Pontificia Universidad Católica de Chile
Escuela de Ingeniería

EVALUACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS DE ELEMENTOS SHELL EN EL SOFTWARE ETABS

ROCKY GIBAN AYALA BIZARRO

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

Profesor Supervisor:
DIEGO LÓPEZ-GARCÍA G.

Santiago de Chile, abril, 2022.

A mis padres y hermanos, que han estado incondicionalmente en cada paso de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Este documento no solo implicó retos técnicos, sino también personales, de los cuales hoy en día sigo aprendiendo. Agradezco a la vida por darme la oportunidad de vivir esta experiencia y haber cumplido esta meta a cabalidad.

Agradezco a Dios por permitirme realizar mis estudios de maestría en esta prestigiosa institución educativa, Pontificia Universidad Católica de Chile (PUC). Asimismo, le agradezco por haberme brindado salud y perseverancia a lo largo de este camino y así, lograr esta meta en mi formación académica.

Al profesor Diego López García, supervisor del presente informe, por sus sugerencias, recomendaciones, apreciaciones y por brindarme la información necesaria para la formulación del presente trabajo de investigación.

Agradezco al Departamento de Ingeniera Estructural y Geotécnica por brindarme excelentes docentes que con sus conocimientos y aportes han contribuido en mi desarrollo profesional. Asimismo, agradezco a Elena Cornejo, Coordinadora Ejecutiva del Master IEG.

A los profesores Hernán San Maria y Tomás Zegard por su disponibilidad para formar parte en la defensa de este trabajo de investigación.

Agradezco también al Msc. Ing. Cristian Castro Pérez y al Msc. Ing. Jaime Bendezú Prado, por sus apreciaciones, recomendaciones y por el apoyo brindado en el desarrollo de mi carrera profesional.

Agradezco a Astrid por su ayuda en el avance de este informe.

También agradezco a los profesores y amigos que de alguna u otra manera me han brindado su apoyo para el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

Dedicatoria ii

AGRADECIMIENTOS iii

ÍNDICE GENERAL iv

ÍNDICE DE FIGURAS vi

ÍNDICE DE TABLAS ix

RESUMEN x

ABSTRACT xi

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN 1

I.1 Motivación 1

I.2 Objetivos generales. 2

I.3 Objetivos específicos 2

CAPÍTULO II ANÁLISIS NO LINEAL DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO 3

II.1 Modelos no lineales de muros de hormigón armado 3

II.1.1 Modelación macroscópica 3

II.1.2 Modelos microscópicos 9

II.2 Modelo tipo fibra para interacción P-M 10

II.2.1 Enfoque de un modelo de fibra (no linealidad distribuida) . . . 10

II.2.2 Rotulas plásticas 11

II.2.3 Rotulas plásticas por el modelo de las fibras 11

II.2.4 Modelo de fibras para muros 14

II.2.5 Limitaciones de los modelos de fibra 14

II.2.6 Curva de acción–deformación para rótulas plásticas 16

II.2.7 Criterios de aceptación de rendimiento basados en cepas 17

II.3 Modelos inelásticos de los materiales. 21

II.3.1 Modelo constitutivo del hormigón 21

II.3.2 Modelo constitutivo del acero de refuerzo 26

II.4 Métodos de análisis. 28

II.4.1 Análisis estático no lineal 28

II.4.2 Análisis dinámico no lineal 31

CAPÍTULO III ANTECEDENTES EXPERIMENTALES **36**
III.1 Descripción de la probeta de Muro RW2 36
III.1.1 Geometría 36
III.1.2 Cuantías de refuerzos 37
III.2 Materiales utilizados en el ensayo 39
III.3 Dispositivos utilizados en el ensayo 42
III.4 Protocolo de Carga horizontal cíclica. 43
III.5 Relación carga lateral vs desplazamiento de techo. 44
III.6 Observaciones del ensayo del muro RW2 44
CAPÍTULO IV EVALUACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS DE ELEMENTOS SHELL EN ETABS **46**
IV.1 Modelación numérica del muro RW2 mediante ETABS 46
IV.1.1 Fase de modelación. 48
IV.1.2 Materiales 49
IV.1.3 Definición del elemento shell. 56
IV.1.4 Definición de cargas 57
IV.1.5 Definición desplazamiento de referencia 57
IV.2 Definición de rotulas plásticas 59
IV.3 Análisis estructural. 61
CAPÍTULO V DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS **63**
V.1 Calibración del modelo con rótulas plásticas no-lineales del muro RW2 . 63
V.2 Respuesta del análisis Pushover. 63
V.2.1 Relaciones corte–desplazamiento 63
V.2.2 Evaluación de rotulas plásticas 64
V.3 Respuesta del análisis cíclico 68
V.3.1 Respuesta histerética de los muros. 68
V.3.2 Evaluación de rotulas plásticas 69
V.4 Capacidad de carga lateral y desplazamiento. 74
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES **76**
BIBLIOGRAFÍA **78**

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II-1. Elementos viga columna para muros acoplados 5
Figura II-2. Modelos de plasticidad idealizados para elementos viga-columna . . 5
Figura II-3. Elementos tipo paneles del MVLEM 6
Figura II-4. Modelos de elementos: (a) elemento MVLEM original; (b) elemento del panel HR; (c) elemento SFI-MVLEM 7
Figura II-5. Definición del elemento Shell multicapas y superficie media.. . . . 8
Figura II-6. Elementos membrana o shell para muros y vigas de acople. 9
Figura II-7. Sección de fibra para el comportamiento de la membrana de un muro de hormigón armado. 14
Figura II-8. Curva esfuerzo-deformación básica para definir las rótulas plásticas en ETABS.. 17
Figura II-9. Relación esfuerzo–deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984). 22
Figura II-10. Distribución de tensiones en una sección rectangular. 24
Figura II-11. Relación esfuerzo–deformación del modelo constitutivo del hormigón confinado de Saatcioglu and Razvi (1992). 25
Figura II-12. Relación esfuerzo-deformación del modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi and Hsu (1995). 26
Figura II-13. Relación esfuerzo – deformación del para el acero de refuerzo. . . . 27
Figura II-14. Métodos de análisis. 28
Figura II-15. Patrón de fuerzas y curva Pushover. 30
Figura II-16. Estimación del la rigidez por el método de Newton Raphson modificado. 30
Figura II-17. Modelos de comportamiento histerético. (a) Modelo sin degradación, (b) modelo con degradación cíclica de rigidez, (c) modelo con degradación cíclica de carga, (d) modelo con degradación de carga por fractura, (e) modelo con degradación gradual de carga por post-taponado y (f) modelo con cierre de grietas. 32
Figura II-18. Parámetros para le caso de Aceleración Constante. 34
Figura II-19. Parámetros para el caso de Aceleración Lineal. 34
Figura II-20. Solucion numerica de Newmark. 35
Figura II-21. Estimación de la rigidez por el método de Newton Raphson modificado. 35

Figura III-1. Dimensiones del muro RW2 37

Figura III-2. Elevación del detalle del refuerzo para la probeta de muro rectangular RW2. 38
Figura III-3. Secciones con el detalle del refuerzo para la probeta de muro rectangular RW2. 39
Figura III-4. Relaciones esfuerzo-deformación del hormigón. 40
Figura III-5. Relaciones esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. 41
Figura III-6. Elevación y secciones con el detalle del refuerzo para la probeta de muro rectangular RW2. 42
Figura III-7. Protocolo de desplazamiento lateral en términos de deriva del espécimen. 43
Figura III-8. Carga lateral vs desplazamiento de techo. 44
Figura III-9. Fotografía global de la falla desarrollada en la probeta de muro RW2, una vez finalizado el ensayo con una deriva lateral de 2.5%. 45

Figura IV-1. Modelo analítico 1 del muro RW2. 47
Figura IV-2. Modelo analítico 2 y 3 del muro RW2.. 48
Figura IV-3. Modelo Mander et al. (1984) para el hormigón no confinado.. 51
Figura IV-4. Curva esfuerzo–deformación del hormigón confinado. 51
Figura IV-5. Modelo de histéresis tipo concrete bajo carga cíclica creciente con compresión como positiva 52
Figura IV-6. Constitutivas de las barras de refuerzo #3 54
Figura IV-7. Constitutivas de las barras de refuerzo #2 55
Figura IV-8. Constitutivas de las barras de refuerzo 3/16 in 55
Figura IV-9. Modelo de histéresis del acero Takeda, bajo carga cíclica creciente . 56
Figura IV-10.Grados de libertad del elemento Shell. 56
Figura IV-11.Carga aplicada sobre el muro (kips). 57
Figura IV-12.Desplazamiento horizontal asignado. 58
Figura IV-13.Función de historial de pseudo–tiempo de desplazamientos asignado al programa ETABS. 58
Figura IV-14. Discretización en fibras de sección transversal del muro RW2, secciones 1, 3, 4, 6, 7 y 9. 59
Figura IV-15.Discretización en fibras de sección transversal. 60

Figura V-1. Gráfico del corte en la base versus el desplazamiento en el ultimo nivel, correspondiente a los tres (3) modelos considerados. 64
Figura V-2. Formación de la primera rótulas plásticas. 65

Figura V-3. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 6 de la rótula W20H6 66
Figura V-4. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 7 de la rótula W20H6 67
Figura V-5. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 13. 67
Figura V-6. Formación de rótulas plásticas.. 68
Figura V-7. Comparación de curvas corte-desplazamiento para el espécimen RW2. 69
Figura V-8. Formación de rótulas plásticas.. 70
Figura V-9. Formación de rótulas plásticas para el pseudo–tiempo = 674 s . . . 71
Figura V-10. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 1 de la rótula W24H2 72
Figura V-11. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 8 de la rótula W24H2 72
Figura V-12. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 1 de la rótula W22H2 74
Figura V-13. Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 8 de la rótula W22H2 74
Figura V-14. Deformaciones verticales (E22, in/in) para (a) t=220.5 s, y (b) t=301.8 s.. 75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II-1. Criterios de aceptación basados en la deformación propuestos para diferentes estados de rendimiento de los materiales. 18

Tabla III-1. Resistencia característica del hormigón. 40
Tabla III-2. Propiedades del acero de refuerzo. 41

Tabla IV-1. Características de los modelos propuesto del muro RW2. 46
Tabla IV-2. Propiedades del hormigón no confinado. 50
Tabla IV-3. Deformaciones para los diferentes estados de desempeño para el hormigón no confinado. 50
Tabla IV-4. Deformaciones para los diferentes estados de desempeño para el hormigón confinado. 52
Tabla IV-5. Propiedades de las barras de refuerzo. 54
Tabla IV-6. Propiedades de las fibras de la rotula plástica W20H2. 60
Tabla IV-7. Propiedades de las fibras de la rotula plástica W22H2. 61

Tabla V-1. Esfuerzos y deformaciones de las fibras en el paso 51. 66
Tabla V-2. Secuencia de la formación de rotulas plásticas. 70
Tabla V-3. Esfuerzos y deformaciones de las fibras en el time = 220.5. 71
Tabla V-4. Esfuerzos y deformaciones de las fibras en el t=301.8 s. 73

RESUMEN

Esta investigación resume los resultados de los modelos analíticos del muro de hormigón armado RW2 desarrollado por Thomsen and Wallace (1995). El objetivo principal de este estudio es evaluar el comportamiento de rótulas plásticas distribuidas en elementos shell mediante el análisis no lineal, estático y dinámico en el programa ETABS.

Para lograr este objetivo se ha desarrollado tres (3) modelos analíticos del muro RW2, para el modelo 1 no se ha considerado el pedestal, mientras para los modelos 2 y 3 se ha considerado el pedestal, pero teniendo en consideración el comportamiento lineal y no lineal para cada caso. Las propiedades no lineales del hormigón confinado, no confinado y de los aceros de refuerzo fueron atribuidas a los tres (3) modelos analizados. A su vez, en el programa ETABS se asignó tres (3) niveles de desempeño; ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), estos están vinculados a diferentes tipos de daño, y a su vez son representados en forma de deformaciones de la curva esfuerzo–deformación de un material.

Los resultados indicaron que la formación de rótulas plásticas en una fibra de un elemento tipo shell depende de las deformaciones (ε_{IO}, ε_{LS}, ε_{CP}) designados en el programa ETABS, estas deformaciones son consistentes a los resultados experimentales para todos los modelos analíticos desarrollados en esta investigación. Con respecto a la evaluación de las rótulas plásticas distribuidas, se ha ilustrado la respuesta esfuerzo–deformación de cada fibra de los materiales utilizados; algunas de estas fibras están estresadas a causa de las cargas aplicadas, por ente al exceder los marcadores de deformación (niveles de capacidad) se manifiesta una rótula plástica.

Por lo tanto, la evaluación de las rótulas plásticas en elementos shell en el software ETABS, depende estrictamente del daño ocasionado en alguna fibra del material definido con respecto a deformaciones.

Palabras clave : rótula plástica, muro RW2, elemento shell, análisis cíclico.

ABSTRACT

This investigation summarizes the results of the analytical models of the RW2 reinforced concrete wall developed by Thomsen and Wallace (1995). The main objective of this study is to evaluate the behavior of distributed plastic hinges in shell elements through nonlinear, static and dynamic analysis in the ETABS program.

To achieve this objective, three (3) analytical models of the RW2 wall have been developed, for model 1 the pedestal has not been considered, while for models 2 and 3 the pedestal has been considered, but taking into account the linear behavior and not linear for each case. The non-linear properties of confined and unconfined concrete and reinforcing steels were attributed to the three (3) models analyzed. In turn, the ETABS program assigned three (3) performance levels; immediate occupancy (IO), life safety (LS) and collapse prevention (CP), these are linked to different types of damage, and in turn are represented in the form of deformations of the stress–strain curve of a material.

The results indicated that the formation of plastic hinges in a shell element fiber depends on the strains (ε_{IO}, ε_{LS}, ε_{CP}) designated in the ETABS program, these deformations are consistent with the experimental results for all the analytical models developed in this investigation. Regarding the evaluation of distributed plastic hinges, the stress–strain response of each fiber of the materials used has been illustrated; Some of these fibers are stressed due to the applied loads, therefore, when the deformation markers (capacity levels) are exceeded, a plastic hinge is manifested.

Therefore, the evaluation of plastic hinges in shell elements in the ETABS software strictly depends on the damage caused to some fiber of the defined material with respect to deformations.

Keywords : plastic hinge, RW2 wall, shell element, cyclic analysis.

I. INTRODUCCIÓN

I.1. Motivación

Uno de los grandes desafíos a los que se ha enfrentado la ingeniería es encontrar la mejor forma de representar la naturaleza, en la ingeniería civil estructural, esto toma importancia al intentar representar la estructura y su comportamiento. La manera en como se modela la estructura, es uno de los detalles más relevantes. Para esto hay que tomar en cuenta dos aspectos fundamentales, primero, como es la estructura que se quiere modelar, su geometría y el material, y segundo, la importancia de cada componente de la estructura y el comportamiento que se quiere modelar, además de la precisión buscada.

En la actualidad, los muros de hormigón armado representan una solución acertada y factible para la construcción de edificios altos menores a los 73 m, desde el punto de vista sísmico son eficientes para resistir acciones sísmicas en regiones con actividad sísmica alta o moderada. El diseño de estos muros son modelados usando un análisis lineal según los diferentes códigos de diseño; sin embargo, aún falta por comprender mejor su comportamiento esperado ante solicitaciones sísmicas de gran intensidad. Por ello, un análisis no lineal permite examinar el comportamiento más real ante este tipo de demandas.

La evaluación de la respuesta no lineal de muros de hormigón armado es abordada a través de un enfoque analítico descrito por Dashi and Pampanin (2014) y experimentalmente explicado por Rosso et al. (2016). Analíticamente se desarrolla macromodelaciones que describen la respuesta global de muros rectangulares con buena precisión y un costo computacional razonable. Por otro lado, las micromodelaciones están basadas en simulaciones con elementos finitos que permiten obtener una respuesta más detallada gracia al mallado y a la implementación de modelos de agrietamiento distribuido.

Para capturar la respuesta no lineal es fundamental la definición de modelos de materiales para el hormigón y el acero. En el comportamiento del hormigón debe ser considerado el efecto de la reducción de resistencia. Las curvas de esfuerzo–deformación del hormigón se han definido tanto para compresión como a tensión. Por otra parte, para el acero

de refuerzo se han definido modelos cíclicos que permiten implementar protocolos de desplazamiento, tales como los que implementados en ensayos de laboratorio.

Por otro lado, este documento fue elaborado con la intención de estudiar y conocer el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado bajo cargas monotónicas y cíclicas, exclusivamente en modelos de fibras con rótulas plásticas en elementos shell, para ello se presentan resultados de análisis de modelaciones en 2D en el programa ETABS, calibrados con datos experimentales previamente reportados.

I.2. Objetivos generales

El objeto principal de esta investigación está dirigido a evaluar el comportamiento y la respuesta global no lineal de muros de hormigón armado ante carga cíclica, monotónica, nivel de daño y costo computacional, respecto a un modelo de plasticidad tipo fibra con rótulas plásticas en elementos shell, utilizando como materiales al concreto armado confinado y sin confinar, empleando el programa ETABS.

I.3. Objetivos específicos

A continuación, se describen los objetivos específicos en relación con los tópicos de trabajo:

1. Realizar un modelamiento estructural no lineal ante carga cíclica y monotónica, para calibrar los resultados experimentales del muro RW2, mediante el modelo de plasticidad tipo fibra con rótulas plásticas, utilizando el programa ETABS.
2. Analizar el comportamiento no lineal de tres (3) configuraciones de modelos analíticos del muro RW2 (sin pedestal, con pedestal incluyendo un comportamiento no lineal, y un modelo con pedestal con un comportamiento lineal).
3. Realizar un análisis cíclico y monotónico con el fin de evaluar el comportamiento de las rótulas plásticas en elementos shell del modelo estructural no lineal del muro RW2 en el programa ETABS.

II. ANÁLISIS NO LINEAL DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

En los últimos tiempos es de interés en la ingeniería estructural estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras ante eventos sísmicos. El desarrollo tecnológico en los ordenadores ha permitido implementar modelos analíticos que demandan altos requerimientos computacionales. Sin embargo, los enfoques de análisis también conllevan a limitaciones de los modelos para que puedan ser evaluados bajo condiciones y suposiciones en las cuales se basa cada metodología. A continuación, se presenta diferentes modelos no lineales que fueron usados para modelar muros de hormigón armado.

II.1. Modelos no lineales de muros de hormigón armado

En la actualidad, existen variados estudios sobre el comportamiento no lineal cíclico en muros de hormigón armado, los cuales son de vital importancia para resistir cargas laterales debido a la acción sísmica. Sin embargo, el modelamiento preciso para el comportamiento no lineal de estos elementos, aún no se ha resuelto con total éxito. Por lo tanto, existe la necesidad de estudiar el comportamiento cíclico de modelos analíticos que permitan desarrollar el análisis no lineal en muros de hormigón armado (Salinas, 2018).

Esencialmente, existen dos formas para modelación de muros de hormigón reforzado: macromodelación y micromodelación. La primera se enfoca desde un punto de vista macroscópico, donde es posible obtener la respuesta global y detallada de la estructura con bajo esfuerzo computacional, mientras los modelos microscópicos implementados en elementos finitos conllevan a mayores demandas computacionales y son más adecuados para fines de investigación que de diseño (Arteta, 2017).

II.1.1. Modelación macroscópica

La modelación macroscópica tiene como objetivo predecir el comportamiento global de la estructura (en este caso específico, de un muro de hormigón armado), para lo cual se utilizan diferentes hipótesis y simplificaciones. Estos modelos son más eficientes, pero

al usar hipótesis específicas de lo que se requiere modelar, terminan siendo desarrollados exclusivamente para un tipo de elemento estructural, con características particulares. Por ejemplo, las hipótesis detrás de un modelo macroscópico de un muro alto son diferentes a las empleadas para un muro chato (Santos, 2018).

Una forma de realizar esta modelación es usando resortes uni-axiales, a los cuales se les asigna una curva de comportamiento específica (la cual incluye las hipótesis empleadas). Para la realización de las simplificaciones, en general, se requieren resultados experimentales con los cuales se hace la calibración del modelo. El gran problema de esto es la validez que tiene esta manera de modelar para otros casos, fuera de los que se validaron los factores (Santos, 2018).

Los modelos macroscópicos consideran simplificaciones en los grados de libertad de los elementos, lo que conduce a un menor tamaño de las matrices de rigidez y, por tanto, un tiempo de análisis mucho más rápido y eficiente, con una precisión razonable para fines prácticos (Rezapour & Ghassemieh, 2018).

a) Método de columna ancha o pórtico equivalente

Se han publicado diversas investigaciones que han planteado propuestas que consideran el comportamiento plástico en muros para los componentes del sistema viga-columna de un muro (Harries, 1995). En años más recientes y con el desarrollo de la tecnología y los programas de cálculo disponibles, se desarrollaron investigaciones de diferentes tipos de modelos de plasticidad tanto concentrada como distribuida en elementos viga-columna y se estudiaron la influencia de diferentes parámetros como el grado de acoplamiento y la orientación del refuerzo y otras variables (Moehle et al., 2011).

La figura II-1 resume los modelos de plasticidad para el análisis no lineal empleando elementos viga-columna disponibles en la literatura actualmente.

Los elementos viga-columna que se asignan a los muros, pueden ser de plasticidad distribuida, como se muestra en la figura II-2 (c) y (d), basándonos en el modelo de fibras que obtiene la plasticidad a partir de los modelos constitutivos de los materiales y la ubicación real del refuerzo construyendo internamente las relaciones momento-curvatura

en cada paso de carga o a partir de la definición de las relaciones momento curvatura y la longitud plástica finita.

