



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

ANÁLISIS SÍMICO DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO
CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN CORTE-FLEXIÓN

Francisco Daniel Díaz Ibel
Memoria para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Patricio Bonelli Canabes

Abril de 2018



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

ANÁLISIS SÍMICO DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO
CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN CORTE-FLEXIÓN

Memoria de titulación presentada por
Francisco Daniel Díaz Lebel

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Patricio Bonelli Canabes

Abril de 2018

Título de la tesis

Análisis sísmico de muros de hormigón armado considerando la interacción corte-flexión.

Autor

Francisco Daniel Diaz Lebel

Trabajo de tesis, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el título de Ingeniero Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Miembros del comité:

Patricio Bonelli

Patricio Quintana

Ramiro Bazaez

Valparaíso, Chile, Abril de 2018

En agradecimiento y memoria de Eduardo Berrios Cayuman.

TABLA DE CONTENIDOS

Índice de figuras	7
Índice de tablas	12
Glosario	13
Resumen general	15
Abstract	16
Alcance y objetivos.....	17
Alcance.....	17
Objetivo general	17
Objetivos específicos	17
CAPITULO 1. Recopilación bibliográfica	18
1.1. Introducción	18
1.2. Revisión de trabajos previos.....	18
1.3. Deformación por flexión	22
1.4. Deformación por corte	26
CAPITULO 2. Modelos de análisis	35
2.1. Introducción	35
2.2. Modelos de viga equivalente (EBM).....	38
2.2.1. Formulación de Timoshenko para elementos Frame.....	39
2.3. Modelos de fibras axiales (MVLEM)	44
2.4. Modelos de multicapas.....	47
2.4.1. Teoría de placas.....	48
2.4.2. Comportamiento a flexión y corte acoplados	53
CAPITULO 3. Modelos constitutivos de los materiales	58
3.1. Modelos constitutivos para el hormigón	58
3.2. Modelo constitutivo para el acero de refuerzo	63

CAPITULO 4. Aplicación a ensayos de muros	64
4.1. Datos experimentales	64
4.2. . Configuración de modelos computacionales para el muro ensayado	68
4.3. Resultados del modelo analítico.....	76
CAPITULO 5. Aplicación en sistema estructural con muros.....	83
5.1. Introducción	83
5.2. Procedimiento.....	83
5.3. Resultados	93
CAPITULO 6. Conclusiones.....	109
Referencias	110
Anexo A – Código OpenSees SFI MVLEM.....	115
Anexo B – Código OpenSees Multicapas	127
Anexo C – Rutinas Matlab para generar nodos y restricciones.....	138
Anexo D – Código VBA Puntal tensor.....	141

Índice de figuras

Figura 1.3-1 Curva característica de muro en flexión. (Fuente FEMA 307)....	22
Figura 1.3-2 Distribución de curvatura a lo largo de un voladizo bajo momento último (a) Elemento de hormigón armado (b) Diagrama de momento flector (c) Diagrama de curvatura (d) Deflexiones.....	23
Figura 1.3-3 Problemas para definir la ductilidad por desplazamiento. (Fuente M. Priestley, 2000 [19]).....	25
Figura 1.4-1 Curva envolvente. (Fuente Bulletin of NZSCE – Dec.2004).....	26
Figura 1.4-2 Características de la descarga. (Fuente Bulletin of NZSCE – Dec.2004 [21]).....	28
Figura 1.4-3 Función de histéresis por corte. (Fuente Bulletin of NZSCE – Dec.2004 [21]).....	29
Figura 1.4-4 Curva propuesta de comportamiento a corte de secciones de muro. (Fuente Bali (2007) [20]).....	30
Figura 1.4-5 Mecanismo completo. (Fuente Hwang y Lee 2002 [19]).....	31
Figura 1.4-6 Fuerzas en bielas (compresión) de hormigón. (Fuente Hwang y Lee 2002 [19])	32
Figura 2.1-1 Árbol de procedencia de la formulación del Método de Elementos Finitos.....	35
Figura 2.2-1 Modelo de elementos viga.....	38
Figura 2.2-2 Deformación en una viga. Teoría de Timoshenko.....	39
Figura 2.2-3 Modelo de viga en voladizo.....	42
Figura 2.2-4 Grafico comparativo de las soluciones por MEF y Exacta.	43
Figura 2.3-1 Modelo de múltiples elementos uniaxiales verticales. (Fuente ACI Structural Journal Title no. 101-S68).....	44
Figura 2.3-2 Modelo de Paneles. (Fuente ACI Structural Journal Title no. 106-S60).....	45
Figura 2.3-3 Modelo de interacción flexión y corte. (Fuente OpenSees Wiki nDMaterial FSAM).....	45
Figura 2.3-4 Comportamiento y datos de entrada y salida del modelo constitutivo FSAM. . (Fuente OpenSees Wiki nDMaterial FSAM).....	46
Figura 2.3-5 Mecanismo en el modelo FSAM para la transferencia del corte en las grietas. . (Fuente OpenSees Wiki nDMaterial FSAM).	46
Figura 2.4-1 Modelo multicapas	47

Figura 2.4-2 Comparación de la deformación conforme a las teorías CLPT, FSDT y HSDT. (Fuente Principles of Composite Material Mechanics – Gibson)	48
Figura 2.4-2 Estado de deformación interior en placas Mindlin. (Fuente www.wikipedia.org – Mindlin Theory)	50
Figura 2.4-3 Rotaciones en placas Mindlin. (Fuente www.wikipedia.org – Mindlin Theory)	51
Figura 2.4-4 Ejes principales del elemento y sentido de la rotación.	55
Figura 2.4-5 Factor de reducción de la resistencia a compresión.	57
Figura 3.1-1 Modelo constitutivo del hormigón a compresión.	60
Figura 3.1-2 Modelo del Hormigón Confinado según Staatcioglu-Razvi [39]	61
Figura 3.2-1 Modelo constitutivo del acero según Menegotto Pinto [40].	63
Figura 4.1-1 Dimensiones y armadura del muro W1 [45].	65
Figura 4.1-2 Disposición de los elementos en el ensayo [41].	66
Figura 4.1-3 Ciclo de desplazamientos [45].	66
Figura 4.1-4 Curvas de histéresis para las diferentes condiciones del muro W1 [45].	67
Figura 4.2-1 Relación Esfuerzo – Deformación axial para el hormigón.	68
Figura 4.2-2 Relación Esfuerzo – Deformación axial para el acero	69
Figura 4.2-2 Relación Esfuerzo – Deformación para el modelo Concrete06. (Fuente OpenSees Wiki – Concrete06).	70
Figura 4.2-3 Relación Esfuerzo – Deformación de corte	71
Figura 4.2-4 Sección del muro.	71
Figura 4.2-5 Diagramas para la sección del muro.	72
Figura 4.2-7 Framework del modelo multicapa. (Fuente research group of Disaster Prevention and Mitigation in Tsinghua University)	74
Figura 4.2-8 Esquema de capas en el modelo multicapa.	75
Figura 4.3-1 Curvas Desplazamiento – Corte Basal para los modelos del muro W1.	76
Figura 4.3-2 Resultados del modelo de rotula concentrada.	79
Figura 4.3-3 Resultados del modelo de fibras.	79
Figura 4.3-4 Resultados del modelo de multicapas.	79
Figura 4.3-2 Resultados del modelo de rotula concentrada.	80
Figura 4.3-3 Resultados del modelo de fibras.	80

Figura 4.3-4 Resultados del modelo de multicapas.....	80
Figura 4.3-2 Resultados del modelo de rotula concentrada.....	81
Figura 4.3-3 Resultados del modelo de fibras.	81
Figura 4.3-4 Resultados del modelo de multicapas.....	81
Figura 5.2-1 Esquema de refuerzos en la altura del muro.	84
Figura 5.2-2 Relación esfuerzo - deformación de corte para un metro lineal de muro con refuerzo transversal Ø10 a 20.....	86
Figura 5.2-3 Confinamiento del muro 1.	87
Figura 5.2-4 Relación Esfuerzo – Deformación para el hormigón del elemento del borde del Muro 1.	87
Figura 5.2-5 Sección del Muro 1 en los primeros tres pisos.....	88
Figura 5.2-6 Diagrama de interacción Muro 1 para la sección de la Figura 5.2-1.	88
Figura 5.2-7 Diagrama Momento – Curvatura del Muro 1 con carga axial 64.5[T].	88
Figura 5.2-8 Confinamiento del Muro 2.	89
Figura 5.2-9 Relación Esfuerzo – Deformación para el hormigón del elemento del borde del Muro 2.	89
Figura 5.2-10 Sección del Muro 2 en los primeros tres pisos.....	90
Figura 5.2-11 Diagrama de interacción Muro 2.	90
Figura 5.2-12 Diagrama Momento – Curvatura del Muro 2 con carga axial 38.7[T].	90
Figura 5.2-13 Confinamiento del Muro 3.....	91
Figura 5.2-14 Relación Esfuerzo – Deformación para el hormigón del elemento del borde del Muro 3.	91
Figura 5.2-15 Sección del Muro 3 en los primeros tres pisos.....	92
Figura 5.2-16 Diagrama de interacción Muro 3.....	92
Figura 5.2-17 Diagrama Momento – Curvatura del Muro 3 con carga axial 12.9[T].	92
Figura 5.3-1 Curva de Corte Basal [T] versus Desplazamiento [m] para un eje de 3 muros de 6[m], 3[m] y 1[m] respectivamente modelados con Multicapa, EBM y SFIMVLEM.	93

Figura 5.3-2 Curva de Momento [T-m] versus Desplazamiento [m] para un eje de 3 muros de 6[m], 3[m] y 1[m] respectivamente modelados con Multicapa, EBM y SFIMVLEM.....	94
Figura 5.3-3 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	95
Figura 5.3-4 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura, ..	95
Figura 5.3-5 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	96
Figura 5.3-6 Resultados de los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura,.....	96
Figura 5.3-7 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	97
Figura 5.3-8 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.	97
Figura 5.3-9 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	98
Figura 5.3-10 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	98
Figura 5.3-11 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.	99
Figura 5.3-12 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.	99

Figura 5.3-13 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	100
Figura 5.3-14 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos	100
Figura 5.3-15 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.	101
Figura 5.3-16 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.....	101
Figura 5.3-17 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.....	102
Figura 5.3-18 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.	102
Figura 5.3-19 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y flexión no lineal en los primeros tres pisos para diferentes factores de G, comparados con los resultados a corte no lineal.....	103
Figura 5.3-20 Elevación del eje de muros para un análisis con un trancamiento en el primer piso.....	104
Figura 5.3-21 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo proveniente de la Figura 5.3-20.....	104
Figura 5.3-22 Resultados por muro en cada piso para el corte máximo y el momento asociado del modelo proveniente de la Figura 5.3-20.....	105
Figura 5.3-23 Diagrama de cuerpo libre para el primer piso.	105
Figura 5.3-24 Diagrama de bielas y tensores para el Muro 1 en el piso 1.	106
Figura 5.3-25 Diagrama de bielas y tensores para el Muro 2 en el piso 1.	107

Índice de tablas

Tabla 4-1 Materiales del muro ensayado.....	65
Tabla 4-2 Tabla comparativa de energía disipada en el total de los ciclos.....	67
Tabla 4-2 Propiedades de multicapas para elemento de borde	74
Tabla 4-3 Propiedades de multicapas para elemento de central.....	74
Tabla 4-4 Comparación de resultados entre modelos y ensayo.....	77
Tabla 4-5 Tabla comparativa entre momento máximo de los modelos y el ensayo	78
Tabla 4-6 Tabla comparativa de energía disipada en el total de los ciclos en [kg m ² /s ²].	78
Tabla 5-1 Carga vertical en los muros	85
Tabla 5-2 Carga lateral en los diafragmas	85
Tabla 5-3 Materiales utilizados en el modelo computacional.....	86
Tabla 5-4 Resultados para el análisis por puntal tensor para el Muro 1.....	106
Tabla 5-5 Resultados para el análisis por puntal tensor para el Muro 2.....	107

Glosario

Φ_u	Curvatura ultima
Φ_y	Curvatura de fluencia
L_p	Longitud de la rótula plástica
ϵ_y	Deformación unitaria de fluencia del acero
ϵ_c	Deformación unitaria del hormigón
M_i	Momento ideal
E_c	Modulo de elasticidad del hormigón
E_y	Modulo de elasticidad del acero
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
f'_c	Esfuerzo máximo de compresión del hormigón
c_{y2}	Zona de compresión en estado de primera fluencia
c_{y1}	Zona de compresión sin carga axial en estado de primera fluencia
c_{u2}	Zona de compresión en estado ultimo
c_{u1}	Zona de compresión sin carga axial en estado ultimo
μ_Δ	Ductilidad por desplazamiento
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
Δ_p	Desplazamiento plástico
V_c	Resistencia de corte del hormigón
V_s	Resistencia de corte del refuerzo
G_0	Módulo elástico de corte del hormigón
G_1	Módulo de rigidez de corte tangencial reducido del hormigón
γ_c	Deformación por corte
C_d	Diagonal de compresión
V_{cr}	Fuerza de corte al primer agrietamiento.
ϵ_r	Deformación unitaria en dirección radial
ϵ_d	Deformación unitaria en dirección diagonal
ϵ_v	Deformación unitaria en dirección vertical
ϵ_h	Deformación unitaria en dirección horizontal
γ_v	Fracción de la compresión diagonal transferida por el tensor vertical en ausencia del tensor horizontal.
γ_h	Fracción de la compresión diagonal transferida por el tensor horizontal en ausencia del tensor vertical.

a_s	Ancho del puntal de compresión
ζ	Parámetro de flexibilización del hormigón
[B]	Matriz de deformaciones
[D]	Matriz constitutiva
[K]	Matriz de rigidez
U_{LC}	Energía acumulada por unidad de longitud debida a la tensión y deformación de cortante
Q	Esfuerzo cortante
A_m	Momento estático del área situada entre el punto donde se calcula la tensión y el exterior de la sección
ϵ_m	Deformación en tensión instantánea en la dirección perpendicular
ϵ'_c	Valor especificado para la resistencia a compresión
ϵ_{cr}	Deformación unitaria de fisuración
f_{cr}	Tensión de fisuración
f'_{cc}	Máxima tensión de compresión en el hormigón confinado
k_1	Factor que depende de la presión efectiva de confinamiento
A_{si}	Área total de estribos en la dirección i del análisis.
b_{ci}	Ancho confinado medido de centro a centro de los estribos extremos en cada dirección.
s	Espaciamiento vertical de los estribos medido centro a centro.
R	Curvatura de transición en el modelo constitutivo del acero
EBM	Equivalent Beam Model (Modelo de viga equivalente)
MVLEM	Multi Vertical Linear Element Model (Modelo de fibras)

Resumen general

Estudios recientes han demostrado la importancia de incluir la degradación por corte en los modelos de análisis para el diseño de muros de hormigón armado, entre ellas el efecto sobre el diseño al corte en edificios y de las discontinuidades. En esta memoria se estudiaron específicamente los efectos en las fuerzas de corte en los muros debido a la redistribución al tomar en cuenta la degradación por corte, la influencia sobre los parámetros de diseño utilizados en la norma sísmica chilena, y la situación adicional del trancamiento por niveles de estacionamientos que desplazan la zona crítica. Se seleccionaron un grupo de modelos de análisis de muros de hormigón armado que consideran la interacción entre corte y flexión con la finalidad de estudiar la influencia de este comportamiento en el diseño. Para su calibración los modelos seleccionados se usan para capturar los resultados de un ensayo de un muro sometido a cargas cíclicas, luego se aplican al análisis de un sistema estructural correspondiente a un eje formado por tres muros de diferente ancho. Se concluye que los modelos representaron bien el ensayo del muro usado en la calibración. Al aplicarlo a un sistema de muros se concluye que es posible obtener resultados similares a los modelos que representan la interacción corte - flexión aplicando modelos sencillos y reduciendo la rigidez al corte del panel.

Abstract

Recent studies have demonstrated the value of including shear degradation in analysis models to design reinforced concrete walls as the effect it has on design the plastic hinge on the base of the wall and discontinuity over the height. This thesis specifically studies the effect of shear forces on the plastic hinge, the existence of a redistribution when shear degradation takes place, the influence of shear degradation on seismic design parameters, and additionally the slip of the plastic hinge due to parking levels. A group of analysis models that includes shear flexure interaction on reinforced concrete walls were selected to study the influence of this behavior on the final design. To define the parameters, they were compared to a cyclic load test. Then they were applied to a structural system assembled by three walls with different lengths. It is concluded that the models are well adjusted to the load test, and applied to the structural system it is possible to achieve similar results on elastic models with a reduction factor on shear stiffness.

Alcance y objetivos

Alcance

En este trabajo se comparan modelos de análisis para el comportamiento sísmico de muros de hormigón armado que incluyen la interacción entre el corte y la flexión.

Objetivo general

Analizar muros de hormigón armado considerando el efecto del corte en la deformación, y su interacción con la flexión.

Objetivos específicos

El objetivo específico es investigar la tolerancia de los efectos de la degradación de la rigidez a corte en los modelos de análisis, la influencia de la tracción perpendicular a la dirección de los puntales de compresión, y evaluar un modelo computacional que permita obtener información útil del comportamiento no lineal de muros de hormigón armado para ser aplicado en oficinas de cálculo.

CAPITULO 1.

Recopilación bibliográfica

1.1. Introducción

En este capítulo se realiza un recorrido por la historia de los modelos de análisis de muros de hormigón armado, y luego por los principales aspectos del comportamiento de muros a flexión y corte presentes en la bibliografía.

1.2. Revisión de trabajos previos

Una de las primeras publicaciones de la aplicación del método de elementos finitos para estructuras de hormigón armado fue presentado por Ngo y Scordelis en 1967 [1]. Un análisis lineal elástico era realizado en las vigas con patrones de grietas predefinidos (Discrete crack) que determinaban los esfuerzos principales en el hormigón, esfuerzos en el refuerzo de acero y de anclaje. Scordelis utilizó la misma aproximación al estudio del corte en las vigas con grietas de tensión diagonal tomando en cuenta el efecto de los estribos, corte de dintel, trabazón del agregado y ruptura horizontal a través del refuerzo cerca de los apoyos.

Franklin en 1970 [2] avanzó en las capacidades de un método analítico al desarrollar un análisis no lineal que automáticamente consideraba el agrietamiento dentro de los elementos finitos con redistribución de los esfuerzos en la estructura. Esto hizo posible rastrear la respuesta de sistemas de dos dimensiones desde la carga inicial a la falla en un análisis continuo. Cargas incrementales en las que cada iteración se calculaba utilizando el agrietamiento en el elemento y el comportamiento no lineal del material utilizando elementos unidimensionales tipo barra y elementos cuadriláteros de tensión plana, que fueron utilizados en numerosas investigaciones para estudiar el comportamiento de marcos y muros de hormigón armado. Nayak y Zienkiewicz en 1972 [3] llevaron a cabo estudios de esfuerzo en dos dimensiones incluyendo el agrietamiento a tracción y el comportamiento elastoplástico del hormigón a compresión utilizando una aproximación inicial al esfuerzo. Cervenka en 1970 [4] analizó el corte en muros y dinteles utilizando un enfoque en que la matriz de rigidez elástica al inicio del análisis es utilizada en todas las iteraciones, también

propuso una relación constitutiva para el material compuesto (Hormigón – Acero) a través de etapas de comportamiento no agrietadas y agrietadas. Estos estudios revelaron que frecuentemente es más conveniente representar las grietas cambiando las propiedades constitutivas del elemento finito (Agrietamiento propagado conocido como Smeared crack) que cambiando la geometría de la grilla elementos finitos (Agrietamiento discreto conocido como Discrete crack).

Procedimientos iniciales hacían que la rigidez del material se considerase cero en la dirección principal a tracción una vez que el esfuerzo calculado era mayor que la capacidad a tracción del hormigón. Simultáneamente, el esfuerzo en el concreto era reducido y reaplicado a la estructura como esfuerzos residuales. Modelos de este tipo muestran un sistema de grietas distribuidas o esparcidas. Idealmente, estos modelos deben ser capaces de representar la propagación de una grieta única inicial, tal como un sistema de grietas distribuidos, con una precisión razonable.

Los muros de hormigón armado son comúnmente considerados como elementos tipo membrana porque las mayores cargas están en el plano del muro. Cervenka y Grestle en 1972 [4] publicaron en un análisis de agrietamiento propagado de paneles de hormigón armado que poseía una comparación favorable con los resultados experimentales de cargas monotónicas, pero no bajo cargas cíclicas. Diagramas de Carga – Desplazamiento, patrones de agrietamiento, y mecanismos de falla fueron analizados en ese entonces. El excelente ajuste con los resultados del ensayo monotónico probablemente se debe al hecho que estos paneles tienen una cantidad razonable de acero de refuerzo, por lo que no son sensibles a una fractura y no representaran sus efectos derivados. El agrietamiento del hormigón en estos paneles era de naturaleza propagada y distribuida más que localizada.

Mawenya & Davies en 1974 [5], modelaron un elemento isoparamétrico cuadrático considerando los efectos de corte transversal. Fueron evaluados los desplazamientos y momentos máximos en placas isótropas y ortótropas rectangulares y circulares. El elemento presentó resultados satisfactorios comparados con la solución analítica. Sin embargo, al analizar placas delgadas el elemento se mostró ineficiente.

Otros análisis de agrietamiento propagado se hicieron comparando el mismo ensayo. Uno de ellos fue realizado por Darwin y Pecknold [6] en 1976 utilizando tanto agrietamiento propagado como modelos de refuerzos distribuidos. El comportamiento observado de los paneles se ajustó bastante bien para el análisis monotónico como cíclico.

Los autores Panda & Natarajan [7] en 1979, consideraron el corte transversal en el análisis de estructuras de placas anisótropas para poder establecer comparaciones entre la solución analítica y el modelo numérico. Fue utilizado un cuadrilátero de 8 nodos con cinco grados de libertad por nodo utilizando la integración mediante cuadratura de Gauss. Fueron evaluadas los esfuerzos normales y de corte en el plano para varias relaciones a/h en diferentes configuraciones de placas. Los valores obtenidos numéricamente muestran una excelente concordancia con los resultados analíticos.

Un trabajo colaborativo, Kausel et al en 1981 [8], dio paso al Método de las capas delgadas (TLM – Thin Layer Method) y el Ajuste Perfecto de Capas (PML – Perfectly Matched Layers), que han dado cabida a modelos de interacción suelo-estructura y de sólidos por capas como el hormigón armado intentando resolver la no linealidad geométrica de las placas muy finas. Estos modelos serán revisados en detalle en los siguientes capítulos para elementos bidimensionales según las teorías de Kirchhoff en la Teoría clásica de placas (CLPT – Classical Laminated Plate Theory), Mindlin en la Teoría de deformación por corte de primer orden (FSDT – First Order Shear Deformation Theory), y Reddy en la Teoría de orden superior para deformación de corte (HSDT – High Order Shear Deformation Theory).

Chang, Taniguchi y Chen en 1987 [9] aplicaron el enfoque de grietas propagadas para analizar los ensayos en paneles realizados por Vecchio en 1986. El criterio de fractura en el sofisticado modelo constitutivo se fundamentó en limitar los esfuerzos y las deformaciones, y por ello no son realmente criterios de fractura. De todas maneras, se obtuvo un buen ajuste entre el experimento y los resultados numéricos. Los paneles fueron altamente reforzados, y por ello el criterio de fractura, nuevamente, probablemente no controla el comportamiento.

Channakeshava e Iyengar en 1988 [10] publicaron un modelo constitutivo de grietas propagadas usado para modelar los paneles a corte ensayados por Vecchio en 1986 [11]. El modelo incluyó el agrietamiento del hormigón a tracción, la plasticidad a compresión, la trabazón del agregado, comportamiento elasto – plástico del acero, anclaje y deslizamiento, y endurecimiento por deformación. Un procedimiento para incorporar el anclaje y deslizamiento de los elementos de refuerzo también fue descrito y se obtuvieron buenos resultados comparados a los empíricos.

Crisfield y Wills en 1989 [11] aplicaron el enfoque de grietas propagadas para analizar los ensayos en paneles realizados por Vecchio y Collins en 1982 [13]. Estos modelos incluyeron agrietamiento constante y agrietamiento que gira, con y sin capacidad del hormigón a tracción. Se utilizó un modelo simple de incursión no lineal. Debido a que las soluciones numéricas fueron obtenidas utilizando el método de la longitud de arco, se trazó una respuesta completa de la respuesta Carga – Deformación, y en consecuencia fue posible identificar claramente no solo la carga de colapso sino el mecanismo.

Massicote, Elwi y MacGregor en 1990 [12] publicaron un modelo práctico bidimensional hipo-elástico para el hormigón armado, con énfasis en un nuevo enfoque para la descripción del endurecimiento a tracción, usando franjas de agrietamiento propagado. Las predicciones del modelo se compararon con los resultados de los ensayos en unidades sometidas a tensión uniaxial, paneles de corte, y placas de hormigón armado, simplemente apoyadas en sus cuatro lados cargados axial y transversalmente.

Massone, Orakcal y Wallace en 2006 [13] propusieron un modelo analítico que une la respuesta por flexión y corte en muros de hormigón armado. En el modelo logra predecir razonablemente la respuesta carga-deformación para muros esbeltos. la capacidad al corte y el comportamiento no lineal acoplado de corte-flexión. El año 2009 implementaron una mejora a este modelo, con el uso de una expresión calibrada para la expansión lateral mejoró la predicción de la resistencia de corte y el comportamiento carga-desplazamiento.

1.3. Deformación por flexión

La resistencia en este comportamiento es provista por un par relativamente simple formado por el refuerzo en tracción y el hormigón en compresión, pero aun cuando el mecanismo en flexión está bien definido, la forma del ciclo de histéresis es compleja, la Figura 1.3-1 muestra una curva de histéresis típica para un muro dúctil, extraído de FEMA 307 [14]. Esto debido a los efectos del agrietamiento por corte y la carga axial en el elemento.

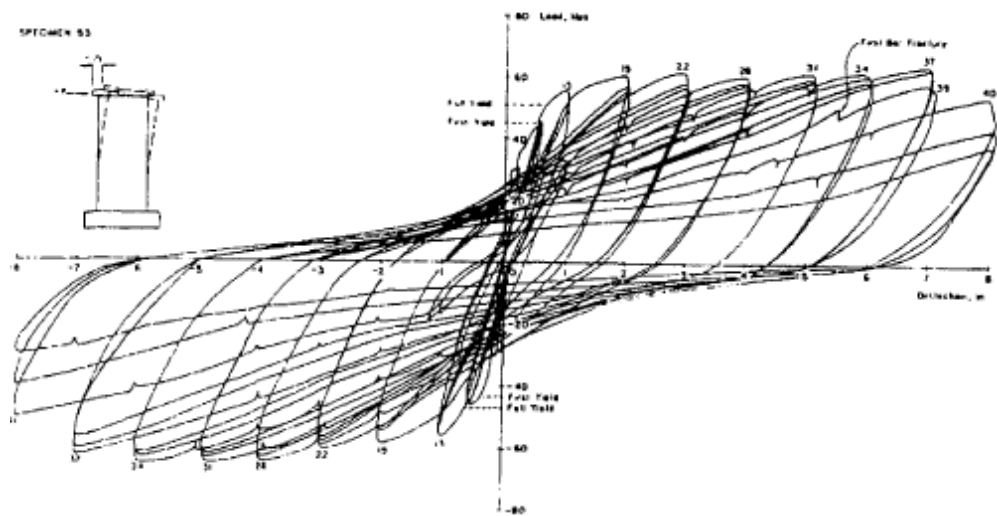


Figura 1.3-1 Curva característica de muro en flexión. (Fuente FEMA 307).

La combinación de las curvas producidas por cargas laterales y axiales, una histéretica y la segunda elástica, producen la respuesta mostrada en el ciclo. Este tipo de histéresis, que es generalmente llamada “pinched” o “waisted” (estrecha, tallada) es una característica de los elementos de hormigón armado bajo cargas combinadas de momento y carga axial. La forma curva es debido a los efectos del tamaño de la cabeza de compresión del hormigón, el refuerzo distribuido, el agrietamiento por corte, el efecto Baushinger y la trabazón en el hormigón. El efecto de “pinching” tiende a reducir la capacidad de disipar energía de este tipo de secciones a medida que aumenta la carga axial. Puntos importantes para definir el comportamiento son la rotación y la deflexión del elemento para cada carga.

Se puede calcular la rotación y deflexión de un elemento integrando la distribución de curvaturas a lo largo del mismo con expresiones definidas por Mohr en los teoremas del área de momento [15] y que estas ecuaciones ignoran el efecto del aumento de rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al corte y por el deslizamiento de adherencia del refuerzo, Figura 1.3-2. En una descripción más precisa en las secciones del elemento, la curvatura fluctúa debido a la mayor rigidez del miembro entre las grietas.

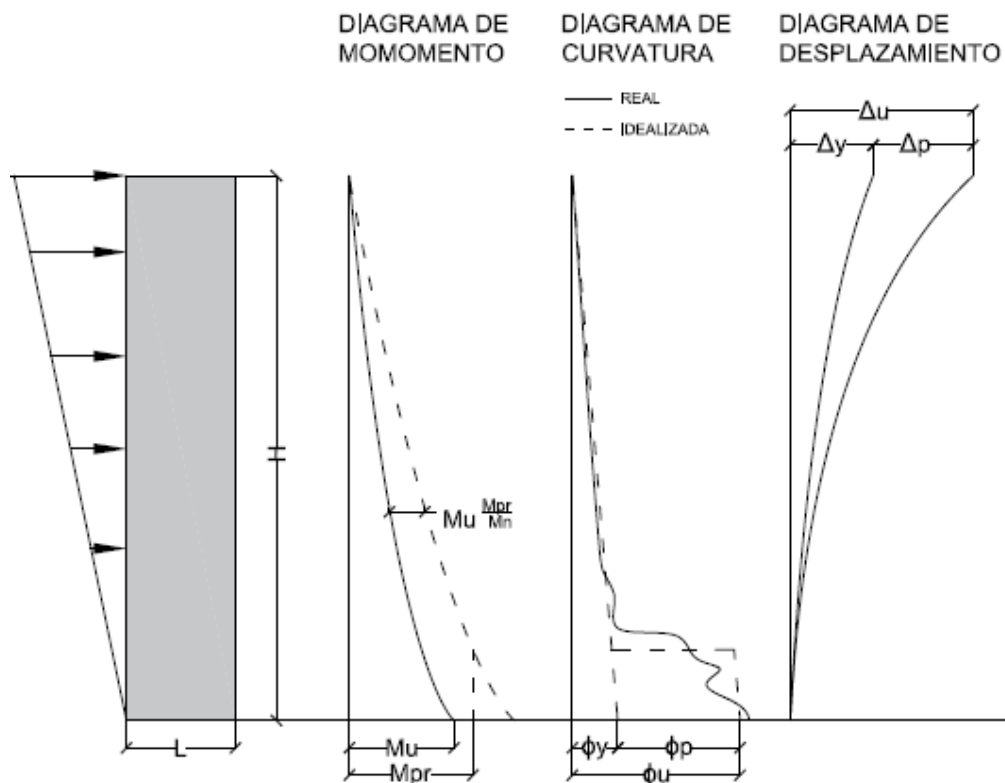


Figura 1.3-2 Distribución de curvatura a lo largo de un voladizo bajo momento último (a) Elemento de hormigón armado (b) Diagrama de momento flector (c) Diagrama de curvatura (d) Deflexiones.

El área que sobresale de la recta idealizada de la curvatura elástica del muro, es la sección del muro que incursiona en el rango inelástico, llamada “rotula plástica” ó “zona crítica” en diseño. Esta curvatura se puede idealizar en un trapecio equivalente de altura l_p (largo plástico) y ancho $\phi_u - \phi_y$. El valor de la longitud del largo plástico varia en la literatura dependiendo de los ensayos realizados ya

que toman en cuenta los efectos del empotramiento real del elemento, lo que lleva a diferencias entre la integración de la distribución de la curvatura y lo medido. Entre los efectos que intervienen en esta diferencia está la penetración de la deformación por tensión en el acero, relacionada directamente con la longitud de desarrollo de la barra de refuerzo y por lo tanto con su diámetro. También interviene la degradación por corte, que reduce la rigidez del elemento y aumenta la rotación en la base.

Una estimación de la longitud efectiva de rótula plástica se puede obtener de la siguiente expresión [16]:

$$l_p = 0.08l + 0.022 d_b f_y \quad \text{Ec. 1 - 1}$$

Estimaciones más simples proponen utilizar 0.5 veces el largo del muro (DS N°60). Este es un parámetro crítico para estimar el desplazamiento plástico, y por tanto la capacidad de desplazamiento del muro (Ec. 1-2) y la ductilidad por desplazamiento, μ_Δ , utilizado por largo tiempo debido a su aparente relación con el factor de reducción de la respuesta, R, que reduce los valores típicos de la demanda sísmica a valores de diseño.

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)l_p \left(H - \frac{l_p}{2} \right) \quad \text{Ec. 1 - 2}$$

Este método para dar un valor de la ductilidad no es claro de aplicar en estructuras de periodos muy cortos o muy largos, y también con periodos intermedios donde las características de histéresis de los elementos distan de ser bilineales, puesto que no existe un consenso sobre la definición apropiada de fluencia y desplazamiento último [17]. Como se observa en la Figura 1.3-3 (b) el punto de fluencia ha sido definida tanto como la intersección de la rigidez tangencial inicial con la resistencia nominal, como la intersección de la rigidez secante a la primera fluencia con la resistencia nominal, y como el desplazamiento de la primera fluencia, entre otras.

La capacidad de desplazamiento o desplazamiento ultimo también tiene diferentes definiciones, incluyendo el peak de resistencia, el desplazamiento correspondiente al 20% o 50% de la degradación de ese peak (resistencia nominal), y el desplazamiento al inicio de la fractura del refuerzo transversal. Es claro que con esa cantidad de opciones ha existido una variación considerable de la estimación de la capacidad de ductilidad de las estructuras [17].

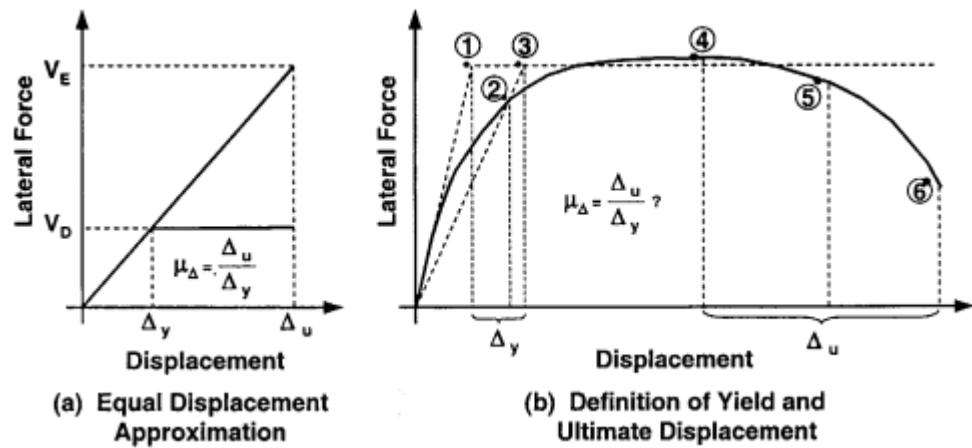


Figura 1.3-3 Problemas para definir la ductilidad por desplazamiento. (Fuente M. Priestley, 2000 [19]).

1.4. Deformación por corte

La relación fuerza – desplazamiento en muros en voladizo al considerar la deformación por corte, incluye una interacción compleja con la determinada por la flexión, el agrietamiento diagonal, el deslizamiento por corte, el arrancamiento del hormigón y otros factores. Intentos por modelar explícitamente estas características no han sido exitosas en la práctica, y solo el enfoque experimental se ha usado para el desarrollo. El modelo empírico de histéresis para los muros controlados por corte fue desarrollado con datos experimentales de muros rectangulares. Requerimientos del código y recomendaciones pueden ser encontrados en la guía FEMA 356 [18] para la evaluación de estructuras de muros.

La curva envolvente desarrollada de estas fuentes tiene las características mostradas en la Figura 1.4-1. La rigidez elástica inicial (Línea 1 – Figura 1.4-1) está fundamentada en las definiciones del código para el módulo de corte en el hormigón. El punto más alto de la curva, “peak”, está asociado a las recomendaciones de FEMA 356 [18] para la resistencia del concreto más la resistencia esperada del acero. (1.25 veces la resistencia nominal de fluencia). A un coeficiente de desplazamiento de 0.0075 (Fin de Línea 3 – Figura 1.4-1). La guía FEMA 356 [18] también define la resistencia residual, Línea 5 –Figura 1.4-1. Entre estos límites, puntos intermedios fueron añadidos para ajustarse a la forma general de los datos experimentales.

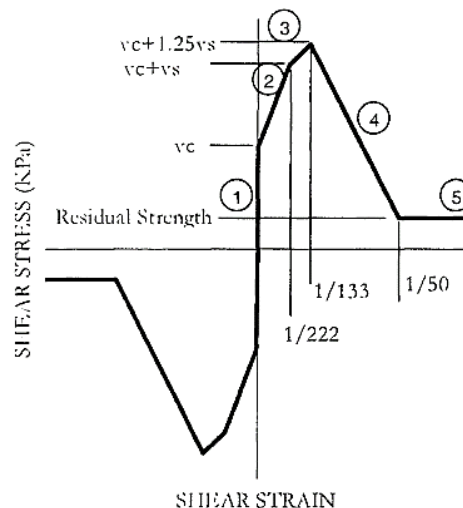


Figura 1.4-1 Curva envolvente. (Fuente Bulletin of NZSCE – Dec.2004).

