que el hormigón ya llegó a degradar su resistencia, lo que conlleva a que ya se encuentra deteriorado.

Cabe destacar que para ambos casos el hormigón llega a mayores deformaciones en el caso del muro base con respecto al MR2, tanto para deformaciones unitarias de compresión y

tracción, lo que es consistente a lo reproducido por las enfierraduras. Y se replica el mismo efecto, en que debería degradar antes el muro base, pero se insiste en que el borde analizado corresponde al traccionado dentro del muro.

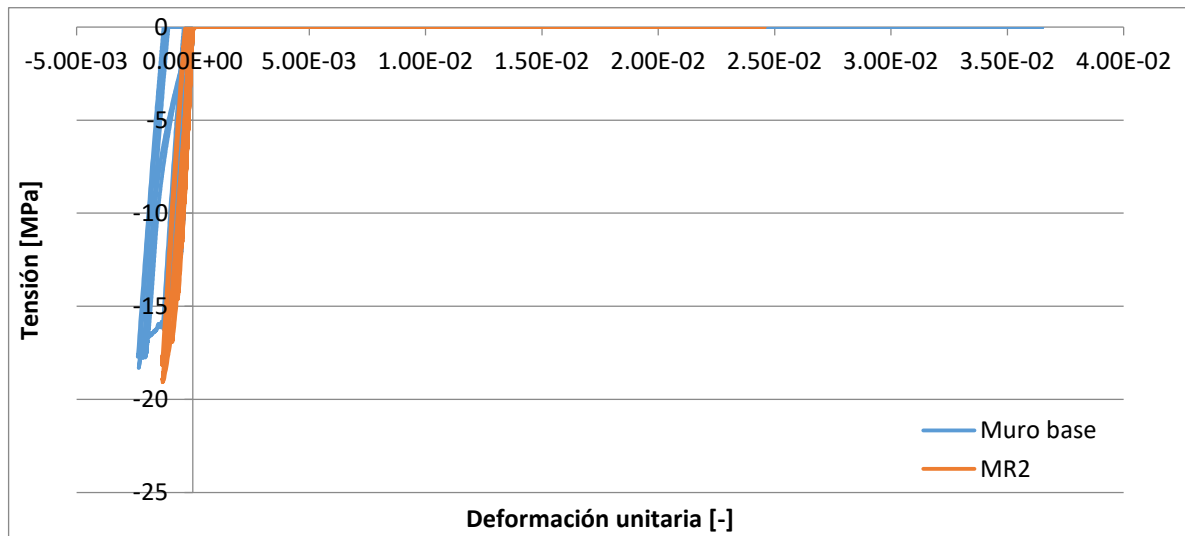


Figura 44: Deformaciones unitarias de elemento de borde 1, correspondiente a puntal diagonal.

En la figura 44 se tiene al puntal diagonal que llega a los nodos de los elementos verticales, en donde estos indican que las deformaciones unitarias alcanzadas por este elemento son bastante menores a las alcanzadas por los elementos verticales de la modelación. Por lo tanto, los que se encuentra fallando estructuralmente son los elementos verticales y no las diagonales de la modelación, dado que son elementos esbeltos con respecto a los puntales diagonales.

En la figura 45 se encuentra la deformación unitaria vertical del elemento 6, el cual como se presenta en la figura 46, corresponde al elemento de borde derecho de la figura, es decir, el más comprimido.

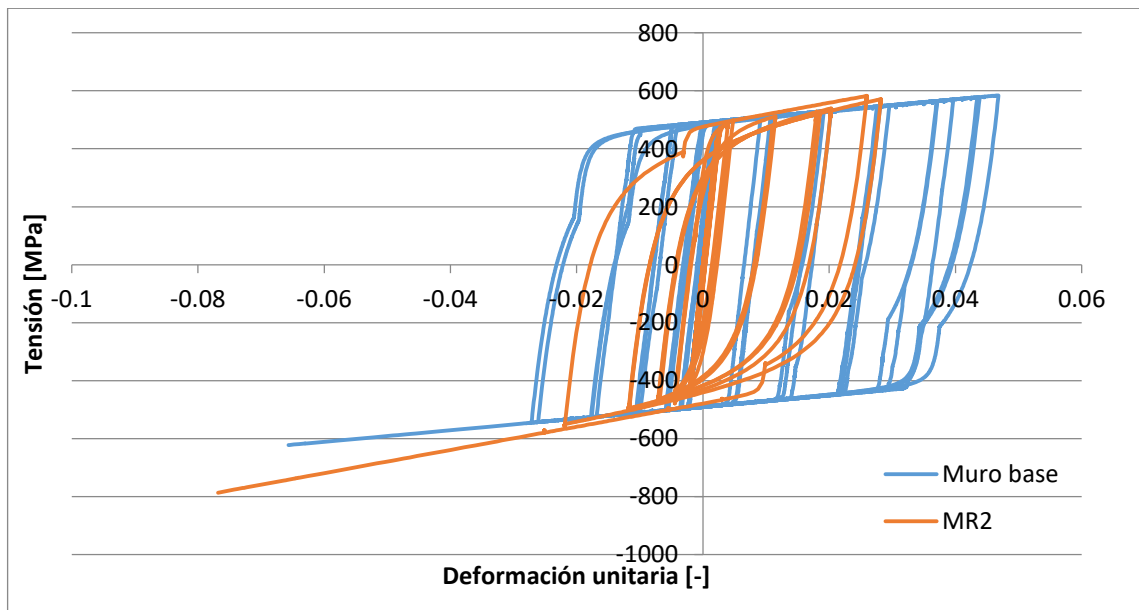


Figura 45: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a barra de borde.

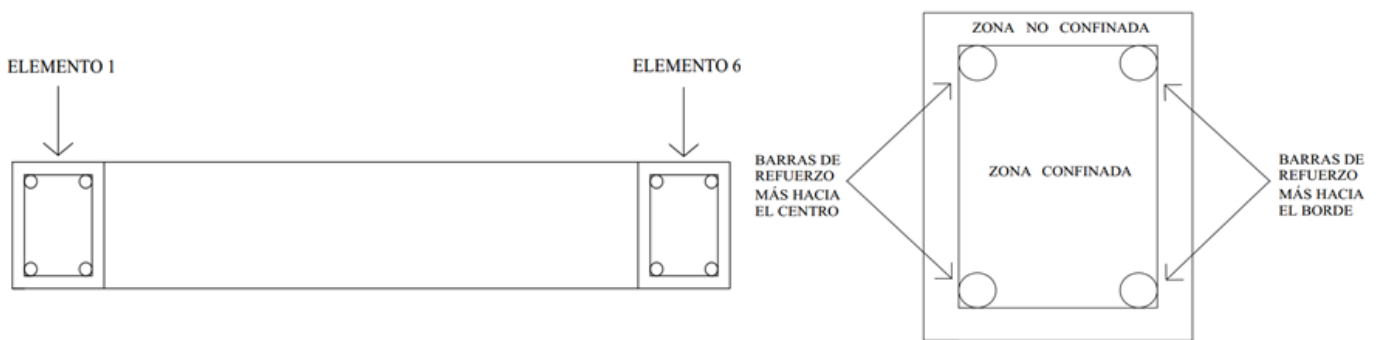


Figura 46: Esquema del elemento 6 y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.