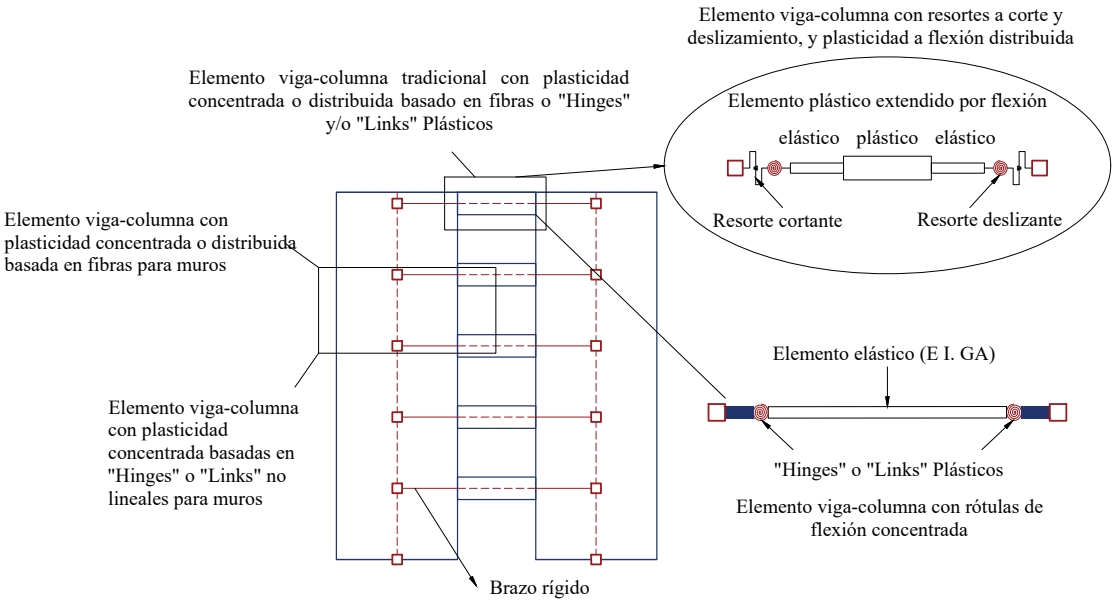


Figure II-1: Elementos viga columna para muros acoplados
Fuente: Modificado de Ding et al. (2018)

También se puede asignar elementos viga–columna de plasticidad concentrada, como se muestra en la figura II-2 (a) y (b), a partir de la definición no lineal de rótulas que pueden ser de flexión, cortante, flexo–compresión (Computers and Structures, Inc [CSI], 2021a).

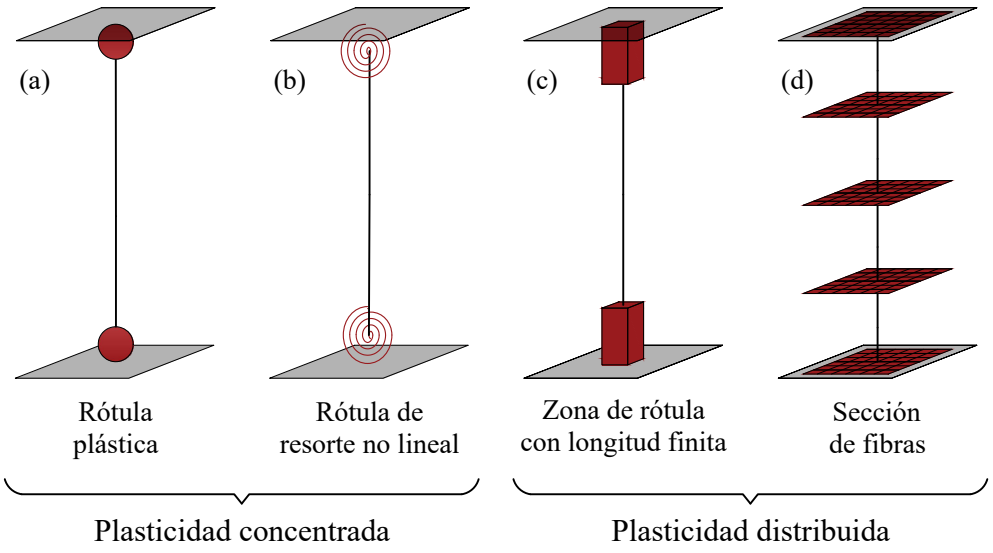


Figure II-2: Modelos de plasticidad idealizados para elementos viga-columna
Fuente: Adaptado de Deierlein et al. (2010)

b) Modelo de Elementos de Múltiples Líneas Verticales

Es uno de los primeros modelos macroscópicos para muros de hormigón armado, fueron propuestos por Vulcano et al. (1988), basados en elementos verticales múltiples (en inglés, Multiple Vertical Line Element Model, MVLEM, mostrada en la figura II-3). Aunque estas formulaciones fueron bastante robustas e implementaba el cambio de la posición del eje neutro y la variación de la fuerza axial en la rigidez, no consideraba una respuesta acoplada entre la respuesta por flexión y cortante (L. M. Massone et al., 2004).

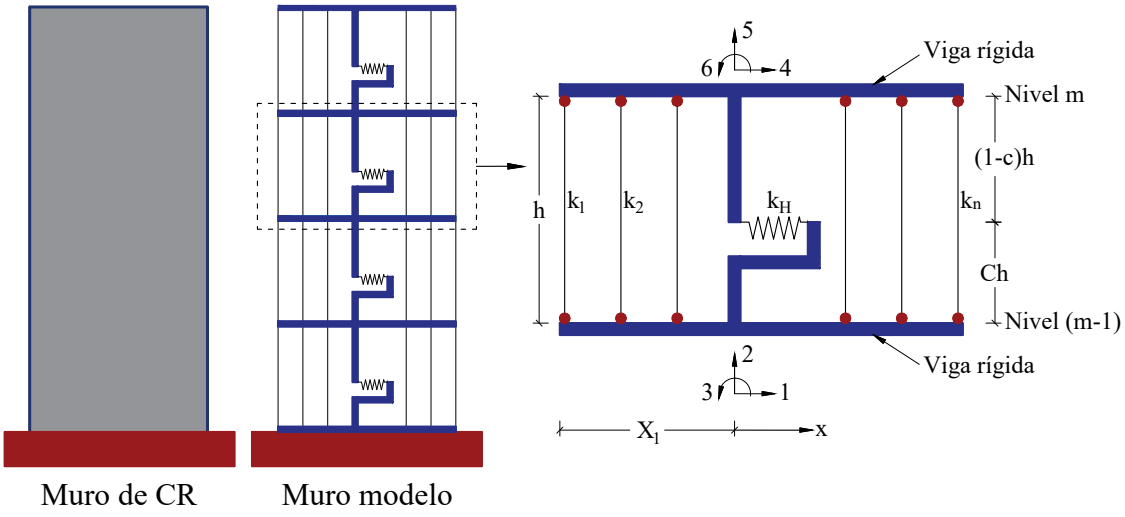


Figure II-3: Elementos tipo paneles del MVLEM
Fuente: Adaptado de Orakcal and Wallace (2002)

Ghobarah and Youssef (1999) propusieron un macro modelo capaz de representar la respuesta acoplada principalmente en muros cuya respuesta está gobernada por corte. El modelo consistió en paneles con cuatro resortes no lineales que representaban el hormigón y el acero de refuerzo. Un resorte adicional orientado horizontalmente capturaba la respuesta por corte basado en la teoría del campo de compresión modificado. Aunque las relaciones constitutivas del hormigón y el acero eran bilineales, las respuestas frente a cargas cíclicas era aceptable.

Debido a la importancia de la interacción flexión-cortante de muros, muchas investigaciones se han enfocado desarrollar modelos acoplados. L. M. Massone (2006) desarrolló un modelo macroscópico de fibras que utiliza un enfoque de ángulo de grieta rotante observada en muros esbeltos. La formulación analítica propuesta sobrestima deformaciones por flexión y subestima deformaciones por cortante. Sin embargo, de

manera global, la respuesta acoplada es capturada de manera adecuada.

Kolozvari et al. (2014) han propuesto un modelo analítico que parte de la metodología de paneles MVLEM desarrollado por Orakcal et al. (2004). Los elementos constitutivos de hormigón representados por paneles como se muestra en la figura II-4 fueron modificados para evaluar una respuesta ante carga cíclica bajo el enfoque del modelo de ángulo del puntal y tensor (FSAM). Al considerar que la dirección de las grietas es coincidente con el ángulo de los puntales, el modelo captura la dirección de la deformación principal por tensión.

Aunque este modelo predice con buena precisión el comportamiento general cortante-desplazamiento, al desacoplar y estudiar la respuesta se observa subestimaciones de deformaciones por corte alrededor del 30% al 40% y sobreestimaciones en deformaciones por flexión alrededor del 30%. Esto se debe principalmente a la relación por corte elástico-lineal en la trabazón de los agregados (Kolozvari et al., 2014).

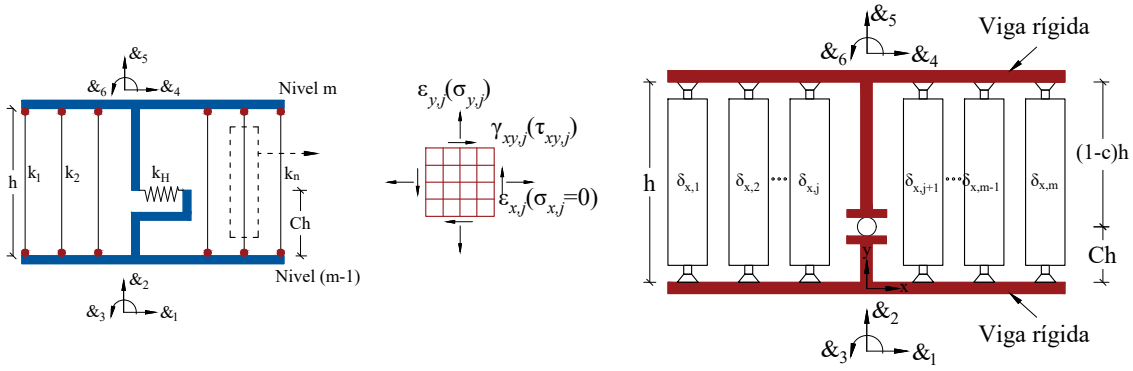


Figure II-4: Modelos de elementos: (a) elemento MVLEM original; (b) elemento del panel HR; (c) elemento SFI-MVLEM
Fuente: Adaptado de Kolozvari et al. (2014)

De acuerdo con Federal Emergency Management Agency (FEMA 365, 2017), el elemento MVLEM debe ser usado solo para modelar muros rectangulares y segmentos de muro con relaciones de aspecto menores a 2.5.

c) Elemento Shell Layered Nonlinear

El elemento Shell multicapas se basa en los principios de la mecánica de materiales compuestos y puede simular la flexión en el plano y fuera de él, además de permitir estudiar el comportamiento no lineal de flexión–corte acoplado en el plano del muro de hormigón armado.

Para cada uno de los puntos de integración en el plano, se incorpora una sección integrada por capas, para obtener el comportamiento no lineal de muros en hormigón armado, es decir, el elemento simplifica el comportamiento no lineal tridimensional de los muros a una situación de shell al dividirlo en varias capas unidas en la dirección del espesor.

Diferentes propiedades de los materiales y del espesor pueden ser asignados a cada capa, de acuerdo con el tamaño del muro y a la distribución de las barras de refuerzo, como se ilustra en la figura II-5.

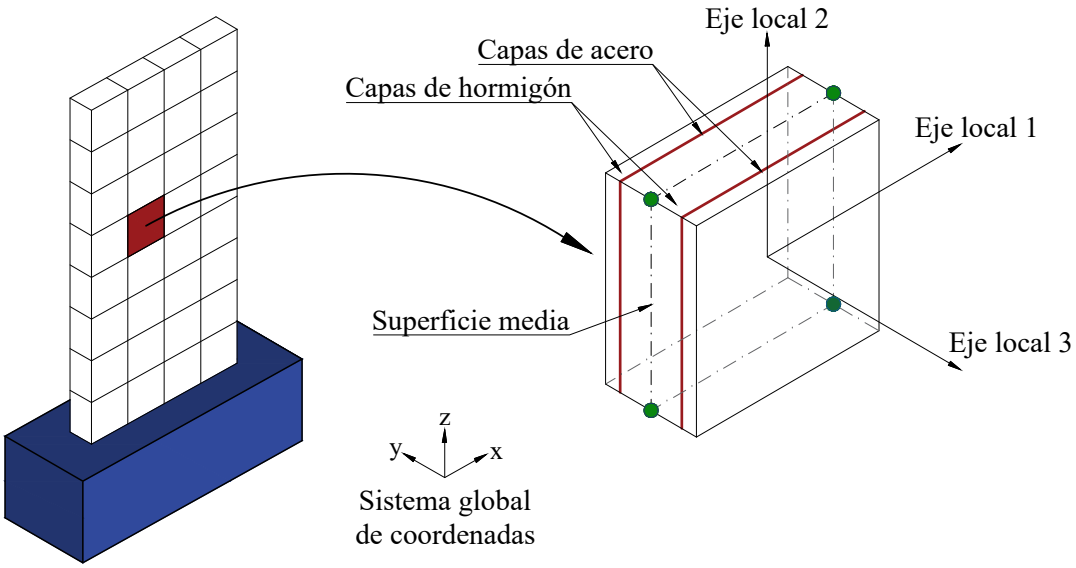


Figure II-5: Definición del elemento Shell multicapas y superficie media.
Fuente: Adaptado de Salinas (2018)

Durante el cálculo del elemento finito, la deformación axial y curvatura de la capa media son inicialmente calculadas, con lo cual las deformaciones de cada capa son posteriormente obtenidas asumiendo la suposición de que las secciones planas permanecen planas.

Los esfuerzos en cada punto de integración son calculados de acuerdo con el modelo constitutivo del material de la capa correspondiente. Finalmente, las fuerzas internas son determinadas usando un método de integración numérica, tales como el método de cuadratura Gaussiana (CSI, 2021a).

II.1.2. Modelos microscópicos

Los modelos microscópicos tienen un mayor sustento teórico, basándose en las propiedades de los materiales. Estos prototipos en general se utilizan con elementos finitos, como por ejemplo el modelo desarrollado por Rojas et al. (2016). El muro se divide en elementos, los cuales tienen una curva específica de esfuerzo, deformación y con estos, mediante formas de integración, se obtienen las propiedades de la estructura (Santos, 2018).

Los modelos microscópicos para estructuras de hormigón armado (ya sea muro, viga, etc.) pueden ser agrupados en tres principales categorías [1]: elementos de membrana (usados para modelos 2D), elementos tipo shell (modelos 3D), ver figura II-6, y elementos tipo bloques usados para sólidos 3D. La principal diferencia entre estos modelos es que, a través de los años solían usar diferentes representaciones del material constitutivo que define la relación tensión-deformación del hormigón y las barras de acero, dentro de cada elemento (S. L. Massone, 2016).

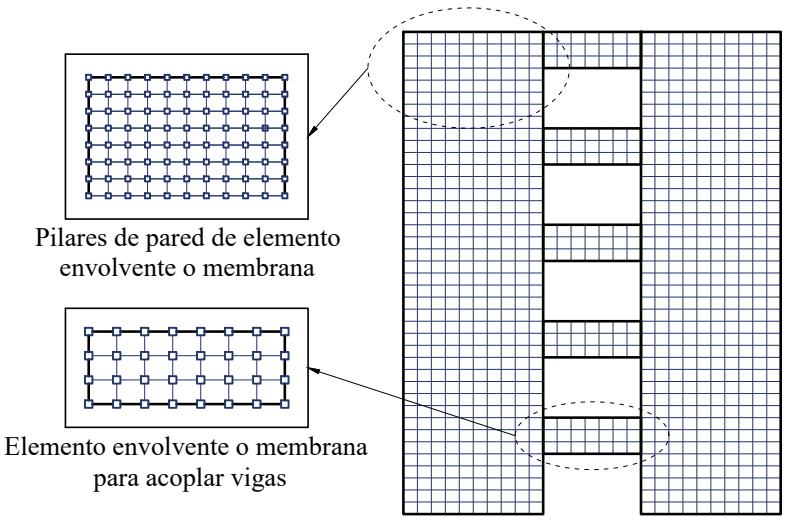


Figure II-6: Elementos membrana o shell para muros y vigas de acople.
Fuente: Adaptado de Ding et al. (2018)

En contraste con los modelos macroscópicos, los microscópicos permiten obtener la respuesta local de una manera detallada, además de que al tener una base con mayor fundamento teórico que empírico, se pueden utilizar para un rango variado de problemas. El gran problema de los modelos microscópicos es el costo computacional en el que se debe incurrir, además de que el trabajo con las leyes constitutivas en su parte no lineal puede acarrear bastantes problemas de convergencia (Santos, 2018).

II.2. Modelo tipo fibra para interacción P-M

Los modelos de fibras, que dan cuenta la interacción P-M para hormigón armado, tiene la ventaja añadida de que puede tener en cuenta el agrietamiento del hormigón en el rango elástico, antes de que el acero ceda.

II.2.1. Enfoque de un modelo de fibra (no linealidad distribuida)

En este enfoque, la sección transversal de un miembro estructural se divide en varias ”fibras” uniaxiales que se extienden a lo largo de la dimensión más grande (longitud) del miembro. A cada fibra en particular se le asigna una relación esfuerzo–deformación uniaxial que captura varios aspectos de la no linealidad del material en esa fibra uniaxial (Mazhar et al., 2021).

Estas fibras pueden usarse en toda la longitud del elemento o en una fracción de la longitud total (es decir, la fracción de longitud en la que se anticipa la acción inelástica. A veces también se la denomina longitud plástica o zona plástica). Al definir el modelo de fibra de un elemento (vigas, columnas o muros), se define la longitud de la fibra (longitud plástica). La medida de deformación para la relación entre demanda y capacidad (D/C) es la deformación del material (es decir, la demanda de deformación producida por la carga se dividirá por la capacidad de deformación del material especificado) de cada fibra de material para calcular la relación de deformación D/C para un análisis basado en el desempeño) (Mazhar et al., 2021).

Un elemento completo de viga, columna o muro puede estar formado por varios segmentos de fibra. Para miembros de hormigón armado, un segmento de fibra se compone de varias fibras de hormigón y acero (barras de refuerzo) con sus respectivas

relaciones esfuerzo–deformación. El modelado de fibra puede tener en cuenta la interacción axial–flexión (y la deformación axial causada por la flexión en columnas y muros de corte). El comportamiento de cortante en vigas, columnas y muros debe modelarse por separado (que puede ser elástico o inelástico) (Mazhar et al., 2021).

II.2.2. Rotulas plásticas

Las rótulas plásticas es un suceso que toma lugar cuando una de las fibras de un elemento estructural alcanza su estado plástico al producirse una articulación en la sección transversal o un exceso de deformación del material. Cuando esto sucede, ocurre una redistribución de esfuerzo a los elementos que no han llegado aún a su estado plástico, sin embargo, cabe resaltar que, una vez formada la rótula plástica, esta será permanente, debido a que los materiales que la componen sufrieron la plastificación y ya no es posible contemplar un estado elástico. En muros de hormigón reforzado es muy usual utilizar la longitud de plastificación, debido a que esta indica la distancia en el muro equivalente a la articulación plástica (Alzate & Villarraga, 2016).

II.2.3. Rotulas plásticas por el modelo de las fibras

Es el modelo más realista para representar una rótula plástica, y son consideradas hasta 10 veces más realistas en comparación a las rótulas concentradas, pero este requiere un costo computacional más elevado respecto al tiempo de análisis y almacenamiento requerido (CSI, 2021a).

El método de las rótulas plásticas por fibras o método de las dovelas hace referencia a que, para cada punto en el diagrama, existirá una curvatura, y para hallar los otros puntos, se irá incrementando la curvatura, las bases para este método fueron propuestas por Mander (1984) y consiste en dividir a una sección de hormigón en un número finito de elementos, con las filas del acero de refuerzo bien establecidas (Aguiar, 2003). La deformación de una sección está dada por.

$$\epsilon(z) = d\epsilon_0 + Zd\phi \tag{II.1}$$

Donde $d\epsilon_0$ es la deformación en el centroide de la sección, z la distancia medida desde el

eje de referencia, Z_i si la distancia va al centro de una debela, Z_j si la distancia va hasta una fila de acero y $d\phi$ la curvatura para la sección que se está evaluando. Las resultantes de carga axial N y momento M, están dadas por:

$$N = \int Ed\epsilon dA \tag{II.2}$$

$$M = \int Ed\epsilon z dA \tag{II.3}$$

Donde E es el respectivo módulo de elasticidad, del hormigón o del acero, según cual sea la fibra, $d\epsilon$ es la deformación de la fibra y dA es el área de la dovela de hormigón o el área de la fila de aceros.

