

Pontificia Universidad Católica de Chile ESCUELA DE INGENIERÍA

# MODELO NUMÉRICO PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

# VLADIMIR MIJAIL MAYORGA GUAYASAMIN

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

Profesor Supervisor: MATÍAS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, Diciembre, 2020.

A mis padres Mijail, Krishna y a mi hijo Ian que es mi motivo de superación en la búsqueda de un futuro mejor.

# **AGRADECIMIENTOS**

Este trabajo no pudo haber sido realizado sin el apoyo incondicional de Dios y mis padres y que junto a mi familia siempre han estado para mi.

Por el conocimiento y ética impartida por mis profesores en el transcurso de mis estudios que mas allá de formarme como profesional me complementaron como persona. En especial a mi profesor tutor que me supo guiar hasta culminar con este objetivo académico.

A mis compañeros y colegas con quienes convivimos en el transcurso de esta etapa académica y con quienes se formaron lazos profesionales, de amistad y compañerismo.

# **INDICE GENERAL**

DED	ICAT	FORIA	ii
AGR	ADE	CIMIENTOS	iii
INDI	ICE E	DE TABLAS	vi
INDI	ice e	DE FIGURAS	vii
RES	UME	N	ix
ABS	TRA	СТ	X
1.	INT	RODUCCIÓN	1
	1.1.	Objetivos	2
	1.2.	Marco Teórico	2
		1.2.1. Fibras como refuerzo en el concreto	2
		1.2.2. Comportamiento a compresión del CRF	3
		1.2.3. Comportamiento a tensión del CRF	5
2.	RES	ULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS	11
	2.1.	Compresión del CRF	11
	2.2.	Flexo tracción del CRF	13
	2.3.	Corte cíclico de muro	13
3.	MO	DELOS EN ETABS	17
	3.1.	Definición de CRF en ETABS	18
		3.1.1. Relación tensión – deformación	20
		3.1.2. Modelamiento del CRF en ETABS	22
		3.1.3. Relación corte – deformación	25
	3.2.	Definición de elemento Shell Laminado	26
	3.3.	Definición numérica de los muros	27
	3.4.	Modelo de los Muros	29
	3.5.	Definición de Análisis	30
		3.5.1. Análisis Monotónico No Lineal	30
		3.5.2. Análisis monotónico para varias cuantías volumétricas	34

4.	CONCLUSIONES	
BIBL	JOGRAFIA	

# **INDICE DE TABLAS**

Tabla 2-1. Fibra y dosificación de muros del ensayo.    11
Tabla 2-2. Esfuerzo de compresión para cilindros
Tabla 2-3. Esfuerzos residuales de ensayo a flexo-tracción    13
Tabla 2-4. Ciclos de deformación aplicado a los muros14
Tabla 2-5. Fuerzas y derives máximas y mínimas16
Tabla 3-1. Características mecánicas lineales del CRF de cada uno de los muros19
Tabla 3-2. Esfuerzos residuales calculados de servicio y últimos en función de datos
experimentales
Tabla 3-3. Comparación de valores de análisis monotónico con histéresis de muros
ensayados
Tabla 3-4. Esfuerzos residuales de muros calculados por extrapolación lineal35
Tabla 3-5. Esfuerzos residuales de servicio y ultimo para CRF de muros con diferentes
cuantías volumétricas
Tabla 3-6. Comparativa de fuerzas y derives para muros con cuantías requeridas con respecto
al muro experimental

# **INDICE DE FIGURAS**

Figura 1-1. A) Esquema de ensayo flexo tracción. B) Curva de ensayo F vs. CMOD. (fib
Model Code, 2010) Figure 5.6-6
Figura 1-2. Leyes constitutivas pos agrietamiento. A) Rígido plástico B) Lineal. (fib Model
Code, 2010) Figure 6.5-7
Figura 1-3. Esquema de relación $\sigma t - \epsilon t$ en tensión para condición de degradación de
resistencia. (fib Model Code, 2010) Figure 5.6-119
Figura 1-4. Esquema de relación $\sigma t - \epsilon t$ en tensión para condición de degradación de
resistencia. (fib Model Code, 2010) Figure 5.6-1110
Figura 2-1. Relación constitutiva del CRF del muro WA1 considerando distintas dosis de
fibras
Figura 2-2. Deformación cíclica impuesta por una carga lateral V
Figura 2-3. Histéresis muro A) WA1 B) WC1 C) WC216
Figura 3-1. Formulación de elemento finito
Figura 3-2. A) Elemento membrana B) Elemento tipo placa C) Shell Homogéneo18
Figura 3-3. Constitutiva para muro A) WA1 B) WC1 C) WC221
Figura 3-4. Definición de las propiedades lineales del CRF para cada uno de los tres muros.
Figura 3-5. Definición de comportamiento no lineal del CRF para los tres muros24
Figura 3-6. Definición de histéresis tipo pivote25
Figura 3-7. Definición de muro de CRF
Figura 3-8. Modelo de muro
Figura 3-9. Definición de Caso de carga para análisis Monotónico
Figura 3-10. Definición de desplazamiento objetivo de análisis Monotónico
Figura 3-11. Comparación de análisis monotónico con la histéresis de muros ensayados. 33
Figura 3-12. Comparación de constitutivas de concreto de muro WC1 para varias cuantías
volumétricas
Figura 3-13. Comparativa de histéresis experimental y análisis monotónico con varias
cuantías volumétricas

# RESUMEN

Los muros a corte para estructuras de baja altura son elementos imprescindibles en el desempeño sísmico. Motivo por el cual se busca una eficiencia en su utilización. El concreto reforzado con fibras presenta una rapidez constructiva que abarata los costos. Por otro lado, no requiere una mano de obra especializada lo cual facilita la construcción de elementos estructurales.

La presente actividad de graduación detalla el procedimiento de elaboración un modelo numérico que pretende predecir el comportamiento a corte de un muro reforzado con fibras de acero y sintéticas. Los muros considerados en este estudio fueron ensayados por Dituc para el proyecto Corfo de reemplazo de armaduras por fibras.

En este trabajo se utiliza el software de análisis y diseño estructural ETABS perteneciente a CSI (Computer and Structures Inc.) para describir y definir el modelo numérico del muro mediante elementos finitos. El muro simulado es sometido a un análisis monotónico no lineal y la respuesta se compara con los resultados obtenidos experimentalmente por Dituc.

De este estudio se concluye que el modelo numérico generado en ETABS es capaz de replicar la fuerza de corte del muro. Por otro lado, el modelo no es capaz de replicar el desplazamiento experimentado por el muro.

# ABSTRACT

Shear walls for low-height structures are essential elements in the seismic performance. Reason why an efficiency in its performance is required. Fiber-reinforced concrete has a constructive speed that lowers construction costs. On the other hand, it does not require a specialized workforce which facilitates the construction of structural elements.

This document details the process of developing a numerical model that aims to predict the shear behavior of a wall made of concrete reinforced with steel and synthetic fibers. The walls considered in this work were tested by Dituc for the Corfo replacement of var reinforcement with fiber reinforcement project.

The numerical model its being defined in ETABS structural analysis and design software from CSI (Computer and Structures Inc.) through a FEM analysis for a Shell Layered element in a monotonic nonlinear analysis. The results of this analysis are compared with Dituc's experimental data.

This study concludes that the numerical model generated in ETABS is capable of replicating the shear force of the wall. On the other hand, the model is not able to replicate the displacement experienced by the wall.

# 1. INTRODUCCIÓN

Las residencias de baja altura son proyectos de construcción muy comunes y de gran demanda para diferentes estratos sociales, por lo que es importante que estos tengan un bajo costo de construcción y no requieran una mano de obra altamente calificada. Por esto es necesario utilizar materiales que requieran menor tiempo en su elaboración, sin minimizar los requisitos de seguridad y desempeño de la estructura. La configuración estructural para este tipo de proyectos ubicados en zonas de alto y mediano peligro sísmico se pueden clasificar en pórticos a momento, mampostería estructural y muros estructurales, siendo estos a los cuales se referirá el presente estudio.

Los muros estructurales son fundamentales en el desempeño sísmico en estructuras de concreto armado. Para que estos elementos trabajen esencialmente a corte bajo la acción sísmica lateral, deben tener una relación de altura  $(h_w)$  vs. longitud  $(l_w)$  menor a 1.5 acuerdo a la norma (ASCE 41, 2013). Estos muros de concreto generalmente son reforzados con el mínimo establecido para corte de acuerdo a norma (ACI 318, 2014) mediante el uso varillas longitudinales y transversales, malla o alambre electro soldado en el plano del muro.