De la figura 45, se tiene que las deformaciones son claramente mayores para el caso del muro base. Ahora notando la máxima capacidad a compresión, se tiene que la deformación alcanzada es cercana al 7% para ambos casos, pero levemente mayor en MR2, lo que implica que para esas deformaciones alcanzadas el hormigón ya no tiene ninguna influencia. Además al no incluir el pandeo en el refuerzo, las tensiones las comienza a tomar por completo el acero, cuando el hormigón ya está fisurado, incluso demostrando en la figura 45 que el material sigue tomando carga, lo que no debiera ocurrir si se incluyera el pandeo en la modelación y claramente dicho resultado no se tiene en la realidad para valores de deformaciones tan grandes.

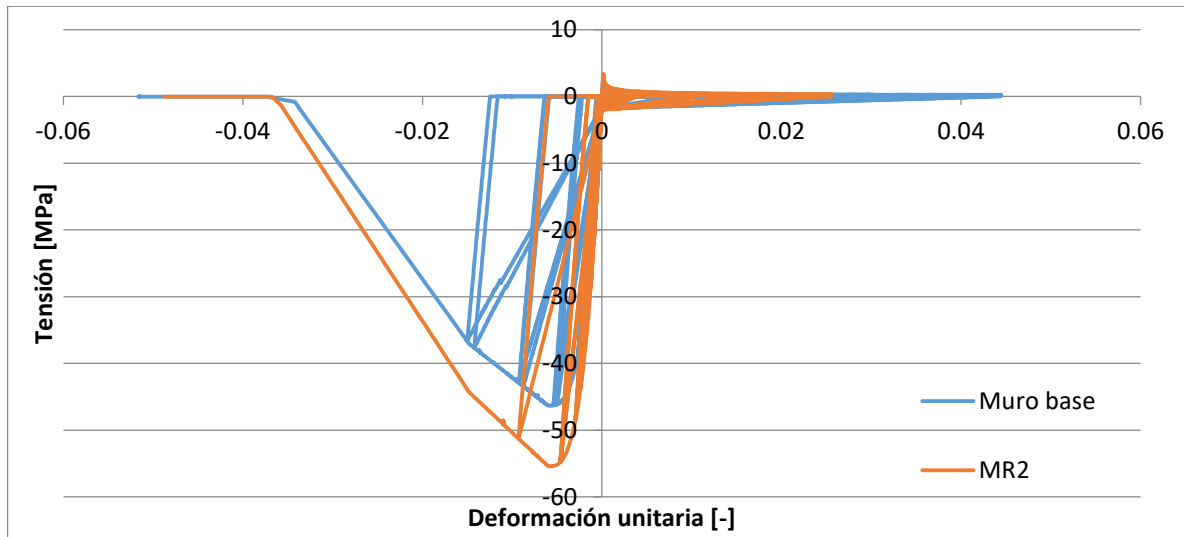


Figura 47: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a fibra de hormigón confinado.

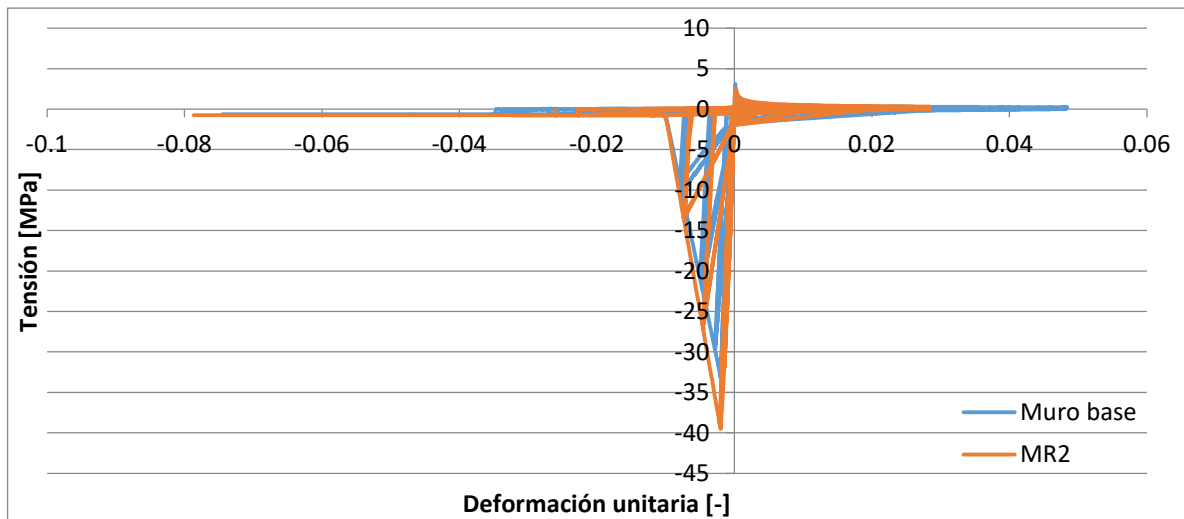


Figura 48: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a fibra de hormigón no confinado.

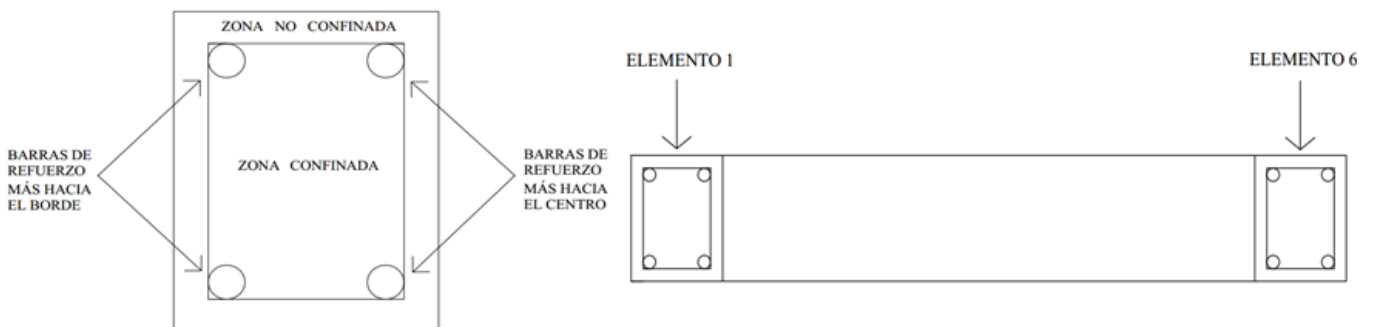


Figura 49: Esquema del elemento 6 con zonas del hormigón y descripción de la ubicación de los elementos 1 y 6 en la planta del muro base.