La curva como está implementada queda definida por cinco etapas:

1. Rigidez elástica. Una rigidez elástica lineal se aplica para el nivel de esfuerzo que se eleva hasta la resistencia al corte calculado como la resistencia solo del hormigón V_c . El módulo de corte G_0 , está fundamentado en las fórmulas para el modulo elástico y el coeficiente de Poisson para el material, definidos en los códigos como el NZS3101.
2. Rigidez agrietada. Para esfuerzos que exceden V_c , un módulo de rigidez tangencial reducido es calculados como en la Ecuación 1-3, usando V_s , la resistencia al corte provisto por el acero y γ_c , la deformación por corte en la que se alcanza la resistencia por corte del hormigón, V_c . La deformación unitaria por corte de 0.0045 fue elegida como punto intermedio al que los resultados de ensayos indican que la rigidez se reduce.

$$G_1 = \frac{V_s}{0.0045 - \gamma_c} \quad Ec. 1 - 3$$

3. Endurecimiento por deformación. Un factor 1.25 que combina sobrerresistencia y endurecimiento por deformación (definido como resistencia esperada en FEMA 356) es aplicado a V_s y la tangente del módulo de la tercera parte de la curva dorsal queda definida como la Ecuación 1-4.

$$G_1 = \frac{0.25 V_s}{0.0075 - 0.0045} \quad Ec. 1 - 4$$

4. Degradación de la resistencia. Para las deformaciones por corte que exceden 0.0075 la resistencia se degrada a la resistencia residual hasta alcanzar 2.67 veces la deformación al Peak o 0.020 [20].
5. Resistencia residual. Una constante de resistencia residual para deformaciones sobre 0.020.

Las características de descarga están definidas por dos parámetros, α , que define los límites de deformación y β , que define los límites de esfuerzos como muestra la Figura 1.4-2.

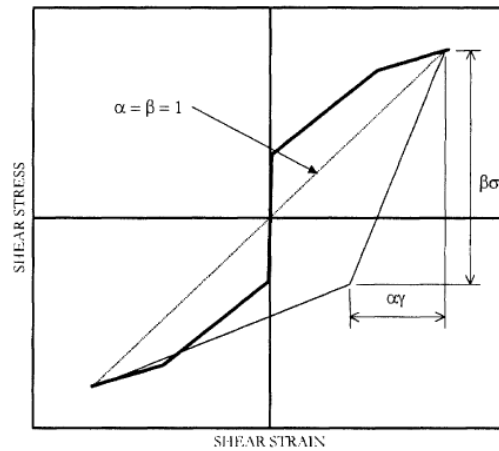


Figura 1.4-2 Características de la descarga. (Fuente Bulletin of NZSCE - Dec.2004 [21]).

Si tanto $\alpha = \beta = 1.0$, entonces la descarga se realiza siguiendo la rigidez secante hasta el origen. Esto es apropiado en caso de materiales frágiles como albañilería no reforzada, pero para materiales dúctiles como el hormigón armado los valores típicos son $\alpha = 0.5$, $\beta = 1.0$, para producir el ciclo de histéresis mostrado en la Figura 1.4-3 [21]. Los valores de α y β son empíricos, seleccionados para ajustarse al área de la curva aproximada de histéresis indicada por los datos experimentales.

La curva define los puntos en los que las propiedades de los elementos cambian, y con los factores de descarga definen la curva de histéresis de la Figura 1.4-3. En un ciclo de carga, la tangente de la rigidez a corte se reduce a cero una vez que la curva de carga intersecta la curva envolvente. La resistencia se mantiene hasta que el elemento se descarga, a lo que sigue el camino definido por α y β .

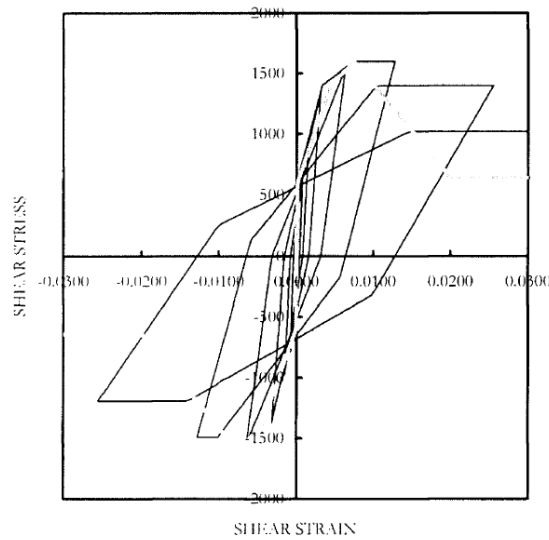


Figura 1.4-3 Función de histéresis por corte. (Fuente Bulletin of NZSCE – Dec.2004 [21]).

En la práctica existen otras situaciones en que el corte en muros en voladizo toma mayor importancia, entre ellas los paneles afectados a discontinuidades, el trancamiento debido a estacionamientos, los cambios bruscos de rigidez, en general zonas donde la hipótesis de Navier - Bernoulli no es clara de poder ocuparse o simplemente es poco razonable que se mantenga. El análisis de los elementos sujetos a este tipo de situaciones puede abordarse desde el punto de vista de modelos puntal tensor, pero estos modelos requieren siempre una definición muy cuidadosa de las condiciones de borde y preconcebir un modelo de bielas y tensores que represente la realidad.

Un modelo que se ajusta a la intención de modelar paneles a corte como secciones de muro corresponde a Hwang y Lee (2002) [19]. En él, la resistencia al corte de secciones de muro de hormigón armado depende de la capacidad a la compresión del hormigón fisurado cuando su falla se produce por aplastamiento del hormigón en la zona ubicada en la base de la sección (Falla de compresión diagonal). El modelo ha sido ajustado por diversos investigadores para tomar en cuenta el deslizamiento. El trabajo más reciente Bali et al (2007) [20] se presenta a continuación.

Este modelo, además de utilizar conceptualmente en el modelo puntal-tensor, satisface el equilibrio, la compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas del hormigón fisurado. El término de “compresión reducida” enfatiza la importancia de la reducción de la curva de compresión-deformación uniaxial del hormigón, producto de la fisuración que produce la tracción, lo que degrada la capacidad del hormigón en la dirección de la compresión. Así, esta compresión reducida incorpora el comportamiento biaxial (compresión-tracción) en el modelo. La curva carga – desplazamiento que controla el comportamiento del modelo es una curva trilineal que van a través del primer agrietamiento, carga ultima y resistencia residual como presenta la Figura 1.4-4.

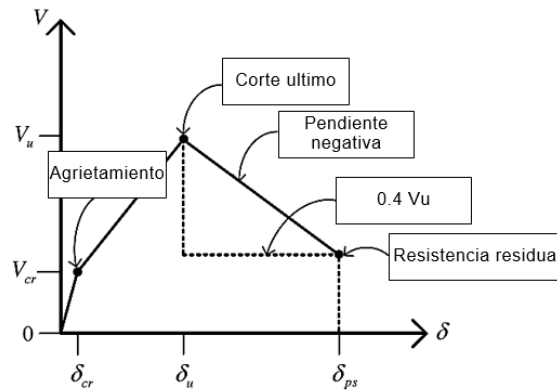


Figura 1.4-4 Curva propuesta de comportamiento a corte de secciones de muro. (Fuente Bali (2007) [20]).

Las ecuaciones Ec.1-5 y Ec.1-6 pueden usarse para determinar la resistencia al agrietamiento inclinado en cualquier sección de un muro de corte. La Ec.1-5 para un esfuerzo principal de tracción en el centroide de la sección transversal y la Ec.1-6 para la existencia de un esfuerzo de tracción por flexión sobre una sección $l_w/2$ arriba de la sección de análisis [24]:

$$V_{cr} = 0.27 \lambda t_w d \sqrt{f'_c} + \frac{Nd}{4l_w} \text{ [MPa]} \quad \text{Ec. 1 - 5}$$

$$V_{cr} = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f'_c} + \frac{0.2N}{l_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] t_w d \text{ [MPa]} \quad \text{Ec. 1 - 6}$$

La resistencia a flexión del muro puede calcularse usando el momento en la sección de análisis. Para los elementos con curvatura simple, la resistencia a corte considerando el mecanismo de compresión diagonal puede calcularse utilizando un procedimiento simplificado (SST) de Hwang y Lee (2002) [19] explicado a continuación.

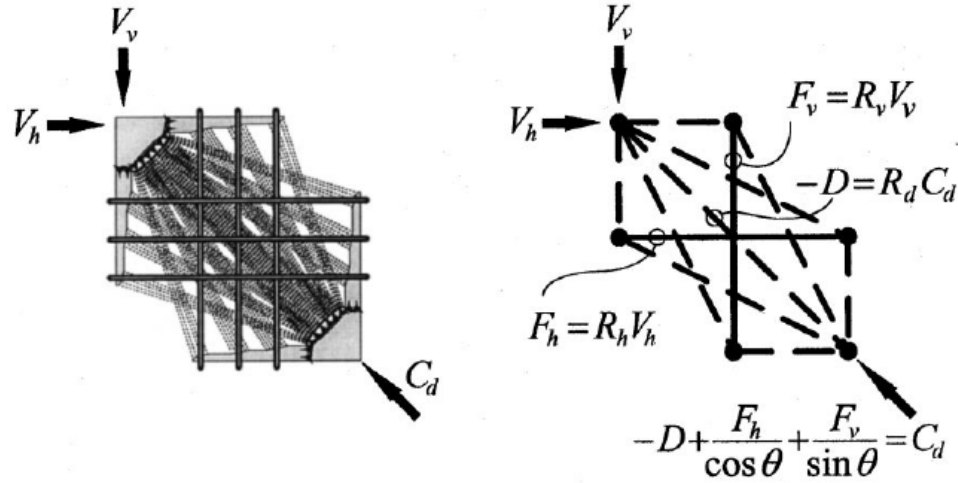


Figura 1.4-5 Mecanismo completo. (Fuente Hwang y Lee 2002 [19])

La Figura 1.4-5 muestra el mecanismo completo del modelo puntal tensor, el esfuerzo principal está concentrado a través de la diagonal para provocar falla por corte. El flujo concentrado de esfuerzo es modelado como bielas planas que componen un mecanismo vertical y uno horizontal (Distribuidos según los factores R_d , R_v , R_h). Considerando la fuerza horizontal V_h como una fuerza externa, las otras tres resultantes de la zona de compresión pueden comprenderse como reacciones que restringen las bielas y proveen el equilibrio, tal que:

$$\begin{cases} V_v = C_d \sin \theta \\ V_h = C_d \cos \theta \end{cases} \quad \text{Ec. 1 - 7}$$

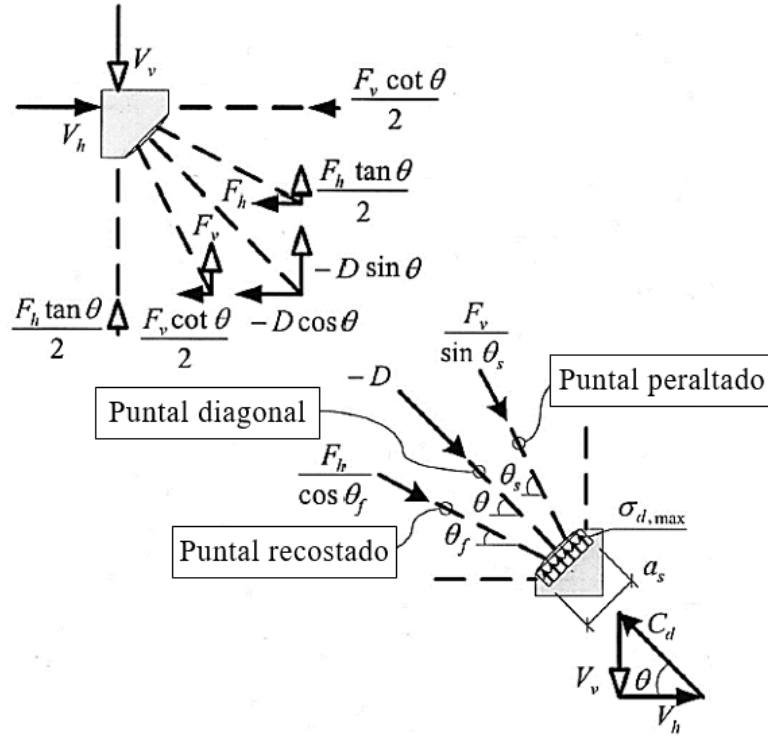


Figura 1.4-6 Fuerzas en bielas (compresión) de hormigón. (Fuente Hwang y Lee 2002 [19])

Las fuerzas resistidas por las bielas de hormigón son:

$$C_d = -D + \frac{F_h}{\cos \theta} + \frac{F_v}{\sin \theta} \quad \text{Ec. 1 - 8}$$

Donde D es la diagonal de compresión (con signo negativo por definicion); F_h y F_v las tensiones en la horizontal y vertical respectivamente. El enrejado de la Figura 1.4-6 es estáticamente indeterminado de segundo grado, por lo que los factores R_d , R_h y R_v no pueden ser determinados solo con las ecuaciones de equilibrio. La diagonal de compresión C_d se debe distribuir proporcionalmente a las rigideces. Para esto Schäfer y Jennewein [21] sumaron dos ecuaciones, e integraron un nuevo factor γ , fracción de la compresión diagonal transferida por el tensor horizontal en ausencia del tensor vertical. Se asume el valor adoptado en CEB-FIP 6.8.2.2 [22]:

$$0 \leq \gamma_h = \frac{(2 \tan \theta - 1)}{3} \leq 1 \quad \text{Ec. 1 - 9}$$

La relación de rigidez relativa entre los mecanismos horizontal y diagonal debería ser el mismo con y sin la participación del mecanismo vertical.

$$R_h : R_d = \gamma_h : (1 - \gamma_h) \quad Ec. 1 - 10$$

La relación entre rigidez elástica vertical y la biela diagonal para transferir la compresión diagonal es γ_v , fracción de la compresión diagonal llevada por el tensor vertical en ausencia del tensor horizontal, y se define como

$$0 \leq \gamma_v = \frac{(2 \cot \theta - 1)}{3} \leq 1 \quad Ec. 1 - 11$$

$$R_v : R_d = \gamma_v : (1 - \gamma_v) \quad Ec. 1 - 12$$

$$R_d + R_h + R_v = 1 \quad Ec. 1 - 13$$

Si resolvemos estas ecuaciones como un sistema llegamos a las definiciones:

$$\begin{cases} R_d = \frac{(1 - \gamma_h)(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \\ R_h = \frac{\gamma_h(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \\ R_v = \frac{\gamma_v(1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \end{cases} \quad Ec. 1 - 14$$

La falla de la biela de compresión está definida como el aplastamiento del concreto en la cabeza de compresión. Para evaluar si se llega al esfuerzo máximo se estima el área de la zona nodal como

$$A_{str} = a_s \cdot b_s \quad Ec. 1 - 15$$

donde puede suponerse que [16]:

$$a_s = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_w f'_c} \right) l_w \quad Ec. 1 - 15$$

El máximo esfuerzo de compresión resultante de la suma de las fuerzas que comprimen la diagonal y las bielas recostada y peraltada en la zona nodal puede estimarse como:

$$-\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}} \left(-D + \frac{F_h}{\cos \theta} \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2} \right) + \frac{F_v}{\sin \theta} \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{2} \right) \right) \quad Ec. 1 - 16$$

El límite de la resistencia está dado por el modelo constitutivo que se suponga en la dirección de la deformación diagonal ϵ_d , al que puede agregarse un parámetro ζ de flexibilización del hormigón [23] aplicado al peak de resistencia y a la deformación en que se alcanza, ϵ_0 .

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 400 \epsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400 \epsilon_r}} \quad Ec. 1 - 17$$

Donde ϵ_r es el promedio de las deformaciones principales en el sentido r. Si el esfuerzo máximo de compresión es menor que la capacidad a compresión agrietada del hormigón, la compresión diagonal puede seguir incrementándose, de lo contrario falla por compresión diagonal.

El modelo propuesto por Hwang et al. (2001) supone compatibilidad de las deformaciones. Considerando el primer invariante de las deformaciones axiales unitarias medias, se cumple que:

$$\epsilon_r + \epsilon_d = \epsilon_h + \epsilon_v \quad Ec. 1 - 18$$

Esta condición será considerada válida para el muro en su totalidad y no sólo como un estado de deformaciones infinitesimal, es decir, la suma de las deformaciones promedio en las direcciones r y d será igual a la suma de la deformación promedio del muro en las direcciones horizontal y vertical. De esta forma Bali et al (2007) [20] propuso encontrar los puntos de deformación de la Figura 1.4-4, considerando los parámetros del trabajo de Hwang y Lee (2002) y sumando a estas el efecto del deslizamiento de las barras dentro del hormigón.

CAPITULO 2.

Modelos de análisis

2.1. Introducción

En este capítulo se aborda el método de elementos finitos aplicado a la mecánica de sólidos, los elementos con los cuales se trabaja para describir computacionalmente el comportamiento en flexión y en corte, sus principales ecuaciones y las combinaciones elementales para modelar regiones de muros en voladizo con incursión en el rango no lineal. Este método es aplicable a gran variedad de problemas con ventajas que difícilmente reúnen otros métodos de aproximación. Primero su formulación general para luego desarrollar los elementos en los modelos utilizados en este trabajo.

Existen al menos tres formas comunes de obtener la formulación general

1. Principio de desplazamientos virtuales
2. Principio de mínima energía potencial
3. Método de residuos ponderados (Galerkin, Colocación puntual, etc.)

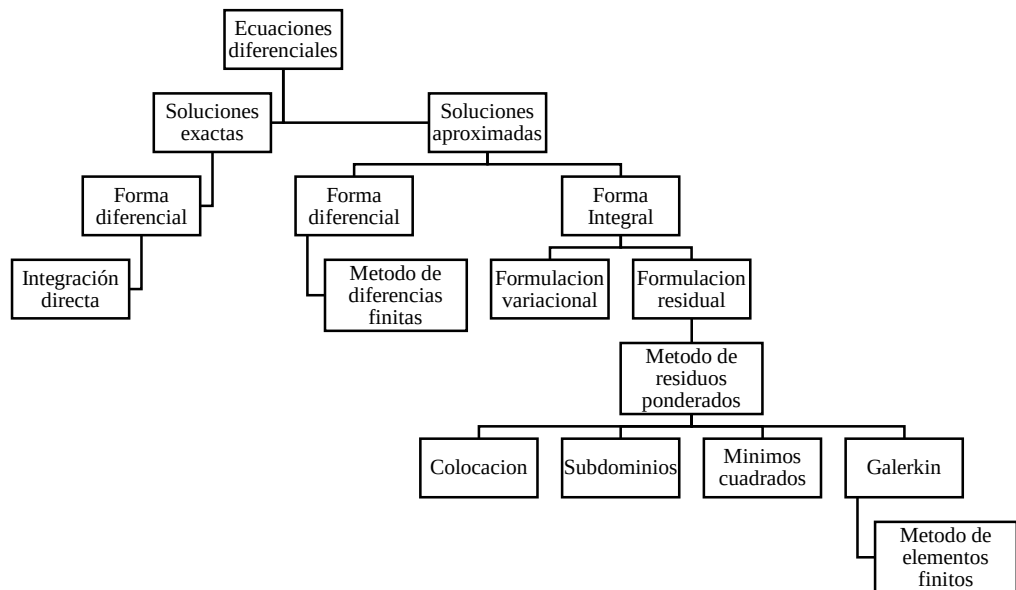


Figura 2.1-1 Árbol de procedencia de la formulación del Método de Elementos Finitos

El desarrollo de un algoritmo de elementos finitos para resolver un problema definido mediante ecuaciones diferenciales y condiciones de contorno, o borde, requiere en general cuatro etapas:

1. El problema debe reformularse en forma variacional (formulación débil) una forma alternativa en que dichas ecuaciones se escriben en forma integral, dando lugar a ecuaciones tratables mediante los métodos del álgebra lineal sobre un espacio vectorial de dimensión infinita o espacio funcional.
2. El dominio de variables independientes debe dividirse mediante una partición en subdominios, llamados elementos finitos. Asociada a la partición anterior se construye un espacio vectorial de dimensión finita (grados de libertad globales), llamado espacio de elementos finitos. Siendo la solución numérica aproximada obtenida por elementos finitos una combinación lineal en dicho espacio vectorial.
3. Se obtiene la proyección del problema variacional original sobre el espacio de elementos finitos obtenido de la partición (grados de libertad locales). Esto da lugar a un sistema con un número de ecuaciones finito. El número de incógnitas será igual a la dimensión del espacio vectorial de elementos finitos obtenido y, en general, cuanto mayor sea dicha dimensión tanto mejor será la aproximación numérica obtenida (discretización).
4. El último paso es el cálculo numérico de la solución del sistema de ecuaciones.

Se asocia entonces el problema matemático al problema de la mecánica de sólidos. Considérese una ecuación diferencial y unas condiciones de contorno de la forma:

$$\begin{cases} D(\phi) = f \\ \phi|_{\Gamma} = \phi_0 \end{cases}, \quad \phi : \Omega \rightarrow R^d \quad \Gamma \subset \partial\Omega \quad \text{Ec.2-1}$$

Donde D es un operador diferencial, ϕ es la función matemática incógnita o solución que se busca de la ecuación diferencial y f es una función matemática conocida que sirve para definir el problema (fuerzas, flujos de calor, temperaturas, etc.). Para encontrar la forma débil del problema necesitamos suponer que f y ϕ pertenecen a un espacio de funciones (V_f, V_ϕ) que tienen estructura de espacios vectoriales normados completos y reflexivos. Puede formularse entonces:

$$A_D \phi = f \in V'_\phi \quad \text{Ec. 2 - 2}$$

La forma débil del problema se obtiene a partir de cálculo de variaciones que nos dice si ϕ , es solución de la ecuación entonces también es solución del problema

$$[A_D(\phi)](N) = f(N), \quad \forall v \in V_\phi \quad \text{Ec. 2 - 3}$$

Las funciones N , se llaman funciones de forma y el conjunto de todas ellas genera el espacio vectorial. Cuando el operador A_D es lineal entonces el problema se puede escribir mediante una forma bilineal

$$a(\phi, N) := [A_D(\phi)](N) \quad \text{Ec. 2 - 4}$$

Fijada una base asociada a una determinada desratización del dominio, la forma débil del problema puede escribirse como una ecuación matricial simple, donde el sufijo 'e' representa la desratización y n el número de nodos elemental.

$$a(\phi^e, N^e) = \langle f, N^e \rangle \quad \forall N \in V^e \rightarrow \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_{ij} \phi_i^e N_j^e = \sum_{j=1}^n f_j N_j^e \quad \text{Ec. 2 - 5}$$

Agrupando los términos

$$\sum_{j=1}^n \left(\sum_{i=1}^n a_{ij} \phi_i^e - f_j \right) N_j^e = 0 \rightarrow \sum_{i=1}^n a_{ij} \phi_i^e - f_j = 0 \rightarrow K \phi = f \quad \text{Ec. 2 - 6}$$

Donde K es la matriz de rigidez de cada elemento (barras, vigas, placas o membranas) en el problema de mecánica de sólidos.

2.2. Modelos de viga equivalente (EBM)

En el modelo de viga equivalente (EBM – Equivalente Beam Model) la técnica más común es utilizar una barra vertical en el centro para representar la rigidez del muro y una barra horizontal con extremos rígidos para permitir conexiones apropiadas con vigas y componentes de losas Figura 2.2-1. El punto más crítico para este modelo es la selección adecuada de la rigidez para la barra horizontal. La rigidez infinita del marco superior puede sobreestimar los momentos de flexión especialmente en las vigas. Este modelo se utiliza ampliamente en la práctica para modelar muros planos en estructuras de edificios para análisis lineal y no lineal. Este modelo podría no tener resultados confiables para muros muy largos, interactuantes o complejos con aberturas.

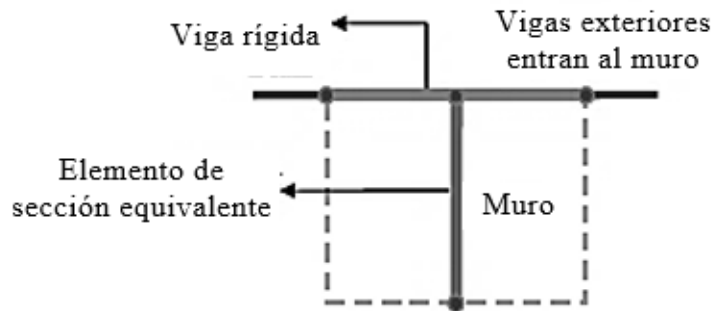


Figura 2.2-1 Modelo de elementos viga

La no linealidad del muro se puede modelar considerando una rotula plástica en el elemento vertical. La estructura se analiza colocando una rotula (hinge) en el lugar donde se espera fluencia. Las partes de un elemento entre los dos rotulas permanece perfectamente elástica. Toda deformación inelástica se supone que ocurre en estos puntos [24]. Este modelo de un componente fue generalizado por Giberson [25]. El modelo no lineal del elemento vertical se realiza generalmente siguiendo una relación momento-curvatura bilineal. Teniendo en cuenta el propósito del análisis, las rotulas plásticas se suponen en el extremo de los elementos estructurales o bien distribuidas a lo largo de la longitud del tramo del miembro [24]. FEMA 356 propone propiedades de rotulas plásticas para los muros con relación momento-rotación bilineal y definen los criterios de aceptación. Problemas con la sobre estimación del corte en los elementos se analizan a continuación.

2.2.1. Formulación de Timoshenko para elementos Frame

Para incluir un comportamiento consistente (interacción flexión y corte) con el análisis de muros debe considerarse la formulación de Timoshenko. En esta teoría no se considera que las secciones rectas perpendiculares al eje de la viga se mantengan perpendiculares a dicho eje en el estado deformado. Ello origina que aparezcan una tensión y una deformación unitaria cortantes no nulas en la sección de la viga, y en consecuencia se acumule energía debida a ellas.

Las deformaciones de la sección recta de la viga son:

- Desplazamiento vertical $v(x)$
- Giro de la sección $\theta(x)$

Las deformaciones de un punto P, situado a una distancia y de la fibra neutra son:

- Desplazamiento vertical $v(x)$
- Desplazamiento horizontal $u = -y\theta$

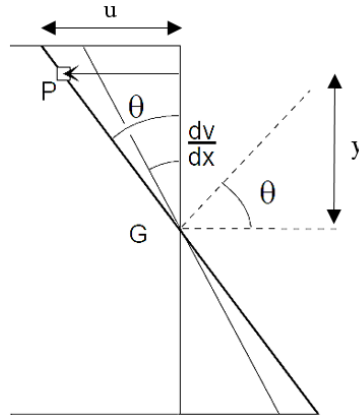


Figura 2.2-2 Deformación en una viga. Teoría de Timoshenko.

Las deformaciones unitarias en el punto P son:

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & -y \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial x} & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v \\ \theta \end{Bmatrix} = \partial u = \partial N \cdot a = B \cdot a \quad \text{Ec. 2 - 6}$$

El orden de derivación del operador ∂ , que pasa de las deformaciones u a las deformaciones unitarias ε es en este caso 1, mientras que en la teoría clásica es 2.

Se requieren funciones con continuidad C^0 (no exige continuidad de la derivada de la función en el contorno, solo la propia función debe ser continua), pues el orden de derivación de las deformaciones para obtener las deformaciones unitarias es 1. Se interpolan de la misma forma las dos incógnitas del problema:

$$\begin{Bmatrix} v \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & \dots \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_1 \\ \theta_1 \\ V_2 \\ \theta_2 \\ \dots \end{Bmatrix} = N \delta^e \quad Ec. 2 - 7$$

Donde N corresponden a las funciones de forma, y (V_i, θ_i) el espacio vectorial formado por las deformaciones elementales. La matriz de deformaciones B , conviene dividirla en dos partes, una para cada fila, de tal manera que la primera fila corresponde a la deformación unitaria axial, habitualmente denominada de flexión (subíndice F) y la segunda a la de corte (subíndice C).

$$B = \begin{bmatrix} 0 & -y \frac{dN_1}{dx} & 0 & y \frac{dN_2}{dx} & \dots \\ \frac{dN_1}{dx} & -N_1 & \frac{dN_2}{dx} & -N_2 & \dots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_F \\ B_C \end{bmatrix} \quad Ec. 2 - 8$$

Considerando J el jacobiano de la transformación x/ξ La parte de la flexión se puede reescribir como

$$B_F = \frac{-y}{J} \begin{bmatrix} 0 & \frac{dN_1}{d\xi} & 0 & \frac{dN_2}{d\xi} & \dots \end{bmatrix} = \frac{-y}{J} B_{F1} \quad Ec. 2 - 9$$

Con esto podemos generalizar la matriz de rigidez como

$$K = \int \frac{EI}{J} B_{F1}^T B_{F1} d\xi + \int k G A J B_C^T B_C d\xi \quad Ec. 2 - 10$$

El primer sumando es la rigidez debida a la energía de flexión y el segundo la debida al esfuerzo cortante. En el término debido a la energía de corte se introduce el factor de corrección por cortante k , a fin de tener en cuenta que la distribución de esfuerzos de corte que se ha supuesto es uniforme, cuando en realidad es variable.

La densidad se obtiene de la energía acumulada por unidad de longitud debida a la tensión y deformación de corte predicha por esta teoría es:

$$U_{LC} = \int \frac{\sigma_{xy}^2}{2G} dA = \frac{Q^2}{2GA} \quad Ec. 2 - 11$$

Por otra parte, la distribución de esfuerzos de corte exacta predice que

$$U_{LC} = \int \frac{\tau^{ex}}{2G} dA = \frac{Q^2}{2GI^2} \int \frac{\overline{A_m}^2}{b^2} dA \quad Ec. 2 - 12$$

Comparando esta expresión con el valor de la energía predicho por esta teoría, se observa que entre ambos valores hay un factor de ajuste para el corte 'k' de valor:

$$k = \frac{A}{I^2} \int \frac{\overline{A_m}^2}{b^2} dA \quad Ec. 2 - 13$$

Donde

Q Fuerza de corte en el plano

A_m Momento estático del área situada entre el punto donde se calcula el esfuerzo y el exterior de la sección

b el ancho de la sección en el punto donde se calcula el esfuerzo de corte

I el momento de inercia de la sección respecto de su centro de gravedad.

Este es el valor que se ha introducido en la expresión de la matriz de rigidez debida al corte, a fin de igualar la energía acumulada al valor exacto. Su valor es fácilmente calculable para las secciones más típicas.

Los elementos en formulación de Timoshenko pueden manifestar el problema del *bloqueo por corte*. Para ejemplificarlo tomamos una viga en voladizo con una carga puntual P en el extremo. Se modela con un elemento de dos nudos, empotrado en el nudo 1 y libre en el 2.

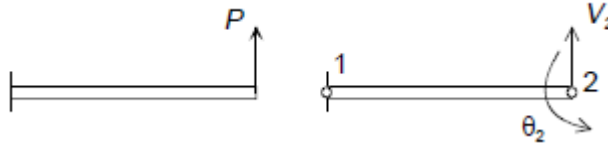


Figura 2.2-3 Modelo de viga en voladizo

La ecuación de equilibrio, para los dos grados de libertad del nudo 2, es:

$$\begin{bmatrix} \frac{kGA}{L} & -\frac{kGA}{2} \\ -\frac{kGA}{2} & \left(-\frac{kGAL}{3} + \frac{EI}{L}\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P \\ 0 \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 14$$

Para simplificar las expresiones se adopta $E=2G$ (que corresponde a $\nu=0$) y $k=1$. Además, se sustituyen:

$$I = A r^2 \quad \lambda = \frac{L}{r} \quad Ec. 2 - 15$$

siendo r el radio de giro de la sección y λ la esbeltez de la viga. El corte en la vertical que se obtiene del sistema es:

$$V_2 = \frac{4PL(\lambda^2 + 6)}{GA(\lambda^2 + 24)} \quad Ec. 2 - 16$$

La solución exacta, obtenida por integración analítica de la ecuación de la elástica, según la teoría de Timoshenko, es:

$$V_{ex} = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{kGA} \quad Ec. 2 - 17$$

Con las simplificaciones anteriores esta solución exacta es:

$$V_{ex} = \frac{PL}{GA} \left(\frac{\lambda^2}{6} + 1 \right) \quad Ec. 2 - 18$$

Se comprueba que:

- Si $\lambda=0$, ambas soluciones coinciden.
- A medida que λ crece, las dos soluciones se separan cada vez más. La exacta crece parabólicamente, mientras que la obtenida con el modelo de un elemento finito se estabiliza, tendiendo a un valor:

$$V_{MEF} = \frac{4PL}{GA} \quad Ec. 2 - 19$$

Este valor es inferior al valor real. Este fenómeno se denomina *bloqueo por corte* y es debido a que la formulación anterior sobrestima la rigidez a corte. Este efecto aparece de forma clara en el elemento de dos nudos, pero no se manifiesta casi en el de tres nudos.

El problema del *bloqueo por corte* se origina por la presencia del término λ^2 en el denominador de la expresión de la flecha. Para evitar este problema una solución simple consiste sencillamente en evaluar la matriz de rigidez a corte suponiendo $\xi=0$. La forma práctica de efectuar esto es sencillamente efectuar una integración reducida de la matriz de rigidez a corte, empleando una regla de integración de un solo punto, que está localizado en $\xi=0$.

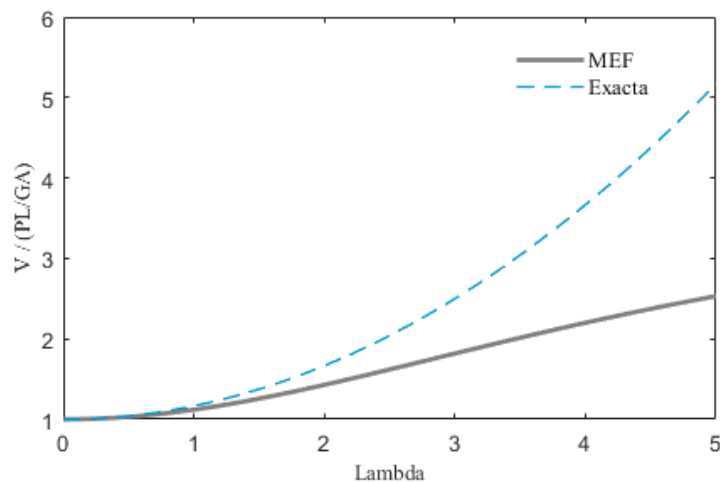


Figura 2.2-4 Gráfico comparativo de las soluciones por MEF y Exacta.

2.3. Modelos de fibras axiales (MVLEM)

El modelo de múltiples elementos verticales uniaxiales (MVLEM – Multi Vertical Linear Element Model) es útil para definir el comportamiento de flexión axial y biaxial acoplado. La sección transversal se discretiza en una serie de fibras axiales representativas que se extienden longitudinalmente a lo largo de la rótula. Dependiendo del material, cada fibra tiene una relación tensión-deformación. El comportamiento compuesto sobre la sección transversal, multiplicando luego por la longitud de la rótula, proporciona la deformación de la fuerza axial y las relaciones de momento-rotación biaxial. El modelo de rotula de fibra es más preciso ya que la relación de material no lineal de cada fibra explica automáticamente la interacción, los cambios en la curva de momento-rotación y la deformación axial plástica. Las rotulas de fibra son ideales para el comportamiento dinámico ya que capturan efectos histéricos, no los imponen.

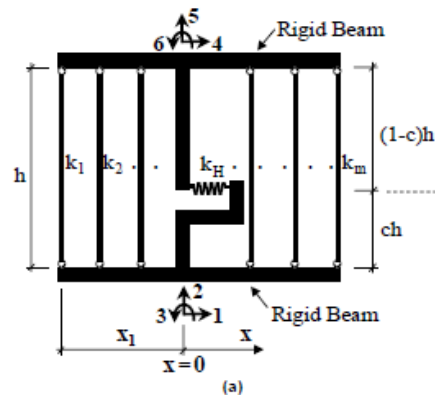


Figura 2.3-1 Modelo de múltiples elementos uniaxiales verticales. (Fuente ACI Structural Journal Title no. 101-S68).

El modelo fue propuesto por Kabeyasawa et al. (1983), mejorado por Vulcano et al. (1988) seguido por Colotti (1993) y Orakcal (2004), quien demostrara que el número de estos modelos de rotula apilados en la altura (m), y el número de elementos utilizados en cada rotula (n) tenían un pequeño efecto en la respuesta global. De forma similar, la influencia del centro de rotación puede ser disminuida al aumentar m (Fischinger et al (1992)). Actualmente este modelo no permite obtener una interacción de corte y flexión, aunque es muy útil para predecir la falla por compresión o flexión, siempre y cuando el corte no sea importante. Otro de los problemas del modelo es poder estimar el corte cuando no existe información empírica.

Modificaciones a este modelo, como el Modelo de Panel (Massone et al (2006)). Han propuesto formas de acoplar el corte con la flexión sin alterar en gran medida los parámetros del MVLEM. Este modelo reemplaza la fibra axial por una compuesta axial y corte, cada cual actúa como un panel de hormigón armado, simulando una membrana.

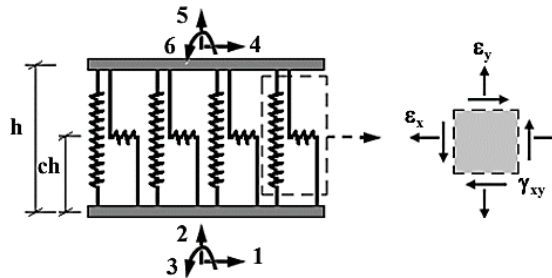


Figura 2.3-2 Modelo de Paneles. (Fuente ACI Structural Journal Title no. 106-S60).

Con el objetivo de incluir la interacción flexión y corte han aparecido recientemente otras modificaciones, entre ellas el SFI MVLEM (Shear Flexure Interaction Model) desarrollado para OpenSees por Kristijan Kolozvari, Kutay Orkcal y John Wallace (2015) [26]. Que captura la interacción entre fuerzas axiales, de flexión y corte, para muros y columnas bajo cargas cíclicas. Este modelo a probado ser eficiente computacionalmente y entregar buenos resultados, pero la dificultad en su realización versus los resultados de modelos más simples e igualmente exactos lo hacen poco útil.