El presente estudio analiza el comportamiento de muros de concreto a corte considerando que estos están reforzados con fibras metálicas y sintéticas (Concreto reforzado con fibras CRF), tomando como base los ensayos realizados por Dituc en el proyecto Corfo sobre el reemplazo de armaduras de refuerzo por fibras cuyo desarrollo y resultados se encuentran en el artículo (Hube, et al., 2020).

El uso de las fibras en elementos estructurales no tiene una base solida en la aplicación normativa. Por lo que su utilización no es altamente difundida en el medio profesional. Es por esto que el presente documento busca acrecentar el conocimiento sobre el comportamiento al corte de muros de CRF.

#### 1.1. Objetivos

Los objetivos de este trabajo son:

- Identificar el tipo de histéresis que relaciona el corte con respecto a la deriva de los muros ensayados e identificar sus puntos máximos y mínimos.
- Generar un modelo numérico en ETABS de los muros con el fin de realizar un análisis no lineal Monotónico.
- Replicar el comportamiento cíclico de muros reforzados con fibras ensayados por Dictuc en el proyecto Corfo de reemplazo de armaduras de refuerzo por fibras (Hube, et al., 2020) mediante el modelo numérico desarrollado.

# 1.2. Marco Teórico

La inclusión del refuerzo de fibras en la matriz del concreto modifica sus características mecánicas de acuerdo con las conclusiones dadas por el articulo (Parra - Montesinos, 2006). Dicho artículo concluye que el CFR incrementa la ductilidad y capacidad a corte en elementos tipo viga. Es por esto que este refuerzo puede ser una alternativa al armado transversal mínimo requerido por la norma (ACI 318, 2014).

Para poder definir el comportamiento al corte de los elementos estructurales se requiere conocer como se comporta el refuerzo de fibras en la matriz de concreto y posteriormente como se influyen las fibras en el concreto en condiciones axiales de compresión y tensión.

# 1.2.1. Fibras como refuerzo en el concreto

La teoría básica de concreto indica que el concreto por si solo es altamente eficaz bajo cargas de compresión, no así para tensión. Es por esto que es imprescindible incluir el uso de un

material que le otorgue resistencia a la tracción al concreto. La inclusión de un material altamente dúctil como el acero asegura que el concreto tenga la capacidad de resistir tensión y, por ende, la combinación de los efectos de compresión y tensión.

Las fibras de acero o sintéticas son materiales que se incorporan de manera aleatoria a la mezcla fresca de concreto dando características de ductilidad al elemento de CRF. Esto quiere decir que, una vez que el concreto se haya fisurado por compresión o tensión, las fibras de refuerzo serán las encargadas de dar ductilidad al elemento a través del desarrollo de un esfuerzo residual a tensión.

De acuerdo con (Adballah & Fan, 2017), existen dos aspectos relevantes en los que la fibra de acero trabaja adecuadamente con el concreto.

- La rotura de la fibra al momento que el concreto se fisura.
- El anclaje en los extremos de la fibra con el concreto.

Los ensayos a corte en vigas de CRF realizados por varios autores (Parra - Montesinos, 2006) y (Krassowska & Kosior - Kazberuk, 2018) reflejan que el arrancamiento de la fibra ocurre antes que la rotura de la misma. Lo cual concuerda con lo concluido por (Adballah & Fan, 2017).

# 1.2.2. Comportamiento a compresión del CRF

Existen varios criterios para la determinación del comportamiento del CRF ante acciones de compresión axial. Lo expuesto por código (fib Model Code, 2010) recomienda que se utilice un comportamiento del CRF igual al comportamiento del concreto simple. Por otro lado, existen varios autores (Lee & Cho, 2015) y (De Oliveira, Machado, & Rodrigues, 2010) que detallan un incremento en la ductilidad que se refleja en la deformación que tiene el material bajo cargas de compresión. Estos autores indican que el comportamiento a compresión del CRF es muy similar al concreto sin reforzamiento cuando la dosificación de la fibra es muy

baja. Por otro lado, cuando la dosificación se incrementa, la diferencia entre el concreto simple y el CRF se vuelve apreciable.

La presencia de fibras, a través de la cuantía en el concreto  $V_f$  (cuantía volumétrica) y la relación de aspecto  $l_f/d_f$  (longitud de fibra con respecto al diámetro), modifica las características de compresión  $f_{cf}$  del CRF, así como su modulo de elasticidad  $E_{cf}$  y por ende, la deformación unitaria de la resistencia máxima  $\varepsilon_o$ . Esta será diferente que el concreto simple como lo explicado en el articulo (Lee & Cho, 2015). Estas características están detalladas en la expresión (1-1).

$$\varepsilon_o = (0.0003R_f + 0.0018)f_c^{\prime 0.12} \tag{1-1}$$

$$E_{cf} = \left(-367R_f + 5520\right) f_c^{\prime 0.41} \tag{1-2}$$

Siendo  $R_f$  el factor de cuantía volumétrica con la relación de aspecto  $R_f = V_f l_f / d_f$ .

1

El comportamiento del CRF a compresión axial esta dado por la relación entre el esfuerzo de compresión y deformación unitaria ( $\sigma_c - \varepsilon_c$ ) y es dividida en dos partes; pre y pos resistencia máxima, La relación tensión – deformación del CRF se determina a partir de la expresión (1-3).

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f_c' \frac{A(\varepsilon_c/\varepsilon_o)}{A - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_o)^B}$$
(1-3)

Los factores  $A ext{ y } B$  dan las características de la función pre resistencia máxima como se indica en la ecuación (1-4). Después de la resistencia máxima, las expresiones para  $A ext{ y } B$  son las de las ecuaciones (1-5) y (1-6) respectivamente, donde el valor de f'c tiene unidades en MPa.

$$A = B = \frac{1}{1 - \left(\frac{f_c'}{\varepsilon_o E_{cf}}\right)}$$
(1-4)

5

$$A = 1 + 0.723R_f^{-0.957} \tag{1-5}$$

$$B = \left(1 + 0.882R_f^{-0.882}\right) \left(\frac{f_c'}{50}\right)^{0.064}$$
(1-6)

El valor de *B* debe ser menor que el valor de *A*, esto, para evitar que el esfuerzo a compresión luego de la resistencia máxima sea mayor que la resistencia máxima a compresión.

#### 1.2.3. Comportamiento a tensión del CRF

Para determinar el comportamiento del CRF a tensión existen dos tipos de ensayos:

- Ensayo de tracción indirecta
- Ensayo de tracción por flexión.

En este trabajo, el comportamiento a tensión se determina a partir del ensayo de tracción por flexión de una viga, según la norma (EN 14651, 2007). En este ensayo la viga se apoya en dos puntos ubicados simétricamente y una carga  $F_i$  ubicada en el centro de la viga. La aplicación de esta carga produce un desplazamiento vertical de la apertura de grieta (CMOD por sus siglas en ingles) a tracción en la viga, como se muestra en la Figura 1-1A.

La elaboración de la constitutiva a tensión se basa en los esfuerzos residuales  $f_{Ri}$  correspondientes a cada uno de las fuerzas  $F_i$  así como de los  $CMOD_i$  determinados a través de la expresión (1-7)

$$f_{Ri} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \tag{1-7}$$

Donde  $h_{sp}$  es la distancia entre el extremo superior de la apertura de agrietamiento hasta el extremo superior de la sección transversal de la viga.

De acuerdo al código (fib Model Code, 2010), para que la fibra pueda reemplazar totalmente o parcialmente al refuerzo convencional las siguientes relaciones se deben cumplir  $f_{R1}/f_L > 0.4$  y  $f_{R3}/f_L > 50$  siendo  $f_L$  el limite de proporcionalidad determinado mediante la ecuación (1-7), considerando que  $F_j = F_L$  es la fuerza limite de fisuración del concreto.



Figura 1-1. A) Esquema de ensayo flexo tracción. B) Curva de ensayo F vs. CMOD. (fib Model Code, 2010) Figure 5.6-6.

La teoría del articulo (Rilem TC 162, 2003) explicada en el código (fib Model Code, 2010) se basa en la obtención de la relación entre el esfuerzo de tensión y deformación unitaria  $(\sigma_t - \varepsilon_t)$ . Los esfuerzos de flexo tracción del ensayo descrito en la norma (EN 14651, 2007) se utiliza para derivar el esfuerzo de tracción.