En las figuras 47 y 48, se tienen fibras de hormigón confinado y no confinado respectivamente. En donde se puede apreciar que para el caso del muro base, el hormigón confinado llega a deformaciones de compresión cercanas al 5%, al igual que el muro con

abertura central, lo que tiene relación con lo que ocurre con el hormigón no confinado, en los cuales se llega a compresiones cercanas al 7.5% para el muro base y MR2, siendo mayor el caso MR2. Lo que esto demuestra, es que el hormigón ya llegó a degradar su resistencia, lo que conlleva a que claramente se encuentra deteriorado.

Cabe destacar que para ambos casos el hormigón llega a mayores deformaciones en el caso del muro MR2 con respecto al muro base.

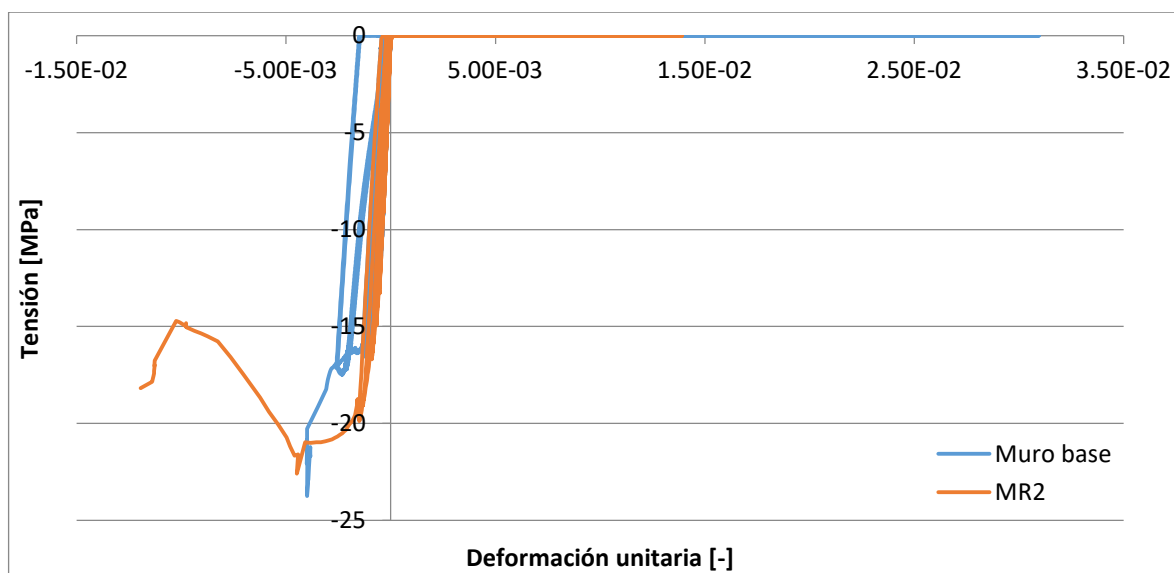


Figura 50: Deformaciones unitarias de elemento de borde 2, correspondiente a puntal diagonal.

Los resultados del puntal diagonal (ver figura 50), son iguales a los del elemento 1, es decir, dadas las deformaciones unitarias que se están alcanzando en el puntal diagonal, que son menores a las alcanzadas por los otros elementos estudiados, se tiene que la falla del muro no pasa por los elementos diagonales, si no que por los verticales.

De los gráficos presentados anteriormente, nos muestra que con respecto a las enfierraduras de borde que están en estudio y que debieran ser las zonas que presenten daños, los puntos de degradación son bastante parecidos para ambos casos de muros. Hecho que se replica en los que respecta a los hormigones de borde, en donde si bien se tienen mayores valores de deformaciones en el muro base para el caso traccionado, para el caso comprimido se tienen mayores valores de deformación unitaria vertical en el muro con abertura central. El fenómeno que se da, no influye en la respuesta general de los muros, dado que no se cuenta con un modelo de pandeo para las armaduras, por lo tanto se tiene que la degradación da muy parecida. Comparando las deformaciones unitarias para el desplazamiento de techo estudiado, el borde comprimido y traccionado presentan diferencias, pero se debe destacar que las deformaciones alcanzadas por el borde comprimido son mayores en valor absoluto a las alcanzadas por el borde traccionado, por lo que si se tuviera pandeo de las armaduras, debiera fallar primero el muro con abertura central, que es el resultado esperado.

Para obtener mayor información en las figuras 51 y 52 se encuentran los perfiles de deformación de los muros base y con abertura central (MR2), los cuales son elaborados para el mismo nivel de demanda de desplazamiento de techo.

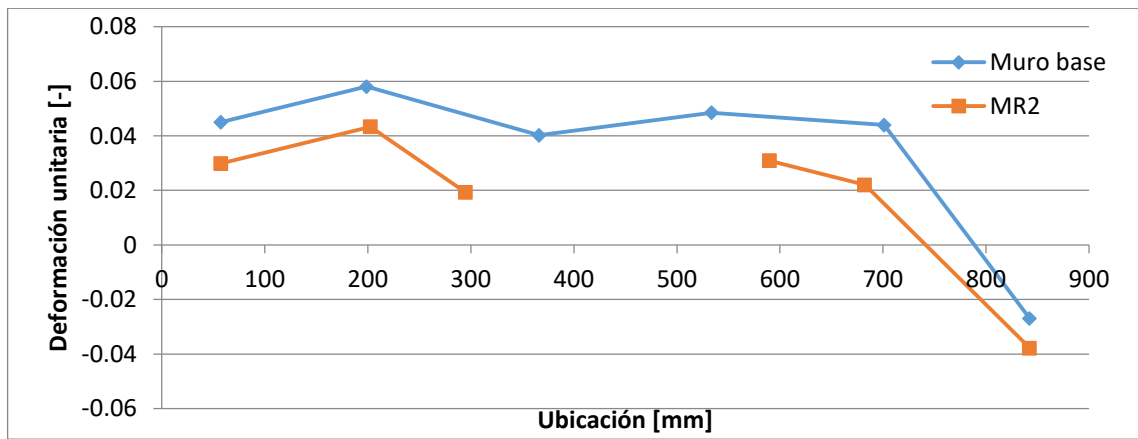


Figura 51: Perfil de deformaciones para un drift del 3.6%.