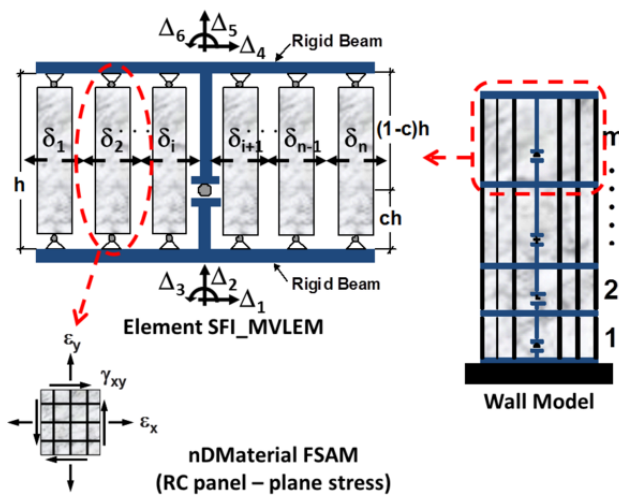


Figura 2.3-3 Modelo de interacción flexión y corte. (Fuente OpenSees Wiki nDMaterial FSAM).

Para lograr la interacción entre la flexión y el corte el elemento ocupa un material denominado Modelo de Puntales con Angulo Fijo (Fixed Strut Angle Model FSAM) [26] donde los campos de deformación en el hormigón y el refuerzo se asumen iguales en ambos, implicando una adherencia perfecta. Mientras que el refuerzo desarrolla esfuerzo axial en su dirección longitudinal, el hormigón obtiene su comportamiento de relaciones biaxiales de esfuerzo – deformación, y su orientación la gobiernan los estados de agrietamiento [27]. Aunque el comportamiento del FSAM es por naturaleza uniaxial, incorpora también efectos de amortiguación biaxial incluyendo la amortiguación a compresión y daño biaxial.

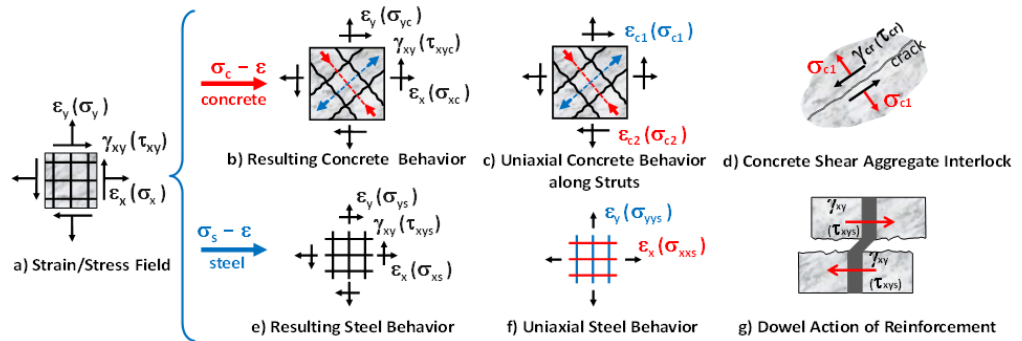


Figura 2.3-4 Comportamiento y datos de entrada y salida del modelo constitutivo FSAM. .
(Fuente OpenSees Wiki nDMaterial FSAM).

Para la transferencia de esfuerzo de corte por las grietas, se adopta un comportamiento de trabazón elasto - plástico por fricción, en conjunto con modelos elástico lineales para representar el corte en el refuerzo. Los parámetros para la pendiente de los comportamientos es un dato de entrada, valores típicos están entre 0.45 y 1.4, fundamentados en investigaciones para elementos de hormigón armado, sin embargo, para paneles se recomienda valores más pequeños (Orakcal et al 2012).

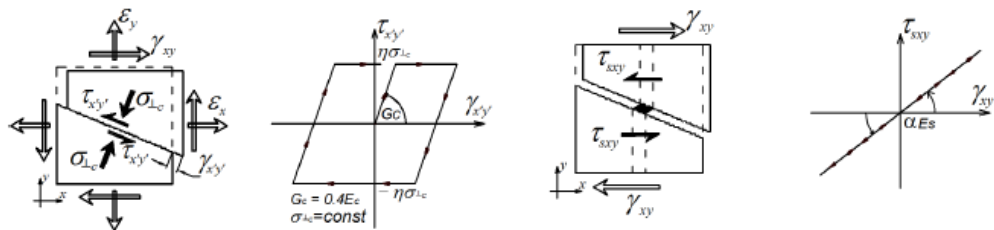


Figura 2.3-5 Mecanismo en el modelo FSAM para la transferencia del corte en las grietas. .
(Fuente OpenSees Wiki nDMaterial FSAM).

2.4. Modelos de multicapas

El elemento multicapa usa los principios de la mecánica de materiales compuestos. Se compone de una serie de capas con diferentes espesores y propiedades de material diferentes, como se muestra en la Figura 2.4-1. Las deformaciones y curvaturas de la capa media del elemento envolvente se obtienen en primer lugar durante el cálculo y las deformaciones en otras capas se pueden determinar basándose en la formulación de placa según las teorías clásica (CLPT), de primer orden (FSDT) u orden superior (HSDT).

La tensión en cada capa se calculará a través de la ley constitutiva del material, y las fuerzas internas del elemento se pueden determinar mediante la integración numérica de la tensión en todas las capas. El comportamiento de los materiales se obtiene de un número finito de puntos en el espesor de cada capa ubicados con un procedimiento de integración estándar de Gauss; un punto en la dirección del espesor es suficiente para representar el comportamiento de membrana; dos puntos si se desea obtener el comportamiento de membrana y placa. El comportamiento no lineal requiere más puntos de integración o más capas de forma de obtener la fluencia en las superficies superior e inferior.

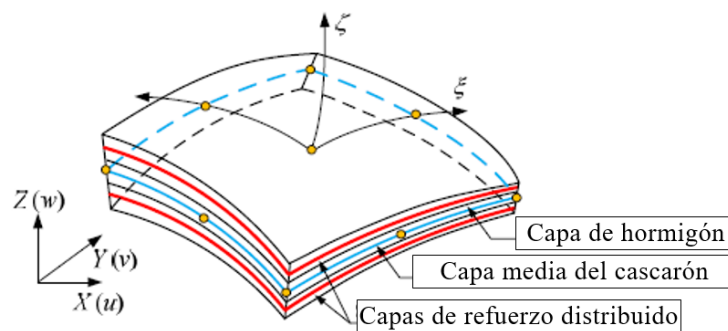


Figura 2.4-1 Modelo multicapas

Para afrontar los problemas asociados al corte a continuación se detallan las formulaciones de placas, membranas y cascarones, y sus consideraciones para los modelos multicapas.

2.4.1. Teoría de placas

Cuando la energía debida al esfuerzo de corte no es despreciable, en placas cuyo espesor no es totalmente despreciable frente a sus dimensiones transversales aunque suficientemente pequeño para que la tensión en la dirección z sea despreciable, es útil optar por la teoría de primer orden según Reissner (1945) y Mindlin (1950) [28]. En esta teoría no se emplea la hipótesis de Kirchhoff (CLPT), por lo que las secciones rectas normales al plano medio de la placa no se mantienen normales a dicho plano medio en el estado deformado. Es decir que el ángulo que gira una sección plana cualquiera no tiene por qué coincidir con la tangente a la deformada, Figura 2.4-2.

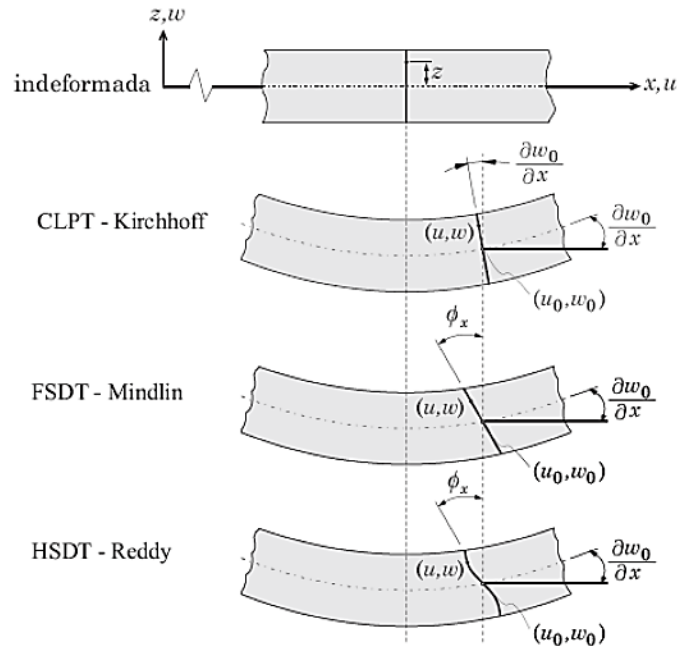


Figura 2.4-2 Comparación de la deformación conforme a las teorías CLPT, FSDT y HSDT.

(Fuente Principles of Composite Material Mechanics – Gibson)

Las teorías de primer orden exigen elementos con menos grados de libertad por nodo, tanto que el modelo de Mindlin necesita el mismo número de grados de libertad por nodo que la teoría clásica, sin embargo, es más satisfactoria de cara a representar el esfuerzo de corte. Siendo el FSDT más fácil de implementar puesto que exige funciones de continuidad C^0 y considerando que en el caso de laminados gruesos y medianamente gruesos, obtienen resultados satisfactorios y con menor

esfuerzo computacional y ha sido elegido por los diferentes programas de elementos finitos para su formulación, frente a los HSDT que exigen elementos con continuidad C^1 y un número importante de grados libertad por nodo (siete como mínimo).

Debido a su formulación los elementos esbeltos en la FSDT si presentaran el mismo problema del *bloqueo por corte*. Esa inconsistencia numérica aparece en la matriz de rigidez del elemento. Para elementos bidimensionales, tal matriz se obtiene por una parte de la suma de la rigidez debida a la flexión y otra debida al corte. Con el incremento de la relación a/h , o sea, en laminados delgados, la parte debida al corte puede ser despreciada, en virtud de la disminución excesiva del espesor.

Para el FSDT, en un punto del plano medio de la placa, las deformaciones son la flecha w y los dos giros θ_x y θ_y . Estas deformaciones se agrupan en el vector de deformaciones w , que es función de la situación del punto (x,y) dentro de la placa.

$$w = \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 20$$

Las deformaciones de un punto cualquiera de la placa, situado a una altura z respecto al plano medio, son:

$$u = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} z \theta_y \\ -z \theta_x \\ w \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 21$$

Con este planteamiento el estado de deformación de la placa ya no queda definido únicamente por la flecha w , sino que intervienen también los giros de cada sección recta, que ya no coinciden con las derivadas de w .

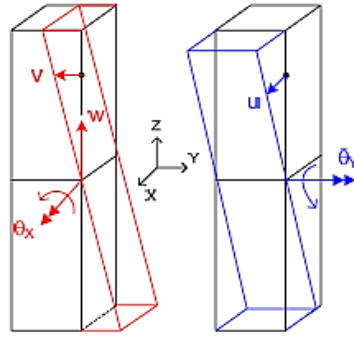


Figura 2.4-3 Estado de deformación interior en placas Mindlin. (Fuente www.wikipedia.org – Mindlin Theory)

Las deformaciones unitarias producidas por estas deformaciones son:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = z \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial \theta_x}{\partial y} \end{cases} \quad Ec. 2 - 22$$

$$\begin{cases} \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = z \frac{\partial \theta_y}{\partial y} - z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x} + \theta_y \\ \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} = -\theta_x + \frac{\partial w}{\partial y} \end{cases} \quad Ec. 2 - 23$$

En esta expresión se observa que:

- Las deformaciones unitarias varían linealmente en el espesor de la placa, como en la teoría clásica.
- No aparecen las derivadas segundas de la flecha w como en las placas delgadas, sino las derivadas primeras de los giros de la sección.
- Aparecen dos deformaciones de corte verticales que se deben a la diferencia entre el giro de la sección y la pendiente a la deformada (derivada), y que no existen en la teoría clásica.

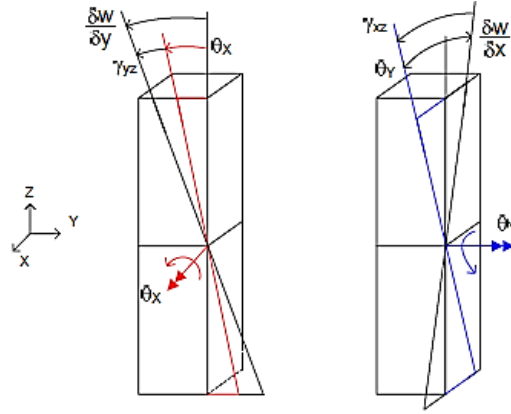


Figura 2.4-4 Rotaciones en placas Mindlin. (Fuente www.wikipedia.org – Mindlin Theory)

Las tres primeras deformaciones unitarias se pueden poner en la forma:

$$\varepsilon_F = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = z \begin{Bmatrix} \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \\ \frac{\partial \theta_x}{\partial y} \\ \frac{\partial \theta_y}{\partial x} - \frac{\partial \theta_x}{\partial y} \end{Bmatrix} = z \kappa \quad \text{Ec. 2 - 23}$$

Donde se ha introducido el vector de curvaturas κ propio de esta teoría, que es diferente del de la teoría clásica pues ahora contiene las primeras derivadas de los giros. Introduciendo el operador de derivación ∂_1 de orden 1, se obtiene:

$$\varepsilon_F = z \kappa = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & -\frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & -\frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = z \partial_1 w \quad \text{Ec. 2 - 24}$$

Por lo tanto, las deformaciones de corte valen

$$\gamma = \begin{Bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial x} + \theta_y \\ -\theta_x + \frac{\partial w}{\partial y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 1 \\ \frac{\partial}{\partial y} & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \partial_2 w \quad \text{Ec. 2 - 25}$$

Se observa que estas deformaciones son constantes en todo el espesor de la placa, mientras que en la solución real varían de forma parabólica.

Esto es debido a que la hipótesis de deformación efectuada no es perfecta, ya que en la realidad las secciones rectas perpendiculares al plano medio no se mantienen rectas en el estado deformado, sino que se distorsionan debido a la deformación de corte. La relación entre los esfuerzos y las deformaciones unitarias es la correspondiente al estado plano de tensiones, ya que la tensión en dirección z es nula. Suponiendo un material isótropo dicha relación es:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \left(\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \varepsilon_{0x} \\ \varepsilon_{0y} \\ \gamma_{0xy} \end{Bmatrix} \right) \quad Ec. 2 - 26$$

que es la misma que se emplea en la teoría clásica. Además, los dos esfuerzos de corte verticales se relacionan con las correspondientes deformaciones de corte, a través de la parte correspondiente de la ecuación constitutiva:

$$\tau = \begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = G \begin{Bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = G\gamma \quad Ec. 2 - 27$$

Los esfuerzos de corte son la resultante de las componentes verticales que se resuelven como

$$Q = \int_{-h/2}^{+h/2} \tau dz = hG\gamma \quad Ec. 2 - 28$$

La obtención de las ecuaciones de equilibrio en esta teoría sigue los mismos pasos que en la teoría clásica. Los elementos de placa isoparamétricos con energía de corte son muy utilizados en la práctica. Su formulación es muy parecida a los elementos de membrana planos, por lo que su desarrollo es sencillo. Además, permiten analizar estructuras con placas medianamente gruesas, que son relativamente frecuentes. Sin embargo, precisamente esta característica es un inconveniente si se pretende utilizar para analizar placas delgadas, donde la energía de corte es realmente muy pequeña. Si para este problema se utiliza un elemento placa isoparamétrico de cuatro nudos con energía de corte, éste no puede representar adecuadamente la energía de corte nula real de la estructura, y la rigidez del elemento sobrestima la rigidez real, lo que hace que la solución obtenida tenga grandes errores.

2.4.2. Comportamiento a flexión y corte acoplados

El comportamiento flexión-corte acoplado de las capas de hormigón, utiliza el método modificado de Darwin-Pecknold [6] para su obtener comportamiento, considerando el comportamiento definido por Vecchio-Collins. Este modelo representa el hormigón a compresión, agrietamiento, y comportamiento a corte bajo cargas cíclicas como monotónicas, asumiendo tensión plana. En el análisis de estructuras de hormigón armado los modelos de tensión plana son los más utilizados. Para las tensiones en el inicio de la fluencia el hormigón se considera homogéneo, lineal e isotrópico. Por esto, las relaciones tensión deformación tienen una forma simple.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_0}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 29$$

Una vez que el esfuerzo biaxial excede la primera fluencia en la región compresión-compresión el hormigón, se asume, se comportará como un material ortotrópico. La misma conjetura se asume para el esfuerzo combinado fuera de la zona de carga ultima, indicando que el material ha entrado en el rango de flexibilización de la deformación. Con referencia a los ejes principales de ortotropía la relación constitutiva incremental puede ser expresada según Desai y Siriwardance (1972) [29] como

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 30$$

Donde E1 y E2 son los módulos secantes de elasticidad en la dirección de los ejes ortotrópico, que están orientados perpendicular y paralelos a la dirección de las grietas, además se relacionan con G de la siguiente manera:

$$G = \frac{1}{4(1-\nu^2)} (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2}) \quad Ec. 2 - 31$$

La principal ventaja de este modelo es la facilidad con que se calibra con los ensayos uniaxiales del hormigón. Ya que el modelo deriva de la observación de que la relación esfuerzo – deformación no es sensible a la relación de esfuerzo de compresión, es mayormente aplicable a problemas de tensión plana como vigas, paneles y cascaras, donde el campo de esfuerzos es predominantemente biaxial. En contraste, es sabido de la experiencia experimental que la presión hidrostática influencia de forma notoria al hormigón a comportarse bajo estados de esfuerzos tridimensionales.

Cuando el esfuerzo principal a tensión excede la deformación al peak de carga se forma una grieta perpendicular al esfuerzo principal. El esfuerzo normal a la grieta es cero y el módulo de corte debe ser reducido para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento en la transferencia del corte. En este caso la relación constitutiva toma la forma siguiente

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda(1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{12} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 32$$

El uso de la constante λ resuelve la mayor parte de las dificultades numéricas asociadas a una matriz de rigidez singular, y también mejora la representación del hormigón agrietado en el análisis de elementos finitos. El factor de corte puede también usarse para suprimir la singularidad resultante cuando todos los elementos del contorno de un nodo en particular se agrietan en la misma dirección. El valor de λ tiene límite inferior mayor a cero y depende del tipo de estructura, el tipo de carga y la precisión que se desea en la representación numérica. El efecto de dintel en el refuerzo y en la trabazón del agregado tiende a hacer del módulo de corte efectivo difícil de evaluar. Según estudios previos (ASCE 1982) un factor de 0.5 es usado en paneles de corte y vigas altas de acople; 0.25 es usado en el análisis de vigas altas; Y un valor de 0.125 en el análisis de muros de corte, y sistemas de muros y marcos. Hand, Pecknold y Schnobrich (1973) usaron un valor de 0.4 en el análisis de placas y cascarones, Lin y Scordelis (1975) utilizaron un valor de 1.0 y Gilbert y Warner (1977) un valor de $\lambda=0.6$ en el análisis de losas. Desde esto y en otros estudios el valor de λ pareció no ser crítico en la precisión del resultado final.

El uso de la relación constitutiva post agrietamiento para representar el comportamiento del hormigón no es del todo real. En el caso de una grieta real la superficie es rugosa y cualquier deslizamiento paralelo a la grieta generará esfuerzos locales o movimientos normales a la grieta. Para representar apropiadamente este comportamiento los términos fuera de la diagonal de la matriz constitutiva deben ser distintos de cero. Las magnitudes relativas de estos términos decrecen a medida que la grieta se expande. De cualquier manera, este efecto puede no ser significativo en estudios que se enfocan en el comportamiento general o a gran escala (Lin y Scordelis 1975; Bashur y Darwin 1978).

El modelo toma en cuenta el agrietamiento progresivo y el cambio de dirección en las grietas asumiendo que la grieta es siempre normal a la dirección principal del esfuerzo, figura 1.4-19. En el desarrollo del algoritmo numérico se utiliza el trabajo de Gupta y Akbar (1983) que se expresa en la siguiente ecuación

$$[D_{LO}]^* = [D_{LO}] + [G] \quad \text{Ec. 2 - 33}$$

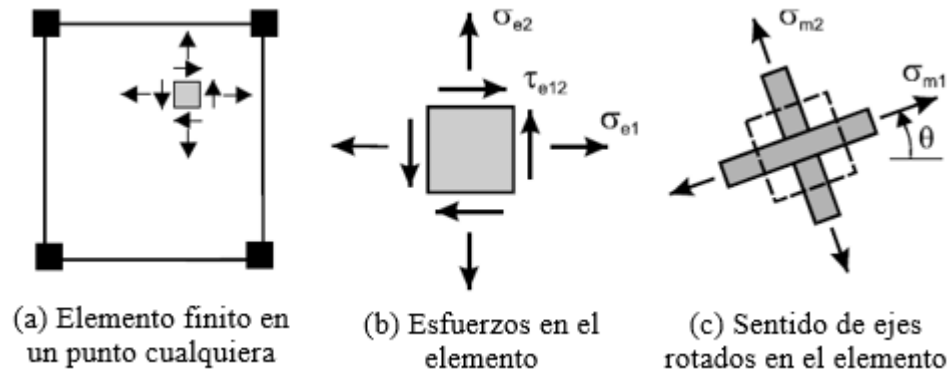


Figura 2.4-5 Ejes principales del elemento y sentido de la rotación.

Donde $[D_{LO}] = \beta G_1 \gamma$, es la ecuación constitutiva post agrietamiento y $[G]$ refleja el cambio direccional de la grieta dado por

$$[G] = \frac{-\sigma_{11}}{2 \sqrt{\varepsilon_x^2 - \varepsilon_y^2 + \gamma_{xy}^2}} \begin{bmatrix} \sin^2 2\theta & -\sin^2 2\theta & -\sin 2\theta \cos 2\theta \\ -\sin^2 2\theta & \sin^2 2\theta & \sin 2\theta \cos 2\theta \\ -\sin 2\theta \cos 2\theta & \sin 2\theta \cos 2\theta & \cos^2 2\theta \end{bmatrix}$$

Ec. 2 - 34

Ya que el material ha sido definido respecto de la grieta (deformación principal), debe ser transformado a las coordenadas globales antes de que todas las matrices de rigidez de los elementos sean ensambladas. Esto se realiza a través de la transformación

$$[D_{GL}]^* = [T]^T \cdot [D_{LO}] \cdot [T] \quad Ec. 2 - 35$$

Donde

$$\tan 2\theta = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad Ec. 2 - 36$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad Ec. 2 - 37$$

Durante el proceso de determinación del estado de tensiones en las direcciones principales, deben también determinarse las deformaciones. En esta fase de la solución para las deformaciones principales son obtenidas de las deformaciones globales a través de las relaciones dadas por Chia (1978)

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 38$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2 \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2 \sin \theta \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad Ec. 2 - 39$$

Para tomar en cuenta la reducción de la rigidez bajo deformaciones perpendiculares producto de la tensión Vecchio y Collins (1986) demostraron que la resistencia a la compresión del hormigón depende de la magnitud de esta deformación a tensión en la dirección perpendicular. La resistencia efectiva del hormigón en tal condición sería menor que la original, se ha considerado al igual que en algunos programas computacionales este efecto como sigue:

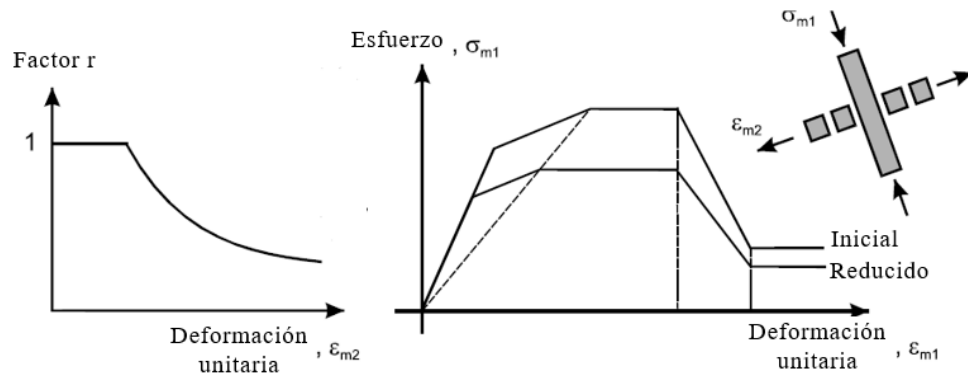


Figura 2.4-6 Factor de reducción de la resistencia a compresión.

La siguiente ecuación de Vecchio y Collins (1986) es usada para este efecto:

$$r = \frac{1}{0.8 - 0.34 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_c'}} \leq 1 \quad Ec. 2 - 40$$

Donde ε_m es la deformación en tensión instantánea (positiva) en la dirección perpendicular y ε_c' el valor especificado para la resistencia a compresión (negativo), el comportamiento se modela como sigue:

1. Si el hormigón está en compresión a través de un eje y en tensión en el otro, la resistencia a la compresión se reduce con el factor r . El mínimo factor de reducción usado se calcula según la magnitud del esfuerzo a compresión.

$$r_{min} = \begin{matrix} 1.0 & \sigma < 0.2 f_c' \\ 0.25 & \sigma > 0.5 f_c' \end{matrix} \quad Ec. 2 - 41$$

2. La resistencia en la dirección a compresión puede haber sido reducida previamente. Si el nuevo factor de reducción es menor que el anterior, se aplica el nuevo factor, si no, se ignora.
3. Si el nuevo factor se aplica, la relación de esfuerzo – deformación se modifica como indica la figura 2.4-5.

CAPITULO 3.

Modelos constitutivos de los materiales

3.1. Modelos constitutivos para el hormigón

El modelo más usado para el hormigón es el modelo ortotrópico, el cual se fundamenta en que el comportamiento en tensión biaxial puede estar representado por una relación tensión-deformación uniaxial equivalente, en los ejes principales de ortotropía. Este enfoque puede clasificarse, a la vez, en un modelo de ángulo variable, donde la dirección ortotrópica del material siempre sigue a la dirección del agrietamiento impidiendo la contribución del corte del hormigón que existe a lo largo del agrietamiento asumido, o modelo de ángulo fijo donde la dirección ortotrópica sigue el eje principal de tensiones hasta que se forma el primer agrietamiento. Este método agrega una nueva ecuación que representa la relación constitutiva del hormigón al corte.

Un primero modelo para el hormigón no confinado fue desarrollado desde datos experimentales por E. Hognestad en 1951 [34] aplicable tanto a secciones circulares como rectangulares. Vecchio y Collins [30] en 1982, propusieron la primera teoría rotacional, Teoría del Campo de Compresión (CFT - Compression Field Theory), para representar cargas monotónicas. Sin embargo, el CFT no toma cuenta la tensión de tracción del hormigón después del agrietamiento en la predicción de la deformación. Hsu [23] propuso un modelo conceptual el cual se basó en las mismas ecuaciones de equilibrio y ecuaciones de compatibilidad que el modelo CFT. El primer modelo constitutivo oficial, RA-STM (Rotating-Angle Softened Truss Model), toma en cuenta la tracción en el hormigón y desprecia el coeficiente de Poisson después del agrietamiento. La diferencia existente entre los parámetros utilizados se debe a que Vecchio y Collins ensayaron paneles sujetos a corte puro, mientras que Belarbi y Hsu ensayaron paneles sujetos a tracción y compresión biaxial.

En 1986, Vecchio y Collins [31] propusieron la Teoría del Campo de Compresión Modificada (MCFT) que incluye una relación del hormigón en tracción para modelar mucho mejor la rigidez de paneles de hormigón armado.

Modificaciones adicionales realizadas por Vecchio incluyen un factor de endurecimiento (K_c) usado para incrementar la capacidad del hormigón en un estado de compresión biaxial que actúa en el eje principal del hormigón, y el deslizamiento al corte en el agrietamiento del hormigón, implementado en las relaciones de compatibilidad del elemento. Esta inclusión de deslizamiento al corte, resulta en una desviación entre la orientación de las tensiones principales promedio del hormigón y las deformaciones principales totales promedio del hormigón. Vecchio [32] también presentó las formulaciones para el hormigón armado sujeto a cargas cíclicas, basadas en las relaciones constitutivas del MCFT. El modelo preliminar define la deformación total como la suma de una deformación elástica y una deformación plástica, donde esta última es esencialmente la cantidad de daño no recuperable, que resulta del aplastamiento del hormigón y de agrietamientos internos. Palermo y Vecchio [33] presentaron formulaciones constitutivas del hormigón más sofisticadas para cargas cíclicas, las características del modelamiento incluyeron la no linealidad de la rama de descarga, usando la formulación de Ramberg-Osgood; la linealidad de la rama de carga que incorpora la degradación en la rigidez de recarga; y las formulaciones de la deformación plástica.

En 1997, Hsu y Zhang [34] desarrollaron el modelo FA-STM (*Fixed-Angle Softened Truss Model*) que es capaz de predecir la contribución del corte del hormigón, asumiendo que las grietas están orientadas en un ángulo fijo. Como resultado, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad incluyen los términos de tensión y deformación de corte del hormigón en la dirección principal de tensiones. El ángulo fijo propuesto requiere de una ley constitutiva del hormigón al corte, relacionando la tensión de corte con la deformación al corte en las direcciones principales. Los modelos RA-STM y FA-STM pueden predecir bastante bien el comportamiento pre-peak de las curvas de respuesta, pero no el comportamiento post-peak. Esta incapacidad de estos modelos de predecir el comportamiento post-peak, se debe a que el efecto de Poisson fue ignorado después del agrietamiento del hormigón. En 2005 Mansour y Hsu [35], desarrollaron el modelo CSMM (*Cyclic Softened Membrane Model*) el cual predice el comportamiento de hormigón armado bajo cargas cíclicas y establece

nuevas relaciones constitutivas para el hormigón y el acero en estados de carga y descarga, bajo cargas cíclicas.

El enfoque escogido para el modelo es el de ángulo variable, incorporando características de los modelos desarrollados tanto por Mansour y Hsu como por Palermo y Vecchio. Para el comportamiento en tracción del hormigón se considera lineal hasta la fisuración, y luego el decaimiento propuesto por Belarbi y Hsu [36]. La expresión que define el comportamiento es:

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c} \right)^{0.4} & \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad Ec.3 - 1$$

Donde

- ε_{cr} , deformación unitaria de fisuración (0.00008)
- f_{cr} , tensión de fisuración $0.313(f_c)^{1/2}$
- E_c , módulo de elasticidad del hormigón $4700(f_c)^{1/2}$.

El comportamiento del hormigón a compresión queda determinado por las ecuaciones de Thorenfeldt, Tomaxzewicz y Jensen [37]. Calibradas por Collins y Porasz (1989), y Carreira y Kuang-Han (1985) [38] según sea la resistencia del hormigón, La expresión que defina la curva es:

$$f_c = f_{ck} \frac{n \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{nk}} \quad Ec.3 - 2$$

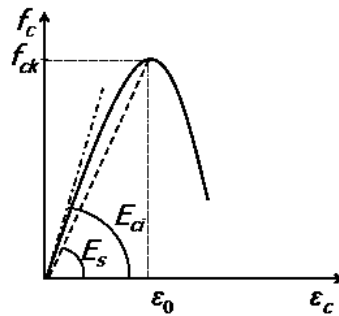


Figura 3.1-1 Modelo constitutivo del hormigón a compresión.

En esta formulación se utilizan los siguientes resultados experimentales.

k , 1 para $\varepsilon \leq \varepsilon_0$

$0.67 + f_{ck} / 62$; $\varepsilon > \varepsilon_0$ - Collins y Porasz

n , $E_{ci} / (E_{ci} - E_s)$

$0.8 + f_{ck} / 17$; $f_{ck} > 20$ [MPa] - Collins y Porasz

$1.55 + (f_{ck} / 32.4)^3$; $f_{ck} < 20$ [MPa] - Carreira y Kuang-Han

Para tomar en cuenta el confinamiento proporcionado por los estribos, las propiedades mecánicas del material se determinan tomando en consideración el modelo de Staatcioglu y Razvi (1992) [39].

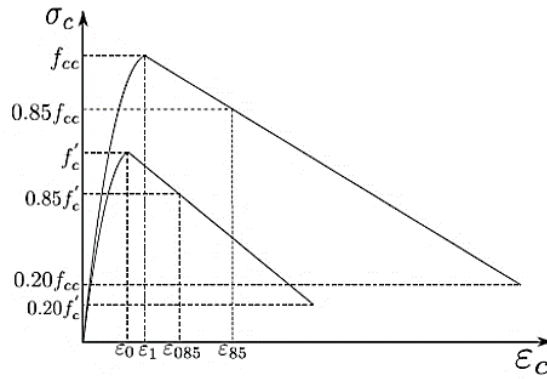


Figura 3.1-2 Modelo del Hormigón Confinado según Staatcioglu-Razvi [39]

La máxima tensión de compresión en el hormigón confinado se define como

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_{le} \quad Ec. 3 - 3$$

Donde k_1 es el factor que depende de la presión efectiva de confinamiento

$$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17} \quad Ec. 3 - 4$$

El cálculo de la presión efectiva de confinamiento se realiza en cada dirección como:

$$f_{li} = \frac{\sum A_{si} f_y}{b_{ci} s} \quad Ec. 3 - 5$$

Donde

1. A_{si} , área total de estribos en la dirección i del análisis.
2. f_y , tensión de fluencia de los estribos.
3. b_{ci} , ancho confinado medido de centro a centro de los estribos extremos en cada dirección.
4. s , espaciamiento vertical de los estribos medido centro a centro.

Para el cálculo de la presión de confinamiento efectiva en cada dirección es necesario multiplicar la presión de confinamiento f_{li} por el factor k_{2i} .

$$k_{2i} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{ci}}{s} \frac{b_{ci}}{s_{li}} \frac{1}{f_{li}}} \leq 1.0 \quad Ec. 3 - 6$$

$$f_{lex} = k_{2x} f_{lx} \quad ; \quad f_{ley} = k_{2y} f_{ly} \quad Ec. 3 - 7$$

$$f_{le} = \frac{b_{cx} f_{lex} + b_{cy} f_{ley}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad Ec. 3 - 8$$

Se define entonces $K = k_1 f_{le} / f_c$, como un factor dependiente de la presión efectiva de confinamiento, entonces la rama ascendente queda determinada por:

$$f = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \quad Ec. 3 - 9$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 (1 + 5K) \quad Ec. 3 - 10$$

La rama descendente del modelo es lineal pasando de la deformación y tensión máxima hasta una tensión del 85% de la tensión máxima con una deformación de:

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad Ec. 3 - 11$$

$$\rho = \frac{A_{sx} + A_{sy}}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad Ec. 3 - 12$$

3.2. Modelo constitutivo para el acero de refuerzo

La variación de tensiones debido al agrietamiento del hormigón sobre un área puede ser modelado, usando tensiones y deformaciones promedio en el acero. Además, se asume que el acero trabaja en la dirección de las barras por lo que se puede usar un modelo constitutivo uniaxial. Para el acero se utilizó la curva según los trabajos de Menegotto Pinto (1973).

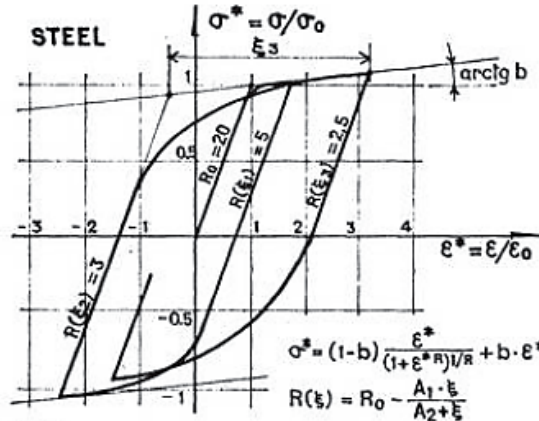


Figura 3.2-1 Modelo constitutivo del acero según Menegotto Pinto [40].

Las rectas se caracterizan por sus pendientes E_0 (módulo de elasticidad) y bE_0 (E_1), donde b es la razón de endurecimiento post-fluencia. La curvatura que existe como transición entre las dos curvas es el parámetro R . Para considerar efectos de las grietas de hormigón sobre las barras de acero embebidas, Belarbi y Hsu (1994) [36] reducen la tensión y deformación de fluencia efectiva (intersección de las asíntotas) al 90% de los valores correspondientes a barras desnudas, y el parámetro de curvatura monotónico queda descrito por:

$$R_0 = \frac{1}{9B - 0.2} \leq 25 \quad \text{Ec. 3 - 13}$$

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1.5} \quad \text{Ec. 3 - 14}$$

$$f_s = \frac{(E_0 + E_1)\varepsilon_s}{\left[1 + \left(\frac{E_0 - E_1}{f_0} \right) \right]^{1/R}} \quad \text{Ec. 3 - 15}$$

CAPITULO 4.

Aplicación a ensayos de muros

4.1. Datos experimentales

El ensayo de referencia utilizado en este estudio fue realizado por Alarcón, Hube y De la Llera para las fallas de muros del terremoto de Febrero de 2010 [41]. El objetivo principal del ensayo fue entender el daño observado en muros esbeltos y reproducir y analizar experimentalmente el comportamiento de esos muros. También dar recomendaciones para estimar el desplazamiento lateral y la rigidez efectiva de muros delgados de hormigón armado en voladizo. Esta última característica lo hizo especialmente interesante para este estudio, al ser necesario investigar el efecto de incluir en los modelos la degradación por corte y su interacción con la flexión para dar mejores estimaciones de la rigidez efectiva, y por la necesidad de investigar sobre el uso de placas delgadas en los modelos de multicapas considerando el problema del bloque por corte.

Si bien no es interés de este estudio verificar la interacción con la carga axial, el ensayo se realizó bajo distintas configuraciones que la consideran, además se caracteriza por contar con bajo o nulo confinamiento y poseer un bajo espesor. Los muros ensayados se realizaron a escala 1:2, con un espesor de 10 [cm], largo de 70 [cm] y una altura de efectiva de 175 [cm]. Para la armadura se utilizó 4 ϕ 10 en los bordes y una malla doble de 3+3 ϕ 8 como refuerzo distribuido. Finalmente, para el refuerzo horizontal se utilizó una malla de ϕ 5@9.