En la curva de esfuerzo de tensión y deformación unitaria se pueden definir dos zonas, pre y pos agrietamiento a tensión. Para el comportamiento de pre agrietamiento en el código (fib Model Code, 2010) define dos puntos:

- El primero, es el esfuerzo a tensión  $f_{ctm}$  del concreto como se indica en la ecuación (1-8) el cual corresponde al comportamiento sin fibras ya que estas no aportan resistencia al elemento. Este esfuerzo a tensión ocurre con una deformación unitaria  $\varepsilon_{ct} = 0.15\%_0$ .
- El segundo, que es el 90% del  $f_{ctm}$  con su respectiva deformación (1-9) calculada a partir del modulo de elasticidad tangente  $E_{ci}$  determinado en (1-10) como se indica en la Figura 1-3 y Figura 1-4.

$$f_{ctm} = 0.3 (f_c')^{2/3}$$
(1-8)

$$0.9f_{ctm} = E_{ci}\varepsilon_{ct(90\%)} \tag{1-9}$$

Siendo

$$E_{ci} = 21.5E3 \left(\frac{f_c' + 8}{10}\right)^{1/3}$$
(1-10)

Para la zona pos agrietamiento (a partir del punto B de las Figura 1-3 y Figura 1-4) el comportamiento depende de la cuantía de fibras. Pudiendo este ser un comportamiento de endurecimiento (que ocurre con altas cuantías de fibras) o un comportamiento de degradación de resistencia, que ocurre cuando las cuantías de fibra son menores.

El comportamiento pos agrietamiento se define mediante el esfuerzo residual para condiciones de servicio  $f_{Fts}$  y el esfuerzo residual para condiciones ultimas  $f_{Ftu}$ , los cuales están en función de la apertura del agrietamiento  $w_u$  como se indica en la Figura 1-2.



Figura 1-2. Leyes constitutivas pos agrietamiento. A) Rígido plástico B) Lineal. (fib Model Code, 2010) Figure 6.5-7.

Para definir la existencia de degradación de resistencia o endurecimiento se deben calcular el esfuerzo residual a servicio  $f_{Fts}$  y compararlo con el valor del esfuerzo a tensión  $f_{ctm}$ , teniendo dos casos posibles:

• Caso I.

Cuando  $f_{Fts} < f_{ctm}$ , se considera que el material experimenta condiciones de degradación de resistencia a tensión ocurrida en el tramo  $\overline{BQ}$  que corresponde a la degradación del concreto simple que ocurre a  $0.2f_{ctm}$  para una deformación dada por la expresión (1-11).



Figura 1-3. Esquema de relación  $\sigma_t - \varepsilon_t$  en tensión para condición de degradación de resistencia. (fib Model Code, 2010) Figure 5.6-11.

$$\varepsilon_Q = \frac{73f_c^{\prime 0.18}}{f_{ctm}l_c} + \left(\varepsilon_{ct} - \frac{0.8f_{ctm}}{E_c}\right) \tag{1-11}$$

La degradación de resistencia se da hasta que las fibras comienzan a trabajar en el punto C (Figura 1-3) el cual es dado por la ecuación de la recta del segmento  $\overline{DE}$ .

A partir del punto C el material puede experimentar un comportamiento:

- Rígido plástico como se ve en la Figura 1-2. A siendo  $f_{Ftu} = f_{R3}/3$
- Lineal como en la Figura 1-2.B definido por las expresiones (1-12) y (1-13).

$$f_{Fts} = 0.45 f_{R1} \tag{1-12}$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - f_d (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1})$$
(1-13)

Siendo  $f_d$  el factor de ductilidad de diseño.

Las deformaciones para estos esfuerzos residuales se ven detallados en las expresiones (1-14) y (1-15) respectivamente.

10

$$\varepsilon_{SLS} = \frac{CMOD_1}{l_{cs}} \tag{1-14}$$

$$\varepsilon_{ULS} = \min\left(1\%, \frac{2.5}{l_{cs}}\right) \tag{1-15}$$

• Caso II.

Cuando  $f_{Fts} > f_{ctm}$ , como se indica en la Figura 1-4, el material esta en un rango de estabilización de fisuración a partir del punto B hasta legar a la deformación  $\varepsilon_{SLS}$  en el punto D que puede llegar a ser igual o mayor al  $f_{ctm}$ . A partir de este punto el material puede experimentar una condición de endurecimiento pudiendo llegara ser mayor que el  $f_{Fts}$  hasta llegar al punto E' o degradación de resistencia donde puede ser menor al  $f_{Fts}$  hasta llegar al punto E.

La determinación de los esfuerzos en condiciones de servicio  $f_{Fts}$  y ultima  $f_{Ftu}$  están dadas por las ecuaciones (1-12) y (1-13) con sus respectivas deformaciones de acuerdo a lo detallado en las expresiones (1-14) y (1-15).



Figura 1-4. Esquema de relación  $\sigma_t - \varepsilon_t$  en tensión para condición de degradación de resistencia. (fib Model Code, 2010) Figure 5.6-11.

## 2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

La respuesta de los nueve muros con varias dosificaciones dada en el articulo (Hube, et al., 2020) se determino a través un diagrama histerético que relaciona el corte con respecto a la deriva. En el presente documento se consideran tres muros, detallados en la Tabla 2-1. Los muros tienen 1600 mm de longitud con una altura de 1600 mm y un espesor de 100 mm. La dosificación de refuerzo de fibras de acero y sintéticas se resumen en la Tabla 2-1.

Dosificación Muro Fibra V<sub>f</sub>/V<sub>c</sub>  $\rho_{f}$ % kg/m3 WA1 0.19 15 Acero WC1 Sintética 4 0.44 WC2 Sintética 0.65 6

Tabla 2-1. Fibra y dosificación de muros del ensayo.

Las fibras para el muro WA1 son de acero con una longitud de 60 mm y un diámetro de 0.9 mm mientras que las fibras sintéticas para los muros WC1 y WC2 son rectangulares de 48 mm de longitud con un espesor de 0.34 mm de ancho y 0.34 mm de espesor.

Para definir el modelo numérico de los muros es necesario determinar las características del CRF para condiciones de compresión y flexo tracción con el fin de determinar la constitutiva del material que es requerido por ETABS para definir el comportamiento del material.

Los procedimientos de los ensayos de compresión están descritos en la norma (ASTM C39, 2015) para cilindros mientras que los procedimientos de los ensayos de flexo tracción de 3 puntos para viguetas esta descrito en la norma (EN 14651, 2007).

#### 2.1. Compresión del CRF

Las dos muestras cilíndricas de concreto simple tomadas por cada muro se realizaron de acuerdo a la norma (ASTM C39, 2015) y fueron ensayadas, la primera, a los 28 días y la segunda en el día del ensayo de los muros. Cada muestra consideró el promedio de tres

cilindros. Los resultados obtenidos son los valores de resistencia cilíndrica a compresión detallados en la Tabla 2-2.

	28 días	Día de prueba			
Muro	f'c	f'c	t		
	Mpa	Mpa	días		
WA1	45.2	49.8	58		
WC1	33.1	38.3	68		
WC2	29.0	37.7	75		

Tabla 2-2. Esfuerzo de compresión para cilindros

Con esta información se determinará el comportamiento del CRF a través de la curva constitutiva (esfuerzo axial - deformación directo) descrito en el marco teórico del capítulo anterior y desarrollado posteriormente en el presente documento.

El comportamiento a compresión es una función que depende del factor  $R_f$ , por lo que una variación de este afecta el comportamiento del CRF a compresión. La Figura 2-1 muestra la relación tensión deformación del CRF con distintos valores del factor  $R_f$ .



Figura 2-1. Relación constitutiva del CRF del muro WA1 considerando distintas dosis de

fibras.

#### 2.2. Flexo tracción del CRF

Las características del CRF a tensión se derivan del ensayo a flexo – tracción de acuerdo a la norma (EN 14651, 2007) a través de los esfuerzos residuales determinados mediante el procedimiento del articulo (Rilem TC 162, 2003) explicado en el marco teórico sobre el comportamiento del CRF.

El resumen de los resultados experimentales que se obtuvieron por el procedimiento de determinación esfuerzos residuales está detallado en la Tabla 2-3. En estos se puede verificar que el CRF de los muros WA1, WC1 y WC2 tienen una relación  $f_{R1}/f_L$  y  $f_{R3}/f_L$  que esta dentro de los limites permitidos dados por el código (fib Model Code, 2010) de 0.4 y 0.5 respectivamente. Estos valores permiten reemplazar total o parcialmente el acero convencional a corte según el (fib Model Code, 2010).