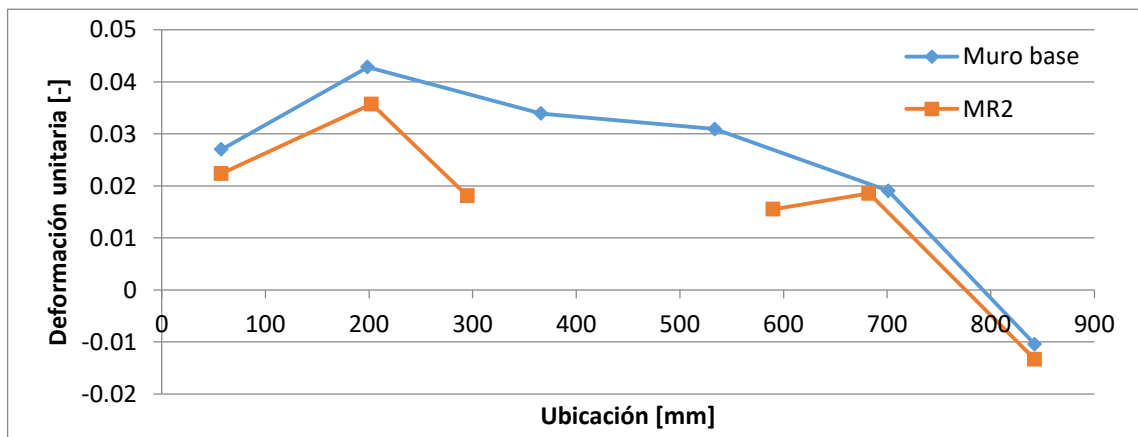


Figura 52: Perfil de deformaciones para un drift del 2%.

Lo que nos reflejan los datos, es que la hipótesis de Bernoulli no se cumple, pero aun así para el muro con abertura no se ven tan distintos los dos lados, en términos de pendientes.

Analizando los perfiles, claramente las deformaciones unitarias prácticamente son mayores en todos los casos para el muro base, salvo en las compresiones, en donde el muro con abertura tiende a tener un poco más altas las deformaciones.

Con respecto a la línea neutra de las dos modelaciones, las diferencias que se encuentran pueden deberse a la distinta posición de las armaduras en la base de los muros, así como también por la discretización realizada, que tiende a comprometer la posición de los puntos de interés de los perfiles de deformaciones.

Ahora con respecto a la falla de los muros, si tendiera a fallar por compresión, debiera fallar primero el muro con abertura, dado que MR2 alcanza mayores deformaciones en la zona del borde comprimido, y si uno incluye pandeo, se acerca más rápidamente el muro base. Lo particular es que para el caso con mayor demanda, se nota que en compresiones el muro rectangular alcanza un 2.7% de acortamiento y el muro MR2 cercano al 4%, lo que indica que está todo destruido el hormigón de aquel elemento, por lo que el muro con abertura debiera haber degradado antes. Lo que debe estar ocurriendo es que el modelo del acero, que constantemente aumenta en el endurecimiento, va supliendo el hecho de que el hormigón ya no aporte resistencia, por lo que simplemente está dando lo mismo el tema de las compresiones.

A modo de comparación entre los resultados experimentales, las modelaciones realizadas previamente en Muñoz (Muñoz, I., 2017) y los resultados obtenidos de las modelaciones recientes, se presentan los perfiles de deformación unitaria vertical en la base para el muro con abertura central 2.

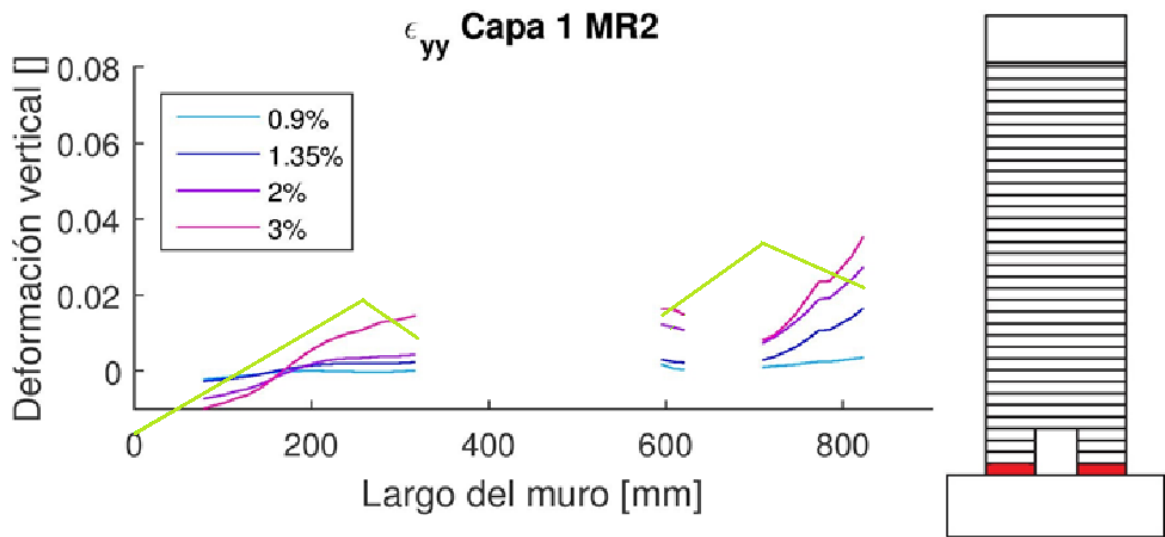


Figura 53: Comparación de perfil de deformaciones con resultados experimentales.

La figura 53 representa el perfil de deformaciones experimental, llevado a cabo a través de fotogrametría, en donde el punto de interés para la comparación es la curva que caracteriza al muro con el 2% del drift, es decir, la morada. En color verde se encuentra la curva que describe la modelación realizada del muro, también al 2%. Lo que se puede observar, es que las curvas en términos de la ubicación de las deformaciones a tracción, sigue la forma esperada, ya que la zona del borde traccionado y además las dos caras internas de la abertura se encuentran en tensiones de tracción, mientras que la zona del borde del otro extremo claramente se encuentra con deformaciones unitarias a compresión

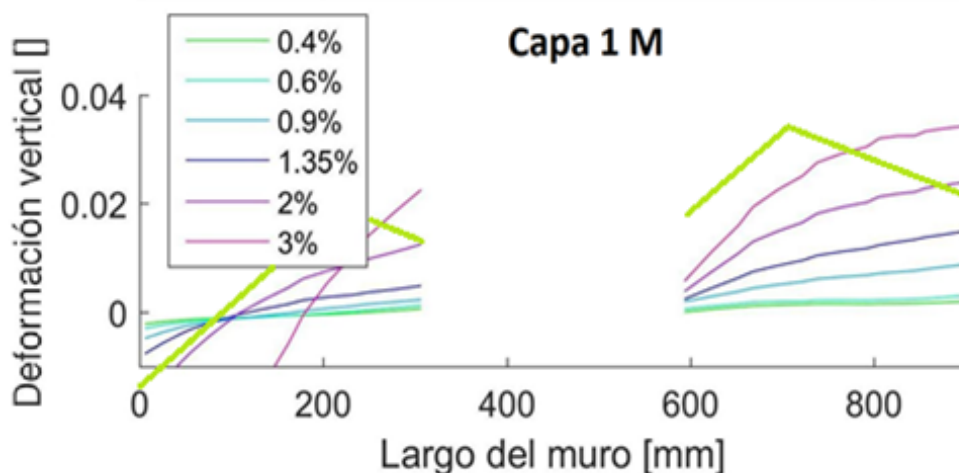


Figura 54: Comparación de perfil de deformaciones con modelación de Muñoz (2014).