Remplazando la ecuación (II.2) en (II.3) y sustituyendo la integral por la sumatoria, se tiene:

$$\Delta N = \left(\sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} \right) d\epsilon_0 + \left(\sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} Z_i + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} Z_j \right) d\phi \tag{II.4}$$

donde NCC es el número de dovelas en que se ha dividido la sección transversal del hormigón y NSS es el número de filas de acero que se consideran en la sección. Por otra parte, f_{ci}, f_{sj} son los esfuerzos en el hormigón y en el acero. El procedimiento de cálculo a seguir es el siguiente:

Proceso de cálculo:

1. Para el incremento de curvatura:

$$d\phi_{i+1} = d\phi_i + \Delta\phi \tag{II.5}$$

2. El cambio en el centroide de deformación para equilibrio de fuerzas es determinado

   mediante la ecuación (II.4). En el primer paso se considera $\Delta N = P_0$; ΔN es igual a la carga axial que actúa en la sección y en los pasos siguientes $\Delta N = P_0 - \Delta N$. El

   cálculo se realiza de la siguiente forma:

$$\Delta\epsilon_0 = \frac{\Delta N^* - E_x \Delta\phi}{E_a} \tag{II.6}$$

$$E_a = \sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} \tag{II.7}$$

$$E_x = \sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} Z_i + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} Z_j \tag{II.8}$$

3. El incremento en la deformación centroidal calculado, es sumado a la deformación $d\epsilon_0$ y se obtiene las deformaciones en cada dovela y fila de acero con la ecuación (II.1).

$$d\epsilon_0 = d\epsilon_0 + \Delta\epsilon_0 \tag{II.9}$$

$$\epsilon(z) = d\epsilon_0 + z d\varnothing \tag{II.10}$$

4. Se obtendrá la nueva carga axial y momento empleando las ecuaciones (II.2) y (II.3), trabajando en forma discreta, de manera discreta primero con el hormigón y luego se le adiciona la contribución del acero, si la carga axial N calculada, es aproximadamente igual a la carga P_0 , se continua a calcular, si no se deberá repetir el proceso de cálculo desde el paso 2, con $\Delta\phi = 0$.

Se pueden definir las rótulas plásticas por fibras como una sucesión de puntos a lo largo de la sección transversal, cada uno de estos puntos representa un área tributaria y tiene su propia curva esfuerzo–deformación, y además existen varios modelos de histéresis disponibles y estos pueden ser diferentes para cada material en la rótula. Las rótulas plásticas distribuidas son usadas para definir la fuerza axial acoplada y el comportamiento de flexión biaxial en una fibra de una sección transversal de un elemento tipo shell. Las rótulas pueden asignarse manualmente o crearse automáticamente para ciertos tipos de secciones. Para cada fibra de una sección transversal de un elemento tipo shell, la curva no lineal esfuerzo–deformación del material se utiliza para definir la relación axial σ11 ε11 (CSI, 2021a).

El comportamiento de todas las fibras en una sección transversal y multiplicada por la longitud de la rótula, dan como resultado la relación esfuerzo-deformación axial y momento de rotación biaxial. El σ11 ε11 será el mismo si el material es uniaxial,

isotrópico, ortotrópico o anisotrópico. El comportamiento a corte no se considera en las fibras, en cambio, el comportamiento de corte se calcula para la sección de la manera común usando el módulo de corte lineal (CSI, 2021a).

II.2.4. Modelo de fibras para muros

En el caso específico de los muros de hormigón armado, a cada elemento de muro se le asigna una sección de fibras. Esta sección puede estar conformada entre acero de refuerzo y hormigón, estos tienen como objetivo representar el comportamiento de la sección a flexión cuando la sección entre en el rango no lineal (ya sea mediante la fluencia del acero, la fractura del hormigón u otro daño definido para un nivel de desempeño) (Plaza, 2017).

Un muro de corte tiene flexión en dos direcciones, en el plano y fuera de su plano. A menudo, es lo suficientemente preciso considerar el comportamiento inelástico solo para la flexión en el plano (comportamiento de la membrana) y suponer que el comportamiento es elástico para la flexión fuera del plano (comportamiento de la flexión de la placa). En este caso, el modelo de fibra puede ser similar al de una viga, con fibras solo para el comportamiento de la membrana, como se muestra en la figura II-7 (Mazhar et al., 2021).

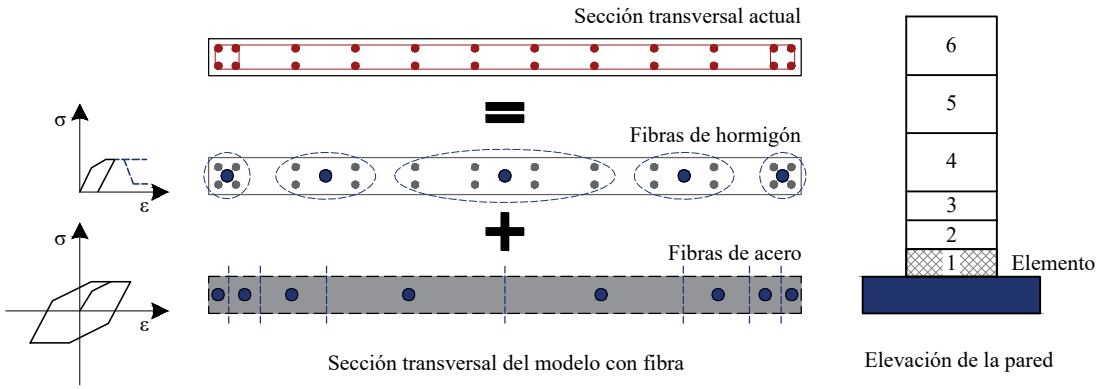


Figure II-7: Sección de fibra para el comportamiento de la membrana de un muro de hormigón armado.
Fuente: Adaptado de Powell (2010)

II.2.5. Limitaciones de los modelos de fibra

Los modelos de fibra pueden capturar:

a) El agrietamiento de secciones transversales de hormigón armado en el rango elástico.

b) La interacción de fuerza P-M.

c) Las deformaciones tanto axiales como de flexión después de la fluencia.

Sin embargo, los modelos de fibra no necesariamente pueden predecir los límites de ductilidad y por subsiguiente pérdida de resistencia. Estos dependen de aspectos complejos del comportamiento que no están necesariamente incluidos en los modelos de fibra. Algunos de estos son los siguientes (Powell, 2010).

a) El límite dúctil de una sección de hormigón armado puede alcanzarse cuando el hormigón se aplasta y pierde resistencia. En una sección transversal real, la trituración comienza en el borde extremo o en la esquina de la sección transversal y avanza continuamente en la sección. En un modelo de fibra, el aplastamiento ocurre fibra por fibra y progresa de manera discontinua en la sección a medida que se producen más fibras. Si se usan relativamente pocas fibras para modelar una sección transversal, las fibras son grandes, el aplastamiento comienza más tarde en el modelo que en la sección real, y la parte aplastada de la sección transversal cambia en saltos grandes. A medida que se utilizan más fibras, el modelo se vuelve más preciso, pero aumenta el costo computacional.

b) La resistencia del hormigón a compresión, así como su ductilidad, dependen de la cantidad de confinamiento. En una columna, algo de hormigón estará dentro del confinamiento y algo estará en una zona exterior no confinada. Es posible que esto deba tenerse en cuenta en el modelo de fibra. Además, en cualquier columna o muro dado, la eficacia del confinamiento, por lo tanto, la resistencia y ductilidad del hormigón pueden ser incierta.

c) Bajo carga cíclica, el refuerzo puede ceder en tensión en un medio ciclo y en compresión en el siguiente medio ciclo. Además, es posible que las grietas que se abren en un ciclo no se cierren por completo. El límite dúctil de una sección transversal puede estar determinado por el pandeo del refuerzo a medida que cede en compresión. En un modelo de fibra, la relación esfuerzo-deformación de las

fibras de acero puede, en principio, explicar el pandeo, pero este fenómeno es incierto y difícil de modelar.

d) Es probable que las deformaciones inelásticas más grandes en una columna ocurran en los extremos de la columna, ya sea en una conexión de viga a columna o en el nivel de cimentación de la estructura. En estos lugares puede haber grandes tensiones de adherencia. Esto puede tener un efecto sustancial en la rigidez de la columna y en su resistencia. El deslizamiento de adherencia en estos puntos no se considera en un modelo básico de fibra. El deslizamiento de la unión se puede modelar, pero el proceso suele ser demasiado complejo para incluirlo en un modelo de una estructura completa.

e) La resistencia de una columna puede ser controlada por cortante, o por P, M y V (fuerza cortante) actuando en combinación. El modelo de fibra básico considera solo la interacción P-M. Es mucho más difícil modelar la interacción P-M-V.

f) En resumen, un modelo de fibra puede ser útil, pero no es una solución completa. Un modelo de fibra puede no ser preciso para grandes deformaciones cíclicas, no tiene en cuenta el deslizamiento de las uniones o los efectos de la fuerza de corte, y probablemente no pueda predecir el límite de ductilidad y la cantidad de pérdida de resistencia. Los modelos de fibra ciertamente pueden ser mejores que los modelos basados en la teoría de la plasticidad, pero aún tienen limitaciones importantes.

II.2.6. Curva de acción–deformación para rótulas plásticas

Para cada componente inelástico (material o rótulas plásticas), una curva de fuerza–deformación uniaxial define el comportamiento no lineal bajo carga monótona y cíclica en la dirección positiva y negativa.

Las rótulas tipo fibra son elástico–plásticas y constan de un conjunto de puntos del material definido, cada uno de los cuales representa una parte de la sección del elemento del mismo material. En las rótulas tipo fibra, las curvas de fuerza-deflexión y momento-rotación no se especifican, sino que se calculan durante el análisis a partir de las curvas de esfuerzo-deformación en los puntos del material (Mazhar et al., 2021).

II.2.7. Criterios de aceptación de rendimiento basados en cepas

Esta sección establece criterios de evaluación del desempeño para muros de hormigón, basados en la deformación del material o cantidades dependientes de la deformación obtenidas del análisis con modelos del acero de refuerzo. Se proporciona un conjunto de umbrales de aceptación basados en la deformación para los niveles de rendimiento de acuerdo con las definiciones del documento The American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17, 2017). Como se mencionó antes, el uso de métricas de desempeño con respecto a las deformaciones de un material se considera ventajoso porque están más vinculados a los mecanismos de daño físico (p. ej., agrietamiento o aplastamiento del hormigón, ruptura de la barra), y el comportamiento del material y los modos de daños locales son independiente de la configuración del muro o el modo de comportamiento. Por lo tanto, no hay necesidad de una determinación previa del modo de comportamiento dominante del muro, y los modos mixtos de flexión/cortante se pueden considerar en la evaluación. Los criterios de aceptación se presentarán por separado para cada uno de los tres niveles de desempeño (Deng et al., 2021).

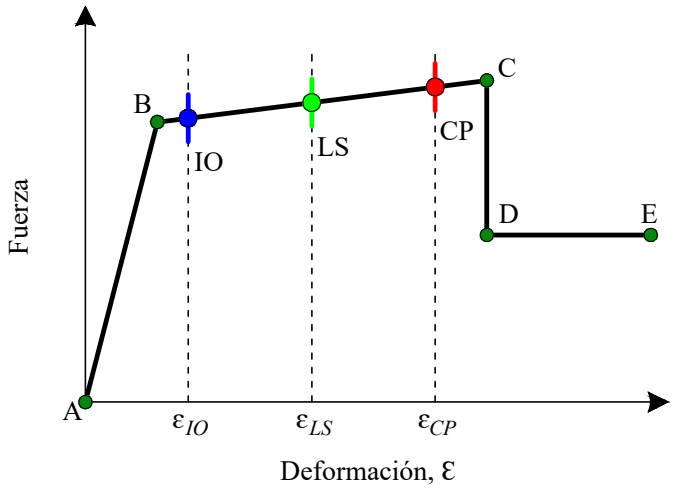


Figure II-8: Curva esfuerzo-deformación básica para definir las rótulas plásticas en ETABS..
Fuente: Adaptado de Mazhar et al. (2021)

Estos niveles son ocupación inmediata(IO), seguridad de vida(LS) y prevención de colapso(CP) como se ilustra en la figura II-8. Estas son capacidades de deformación (correspondientes a diferentes niveles de rendimiento de las rótulas plásticas). Sirven

Table II-1: Criterios de aceptación basados en la deformación propuestos para diferentes estados de rendimiento de los materiales.

Nivel	**Modos de daño**	**Criterio**
IO	Formación de fisuras de flexión	$\lvert\varepsilon_s\rvert \leq 1.0\%$
	Inicio del agrietamiento por tracción	$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{ct}$
	Inicio del agrietamiento por compresión	$\varepsilon_c \leq 0.70\varepsilon_0$
LS	Grandes grietas del acero a tensión (inicio del pandeo)	$\lvert\varepsilon_{st}\rvert \leq 5.0\%$
	Grandes grietas del acero a compresión (inicio del pandeo)	$\lvert\varepsilon_{sc}\rvert \leq 3.33\%$
	Inicio de aplastamiento de hormigón	$\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$
CP	Fractura de las barras de acero	$\lvert\varepsilon_s\rvert \leq 60\%\varepsilon_{su}$
	Inicio de la trituración severa de hormigón	$\varepsilon_c \leq 0.013$

como medidas informativas o marcadores que se utilizan para el diseño y la evaluación de los miembros basados en el desempeño. Se emplea estas capacidades para determinar las relaciones de demanda-capacidad (D/C) correspondientes a cada nivel de rendimiento después del análisis (Deng et al., 2021).

En la tabla III-1 se resume los umbrales de aceptación basados en la deformación para los niveles de rendimiento IO, LS, y CP, para los diferentes materiales usados en un análisis no lineal.

Por lo general en modelos de fibras, estas deformaciones relacionadas a los criterios de aceptación; IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vida) y CP (prevención de colapso), se definen a partir de los datos experimentales (Mazhar et al., 2021).

a) Nivel de ocupación inmediata (IO)

Tal como se define en la norma ASCE 41-17 (2017), el nivel de rendimiento de IO corresponde a una condición en la que no se han producido daños permanentes y la estructura conserva esencialmente la misma resistencia y rigidez que en el estado anterior al terremoto. Para los componentes de un muro, este estándar permite pequeños niveles de inelasticidad con respecto a IO en función de los límites prescritos de deformación aceptable. Para muros dominados por flexión, el daño irreversible puede ocurrir con la fluencia del acero en forma de apertura de grietas por flexión (horizontal) o iniciación del agrietamiento del hormigón. Priestley et al. (2007) establecieron una deformación

del 1% en el acero vertical como umbral de IO, basándose en la expectativa de que las deformaciones del acero inferiores a este valor limitarán los anchos de fisura residuales a valores entre 0.5 y 1 mm. Panagiotou and Restrepo (2011) utilizaron el mismo valor de deformación vertical del acero como umbral para el nivel IO, como límite para evitar la ocurrencia de daños visibles en el muro.

De acuerdo con las definiciones de ASCE 41-17 (2017) y los límites de deformación anteriores propuestos para el rendimiento de IO, el presente estudio también adoptará una deformación por tracción del 1% en el acero como uno de los límites para la aceptación de IO.

Al Manase and Philli (1987) estableció que el inicio del fisuramiento del hormigón, es cuando la tensión principal máxima supera la resistencia a la tracción uniaxial del hormigón (f'_t). En cuanto a compresión Mazhar et al. (2021) define el valor de 0.7 como factor de rigidez fisurada, que debe aplicarse para tener en cuenta la fisuración del hormigón en muros a flexión, por lo tanto, el inicio de fisuras a compresión será cuando las deformaciones superen el valor de $0.70\varepsilon_c$.

Los criterios de aceptación para el estado IO se resumen en la tabla III-1. Para satisfacer este nivel de rendimiento, se deben cumplir las dos condiciones de deformación correspondientes al acero vertical, los elementos verticales de contorno, es decir, la superación de una condición implica la superación del nivel de desempeño.

b) Nivel de seguridad de vida (LS)

De acuerdo con ASCE 41-17 (2017), el nivel LS corresponde a un estado en el que la estructura presenta daños, pero aún tiene un margen de seguridad contra el colapso. Los valores límite de deformaciones aceptables para LS en esta norma normalmente corresponden al instante justo antes de que se inicie la degradación de la resistencia lateral. Para componentes dominados por flexión, los límites de deformación propuestos en estudios previos para Priestley et al. (2007) han incluido deformaciones del acero al inicio del pandeo y ruptura de la barra, o al inicio del aplastamiento del hormigón confinado (Deng et al., 2021).

El inicio de la degradación de la resistencia en muros dominados por flexión se asocia con la primera ocurrencia de grandes grietas en el acero de refuerzo o con el inicio de la falla por compresión en las regiones límite de la sección. Se espera que esta falla involucre el aplastamiento del hormigón y el pandeo del refuerzo vertical (Deng et al., 2021).

Con base en las consideraciones anteriores, para garantizar que un muro satisfaga las condiciones del estado de desempeño LS, se tiene que cumplir los límites presentados en la tabla III-1. Específicamente, no debe haber ruptura en ninguna barra de refuerzo vertical u horizontal, Panagiotou and Restrepo (2011) estableció una deformación de tracción de 5%, para evitar la fractura prematura del acero, bajo el supuesto de que este valor de deformación no implicaría daño visual.

Najam (2020) propone una deformación límite de compresión del acero para el estado de desempeño LS de 2/3 de la deformación de tracción, equivalente a 3.33 %.

Finalmente, para asegurar que no se ha producido el aplastamiento del hormigón, la magnitud de la deformación por compresión en el material de hormigón no debe exceder la deformación de esfuerzo máximo del hormigón no confinado (ε_0) (Deng et al., 2021), para el hormigón confinado Humar et al. (2011) limita la deformación por compresión a 1.5 % para garantizar un nivel de rendimiento LS.

c) Nivel de prevención de colapso (CP)

El estándar ASCE 41-17 (2017) define CP como un estado en el cual la estructura aún es capaz de transportar cargas de gravedad, pero tiene sin margen de seguridad contra el colapso. En otras palabras, las deformaciones en el estado límite CP son las correspondientes al inicio del colapso. Las curvas envolventes previstas en la norma suponen una importante disminución de la capacidad en las deformaciones correspondiente al límite de CP (Deng et al., 2021).

Se espera que ocurra una gran degradación de la resistencia si una porción significativa de las barras de refuerzo se rompe o un elemento de contorno se aplasta debido a la ruptura del acero de confinamiento. Para este último, la degradación completa de la resistencia a la compresión para el hormigón no confinado se obtiene siempre que el material alcance

deformaciones de compresión iguales a ε_u.

De acuerdo con estas consideraciones, se supone que un muro satisface los requisitos de desempeño de CP, cuando menos de la mitad de las barras verticales y menos de la mitad de las barras horizontales en el alma han sufrido fractura.

Además, la magnitud de la deformación de los elementos verticales de contorno no debe exceder el valor de la deformación por compresión del hormigón confinado correspondiente a la falla del núcleo de hormigón ε_{cf}. Para una sección crítica, el valor de ε_{cf} se calcula utilizando el método de balance de energía propuesto por Mander, el cual toma un valor igual a 0.013.

Medina and Galarza (2020) sugiere una deformación límite de compresión y tensión del acero de refuerzo para el estado de desempeño de prevención de colapso (CP), una deformación equivalente al 60% de la deformación de rotura.

Los criterios de aceptación para el estado CP se resumen en la tabla III-1, teniendo en consideración que para este nivel de prevención al colapso los parámetros se limitan a 2 veces la deformación de los límites de los parámetros de seguridad de vida (LS), previo a la fractura del núcleo de hormigón confinado (Priestley et al., 2007).

II.3. Modelos inelásticos de los materiales

En esta sección, se describe los parámetros y los modelos constitutivos utilizados para los materiales incorporados en el análisis del muro RW2.

Las propiedades de los materiales de un elemento estructural se pueden definir como isotrópicas, ortotrópicas o anisotrópicas. La forma en que se utilizan realmente las propiedades depende del tipo de elemento.

II.3.1. Modelo constitutivo del hormigón

El hormigón es modelado como material plano ortotrópico, con base en leyes constitutivas uniaxiales de deformaciones promedio en las direcciones principales, considerando el modelo de Darwin and Pecknold (1974) modificado para el comportamiento

bidimensional del material. Este modelo consiste en asumir que la relación esfuerzo–deformación uniaxial del material puede ser aplicado a lo largo de cada eje principal. Se asume que las direcciones principales de deformación coinciden con las direcciones principales de tensión.

Existen en la actualidad variados modelos constitutivos para representar el comportamiento monotónico del hormigón en compresión, tales como Mander, Hognestad, Todeschini, Thorendfelt, etc.

Para el caso del presente estudio, se utilizaran las propuestas del hormigón confinado y no confinado a compresión Mander et al. (1984), a continuación se detalla las ecuaciones de estos modelos constitutivos.

a) Modelo Constitutivo del Hormigón No-Confinado

Para el comportamiento del hormigón no confinado a compresión se utilizó la desarrollada por Mander et al. (1984), mediante la ecuación (II.11).

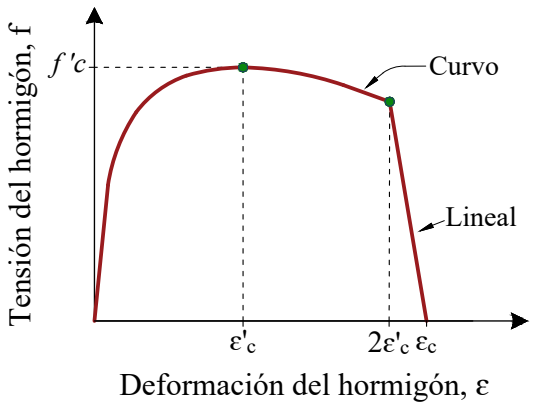


Figure II-9: Relación esfuerzo–deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984).
Fuente: Adaptado de CSI (2021b)

$$\begin{cases} \varepsilon \le \varepsilon_c' & \leftrightarrow \quad f = \dfrac{f_c' \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \\ 2\varepsilon_c' < \varepsilon \le \varepsilon_0 & \leftrightarrow \quad f = \left(\dfrac{2f_c' \cdot r}{r - 1 + 2^r}\right)\left(\dfrac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon_c'}\right) \end{cases} \tag{II.11}$$

Donde f_c' es la máxima capacidad del hormigón en compresión, ε_c' es la deformación máxima unitaria en compresión, E es el valor del módulo de elasticidad y ε_u es la

deformación correspondiente a la resistencia última.

$$x = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon'_c} \tag{II.12}$$

$$r = \frac{E}{E - \left(\frac{f'_c}{\varepsilon'_c}\right)} \tag{II.13}$$

b) Modelo Constitutivo del Hormigón Confinado

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

Tramo ascendente:

$$\sigma_c = f'_{cc} \cdot 2\left[\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2\right]^{\frac{1}{(1+2\beta_{conf})}} \leq 1 \tag{II.14}$$

donde

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c0}\,(1 + 5\beta_c) \tag{II.15}$$

$$\beta_c = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{f'_c} \tag{II.16}$$

Tramo descendente:

$$\varepsilon_{c85} = 260 \cdot \rho \cdot \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c085}$$
$$\rho_t = \frac{\sum x,y \cdot A_s \cdot f_{yt} \cdot \sin\alpha}{(b_{cx} + b_{cy}) \cdot s} \tag{II.17}$$

donde:

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

s : Espaciamiento transversal de los estribos en ambas direcciones.

s_l : Espaciamiento transversal de los estribos en ambas direcciones.