Tabla 2-3. Esfuerzos residuales de ensayo a flexo-tracción

£	£				$\mathbf{f}_{r1}$			$\mathbf{f}_{r2}$			$\mathbf{f}_{r3}$			$\mathbf{f}_{r4}$		$\mathbf{f}_{r1}/\mathbf{f}_{l}$	$\mathbf{f}_{r3}/\mathbf{f}_{l}$
I <sub>ri</sub>		Мра	ı		Mpa	l		Mpa	ı		Mpa	l		Mpa	l	Uni	Uni
Día	28	Pr	Med	28	Pr	Med	28	Pr	Med	28	Pr	Med	28	Pr	Med	-	-
WA1	3.8	4.6	4.1	2.0	2.2	2.1	2.5	2.8	2.7	2.8	3.0	2.9	2.9	3.0	3.0	0.51	0.69
WC1	3.7	3.8	3.8	2.0	2.4	2.2	2.2	1.6	1.9	2.1	1.6	1.9	1.9	1.5	1.7	0.58	0.50
WC2	3.7	4.2	3.9	2.1	2.0	2.0	2.3	2.2	2.3	2.3	2.1	2.2	2.0	1.9	2.0	0.52	0.56

# 2.3. Corte cíclico de muro

El ensayo de los muros consistió en aplicar un desplazamiento cíclico en su borde superior con una velocidad de 5 mm/min. Este desplazamiento fue registrado hasta llegar a la deformación máxima de 1.4% o hasta llegar la fuerza de falla, la cual se definió cuando la resistencia del muro se redujo en un 20% de su resistencia máxima.

La Tabla 2-4 se describe la magnitud de los desplazamientos y su respectiva deriva hasta llegar al limite definido anteriormente. Para cada uno de los desplazamientos de la Tabla 2-4 se aplicaron dos ciclos, como se indica en la Figura 2-2.

Tabla 2-4. Ciclos de deformación aplicado a los muros.

Paso	1	2	3	4	5	6	7	8	9
δ (%)	0.05	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4
Δ (mm)	0.8	1.6	3.2	6.4	9.6	12.8	16	19.2	22.4

El desplazamiento lateral del muro se midió con un sensor que se ubicó en el borde superior del muro. Este sensor midió los desplazamientos laterales. La deriva del muro se calcula dividiendo el desplazamiento de este sensor con la altura de 1600 mm respecto a la base. Mediante una celda de carga se registró la fuerza necesaria para alcanzar las deformaciones descritas en el diagrama de la Figura 2-2.



Figura 2-2. Deformación cíclica impuesta por una carga lateral V.

El registro de cargas y su correspondiente deriva esta descrito en una relación histerética entre la deriva lateral  $\delta$  y la carga de corte *V* como se detalla en la Figura 2-3 para los tres muros considerados en este documento.

Las curvas histeréticas de la Figura 2-3 presenta pinching, que se define como el estrechamiento del laso de histéresis dado por la perdida de adherencia entre el concreto y

el material de refuerzo al momento de la descarga (Erberik & Kurtman, 2010). La presencia del pinching es común en elementos de concreto armado y demuestra poca disipación de energía del elemento. El pinching de un muro de CRF es menor que el generado por el armado típico de un muro a corte debido al confinamiento que genera la inclusión de fibras de refuerzo de acuerdo con lo demostrado en el articulo (Carillo, Alcocer, & Pincheira, 2012).

En la histéresis, una vez que los muros de CRF alcanzan el corte máximo, existe una degradación de la resistencia dada por la fisuración del concreto paulatina con respecto a la deformación. Esta degradación puede generar un comportamiento dúctil del elemento. De igual manera en los lasos de histéresis se ve que existe una degradación de la rigidez del elemento dados por la misma fisuración del concreto. Este efecto se denomina como degradación de rigidez y resistencia *SSD* por sus siglas en ingles dadas por (FEMA 440, 2005).

En cada gráfico de la Figura 2-3 se indican los valores de los cortes máximos y mínimos con sus correspondientes derivas. Estos valores están resumidos en la Tabla 2-5.





Figura 2-3. Histéresis muro A) WA1 B) WC1 C) WC2.

Tabla 2-5.	Fuerzas	y derives	máximas	y mínimas.

Muro	F <sub>max</sub> kN	F <sub>min</sub> kN	F <sub>prom</sub> kN	δ <sub>max</sub> %	δ <sub>min</sub> %	δ <sub>prom</sub> %
WA1	512.8	373.5	443.1	0.59	0.75	0.65
WC1	406.9	416.3	411.6	0.50	0.95	0.72
WC2	254.8	346.2	300.5	0.33	0.48	0.41

## 3. MODELOS EN ETABS

Para replicar el comportamiento de los muros ensayados se utilizó un modelo de elementos finitos en ETABS. El muro de CRF se modeló con elementos tipo Shell, los que tienen una formación de 4 nodos ( $N_i$ ), como se indica en la Figura 3-1.



Figura 3-1. Formulación de elemento finito.

Para determinar la respuesta que tendrá cada elemento discretizado es necesario utilizar un método de integración numérica como la cuadratura de Gauss con 4 puntos  $P_i$  como se indica en la Figura 3-1.

ETABS permite la definición del elemento tipo Shell de dos tipos:

• Shell Homogéneo

Este elemento permite modelar dos tipos de comportamiento:

- Tipo membrana, definido como un material isoparamétrico. El cual considera la deformación en el plano como los componentes de la rigidez del elemento u<sub>x</sub>, u<sub>y</sub> y el momento de rotación perpendicular al plano del mismo θ<sub>z</sub> como se indica en la Figura 3-2A.
- Tipo placa, el cual considera rotaciones en los ejes que conforman el plano del elemento θ<sub>x</sub>, θ<sub>y</sub> y un desplazamiento perpendicular al plano como componente de la rigidez del mismo u<sub>z</sub> como se ve en la Figura 3-2B.



Figura 3-2. A) Elemento membrana B) Elemento tipo placa C) Shell Homogéneo

• Shell Laminado (Shell Layered)

Este tipo de elemento Shell permite en análisis no lineal por lo que su utilización será correcta para el presente estudio. Es posible crear, para este tipo de elemento, varias capas con características mecánicas independientes definidas a través de un espesor, que, entre todas confirma el espesor total del elemento Shell.

El comportamiento de los desplazamientos en el plano del elemento Shell laminado es similar a una membrana como se indica en la Figura 3-2A. El grado de libertad de giro perpendicular al plano no es considerado. Este giro en sentido perpendicular al plano es determinado a través de la formulación de Mindlin/Reisnner descrita por (Hughes). Esto hace que el elemento Shell laminado tenga un comportamiento del total de los grados de libertad en cada dirección como se ve en la Figura 3-2.C con consideraciones no lineales.

La descripción detallada de los componentes de este tipo de elemento Shell laminado se expone posteriormente en el presente documento.

## 3.1. Definición de CRF en ETABS

Se considera que el CRF es homogéneo y por lo tanto el comportamiento de este será el mismo en todo el muro. Por lo tanto, es necesario definir un material isotrópico el cual tendrá propiedades mecánicas que relacionan los esfuerzos con deformaciones a través de la ley de Hook. Matricialmente, esta relación está dada por la expresión (3-1:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{x} \\ \varepsilon_{y} \\ \varepsilon_{z} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yx} \\ \gamma_{yx} \\ \gamma_{xz} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\upsilon & -\upsilon & 0 & 0 & 0 \\ -\upsilon & 1 & -\upsilon & 0 & 0 & 0 \\ -\upsilon & -\upsilon & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\upsilon) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\upsilon) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\upsilon) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{x} \\ \sigma_{y} \\ \sigma_{z} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{bmatrix}$$
(3-1)

El procedimiento para definir el comportamiento a compresión y tensión descrito en el marco teórico corresponde a la utilización de fibras metálicas. Se asume para este estudio que el comportamiento de fibras sintéticas a compresión y tensión será el mismo que para fibras metálicas. Por lo tanto, en este estudio se utilizan las mismas expresiones para los tres muros.

El material debe ser definido para condiciones lineales y no lineales:

• Condición Lineal – Elástica

Cada uno de los muros está compuesto de hormigones de diferente resistencia de acuerdo a lo indicado en la Tabla 2-2 así como un tipo y cuantía de fibras diferente para cada muro de acuerdo a la Tabla 2-1. Las propiedades mecánicas del material están dadas mediante el modulo de elasticidad  $E_{cf}$  definido en la expresión (1-2). El modulo de corte *G* calculado en función a su correspondiente modulo de Poisson v como se detalla en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1. Características mecánicas lineales del CRF de cada uno de los muros.