En la figura 54 se presenta el perfil de deformaciones del caso modelado por Gonzalo (Muñoz, I., 2017), en el que al igual que en el caso anterior, se toma como referencia el drift

del 2%, en color morado, y se agrega el resultado de la modelación realizada en color verde. Se puede notar que las pendientes al inicio en el borde comprimido mantienen una pendiente similar, y en el borde interior de la abertura central más cercano al borde comprimido llegan a valores casi iguales, mientras que en el otro extremo interno de la abertura se tienen tracciones elevadas que llegan al borde traccionado a valores cercanos al modelado por Gonzalo.

Cabe destacar que la línea neutra en ambos casos analizados, se encuentran cercanos al borde comprimido, cumpliéndose de esta manera a que se encuentran el borde traccionado y las dos caras internas de la abertura a tracción, mientras que el borde restante se mantiene frente a deformaciones unitarias gobernadas por las compresiones. La tendencia como se muestra en los perfiles de deformación entregados anteriormente, es que al aumentar la demanda sobre el muro, éstas curvas de los perfiles van en continuo aumento ya sea en deformaciones unitarias verticales de tracción o compresión.

Al tomar el perfil de deformación unitaria del muro base, existe la opción de estudiar un poco más la forma que toman internamente las fibras dentro de lo que serían las bielas de la modelación. En la figura 55 se tiene tanto el perfil de deformación unitaria del muro base con respecto al punto central de las bielas y además se genera el caso de las deformaciones unitarias de las fibras más externas de cada elemento que compone la discretización de la base del muro.

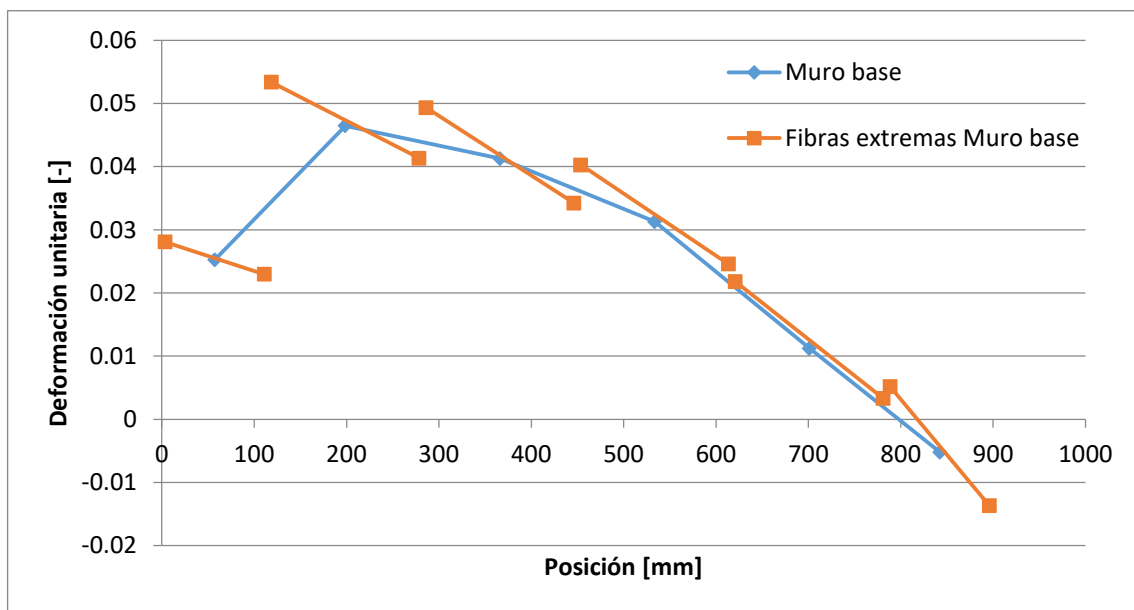


Figura 55: Perfil de deformaciones para el muro base y sus fibras extremas para un drift del 2%.

De la figura 55, cabe destacar que existen ciertas pendientes que tienden a intentar ajustarse a la curva del perfil de deformaciones unitarias del muro base, lo que se produce por la asimetría que existe en las discretizaciones de los elementos, que a su vez nos genera giros que se suman al acortamiento claro que se tiene de las bielas propiamente tal, dado que la condición de biela se respeta al tener momento nulo en los nodos, pero con giros que son producto del equilibrio mismo. Por lo tanto la teoría de las bielas se respeta, pero igual se tiene ésta condición interna dentro de las fibras.

Finalmente para hacer un análisis más exhaustivo, se procede a realiza una discretización más fina de las modelaciones en cuestión, en donde para mejorar la respuesta de los muros, se agregan elementos con orientación en vertical, es decir, se generan más elementos desde la planta del muro, dejando de esta manera el modelo con 13 nodos versus los 6 nodos que se tenían originalmente (ver figura 56). La elevación del muro se encuentra en la figura 57, donde se aprecia la replicación de lo que se observa en la figura 56 manteniendo la altura de los elementos originales.

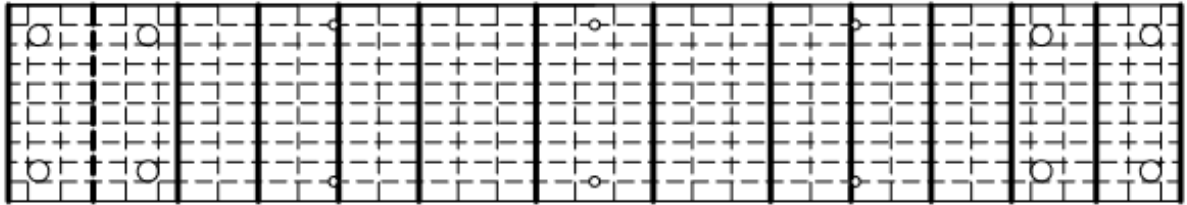


Figura 56: Discretización de muro base (análogo para el muro con abertura 2).