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

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

ε_{c85} : Deformación unitaria al 85% de la capacidad de resistencia del hormigón confinado.

ε_{c085} : Deformación unitaria al 85% de la capacidad de resistencia del hormigón para el hormigón no confinado.

ρ_t : Cuantía de refuerzo total.

En ausencia de datos experimentales, Saatcioglu and Razvi (1992) señalan que valores de $\varepsilon_{c0} = 0.002$ y $\varepsilon_{c085} = 0.0038$ resultan apropiados.

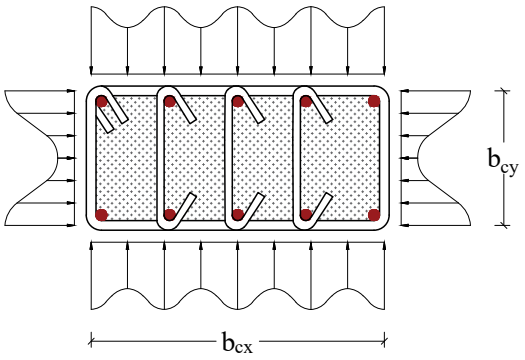


Figure II-10: Distribución de tensiones en una sección rectangular.
Fuente: Adaptado de Saatcioglu and Razvi (1992).

Para una sección rectangular, la presión lateral efectiva f_{le} (ver figura II-10) es:

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot b_{cx} + f_{ley} \cdot b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \tag{II.18}$$

donde

$$f_{lex} = k_{2x} \cdot f_{lx} \tag{II.19}$$

$$f_{ley} = k_{2y} \cdot f_{ly} \tag{II.20}$$

donde

$$k_{2x} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{cx}^2}{s_x \cdot s_{lx} \cdot f_{lx}}} \leq 1 \tag{II.21}$$

$$f_{lx} = \frac{\sum A_{stx} \cdot f_{yt} \cdot \sin\alpha}{b_{cx}} \tag{II.22}$$

$$k_{2y} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{cy}^2}{s_y \cdot s_{ly} \cdot f_{ly}}} \leq 1 \quad \text{(II.23)}$$

$$f_{ly} = \frac{\sum A_{sty} \cdot f_{yt} \cdot \sin \alpha}{b_{cy}} \quad \text{(II.24)}$$

$\sum x,y\, A_{st} \cdot f_{yt} \cdot \sin \alpha$ es la suma de las áreas de las secciones transversales de estribos en cada dirección.

$$f'_{cc} = f'c \cdot k_1 \cdot f_{le} \quad \text{(II.25)}$$

$$k_1 = 6.7\,(f_{le})^{-0.17} \quad \text{(II.26)}$$

En la figura II-11 se muestra la relación esfuerzo–deformación del hormigón confinado propuesto por Saatcioglu and Razvi (1992).

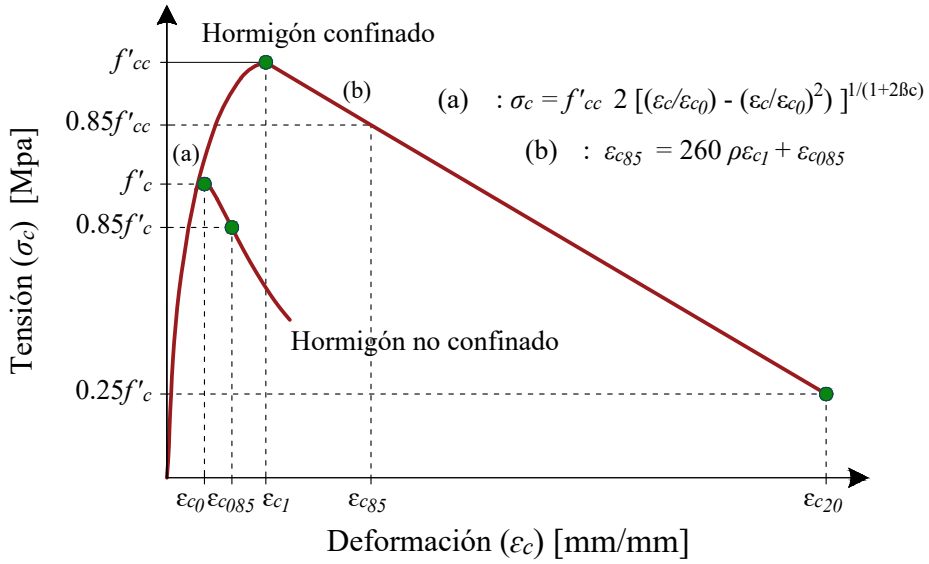


Figure II-11: Relación esfuerzo–deformación del modelo constitutivo del hormigón confinado de Saatcioglu and Razvi (1992).
Fuente: Adaptado de Hernández (2015)

c) Hormigón a tracción

La curva de Belarbi and Hsu (1995) describe la relación esfuerzo–deformación promedio del hormigón en tracción (ver figura II-12) dada por la ecuación (II.27), con respecto al parámetro β fue calibrado por Belarbi and Hsu (1995) el cual toma el valor de $\beta = 0.4$ para el hormigón confinado y por Rojas (2012) donde considera el valor de $\beta = 0.6$ para el hormigón no confinado.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} \dfrac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}}\,\varepsilon_c & \leftrightarrow \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr}\left(\dfrac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c}\right)^{\beta} & \leftrightarrow \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \tag{II.27}$$

donde:

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

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

β : Parámetro que define el decaimiento de la curva.

$$f_{cr} = 0.31\ \sqrt{f'c} \tag{II.28}$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.00008 \tag{II.29}$$

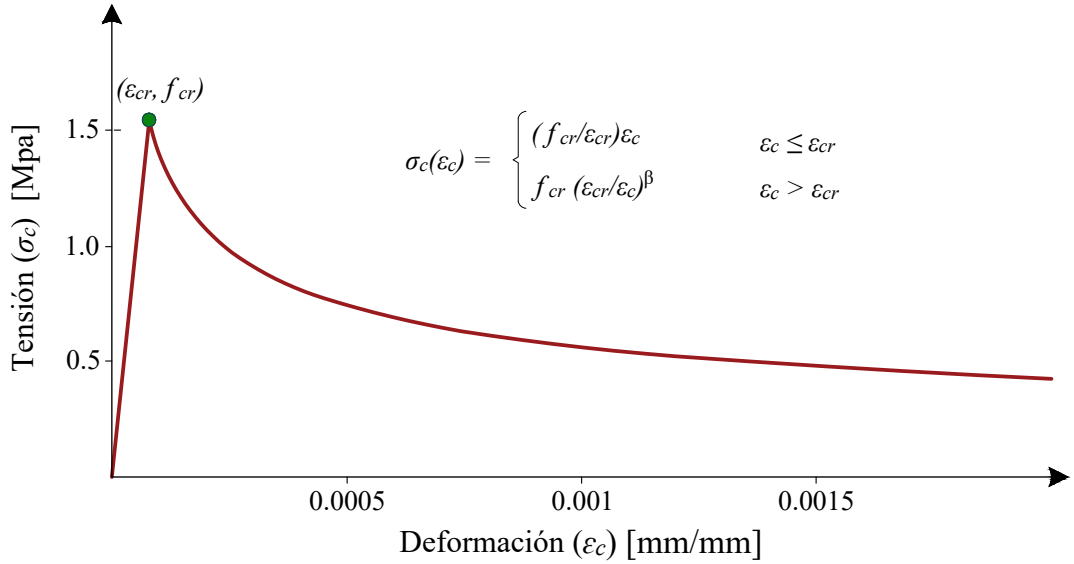


Figure II-12: Relación esfuerzo-deformación del modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi and Hsu (1995).
Fuente: Adaptado de Rojas (2012)

II.3.2. Modelo constitutivo del acero de refuerzo

La ley constitutiva uniaxial del acero corresponde a la curva de Park (1975), ilustrada en la figura II-13, se puede ver que la curva tiene una zona lineal elástica, y luego una plataforma de cedencia, es decir, una zona más allá de la cual la deformación aumenta pero la tensión casi no aumenta, posteriormente una región de endurecimiento por deformación en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, y finalmente una región en la que el esfuerzo decae hasta que ocurre la rotura, en resumen la curva

esfuerzo–deformación está formada por tres regiones, estas son la región elástica, la región perfectamente plástica y la región de endurecimiento CSI (2021b).

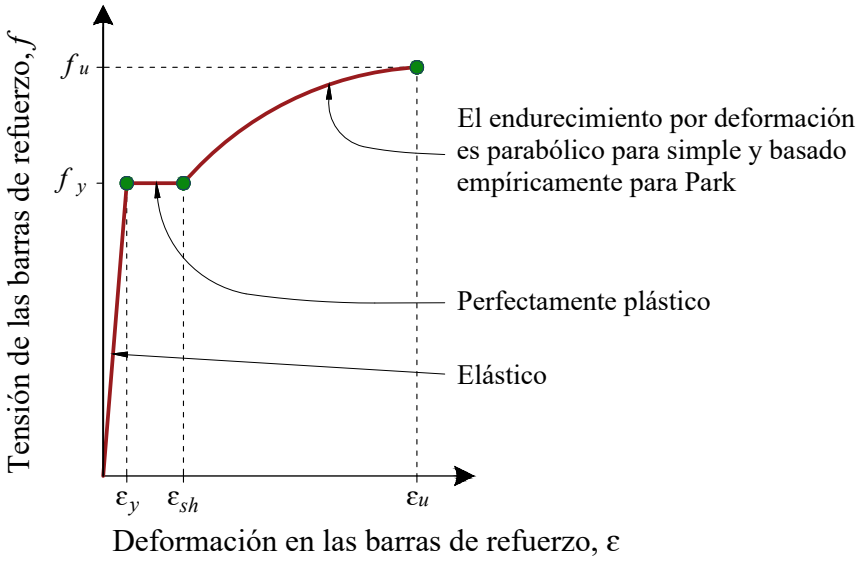


Figure II-13: Relación esfuerzo – deformación del para el acero de refuerzo.
Fuente: Adaptado de CSI (2021b)

Rango elástico:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_y \quad \leftrightarrow \quad f = E \cdot \varepsilon \tag{II.30}$$

Rango plástico:

$$\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh} \quad \leftrightarrow \quad f = f_y \tag{II.31}$$

Rango de endurecimiento:

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad \leftrightarrow \quad f = f_y \left(\frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30 + 1)^2} \right) \tag{II.32}$$

donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia de la barra.

f_u : Esfuerzo último.

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

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

II.4. Métodos de análisis

El análisis de estructuras en el rango elástico es muy útil, ya que se obtienen diseños satisfactorios en su mayoría para cargas de gravedad y asegurando la seguridad íntegra de las personas habitantes. No obstante, cuando se realiza un análisis con cargas externas como una carga sísmica, las consideraciones son diferentes, tal que conllevan a estándares de diseño más altos. Por ello, se debe proceder con un análisis no lineal que comprenda todos los niveles de daño de una estructura. De esta manera, se puede representar el comportamiento real de las estructuras durante su periodo de vida útil y se presenta la histéresis como la tendencia a mantener sus propiedades físicas una vez que la fuerza externa deje de actuar sobre la estructura. Este análisis está influenciado por las diferentes propiedades del hormigón y el acero con una respuesta muy compleja debido a su gran variabilidad ante las solicitaciones sísmicas (Verri, 2003).

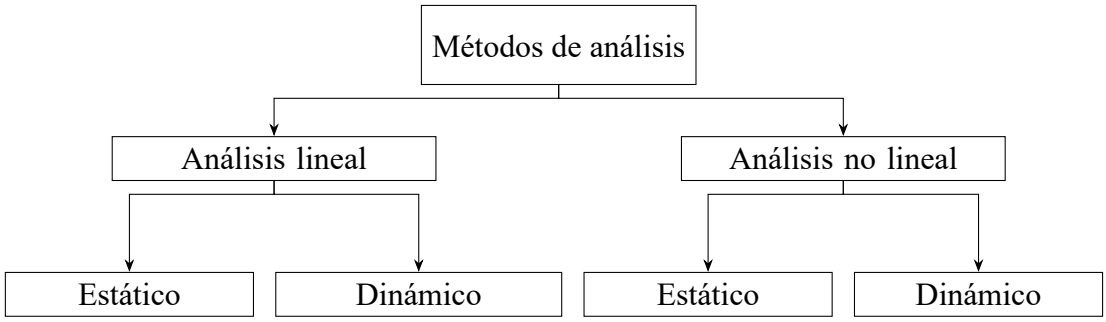


Figure II-14: Métodos de análisis.

En las secciones posteriores se describió el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico que fueron los utilizados para modelar numéricamente el muro RW2.

II.4.1. Análisis estático no lineal

Análisis con el que se puede representar el desempeño de una estructura frente a solicitaciones sísmicas, puesto que considera el comportamiento no lineal de esfuerzo–deformación de los materiales involucrados y la no linealidad geométrica de su sección. Depende también de parámetros como el tipo de modelo constitutivo y sistema estructural. De este modo, se prescinde del principio de superposición. Su objetivo es calcular las resistencias y desplazamientos generados en la estructura para ser comparados

con los niveles de desempeño disponibles (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Según Krawinkler and Seneviratna (1998), se basa en un sistema equivalente de un grado de libertad por nivel, el cual no es 100% certero, pero diversos estudios sustentan que se pueden obtener resultados similares con respecto a un sistema de tres grados de libertad por nivel. De esta manera, se puede decir que la respuesta predomina en el grado de libertad en la dirección de la carga aplicada. Para realizar un análisis no lineal, se parte por definir un vector de forma (ϕ) para luego aplicar los 3 métodos existentes: el incremental, iterativo y el mixto (incremental e iterativo). El primero posee el mismo concepto que el Pushover, el cual consiste en aplicar desplazamientos o fuerzas estáticas pequeñas a una estructura e incrementarlas paso a paso. Se continúa hasta lograr el desplazamiento o la fuerza total determinada por los parámetros de sitio y las propiedades de la estructura.

a) Análisis monotónico o Pushover

Este procedimiento estático no lineal se ha convertido en una herramienta estándar en la práctica de la ingeniería. Fue formulado originalmente por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) en 1996 como parte del proyecto de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) en ”Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. Una versión actual aparece en la Publicación de FEMA No. 356 (enumerada en la sección de Lecturas Adicionales). Su objetivo es proporcionar información sobre el comportamiento estructural que no se puede obtener de un análisis elástico, como las demandas de ductilidad de los miembros y la formación de mecanismos de falla (Villaverde, 2009).

b) Características del análisis Pushover

Hube (2021), describe al análisis Pushover como un método alternativo al análisis tiempo historia no lineal, que consiste en someter la estructura a una distribución de fuerzas laterales (patrón de fuerzas laterales) hasta que se alcanza un desplazamiento de techo objetivo (ver figura II-15).

El análisis Pushover nos permite identificar la formación de rótulas plásticas e identificar los puntos débiles de la estructura, así también la demanda de desplazamientos de los elementos y si existe la falla de algún elemento (Hube, 2021).

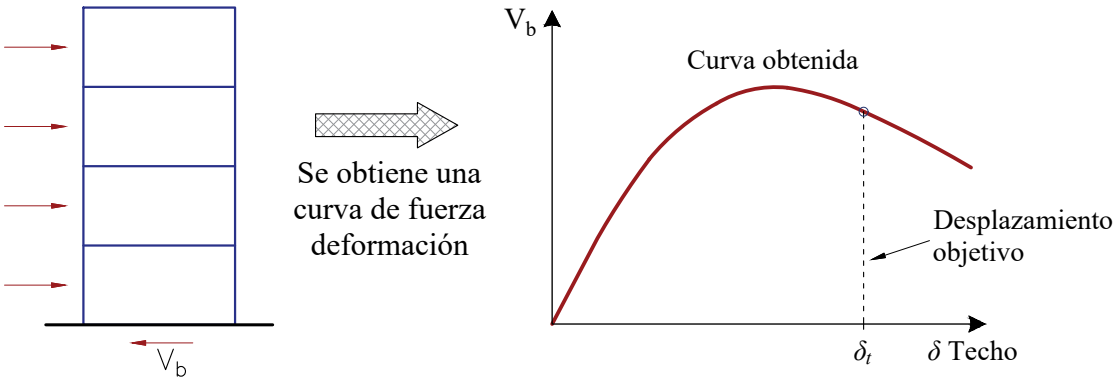


Figure II-15: Patrón de fuerzas y curva Pushover.
Fuente: Adaptado de Hube (2021)

La solución numérica del análisis Pushover consiste en resolver un problema no-lineal estático. Dado $\boldsymbol{p}$, queremos calcular $\boldsymbol{u}$.

$$\boldsymbol{f_s}(u) = \boldsymbol{p} \tag{II.33}$$

donde $\boldsymbol{f_s}$ es el vector de fuerzas resistentes. Las cargas se aplican de forma incremental y para cada incremento de carga es necesario hacer iteraciones.

$\boldsymbol{u}^{(0)}$: Primera estimación de $\boldsymbol{u}$

$\boldsymbol{u}^{(j)}$: Estimación de $\boldsymbol{u}$ después de j iteraciones.

Para cada estimación de $\boldsymbol{u}^{(j)}$ se requiere calcular $\boldsymbol{f_s^{(j)}}$ y $\boldsymbol{k_t^{(j)}}$

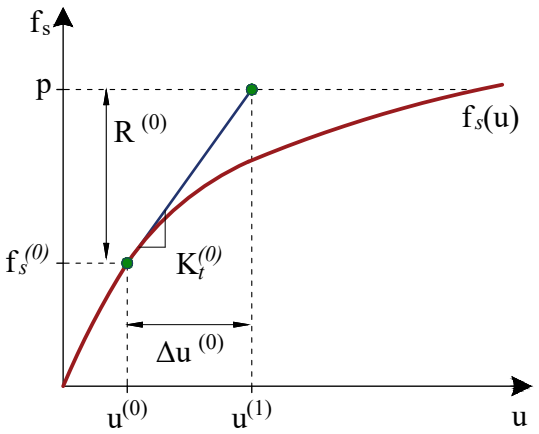


Figure II-16: Estimación del la rigidez por el método de Newton Raphson modificado.
Fuente: Adaptado de Hube (2021)

Expandiendo en serie de Taylor en torno al desplazamiento $\boldsymbol{u}^{(j)}$ se tiene las ecuaciones.

$$\boldsymbol{R}^{(j)} = \boldsymbol{p} - \boldsymbol{f}_s^{(j)}$$
$$\boldsymbol{f}_s(u) \approx \boldsymbol{f}_s^{(j)} + \boldsymbol{k}_t^{(j)}(\boldsymbol{u} - \boldsymbol{u}^{(j)})$$
$$\Delta \boldsymbol{u}^j = (\boldsymbol{k}_t^{(j)})^{-1}\boldsymbol{R}^{(j)}$$
$$\boldsymbol{u}^{j+1} = \boldsymbol{u}^{(j)} + \Delta \boldsymbol{u}^j$$

II.4.2. Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico, a diferencia del estático, incluye la fuerza que varía en el tiempo como en una vibración o un sismo y por ello, presenta gran variabilidad. Este análisis es un complemento del anterior dado que las cargas dinámicas en tiempos muy cortos se pueden considerar como estáticas. En consecuencia, el análisis estructural se torna más complejo y es importante desarrollar una serie de modelos que puedan simular dicho comportamiento. El análisis dinámico lineal muestra las mismas propiedades que el estático estableciendo el equilibrio dinámico que relaciona a la masa, rigidez y amortiguamiento en una ecuación diferencial. La solución se reduce a la obtención de desplazamiento, velocidad y aceleración. La energía es un concepto fundamental en este análisis puesto que a medida que cambian las fuerzas, la estructura disipa cierta energía dependiendo de la deformación que debe ser reducida para lograr un buen desempeño ante eventos sísmicos (Wilson, 2002). De esta manera, se puede deducir que, para estructuras rígidas, la energía disipada es prácticamente nula.

El análisis dinámico no lineal consiste en inducirle una aceleración tal que conlleve a una estructura a un estado de excitación sísmica y así, poder llegar a un estado no lineal y determinar sus propiedades. Dicha aceleración puede ser obtenida mediante un espectro elástico, inelástico, un diagrama tiempo-historia o un patrón de cargas (Wilson, 2002).

a) Comportamiento cíclico de materiales

Existen varios modelos de histéresis para definir el comportamiento de esfuerzo–deformación cíclica no lineal del hormigón y del acero. En su mayor parte, estos modelos difieren en la cantidad de energía que disipan en un ciclo de

deformación determinada, y en cómo cambia el comportamiento de disipación de energía cambia con una cantidad creciente de deformación (Mazhar et al., 2021).

Las curvas de esfuerzo–deformación no lineales en los materiales se utilizan actualmente para rótulas plásticas en modelos de fibras y elementos shell con múltiples capas. Con respecto a rótulas plásticas en modelos de fibras, para cada fibra de la sección transversal se utiliza la curva de esfuerzo–deformación no lineal directa del material para definir su comportamiento (Mazhar et al., 2021).