<b>M</b>	f'c	Rf	Ecf	v	G
Muro	Мра	uni	Мра	uni	Мра
WA1	49.8	0.13	26110	0.20	10880
WC1	38.3	0.62	21660	0.20	9025
WC2	37.7	0.92	20620	0.20	8590

• Condición no lineal

Las características del material para condiciones no lineales se definen mediante el comportamiento de la relación tensión – deformación para cada uno de los muros.

#### 3.1.1. Relación tensión – deformación

Como se indicó en el marco teórico, la curva que describe el comportamiento del muro ante los esfuerzos directos de compresión y de tensión deben ser definidas para cada uno de los muros ensayados. Cada una de estas constitutivas tiene dos componentes, el comportamiento a compresión y a tensión. Estas a su vez se analizan antes y después del agrietamiento de la matriz de concreto.

La constitutiva a compresión considera que el concreto tiene la resistencia a los 28 días indicada en la Tabla 2-2. Utilizando la expresión (1-3) con sus respectivos factores  $A ext{ y } B$  para las condiciones antes de la fisuración con la expresión (1-4) mientras que para la condición pos fisuración se utilizan las expresiones (1-5) y (1-6).

En la Figura 3-3 para el muro WA1 experimenta una caída abrupta pos resistencia máxima a compresión. Para los muros WC1 y WC2 la capacidad pos resistencia máxima a compresión tiene una disminución gradual con respecto a la deformación. Esta reducción es función de la cuantía volumétrica. A menor cuantía volumétrica mayor será la perdida de resistencia con respecto a la deformación y a mayor cuantía menor será la perdida de resistencia en función a la deformación.

La componente a tensión se define a través de los esfuerzos residuales  $f_{Ftu}$  y  $f_{Fts}$  calculados a partir del procedimiento descrito en el literal 1.2.3 del presente documento. Estos esfuerzos son comparados con el esfuerzo a tensión  $f_{ctm}$  para determinar el comportamiento pos fisuración a tensión. De acuerdo a la Tabla 3-2, en los tres muros ensayados el  $f_{ctm}$  es mayor a los esfuerzos residuales  $f_{ctm} > (f_{Ftu}, f_{Fts})$  indicando una perdida de resistencia a tensión (Caso I) como se demuestra en todas las imágenes de la Figura 3-3.

Tabla 3-2. Esfue	rzos residuales ca	lculados (	de servicio y	últimos en	función d	e datos
------------------	--------------------	------------	---------------	------------	-----------	---------

Muro	f'c	f <sub>ctm</sub>	f <sub>Fts</sub>	f <sub>Ftu</sub>
WIULO	Мра	Мра	Мра	MPa
WA1	49.8	3.81	0.95	1.03
WC1	38.3	3.09	0.99	0.51
WC2	37.7	2.83	0.90	0.70





Figura 3-3. Constitutiva para muro A) WA1 B) WC1 C) WC2.

El esfuerzo residual ultimo  $f_{Ftu}$  del CRF del muro WA1 es 8.2% mayor al esfuerzo residual a servicio  $f_{Fts}$ , como se indica en la Tabla 3-2. Es por esto que se asumió un comportamiento

rígido plástico para el CRF del muro WA1. Debido a esta asunción, los esfuerzos residuales  $f_{Ftu}$  y  $f_{Fts}$  son iguales y están definidos por  $f_{r3}/_3$ . Las deformaciones para estos esfuerzos residuales son calculadas a partir de las expresiones (1-14) y (1-15) respectivamente como se ve en la Figura 3-3A.

En el comportamiento pos fisuración de los CRF de los muros WC1 y WC2 describe una degradación de resistencia ya que el esfuerzo residual de servicio  $f_{Fts}$  es mucho mayor al esfuerzo residual ultimo  $f_{Ftu}$  como se indica en la Tabla 3-2. Para los CRF de estos muros los esfuerzos residuales son calculados mediante las expresiones (1-12) y (1-13). La deformación para cada esfuerzo residual es calculada mediante las expresiones (1-14) y (1-15). El comportamiento de cada uno de estos muros se encuentra detallado en la Figura 3-3B y Figura 3-3C, respectivamente.

#### 3.1.2. Modelamiento del CRF en ETABS

ETABS requiere la definición del material (CRF) de manera lineal y no lineal. Para caracterizar el material linealmente es necesario ingresar los datos de la Tabla 3-1, como se indica en la Figura 3-4 para cada uno de los concretos de los muros.

Para categorizar el material de manera no lineal es necesario ingresar a ETABS la curva que relaciona el esfuerzo de tensión con respecto a la deformación. Para el ingreso de esta relación es necesario detallar manualmente los puntos de la curva de la Figura 3-3, como se indica en la Figura 3-5. De igual manera es necesario definir la ley histerética del material.

Material Property Data		X 📲 Material Proper	ty Data		×
General Data		General Data			
Material Name	HA-45	Material Na	me	HA-33	
Material Type	Concrete V	Material Typ	De	Concrete V	
Directional Symmetry Type	Isotropic ~	Directional	Symmetry Type	Isotropic ~	
Material Display Color	Change	Material Dis	play Color	Change	
Material Notes	Modify/Show Notes	Material No	tes	Modify/Show Notes	
Material Weight and Mass		Material Weigh	it and Mass		
Specify Weight Density	<ul> <li>Specify Mass Density</li> </ul>	Specify	Weight Density	<ul> <li>Specify Mass Density</li> </ul>	
Weight per Unit Volume	25 kN/m <sup>3</sup>	Weight per	Unit Volume	25 kN/m³	
Mass per Unit Volume	2549.29 kg/m <sup>3</sup>	Mass per U	nit Volume	2549.29 kg/m <sup>3</sup>	
Mechanical Property Data		Mechanical Pr	operty Data		
Modulus of Elasticity, E	26112 MPa	Modulus of	Elasticity, E	21659.8 MPa	
Poisson's Ratio, U	0.2	Poisson's R	atio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion,	, A 0.0000055 1/C	Coefficient	of Thermal Expansion, A	0.0000055 1/C	
Shear Modulus, G	10880 MPa	Shear Modu	ulus, G	9024.92 MPa	
Design Property Data		Design Propert	y Data		
Modify/Show	w Material Property Design Data		Modify/Show M	laterial Property Design Data	
Advanced Material Property Data		Advanced Mat	erial Property Data		
Nonlinear Material Data	Material Damping Properties	Nonli	near Material Data	Material Damping Properties	
Tim	e Dependent Properties		Time D	lependent Properties	
	Califer		ОК	Cancel	
	Material Property Data		ОК	X Cancel	
	General Data		ОК	X	
	General Data Material Name	HA-29	ОК	X	
	General Data Material Name Material Type	HA-29 Concrete	<u>ок</u>	X	
	General Data Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type	HA 29 Concrete Isotropic	<u>ок</u>	X	
	General Data Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color	HA-29 Concrete Isotropic Change	ОК ~ ~	X	
	General Data Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Notes	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes	OK	X	
	Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Notes Material Notes	HA.29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes	OK	X	
	Carical Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Display Color Material Notes Material Notes Material Weight and Mass © Specify Weight Density	HA.29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den	OK	X	
	Material Property Data General Data Material Name Material Name Directional Symmetry Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Notes Material Notes Material Weight and Mass © Specify Weight Density Weight per Unit Volume Mass per Unit Volume	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549 29	OK	X	
	Material Property Data      General Data      Material Name     Material Name     Material Type     Directional Symmetry Type     Material Diaplay Color     Material Diaplay Color     Material Notes      Material Weight and Mass	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29	OK           ~              sity           kN/m³           kg/m³	X	
	Material Property Data      General Data      Material Name     Material Type     Directional Symmetry Type     Material Display Color     Material Notes      Material Notes      Material Weight and Mass	HA.29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 20615	oK oK sity kN/m <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup>	X	
	Centrel Material Property Data  General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Display Color Material Notes  Material Weight and Mass  Specify Weight Denaity Weight per Unit Volume Mass per Unit Volume Mass per Unit Volume Machanical Property Data Modulus of Elasticity, E Poisson's Ratio, U	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 20615 0.2	OK           ~              sity           kg/m³           MPa	X	
	Cancer Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Display Color Material Display Color Material Notes Material Notes Material Weight and Mass © Specify Weight Density Weight per Unit Volume Mass per Unit Volume Mass per Unit Volume Mechanical Property Data Modulus of Basticity, E Poisson's Ratio, U Coefficient of Thermal Expansion,	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 20615 0.2 A 0.000005	OK	X	
	Cantel     Material Property Data     General Data     Material Display Color     Material Notes     Directional Symmetry Type     Material Notes     Material Notes     Material Weight and Mass	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 A A 0.000005 8589.58	OK           V           Image: Site of the second se	X	
	Material Property Data      General Data      Material Name     Material Type     Directional Symmetry Type     Material Display Color     Material Notes      Material Weight and Mass	HA-29 Concrete Isotropic Change Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 A 20615 0.2 A 0.000005 8589.58	OK	X	
	Carical Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Display Color Material Display Color Material Notes Material Weight and Mass (	HA-29 Concrete Isotropic Change Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549 29 A 20615 0.2 A 0.000005 8589.58 Material Property Design Data.	OK OK OK	X	
	Carter Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Display Color Material Notes Material Notes Material Weight and Mass (	HA-29 Concrete Isotropic Change Modify/Show Notes Change Modify/Show Notes 25 2549.29 20615 0.2 A A 0.000005 8589.58 Material Property Design Data.	OK	X	
	Carical     Material Property Data     General Data     Material Name     Material Type     Directional Symmetry Type     Material Display Color     Material Notes     Material Notes     Material Notes     Material Weight and Mass     ③ Specify Weight Density     Weight per Unit Volume     Mass per Unit Volume     Mechanical Property Data     Modulus of Elasticity, E     Poisson's Ratio, U     Coefficient of Thermal Expansion,     Shear Modulus, G     Design Property Data     Modify/Show     Advanced Material Property Data     Nonlinear Material Data	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 A 20615 0.2 A 0.00005 8589.58 Material Property Design Data.	OK	X	
	Carical Material Property Data General Data Material Name Material Type Directional Symmetry Type Material Display Color Material Notes Material Notes Material Notes Material Notes Material Notes Material Notes Material Property Data Modulus of Elasticity, E Poisson's Ratio, U Coefficient of Themal Expansion, Shear Modulus, G Design Property Data Modify/Show Advanced Material Property Data Nonlinear Material Data Time	HA-29 Concrete Isotropic Modify/Show Notes O Specify Mass Den 25 2549.29 A 20615 0.2 A 0.000005 8589.58 Material Property Design Data. Material Dam Dependent Properties	OK	X	