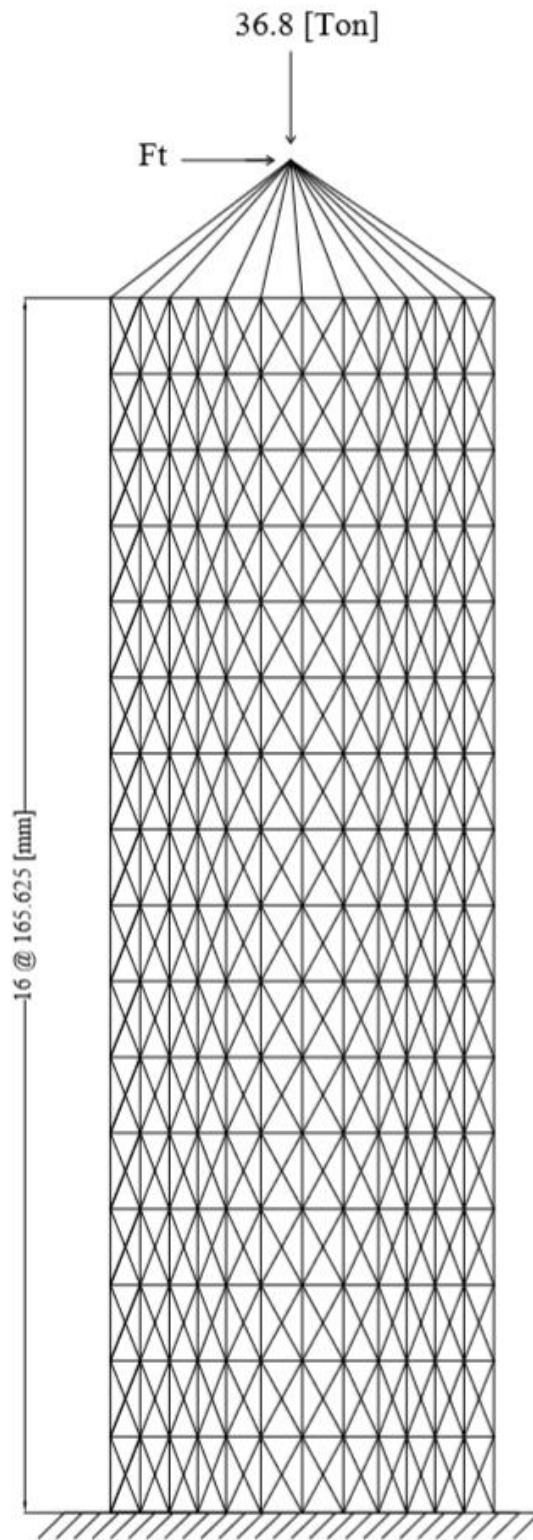


Figura 57: Esquema del muro base más discretizado.

Lo que se aprecia en la figura 57 es el caso del muro base, para tener una vista de lo que se replicó a nivel de la modelación propiamente tal. Cabe destacar que el caso del muro con abertura central 2 es análogo al presentado.

En la figura 58 se tiene el resultado obtenido para el muro con abertura central 2 y en la figura 59 se tiene el caso del muro rectangular o base.

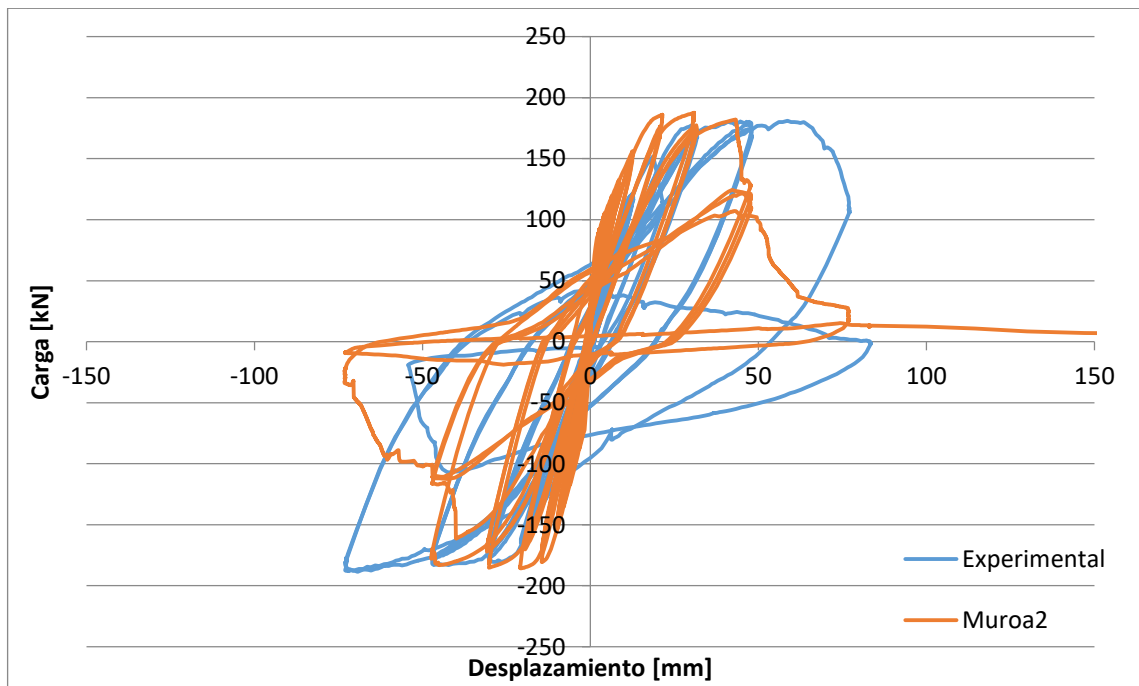


Figura 58: Comparación de histéresis entre muro experimental y muro con abertura central 2 modelado con mayor discretización.