En la Figura 4.1-1 se presenta un esquema de los detalles de los elementos ensayados. Los materiales utilizados se detallan en la Tabla 4-1. El factor M/Vl_w se escogió como 2.5 donde M es el momento en la base del muro, V la fuerza de corte y l_w el largo del muro. Este factor se escogió para representar la proporción típica de momento y corte en los muros de edificios altos en Chile. Las cuantías de refuerzo se escogieron según estudios anteriores (Alarcón et al [42]).

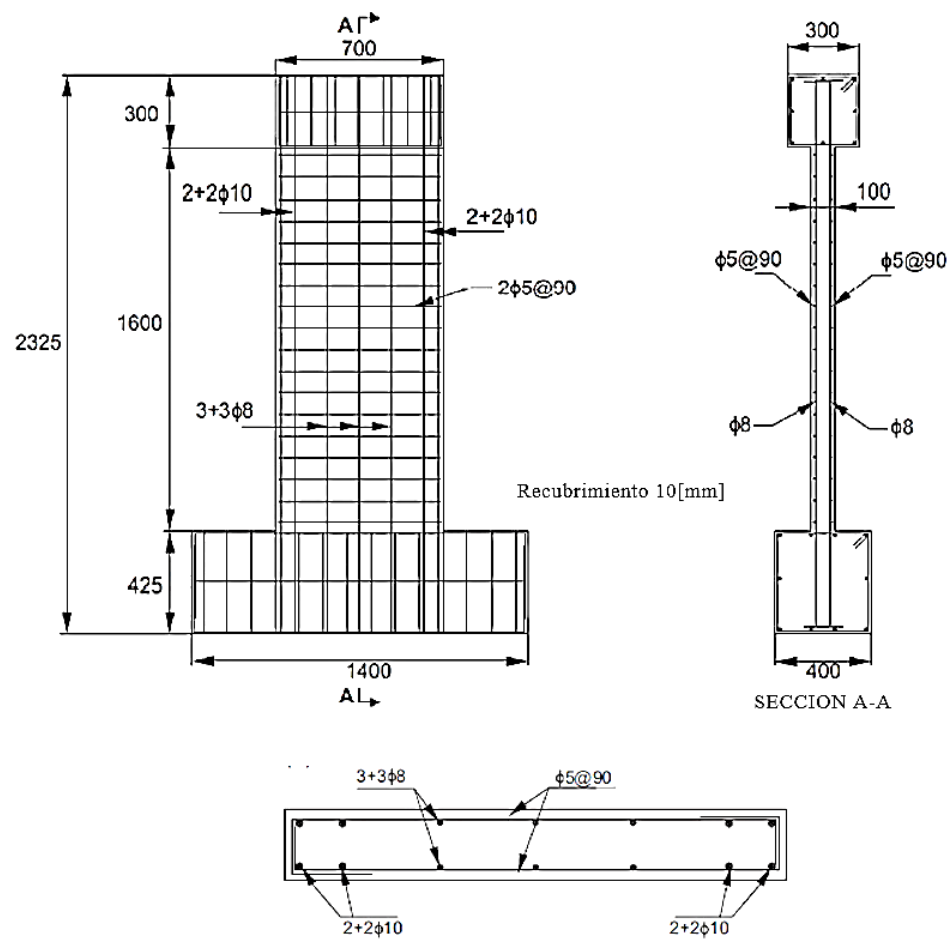


Figura 4.1-1 Dimensiones y armadura del muro W1 [45].

Tabla 4-1 Materiales del muro ensayado

Tipo	Nomenclatura
Acero de refuerzo vertical	A630-420H
Acero de refuerzo horizontal	AT560-500H
Hormigón	H-30

El muro ensayado fue cargado con diferentes niveles de carga axial 0.15, 0.25 y 0.35 $A_g f_c$, lo que equivale a 287.4[kN], 479.0[kN] y 671.6[kN], respectivamente. Luego se impuso la secuencia de carga mostrada en la Figura 4.1-3, carga constante de 10 mm/min, un protocolo de desplazamiento simétrico quasi – estático, con dos ciclos a cada nivel de desplazamiento, intentando un factor Δ/Δ_y objetivo de 0.5, 1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6 y 8. El desplazamiento de fluencia δ_y fue calculado por el autor utilizando el muro W2 (0.25 $A_g f_c$) obteniendo un valor de $\delta_y = 5.5$ [mm].

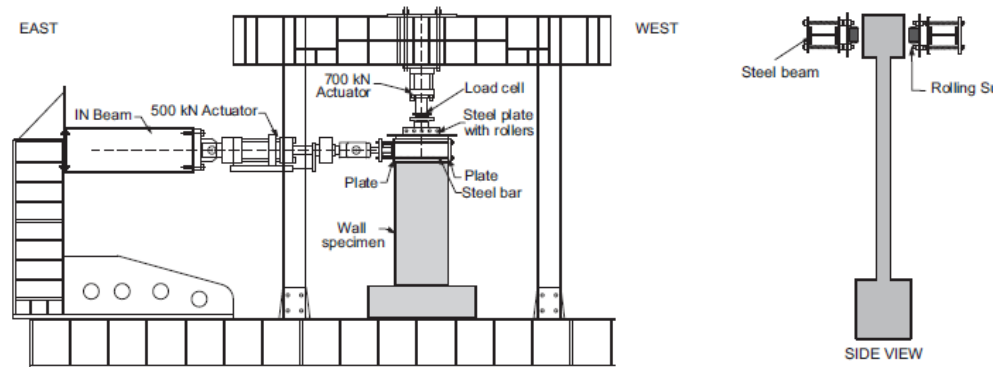


Figura 4.1-2 Disposición de los elementos en el ensayo [41].

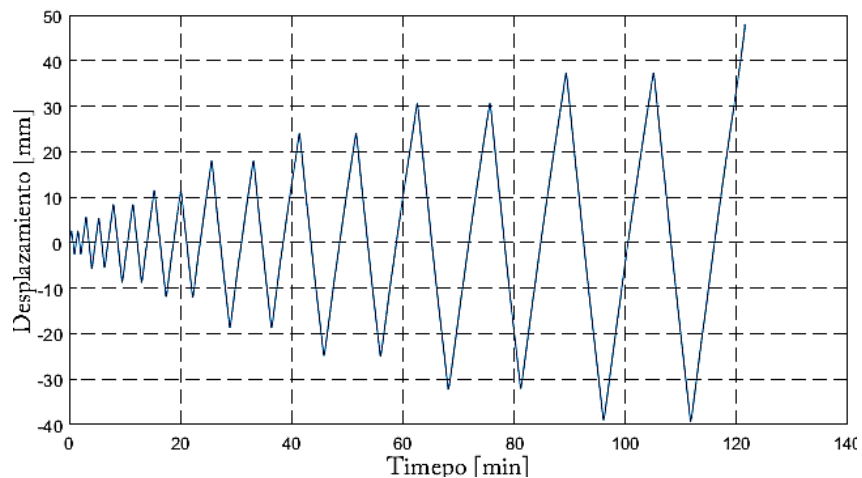


Figura 4.1-3 Ciclo de desplazamientos [45].

Las primeras grietas observadas en los muros fueron grietas diagonales de corte a través del alto del muro, que fueron seguidas por grietas de flexión horizontales en la base de los mismos. Luego de varios ciclos, la pérdida del recubrimiento se observó en ambos costados debido a los esfuerzos de compresión inducidos por la carga axial y el momento. El promedio de longitud de la rótula plástica medida como la extensión de la pérdida del recubrimiento y la propagación del daño en la altura desde la sección de la base fue de 2.63 veces el espesor del muro, que es muy similar a los 2.5tw, propuestos por Takahashi S. (2013) [43] para muros con confinamiento limitado. El ensayo termina cuando el muro no es capaz de soportar más su carga axial. Esto debido a la repentina falla a compresión en toda la base del muro. Se presentan en la Figura 3.1-4 las curvas de histéresis obtenidas para los muros ensayados:

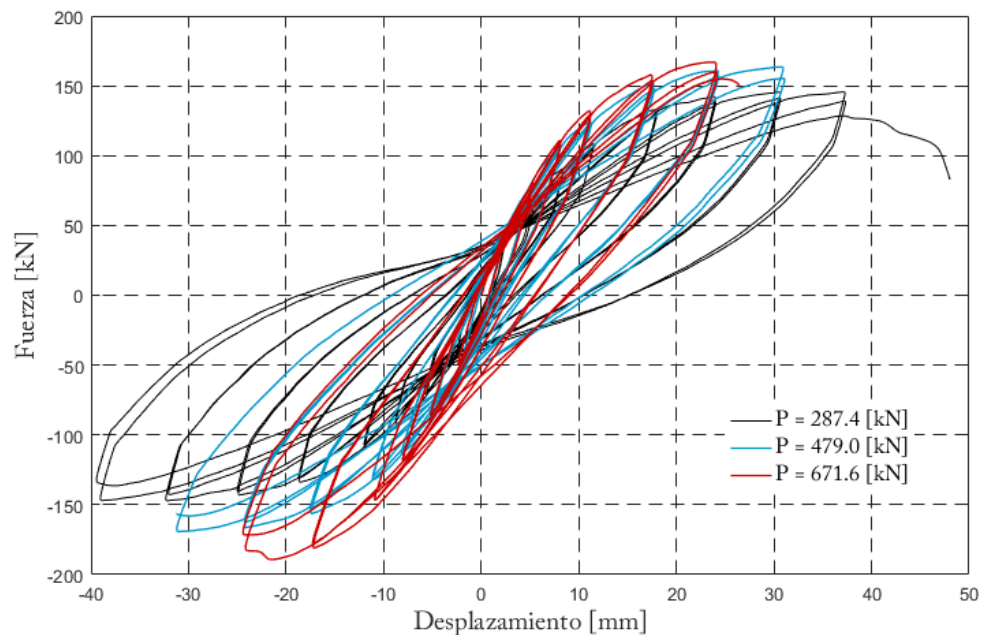


Figura 4.1-4 Curvas de histéresis para las diferentes condiciones del muro W1 [45].

Tabla 4-2 Tabla comparativa de energía disipada en el total de los ciclos.

P [kN]	[kg m ² /s ²]
287.4	$1.14 \cdot 10^{-4}$
479.0	$7.22 \cdot 10^{-5}$
671.6	$5.55 \cdot 10^{-5}$

4.2. . Configuración de modelos computacionales para el muro ensayado
Los modelos expuestos en detalle en el capítulo 2, son utilizados para el muro ensayado por M. Hube y J.C. de la Llera, con este procedimiento será posible calibrar los parámetros de los materiales y comparar el comportamiento de los diferentes modelos.

Primero debemos definir las características de los materiales, ellos definirán, (a) Las propiedades axiales de los elementos Link en el SFI_MVLEM, (b) Las curvas de las rotulas plásticas del modelo EBM, (c) Las curvas de los materiales de las capas en las diferentes zonas del modelo multicapas. Se utilizarán las curvas constitutivas según el capítulo 3. El comportamiento en compresión depende tanto del área de hormigón de la sección como del refuerzo, mientras que en el comportamiento en tracción solo se considerará el aporte del refuerzo.

Para la envolvente de esfuerzos del hormigón considerando los modelos expuestos en el capítulo 3.1. para el refuerzo en la Figura 4.1-1, obtenemos la curva en la Figura 4.2-1. Que será referente para escoger modelos según el programa Opensees.

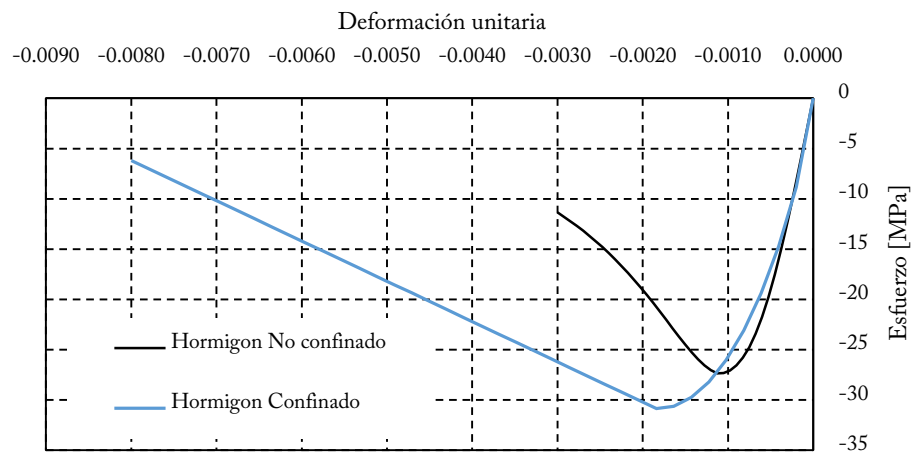


Figura 4.2-1 Relación Esfuerzo – Deformación axial para el hormigón

Para el refuerzo se consideró una curva bilineal para tracción y compresión sin considerar el pandeo, según el capítulo 3.2. El primer tramo tiene un módulo de elasticidad E_s hasta la deformación de fluencia, luego la pendiente se disminuye

por un factor b , denominado factor de endurecimiento post-fluencia, para el caso igual a 0.002 adoptado según los trabajos de Polanco y Massone, (2013) [44]. La pendiente representa mejor el comportamiento del refuerzo dentro del hormigón, además permite evitar problemas de estabilidad en los modelos EBM donde concentrar la rotación con elementos elaso-plásticos con pendiente cero (perfectamente plásticos) indetermina parámetros que se terminan por extrapolar de nodos superiores ocasionando resultados incoherentes.

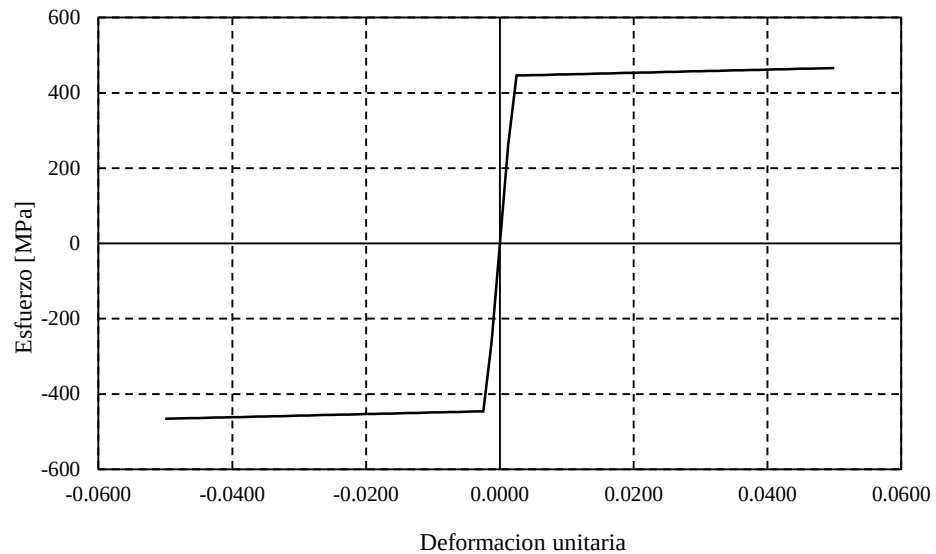


Figura 4.2-2 Relación Esfuerzo – Deformación axial para el acero

Para modelos SFIMVLEM realizados en OpenSees el material FSAM (siglas en inglés para Modelo de Puntal con Angulo Fijo) desarrollado por Orakcal et al [27] y explicado en el capítulo 2.3, es el que presenta mayor similitud y mejor comportamiento.

En modelos EBM desarrollados en OpenSees se utilizó el material Concrete06 de código desarrollado por Leonardo Massone y que ocupa la formulación vista previamente en el capítulo 3.1. La formulación conserva la simplicidad de otros, pero se modificó para representar el comportamiento en elementos tipo membrana. Los parámetros utilizados para definir la curva se detallan como sigue:

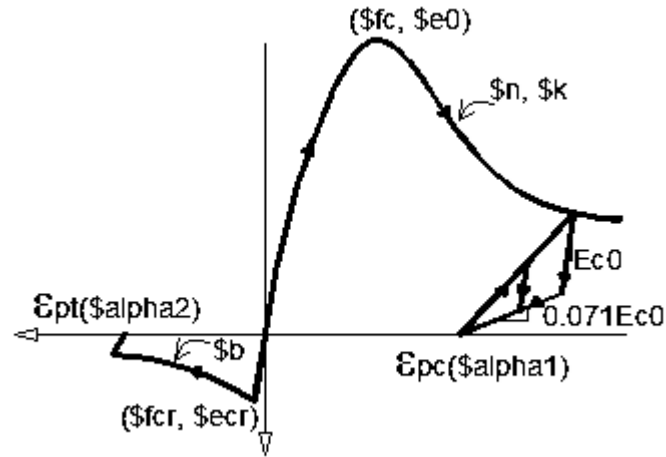


Figura 4.2-3 Relación Esfuerzo – Deformación para el modelo Concrete06. (Fuente OpenSees Wiki – Concrete06).

f_c	Resistencia a la compresión del hormigón
ϵ_{c0}	Deformación unitaria en f_c
n	Factor de forma a compresión
k	Factor de forma a compresión luego del peak
α_1	Parámetro que define la deformación plástica luego de la compresión.
f_{cr}	Resistencia a la tracción
ϵ_{cr}	Deformación unitaria en f_{cr}
b	Exponente de la curva de rigidez a tracción
α_2	Parámetro que define la deformación plástica luego de la tracción

Considerando la tabla 4.1 y los parámetros n y k según el capítulo 3.1 es posible obtener las curvas en la figura 4.2-1 despreciando la tracción en el hormigón.

Para el acero se utilizó el material Steel02 de código desarrollado por Filip Filippou [45] que esta formalizado según las ecuaciones de Menegotto – Pinto del capítulo 3.2 e incluyen un endurecimiento por deformación uniforme. Los parámetros se corresponden directamente con los expuestos anteriormente y desarrollados en la Figura 4.2-2. Escogiendo parámetros de endurecimiento por deformación iguales a cero.

Para el comportamiento al corte se utilizan las expresiones definidas en el capítulo 1.4, y considerando las propiedades definidas para el muro W1 según las propiedades de los materiales de la Tabla 4-1 obtenemos la siguiente curva

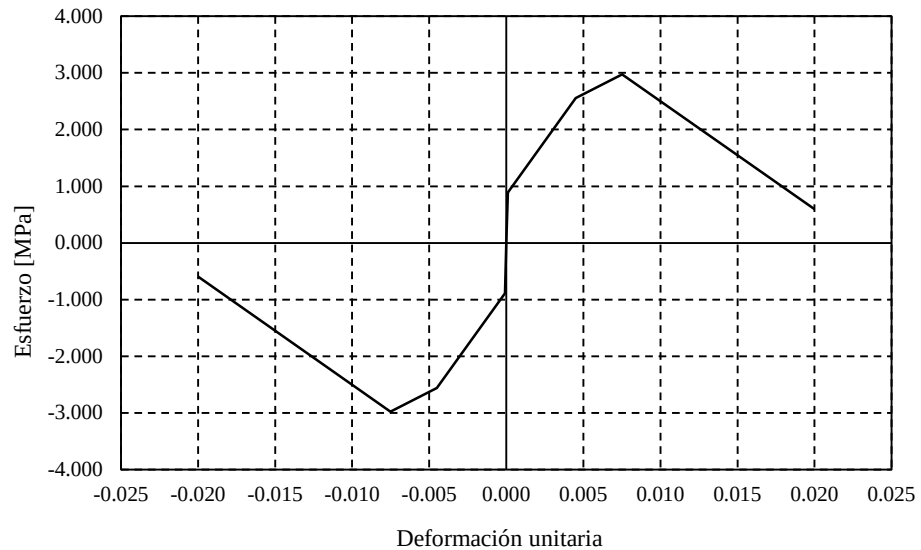


Figura 4.2-4 Relación Esfuerzo – Deformación de corte

Para los modelos con rotulas concentradas y de multicapas se realizó un procedimiento tradicional con integración directa. En el desarrollo de los elementos rotulados es necesario obtener previamente las curvas de comportamiento de la sección que pueden ser ingresadas como Momento-Rotación o Momento-Curvatura para una rotula única a momento, y como una curva de interacción para cargas axiales variables. Con los datos de la sección de la Figura 3.1-1 se obtienen los diagramas de las Figuras 3.2-6 y Figura 3.2-7. Este modelo puede ser desarrollado en la modalidad Frame o Wall (Shell), en ambos modelos se obtuvieron resultados prácticamente idénticos.

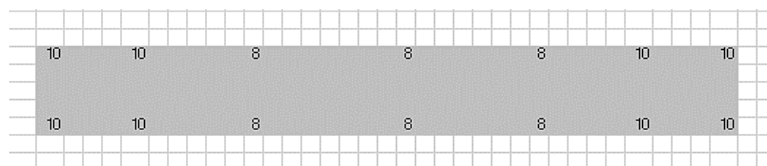


Figura 4.2-5 Sección del muro.

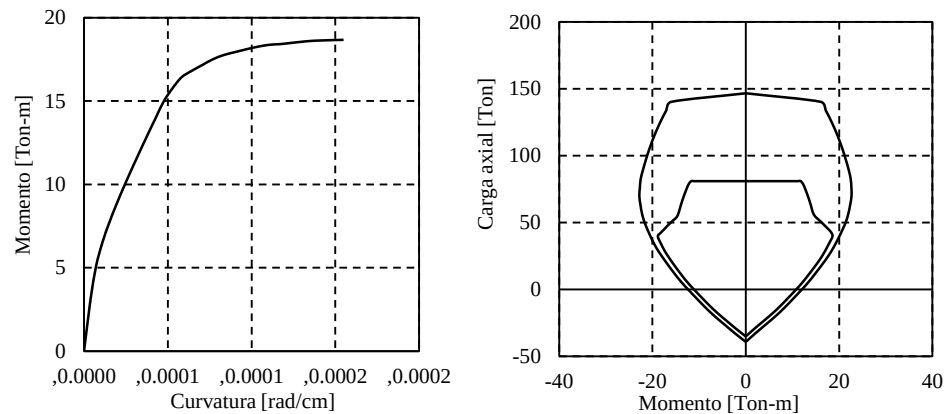


Figura 4.2-6 Diagramas para la sección del muro

Algunos programas computacionales permiten rotular elementos tipo Shell con rotulas concentradas del tipo fibra, como una combinación de los métodos SFIMVLEM y rotula concentrada. Cada fibra tiene una ubicación, un área tributaria, y una curva asignada. Los esfuerzos se integran en toda la sección y las deformaciones en cada fibra se obtienen de la deformación de los nodos extremos U1 y las rotaciones R2 y R3 del plano. Este método toma en cuenta automáticamente la interacción cambiando la curva de momento-rotación y la deformación plástica, y ya que las fibras no fallan el mismo tiempo este modelo tiende a perder resistencia de forma más gradual que las rotulas concentradas. Pero también es computacionalmente más exigente y la precisión puede verse sometida a ser reducida para ganar eficiencia. Ambos modelos requieren que se ingrese también una rotula de corte, considerando que en ambos casos existe una preocupación por el bloqueo al corte explicado en las secciones 1.4.3 y 1.4.4.

Para el modelo de multicapas existen variaciones respecto del software utilizado las referencias siempre identifican características similares [46] y en la mayoría se especifica que para obtener mejores resultados del análisis no lineal se requiere más de un punto de integración para los elementos acoplados (Hormigón), que debe controlarse dependiendo del tiempo de análisis que tome añadir un punto más de integración. Como el modelo es pequeño se decidió por la mayor cantidad de puntos (5 puntos). y se dividió el elemento en secciones de borde y centro por

cuantías de refuerzo. OpenSees ha adquirido este tipo de modelación con los trabajos de Linlin XIE y Kaiqi LIN [47].

En general los laminados se construyen según secuencia de láminas, propiedades mecánicas, espesores y orientaciones de las fibras. La secuencia de apilamiento de las láminas, también llamado, esquema de laminación, puede se escribe en OpenSees como una secuencia de tipo de material (\$matTag según numero asignado) y espesor (\$thick) en forma lineal tal que [\$matTag1, \$thick1, ..., \$matTagN, \$thickN] sea asignado a una sección LayeredShell [47].

En términos de la orientación de la fibra de un laminado, el ángulo está comprendido entre -90° y 90° . Cuando sólo existen fibras orientadas a 0° o a 90° , el laminado es llamado cruzado. Por otro lado, cuando la fibra tiene cualquier orientación, incluida la mencionada para los laminados cruzados, el laminado puede ser clasificado como angular. En el caso de los muros solo trabajamos con laminados cruzados. En OpenSees la orientación de cada lamina va incluida en la orientación del material. Para el hormigón se utilizó la designación nDMaterial, que representa la relación esfuerzo deformación en cada punto de gauss de un elemento continuo, y para ello se asignó el material PlaneStressUserMaterial (PSUM), para ser asignado a un material PlateFromPlaneStress, que incluye los siguientes parámetros:

\$fc	Resistencia a compresión
\$ft	Resistencia a tracción
\$fcu	Resistencia ultima a compresión
\$epsc0	Deformación en \$fc
\$epscu	Deformación en \$fcu
\$epstu	Deformación ultima a tracción
\$stc	Factor de retención de corte

Este último asociado a los trabajos de Vecchio y Collins para el porcentaje residual de la reducción de la curva del hormigón producto de los esfuerzos perpendiculares [47].

Finalmente, el refuerzo se incluye como una combinación también para nDMaterial PlateRebar (PR), desde las propiedades de un Steel02 y el ángulo de la capa. El resumen de la construcción del modelo puede encontrarse en la figura 4.2-7, y el resumen de cada elemento en las tablas 4-3 y 4-3.

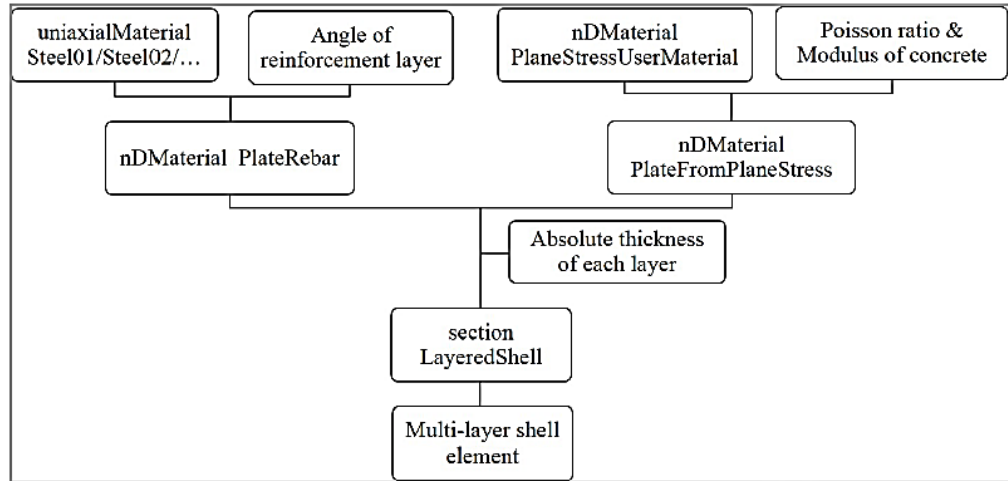


Figura 4.2-7 Framework del modelo multicapa. (Fuente research group of Disaster Prevention and Mitigation in Tsinghua University).

Tabla 4-3 Propiedades de multicapas para elemento de borde

Esp.	Type	Gauss	Material	Ang.	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
100	Shell	5	PSUM	0	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
0.3	Shell	1	PR	0	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear
0.5	Shell	1	PR	90	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear
0.3	Shell	1	PR	0	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear
0.5	Shell	1	PR	90	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear

Tabla 4-4 Propiedades de multicapas para elemento de central

Esp.	Type	Gauss	Material	Ang.	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
100	Shell	5	PSUM	0	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
0.3	Shell	1	PR	0	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear
0.2	Shell	1	PR	90	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear
0.3	Shell	1	PR	0	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear
0.2	Shell	1	PR	90	Nonlinear	Inactivo	Nonlinear

Gráficamente pueden representarse como lo muestra la figura 4.2-8.

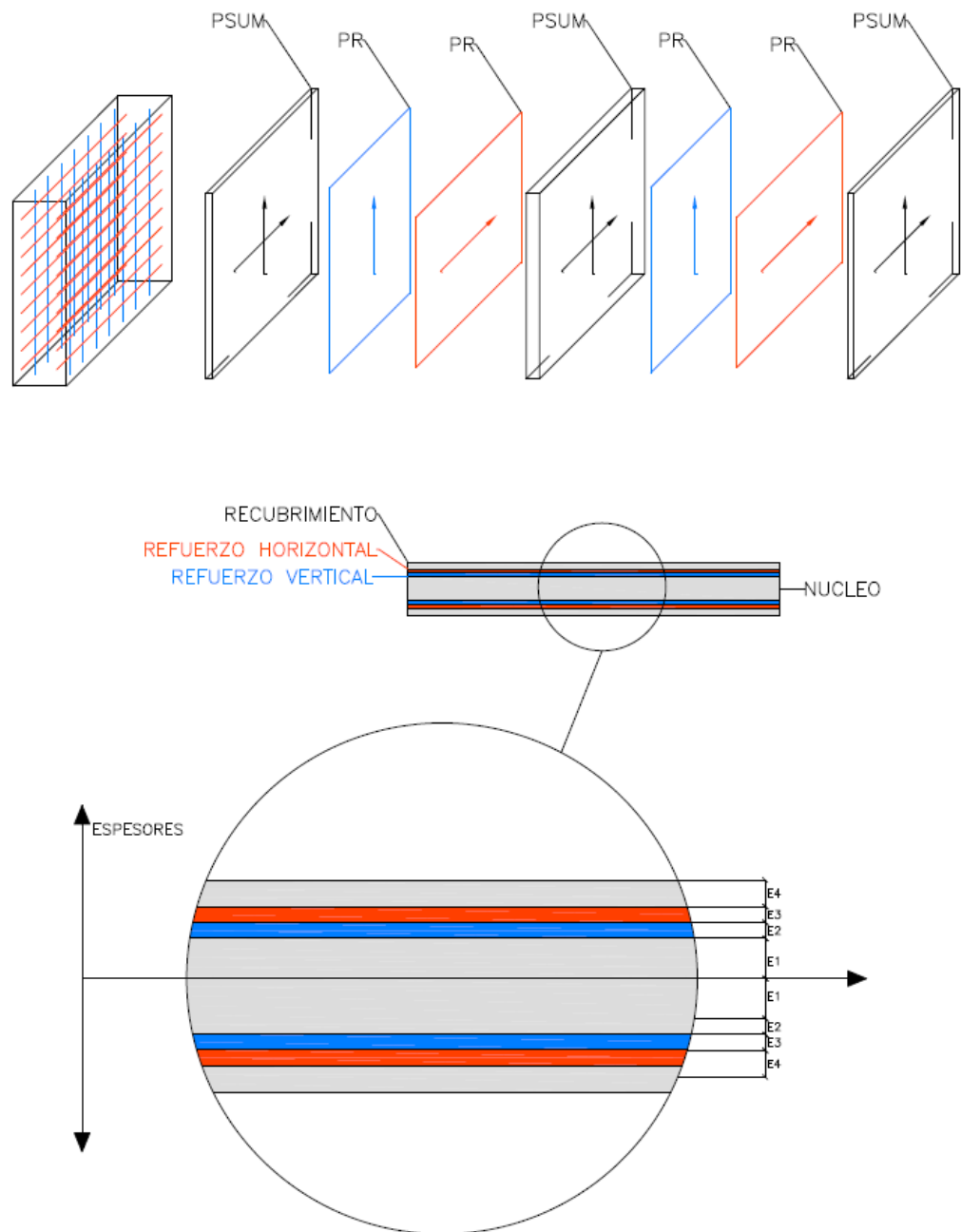


Figura 4.2-8 Esquema de capas en el modelo multicapa.

4.3. Resultados del modelo analítico

Para comparar el resultado obtenido por los modelos, entre ellos y respecto de la curva de histéresis del ensayo para el muro con carga axial de 287.4 [kN], se realizó un caso de carga del tipo Push-Over o de Carga Monotónica, aplicando una carga unitaria en el tope superior del modelo y registrando el desplazamiento para cada aumento de carga.

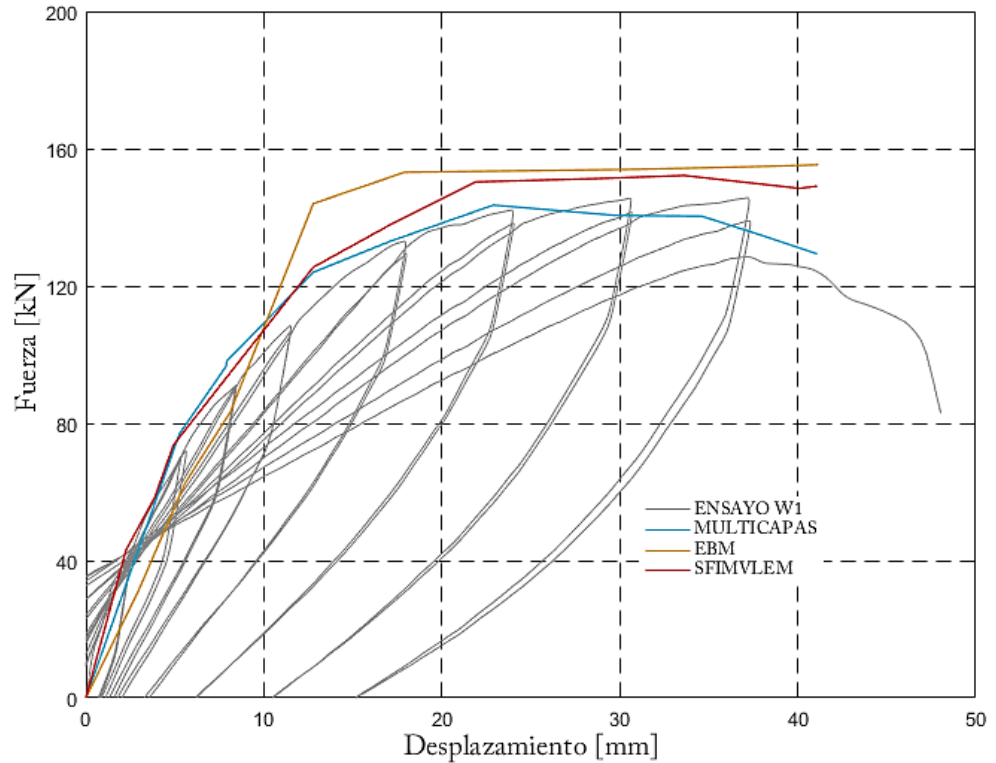


Figura 4.3-1 Curvas Desplazamiento – Corte Basal para los modelos del muro W1.

A pesar de las diferencias explícitas de modelación en los tres casos, donde las curvas de uno y otro elemento son derivadas de distinta forma, el fundamento de cada una de ellas es una curva en común y el comportamiento global ante cargas monotónicas no varía sustancialmente entre uno y otro. En la Figura 4.3-1 podemos notar que las curvas son levemente mayores a la curva de histéresis del muro ensayado, esto debido a la degradación de la rigidez y la resistencia.

Es posible apreciar también cierta inestabilidad de las curvas al llegar al máximo desplazamiento, atribuible a las curvas de cada elemento y a la transmisión de información por los nodos. Por ejemplo, en el caso del modelo de fibras, el corte basal tiene solo dos nodos que colectan información a medida que aumentan los puntos de cálculo, mientras el modelo multicapa cuenta con cuatro de ellos y el de rótula concentrada con toda la información en un punto sin necesidad de recurrir a elementos conectores.

Para establecer medidas de comparación y mejorar la elección de un modelo confiable, se ha decidido por cuantificar los peak de desplazamiento de los modelos bajo cargas cíclicas, la mayor fuerza alcanzada y el tiempo de cálculo para cada uno de los modelos.

Tabla 4-5 Comparación de resultados entre modelos y ensayo

Modelo	Desplazamiento máximo [mm]	Fuerza máxima [kN]	Tiempo de calculo
Ensayo W1	37.9	147.079	-
Multicapas	40.5	161.689	36.5 min
Rotulas	39.8	152.356	15.3 min
SFIMVLEM	38.5	194.360	13.5 min

El siguiente paso consistió en realizar un análisis cuasi estático no lineal para obtener la respuesta cíclica del modelo, esta modelación queda dominada por la rotación en la base del muro producto de la rótula plástica por lo que las variables que se modificaron para llegar a una buena modelación fueron la longitud de rótula plástica L_p y los parámetros de la ley histerética (residuales post compresión o tracción). El valor de L_p , que en otras palabras es la altura que ocuparan los elementos rotulados y la ubicación de las rotulas para los modelos discretos, tiene impacto en la envolvente de fuerzas de la respuesta. Respecto de la longitud de la rótula plástica, se escogió como primera aproximación la Ec. 1 – 6, y luego con la aproximación $0.5L_w$ y variando hasta que las curvas se ajustaran lo mejor posible al ensayo. En el caso del modelo multicapas el valor que mejor se ajustó a $L_p = 0.7L_w = 49[\text{cm}]$, que cuenta con la ventaja de no ser un valor impuesto si se han modelado todos los elementos adyacentes también como multicapas, por otra

parte, una vez generada la zona de rótula plástica y el muro se desplazó como cuerpo rígido, altos esfuerzos de corte se presentaron en los elementos de tensión plana adyacentes a la zona de compresión, estos esfuerzos son la causa de que los elementos sobre y debajo de esa zona se degraden, estas zonas también son incluidas como parte de la rótula plástica. En el caso de los modelos SFIMVLEM y Rotula concentrada $L_p = 0.75L_w = 53[\text{cm}]$, números que se ajustan bastante bien a otros modelos realizados para otros estudios, Alarcón et al (2014) [48]. En estos modelos a medida que los desplazamientos aumentaron las rotulas de corte y los elementos Link de corte se hicieron predominantes, marcando la histéresis con formas más discretas y lineales por la forma de la curva de comportamiento a corte idealizada, este comportamiento se traduce en una pérdida considerable de la resistencia. Los cortes máximos del análisis (A) superan los experimentales (E), esto puede deberse a las simplificaciones de la curva del refuerzo, se resume en la tabla siguiente los valores obtenidos.