23

Figura 3-4. Definición de las propiedades lineales del CRF para cada uno de los tres

OK Cancel

muros.

Para definir la ley histerética del CRF en ETABS, es posible basarse en los lasos de histéresis de los ensayos de los muros. La forma que describen la histéresis de las curvas de la Figura 2-3 puede ser considerada como una ley histerética tipo pivote. Esta ley considera la degradación de la rigidez a través de la definición de la regla del pinching por medio de los parámetros  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  y  $\beta_2$  como se explica en el articulo (Dowel, Seible, & Wilson, 1998). Los valores de estos cuatro parámetros se definen para que la curva analítica sea lo mas similar a la curva experimental como se indica en la Figura 3-6.



Figura 3-5. Definición de comportamiento no lineal del CRF para los tres muros.

Material Name	HA-45	Hysteresis Type Piyot
Platonal Hamo	10145	The
Material Type	Concrete, Isotropic	Modify/Show Hysteresis Parameters
		Drucker-Prager Parameters
		Friction Angle 0 de
		Dilatational Angle 0 de
Acceptance Criteria	Strains	
Tens	on Compression	Stress Strain Curve Definition Options
10 O	0 mm/mm	
	0 mm/mm	Parametric
LS 0	-	
LS 0		
LS 0		



Figura 3-6. Definición de histéresis tipo pivote.

# 3.1.3. Relación corte – deformación

Para cubrir el objetivo del presente documento es necesario definir también el comportamiento a corte que tendrá el CRF. El comportamiento al corte de un material en ETABS proviene de un proceso interno basado en el comportamiento axial considerando el circulo de Mohr actuando a 45 grados. Este proceso se encuentra expresado mediante la expresión (3-2) siendo  $\varepsilon_{ij} = 0.5\gamma_{ij}$  mayor a 0

26

$$\sigma_{S}(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{4} \Big( \sigma_{T}(\varepsilon_{ij}) - \sigma_{C}(-\varepsilon_{ij}) \Big)$$
(3-2)

# 3.2. Definición de elemento Shell Laminado

El elemento Shell laminado es un elemento de cuatro nodos compuesto de varias capas independientes con características mecánicas individuales que conforman el espesor total del elemento estructural. Para ensamblar este tipo de elemento es necesario definir las características detalladas en la Figura 3-7 para cada una de las capas.

- Nombre de la capa (Layer Name). Es definida para identificar la capa que corresponde dentro del elemento Shell.
- Distancia de la capa (Layer Distance). Es la distancia entre el eje central de la capa a definir y el eje de referencia del elemento tipo Shell, siendo este el eje de referencia donde se ubican los nodos que definen al elemento.
- Espesor de la capa (Layer Thickness). Es el espesor que tendrá cada una de las capas que conforman el elemento tipo Shell.
- Tipo de capa (Layer Type). Corresponde al tipo de modelo matemático que se asignar a cada capa. Esos son membrana, placa o shell y sus respectivos grados de libertad.
- Número de puntos de integración de capa (Layer number of thickness integration points). Es la definición de puntos de la cuadratura de Gauss para el espesor de la capa.
- Material de capa (Layer Material). Define el tipo de material para cada una de las capas considerando un análisis lineal y no lineal.

- Angulo de material de capa (Layer material angle). Es el ángulo de inclinación del eje del material con respecto al eje del elemento Shell que lo contiene. Esta dirección debe estar en función al comportamiento del material.
- Comportamiento del componente de material (Material component behavior). Es esencialmente el tipo de análisis que se realizará, siendo este un comportamiento lineal, no lineal o inactivo si este no es considerado en dirección a los componentes del material σ<sub>11</sub>, σ<sub>22</sub>, σ<sub>12</sub>.

Si los componentes del material son considerados lineales este utiliza la matriz de la expresión (3-1 para definir su comportamiento. Mientras que si los componentes del material son considerados no lineales o inactivos se utiliza la grafica de esfuerzo – deformación (strees - strain). En este caso, los componentes  $\sigma_{11}$  y  $\sigma_{22}$  tienen un comportamiento no lineal. Si uno de los componentes esta definido como inactivo, se asume que los valores de esfuerzos serán cero.

# 3.3. Definición numérica de los muros

Para modelar los muros se tomó en cuenta los criterios antes expuestos con el fin de que el modelo se apegue lo mas posible a la realidad de los tres muros ensayados. Los muros se modelaron con una sola capa de 10 cm de espesor dentro del elemento Shell laminado llamada "FCR", la cual tiene una distancia de capa de 0 cm ya que esta se encuentra en la misma posición que el plano de referencia donde se modelan los nodos del modo del elemento Shell (Figura 3-7). Esta única capa se define con un comportamiento tipo membrana ya que para este caso se requiere monitorear la fuerza y el desplazamiento en la componente S11 en el borde superior del muro tomando en cuenta que es un análisis 2D. El elemento Shell laminado no considera el giro perpendicular al plano del elemento por lo que este será considerado internamente en el software de análisis.