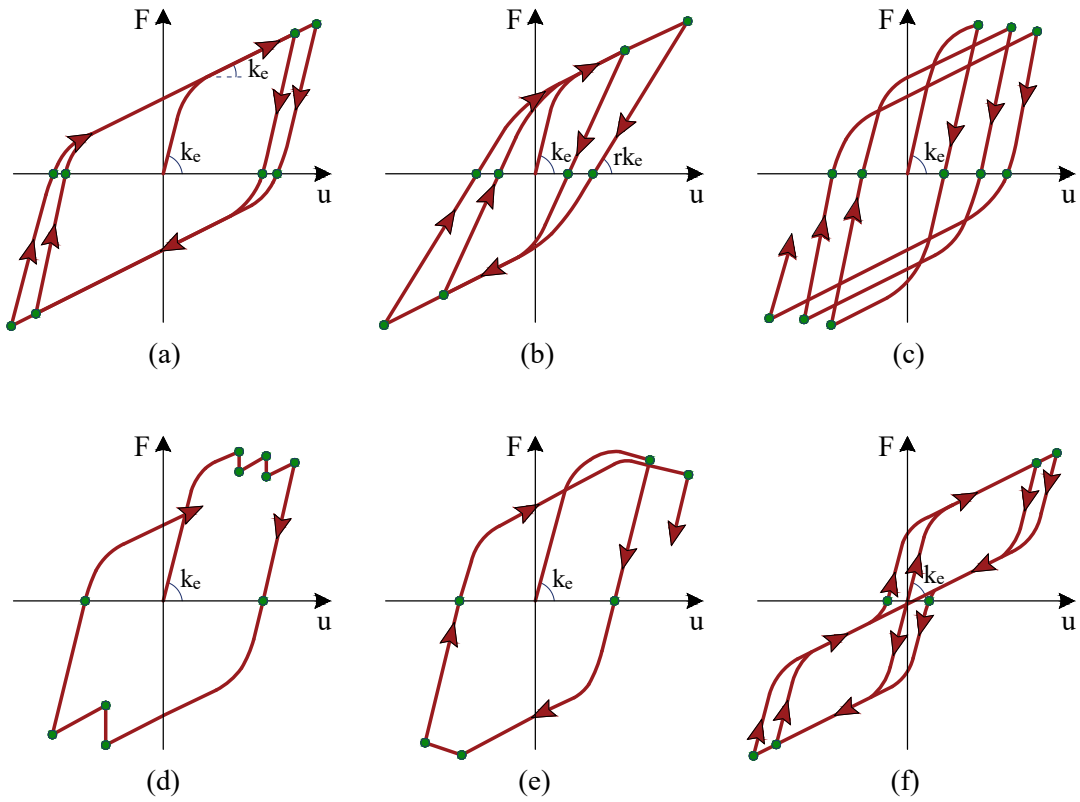


Figure II-17: Modelos de comportamiento histerético. (a) Modelo sin degradación, (b) modelo con degradación cíclica de rigidez, (c) modelo con degradación cíclica de carga, (d) modelo con degradación de carga por fractura, (e) modelo con degradación gradual de carga por post-taponado y (f) modelo con cierre de grietas.
Fuente: Adaptado de Deierlein et al. (2010)

Durante un sismo, los elementos estructurales de las edificaciones pueden presentar comportamiento dominado por flexión, es decir, alta ductilidad y baja perdida de resistencia, o cortante, donde hay pérdida súbita de resistencia sin desarrollar capacidad de deformación. Para capturar estos efectos en modelos numéricos, el comportamiento de los elementos se caracteriza mediante las curvas de histéresis de los materiales. (Cuesvas

et al., 2020).

Actualmente, se consideran al menos seis tipos de comportamientos histeréticos (ilustrado en la figura II-17), los que definen las leyes constitutivas de un material. En la guía de análisis no-lineal de Deierlein et al. (2010), se presentan estos seis modelos de histéresis (Peña, 2016).

b) Análisis tiempo historia no lineal

Como el análisis dinámico no lineal implica menos suposiciones que el procedimiento estático no lineal, está sujeto a menos limitaciones que el procedimiento estático no lineal. Sin embargo, la precisión de los resultados depende de los detalles del modelo de análisis y de la fidelidad con la que captura los efectos del comportamiento significativos. Los criterios de aceptación suelen limitar las deformaciones máximas de los componentes estructurales a valores en los que se controla la degradación de la rigidez (Deierlein et al., 2010).

El análisis tiempo historia consiste en resolver la ecuación diferencial matricial II.34.

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{u}}(t) + \boldsymbol{f_s}(t) = \boldsymbol{M}\iota\, \ddot{u}_g(t) \tag{II.34}$$

donde $\boldsymbol{f_s}(t) \neq \boldsymbol{K}\boldsymbol{u}(t)$

El método de Newmark para sistemas de un grado de libertad se basa en las siguientes ecuaciones Hube (2021).

$$\dot{\boldsymbol{u}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\,\Delta t}(\boldsymbol{u}_{i+1} - \boldsymbol{u}_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\boldsymbol{u}}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{\boldsymbol{u}}_i \tag{II.35}$$

$$\ddot{\boldsymbol{u}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\,\Delta t^2}(\boldsymbol{u}_{i+1} - \boldsymbol{u}_i) - \frac{1}{\beta\,\Delta t}\dot{\boldsymbol{u}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\boldsymbol{u}}_i \tag{II.36}$$

Para el caso de Aceleración Constante

$$\gamma = \frac{1}{2} \qquad \beta = \frac{1}{4}$$

$$\ddot{\boldsymbol{u}}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{\boldsymbol{u}}_{i+1} + \ddot{\boldsymbol{u}}_i) \tag{II.37}$$

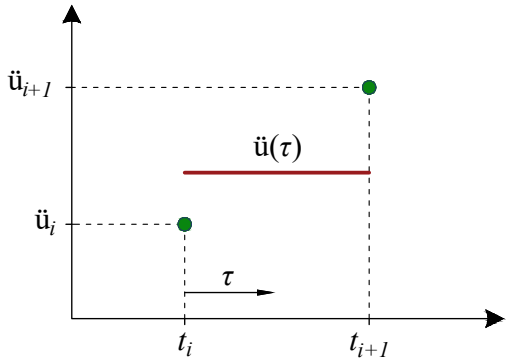


Figure II-18: Parámetros para le caso de Aceleración Constante.
Fuente: Adaptado de Hube (2021)

Para el caso de Aceleración Lineal

$$\gamma = \frac{1}{2} \qquad \beta = \frac{1}{6}$$

$$\ddot{\boldsymbol{u}}(\tau) = \ddot{\boldsymbol{u}}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{\boldsymbol{u}}_{i+1} - \ddot{\boldsymbol{u}}_i) \tag{II.38}$$

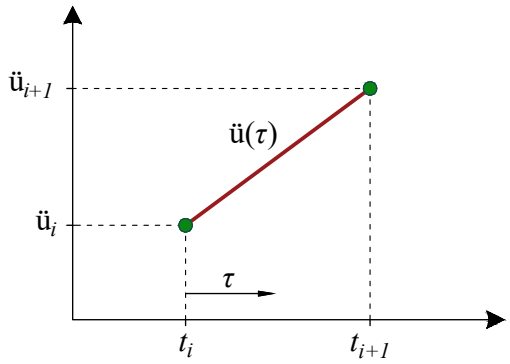


Figure II-19: Parámetros para el caso de Aceleración Lineal.
Fuente: Adaptado de Hube (2021)

Para un sistema de varios GDL y aceleración constante de la respuesta se tiene:

$$\dot{\boldsymbol{u}}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t}(\boldsymbol{u}_{i+1} - \boldsymbol{u}_i) - \dot{\boldsymbol{u}}_i \tag{II.39}$$

$$\ddot{\boldsymbol{u}}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2}(\boldsymbol{u}_{i+1} - \boldsymbol{u}_i) - \frac{4}{\Delta t}\dot{\boldsymbol{u}}_i - \ddot{\boldsymbol{u}}_i \tag{II.40}$$

Solución de Tiempo Historia No Lineal con el Método de Newmark, para el tiempo $i+1$, dado $\boldsymbol{p}_{i+1}$ queremos calcular $\boldsymbol{u}_{i+1}$

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}}_{i+1} + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{u}}_{i+1} + \boldsymbol{f_s}(\boldsymbol{u}_{i+1}) = \boldsymbol{p}_{i+1} \tag{II.41}$$

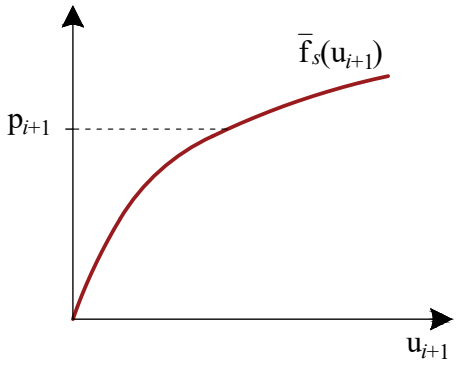


Figure II-20: Solucion numerica de Newmark.
Fuente: Adaptado de Hube (2021)

$$\hat{\boldsymbol{f}}_s(\boldsymbol{u}_{i+1}) = \boldsymbol{p}_{i+1} \tag{II.42}$$

$\boldsymbol{u}_{i+1}^{(0)}$ la primera estimación de $\boldsymbol{u}_{i+1}$ y $\boldsymbol{u}_{i+1}^{(j)}$ es la estimación de $\boldsymbol{u}_{i+1}$ después de j iteraciones. La primera estimación del desplazamiento en el tiempo $i+1$ es $\boldsymbol{u}_{i+1}^{(0)} = \boldsymbol{u}_i$

Expandiendo en serie de Taylor en torno al desplazamiento $\boldsymbol{u}_{i+1}^{(j)}$

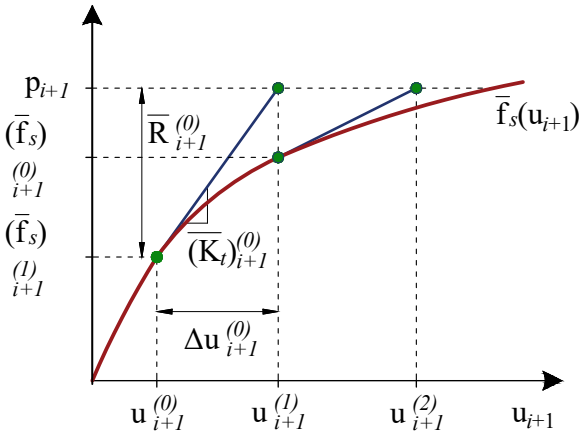


Figure II-21: Estimación de la rigidez por el método de Newton Raphson modificado.
Fuente: Adaptado de Hube (2021)

$$\hat{\boldsymbol{f}}_s(\boldsymbol{u}_{i+1}) \approx \hat{\boldsymbol{f}}_s^{(j)} + (\hat{\boldsymbol{k}}_t)_{i+1}^{(j)} \left(\boldsymbol{u}_{i+1} - \boldsymbol{u}_{i+1}^{(j)} \right)$$

$$\hat{\boldsymbol{R}}_{i+1}^{(j)} = \boldsymbol{p}_{i+1} - \hat{\boldsymbol{f}}_{i+1}^{(j)}$$

$$\Delta \boldsymbol{u}^{(j)} = \left((\hat{\boldsymbol{k}}_t)_{i+1}^{(j)} \right)^{-1} \cdot \hat{\boldsymbol{R}}_{i+1}^{(j)}$$

$$\boldsymbol{u}_{i+1}^{(j+1)} = \boldsymbol{u}_{i+1}^{(j)} + \Delta \boldsymbol{u}^{(j)}$$

III. ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

En la literatura, el estudio presentado por Thomsen and Wallace (1995) es conocido como un referente. El principal objetivo de este trabajo de grado fue evaluar las rótulas plásticas en elementos shell mediante un ensayo experimental del espécimen RW2 por considerarse de especial interés para esta investigación.

En términos generales, el trabajo de Thomsen and Wallace (1995), consiste en la obtención de resultados de un estudio experimental y analítico de muros estructurales de hormigón armado con sección transversal simétrica y asimétrica diseñados usando una metodología de diseño basado en desplazamientos. En este estudio, cuatro probetas de muros estructurales, a escala 1:4, fueron construidas y ensayadas bajo esfuerzo axial constante y carga lateral cíclica reversible. Dos de las probetas son de sección transversal rectangular (muros RW1 Y RW2), mientras que las otras dos son de sección-T (TW1 y TW2). Las propiedades típicas de los materiales son usadas para las cuatro probetas de muros (acero de refuerzo grado 60 y hormigón grado 4,000 psi).

Cada probeta de muro rectangular fue construida de 12 ft (144 in) de alto en Cantiléver con una sección transversal de 4 × 48 in (espesor × ancho). La altura y longitud de la probeta de muro a escala resulta en una relación de aspecto (h_w/L_w) y una relación de corte-momento ($M_u/V_u\ L_w$) de 3.

Para el presente trabajo de grado, se estudia la respuesta de corte basal vs. desplazamiento de la probeta de muro RW2, así como sus características geométricas, resistencia y comportamiento de los materiales componentes, los cuales son idealizados a través de los modelos constitutivos descritos en el capítulo II.

III.1. Descripción de la probeta de Muro RW2

III.1.1. Geometría

El muro modelado tiene un ancho de 48 in (1.22 m), una altura total de 144 in (3.66 m) y un espesor de 4 in (102 mm) con altura idéntica en cada uno de los pisos como se muestra en

la figura III-1. Las condiciones del ensayo fueron configuradas para conservar una carga axial relativa de $0.07Agf'_c$ (donde Ag es el área bruta de la sección y f'_c la resistencia a compresión del concreto) a través de un actuador hidráulico en la parte superior del muro y una cuya relación de aspecto (altura/largo) fue igual a 3.

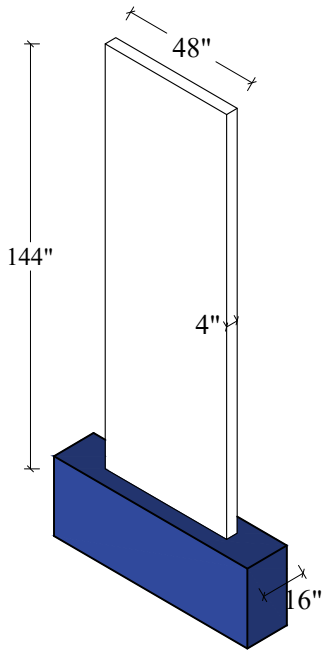


Figure III-1: Dimensiones del muro RW2
Fuente: Adaptado de Thomsen and Wallace (1995)

III.1.2. Cuantías de refuerzos

La probeta de muro RW2 fue construida con un refuerzo longitudinal compuesto por barras de refuerzo de 8#3 (Grado 60414 MPa) colocados en cada zona de los bordes, resultando en una razón de refuerzo de compresión y tensión de 0.00458. Todo el refuerzo longitudinal sobre la altura del muro es continuo y tiene ganchos de 90° que son embebidos a lo largo del pedestal, lo cual provee el empotramiento a la base del muro (ver Figura III-2).

Las figura III-2 y III-3 muestra una vista en elevación de la probeta de muro RW2 y las secciones para tres distintos niveles de refuerzo. El primer nivel (sección A-A) contiene el detalle del refuerzo de la base del muro, donde se espera que se concentre la deformación inelástica. El segundo nivel (Sección B-B) está en la zona media, donde el refuerzo especial de confinamiento en los bordes no es requerido y el tercer nivel (sección C-C)

está localizado en el tope de la probeta de muro, donde el montaje superior es conectado. La cantidad de refuerzo distribuido en el alma y estribos en forma de U fueron duplicados en el cuarto piso (Sección C-C) para ayudar a prevenir solamente el agotamiento debido a la carga transferida desde el actuador hidráulico a la probeta de muro.

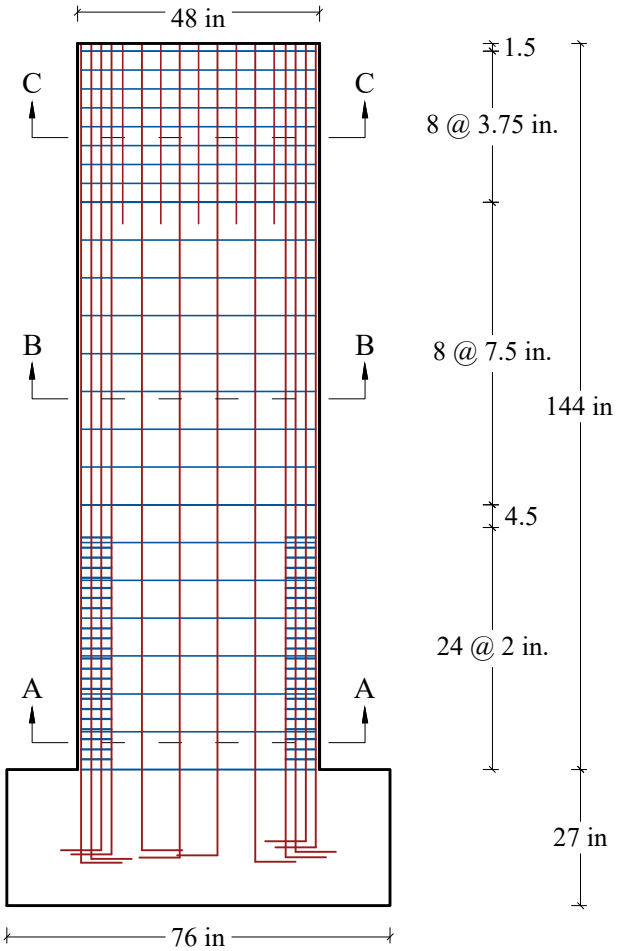


Figure III-2: Elevación del detalle del refuerzo para la probeta de muro rectangular RW2.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

El acero del alma distribuido uniformemente fue proveído basado sobre las prescripciones mínimas del código y consiste en barras de refuerzo de #2(6.4 mm) espaciadas a 7.5 in (191 mm) en cada dirección (ver Figura III-2). Esto resultó en una razón de refuerzo de 0.00327. Es importante mencionar que el acero de refuerzo horizontal del alma termina en la zona de borde con un gancho en 90°.

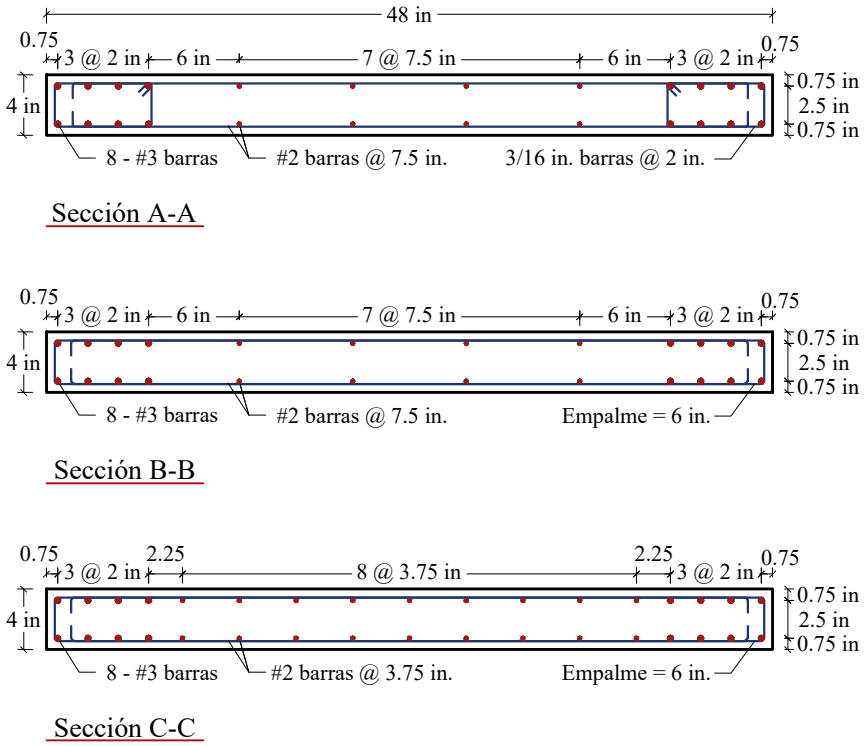


Figure III-3: Secciones con el detalle del refuerzo para la probeta de muro rectangular RW2.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

El refuerzo transversal en la zona de confinamiento de los bordes de la probeta de muro está compuesto por cables lisos de diámetro 3/16 in (4.75 mm) espaciados a 2 in, que son recocidos para que tenga un rendimiento similar a las propiedades del acero de refuerzo de Grado60.

Cabe mencionar que uno de los objetivos de este trabajo de grado fue evaluar el comportamiento del pedestal, el cual se ha considerado sin armadura y con hormigón elástico lineal y elástico no lineal para los diferentes modelos propuestos.

III.2. Materiales utilizados en el ensayo

La resistencia a la compresión de diseño del hormigón para la probeta de muro RW2 es de 4000 psi(27.6 MPa); sin embargo, la resistencia medida en el momento del ensayo fluctúan en el rango de 5005*a*6632 psi(34.5 *texta* 45.7 MPa). La tabla III-1, muestra la resistencia a la compresión del hormigón en los 5 distintos niveles a los 28 días y los valores medidos (Thomsen & Wallace, 1995).

Table III-1: Resistencia característica del hormigón.

Nivel	**Resistencia de compresión a los 28 días** (psi; MPa)	**Resistencia de compresión. Datos de prueba** (psi; MPa)	**Resistencia de tensión. Datos de prueba (psi; MPa)** (psi; MPa)
Pedestal	4174; 28.8	5005; 34.5	729; 5.03
1° piso	4678; 32.3	6331; 43.7	817; 5.63
2° piso	5606; 38.7	6632; 45.7	950; 6.55
3° piso	5217; 36.0	5918; 40.8	830; 5.72
4° piso	5164; 35.6	5987; 41.3	754; 5.20

Por otra parte, las curvas que definen la relación esfuerzo–deformación del hormigón, son mostradas en la figuras III-4 para la probeta de muro RW2.