Tabla 4-6 Tabla comparativa entre momento máximo de los modelos y el ensayo

P [kN]	Valor	Multicapa	Rotula	SFIMVLEM
287.4	V [kN]	145.88	153.56	152.19
	A/E	1.0014	1.0541	1.0447
479.0	V [kN]	163.52	168.32	168.24
	A/E	1.0006	1.0299	1.0295
671.6	V [kN]	166.30	169.25	151.23
	A/E	1.0003	1.0180	0.9096

Comparativamente la energía disipada por cada modelo para las diferentes hipótesis de carga se muestra en la tabla 4-6.

Tabla 4-7 Tabla comparativa de energía disipada en el total de los ciclos en $[\text{kg m}^2/\text{s}^2]$.

P [kN]	Multicapa	Rotula	SFIMVLEM
287.4	$9.11 * 10^{-5}$	$1.74 * 10^{-4}$	$8.15 * 10^{-5}$
479.0	$5.80 * 10^{-5}$	$1.41 * 10^{-4}$	$5.69 * 10^{-5}$
671.6	$4.13 * 10^{-5}$	$1.08 * 10^{-4}$	$4.72 * 10^{-5}$

A continuación, se presentan las curvas de histéresis obtenidas con los modelos propuestos contrastados con los valores experimentales para $P = 287.4$ [kN].

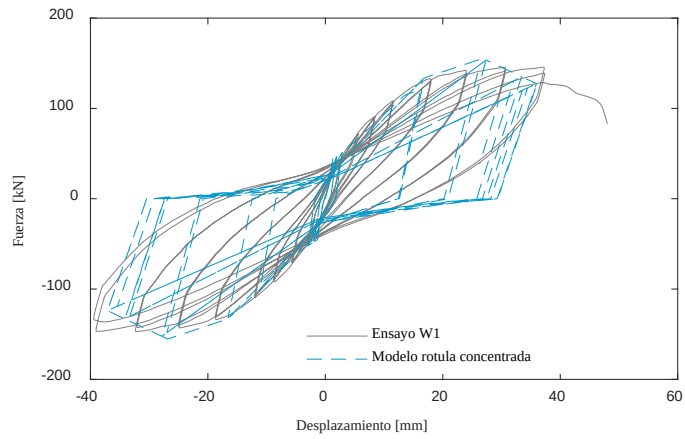


Figura 4.3-2 Resultados del modelo de rotula concentrada.

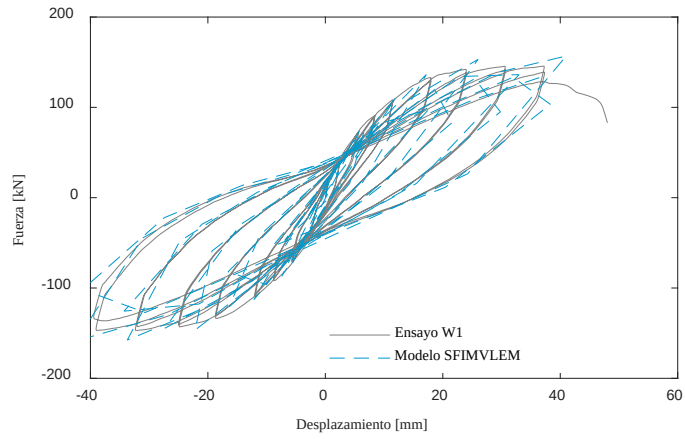


Figura 4.3-3 Resultados del modelo de fibras.

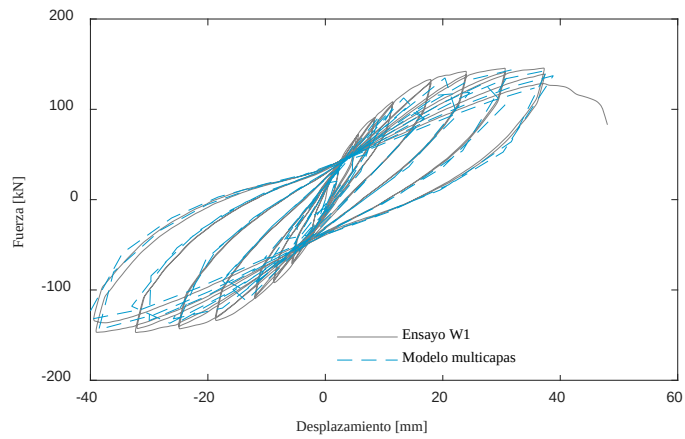


Figura 4.3-4 Resultados del modelo de multicapas.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis obtenidas con los modelos propuestos contrastados con los valores experimentales para $P = 479.0$ [kN].

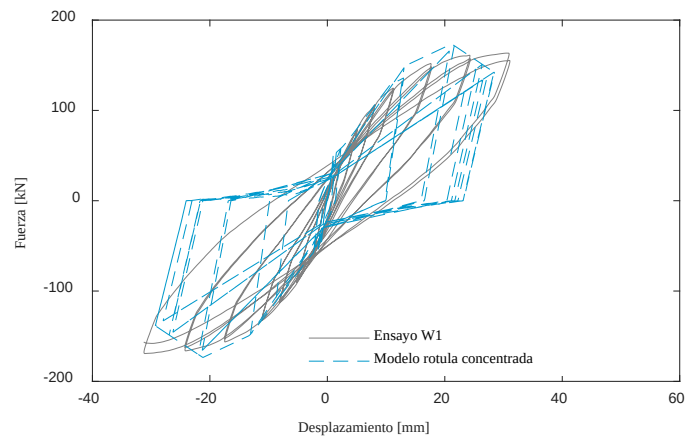


Figura 4.3-5 Resultados del modelo de rotula concentrada.

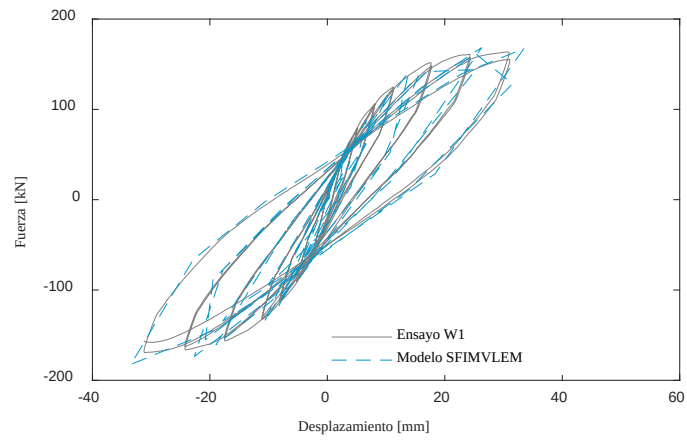


Figura 4.3-6 Resultados del modelo de fibras.

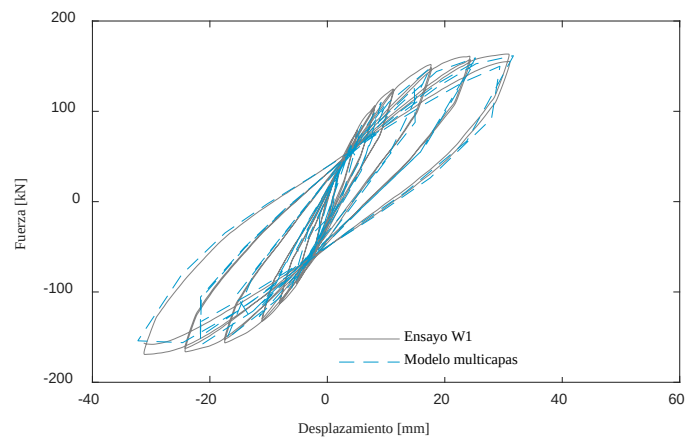


Figura 4.3-7 Resultados del modelo de multicapas.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis obtenidas con los modelos propuestos contrastados con los valores experimentales para $P = 671.6$ [kN].

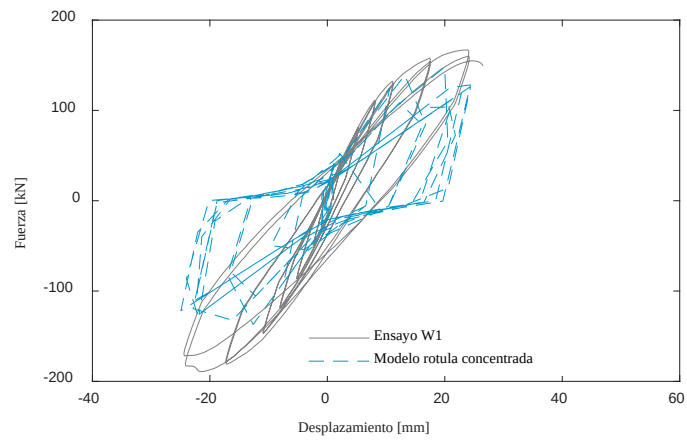


Figura 4.3-8 Resultados del modelo de rotula concentrada.

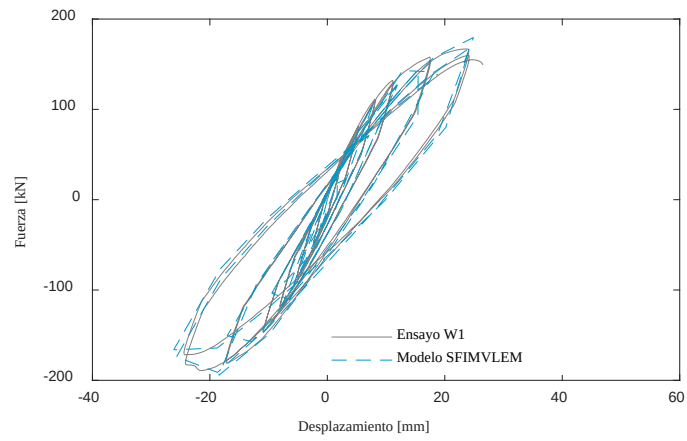


Figura 4.3-9 Resultados del modelo de fibras.

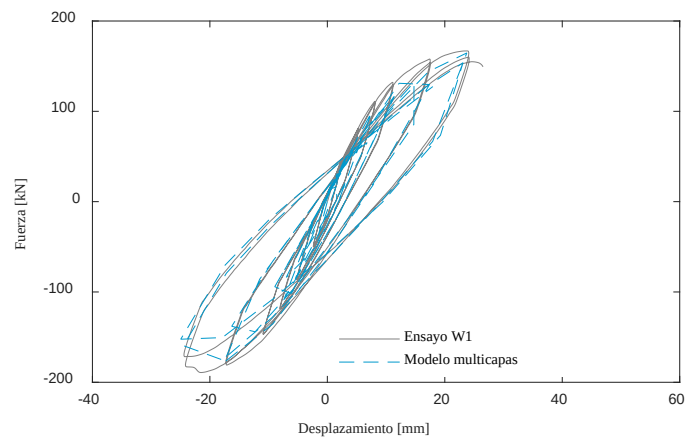


Figura 4.3-10 Resultados del modelo de multicapas.

Por lo tanto, fue posible al incluir la interacción del corte con la flexión en los modelos expuestos, obtener buen ajuste al ensayo sobre un muro esbelto que reúne las características que aquí buscamos estudiar.

Es importante notar que las curvas de los modelos SFIMVLEM y Multicapa son mucho más exactas, aunque ninguno de los tres modelos fue preciso, comparación que resulta al integrar el área bajo el polígono y obtener la energía disipada. Sin embargo, los resultados mantienen cercanía con la realidad y se manifiestan con buena estabilidad, referente al tiempo de cálculo y a las diferencias respecto de cada cual en cada hipótesis de carga.

CAPITULO 5.

Aplicación en sistema estructural con muros

5.1. Introducción

En este capítulo se estudia el comportamiento no lineal de los tres modelos al ser aplicados a un eje con muros de diferentes características. Los muros están clasificados como esbelto, intermedio y robusto según el factor de longitud contra altura. Las simulaciones son comparadas entre si para concluir sobre su precisión. Se escoge uno de ellos para comparar la habilidad de incluir el comportamiento de interacción corte y flexión. Finalmente, el modelo se interviene con un trancamiento común en edificios con estacionamientos para evaluar el corte en el muro robusto y compararlo con el método puntal tensor ampliamente reconocido para diseños de regiones que no cumplen la hipótesis de Navier - Bernoulli.

5.2. Procedimiento

Se realiza un análisis estático no lineal usando un eje resistente con tres muros rectangulares de diferentes longitudes, modelados con elementos multicapa, SFIMVELM y EBM. La altura total de los muros es de 30[m] con una altura de entrepiso de 3[m]. La masa se concentra y se asigna a los diafragmas de cada piso, se ajustan para que el periodo fundamental del modelo este en el rango [0.6 – 0.7] [seg], valor típico en edificios de esta altura. Los muros 1, 2 y 3 tienen longitudes de 6[m], 3[m] y 1[m] respectivamente, con espesor de 30[cm] entre los pisos 1 y 3, y 20[cm] entre los pisos 4 y 10, en la Figura 5.2-1 se muestra una elevación del eje. El primer análisis se realiza acotando la longitud de la rótula plástica a un piso, ya que ninguno de los modelos tiene problemas con esta cantidad de elementos apilados [49], podremos comprobar discrepancias entre modelos y las diferencias al incorporar la interacción con el corte. En una segunda etapa se utilizará los modelos multicapa para comparar la posibilidad de incursión inelástica en cualquier punto de la altura de los muros, ya que estos modelos no presentan irregularidades por cantidad de elementos apilados. Finalmente se añade a este modelo un trancamiento en el primer piso para evaluar el corte y la longitud de la rótula plástica.

A continuación, se presenta un diagrama esquemático de las cuantías de los muros en la altura.

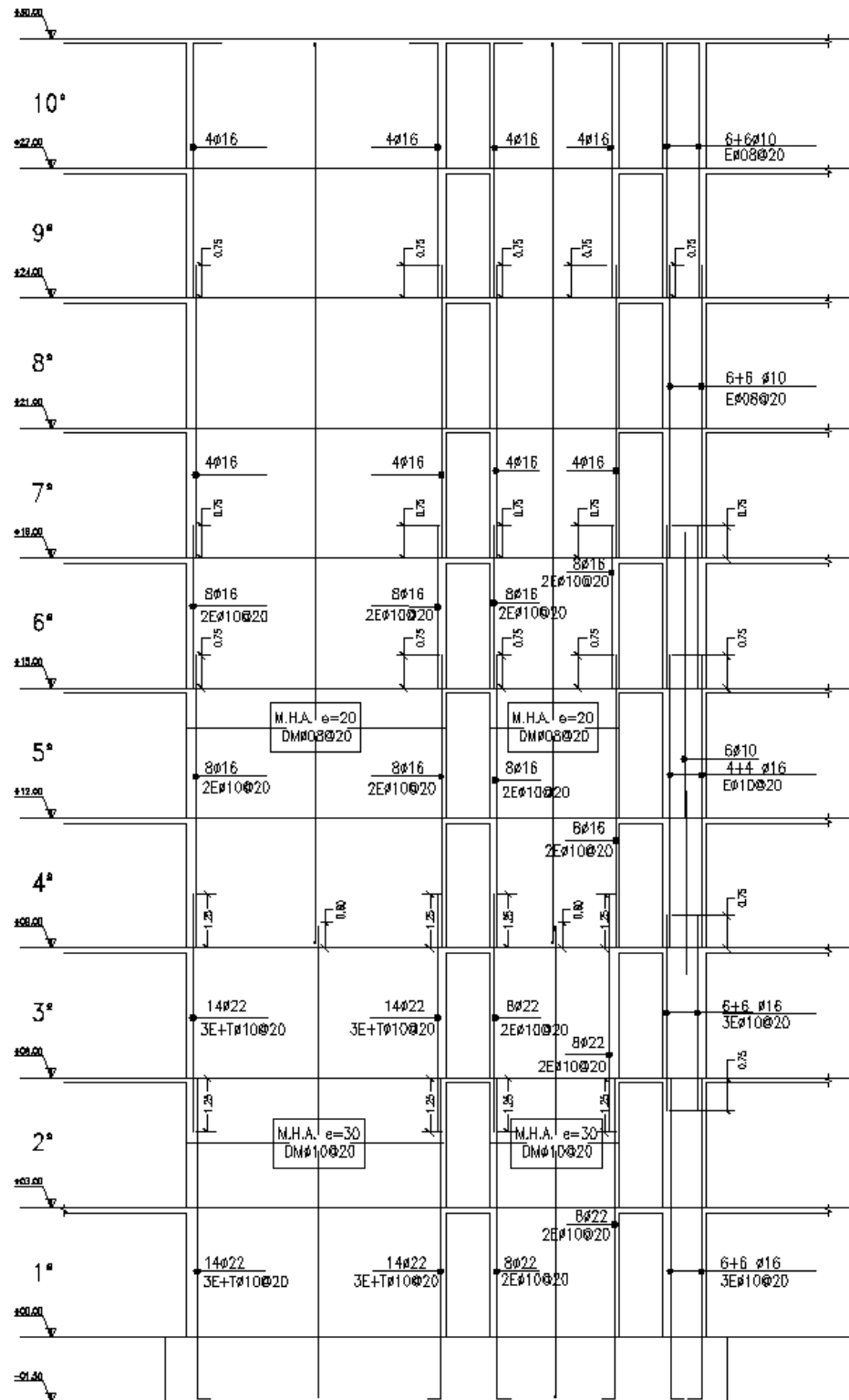


Figura 5.2-1 Esquema de refuerzos en la altura del muro.

Se utilizará un método estático de carga monotónico para estudiar el comportamiento de los muros, para esto se aplica una carga triangular con una resultante igual al 10% del peso total de la estructura

Tabla 5-1 Carga vertical en los muros

Piso	Muro 1		Muro 2		Muro 3	
	PP [T]	SC[T]	PP [T]	SC[T]	PP [T]	SC[T]
10	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
9	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
8	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
7	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
6	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
5	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
4	4.5	1.5	2.7	0.9	0.9	0.3
3	6	1.5	3.6	0.9	1.2	0.3
2	6	1.5	3.6	0.9	1.2	0.3
1	6	1.5	3.6	0.9	1.2	0.3
Total	49.5	15	29.7	9	9.9	3

$$\text{Peso Propio} + 25\% \text{ Sobre carga} = 95.85 \quad [\text{T}]$$

Tabla 5-2 Carga lateral en los diafragmas

Altura	Carga Distribuida [T]	Carga puntual en diafragma [T]
30	0.639	1.82115
27	0.5751	1.62945
24	0.5112	1.43775
21	0.4473	1.24605
18	0.3834	1.05435
15	0.3195	0.86265
12	0.2556	0.67095
9	0.1917	0.47925
6	0.1278	0.28755
3	0.0639	0.09585
0	0	0

$$\text{Total} \quad 9.585 \quad [\text{T}]$$

Los materiales utilizados se resumen en la siguiente tabla

Tabla 5-3 Materiales utilizados en el modelo computacional.

Tipo	Nomenclatura
Acero de refuerzo vertical	A630-420H
Acero de refuerzo horizontal	A630-420H
Hormigón	H-30

Según estos datos y utilizando las ecuaciones del capítulo 1.4 se calcula la curva de comportamiento a corte, para un metro lineal de muro, de 30[cm] de espesor con refuerzo horizontal como muestra la Figura 5.2-1. La división por metro lineal se escoge para facilitar la definición del modelo.

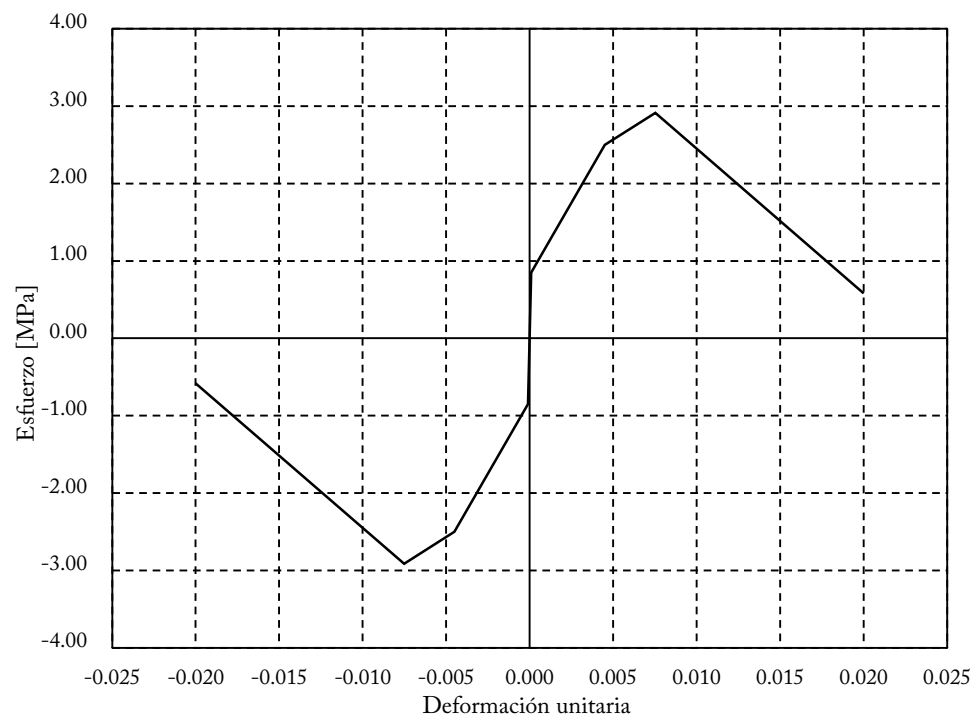


Figura 5.2-2 Relación esfuerzo - deformación de corte para un metro lineal de muro con refuerzo transversal Ø10 a 20.

Las zonas confinadas tendrán diferentes curvas de comportamiento a compresión del hormigón según las cuantías de refuerzo transversal y la cantidad de ramas de estribos en cada cual. Las diferentes curvas y los análisis de cada sección se detallan a continuación.

Para el muro 1 se utilizan tres estribos cerrados y una traba para completar el amarre de las barras de borde como lo ilustra la Figura 5.2-3

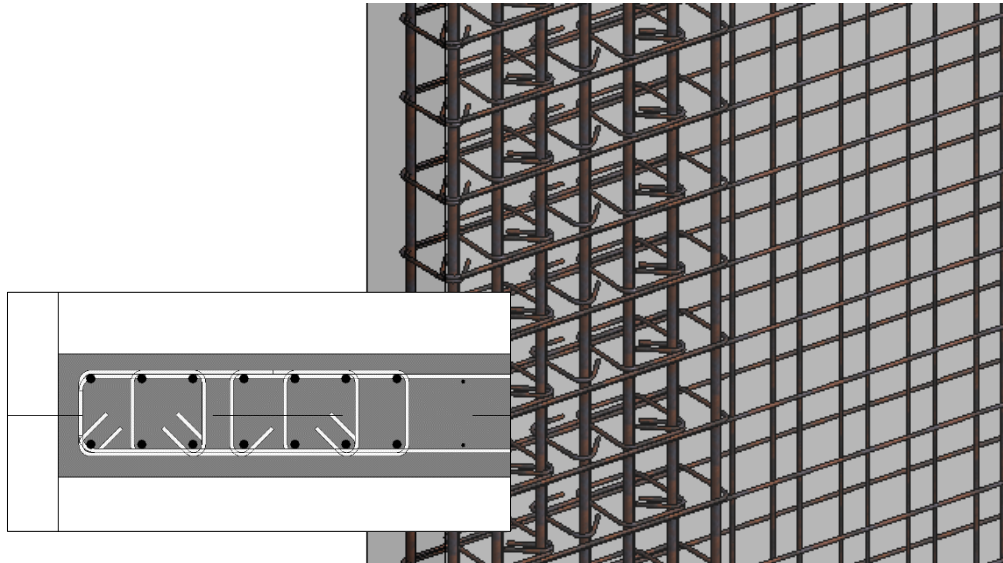


Figura 5.2-3 Confinamiento del muro 1.

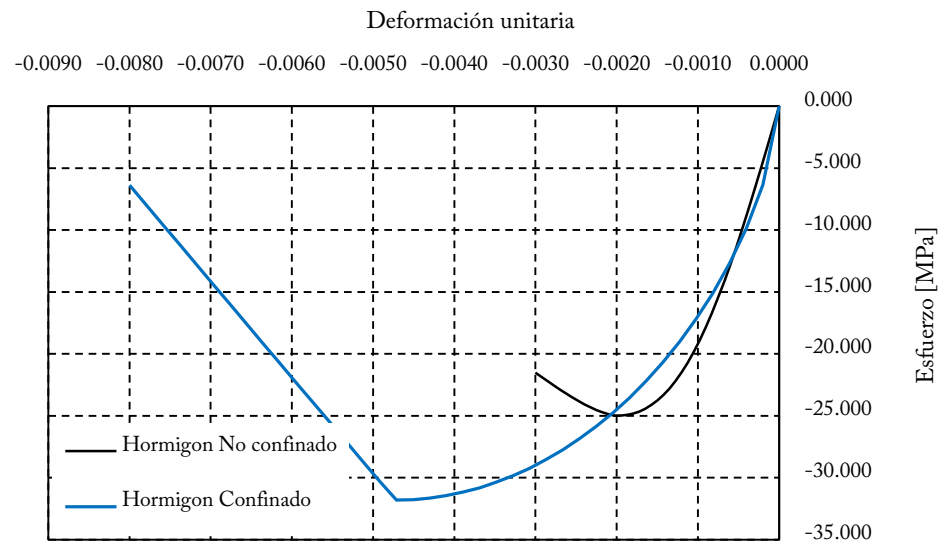


Figura 5.2-4 Relación Esfuerzo – Deformación para el hormigón del elemento del borde del Muro 1.

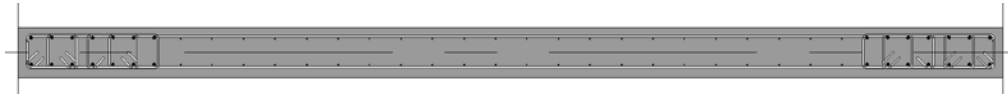


Figura 5.2-5 Sección del Muro 1 en los primeros tres pisos.

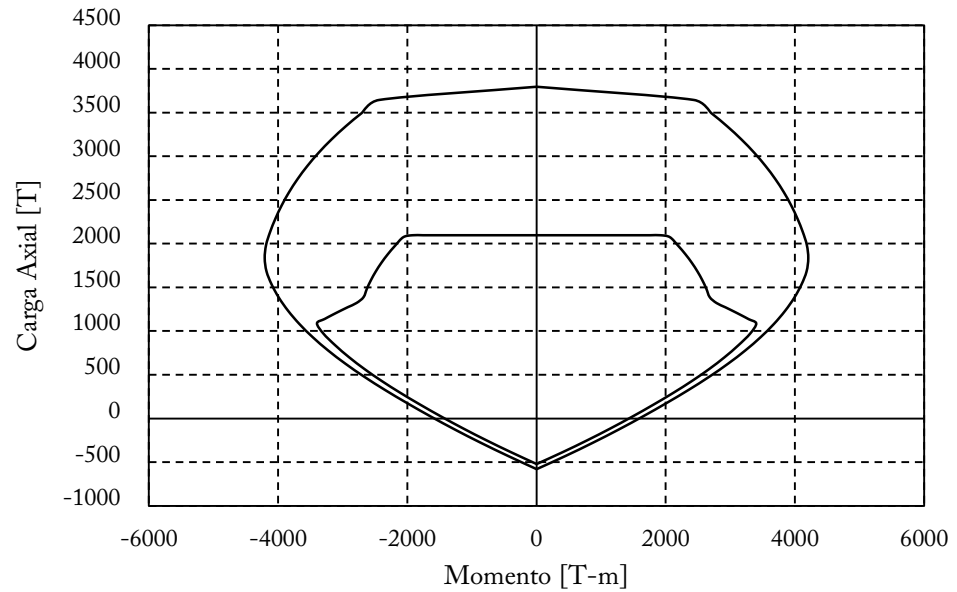


Figura 5.2-6 Diagrama de interacción Muro 1 para la sección de la Figura 5.2-1.

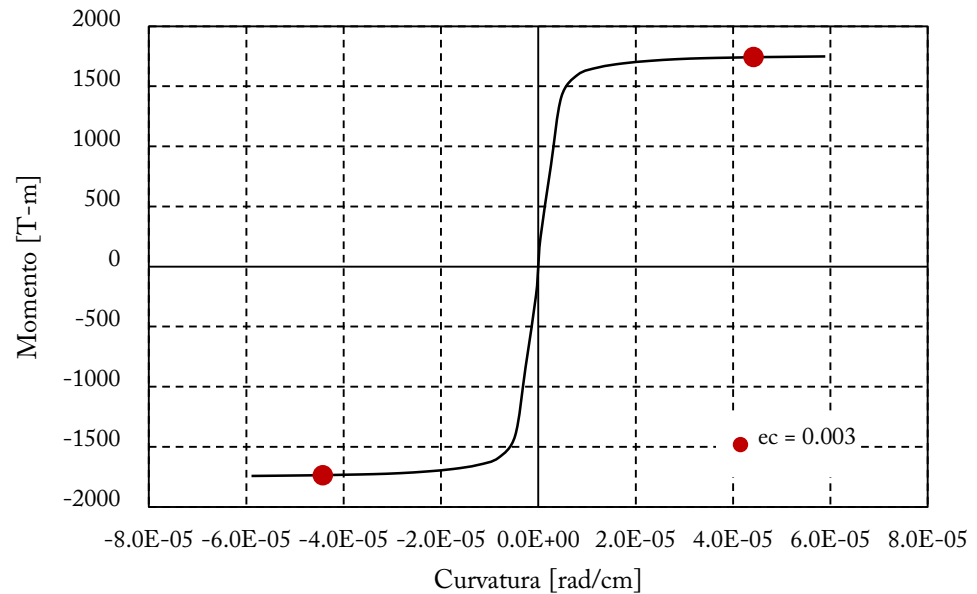


Figura 5.2-7 Diagrama Momento - Curvatura del Muro 1 con carga axial 64.5[T].

Para el muro 2 se utilizan tres estribos cerrados y una traba para completar el amarre de las barras de borde como lo ilustra la Figura 5.2-8

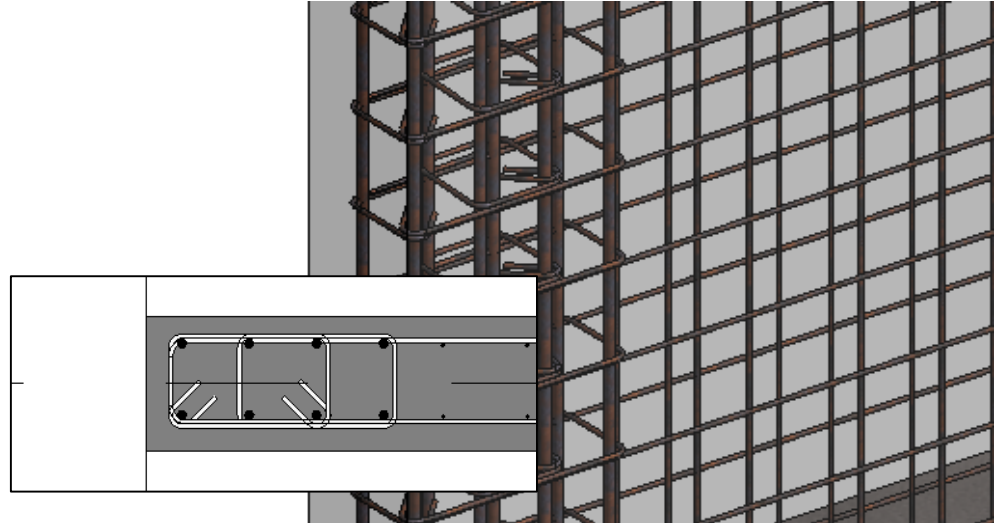


Figura 5.2-8 Confinamiento del Muro 2.

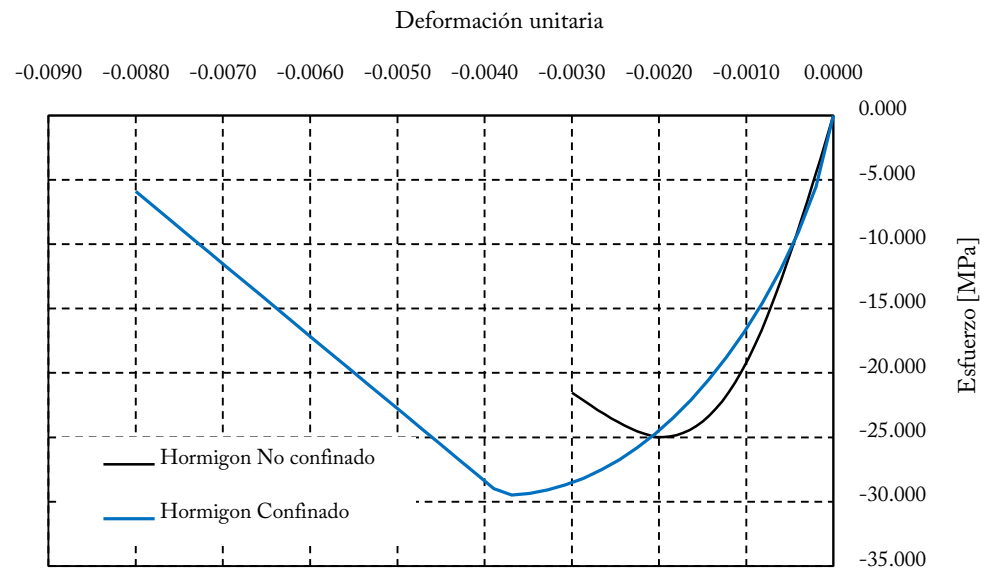


Figura 5.2-9 Relación Esfuerzo – Deformación para el hormigón del elemento del borde del Muro 2.

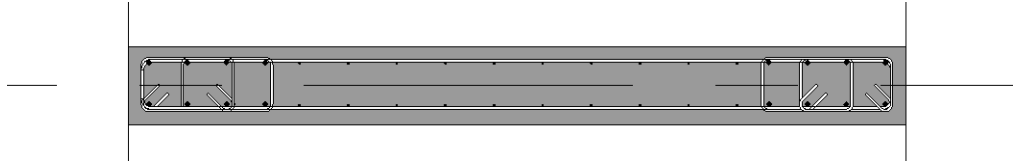


Figura 5.2-10 Sección del Muro 2 en los primeros tres pisos.

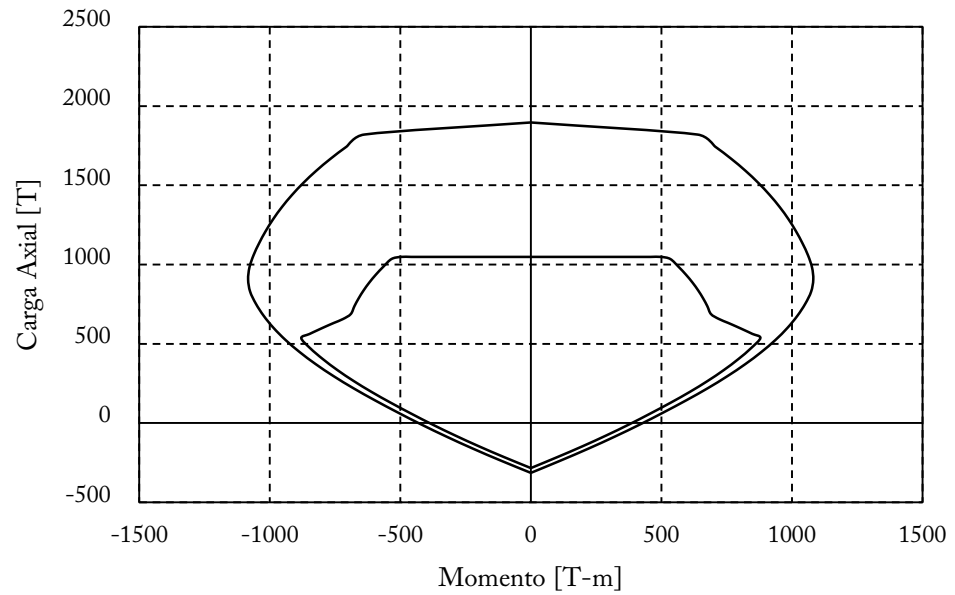


Figura 5.2-11 Diagrama de interacción Muro 2.

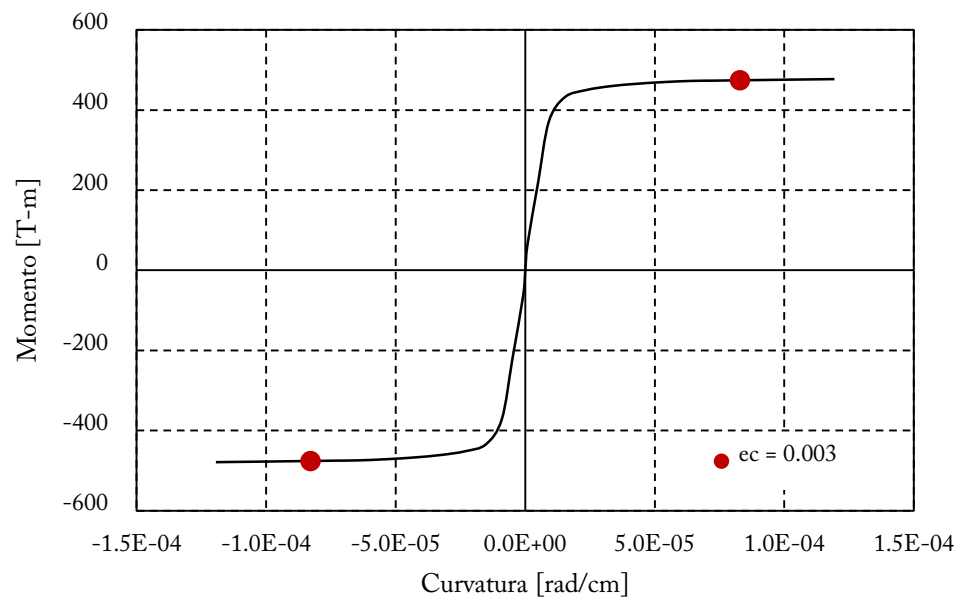


Figura 5.2-12 Diagrama Momento - Curvatura del Muro 2 con carga axial 38.7[T].