	General Data Property Name Property Type Wall Material Notional Size Data Modeling Type Modifiers (Currently Du Display Color Property Notes Property Data	efault) Modify/Show Current No	Muro FRC Specified Not Applicable Modify/Show N Layered Modify/S Modify/S	V Notional Size Show Change Show		
	Property Name Property Type Wall Material Notional Size Data Modeling Type Modifiers (Currently De Display Color Property Notes Property Data	efault) Modify/Show Current No	Muro FRC Specified Not Applicable Modify/Show N Layered Modify/S Modify/S	Notional Size V Show Change Show		
	Property Type Wall Material Notional Size Data Modeling Type Modifiers (Currently De Display Color Property Notes Property Data	efault) Modify/Show Current No	Specified Not Applicable Modify/Show N Layered Modify/S Modify/S Modify/S	Votional Size V Show Change Show		
	Wall Material Notional Size Data Modeling Type Modifiers (Currently Du Display Color Property Notes Property Data	efault) Modify/Show Current No	Not Applicable Modify/Show N Layered Modify/S Modify/S w Layered Wall Data umber of Layers: 1	Notional Size Show Change Show		
	Notional Size Data Modeling Type Modifiers (Currently Do Display Color Property Notes Property Data	efault) Modify/Show Current No	Modify/Show N Layered Modify/S Modify/S W Layered Wall Data umber of Layers: 1	Notional Stze Show Change Show		
	Modeling Type Modifiers (Currently De Display Color Property Notes Property Data	lefault) Modify/Show Current Nu	Layered Modify/S Modify/S v Layered Wall Data umber of Layers: 1	Show Change Show		
	Modifiers (Currently Di Display Color Property Notes Property Data	Modify/Show Current No	Modify/S Modify/S v Layered Wall Data umber of Layers: 1	Show Change Show		
	Display Color Property Notes Property Data	Modify/Show Current No	Modify/S v Layered Wall Data umber of Layers: 1	Change Show		
	Property Notes Property Data	Modify/Show Current Nu	Modify/S v Layered Wall Data umber of Layers: 1	Show		
	Property Data	Modify/Show Current No	v Layered Wall Data umber of Layers: 1			
		Modify/Show Current No	v Layered Wall Data umber of Layers: 1			
		Current Nu	umber of Layers: 1			
		Surrone IV	and a capera.			
		ОК	Cancel			
Definition Data	e Thickness Type	Number ntegration Points I	Material Angle	Material Behavior Material	S11 Material S22 Material	S12 Add
RC 0	100 Shell 4	HA-29	45	Directional Nonlinear	Nonlinear Inactive	Add Cop
Iculated Layer Information	_	Cross Section	Highlight Selected	d Layer	Order Layers	
Total Section Thickness: 100 m	m		Tran	sparency	Order Ascer	nding by Distance
Sum of Laver Overlaps: 0 mm					Order Desce	shang by Distance
				ioni Conio	Outel: Start	
Sum of Gaps Between Layer: 0	mm		Min Max	ical Scale	Quick Start Parametri	ic Quick Start

Figura 3-7. Definición de muro de CRF.

El corte directo que tendrá el elemento tiene un sentido horizontal (paralelo a la componente S11) por lo existen dos maneras de definir la dirección del material de este muro:

 Un análisis no lineal en la componente S12 con un ángulo de material de 0° manteniendo inactivo las componentes S11 y S22.  Un análisis no lineal en las componentes S11 y S22 con un ángulo del material de 45º respectivamente y manteniendo inactivo la componente S12. Esta definición será la adoptada para la definición de los muros como se ve en la Figura 3-7.

Para la definición de los muros se adopta una dirección del material de 45° con sus correspondientes comportamientos en cada componente como se indica en la Figura 3-7.

# 3.4. Modelo de los Muros

Se realizan tres modelos en 2D para cada uno de los tres muros. El modelo considera los grados de libertad paralelos al plano como los desplazamientos del muro y el giro perpendicular al plano del muro. Los giros y desplazamientos fuera del plano no se consideran para este análisis. Para esto, es necesario generar un eje que nos delimiten los nudos del muro. Estos ejes tendrán una distancia entre ellos de 1600 mm y una altura de 1750 mm con respecto a la base como se indica en la Figura 3-8.

El modelo considera también la viga superior de 300x300 mm axialmente rígida en el borde superior del muro con el fin de que la carga sea distribuida en todo el borde superior del muro. A esta viga se le permite el desplazamiento horizontal, el desplazamiento vertical y el giro perpendicular al plano del muro con el fin de replicar el comportamiento real. Los apoyos en la parte inferior del muro serán definidos para restringir el desplazamiento en el plano del muro, pero no el giro perpendicular al plano del mismo como se indica en la Figura 3-8.

Para que el análisis de elementos finitos tenga la fidelidad requerida, es necesario generar un mallado del elemento finito capaz de reflejar el comportamiento real del muro. Por ello se define un mallado el cual no será mayor a 20 cm por cada lado para un elemento de 4 nodos. Esto implica una discretización de 8 elementos de ancho y 9 elementos de alto.



Figura 3-8. Modelo de muro.

#### 3.5. Definición de Análisis

Los muros fueron sometidos a un patrón de desplazamientos laterales. Es por esto que es necesario definir en ETABS una la carga lateral. Esta carga lateral se distribuyó uniformemente en el borde superior del muro con una resultante de 1 kN en sentido horizontal. Para esta carga se define un análisis no lineal monotónico.

#### 3.5.1. Análisis Monotónico No Lineal

Este análisis consiste en incrementar n = 100 veces la carga lateral (*Lat*) impuesta en el muro hasta que esta genere una deformación de 22.4 mm lo que corresponde a una deriva de 1.4%. La definición en ETABS de este análisis corresponde a un análisis no lineal estático el cual esta basado en la aplicación de la carga *Lat* como se indica en la Figura 3-9. Este análisis tiene una condición inicial de cero. Las consideraciones de este análisis están detalladas en la Figura 3-10 tomando en cuenta que el nodo de verificación será el  $U_1$ . Este esta ubicado en el extremo superior del muro y en este nudo se detallará la respuesta del análisis.

			Monotonica			Design
Load Case Type			Nonlinear S	atic	~	Notes
Exclude Objects in this	Group		Not Applica	ole		
Mass Source			Previous		~	
itial Conditions						
Zero Initial Condition	ns - Start fro	om Unstressed Sta	ate			
O Continue from State	at End of I	Vonlinear Case (I	Loads at End	of Case	ARE Included)	
Nonlinear Case						
anda Applied						
Jaus Applied						0
Load Type		Load Na	ame		Scale Factor	
Load Fallem		dl		1		Aug.
						Delete
ther Parameters						
			Modal		~	
Modal Load Case	Ontion		None		~	
Modal Load Case Geometric Nonlinearity (		omont Control			Modify/Show	
Modal Load Case Geometric Nonlinearity ( Load Application	Display	ement Control			Madfer (Channe	
Modal Load Case Geometric Nonlinearity ( Load Application	Displac	o			wodry/Snow	
Modal Load Case Geometric Nonlinearity ( Load Application Results Saved	Displace Multiple	e States				

Figura 3-9. Definición de Caso de carga para análisis Monotónico.

oad Application Control for Nonlinear Static Analysis		×	
Load Application Control			
O Full Load			
Displacement Control			
<ul> <li>Quasi-Static (run as time history)</li> </ul>			
Control Displacement			Results Saved for Nonlinear Static Case
O Use Conjugate Displacement			Downthe Downed
Use Monitored Displacement			Results Saved
Load to a Monitored Displacement Magnitude of	22.4	mm	Final State Only     Multiple States
			For Each Stage
Monitored Displacement			Minimum Number of Saved States 100
DOF/Joint U1      V1      Story1	~ 1		Maximum Number of Saved States 100
O Generalized Displacement			
Quasi-static Parameters			Save positive Displacement Increments Only
Time History Type	onlinear Direct Integration History		OK Cancel
Output Time Step Size	1	sec	
Mass Proportional Damping	0	1/sec	
Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha	0		
ОК	Cancel		

Figura 3-10. Definición de desplazamiento objetivo de análisis Monotónico.

El análisis Monotónico reflejara el desplazamiento ante el incremento de la carga. Este comportamiento esta descrito en una curva que relaciona el corte y el desplazamiento en



cada uno de los 100 pasos de incremento de carga como se ve en las imágenes de la

Figura 3-11 para los tres muros.



Figura 3-11. Comparación de análisis monotónico con la histéresis de muros ensayados.

La fuerza de corte de los modelos numéricos de los muros WA1 y WC1 varían alrededor de 3.8% con respecto a la fuerza de corte experimental, mientras que la deriva de los modelos numéricos de los muros WA1 y WC1 varían alrededor de 49.16% con respecto a la deriva experimental. Por otro lado, la fuerza de corte del modelo numérico del muro WC2 varía 23.19% con respecto a la fuerza de corte experimental, mientras que la deriva del modelo numérico del muro WC2 varía el 12.84% con respecto a la deriva experimental. Estos valores están detallados en la Tabla 3-3.

Esto demuestra que el modelo es capas de predecir adecuadamente la fuerza de corte, no así la rigidez y la deformación de los muros de CRF.

Tabla 3-3. Comparación de valores de análisis monotónico con histéresis de muros

	Muro Experimental		Modelo 1	numérico	Comp.	Comp.
Muro	Fprom	δprom	F	δ	de Fuerza	de Deriva
	kN	%	kN	%	uni	uni
WA1	443.13	0.65	419.11	0.339	94.58%	52.15%
WC1	411.63	0.725	402.67	0.359	97.82%	49.52%
WC2	300.54	0.405	370.24	0.353	123.19%	87.16%

ensayados.