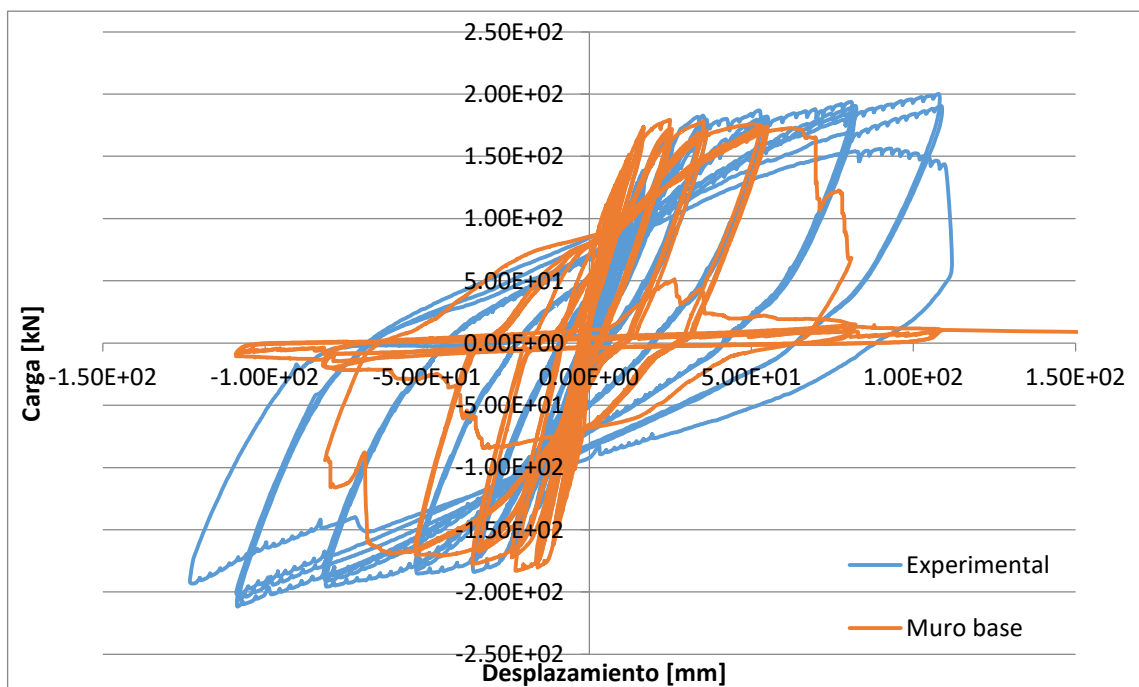


Figura 59: Comparación de histéresis entre muro experimental y muro base modelado con mayor discretización.

De la figura 58 y también de la figura 59, se puede observar que con una mayor discretización en vertical, el modelo captura la degradación con bastante anterioridad que las modelaciones anteriores, por lo que se puede destacar que uno de los puntos importantes es una discretización fina en lo que respecta a los elementos verticales, dado que al ser un muro esbelto que responde básicamente a una respuesta a flexión, es vital tener bien discreta la base del muro y por lo tanto en toda su extensión. No obstante, al comparar los modelos, siendo que tienen distintas configuraciones, propiedades de los materiales, entre otros, se observa que

el punto que marca el comienzo de la degradación de los muros, se encuentran cercanos al mismo punto, resultado que no ocurre en los ensayos experimentales. Por lo que la discretización si corrige el tema de la degradación tardía de los muros, pero no resuelve el problema de que los muros degradan prácticamente en el mismo punto. Además se debe mencionar que el término que alude a la energía de fractura en los elementos más relevantes como lo son los verticales, mantienen su valor, dado que la discretización se realiza en elementos verticales pero no se modifica la altura de los elementos, por lo que no se tiene efecto cambiante con respecto a la energía de fractura, por lo que podría considerarse el efecto de energía de fractura al discretizar más la base del muro.

Con el objetivo de comprobar que al discretizar los elementos verticales en la base y en la extensión del muro, arreglan los problemas de la degradación tardía, se procede a verificar las deformaciones unitarias que se tienen en el borde a compresión, específicamente en la armadura vertical más extrema del elemento de borde (ver figura 60).

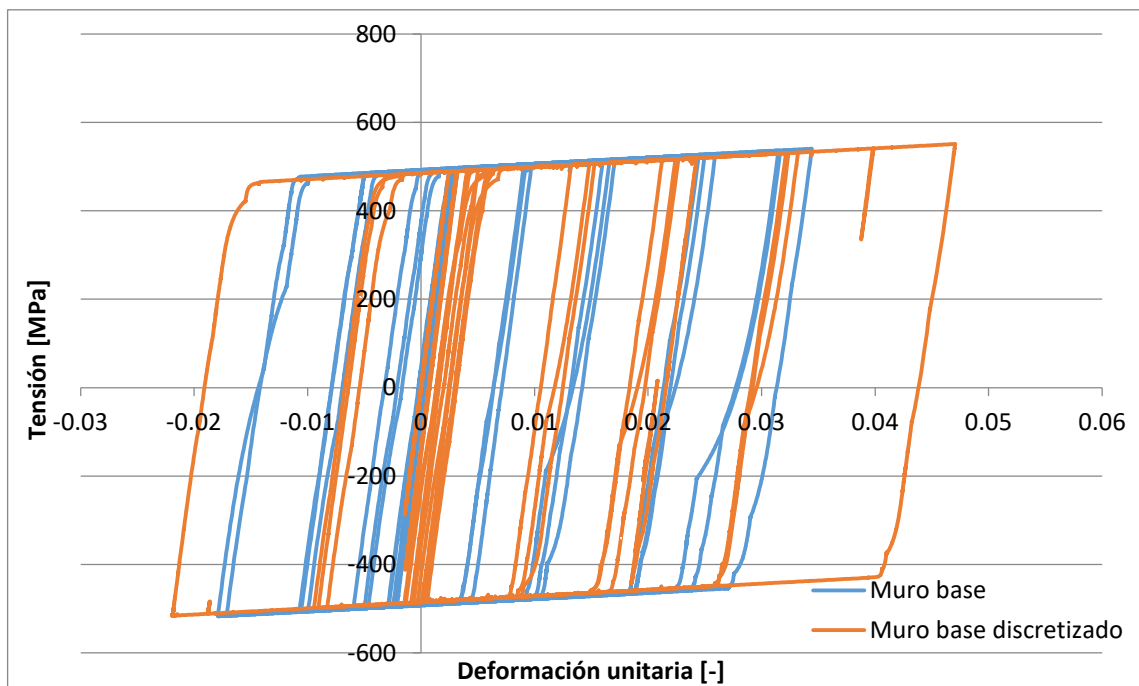


Figura 60: Deformación unitaria de la armadura del elemento de borde a compresión.

Al discretizar se presentan mayores deformaciones unitarias en los elementos del muro base más discretizado para un mismo nivel de desplazamiento del ensayo, por lo tanto se cumple que con una mayor discretización la degradación si disminuye evitando tener los resultados anteriores de pérdida de la capacidad tardía.

No se presentan más elementos del muro, ya que los resultados son consistentes con lo que se aprecia en la figura 60.

5. CONCLUSIONES

A partir de las modelaciones realizadas a los siete muros ensayados previamente se pudo notar que en términos del comportamiento general de todos los muros, es decir, las propiedades importantes a estudiar que son la rigidez, la resistencia y la ductilidad, todas las modelaciones mostraban similitudes entre los resultados experimentales y la teoría en lo que respecta a la rigidez y la resistencia, con leves incrementos en la rigidez inicial de los muros, la cual está directamente relacionada con el hecho de que en la modelación de los elementos de fibra, se considera espacialmente bastante hormigón, dado que los elementos tanto horizontales como verticales y diagonales consideran la contribución de éste como parte de la geometría del muro, con lo que se tiene una superposición de hormigón. Ahora bien al tratar la ductilidad, se tiene que los modelos con los datos del ensayo no muestran degradación del muro mismo, hecho que no ocurre en los ensayos experimentales.

Luego de realizar los análisis paramétricos, se aprecia que existen dos posibilidades para la explicación del comportamiento restante, los que corresponden a una mayor discretización en vertical o un distinto modelo de acero que incluya pandeo.