Para el muro 3 se utilizan tres estribos cerrados y una traba para completar el amarre de las barras de borde como lo ilustra la Figura 5.2-13

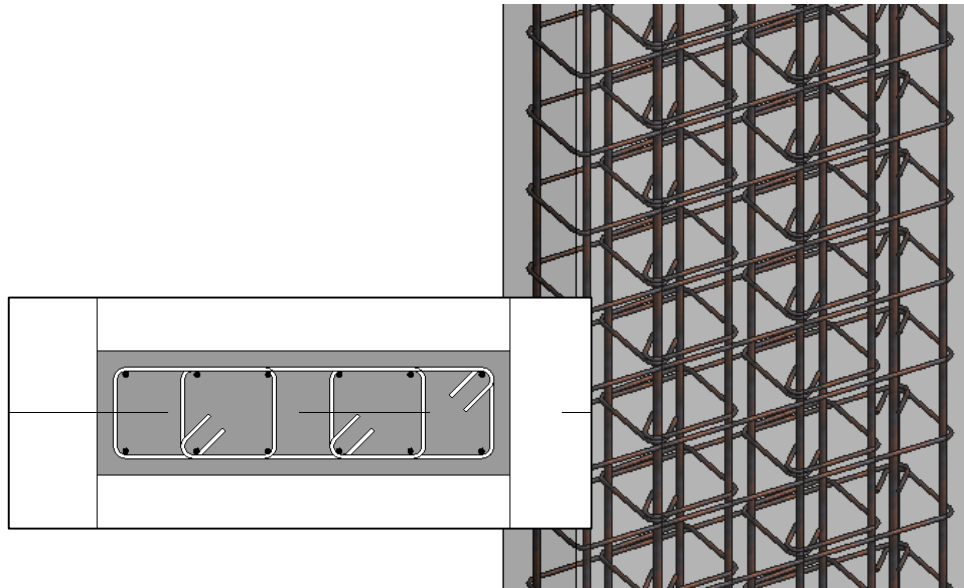


Figura 5.2-13 Confinamiento del Muro 3.

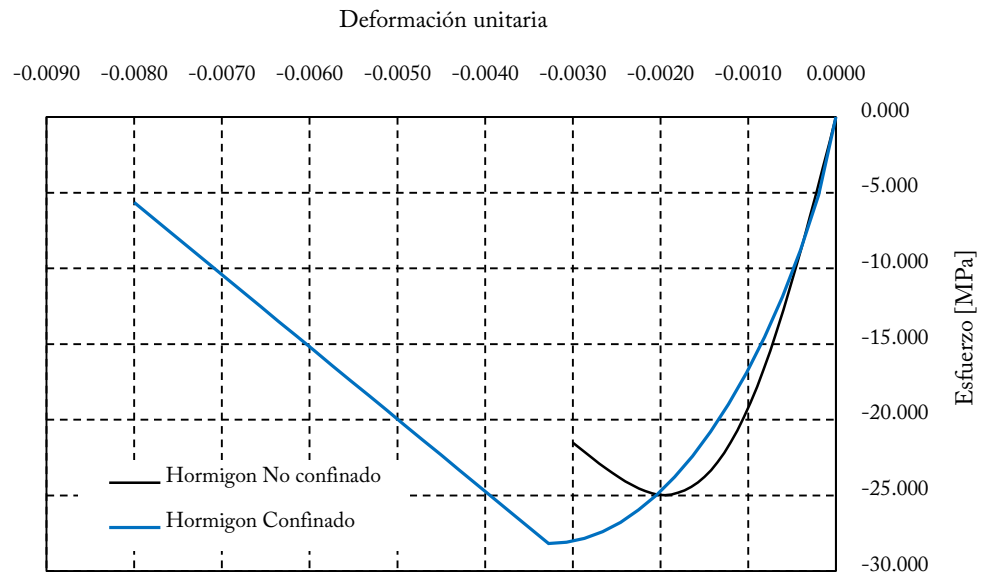


Figura 5.2-14 Relación Esfuerzo – Deformación para el hormigón del elemento del borde del Muro 3.

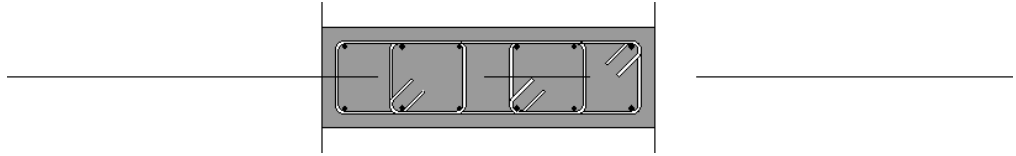


Figura 5.2-15 Sección del Muro 3 en los primeros tres pisos.

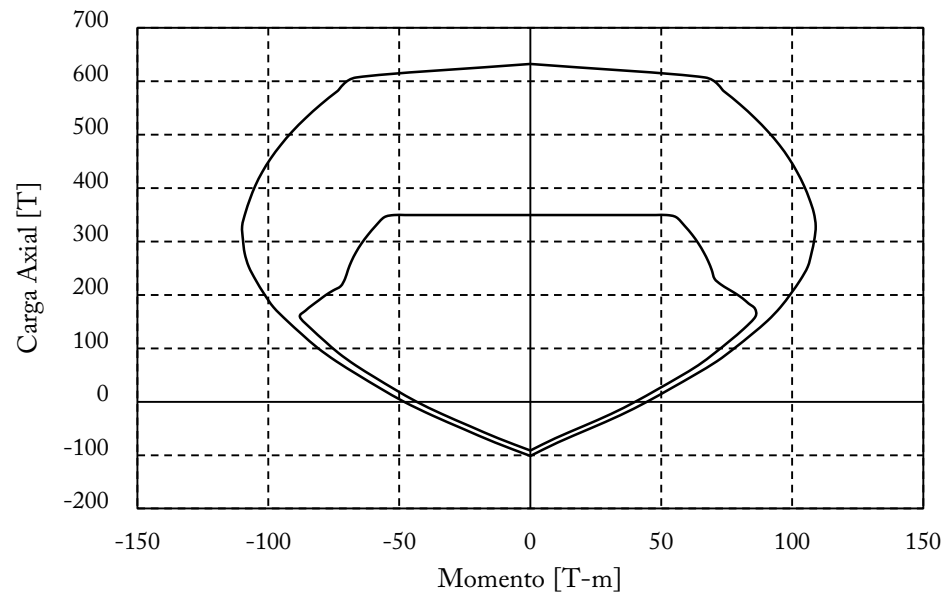


Figura 5.2-16 Diagrama de interacción Muro 3.

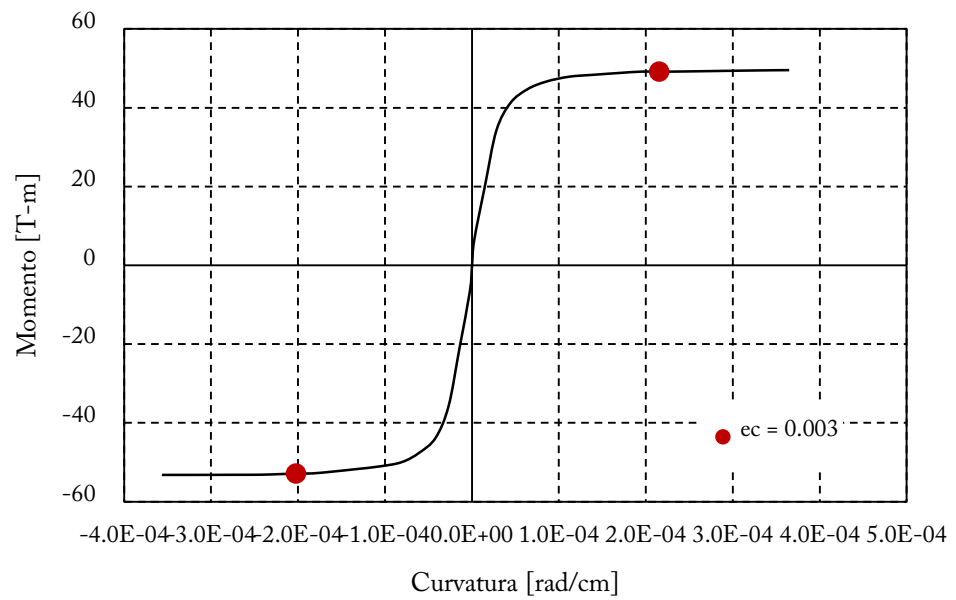


Figura 5.2-17 Diagrama Momento – Curvatura del Muro 3 con carga axial 12.9[T].

5.3. Resultados

Para modelos conformados por tres pisos con capacidad de entrar en el rango no lineal e interacción entre la flexión y el corte, y 7 pisos que se mantienen en el rango elástico, de un eje de tres muros de 6[m], 3[m] y 1[m] respectivamente modelados con Multicapa, EBM y SFIMVLEM, se obtuvieron los siguientes resultados. Para incrementos de 0.01[m] del desplazamiento del nodo guía del piso 10, se registran los cortes basales como, el corte en la rótula en el primer nivel del modelo EBM, la suma de los cortes en los elementos SFIMVLEM, y la suma de los cortes en los nodos que soportan el elemento Multicapa.

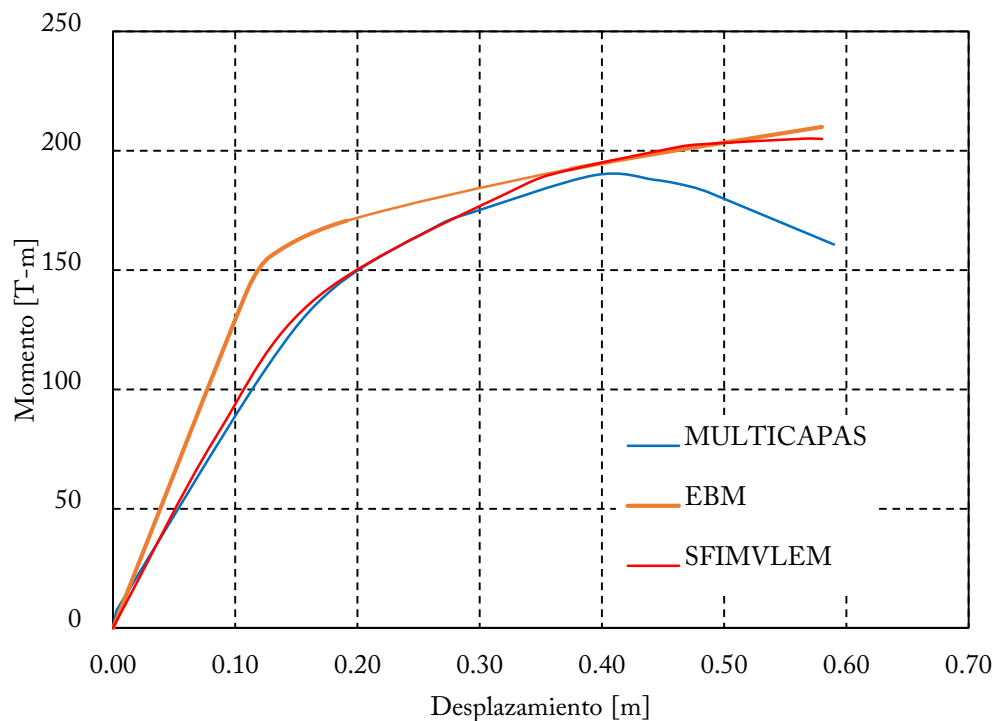


Figura 5.3-1 Curva de Corte Basal [T] versus Desplazamiento [m] para un eje de 3 muros de 6[m], 3[m] y 1[m] respectivamente modelados con Multicapa, EBM y SFIMVLEM.

Para incrementos de 0.01[m] del desplazamiento del nodo guía del piso 10, se registran los momentos como, el momento en la rótula en el primer nivel del modelo EBM, el momento en el nodo inicial del elemento SFIMVLEM del primer nivel, la suma de los momentos en los nodos de la base de cada muro en los elementos Multicapa.

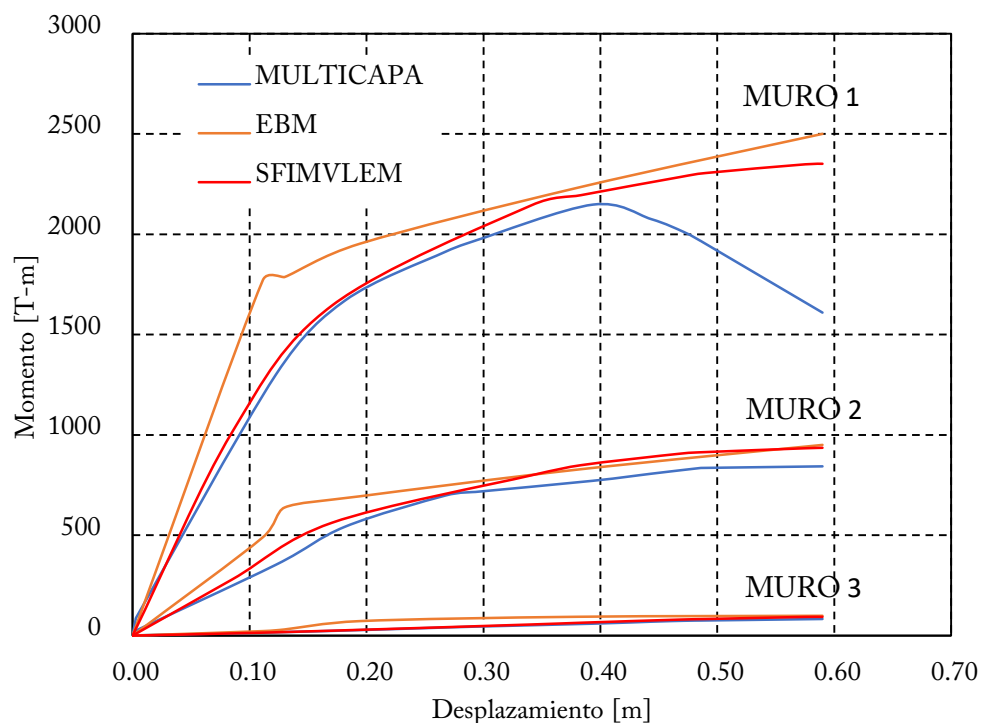


Figura 5.3-2 Curva de Momento [T-m] versus Desplazamiento [m] para un eje de 3 muros de 6[m], 3[m] y 1[m] respectivamente modelados con Multicapa, EBM y SFIMVLEM.

Si bien el modelo EBM posee tanto rótulas a flexión como a corte no tienen más interacción que la provista por el modelo de viga de Timoshenko. Es preciso notar que en estos modelos la concentración de la rótula provoca un cambio brusco en la redistribución del momento, que no es visible en los otros modelos.

Se observa también que, como en otros resultados del estado del arte, el número de elementos utilizados tiene un gran efecto en la rigidez del modelo, con una fluencia más gradual. A medida que el número de elementos se reduce la curva tiende a una aproximación bilineal, en análisis cíclicos provocaría una sobrestimación del área del ciclo de histéresis, y debe verificarse su nivel de aceptación.

El procedimiento anterior se utiliza para los modelos de multicapas a continuación, que nos permitirán evaluar la inclusión de la interacción entre la flexión y el corte.

El primer modelo realizado se caracteriza por tener rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura. A continuación, se presentan los resultados del análisis de carga monotónico.

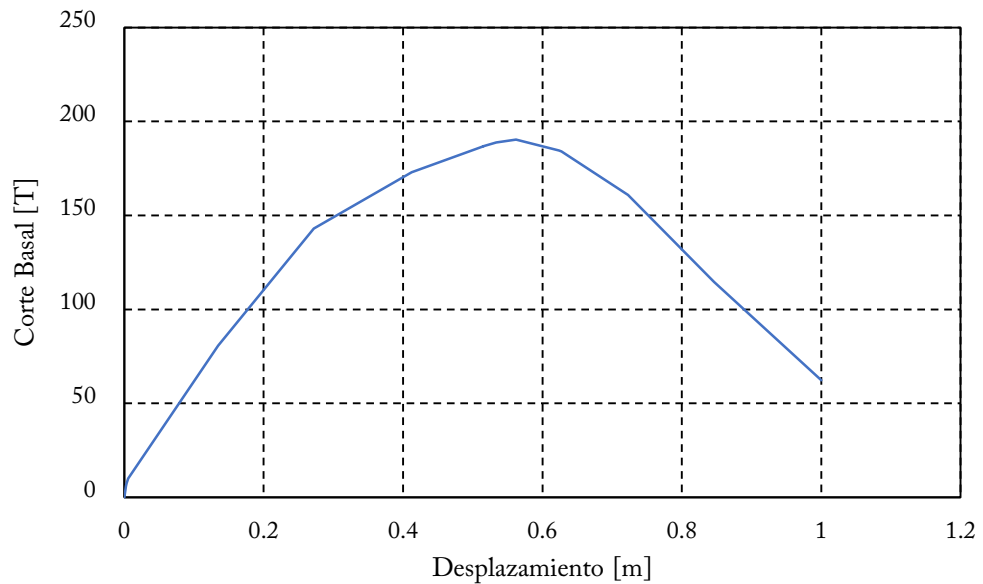


Figura 5.3-3 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

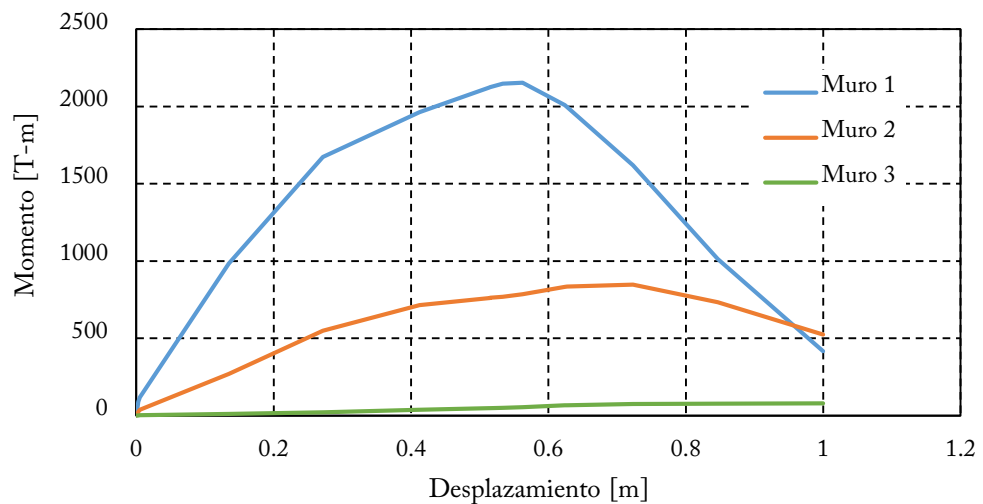


Figura 5.3-4 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura,

Los puntos de primera fluencia del primer y segundo muro se ubican a 14[cm] y 27[cm] respectivamente. El sistema pierde su capacidad resistente a los 56[cm]. En este punto los diagramas de corte y momento para los muros son sus máximos y se muestran en la Figura 5.3-5.

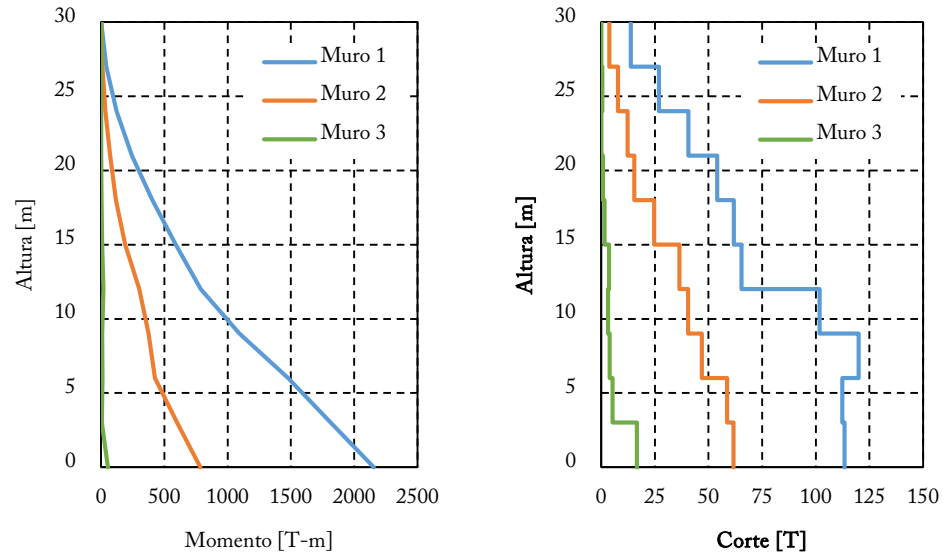


Figura 5.3-5 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

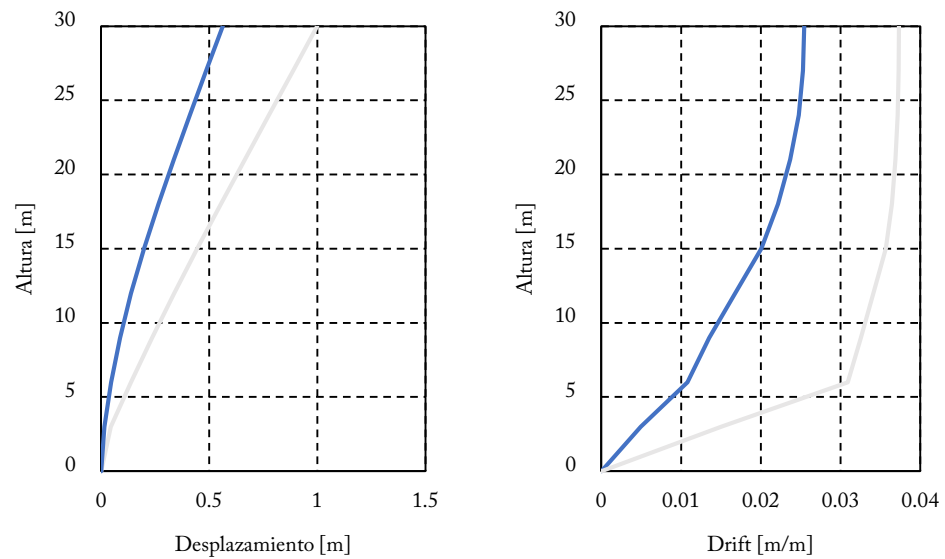


Figura 5.3-6 Resultados de los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura,

El segundo modelo realizado se caracteriza por tener rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura. A continuación, se presentan los resultados del análisis de carga monotónico.

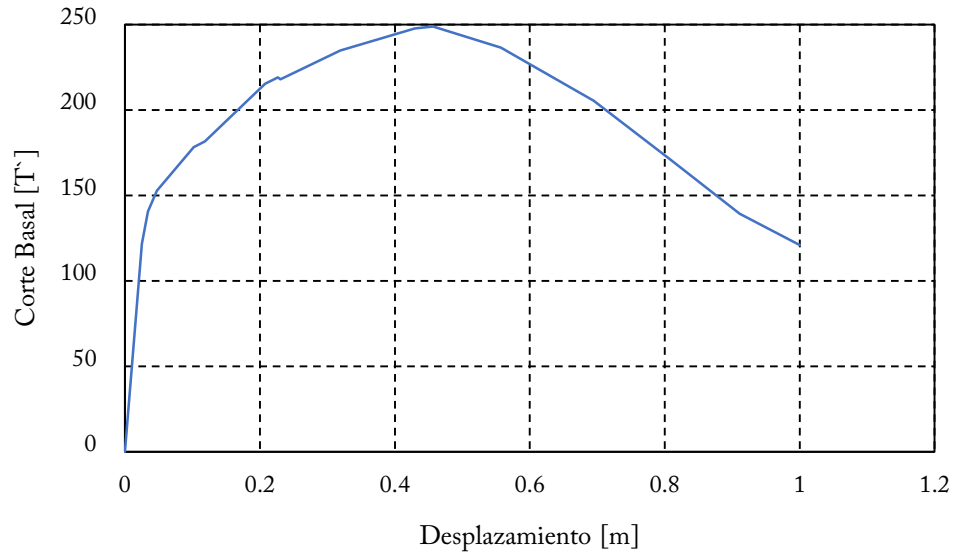


Figura 5.3-7 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

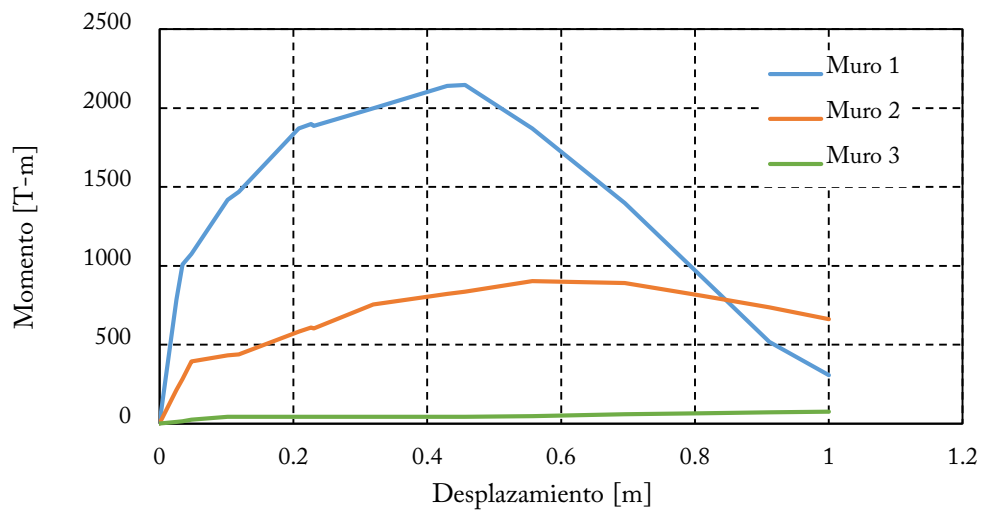


Figura 5.3-8 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

Los puntos de primera fluencia del primer y segundo muro se ubican a 3[cm] y 5[cm] respectivamente. El sistema pierde su capacidad resistente a los 45[cm]. En este punto los diagramas de corte y momento para los muros son sus máximos y se muestran en la Figura 5.3-9.

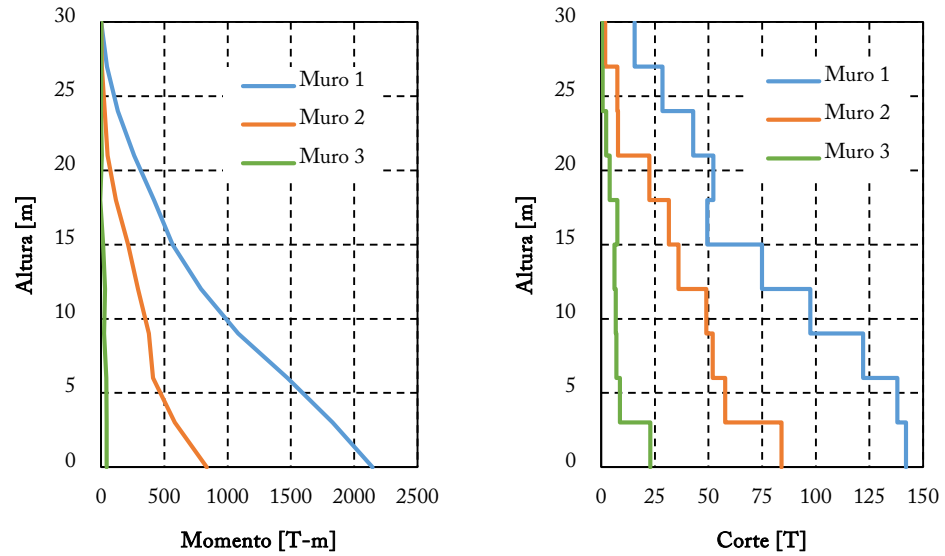


Figura 5.3-9 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

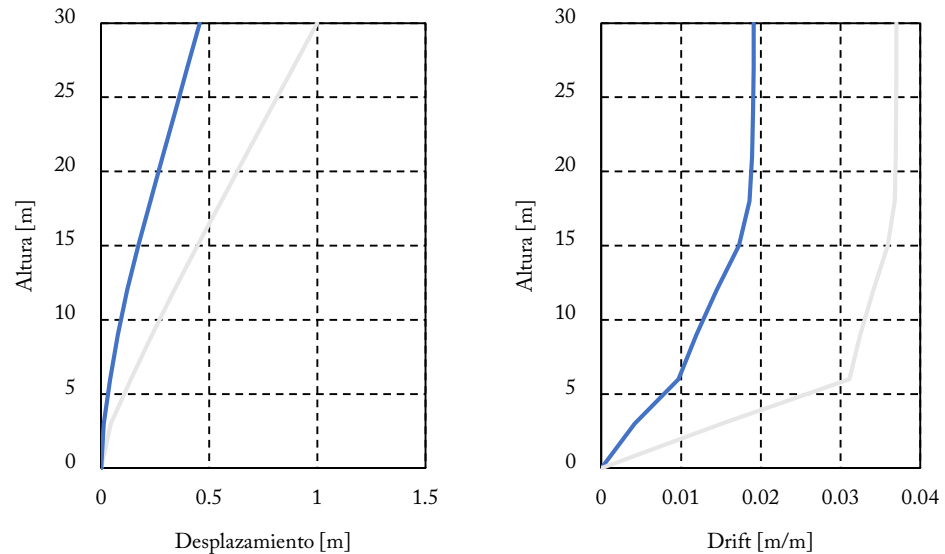


Figura 5.3-10 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

El tercer modelo realizado se caracteriza por tener rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos. A continuación, se presentan los resultados del análisis de carga monotónico.

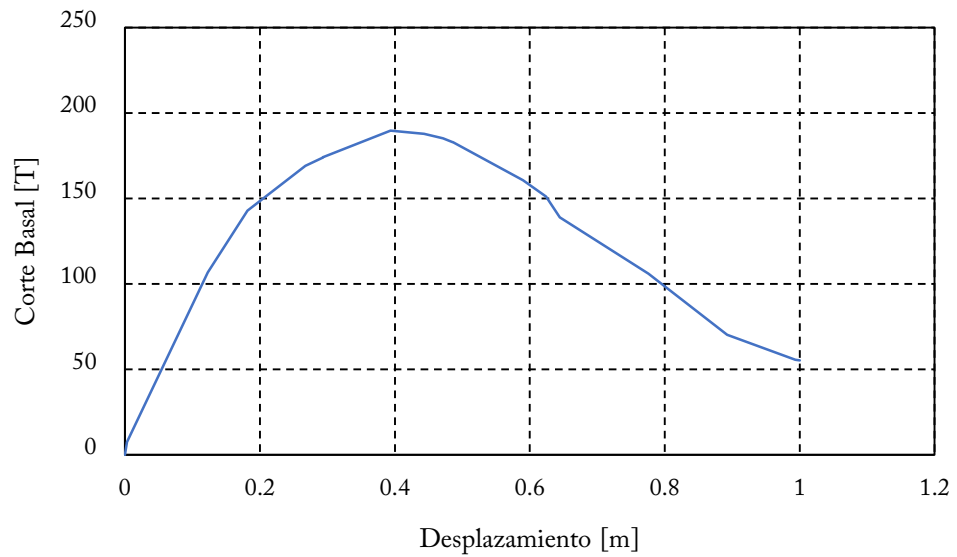


Figura 5.3-11 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.

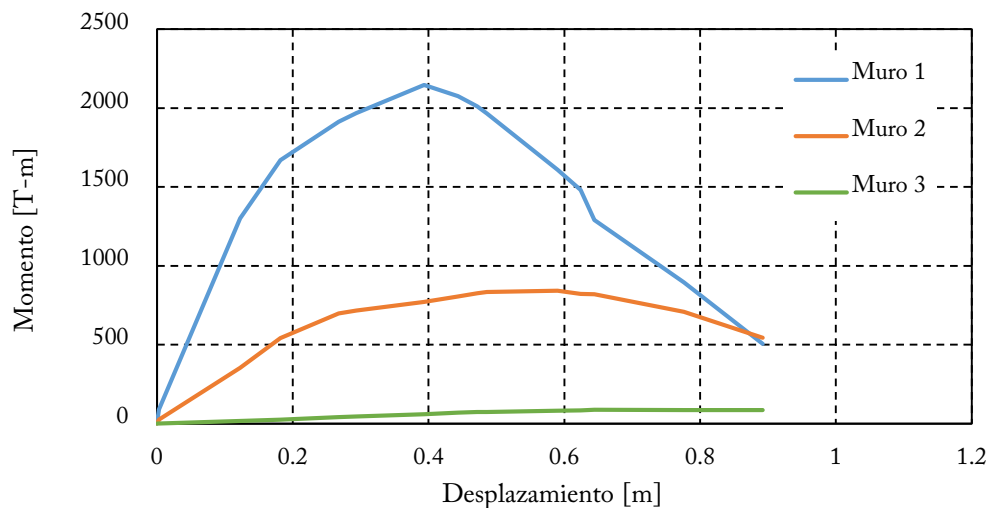


Figura 5.3-12 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.

Los puntos de primera fluencia del primer y segundo muro se ubican a 12[cm] y 18[cm] respectivamente. El sistema pierde su capacidad resistente a los 40[cm]. En este punto los diagramas de corte y momento para los muros son sus máximos y se muestran en la Figura 5.3-13.

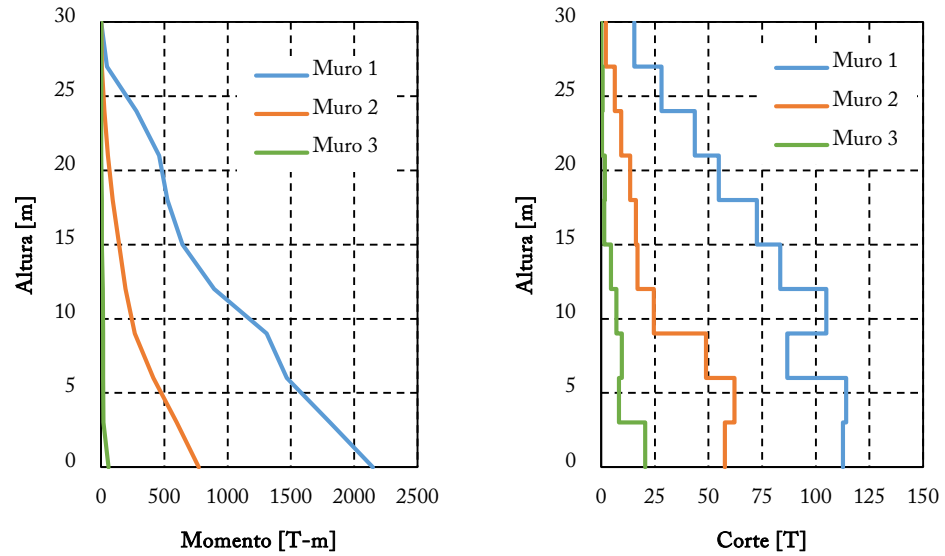


Figura 5.3-13 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

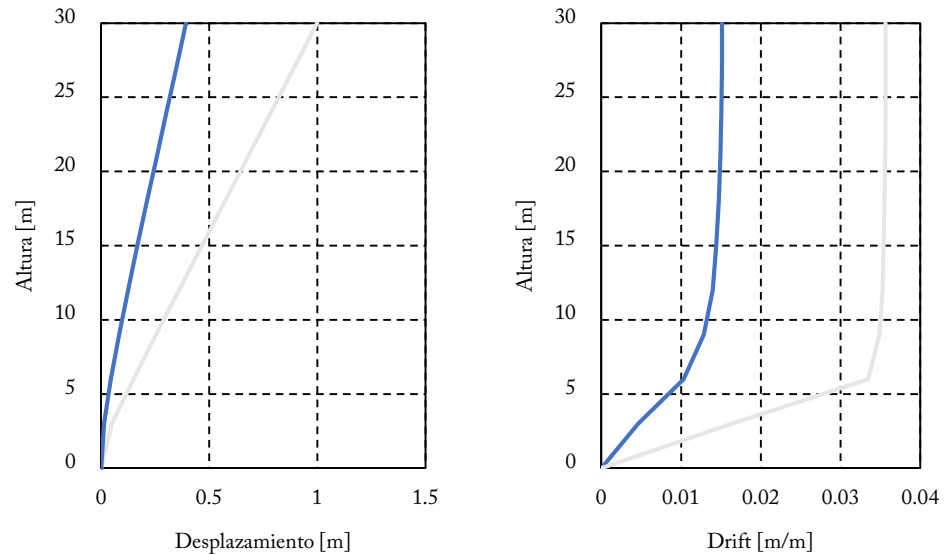


Figura 5.3-14 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos

El cuarto modelo realizado se caracteriza por tener rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos. A continuación, se presentan los resultados del análisis de carga monotónico.

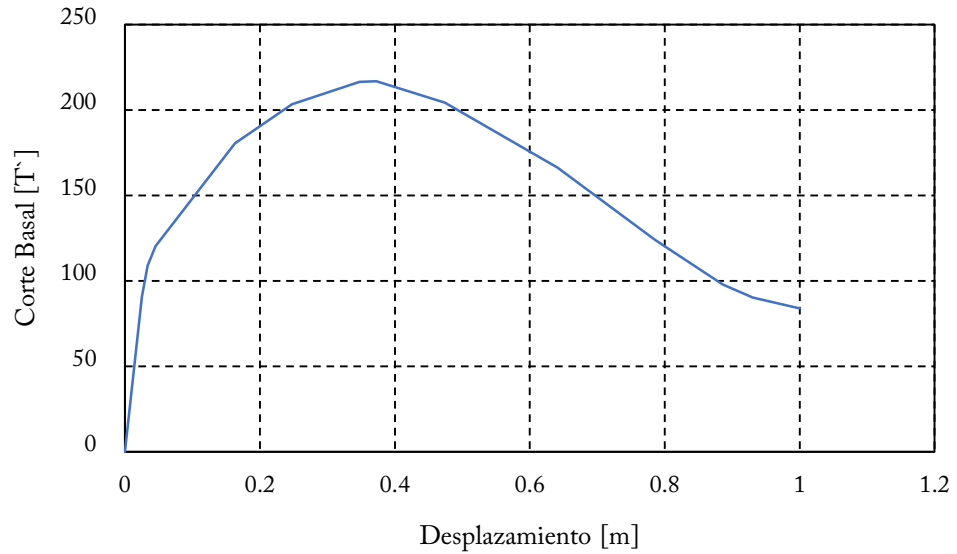


Figura 5.3-15 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.