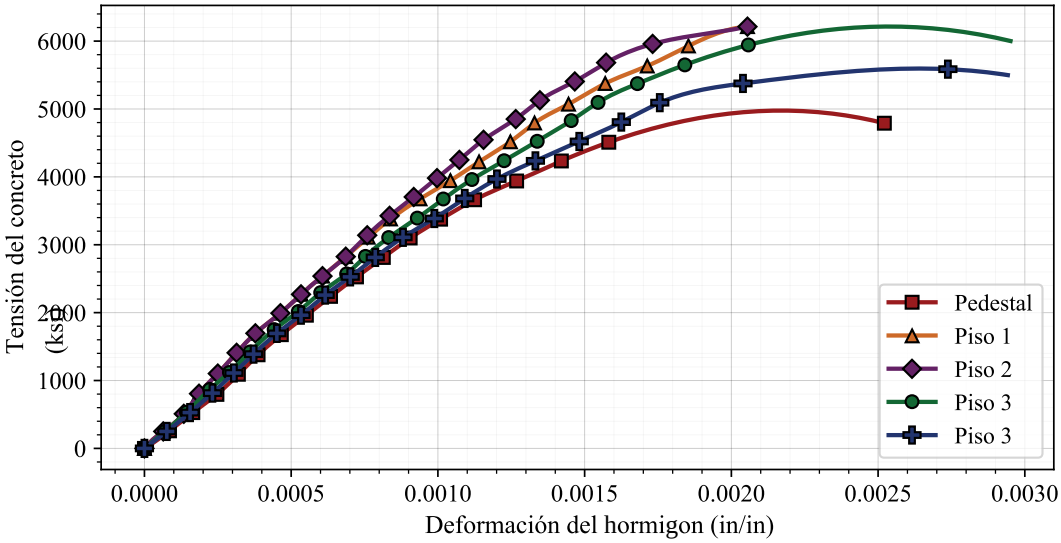


Figure III-4: Relaciones esfuerzo-deformación del hormigón.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

En el caso del acero de refuerzo, Tres tipos diferentes son usados; (1) acero típico Grado 60(414 MPa) en barras #3(9.5 mm) como refuerzos longitudinales, (2) barras #2(6.4 mm) como acero del alma uniformemente distribuido y (3) barras 3/16 in(4.75 mm) de diámetro de alambre liso como refuerzo transversal en las zonas confinadas de los bordes. La tabla III-2 muestra las propiedades mecánicas de los tres diferentes tipos de refuerzos utilizados. Cabe destacar que las curvas esfuerzo-deformación terminan en el punto

cuando las mediciones de los Strain-Gages rompen.

Table III-2: Propiedades del acero de refuerzo.

Propiedades	**Barras longitudinales #3 en bordes** (psi; MPa)	**Barras longitudinales #2 distribuido** (psi; MPa)	**3/16" diámetro acero liso** (psi; MPa)
f_y	63 (434)	65 (448)	63 (434)
f_u	93 (641)	85 (586)	70 (483)
f_f	92 (634)	80 (552)	70 (483)
E_s	29000 (200000)	29000 (200000)	29000 (200000)
E_{sh}	1500 (10344)	–	–
ε_y	0.0022	0.003	0.003
ε_{sh}	0.016	–	–
ε_u	0.10	0.08	0.06
ε_f	0.12	0.10	0.07

Por otra parte, las curvas que definen la relación esfuerzo-deformación de las barras de refuerzo ensayadas, es mostrada en la figura III-5 , respectivamente, para la probeta de muro RW2.

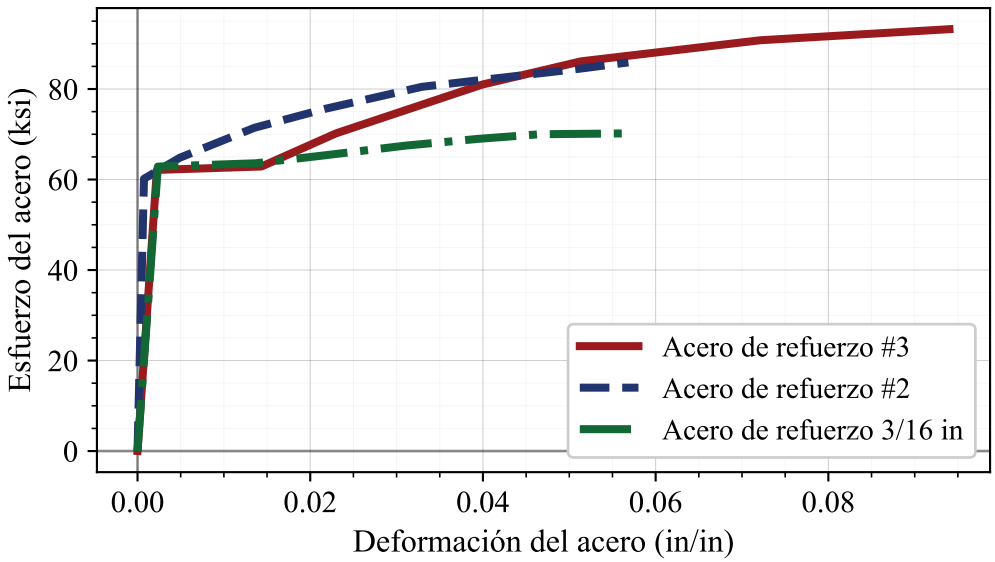


Figure III-5: Relaciones esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

III.3. Dispositivos utilizados en el ensayo

La probeta de muro RW2 fue ensayado en posición vertical, en el Laboratorio de Investigación de Ingeniería Estructural en la Universidad Clarkson. La Figura III-6 muestra el esquema de la configuración de la probeta de muro RW2, así como los principales dispositivos utilizados durante el ensayo.

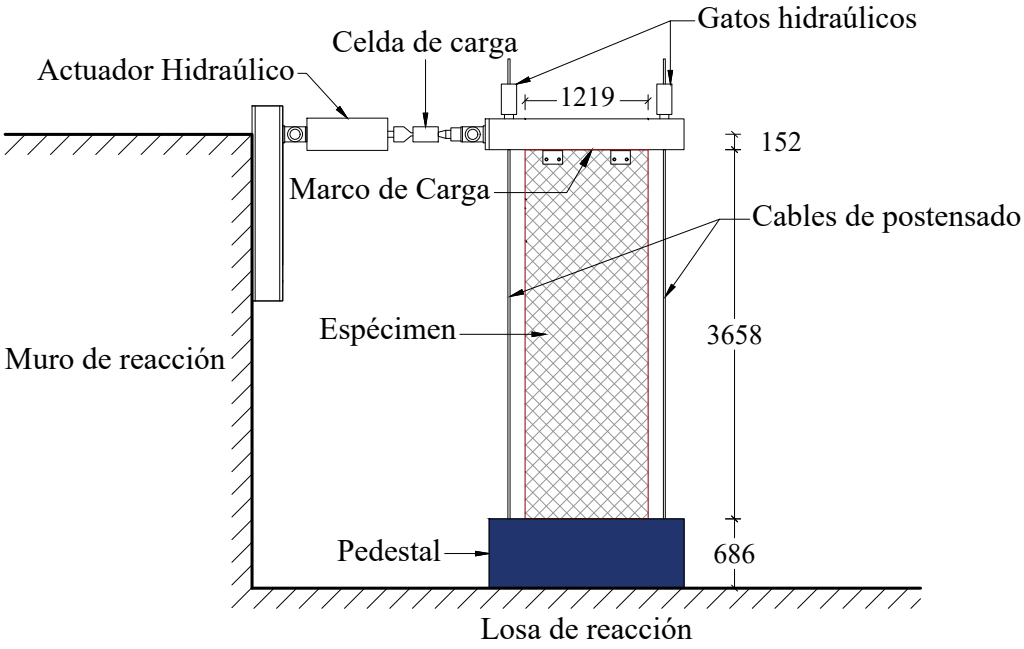


Figure III-6: Elevación y secciones con el detalle del refuerzo para la probeta de muro rectangular RW2.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

El muro es rígidamente montado en la losa de piso a través de 8 barras de amarre de acero de alta resistencia de diámetro 1-1/4 (32 mm). Un ensamblado de transferencia de carga de acero especialmente fabricado es usado para transferir la carga axial y la carga lateral de la probeta de muro. El ensamblado de acero está hecho de sección canal (C12x68's) espalda-espalda soldado con una abertura de 0.75 in (19mm) entre sí para permitir que las hebras pos-tensadas pasen por las perforaciones. El ensamblado de transferencia de carga está unido a la probeta de muro usando barras roscadas de 1 in (25mm) de diámetro que son incorporadas íntegramente con el cuarto piso de la probeta. Seis varillas roscadas son utilizadas para unir el ensamblado a la probeta de muro rectangular.

El esfuerzo axial es aplicado por dos gatos hidráulicos montados sobre el ensamblado

de transferencia de carga, en la probeta de muro rectangular. Las hebras de los cables pos-tensados, se anclan en el pedestal de la probeta de muro y se extendieron a través de los canales de acero y a través de las cavidades de los gatos hidráulicos. Un conjunto de anclajes activos es colocados sobre el gato hidráulico que agarran el cable y junto con ello, los gatos podrían aplicar un esfuerzo de compresión en el muro.

La carga lateral cíclica es aplicada al muro por un actuador hidráulico de 122 kip (556 kN) que es montado horizontalmente a un muro de reacción de aproximadamente de 15 ft (4.6 m) desde el piso rígido.

III.4. Protocolo de Carga horizontal cíclica

Durante el ensayo de la probeta de muro RW2, la carga axial de 0.07Ag f'c es aplicada sobre el muro, la cual es mantenida aproximadamente constante por el resto del ensayo, mientras que la deriva lateral cíclica reversible son aplicados bajo un control de desplazamientos. Típicamente se llevaron a cabo dos ciclos completos en cada nivel de deriva lateral, los cuales son de aproximadamente 0.1, 0.25, 0.5, 0.75, 1.00, 1.50, 1.00, 1.50, 2.00 y 2.50% de la altura del muro. La figura III-7 muestra los ciclos de desplazamientos aplicados en la parte superior del muro mediante un actuador horizontal, se muestra en términos de deriva, durante el ensayo de la probeta de muro RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).

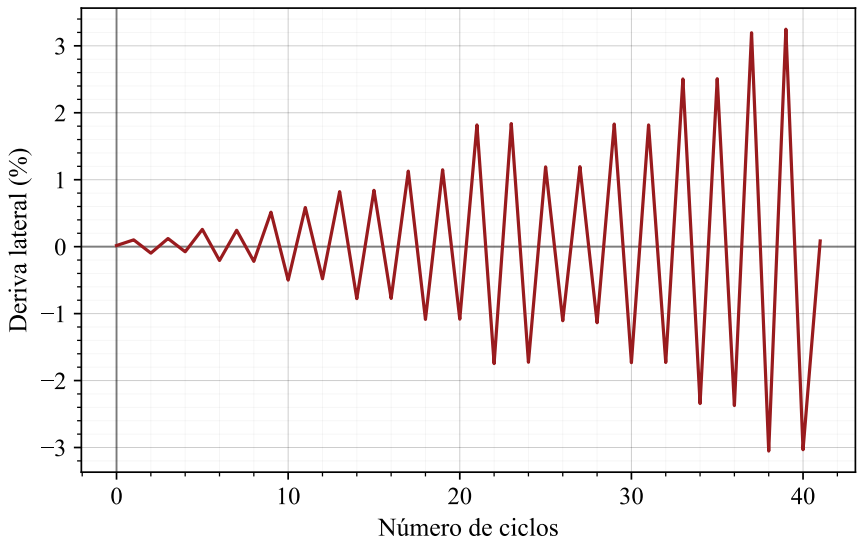


Figure III-7: Protocolo de desplazamiento lateral en términos de deriva del espécimen.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

III.5. Relación carga lateral vs desplazamiento de techo

La Figura III-8, muestra la relación carga lateral vs. desplazamiento medido, donde se indica el nivel de carga axial al cual estuvo sometido el muro durante el ensayo.

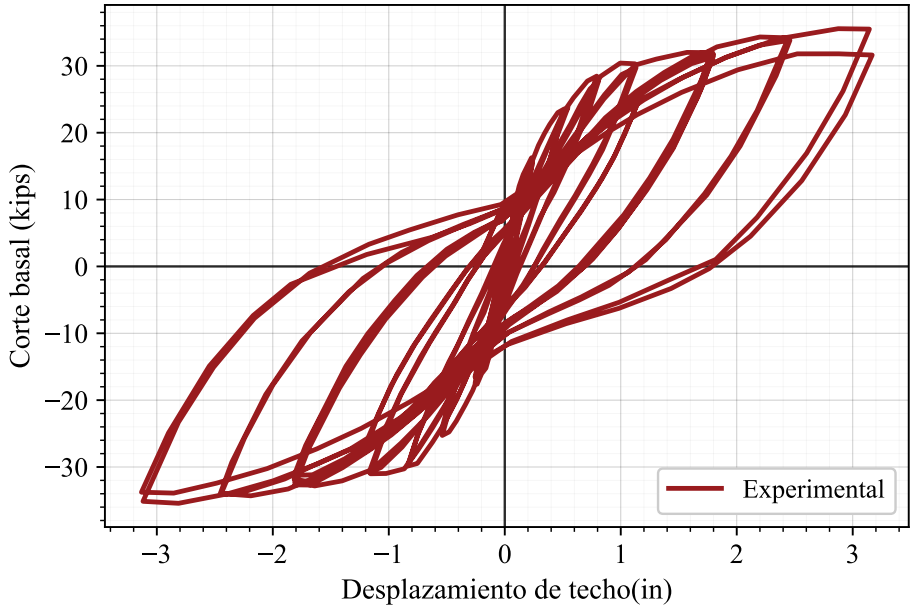


Figure III-8: Carga lateral vs desplazamiento de techo.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

La III-8, indica que la probeta de muro RW2 de sección rectangular, exhibe un comportamiento histerético estable, excelente ductilidad y capacidad de absorber energía.

La probeta de muro RW2, es sometida a 20 ciclos y no experimenta una pérdida significativa de resistencia, incluso hasta los 2.5% de la deriva lateral. El mejorado comportamiento es atribuido al pequeño espaciamiento entre los refuerzos transversales de los bordes (separación de 2 in), el cual retrasa el comienzo del pandeo del refuerzo longitudinal.

III.6. Observaciones del ensayo del muro RW2

La probeta de muro RW2 presenta la fluencia de las barras longitudinales en el borde del muro, para una deriva lateral de aproximadamente 0.75%. Las fisuras en los bordes del muro se iniciaron en el primer ciclo de desplazamiento, concerniente a una deriva nominal de 1.0%. Strain gages embebidos en los bordes del hormigón, indican deformaciones de

aproximadamente de 0.003 en tensión y compresión; sin embargo, las deformaciones calculadas mediante LDVT's indicaron deformaciones de aproximadamente de 0.01 en tensión y 0.004 en compresión. Los valores de deformación medidos presentan variaciones, debido a que los LVDT's fueron montados en el recubrimiento del hormigón (mayor daño esperado); mientras que los strain gages embebidos en el hormigón fueron montados en el núcleo confinado del muro (menor daño esperado).

El primer ciclo de 2.5% de deriva lateral causó mayor desprendimiento en ambos bordes. Las barras de refuerzo longitudinal más extremas comienzan a pandearse en cada borde. El segundo ciclo causó el pandeo de las seis barras de refuerzo longitudinal en el borde norte, tal como se ilustra en la Figura III-9. El hormigón dentro del núcleo confinado falla por aplastamiento y se aprecia una leve caída de la capacidad, la cual fue notada.

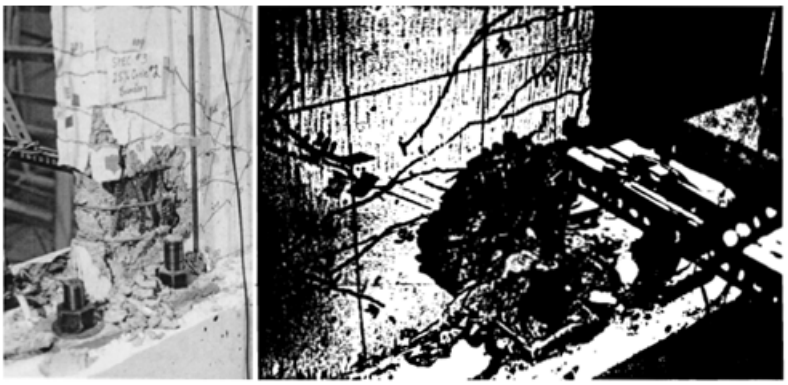


Figure III-9: Fotografía global de la falla desarrollada en la probeta de muro RW2, una vez finalizado el ensayo con una deriva lateral de 2.5%.
Fuente: Obtenido de Thomsen and Wallace (1995)

IV. EVALUACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS DE ELEMENTOS SHELL EN ETABS

IV.1. Modelación numérica del muro RW2 mediante ETABS

El muro rectangular RW2 fue ensayado por Thomsen and Wallace (1995) aplicando desplazamientos en su plano y por lo tanto, puede ser modelado numéricamente como un elemento 2D o 3D, en consecuencia y para efectos de este informe, este muro se modeló en 2D. La geometría, la armadura y los materiales utilizados en el ensayo del muro RW2 se han descrito en el capítulo III.

Los modelos analíticos del muro RW2 se desarrollaron en el software ETABS v20.0, que es una herramienta orientada al análisis y diseño estructural que también ofrece una eficiencia razonable para el análisis inelástico de estructuras. Para cumplir los objetivos de esta investigación, se ha considerado 3 modelos del muro RW2, con diferentes geometrías y propiedades no lineales; el primero referido un modelo sin considerar el pedestal, para el segundo y tercer modelo se han considerado los pedestales que fueron modelados de manera lineal y no-lineal respectivamente, como se muestra en la tabla IV-1 y las figuras IV-1 y IV-2.

Table IV-1: Características de los modelos propuesto del muro RW2.

Modelos analíticos del muro RW2	**Característica**
Modelo analítico 1	Muros RW2 sin pedestal
Modelo analítico 2	Muros RW2 con pedestal (no-lineal)
Modelo analítico 3	Muros RW2 con pedestal (lineal)

En lo que sigue se indicará la metodología para la construcción del modelo matemático en el programa. Existen tres fases para el análisis estructural, tal como lo indica Powell (2010) y estos son:

1. Modelación
2. Computación o cálculos.

3. Interpretación

En la fase de modelación se construyó la estructura teniendo en cuenta el comportamiento real de los elementos y en la fase de computación se desarrolló los procesos de análisis y cálculos. Al final, se presentó la fase de interpretación de los resultados, la cual es de importancia en la toma de decisiones y conclusiones (Arciniegas, 2020).

Para el modelo analítico 1 elaborado en este informe, el muro RW2 se ha dividido en 27 elementos shells, la figura IV-1 muestra la sección transversal y todos los elementos divididos de este modelo. Las secciones verticales del borde y la parte central contienen aceros descritos a detalle en la figura III-2. Las secciones verticales internas se distribuyeron uniformemente, tanto en área de hormigón como de acero, tal como se muestra en la figura IV-1, en este modelo no se ha considerado el pedestal, por otra parte se ha definido las condiciones de borde en la base del muro como apoyo fijo, y se ha considerado el comportamiento no lineal para todos los elementos shells divididos.

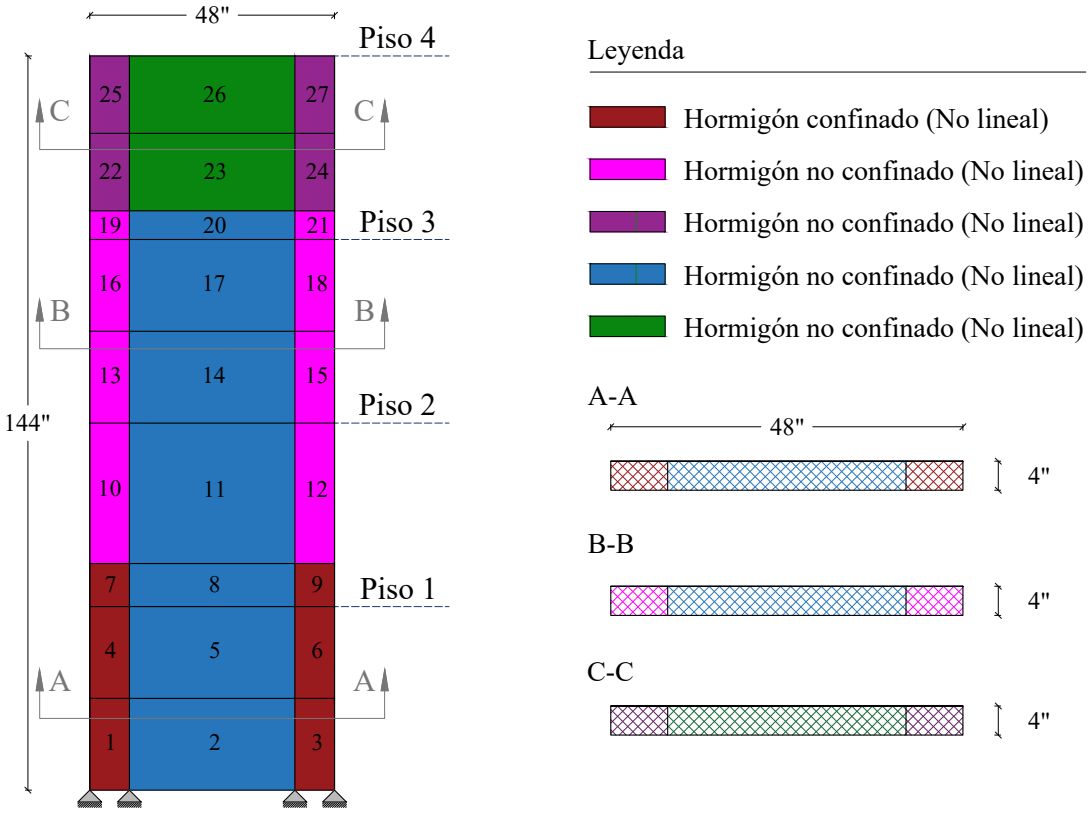


Figure IV-1: Modelo analítico 1 del muro RW2.