En primer lugar, de la comparación de los muros base y con abertura central, se observa que las deformaciones unitarias de los elementos de interés, como son los de borde, nos muestran que alcanzan valores muy parecidos, en particular el punto en donde los elementos comienzan a degradar la resistencia, con leves superioridades a tracción por el muro base y en compresión por el MR2, pero que a nivel de comparación entre los bordes nos indica que las compresiones alcanzadas por el muro con abertura son mucho mayores; lo que nos da cuenta que el borde de interés es sin dudas el que se encuentra a tensiones de compresión, no obstante no tienen un impacto grande en la respuesta, ya que no se tiene un modelo de pandeo de las armaduras, es por esto que la degradación da muy parecida. También se ve que para los hormigones las fibras más comprimidas y traccionadas también son parecidas, observándose el mismo fenómeno que en las armaduras, es decir, las fibras comprimidas llegan a deformaciones unitarias bastante mayores a las fibras traccionadas, lo que se traduce en la misma explicación de que las armaduras toman todas las tensiones y que se refleja en que no sea muy distinto donde degrada un modelo y el otro.

Al estudiar el perfil de deformaciones unitarias verticales en la sección en la base de los dos muros, no se cumple la hipótesis de Bernoulli, pero los datos son consistentes con lo que se observa a modo general en los perfiles correspondientes a la fotogrametría experimental y a la modelación realizada por Gonzalo Muñoz. Cabe recalcar que en las compresiones se cumple que para altas demandas el hormigón ya no aporta nada de resistencia, por lo que lo que se tiene es únicamente la armadura resistiendo, y al ser el modelo creciente, los resultados reflejan que no existe caída de resistencia al observarse degradación del hormigón.

Y finalmente, al analizar los datos de las respuestas de los muros tanto como el base como el con abertura central en la base, a los cuales se les aplica una mayor discretización vertical, se observa la degradación de la resistencia de los muros, denotando de forma clara la ductilidad de este, pero ocurre que el punto en el cual comienza a ocurrir, los muros se comportan similares. Por lo tanto, el refinamiento de la discretización verticalmente es muy importante específicamente en la respuesta global y local de los muros, pero aun así no responde a la equidad entre los modelos a la hora de ver la degradación de la resistencia de los muros. Cabe destacar que el modelo en términos de los que postulaba Panagiotou (2014), afirmaba que tanto la respuesta global del muro como localmente en los puntos clave de los muros, se tenía

una precisión mayor en los valores que se alcanzaban, lo que guarda relación con los puntos a desarrollar de los elementos de la base de los muros estudiados en la presente memoria. Se debe mencionar que no se da cuenta de cual es una medida de que tan bien se tiene discretizado un muro, pero al momento de discretizar para que influya el factor del tamaño de los elementos, se podría discretizar más los elementos verticales en la altura.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318, (2008). Building code requirement for structural concrete and commentary, Farmington Hills, Michigan; American Concrete Institute.

ACI SP-208, (2002). Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Model, edited by K.-H.F Reineck, Farmington Hills, Michigan; American Concrete Institute.

ACI SP-273, (2011). Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models, edited by Ka.-H.F Reineck and L. C. Novak, Farmington Hills, Michigan; American Concrete Institute.

Brown, M., Cameron, L., & Oguzhan, B., (2006). Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-and-Tie Models.

Filippou, F., Popov, E., & Bertero, V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, UCB/EERC 83/19 Earthquake Engineering Research Center.

Lu, Y., & Panagiotou, M., (2014). Three-Dimensional Cyclic Beam-Truss Model for Nonplanar Reinforced Concrete Walls, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 140(3), 04013071.

Lu, Y., Panagiotou, M., & Koutromanos, I., (2016). Three-dimesional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs – part 1: modeling approach, validation, and parametric study for individual reinforced concrete walls.

Lu, Y., & Panagiotou, M., (2016). Three-dimesional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs – part 2: modeling approach and validation for slabs and coupled wall buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* in review.

Manríquez, I., (2016). Ensayo de muros bandera de hormigón armado con carga lateral cíclica medido por fotogrametría y comparado con modelo puntal-tensor, Tesis de Magíster, Universidad de Chile.

Manríquez, I., Díaz, S., Massone, L., Rojas, F., & Herrera, R., (2017). Analytical and Experimental Cyclic Response of RC Walls with Setback Discontinuities, 16th World Conference on Earthquake, paper N° 3515.

Massone, L., & Rojas, F., (2012). Comportamiento de Edificios de Hormigón Armado. In Mw=8.8: Terremoto en Chile, 27 de Febrero 2010(pp.167-185), Universidad de Chile.

Mckenna, F., Fenves, G., & Scott, M. H., (2000). Open system for earthquake engineering simulation, Pacific earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, CA.

Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, In IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads.

- Miki, T., (2004). Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Loads by Using Three-Dimensional Lattice Model, PhD thesis, Department of Civil Engineering, Tokyo Institute of Technology, 210.
- Muñoz, G., (2017). Estudio experimental-teórico de muros de hormigón armado con discontinuidad central en la base e influencia de la presencia de losas, Tesis de Magíster, Universidad de Chile.
- Muñoz, G., Rivas, J., Massone, L., Rojas, F., & Herrera, R., (2017). Experimental Response of RC Walls with Openings Under Cyclic Loading, 16th World Conference on Earthquake, paper N° 3516.
- Panagiotou, M., (2008). Seismic Design, Testing and Analysis of Reinforced Concrete Walls Buildings, PhD thesis, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, 208.
- Panagiotou, M., Restrepo, J., Schoettler, M., & Kim, G., (2012). Nonlinear Cyclic Truss Model for Reinforced Concrete Walls, ACI Structural Journal., 109(2), 205-214.
- Park, H., & Eom, T., (2007). Truss Model for Nonlinear Analysis of RC Members Subject to Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(10), 1351-1363.
- Popov, E., (2000). Mecánica de Sólidos, 2nd ed. México: Pearson Educación.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M., (1987). Toward a Consistent Design of Structural Concrete, Special Report of PCI Journal, 32(3), 74-150.
- Stevens, N. J., Uzumeri, S. M., Collins, M. P., & Will, T. G., (1991). Constitutive model for reinforced concrete finite element analysis, ACI Structural Journal, 88(1), 49-59.
- To, N. H. T., Ingham, J. M., & Sritharan, S., (2001). Monotonic Nonlinear Strut- and-Tie Computer Models, New Zealand Nat. Soc. Earthquake Engineering Bull, 34(3), 169-190.
- To, N. H. T., Ingham, J. M., Davidson, B. J., & Sritharan, S., (2003). Cyclic Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Structures, Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand, 9.
- Vecchio, F.J., & Collins, M.P., (1986). The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal Proceedings, 83(2), 219-231.