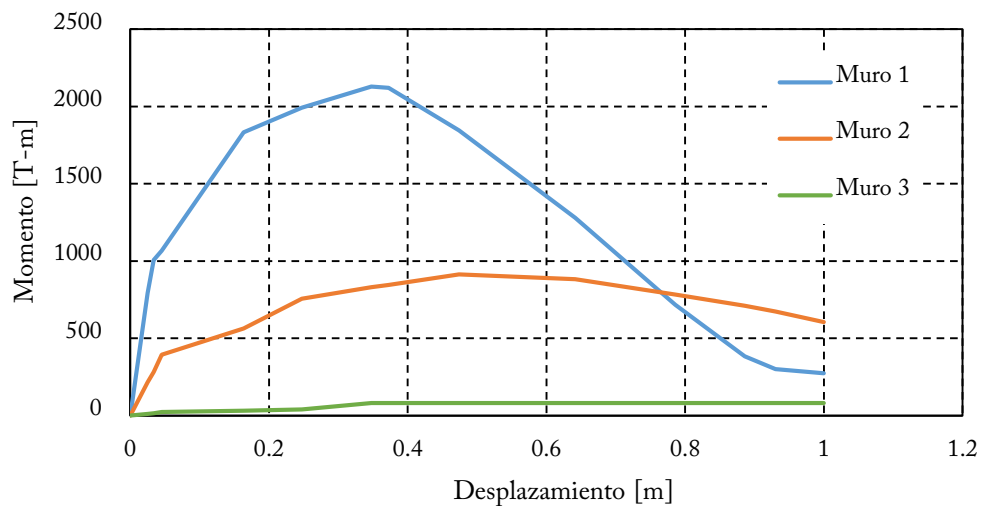


Figura 5.3-16 Diagramas Momento – Desplazamiento de los muros resultado del modelo bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.

Los puntos de primera fluencia del primer y segundo muro se ubican a 3[cm] y 4.5[cm] respectivamente. El sistema pierde su capacidad resistente a los 37[cm]. En este punto los diagramas de corte y momento para los muros son sus máximos y se muestran en la Figura 5.3-17.

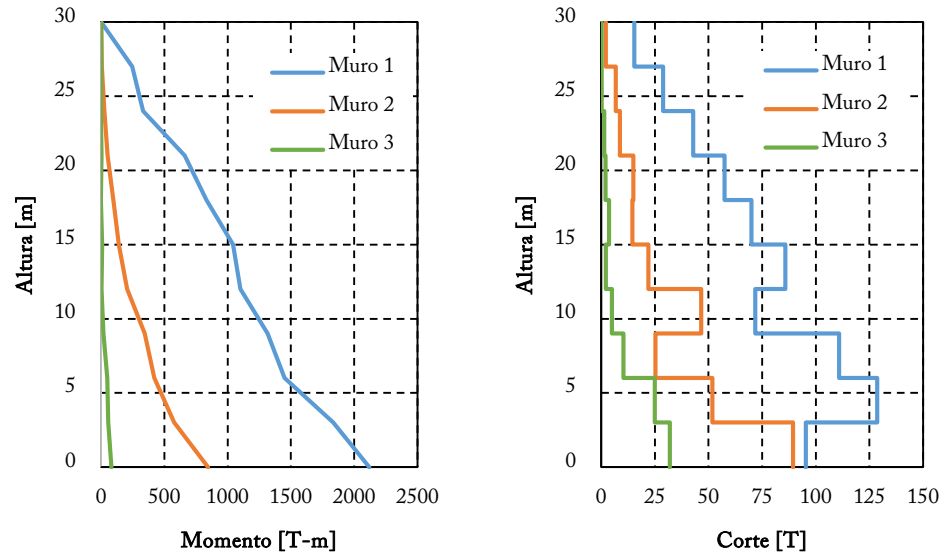


Figura 5.3-17 Resultados por muro en para el corte máximo y el momento máximo del modelo con rigidez al corte no lineal y rotulas permitidas en cualquier lugar en la altura.

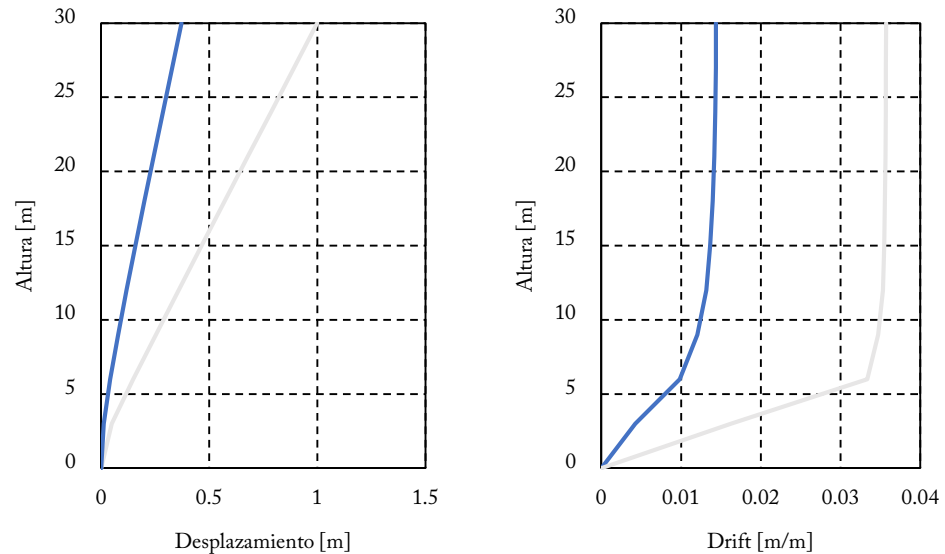


Figura 5.3-18 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo con rigidez al corte lineal y rotulas permitidas en los primeros tres pisos.

Con el mismo procedimiento y utilizando modelos a flexión no lineales en los tres primeros pisos se modificó el parámetro de control para el corte elástico hasta lograr un ajuste al modelo que considera la interacción entre la flexión y el corte, en el grafico 5.3-19 se resumen los resultados.

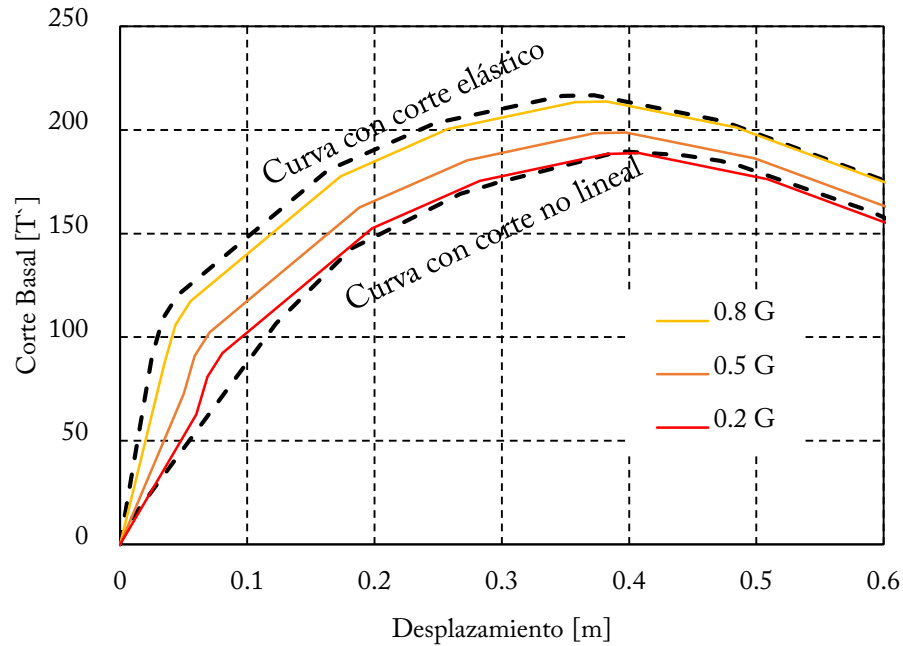


Figura 5.3-19 Diagrama Corte Basal – Desplazamiento bajo una suposición de carga monotónico creciente del modelo con rigidez al corte lineal y flexión no lineal en los primeros tres pisos para diferentes factores de G, comparados con los resultados a corte no lineal.

Es importante notar que, los desplazamientos si bien no varían sustancialmente entre modelos, no tienden a ser decisivos, en ser mayores o menores respecto de modelarse con la interacción de corte y flexión. En los modelos que incluyen rotulas en todos los pisos, el desplazamiento de techo varia de forma importante (10 cm) pero en los modelos en que solo se permite incursión no lineal en los primeros tres niveles varia relativamente nada (1 cm).

En cuanto a encontrar un factor que interprete la reducción o degradación por corte en modelos lineales, es notoria la similitud que tienen las curvas con 0.2G en OpenSees y Multicapa, al modelo elástico lineal, pero resulta también interesante los cambios bruscos más notorios en esta curva. Sin el cuidado sobre la redistribución de la carga no debería tomarse este valor como definitivo sin comparación con otros ensayos y modelos.

Ahora para el estudio sobre las fuerzas de diseño se agrega al eje de muros anterior una discontinuidad en el primer piso, como muestra la Figura 5.3-20, un trancamiento que moverá la rótula hacia arriba, con el fin de verificar las máximas fuerzas de corte que puede desarrollar el elemento no lineal y compararlas con un método puntal tensor.

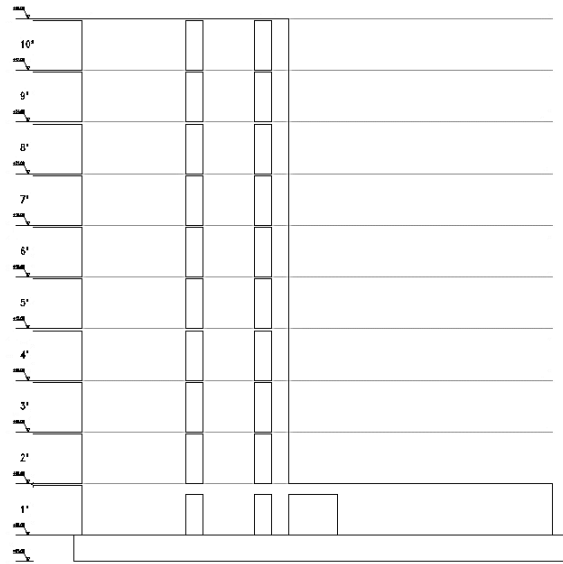


Figura 5.3-20 Elevación del eje de muros para un análisis con un trancamiento en el primer piso.

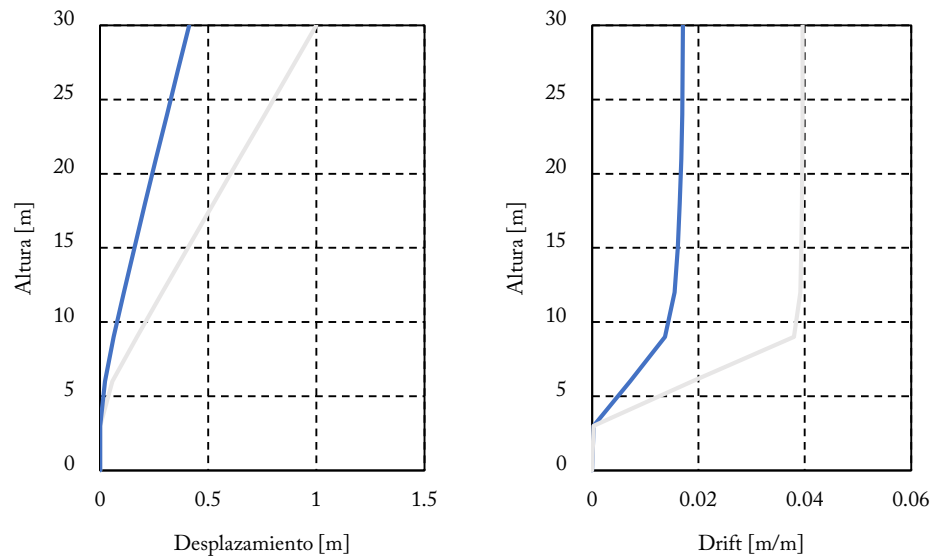


Figura 5.3-21 Resultados por piso para los desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos de entrepiso del modelo proveniente de la Figura 5.3-20.

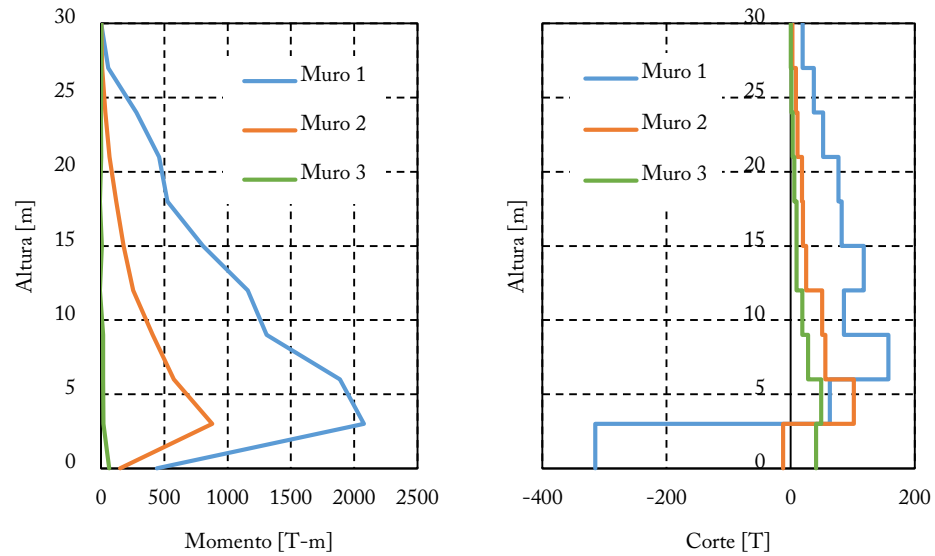


Figura 5.3-22 Resultados por muro en cada piso para el corte máximo y el momento asociado del modelo proveniente de la Figura 5.3-20.

Siguiendo el procedimiento del capítulo 1.4 aislamos los Muro 1 y 2 del primer nivel como muestra la Figura 5.3-23, y definimos sobre este el sistema de bielas y tensores de la Figura 5.3-24, y Figura 5.3-25.

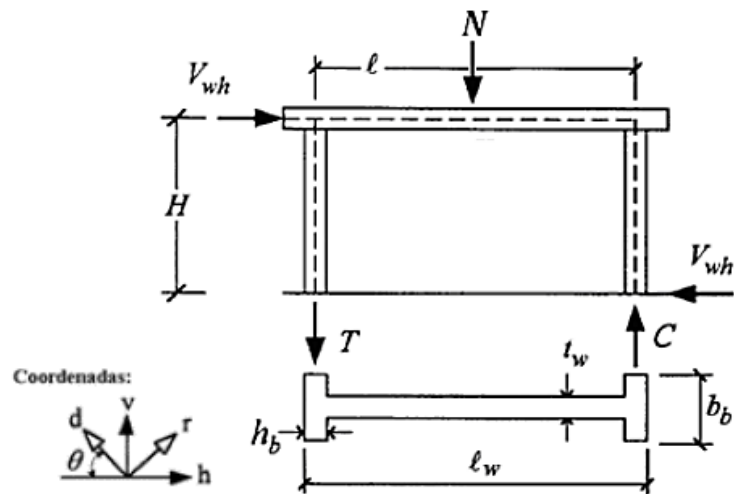


Figura 5.3-23 Diagrama de cuerpo libre para el primer piso.

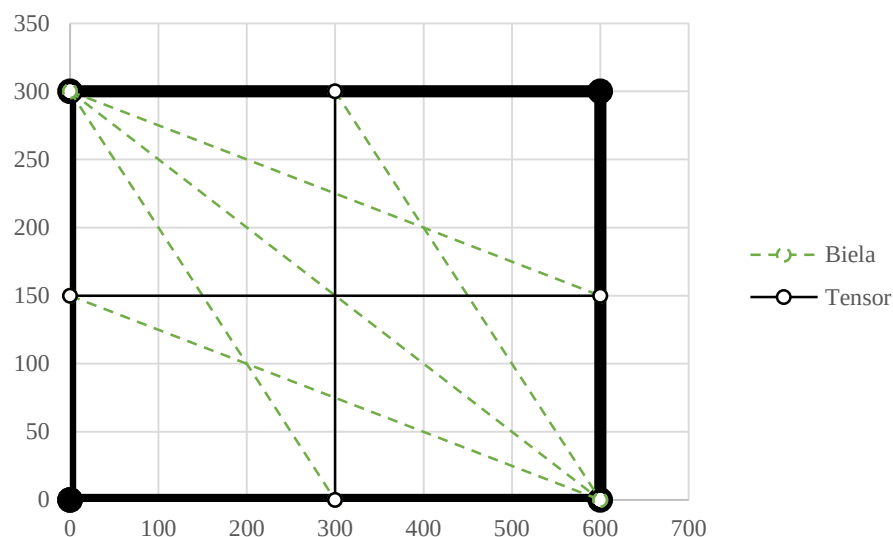


Figura 5.3-24 Diagrama de bielas y tensores para el Muro 1 en el piso 1.

En la tabla 5-4 se resumen los resultados obtenidos para los materiales de la Tabla 5-3 y las cuantías de la Figura 5.2-1, para el Muro 2.

Tabla 5-4 Resultados para el análisis por puntal tensor para el Muro 1.

Vc	Aproximación inicial a la resistencia al corte ACI 11-27	=	201795	kgf
θ	Angulo de inclinación de la diagonal de compresión	=	63.47	°
Fh	Horizontal de compresión	=	219956	kgf
Fv	Vertical de compresión	=	0.00	kgf
D	Diagonal de compresión	=	0.00	kgf
as	Ancho del puntal diagonal	=	137.78	cm
Astr	Área del puntal diagonal	=	4133.50	cm ²
d,max	Tensión media máxima del hormigón en la dirección theta	=	-214.18	kgf/cm ²
ζ	Coeficiente de reducción de la resistencia a la compresión	=	0.71	-
eo	Deformación unitaria del hormigón degradado	=	0.0021	-
ed	Deformación unitaria axial en la dirección d	=	-0.0015	-
eh	Deformación unitaria axial en la dirección horizontal	=	0.0193	-
ev	Deformación unitaria axial en la dirección vertical	=	0.0000	-
er	Deformación unitaria axial en la dirección r	=	0.0209	-
Vwh	Resistencia a corte del muro	=	299956.57	kgf
Vwa	Resistencia al corte del análisis no lineal	=	355109.40	kgf
E%	Error porcentual	=	15.7	%

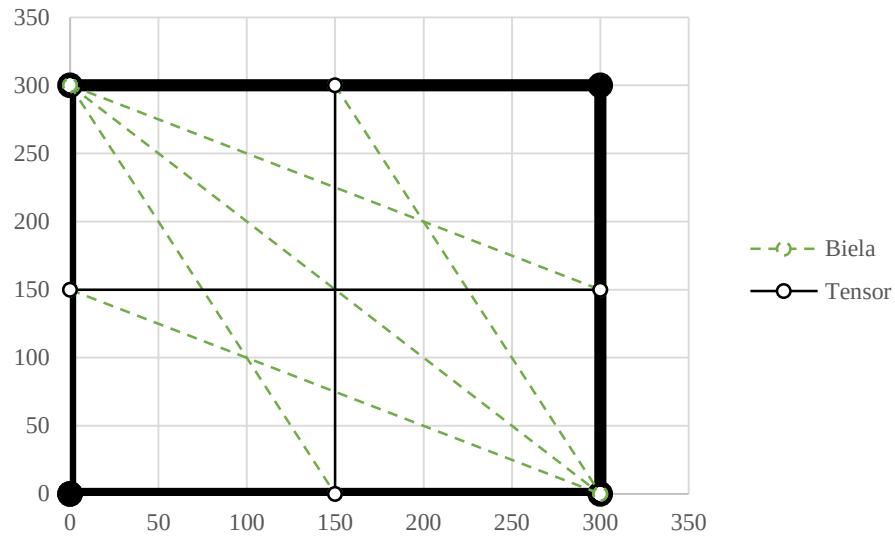


Figura 5.3-25 Diagrama de bielas y tensores para el Muro 2 en el piso 1.

En la tabla 5-5 se resumen los resultados obtenidos para los materiales de la Tabla 5-3 y las cuantías de la Figura 5.2-1, para el Muro 2.

Tabla 5-5 Resultados para el análisis por puntal tensor para el Muro 2.

Vc	Aproximación inicial a la resistencia al corte ACI 11-27	=	106684.65	kgf
θ	Angulo de inclinación de la diagonal de compresión	=	45.02	°
Fh	Horizontal de compresión	=	23790.68	kgf
Fv	Vertical de compresión	=	40579.16	kgf
D	Diagonal de compresión	=	-94077.94	kgf
as	Ancho del puntal diagonal	=	72.78	cm
Astr	Área del puntal diagonal	=	2183.50	cm ²
d,max	Tensión media máxima del hormigón en la dirección theta	=	-105.62	kgf/cm ²
ζ	Coeficiente de reducción de la resistencia a la compresión	=	0.35	-
eo	Deformación unitaria del hormigón degradado	=	0.0021	-
ed	Deformación unitaria axial en la dirección d	=	-0.0008	-
eh	Deformación unitaria axial en la dirección horizontal	=	0.0062	-
ev	Deformación unitaria axial en la dirección vertical	=	0.0106	-
er	Deformación unitaria axial en la dirección r	=	0.0176	-
Vwh	Resistencia a corte del muro	=	95162.71	kgf
Vwa	Resistencia al corte del análisis no lineal	=	113869.21	kgf
E%	Error porcentual	=	16.4	%

Los resultados muestran una resistencia al corte menor en los muros modelados con puntal tensor respecto a los muros modelados con multicapas. Ambos poseen la misma cuantía de refuerzo en el panel como en los bordes ($2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$). Resultados más cercanos se dan al aumentar la cuantía en el modelo puntal tensor a $3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$, obteniendo por ejemplo para el segundo muro $V_{wh} = 114645 \text{ kgf}$, con una diferencia del 0.6%, esto indicaría que respecto al diseño fuera más conservador, aunque no excesivo. En este caso comprueba la utilidad del método de puntal tensor, como un método de diseño efectivo para proveer la resistencia necesaria, y también refleja que el modelo multicapas es un modelo confiable.

CAPITULO 6.

Conclusiones

El modelo Multicapa de OpenSees es comparativamente mejor en cuanto al ajuste a las curvas experimentales escogidas respecto de los modelos EBM y SFIMVELEM. Entre los modelos los tiempos de cálculo no son un problema real de la elección para utilizarlos ya que son comparables y pueden hacerse más eficientes. Si es considerado, el modelo SFIMVLEM es el más adecuado.

Al modelar y para evitar sobrestimar la resistencia a corte y la rigidez del núcleo en los elementos multicapa debido al efecto de bloqueo de corte el valor escogido (valor que provee la literatura [50]) del factor de retención β del Capítulo 2.4.2 (Pag. 55) $\beta=0.08$ se ajusta bien a los resultados experimentales.

Por su parte se notó que el modelo de rótula concentrada no tiene capacidad de representar la degradación secuencial, y los cambios bruscos afectan los resultados en los elementos más esbeltos. Apilar varios elementos no resuelve completamente el problema.

Si bien el modelo multicapa demuestra que para estimar las fuerzas en la base no es necesario apilar gran cantidad de elementos, en el caso particular, la rótula se concentró en los dos primeros niveles y con tres fue suficiente para lograr buenos resultados, la diferencia que existe entre los desplazamientos de techo entre los modelos elásticos y los no lineales es considerable.

Se verificó que en modelos realizados con OpenSees el control del parámetro G puede ajustar la curva de comportamiento de corte elástico a la que considera la interacción entre la flexión y el corte con un factor 0.2, pero los cambios bruscos en la curva pueden interpretarse como falta de claridad en este resultado.

La resistencia final de un elemento a corte obtenida mediante un análisis puntal tensor resulta en valores muy comparables a los obtenidos mediante modelos Multicapa en OpenSees.

Referencias

- [1] A. C. Scordelis, «Shear strength of RC beams,» vol. 60, nº 51–74, 1963.
- [2] H. A. Franklin, Nonlinear analysis of reinforced concrete frames and panels, California: Berkeley, 1970.
- [3] O. Zienkiewicz, D. Owen, D. Phillips y G. Nayak, «Nayak y Zienkiewicz,» vol. Volume 20, 1972.
- [4] Gerstle y Cervenka, «Plasticity in Reinforced Concrete,» de *Plasticity in Reinforced Concrete*, J. Ross Publishing, 2007.
- [5] A. Mawenya y J. Davies, «Finite element bending analysis of multilayer plates.,» vol. 8, 1974.
- [6] D. Darwin, «Analysis of cyclic loading of plane RC Structures,» Computers & Structures, Vol. 7., Great Britain, 1977.
- [7] S. C. Panda y R. Natarajan, «Finite element analysis of laminated composite plates,» vol. 14, 1979.
- [8] J. M. d. O. Barbosa, J. Park y E. Kausel, «Perfectly matched layers in the thin layer method,» 2012.
- [9] T. Chang, H. Taniguchi y W. Chen, «Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete panels,» nº 113, 1987.
- [10] N. G. Rao, C. Channakeshava, K. S. Iyengar y B. Raghuprasad, «Elastic and inelastic analysis of reinforced concrete structures using the boundary element method,» vol. 5, 1988.
- [11] M. Crisfield y J. Wills, «Analysis Of R/C Panels Using Different Concrete Models,» vol. 115, nº 3, 1989.
- [12] B. Massicotte, A. E. Elwi y J. G. MacGregor, «Tension-Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members,» vol. 116, nº 11, 1990.
- [13] L. M. Massone, K. Orakcal y J. W. Wallace, «Modeling of Squat Structural Walls Controlled by Shear,» nº 106-S60, 2009.
- [14] F. 307, Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 1999.
- [15] O. Mohr, «Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch Eines Materiales,» *Leukart*, 1900.

- [16] T. Paulay y M. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- [17] M. J. N. Priestley, «Performance base seismic design,» 2000.
- [18] F. 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [19] H.-J. Lee y S.-J. Hwang, «Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model,» 2002.
- [20] I. Bali, «Prediction of behavior of RC squat walls,» vol. 18, n° 2, 2007.
- [21] K. Schäfer, J. Schlaich y M. Jennewein, «Strut-and-tie modelling of structural concrete,» n° 62, 1991.
- [22] CEIB, *CEB-FIP Model Code 90*, 1993.
- [23] T. Hsu, «Softened truss model theory for shear and torsion,» vol. 85, 1988.
- [24] Otani, «Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete building structures,» *Canadian J Civil Eng*, pp. 333-334, 1980.
- [25] M. Giberson, «The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation,» Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, CA., 1967.
- [26] «Open Sees Wiki,» Open Sees, 13 Marzo 2016. [En línea]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/SFI_MVLEM_-_Cyclic_Shear-Flexure_Interaction_Model_for_RC_Walls.
- [27] OpenSees, «FSAM - 2D RC Panel Constitutive Behavior,» [En línea]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/FSAM_-_2D_RC_Panel_Constitutive_Behavior.
- [28] R. Mindlin, «Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates,» *ASME Journal of Applied Mechanics*, pp. 31-38, 1951.
- [29] H. Kwak y F. Filippou, *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads*, California, 1990.
- [30] M. P. Collins y F. J. Vecchio, «Response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses,» Department of Civil Engineering, University of Toronto., 1982.
- [31] M. P. Collins y F. J. Vecchio, «The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear,» 1986.

- [32] F. J. Vecchio, «Disturbed stress field model for reinforced concrete: Validation,» vol. 127, 2001.
- [33] D. P. Vecchio, «Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Formulation.,» vol. 100, 2003.
- [34] L. Zhang y T. Hsu, «Nonlinear analysis of membrane elements by fixed-angle softened-truss model.,» vol. 95, 1997.
- [35] T. Hsu y M. Mansour, «Behavior of reinforced concrete elements under cyclic shear. II: Theoretical Model.,» vol. 131, 2005.
- [36] A. Belarbi y T. Hsu, «Constitutive laws of RC membrane elements,» 1996.
- [37] Popovics, «A numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete,» vol. 3, nº 4, 1973.
- [38] M. Collins, «Shear strength for high strength concrete,» Comite Euro-International du Beton, 1989.
- [39] M. Saatcioglu y S. Razvi, «Strength and Ductility of Confined Concrete,» vol. 118, nº 6.
- [40] M. Menegotto y P. E. Pinto, Method of analysis for cyclically loaded R.C., Roma: Istituto di Scienza e Tecnica delle Construzioni, 1973.
- [41] M. Hube, A. Marihu, J. d. l. Llera y B. Stojadinovic., «Seismic behavior of slender,» vol. 80, 2014.
- [42] C. Alarcon, M. Hube y J. d. l. Llera, «Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries.,» Eng Struct ., 2014.
- [43] H. Takahashi, S. Yoshida, K. Ichinose, T. Sanada, Y. Matsumoto, K. Fukuyama y H. Suwada, «Flexural drift capacity of reinforced concrete wall with limited confinement,» vol. 110, nº 1, 2013.
- [44] J. Polanco y L. Massone., «Estudio experimental de elementos de borde de muro.,» Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile., 2013.
- [45] «Steel01,» 2016. [En línea]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel01_Material.
- [46] CSI, Reference Analysis, 2015.
- [47] X.-Z. LU, «A multi-layer shell element for shear walls based on OpenSees,» 2015. [En línea]. Available: http://www.luxinzheng.net/download/OpenSEES/En_THUShell_OpenSEES.htm.

- [48] C. Alarcon, M. Hube y J. d. l. Llera., «Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries.,» vol. 73, 2014.
- [49] C. Magna y S. Kunnath, Simulation of Nonlinear Seismic Response of Reinforced, Lisboa: 15WCEE, 2012.
- [50] J. Rots, J. Nauta, P. Kuster y G. Blaauwendraad, «Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete,» Vols. %1 de %2HERON, 30 (1), 1985, 1985.
- [51] CSI, «Material nonlinearity,» ETABS, 03 Abril 2014. [En línea]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Material+nonlinearity>.
- [52] CSI, «Fast Nonlinear Analysis (FNA),» ETABS, 06 Junio 2016. [En línea]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=9536464>.
- [53] G. I. Taylor, «Plastic Strains in Metals. Journal of the Institute of Metals,» *Leukart*, vol. 62, 1938.
- [54] P. G. Ciarlet, The Finite Element Method for Elliptic Problems, Amsterdam, 1978.
- [55] M. Priestley, Displacement Based Seismic Design of Structures, Pavia: Eucentre, 2007.
- [56] S. Ghosh, «Required shear strength of earthquake-resistant reinforced concrete shear walls,» 1992.
- [57] E. Keintzel, «Advances in the design of shear for RC structural walls under seismic loading,» 1992.
- [58] Cheung y Zienkiewicz, The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, 1967.
- [59] P. Ciarlet y J. Lions, Handbook of Numerical Analysis, Amsterdam, 1991.
- [60] M. Eberhard y M. Sozen, «Behavior-based method to determine design shear in earthquake-resistant walls,» 1993.
- [61] R. Blakeley, R. Cooney y L. Megget, «Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures.,» 1975.
- [62] R. K. Dowell, F. Seible y E. L. Wilson., «Pivot hysteresis model for reinforced,» vol. 95, 1998.
- [63] A. Rutenberg y E. Nsieri, «The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2006.

- [64] G. Seneviratna y H. Krawinkler, «Strength and displacement demands for seismic design of structural walls,» Chicago, 1994.
- [65] T. Takeda, M. A. Sozen y N. N. Nielsen, «Reinforced concrete response to simulated earthquakes,» vol. 92, nº 12, 1970.

Anexo A – Código OpenSees SFI MVLEM

```
# -----  
# -----  
# Model : Shear Wall - Nonlinear Analysis  
# Author: Francisco Daniel Díaz Lebel  
# Date: 15-07-2017  
# Description: Thesis project  
# -----  
# -----  
wipe  
# Set Up Directories  
set modelName "3007"; # Model Name  
set dataDir SFI_MVLEM_${modelName}; # Name of output folder  
file mkdir $dataDir;  
# -----  
# -----  
# Define SI system of units  
# -----  
# -----  
set m [expr 1.0]; # define basic length unit  
set kN [expr 1.0]; # define basic force unit  
set sec [expr 1.0]; # define basic time unit  
set MPa [expr 1000*$kN/pow($m,2)]; # define basic stress unit  
set PI [expr 2*asin(1.0)]; # define constants  
set g [expr 9.806*$m/pow($sec,2)]; # gravitational acceleration  
set Ubig 1.e10; # a really large number  
set Usmall [expr 1/$Ubig]; # a really small number  
# -----  
# -----  
# Define length conversions  
# -----  
# -----  
set cm [expr $m/100]; # centimeter  
set mm [expr $m/1000]; # millimeter  
# -----  
# -----  
# Define force conversions  
# -----  
# -----  
set N [expr $kN/1000]; # Newton  
set kgf [expr $N/$g]; # kilogram-force  
set Tf [expr $kgf/1000]; # Ton-force  
set kgf/cm2 [expr $kgf/pow($cm,2)]; # Suitable stress unit  
  
# -----  
# -----  
# -----  
# Set geometry, nodes, boundary conditions  
# -----  
# -----
```

```

# Create ModelBuilder for 2D element (with two-dimensions and 2
DOF/node)
# -----
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
# -----

# Wall Geometry
# -----

set H 30; # Wall height
set t 0.3; # Wall thickness P1-P3
set t2 0.2; # Wall thickness P4-P10
# -----

# Create nodes node nodeId xCrd yCrd
# -----

#Wall 1
node 1 0 0; #Base
node 2 0 3;
node 3 0 6;
node 4 0 9;
node 5 0 12;
node 6 0 15;
node 7 0 18;
node 8 0 21;
node 9 0 24;
node 10 0 27;
node 11 0 30; #Top
#Wall 2
node 12 5.5 0; #Base
node 13 5.5 3;
node 14 5.5 6;
node 15 5.5 9;
node 16 5.5 12;
node 17 5.5 15;
node 18 5.5 18;
node 19 5.5 21;
node 20 5.5 24;
node 21 5.5 27;
node 22 5.5 30; #Top
#Wall 3
node 23 8.5 0; #Base
node 24 8.5 3;
node 25 8.5 6;
node 26 8.5 9;
node 27 8.5 12;
node 28 8.5 15;
node 29 8.5 18;
node 30 8.5 21;
node 31 8.5 24;
node 32 8.5 27;
node 33 8.5 30; #Top
# -----

```

```

# Constraints
# -----
equalDOF 22 11 1 2 3;
equalDOF 22 33 1 2 3;
equalDOF 21 10 1 2 3;
equalDOF 21 32 1 2 3;
equalDOF 20 9 1 2 3;
equalDOF 20 31 1 2 3;
equalDOF 19 8 1 2 3;
equalDOF 19 30 1 2 3;
equalDOF 18 7 1 2 3;
equalDOF 18 29 1 2 3;
equalDOF 17 6 1 2 3;
equalDOF 17 28 1 2 3;
equalDOF 16 5 1 2 3;
equalDOF 16 27 1 2 3;
equalDOF 15 4 1 2 3;
equalDOF 15 26 1 2 3;
equalDOF 14 3 1 2 3;
equalDOF 14 25 1 2 3;
equalDOF 13 2 1 2 3;
equalDOF 13 24 1 2 3;
# -----

# Restraints
# -----
fix 1 1 1 1;# Fixed condition at node 1
fix 12 1 1 1;# Fixed condition at node 12
fix 23 1 1 1;# Fixed condition at node 23
# -----

# -----

# Define uniaxial materials for 2D RC Panel Constitutive Model (FSAM)
# -----

# STEEL
# -----

# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $EO $bp $bn $RO
$a1 $a2
# steel X
set fyX [expr 420*$MPa];# fy
set bx 0.01; # strain hardening
# steel Y web
set fyYw [expr 420*$MPa]; # fy
set byw 0.01; # strain hardening
# steel Y boundary
set fyYb [expr 420*$MPa]; # fy
set byb 0.002; # strain hardening
# steel misc
set Esy [expr 29000.0*$MPa] ; # Young's modulus
set Esx $Esy; # Young's modulus
set RO 20.0; # initial value of curvature parameter

```

```

set A1 0.925;# curvature degradation parameter
set A2 0.15;# curvature degradation parameter
# Build steel materials
uniaxialMaterial SteelMPF 1 $fyX $fyX $Esx $bx $bx $RO $A1 $A2; #
steel X
uniaxialMaterial SteelMPF 2 $fyYw $fyYw $Esy $byw $byw $RO $A1
$A2; # steel Y web
uniaxialMaterial SteelMPF 3 $fyYb $fyYb $Esy $byb $byb $RO $A1 $A2;
# steel Y boundary
# -----
# CONCRETE
# -----
# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn
$ft $et $rt $xcrp <-GapClose $gap>
# unconfined
set fpc [expr 25*$MPa]; # peak compressive stress
set ec0 -0.002371;# strain at peak compressive stress
set ft [expr 0.34*$MPa]; # peak tensile stress
set et 0.00008;# strain at peak tensile stress
set Ec [expr 4700*sqrt($fpc)*$MPa]; # Young's modulus
set xcrc 1.022;# cracking strain - compression
set xcrp 10000;# cracking strain - tension
set ru 15;# shape parameter - compression
set rt 1.2;# shape parameter - tension

# confined
set fpcc [expr 28.5*$MPa]; # peak compressive stress
set ec0c -0.003873; # strain at peak compressive stress
set Ecc [expr 4700*sqrt($fpcc)*$MPa]; ; # Young's modulus
set xcrc 1.023;# cracking strain - compression
set rc 12.072964;# shape parameter - compression
# Build concrete materials
uniaxialMaterial ConcreteCM 4 -$fpcc $ec0 $Ec $ru $xcrc $ft $et
$rt $xcrp -GapClose 0; # unconfined concrete
uniaxialMaterial ConcreteCM 5 -$fpcc $ec0c $Ecc $rc $xcrc $ft $et
$rt $xcrp -GapClose 0; # confined concrete
# -----
# -----
# Define 2D RC Panel Material (FSAM)
# Reinforcing ratios
set rouXw 0.0004; # X web
set rouXb 0.0004; # X boundary
set rouYw 0.0004; # Y web
set rouYb 0.0025; # Y boundary
set rouYs 0.0013;# Y SlenderWall

# Shear resisting mechanism parameters
set nu 0.2; # friction coefficient
set alfadow 0.012; # dowel action stiffness parameter

# nDMaterial FSAM $mattag $rho $sX $sY $conc $rouX $rouY $nu
$alfadow