Para el modelo analítico 2, el muro RW2 se ha dividido en 35 elementos, la figura IV-2

muestra la sección transversal y cada elemento dividido de este modelo. A diferencia del modelo 1, el pedestal se analizó de manera lineal.

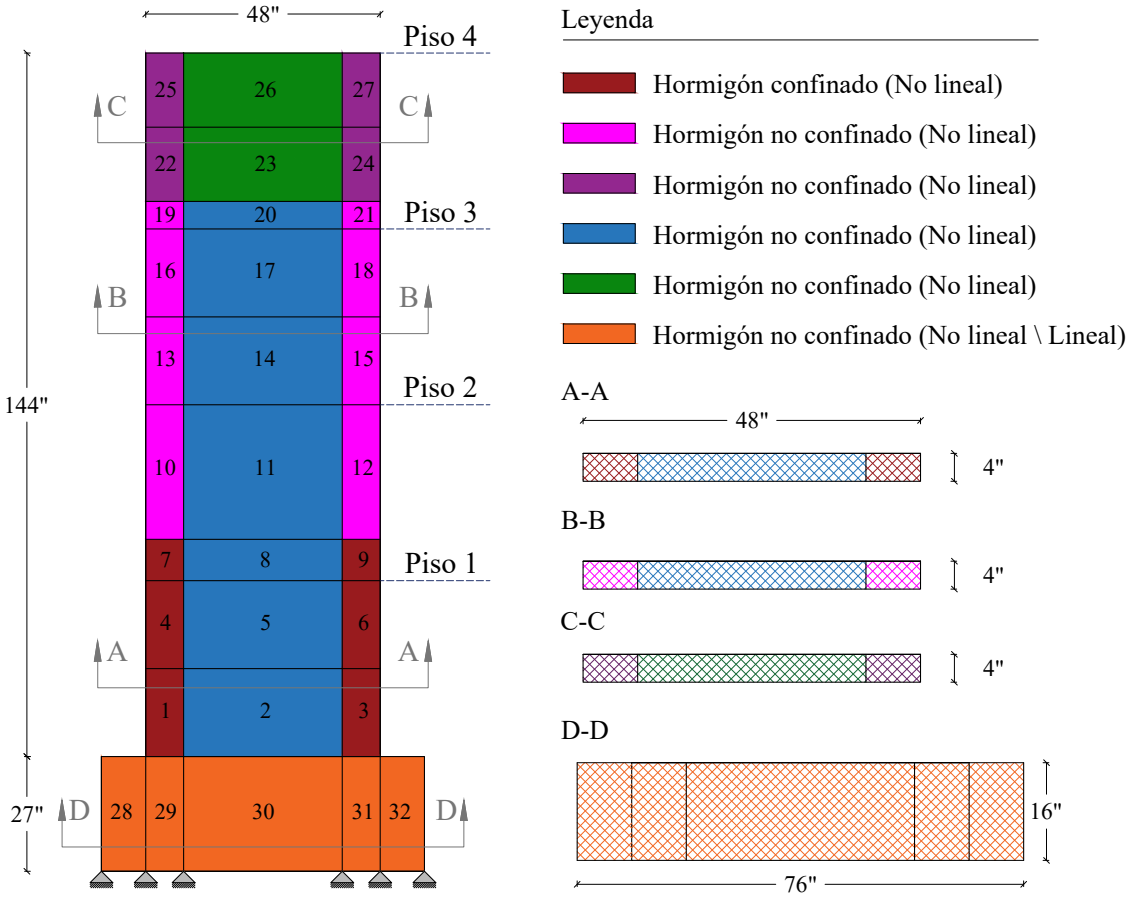


Figure IV-2: Modelo analítico 2 y 3 del muro RW2.

Con respecto al modelo 3 y de forma similar al modelo 1, el comportamiento no lineal se ha considerado en todos los elementos, incluido el pedestal, como también se ilustra en la figura IV-2. Con respecto a las características geometrías y mecánicas de los materiales tiene las mismas propiedades que los modelos analíticos 1 y 2.

IV.1.1. Fase de modelación

En esta fase se ha construido el modelo para el análisis del elemento estructural muro de hormigón armado para ello se ha considerado las siguientes funcionalidades:

a) Asignación de nodos.

b) Propiedades de los componentes, elementos.

c) Patrón de carga, derivas y deflexiones.

d) Secciones de la estructura.

e) Estados límites.

Antes de poder asignar propiedades a los elementos, se deben especificar las propiedades de los componentes.

IV.1.2. Materiales

Con el objetivo de simular y modelar con precisión el rendimiento del muro RW2, el análisis no lineal se desarrolló con las propiedades de los materiales del ensayo experimental. Estas propiedades incluyen las características de rigidez, resistencia y deformación de los componentes. Estos datos son las propiedades que se definen en función de los valores medios de una gran población de materiales que son representativos de lo que ocurrió en el ensayo experimental del muro RW2.

Por lo tanto, el muro fue modelado de acuerdo a la consideración de los valores de la resistencia del hormigón (confinado y no confinado) y deformación acorde a los datos experimentales de las probetas ensayadas e indicadas en el reporte de Thomsen and Wallace (1995).

a) Propiedades del hormigón considerados en el modelo

Las propiedades del hormigón no confinado y confinado, se obtuvieron del documento de Thomsen and Wallace (1995) como se muestra en la tabla IV-2, estos valores fueron utilizados para crear los modelos analíticos 1, 2 y 3 desarrollados en este informe.

El modelo usa una resistencia a la compresión y tracción del hormigón no confinado propuesta por modelo de Mander et al. (1984), en la tabla IV-2 y figura IV-3 se muestra los valores definidos. Además, se usó un valor de deformación en la resistencia peak del hormigón ($\varepsilon_{c0} = -0.002$), y una deformación máxima de ($\varepsilon_{cu} = -0.0025$), estas propiedades han sido utilizadas en todos los modelos analíticos del muros RW2. Con respecto a la resistencia máxima en compresión del hormigón no confinado se ha

considerado con fines prácticos el promedio de las resistencias de todos los pisos.

Table IV-2: Propiedades del hormigón no confinado.

Resistencia máxima en compresión por piso	Piso 1	6.33	kip/in^2
	Piso 2	6.63	kip/in^2
	Piso 3	5.92	kip/in^2
	Piso 4	5.99	kip/in^2
	Pedestal	5.01	kip/in^2
Resistencia máxima en compresión promedio, f'_c		5.975	kip/in^2
Modulo de elasticidad a compresión, E		4372.67	kip/in^2
Deformación máxima en compresión, ε_{c0}		0.0020	
Deformación última en compresión, ε_u		0.0025	
Resistencia máxima en tensión, f_t		0.084	kip/in^2
Deformación máxima en tensión, ε_t		0.00013	

Las rótulas plásticas distribuidas (tipo fibra), se centran en el daño a nivel del material, por esta razón la curva esfuerzo–deformación definida por el modelo Mander et al. (1984) para el hormigón no confinado ilustrado en la figura IV-3, se ha considerado 3 niveles de desempeño a partir de deformaciones del hormigón no confinado (ε_{IO}, ε_{LS} y ε_{CP}), y fueron calculados mediante la tabla III-1, estos valores (ver tabla IV-3), son los criterios de aceptación en forma de deformaciones del material que se utilizó para cuantificar el rendimiento de cada fibra y por consecuente la formación de las rótulas plásticas en cada elemento shell del muro RW2.

Table IV-3: Deformaciones para los diferentes estados de desempeño para el hormigón no confinado.

Nivel de desempeño	**Deformación en compresión**	**Deformación en tensión**
IO	-0.00140	0.000133
LS	-0.00200	–
CP	-0.00252	–

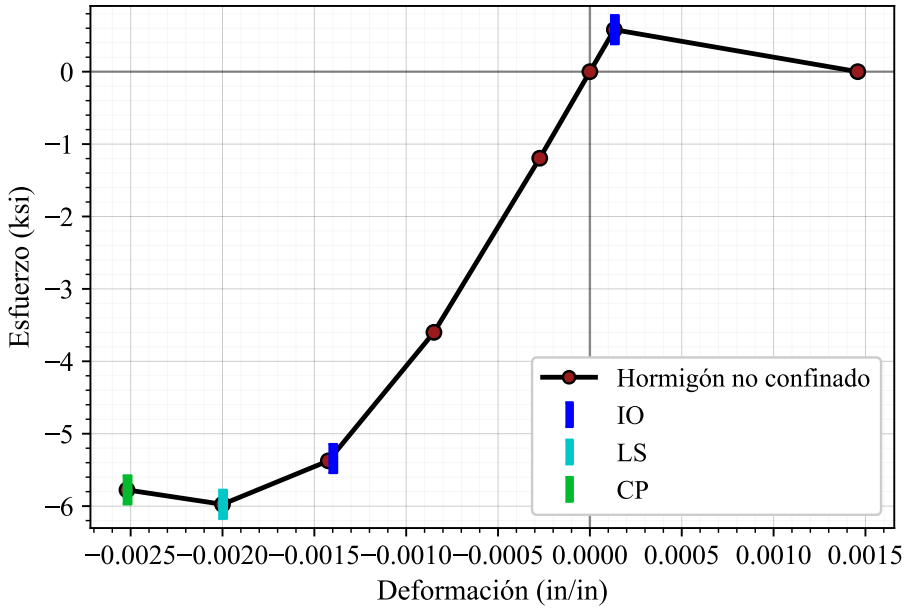


Figure IV-3: Modelo Mander et al. (1984) para el hormigón no confinado.

Con respecto al hormigón confinado, los parámetros se calcularon utilizando lo propuesto por Mander et al. (1984), en la figura IV-4 se observa la curva esfuerzo–deformación.

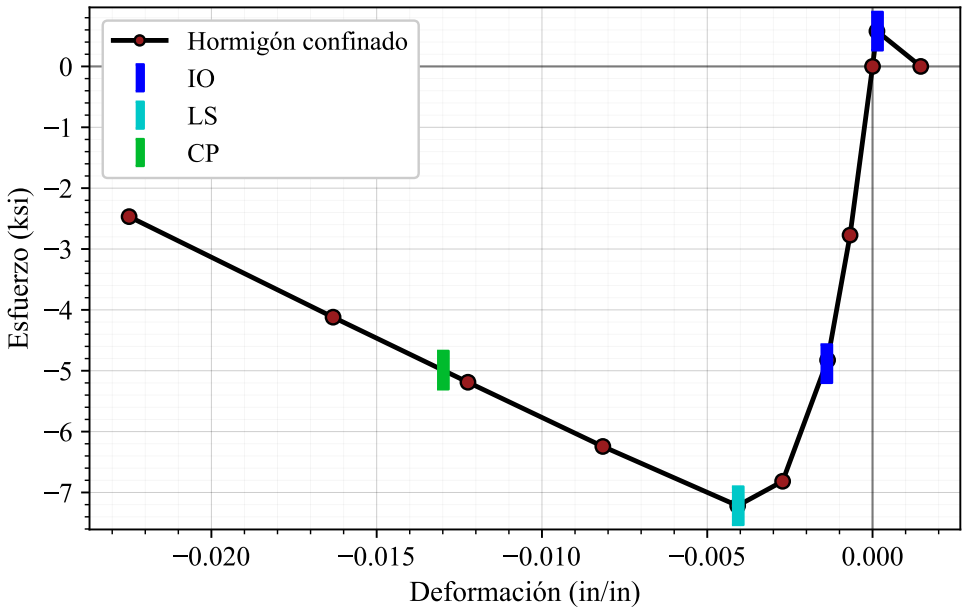


Figure IV-4: Curva esfuerzo–deformación del hormigón confinado.

También se ha considerado 3 niveles de desempeño a partir de deformaciones del hormigón confinado (ε_{IO}, ε_{LS} y ε_{CP}), los valores de estos niveles de desempeño se muestran en la tabla IV-4,

Table IV-4: Deformaciones para los diferentes estados de desempeño para el hormigón confinado.

Nivel de desempeño	Deformación en compresión	Deformación en tensión
IO	-0.0014	0.000133
LS	-0.0041	–
CP	-0.0130	–

Cabe mencionar que tanto para el hormigón confinado como para el no confinado, el modelo de corte se considera lineal-elástico. La resistencia a tracción del hormigón, por su parte, se desprecia.

El comportamiento histerético para el análisis cíclico de esfuerzo–deformación se ha considerado el modelo tipo ”concrete”, este modelo está diseñado para hormigones no reforzado y materiales similares, y es el modelo predeterminado para el hormigón y materiales de mampostería en el programa ETABS.

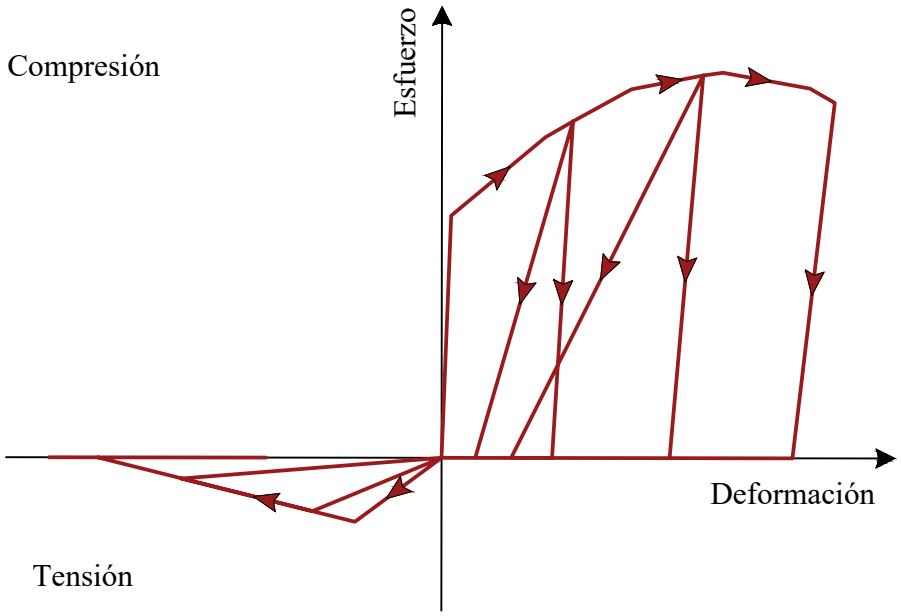


Figure IV-5: Modelo de histéresis tipo concrete bajo carga cíclica creciente con compresión como positiva

Los comportamientos a tensión y compresión son independientes y se comportan de manera diferente. La curva esfuerzo–deformación (tensión-deformación) se utiliza para

determinar el signo de la compresión, que puede ser positivo o negativo. Se considera que el punto que tiene el mayor valor absoluto de tensión o fuerza está en compresión, por lo que el signo de compresión puede ser positivo o negativo. Asimismo, el modelo del hormigón también se puede emplear para representar un material solo a tracción cuyo comportamiento es similar al del hormigón a compresión. Este modelo está pensado principalmente para el comportamiento axial, pero se puede aplicar a cualquier grado de libertad (CSI, 2021a).

El modelo ”concrete” considera un solo parámetro, el factor de degradación de energía *f*. Este valor debe satisfacer $0.0 \leq f \leq 1.0$. El valor de $f = 0.0$ es equivalente a un espacio limpio cuando se descarga de la compresión y disipa la menor cantidad de energía. Un valor de $f = 1.0$ disipa la mayor parte de la energía y podría deberse a que los escombros llenan el espacio cuando se descarga de la compresión (CSI, 2021a).

El comportamiento de compresión se modeló de la siguiente manera:

1. La descarga a cero ocurre a lo largo de una línea casi paralela a la línea elástica de compresión. La línea en realidad se dirige a un punto de pivote en la extensión de la línea elástica de compresión, ubicado de modo que la pendiente de descarga a la máxima fuerza de compresión tenga la mitad de la rigidez de la línea de carga elástica.
2. Con fuerza cero, la carga inversa hacia la tensión de la sala ocurre con fuerza cero.
3. La subsiguiente carga en compresión ocurre a lo largo de la línea de descarga si el factor de energía $f = 0.0$, y a lo largo de la secante desde el origen hasta el punto de máxima compresión si el factor de energía es $f = 1.0$. Se usa una secante intermedia desde el eje horizontal para otros valores de *f*.

b) Propiedades del acero de refuerzo considerados en los modelos desarrollados

Para los parámetros del comportamiento no lineal de los aceros de refuerzo transversal y longitudinal del muro RW2 se ha considerado el modelo de Park (1975), descrito en la sección II.3.2, donde se consideró el endurecimiento post–fluencia del hormigón con tendencia parabólica hasta la rotura, las curvas esfuerzo–deformación para los aceros de

diámetros #3, #2 y 3/16 in se ilustra en las figuras IV-6, IV-7 y IV-8, las propiedades asignadas en el programa ETABS se muestran en la tabla IV-5.

Table IV-5: Propiedades de las barras de refuerzo.

Propiedades	**Barra #3**	**Barra #2**	**Barra 3/16 in**
f_y [ksi]	63.0	65.0	63.0
f_u [ksi]	93.0	85.0	70.0
ε_y	0.0022	0.003	0.003
ε_{sh}	0.016	–	–
ε_u	0.10	0.08	0.06

Para los aceros de refuerzo utilizados en el modelamiento no lineal del muro RW2, se definió los límites de deformación para los diferentes niveles de desempeño, descritos a continuación.

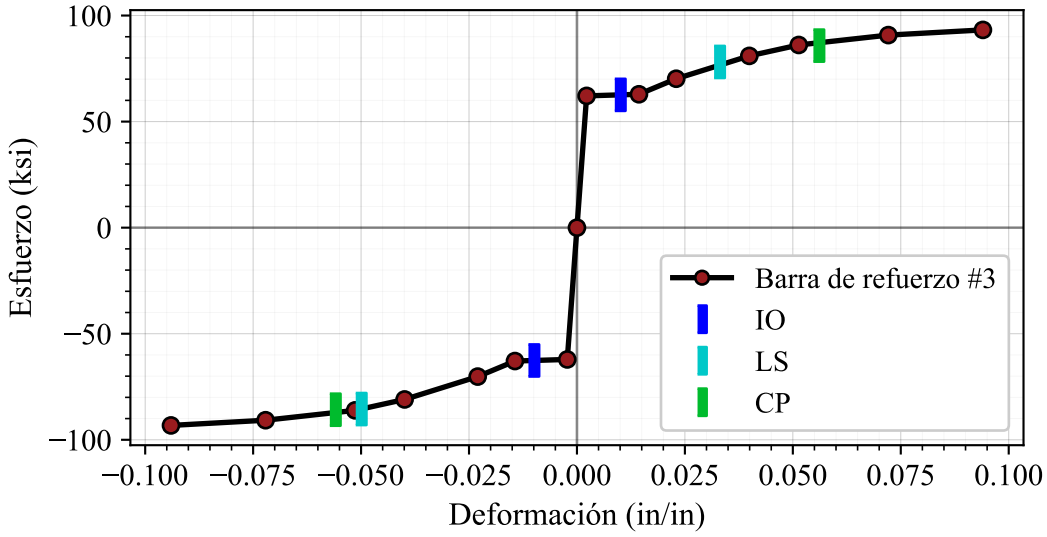


Figure IV-6: Constitutivas de las barras de refuerzo #3

Con respecto al nivel de ocupación inmediata (IO) se estableció para todo los casos una deformación límite del 1% correspondiente al inicio del endurecimiento post-fluencia, e inicio de aparición de pequeñas grietas por flexión; para el nivel de seguridad de vida (LS) se limitó a -0.050 y 0.033 para los refuerzos #3 y #2; y -0.030 y 0.020 para el refuerzo de 3/16” estos valores corresponden al inicio del posible pandeo en las varillas

longitudinales; y para prevención de colapso (CP), una deformación equivalente al 60% de la deformación última correspondiente a cada varilla de refuerzo, en la tabla IV-5 se muestra las propiedades y los límites de deformación de los materiales del muro RW2 que fueron asignados en los modelos numéricos en el programa ETABS.