# 3.5.2. Análisis monotónico para varias cuantías volumétricas

La variación de cuantías volumétricas del CRF puede variar el comportamiento al corte simulado de los muros. Para determinar la predicción del comportamiento al corte de los muros se modificó la cuantía volumétrica del muro WC1 desde 0.23% hasta 0.86%, con incrementos de 0.21%, manteniendo las características de la fibra para determinar la relación tensión deformación.

La variación de la cuantía volumétrica tiene un impacto considerable en la relación constitutiva del CRF a compresión, como se verificó en la Figura 2-1. Para determinar la consecuencia de el cambio de cuantía volumétrica en la respuesta de los muros se realizaron las siguientes suposiciones:

- Los muros WC1 y WC2 tienen el mismo concreto simple con un f'c de 38.3 MPa.
- La cuantía volumétrica del CRF de los muros WC1 y WC2 se mantiene de 0.44% a 0.65% respectivamente.
- Los esfuerzos residuales del ensayo de flexo tracción de los muros WC1 y WC2 varían linealmente. Esto, con el fin de extrapolar los esfuerzos residuales de las cuantías que se requieren (0.23% y 0.86%).

Los esfuerzos residuales de los muros con cuantías volumétricas de 0.23% y 0.86 % determinados mediante la extrapolación lineal basados en los datos experimentales de WC1 y WC2 están detallados en la Tabla 3-4.

Muro vf %	fL	fr1	fr2	fr3	fr4	fr1/fL	fr3/fL	
	%	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	uni	uni
WC1-1	0.23	3.7	1.9	2.1	1.9	1.8	0.51	0.51
WC1 (Exp)	0.44	3.7	2.0	2.2	2.1	1.9	0.54	0.57
WC2 (Exp)	0.65	3.7	2.1	2.3	2.3	2.0	0.57	0.62
WC1-4	0.86	3.7	2.2	2.4	2.5	2.1	0.59	0.67

Tabla 3-4. Esfuerzos residuales de muros calculados por extrapolación lineal.

La determinación de las curvas constitutivas se basa en la determinación de los esfuerzos residuales de servicio y ultima  $f_{Fts}$  y  $f_{Ftu}$  determinados de acuerdo con el procedimiento descrito en el presente documento en el ítem 1.2.3 correspondiente al Comportamiento a tensión del CRF Estos esfuerzos residuales se encuentran detallados en la Tabla 3-5. Estos esfuerzos residuales son menores que el esfuerzo del concreto a tensión  $f_{ctm}$  demostrando una perdida de resistencia a tensión definida en el caso 1 del código (fib Model Code, 2010).

Tabla 3-5. Esfuerzos residuales de servicio y ultimo para CRF de muros con diferentes

Muro	vf %	fctm Mpa	fFts Mna	fFtu MPa
WC1-1	0.23	3 41	0.86	$\frac{1011 a}{0.57}$
WC1-2	0.44	3.41	0.90	0.65
WC1-3	0.65	3.41	0.95	0.73
WC1-4	0.86	3.41	0.99	0.81

cuantías volumétricas.

La variación de las cuantías volumétricas no tiene un efecto notorio en esfuerzos a tensión del concreto. Los efectos a compresión son significativos como se puede verificar en la Figura 3-12. Si bien existe un incremento en los esfuerzos residuales  $f_{Fts}$  y  $f_{Ftu}$  a medida que se incrementa la cuantía volumétrica, estos no son suficiente para cambiar la pendiente del comportamiento pos agrietamiento a tensión del CRF.



Figura 3-12. Comparación de constitutivas de concreto de muro WC1 para varias cuantías volumétricas.

El análisis monotónico para cada uno de los muros con diferente CRF refleja una disminución del corte máximo de alrededor del 0.88% a medida que la cuantía volumétrica aumenta en un 0.21%. Por otro lado, evidencia el incremento la deriva de alrededor de 0.43% a medida que la cuantía volumétrica aumenta en un 0.21% como se puede ver en la Figura 3-13 y verificar en la Tabla 3-6. A pesar de la significativa variación en la relación tención deformación en compresión para varias cuentitas volumétricas. El comportamiento determinado a partir del análisis monotónico demuestra que la variación en corte no es significativa para cuantías volumétricas menores al 1%.



Figura 3-13. Comparativa de histéresis experimental y análisis monotónico con varias

cuantías volumétricas.

Tabla 3-6. Comparativa de fuerzas y derives para muros con cuantías requeridas con

Muro	vf	max	Fuerza F min	prom	Comp. Fuerza	max	Deriva min	δ prom	Comp. Deriva
	%	kN	kN	kN		%	%	%	
WC1	0.44 Exp	406.92	416.35	411.64	100.0%	0.52	0.98	0.75	100.0%
WC1-1	0.23	405.46	405.46	405.46	98.5%	0.36	0.36	0.36	47.4%
WC1-2	0.44	402.67	402.67	402.67	97.8%	0.36	0.36	0.36	48.0%
WC1-3	0.65	399.69	399.69	399.69	97.1%	0.36	0.36	0.36	48.6%
WC1-4	0.86	394.54	394.54	394.54	95.8%	0.36	0.36	0.36	48.5%

respecto al muro experimenta	respecto	al	muro	experimenta	<b>1</b> 1.
------------------------------	----------	----	------	-------------	-------------

# 4. CONCLUSIONES

Todo modelo numérico que se utilice para replicar los comportamientos reales de elementos estructurales debe ser verificados sobre una base experimental con el fin de comparar el comportamiento real y el esperado mediante métodos matemáticos.

La base experimental determinó que el comportamiento a corte cíclico en el rango no lineal de un muro corresponde a una histéresis la cual presenta un "pinching" que es la degradación de la rigidez y adicionalmente una perdida de la resistencia a corte una vez que este elemento sobrepasa a su corte máximo.

En este trabajo se realizó un modelo numérico para representar la envolvente al corte de muros con CRF. Los muros se modelaron considerando un material isotrópico y con elementos tipo Shell Layered. La no linealidad del CRF se incorporó definiendo la relación tensión deformación del hormigón.

El modelo numérico desarrollado fue evaluado bajo un análisis monotónico el cual demostró una aproximación del 97% del corte máximo experimental para varias cuantías volumétricas. Por otro lado, se demostró que este modelo numérico tiene una aproximación del 48% de la deriva experimental. Por lo que este modelo numérico no replica la realidad del modelo experimental para un análisis no lineal. Así también el modelo numérico planteado fue evaluado bajo un análisis cíclico el cual no llego de converger para los ciclos de carga dada por el modelo experimental.

#### BIBLIOGRAFIA

- ACI 318. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete. *American Concrete Institute*.
- Adballah, S., & Fan, M. (2017). Anchorage mechanism of novel geometrical hooked end steel fibers. *Materials and Structures Rilem*.
- ASCE 41. (2013). Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- ASTM C39. (2015). Standards Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. *American Society for Testing and Materials*.
- Carillo, J., Alcocer, S., & Pincheira, J. (2012). Shaking table test of steel fiber reinforced concrete walls for housing. *15 WCEE*. Lisboa.
- De Oliveira, L. A., Machado, D. V., & Rodrigues, P. F. (2010). Stress Strain curves for steel fiber reinforced concrete in compression. *ReaserchGate*.
- Dowel, R. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot hysteresis model for reinforced concrete members. *ResearchGate*.
- EN 14651. (2007). Test Method for Fiber Concrete Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality LOP, residual). *European Standard*.
- Erberik, M. A., & Kurtman, B. (2010). A detailed evaluation on degrading behavior of structural systems. *9th U.S National and 10th Canadian conference on earthquakes engineering*. Toronto.
- FEMA 440. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedure. *Federal Emergency Management Agency*.
- fib Model Code. (2010). Concrete Structures. International Federation for Structural Concrete.
- Hube, M., Guiñez, F., Chacón, M., Alcaino, P., González, M., & López, M. (2020). Cyclic shear response of fiber-reinforced concrete walls for low-rise buildings. Santiago de Chile.
- Hughes, T. J. (n.d.). *The finite element method. Linear static and dynamic finite element analysis.* Englewood Cliffs.

- Krassowska, J., & Kosior Kazberuk, M. (2018). Failure modes in shear of steel fiber reinforced concrete beams. *EDP Sciences*.
- Lee, C. S., & Cho, Y. J. (2015). Compressive Behavior of Fiber-Reinforced Concrete with End-Hooked Steel Fibers. *ResearchGate*.
- Parra Montesinos, G. J. (2006). Shear strengthof beams whit deformed steel fibers. *Concrete International.*
- Rilem TC 162. (2003). Test and Design Method for Steel Fiber Reinforced Concrete. Materials and Structures.