```

```

nDMaterial FSAM          6      0.0    1      2      4 $rouXw $rouYw
$nu $alfadow; # Web (unconfined concrete)
nDMaterial FSAM          7      0.0    1      3      5 $rouXb $rouYb
$nu $alfadow; # Boundary (confined concrete only)
nDMaterial FSAM          8      0.0    1      3      5 $rouXb $rouYs
$nu $alfadow; # SlendeWall (confined concrete only)
# -----
# -----
# -----
# Define SFI_MVLEM element
# -----
# -----
#Wall 1
# -----
# -----
# element SFI_MVLEM eleTag iNode jNode m c -thick fiberThick -width
fiberWidth -mat matTags
element SFI_MVLEM 1 1 2 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 2 2 3 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 3 3 4 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 4 4 5 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 5 5 6 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 6 6 7 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 7 7 8 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 8 8 9 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 9 9 10 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 10 10 11 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.8
1.46 1.46 1.46 0.8 -mat 7 6 6 6 7
# -----
# -----
#Wall 2
# -----
# -----
# element SFI_MVLEM eleTag iNode jNode m c -thick fiberThick -width
fiberWidth -mat matTags
element SFI_MVLEM 11 12 13 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 12 13 14 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 13 14 15 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 14 15 16 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 15 16 17 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7

```

```

element SFI_MVLEM 16 17 18 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 17 18 19 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 18 19 20 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 19 20 21 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
element SFI_MVLEM 20 21 22 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.5
0.66 0.66 0.66 0.5 -mat 7 6 6 6 7
# -----
# -----
#Wall 3
# -----
# -----
# element SFI_MVLEM eleTag iNode jNode m c -thick fiberThick -width
fiberWidth -mat matTags
element SFI_MVLEM 21 23 24 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 22 24 25 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 23 25 26 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 24 26 27 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 25 27 28 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 26 28 29 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 27 29 30 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 28 30 31 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 29 31 32 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
element SFI_MVLEM 30 32 33 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2
0.2 0.2 0.2 0.2 -mat 8 8 8 8 8
# -----
# -----
# -----
# End of model generation
# -----
# -----
# -----
# Start of model analysis
# -----
# -----
initialize
# -----
# -----
# Set Control Node DOF and Parameters
# -----
# -----
set IDctrlNode 22;

```

```

set IDctrlDOF 1;
set iDmax "0.001 0.0025 0.005 0.0075 0.01 0.015 0.02 0.03";
set Dincr 0.015;# displacement increment for displacement controlled
analysis.
set CycleType Full;# type of cyclic analysis: Full / Push / Half
set Ncycles 2;# specify the number of cycles at each peak
set Tol 1.0e-5;
# -----
# -----
# Eigenvalue Analysis
# -----
# set pi [expr 2.0*asin(1.0)];# Definition of pi
# set nEigenI 1;# mode i = 1
#set nEigenJ 2;# mode j = 2
#set lambdaN [eigen [expr $nEigenJ]];# eigenvalue analysis for nEigenJ
modes
#set lambdaI [lindex $lambdaN [expr 0]];# eigenvalue mode i = 1
#set lambdaJ [lindex $lambdaN [expr $nEigenJ-1]];# eigenvalue mode j
= 2
#set w1 [expr pow($lambdaI,0.5)];# w1 (1st mode circular frequency)
#set w2 [expr pow($lambdaJ,0.5)];# w2 (2nd mode circular frequency)
#set T1 [expr 2.0*$pi/$w1];# 1st mode period of the structure
#set T2 [expr 2.0*$pi/$w2];# 2nd mode period of the structure
#puts "T1 = $T1 s";# display the first mode period in the command
window
#puts "T2 = $T2 s";# display the second mode period in the command
window
# -----
# -----
# Gravity load analysis
# -----
set Weight [expr 95.85*$Tf]; # kN
pattern Plain 1 "Linear" {
# load nodeID xForce yForce
load $IDctrlNode 0.0 [expr -$Weight] 0.0;
}
# -----
# Analysis generation
# -----
# Create the integration scheme, the LoadControl scheme using steps of
0.1
integrator LoadControl 0.1
# Create the system of equation, a sparse solver with partial pivoting
system BandGeneral
# Create the convergence test, the norm of the residual with a tolerance
of
# 1e-5 and a max number of iterations of 100
test NormDisplncr $Tol 100 0

```

```

# Create the DOF numberer, the reverse Cuthill–McKee algorithm
numberer RCM
# Create the constraint handler, the transformation method
constraints Transformation
# Create the solution algorithm, a Newton–Raphson algorithm
algorithm Newton
# Create the analysis object
analysis Static
# Run analysis
analyze 10
puts "Gravity loads loaded, model built"
set analysisType "pushover"; # 1 = pushover 2 = dispcontrol
# -----
# Static Pushover Analysis
# -----
if {$analysisType == "pushover"} {
# -----
# Nodal recorders
# -----
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_SPADtop.out -time -node $IDctrlNode
-dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_SPADOFs.out -time -node 1 2 3 4
5 6 7 8 9 10 11 -dof 1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_SPARactions.out -time -node 1 12
23 -dof 1 reaction;
# -----
source DisplayModel2D.tcl;# procedure for displaying a 2D perspective of
model
source DisplayPlane.tcl;# procedure for displaying a plane in a model
puts "Running Static Pushover..."
# displacement parameters
set Dmax [expr 0.1*$H];# maximum displacement of pushover: 10% roof
drift
set Dincr [expr 0.01];# displacement increment
set TotF [expr $Weight/10.0];# Shear force = 10% weight
# calculate the lateral loads and create load pattern: distribute
proportional to floor weight and height
pattern Plain 102 Linear {
load 2 [expr 0.09585*$Tf] 0.0 0.0;
load 3 [expr 0.28755*$Tf] 0.0 0.0;
load 4 [expr 0.47925*$Tf] 0.0 0.0;
load 5 [expr 0.67095*$Tf] 0.0 0.0;
load 6 [expr 0.86265*$Tf] 0.0 0.0;
load 7 [expr 1.05435*$Tf] 0.0 0.0;
load 8 [expr 1.24605*$Tf] 0.0 0.0;
load 9 [expr 1.43775*$Tf] 0.0 0.0;
load 10 [expr 1.62945*$Tf] 0.0 0.0;
load 11 [expr 1.82115*$Tf] 0.0 0.0;
}

# display deformed shape:

```

```

set ViewScale 5;
DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale ;# display deformed shape, the
scaling factor needs to be adjusted for each model

# analysis commands
constraints Plain;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test NormUnbalance 1.0e-6 400; #tolerance, max iterations
algorithm Newton;
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr;
analysis Static;
set Nsteps [expr int($Dmax/$Dincr)];# number of pushover analysis steps
set ok [analyze $Nsteps]; # this will return zero if no
convergence problems were encountered
puts "Pushover complete"
}

wipe all;

# -----
# Displacement Controlled Analysis
# -----
if {$analysisType == "displacement"} {
# -----

# Nodal recorders
# -----

recorder Node -file $dataDir/MVLEM_DCADtop.out -time -node $IDctrlNode
-dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_DCADOFs.out -time -node 1 2 3 4
5 6 7 8 9 10 11 -dof 1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_DCAREactions.out -time -node 1 12
23 -dof 1 reaction;
# -----

puts "Model generated and gravity load applied successfully";
puts "Running Cyclic Static Pushover..."
loadConst -time 0.0
set Fact $H;
set Plateral 1.0;# Reference lateral load
pattern Plain 101 "Linear" {
load $IDctrlNode $Plateral 0.0 0.0
}

set load_step 0.1;

# -----
# CONSTRAINTS
variable constraintsTypeStatic Plain;
if { [info exists RigidDiaphragm] == 1 } {

```

```

if {$RigidDiaphragm=="ON"} {
variable constraintsTypeStatic Lagrange;
};
};
# -----
-----

set numbererTypeStatic RCM
numberer $numbererTypeStatic
set systemTypeStatic BandGeneral;
system $systemTypeStatic
variable TolStatic 1.e-5;
variable maxNumIterStatic 100;
variable printFlagStatic 0;
variable testTypeStatic NormDisplncr;
test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic $printFlagStatic;
variable maxNumIterConvergeStatic 2000;
variable printFlagConvergeStatic 1;
variable algorithmTypeStatic Newton
algorithm $algorithmTypeStatic;
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr
set analysisTypeStatic Static
analysis $analysisTypeStatic
# -----
-----

# PEAKS generate incremental disps for Dmax
proc GeneratePeaks {Dmax {DincrStatic 0.01} {CycleType "Full"} {Fact 1} }
{;

file mkdir data
set outFileID [open data/tmpDsteps.tcl w]
set Disp 0.
puts $outFileID "set iDstep { ";puts $outFileID $Disp;puts $outFileID $Disp;
set Dmax [expr $Dmax*$Fact];

if {$Dmax<0} {;
set dx [expr -$DincrStatic]
} else {
set dx $DincrStatic;
}

set NstepsPeak [expr int(abs($Dmax)/$DincrStatic)]
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp + $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
if {$CycleType != "Push"} {
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp - $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
if {$CycleType != "Half"} {
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp - $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
}
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;

```

```

set Disp [expr $Disp + $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
}
}
puts $outFileID " }";
close $outFileID
source data/tmpDsteps.tcl;
return $iDstep
}

set fmt1 "%s Cyclic analysis: CtrlNode %.3i, dof %.1i, Disp=%.4f %s";#
format for screen/file output of DONE/PROBLEM analysis
foreach Dmax $iDmax {
set iDstep [GeneratePeaks $Dmax $Dincr $CycleType $Fact];# this proc is
defined above

for {set i 1} {$i <= $Ncycles} {incr i 1} {
set zeroD 0
set D0 0.0
foreach Dstep $iDstep {
set D1 $Dstep
set Dincr [expr $D1 - $D0]
integrator DisplacementControl $iDctrlNode $iDctrlDOF $Dincr
analysis Static
# -----
first analyze command-----
set ok [analyze 1]
# -----if
convergence failure-----
if {$ok != 0} {
if {$ok != 0} {
puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
test NormDisplncr $Tol 2000 0
algorithm Newton -initial
set ok [analyze 1]
test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic 0
algorithm $algorithmTypeStatic 500 1
}
if {$ok != 0} {
puts "Trying Broyden .."
algorithm Broyden 500
set ok [analyze 1 ]
algorithm $algorithmTypeStatic
}
if {$ok != 0} {
set putout [format $fmt1 "PROBLEM" $iDctrlNode $iDctrlDOF [nodeDisp
$iDctrlNode $iDctrlDOF] $LunitTXT]
puts $putout
return -1
}; # end if
}; # end if
# -----
-----
set D0 $D1;# move to next step

```

```

# print load step on the screen
puts "Load Step: [expr $load_step]"
set load_step [expr $load_step+1]

}; # end Dstep

};# end i

};# end of iDmaxCycl
# -----
-----
if {$ok != 0} {
puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF]]
} else {
puts [format $fmt1 "DONE" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF]]
}
# Print the state at control node
print node $IDctrlNode
}

wipe all;
# -----
-----

```

Anexo B – Código OpenSees Multicapas

Builder.tcl

```
# -----  
# -----  
# Model : Shear Wall - Nonlinear Analysis  
# Author: Francisco Daniel Diaz Lebel  
# -----  
# -----  
  
wipe all  
# Set Up Directories  
set modelName "Layered system"; # Model Name  
set dataDir LAYERED_${modelName}; # Name of output folder  
file mkdir $dataDir;  
set systemTime [clock seconds]  
array set analysisType [list p 1 d 0 t 0]; # {Pushover DisplacementControl  
TimeHistory}  
proc pause {{message "Hit Enter to continue"}} {  
    puts -nonewline $message  
    flush stdout  
    gets stdin  
}  
# -----  
# -----  
# Start of model generation (Units: kN, m, sec, MPa)  
source Units.tcl;  
# -----  
# -----  
# Start timing of this analysis sequence  
set tStart [clock clicks -milliseconds]  
# -----  
# -----  
# Define : Basic model geometry and elements  
#  
=====
```

```
# Create ModelBuilder  
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6  
# Define geometry  
set H 30; # Wall height  
set t 0.3; # Wall thickness  
source Nodes.tcl  
source Constraints.tcl  
source Restraints.tcl  
source Materials.tcl  
source Sections.tcl  
source Elements.tcl  
#  
=====
```

```
# Define : Analysis  
#  
=====
```

```
initialize
```

```

# -----
# Gravity Loads
# -----

puts "Running gravity loads"
set wall1 [expr -3.225*$Tf]; # kN
set wall2 [expr -1.935*$Tf]; # kN
set wall3 [expr -0.645*$Tf]; # kN
pattern Plain 1 "Linear" {
# Node loads-----

# Load nodeTag LoadValues
load 130 0 0 $wall1 0 0 0;
load 154 0 0 $wall1 0 0 0;
load 259 0 0 $wall1 0 0 0;
load 283 0 0 $wall1 0 0 0;
load 388 0 0 $wall1 0 0 0;
load 412 0 0 $wall1 0 0 0;
load 517 0 0 $wall1 0 0 0;
load 541 0 0 $wall1 0 0 0;
load 646 0 0 $wall1 0 0 0;
load 670 0 0 $wall1 0 0 0;
load 775 0 0 $wall1 0 0 0;
load 799 0 0 $wall1 0 0 0;
load 904 0 0 $wall1 0 0 0;
load 928 0 0 $wall1 0 0 0;
load 1033 0 0 $wall1 0 0 0;
load 1057 0 0 $wall1 0 0 0;
load 1162 0 0 $wall1 0 0 0;
load 1186 0 0 $wall1 0 0 0;
load 1291 0 0 $wall1 0 0 0;
load 1315 0 0 $wall1 0 0 0;

load 155 0 0 $wall2 0 0 0;
load 167 0 0 $wall2 0 0 0;
load 284 0 0 $wall2 0 0 0;
load 296 0 0 $wall2 0 0 0;
load 413 0 0 $wall2 0 0 0;
load 425 0 0 $wall2 0 0 0;
load 542 0 0 $wall2 0 0 0;
load 554 0 0 $wall2 0 0 0;
load 671 0 0 $wall2 0 0 0;
load 683 0 0 $wall2 0 0 0;
load 800 0 0 $wall2 0 0 0;
load 812 0 0 $wall2 0 0 0;
load 929 0 0 $wall2 0 0 0;
load 941 0 0 $wall2 0 0 0;
load 1058 0 0 $wall2 0 0 0;
load 1070 0 0 $wall2 0 0 0;
load 1187 0 0 $wall2 0 0 0;
load 1199 0 0 $wall2 0 0 0;
load 1316 0 0 $wall2 0 0 0;
load 1328 0 0 $wall2 0 0 0;

load 168 0 0 $wall3 0 0 0;

```

```

load 172 0 0 $wall3 0 0 0;
load 297 0 0 $wall3 0 0 0;
load 301 0 0 $wall3 0 0 0;
load 426 0 0 $wall3 0 0 0;
load 430 0 0 $wall3 0 0 0;
load 555 0 0 $wall3 0 0 0;
load 559 0 0 $wall3 0 0 0;
load 684 0 0 $wall3 0 0 0;
load 688 0 0 $wall3 0 0 0;
load 813 0 0 $wall3 0 0 0;
load 817 0 0 $wall3 0 0 0;
load 942 0 0 $wall3 0 0 0;
load 946 0 0 $wall3 0 0 0;
load 1071 0 0 $wall3 0 0 0;
load 1075 0 0 $wall3 0 0 0;
load 1200 0 0 $wall3 0 0 0;
load 1204 0 0 $wall3 0 0 0;
load 1329 0 0 $wall3 0 0 0;
load 1333 0 0 $wall3 0 0 0;
#Singe point constraints -----
-----
# SP      nodeTag      dofTag      DispValue

#Element loads -----
-----
# eleLoad      eleTags      beamUniform      Wy      <Wx>
# eleLoad      eleTags      beamPoint      Py      xL      <Px>
}

integrator LoadControl 0.1
system BandGeneral
test NormUnbalance 1.0e-6 10 0
numberer RCM
constraints Transformation
algorithm Newton
analysis Static
analyze 10
# -----
-----
# Static Pushover Analysis
# -----
-----
if {$analysisType(p) == 1} {
loadConst -time 0.0
set MNode 1291;
set MDOF 1;
set dUM [expr 0.01*$H];
set dU [expr 0.1*$dUM];

pattern Plain 2 "Linear" {
load 1291 1 0 0 0.0 0.0 0.0;
}
recorder Node -file $dataDir/SPADtop.out -time -node $MNode -dof 1
disp;
recorder Node -file $dataDir/SPARactions.out -time -node 1 43 -dof 1
2 3 reaction;

```

```

integrator DisplacementControl $MNode $MDOF $dU 1 $dU $dU
system BandGeneral
test NormUnbalance 1.0e-6 10 0
numberer RCM
constraints Transformation
algorithm Newton
analysis Static

set ok 0
set currentDisp 0.0
while {$ok == 0 && $currentDisp < $dUM} {
set ok [analyze 1]
if {$ok != 0} {
test NormUnbalance 1.0e-6 10000 0
algorithm ModifiedNewton -initial
set ok [analyze 1]
test NormUnbalance 1.0e-6 10 0
algorithm Newton
}
set currentDisp [nodeDisp $MNode $MDOF]
}
}

# -----
# -----
# Displacement Controlled Analysis
# -----
# -----

if {$analysisType(d) == 1} {
# -----
# -----

# Nodal recorders
# -----
# -----

recorder Node -file $dataDir/MVLEM_DCADtop.out -time -node $IDctrlNode
-dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_DCADOFS.out -time -node 1 2 3 4
5 6 7 8 9 10 11 -dof 1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/MVLEM_DCAREactions.out -time -node 1 12
23 -dof 1 reaction;
# -----
# -----

puts "Model generated and gravity load applied successfully";
puts "Running Cyclic Static Pushover..."
loadConst -time 0.0
set Fact $H;
set Plateral 1.0;# Reference lateral load
pattern Plain 101 "Linear" {
load $IDctrlNode $Plateral 0.0 0.0
}
}

set load_step 0.1;

# -----
# -----

```

```

# CONSTRAINTS
variable constraintsTypeStatic Plain;
if { [info exists RigidDiaphragm] == 1 } {
if {$RigidDiaphragm=="ON"} {
variable constraintsTypeStatic Lagrange;
};
};
# -----

set numbererTypeStatic RCM
numberer $numbererTypeStatic
set systemTypeStatic BandGeneral;
system $systemTypeStatic
variable TolStatic 1.e-5;
variable maxNumIterStatic 100;
variable printFlagStatic 0;
variable testTypeStatic NormDisplncr;
test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic $printFlagStatic;
variable maxNumIterConvergeStatic 2000;
variable printFlagConvergeStatic 1;
variable algorithmTypeStatic Newton
algorithm $algorithmTypeStatic;
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr
set analysisTypeStatic Static
analysis $analysisTypeStatic
# -----

# PEAKS generate incremental disps for Dmax
proc GeneratePeaks {Dmax {DincrStatic 0.01} {CycleType "Full"} {Fact 1} }
{;

file mkdir data
set outFileID [open data/tmpDsteps.tcl w]
set Disp 0.
puts $outFileID "set iDstep { ";puts $outFileID $Disp;puts $outFileID $Disp;
set Dmax [expr $Dmax*$Fact];

if {$Dmax<0} {;
set dx [expr -$DincrStatic]
} else {
set dx $DincrStatic;
}

set NstepsPeak [expr int(abs($Dmax)/$DincrStatic)]
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp + $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
if {$CycleType != "Push"} {
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp - $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
if {$CycleType != "Half"} {
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp - $dx]

```

```

puts $outFileID $Disp;
}
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
set Disp [expr $Disp + $dx]
puts $outFileID $Disp;
}
}
}
puts $outFileID " }";
close $outFileID
source data/tmpDsteps.tcl;
return $iDstep
}

set fmt1 "%s Cyclic analysis: CtrlNode %.3i, dof %.1i, Disp=%.4f %s";#
format for screen/file output of DONE/PROBLEM analysis
foreach Dmax $iDmax {
set iDstep [GeneratePeaks $Dmax $Dincr $CycleType $Fact];# this proc is
defined above

for {set i 1} {$i <= $Ncycles} {incr i 1} {
set zeroD 0
set D0 0.0
foreach Dstep $iDstep {
set D1 $Dstep
set Dincr [expr $D1 - $D0]
integrator DisplacementControl $iDctrlNode $iDctrlDOF $Dincr
analysis Static
# -----
first analyze command-----
set ok [analyze 1]
# -----if
convergence failure-----
if {$ok != 0} {
if {$ok != 0} {
puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
test NormDisplncr $Tol 2000 0
algorithm Newton -initial
set ok [analyze 1]
test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic 0
algorithm $algorithmTypeStatic 500 1
}
if {$ok != 0} {
puts "Trying Broyden .."
algorithm Broyden 500
set ok [analyze 1 ]
algorithm $algorithmTypeStatic
}
if {$ok != 0} {
set putout [format $fmt1 "PROBLEM" $iDctrlNode $iDctrlDOF [nodeDisp
$iDctrlNode $iDctrlDOF] $LunitTXT]
puts $putout
return -1
}; # end if
}; # end if
}
}
}

```

```

# -----
-----
-----
set DO $D1;# move to next step

# print load step on the screen
puts "Load Step: [expr $load_step]"
set load_step [expr $load_step+1]

}; # end Dstep

};# end i

};# end of iDmaxCycl
# -----
-----
-----
if {$ok != 0} {
puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF]]
} else {
puts [format $fmt1 "DONE" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF]]
}
# Print the state at control node
print node $IDctrlNode
}

# -----
-----
# Time series
# -----
-----
if {$analysisType(t) == 1} {
# -----
-----
# Eigenvalue Analysis
# -----
-----
# set pi [expr 2.0*asin(1.0)];# Definition of pi
# set nEigenI 1;# mode i = 1
#set nEigenJ 2;# mode j = 2
#set lambdaN [eigen [expr $nEigenJ]];# eigenvalue analysis for nEigenJ
modes
#set lambdaI [lindex $lambdaN [expr 0]];# eigenvalue mode i = 1
#set lambdaJ [lindex $lambdaN [expr $nEigenJ-1]];# eigenvalue mode j
= 2
#set w1 [expr pow($lambdaI,0.5)];# w1 (1st mode circular frequency)
#set w2 [expr pow($lambdaJ,0.5)];# w2 (2nd mode circular frequency)
#set T1 [expr 2.0*$pi/$w1];# 1st mode period of the structure
#set T2 [expr 2.0*$pi/$w2];# 2nd mode period of the structure
#puts "T1 = $T1 s";# display the first mode period in the command
window
#puts "T2 = $T2 s";# display the second mode period in the command
window

```

```

# -----
-----

timeSeries Path 1 -dt 0.16667 -filePath Tha.out ;
pattern Plain 2 1 {
    sp 1291 1 1
}
constraints Penalty 1e20 1e20;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test NormDisplncr 1.0e-5 1000 2;
algorithm KrylovNewton;
integrator LoadControl 0.1;
analysis Static;
analyze 500
puts "Time History Analysis : COMPLETE"
}
#
=====
=====

set tStop [clock clicks -milliseconds]
puts "o Time taken: [expr ($tStop-$tStart)/1000.0] sec"
wipe
set systemTime [clock seconds]
puts "Finished OpenSees analysis: [clock format $systemTime -format
"%d-%b-%Y %H:%M:%S"]"
exit

```

Materials.tcl

```
# -----
# -----
# Define uniaxial materials
# -----
# -----
# Steel
# -----
# -----
# uniaxialMaterial SteelMPF $matTag $fyp $fyn $EO $bp $bn $RO
$a1 $a2
# steel X
set fyX [expr 420*$MPa];# fy
set bx 0.01; # strain hardening
# steel Y web
set fyYw [expr 420*$MPa]; # fy
set byw 0.01; # strain hardening
# steel Y boundary
set fyYb [expr 420*$MPa]; # fy
set byb 0.002; # strain hardening
# steel misc
set Esy [expr 29000.0*$MPa]; # Young's modulus
set Esx $Esy; # Young's modulus
set R0 20.0; # initial value of curvature parameter
set A1 0.925;# curvature degradation parameter
set A2 0.15;# curvature degradation parameter
# Build steel materials
uniaxialMaterial SteelMPF 1 $fyX $fyX $Esx $bx $bx $R0 $A1 $A2; #
steel X
uniaxialMaterial SteelMPF 2 $fyYw $fyYw $Esy $byw $byw $R0 $A1
$A2; # steel Y web
uniaxialMaterial SteelMPF 3 $fyYb $fyYb $Esy $byb $byb $R0 $A1 $A2;
# steel Y boundary
# -----
# -----
# Multi dimensional steel model
# -----
# -----
# uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E $b <$a1 $a2 $a3 $a4
$sigInit>
set fynd [expr 420*$MPa];
set Esynd [expr 29000.0*$MPa];
set bnd0.01;
set R002 18.5;
set cR102 0.925;
set cR202 0.15;
set a102 0;
set a202 1;
set a302 0;
set a402 1;
# Build
uniaxialMaterial Steel01 301 $fynd $Esynd $bnd
uniaxialMaterial Steel02 302 $fynd $Esynd $bnd $R002 $cR102
$cR202 $a102 $a202 $a302 $a402
# MaterialTypeNewMatTagmatTag Angle
nDMaterial PlateRebar 311 302 90
```

```

nDMaterial    PlateRebar          321          302      0
# -----
# Concrete
# -----

# uniaxialMaterial ConcreteCM $matTag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn
$ft $et $rt $xcrp <-GapClose $gap>
# unconfined
set fpc 25; # peak compressive stress
set ec0 -0.002371; # strain at peak compressive stress
set ft 0.335798; # peak tensile stress
set et 0.00008; # strain at peak tensile stress
set Ec [expr 4700*sqrt($fpc)*$MPa]; # Young's modulus
set xcru 1.022; # cracking strain - compression
set xcrp 10000; # cracking strain - tension
set ru 15; # shape parameter - compression
set rt 1.2; # shape parameter - tension
# confined
set fpcc 28.5; # peak compressive stress
set ec0c -0.003873; # strain at peak compressive stress
set Ecc [expr 4700*sqrt($fpcc)*$MPa]; # Young's modulus
set xcrc 1.023; # cracking strain - compression
set rc 12.072964; # shape parameter - compression
# Build concrete materials
uniaxialMaterial ConcreteCM 4 -$fpc $ec0 $Ec $ru $xcru $ft $et
$rt $xcrp -GapClose 0; # unconfined concrete
uniaxialMaterial ConcreteCM 5 -$fpcc $ec0c $Ecc $rc $xcrc $ft $et
$rt $xcrp -GapClose 0; # confined concrete
# -----

# Multi dimensional concrete model
# -----

# nDMaterial PlaneStressUserMaterial $matTag $nStatevs $nProps fc
ft fcu epsc0 epscu epstu stc
set fc 25; # $fc concrete compressive strength at 28 days (positive)
set ftnd 0.335798; # $ft concrete tensile strength (positive)
set fcu -4.14; # $fcu concrete crushing strength (negative)
set epsc0 -0.002; # $epsc0 concrete strain at maximum strength
(negative)
set epscu -0.008; # $epscu concrete strain at crushing strength (negative)
set epstu 0.001; # $epstu ultimate tensile strain (positive)
set stc 0.08; # $stc shear retention factor
# Build concrete materials
nDMaterial PlaneStressUserMaterial 201 40 7 $fc
$ftnd $fcu $epsc0 $epscu $epstu $stc
# nDMaterial Type $matTag $PlaneStressMatTag
$OutOfPlaneShearModulus
nDMaterial PlateFromPlaneStress 211 201 1.25e10

```

Sections.tcl

```
# Concrete confined region is divided into 10 layers
# material      absolute thickness    angle(steel)    material tag
##cover12.5211
##transverse0.2403                    0321
##longitudinal0.3676                  0321
##core24.696211
##core24.696211
##core24.696211
##core24.696211
##longitudinal0.3676                  0321
##transverse0.2403                    0321
##cover12.5211
# section LayeredShell $sectionTag $nLayers matTag1    $thickness1    ...
$matTagn $thicknessn
section LayeredShell 1 10 211 0.0125 321 0.0002403 311 0.0003676 211
0.024696 211 0.024696 211 0.024696 211 0.024696 321 0.0003676 321
0.0002403 211 0.0125

# Concrete middle region is divided into 8 layers
# material      absolute thickness    angle(steel)    material tag
##cover12.5211
##transverse    0.2403    0          321
##longitudinal0.2356          90          311
##core49.5241211
##core49.5241211
##longitudinal0.2356          90          321
##transverse0.2403          0          311
##cover12.5211
# section LayeredShell $sectionTag $nLayers matTag1    $thickness1    ...
$matTagn $thicknessn
section LayeredShell 2 8 211 0.0125 321 0.0002403 311 0.0002356 211
0.0495241 211 0.0495241 311 0.0002356 321 0.0002403 211 0.0125
```

Anexo C – Rutinas Matlab para generar nodos y restricciones

```

%% WRITE NODES SPACING
clear all
% Walls length cm
W = zeros(1,3);
W(1) = 600;
W(2) = 300;
W(3) = 100;
Height = 3000;
Floors = 10;
Xmesh = 25;
Zmesh = 100; %mod(H/F)=0

% X nodes
NofXN = sum(W)/Xmesh + size(W, 2);
x = 2:1:NofXN;
Xn = [x ; x-1];
formatSpec = 'set X%i [expr $X%i + $Xmesh];\r\n';
fileID = fopen('Xnodes.txt','w');
fprintf(fileID,'set X1 0.0;\r\n');
fprintf(fileID,formatSpec,Xn);
fclose(fileID);

% Y nodes
NofZN = Height/Zmesh+1;
z = 2:1:NofZN;
Zn = [z ; z-1];
formatSpec = 'set Z%i [expr $Z%i + $Zmesh];\r\n';
fileID = fopen('Znodes.txt','w');
fprintf(fileID,'set Z1 0.0;\r\n');
fprintf(fileID,formatSpec,Zn);
fclose(fileID);

%% GRAVITY NODE LOADS
FirstN = 1;
for i = 1:size(W,2)
    Wall = strcat('$wall',num2str(i));
    Loads = cell(2*Floors,6);
    Loads(1:2*Floors,1)={0};
    Loads(1:2*Floors,2)={0};
    Loads(1:2*Floors,3)={Wall};
    Loads(1:2*Floors,4)={0};
    Loads(1:2*Floors,5)={0};
    Loads(1:2*Floors,6)={0};
    NodofW=W(i)/Xmesh+1;
    NofW = zeros(2*Floors,1);
    for j=1:Floors+1
        k=2*j-1;
        m=2*j;
        NofW(k,1)=FirstN+(j-1)*(Height/Zmesh/Floors)*NofXN;
        NofW(m,1)=(FirstN+NodofW)+(j-1)*(Height/Zmesh/Floors)*NofXN-1;
    end
    NofW(1, :)=[];
    NofW(1, :)=[];
end

```

```

NofW = num2cell(NofW);
GL = [NofW, Loads];
formatSpec = 'load %i %i %i %s %i %i %i;\r\n';
file = strcat('NodeLoads',num2str(i),'.txt');
fileID = fopen(file,'w');
[nrows, ncols] = size(GL);
for row = 1:nrows
    fprintf(fileID,formatSpec,GL{row,:});
end
fclose(fileID);
FirstN=FirstN+NodofW;
end

%% WRITE NODES COORDINATES
% Node tag xCrd yCrd zCrd ndf mass
clearvars -except NofXN NofZN W Xmesh Zmesh
ndf = 6;
TofN = NofXN * NofZN;
n = 1:1:TofN;
nx = 1:1:NofXN;
nz = 1:1:NofZN;
Nod = zeros(3, TofN);
u=1;
for i = 1:NofZN
    for j = 1:NofXN
        Nod(1,u) = nx(j);
        Nod(2,u) = nz(i);
        Nod(3,u) = ndf;
        u=u+1;
    end
end
A = [n ; Nod];
formatSpec = 'node %i $X%i 0 $Z%i -ndf %i\r\n';
fileID = fopen('NodeCoordinates.txt','w');
fprintf(fileID,formatSpec,A);
fclose(fileID);

%% WRITE NODE RESTRAINTS
% Node tag xCrd yCrd zCrd ndf mass
clearvars -except NofXN NofZN W Xmesh Zmesh
Nod = zeros(NofXN,7);
for i = 1:NofXN
    Nod(i,:) = [i,1,1,1,1,1,1];
end
Nod = transpose(Nod);
formatSpec = 'fix %i %i %i %i %i %i %i ; \r\n';
fileID = fopen('NodeRestrains.txt','w');
fprintf(fileID,formatSpec,Nod);
fclose(fileID);

%% WRITE ELEMENTS
clearvars -except NofXN NofZN W Xmesh Zmesh
% Element Type tag node1 node2 node3 node4 $secTag
for i=1:3
    n = NofZN - 1;
    R = W(i)/Xmesh;

```

```

C = 4;
nE = zeros(R,C,n);
switch i
    case 1
        sn = 1;
        ei = 1;
    case 2
        sn = W(1)/Xmesh + 2;
        ei = (W(1)/Xmesh)*(NofZN - 1)+1;
    case 3
        sn = (W(1)+W(2))/Xmesh + 3;
        ei = ((W(1)+W(2))/Xmesh)*(NofZN - 1)+1;
end

% Generate single division and append
E=zeros(1,4);
for k=1:n
    m = zeros(R,C);
    m(:,1) = ((k - 1)*NofXN + sn):((k - 1)*NofXN + W(i)/Xmesh +
sn - 1);
    m(:,2) = m(:,1) + 1;
    m(:,3) = (k*NofXN + sn + 1):(k*NofXN + (W(i)/Xmesh) + sn);
    m(:,4) = m(:,3) - 1;
    nE(:,k) = m;
    E = [E;m];
end
E(1, :)=[];
Telems = size(E,1);
elems = ei:1:(ei+Telems-1);
E=[transpose(elems), E];
formatSpec = 'element ShellMITC4 %i %i %i %i %i 1\r\n';
file = strcat('Elementsw',num2str(i),'.txt');
fileID = fopen(file,'w');
fprintf(fileID,formatSpec,transpose(E));
fclose(fileID);
end
%%

clear all
!OpenSees.exe "Builder".tcl

```

Anexo D – Código VBA Puntal tensor

```

Sub Shear()
Dim gamah, gamav, R_d, R_h, R_v, V_i As Double
Dim m As Integer

With Sheets(1)
    m = 0
    .Range("t_h").Value = Excel.WorksheetFunction.Atan2([HH], [II]) *
180/3.14
    gamah = (2 * Tan([t_h] * 3.14 / 180) - 1) / 3
    gamav = (2 * (1 / Tan([t_h] * 3.14 / 180)) - 1) / 3
    R_d = 1 / (1 + gamah / (1 - gamah) + gamav / (1 - gamav))
    R_h = R_d * gamah / (1 - gamah)
    R_v = R_d * gamav / (1 - gamav)

    .Range("Vo").Value = 0.88 * Sqr([f_c]) * [t_w] * 0.8 * [l_w] +
[Nax] * 0.8 / (4 * [l_w])
    V_i = 0.1 * [Vo]
Start:
    m = m + 1
    .Range("Di").Value = -R_d * V_i / Cos([t_h])
    .Range("F_h").Value = R_h * V_i
    .Range("F_v").Value = R_v * V_i * Tan([t_h])
    .Range("a_h").Value = (0.25 + 0.85 * [Nax] / ([t_w] * [l_w] *
[f_c])) * [l_w]
    .Range("astr").Value = [a_h] * [t_w]
    .Range("s_d").Value = (1 / [astr]) * ([Di] - Cos([t_h] * 3.14 /
180 - Excel.WorksheetFunction.Atan2([HH], 2 * [II])) * [F_h] /
Cos(Excel.WorksheetFunction.Atan2([HH], 2 * [II])) -
Cos(Excel.WorksheetFunction.Atan2(2 * [HH], [II]) - [t_h] * 3.14 / 180)
* [F_v] / Sin(Excel.WorksheetFunction.Atan2(2 * [HH], [II])))
    .Range("Sig").Value = -[s_d] / [f_c]
    .Range("eo").Value = 0.002 + 0.001 * (([f_c] + 5) / 10 - 20) /
80
    .Range("ed").Value = -[Sig] * [eo]
    .Range("eh").Value = [F_h] / ([ath] * [a_h] / 100 * [E_s])
    .Range("ev").Value = [F_v] / ([atv] * [a_h] / 100 * [E_s])
    .Range("er").Value = [eh] + [ev] - [ed]
    sig_1 = Excel.WorksheetFunction.Min(5.8 / Sqr([f_c]) * (1 / Sqr(1
+ 400 * Abs([er]))), 0.9 / Sqr(1 + 400 * Abs([er])))
    If Abs([Sig] - sig_1) < 0.0004 Or m = 500 Then
        .Range("vwh").Value = V_i
        If m = 500 Then
            MsgBox ("Tras 500 iteraciones no se ha encontrado resultado")
        End If
    Else
        V_i = V_i + 0.008 * [Vo]
        GoTo Start
    End If
End With
End Sub

```