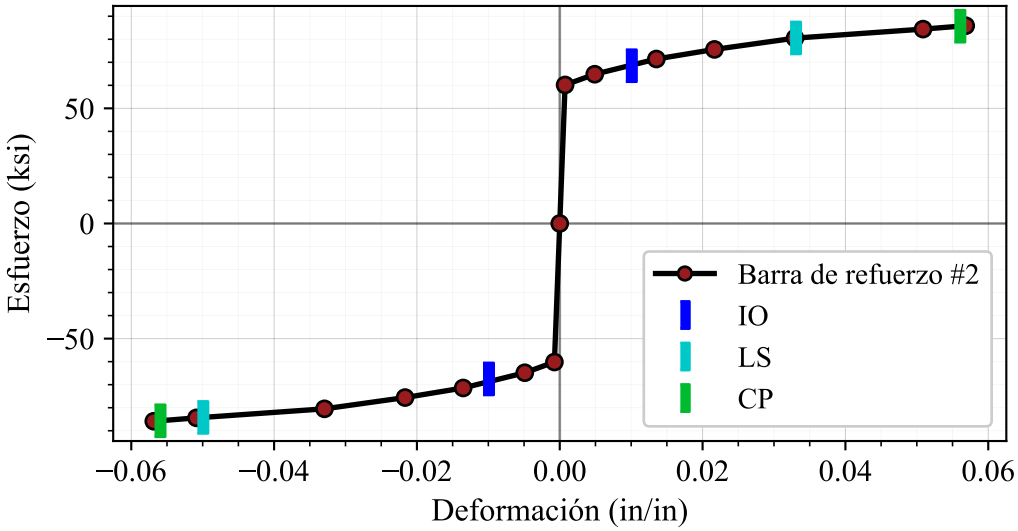


Figure IV-7: Constitutivas de las barras de refuerzo #2

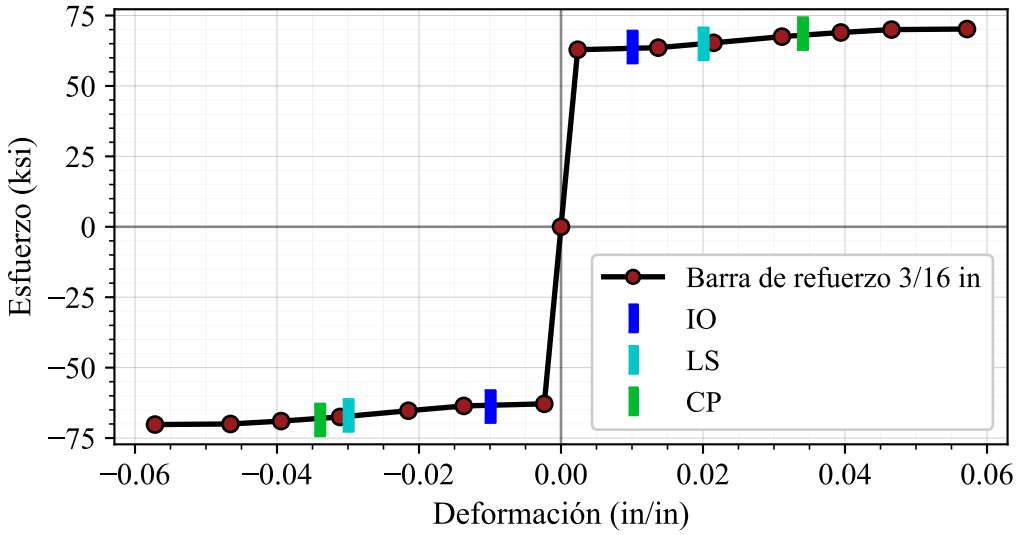


Figure IV-8: Constitutivas de las barras de refuerzo 3/16 in

En el análisis no lineal dinámico se empleó un modelo de histéresis con endurecimiento cinemático, apropiado para materiales de naturaleza dúctil que permite disipar grandes cantidades de energía, el cual, en el proceso de carga y descarga, la curva sigue una

trayectoria hecha de segmentos paralelos y de la misma longitud que los segmentos cargados previamente. El modelo se muestra en la figura IV-9.

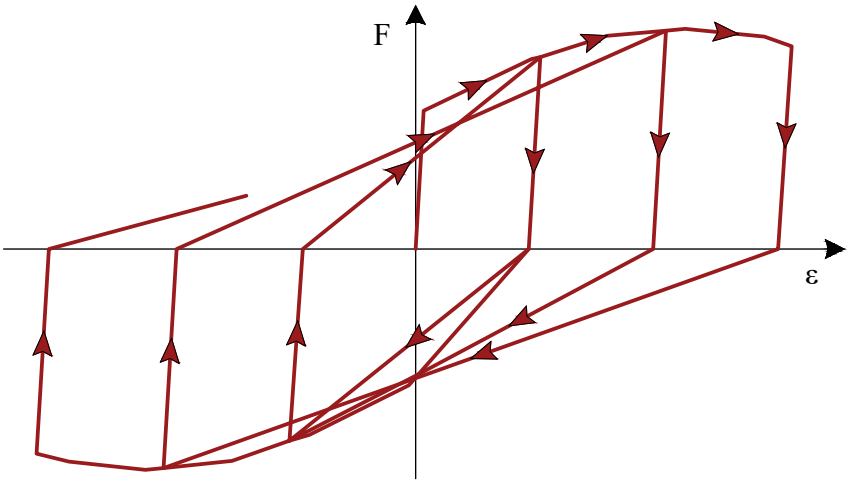


Figure IV-9: Modelo de histéresis del acero Takeda, bajo carga cíclica creciente

IV.1.3. Definición del elemento shell

Esta sección hace referencia a las propiedades geométricas del elemento shell del muro RW2 que fueron definidos en el programa ETABS. Para modelar el muro de hormigón RW2 se ha considerado el elemento tipo Shell, cuya modelación es mediante elementos finitos bidimensionales de cuatro nodos con seis (6) grados de libertad en cada nodo $(U_1, U_2, U_3, R_1, R_2, R_3)$ tal como se muestra en la figura IV-10 por lo que soporta cargas perpendiculares y paralelas al plano. El elemento shell, se emplea normalmente en cualquier elemento en el que se espere deformaciones coplanares y fueras del plano, como modelos de estructuras en 3D (CSI, 2021a).

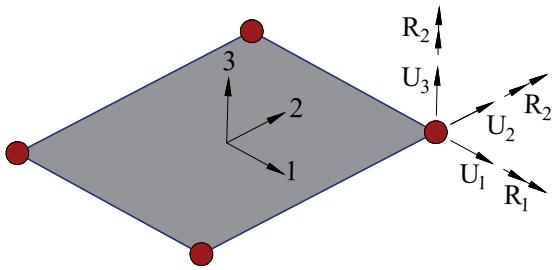


Figure IV-10: Grados de libertad del elemento Shell.
Fuente: Modificado de Ding et al. (2018)

Sin embargo para el análisis no lineal los elementos shell se definieron como thin, donde

se utilizó un elemento shell de la teoría de placas de Kirchoff, que no considera las deformaciones transversales por corte, debido a que no influyen significativamente en la respuesta de la estructura.

IV.1.4. Definición de cargas

En la sección se describe la carga que se aplicó en el muro. Los patrones de carga se utilizaron para construir los casos de carga para el análisis Monotónico y Cíclico en ETABS. Los patrones de carga definidos son: el peso propio y las cargas axiales, este último equivale a 85 kips, y se asignó directamente sobre cada nodo superior del modelo del muro RW2 según su discretización como se observa en la figura IV-11, el cual se ha distribuido en 4 nodos cada uno con 21.25 kips.

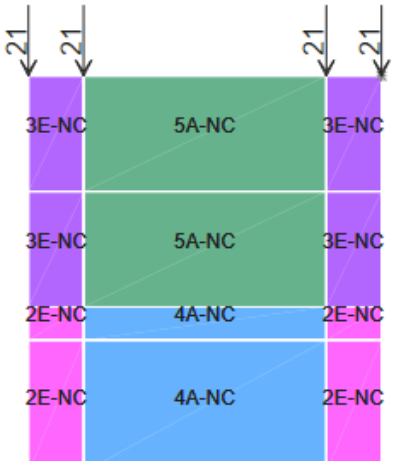


Figure IV-11: Carga aplicada sobre el muro (kips).

IV.1.5. Definición desplazamiento de referencia

Para medir la deformación debido a cargas laterales se utilizó las derivas horizontales, en el software se asignó una deriva de referencia denominada como deriva simple y que corresponde a el desplazamiento horizontal de un nodo superior en relación con un nodo superior del modelo. En la fase de computación fue necesario tener una deriva de referencia. Para obtener los desplazamientos en la parte superior de un elemento tipo muro, se asignó un desplazamiento de referencia que el software toma para realizar los cálculos de capacidad, deformación, etc.

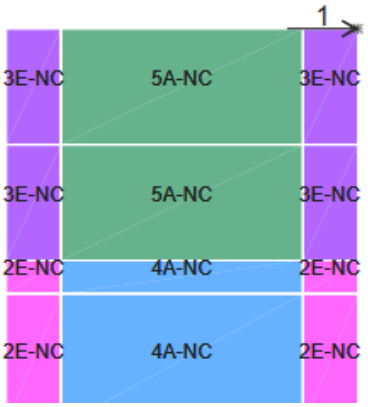


Figure IV-12: Desplazamiento horizontal asignado.

El historial de carga se definió como función de historial de pseudo–tiempo de desplazamientos. En la parte de análisis, primero, se aplicaron fuerzas de gravedad de compresión al muro como cargas puntuales y luego se realizó un análisis de historial de pseudo–tiempo de desplazamientos no lineal. La figura IV-13 muestra el historial de pseudo–tiempo de desplazamientos y la figura IV-12 muestra las cargas aplicadas al sistema.

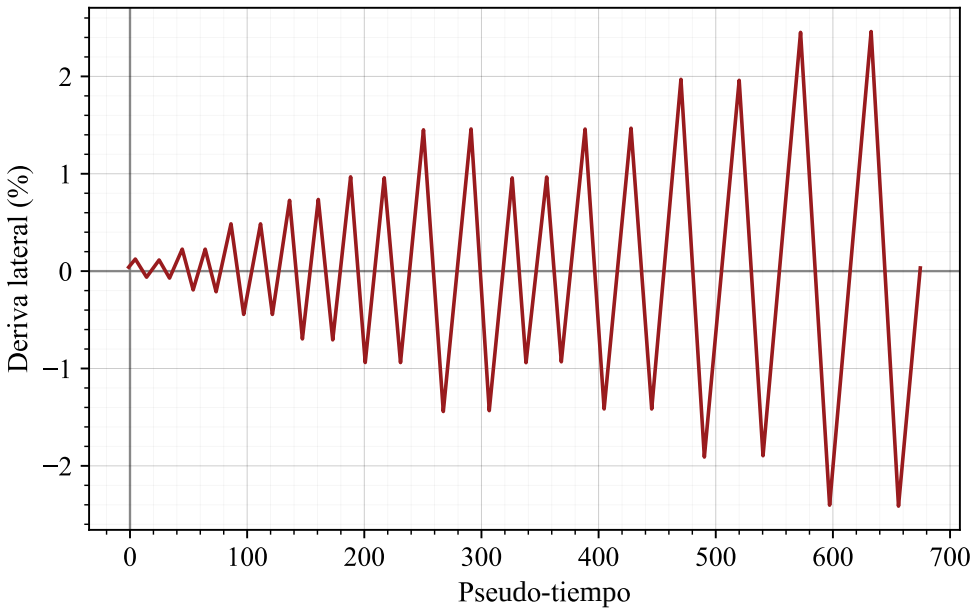


Figure IV-13: Función de historial de pseudo–tiempo de desplazamientos asignado al programa ETABS.

IV.2. Definición de rotulas plásticas

Definidos los materiales, se continúa asignando las fibras correspondiente a cada sección del muro, en cada piso. Esta sección debe considerar el área de hormigón (sea confinado o no confinado), así como el área correspondiente de acero en la sección longitudinal.

Como se mencionó, en este enfoque la sección transversal se define con fibras de acero y hormigón, cada fibra interna se distribuyó uniformemente, tanto en área de hormigón como de acero, a continuación se detalla las fibras W20H2 correspondientes a los elementos 1, 3, 4, 6, 7 y 9 y la fibra W22H2 que corresponde a los elementos 2, 5, 8, 11, 14, 17 y 20 del modelo analítico en ETABS.

a) Fibra W20H2

La sección transversal del modelo analítico fue dividido en trece (13) fibras, siete (7) fibras de hormigón confinado y seis (6) fibras de los aceros de refuerzo, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la figura IV-14,

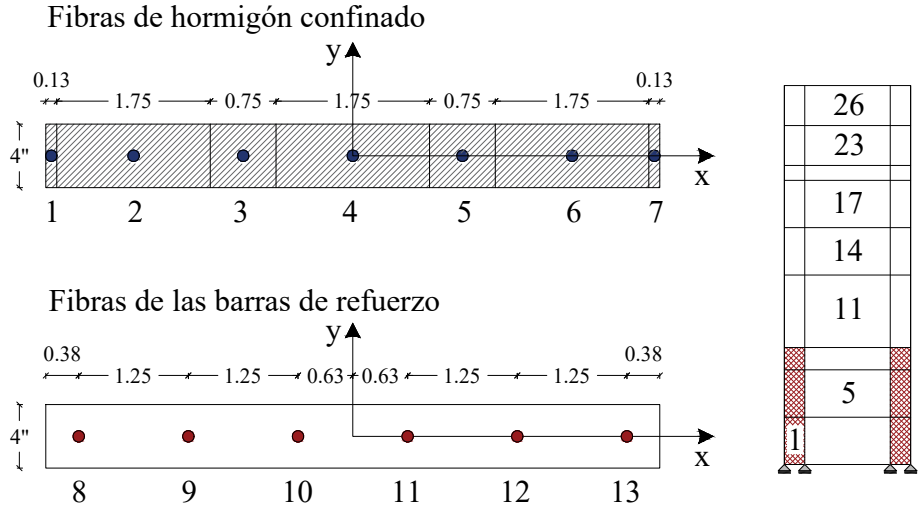


Figure IV-14: Discretización en fibras de sección transversal del muro RW2, secciones 1, 3, 4, 6, 7 y 9.

En la tabla IV-6 muestra las propiedades de las fibras definidas de esta sección.

Table IV-6: Propiedades de las fibras de la rotula plástica W20H2.

Fibra	**Área** cm^2	**Coord** mm	**Material**
1	2.43	-3.4375	Hormigón confinado
2	4.85	-2.5	Hormigón confinado
3	4.85	-1.25	Hormigón confinado
4	4.85	0	Hormigón confinado
5	4.85	1.25	Hormigón confinado
6	4.85	2.5	Hormigón confinado
7	2.43	3.4375	Hormigón confinado
8	0.15	-3.125	Acero #3
9	0.15	-1.875	Acero #3
10	0.15	-0.625	Acero #3
11	0.15	0.625	Acero #3
12	0.15	1.875	Acero #3
13	0.15	3.125	Acero #3

b) Fibra W22H2

La sección transversal del modelo analítico fue dividido en trece (13) fibras, siete (7) fibras de hormigón confinado y seis (6) fibras de los aceros de refuerzo, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la figura IV-14,

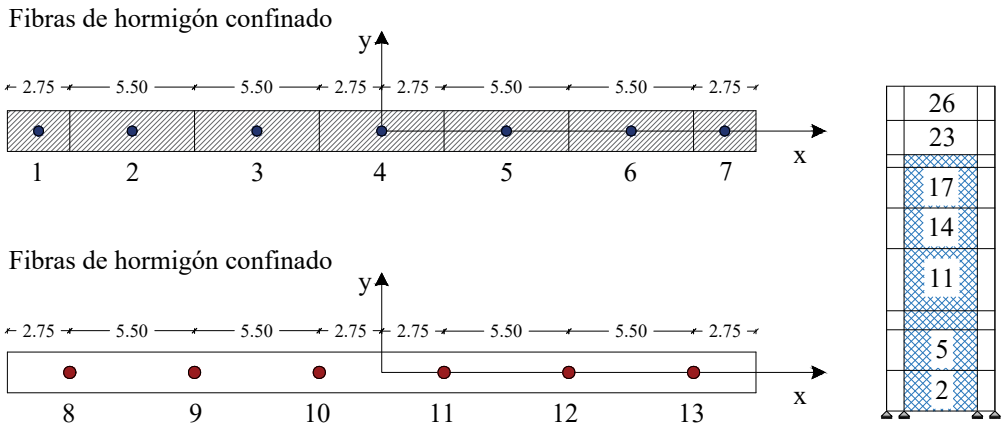


Figure IV-15: Discretización en fibras de sección transversal.

En la tabla IV-7 muestra las propiedades de las fibras definidas de esta sección.

Table IV-7: Propiedades de las fibras de la rotula plástica W22H2.

Fibra	**Área** cm^2	**Coord** mm	**Material**
1	10.97	-15.125	Hormigón no confinado
2	21.93	-11	Hormigón no confinado
3	21.93	-5.5	Hormigón no confinado
4	21.93	0	Hormigón no confinado
5	21.93	5.5	Hormigón no confinado
6	21.93	11	Hormigón no confinado
7	10.97	15.125	Hormigón no confinado
8	0.07	-13.75	Acero #2
9	0.07	-8.25	Acero #2
10	0.07	-2.75	Acero #2
11	0.07	2.75	Acero #2
12	0.07	8.25	Acero #2
13	0.07	13.75	Acero #2

IV.3. Análisis estructural

Para ejecutar el análisis computacional se han definido los casos de carga, los cuales están basados en patrones incluidos en la fase de modelación. Con respecto al caso de carga gravitacional es aplicado al inicio de la secuencia de análisis Pushover y al inicio del análisis dinámico no lineal, a su ves se incluye la asignación de la demanda de patrones de carga en los nodos superiores del modelo del muro RW2. Para la carga horizontal, se asignó la historia de pseudo–tiempo de desplazamientos para el análisis dinámico no lineal.

Cuando se realizan análisis no lineales, el método de solución que se utiliza es de relevancia, debido a que la estrategia de solución impacta la tasa de convergencia. En el caso del programa ETABS usa una estrategia de solución denominada *Iterative*

Event-to-Event, la cual está basada en el cambio de las propiedades de la estructura cada vez que hay un cambio en la rigidez. El programa divide automáticamente cada etapa de carga en una serie de subetapas, con una nueva subetapa para cada evento; el evento se detiene si el número de eventos en cualquier etapa de carga excede el máximo especificado (CSI, 2021a).

V. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Este capítulo resume el comportamiento de las rótulas plásticas en elementos Shell. Para ello se consideró el muro rectangular RW2 de Thomsen and Wallace (1995).

Para simular la respuesta experimental del muro RW2 se aplicó el mismo patrón de desplazamiento de los ensayos experimentales descritos en el capítulo III. Finalmente, el capítulo compara la respuesta analítica obtenida con el modelo de rótulas plasticas en elementos shell con la respuesta experimental y se presenta el comportamiento local de las fibras más solicitadas del muro.

V.1. Calibración del modelo con rótulas plásticas no-lineales del muro RW2

Los análisis numéricos realizados fueron de tipo monotónico (Pushover) y cíclico, de los cuales se presentan la comparación entre los resultados experimental del muro RW2 y los obtenidos del análisis numérico aplicando rótulas plásticas distribuidas (tipo fibra) en elementos shell. Para ello se presentó 3 configuraciones diferentes del muro RW2, el primero referido al muro sin considerar el pedestal y para el segundo y tercer modelo se han considerado los pedestales que fueron modelados de manera lineal y no-lineal.

Se comparó la respuesta del análisis monotónica y cíclica en términos de fuerza-desplazamiento (fuerza cortante en la base y desplazamiento del último nivel), en el capítulo IV se muestran y detallan las principales propiedades del muro RW2 para la calibración del modelo.

V.2. Respuesta del análisis Pushover

V.2.1. Relaciones corte–desplazamiento

La figura V-1 muestran la comparación de la relación fuerza desplazamiento–cortante medida experimentalmente con lo obtenido a partir del modelo no-lineal con rotulas plásticas en elementos Shell. La curva de color rojo, verde y azul, corresponden al comportamiento del desplazamiento del último nivel con la cortante en la base, obtenido

ante carga estática no lineal (Pushover) del espécimen RW2 para los diferentes modelos considerados.

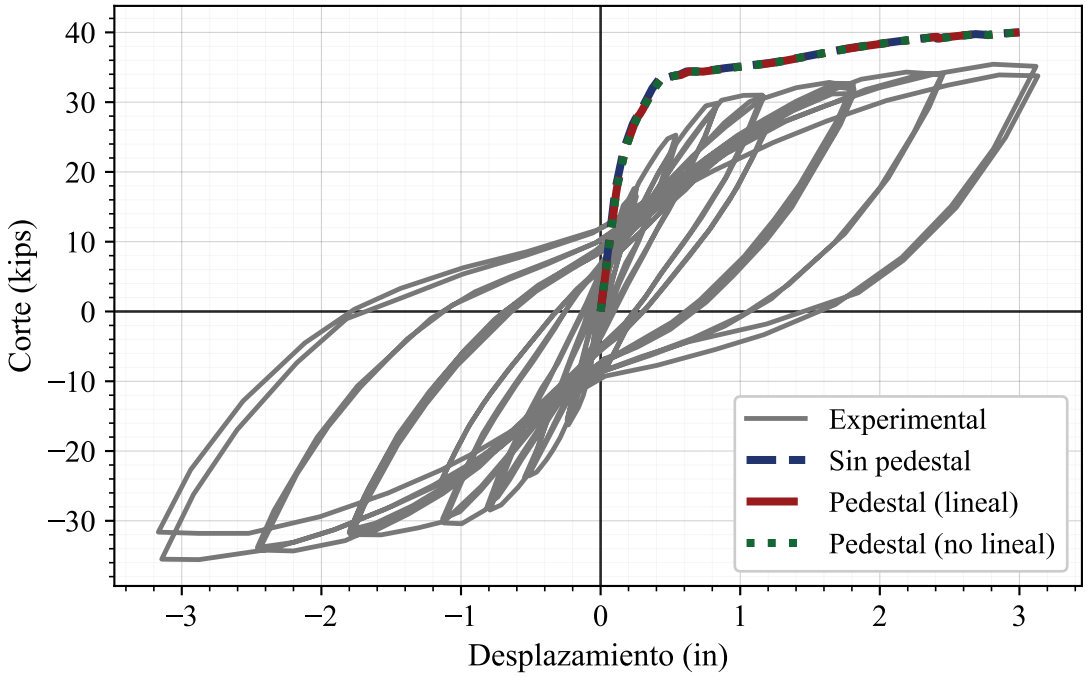


Figure V-1: Gráfico del corte en la base versus el desplazamiento en el ultimo nivel, correspondiente a los tres (3) modelos considerados.

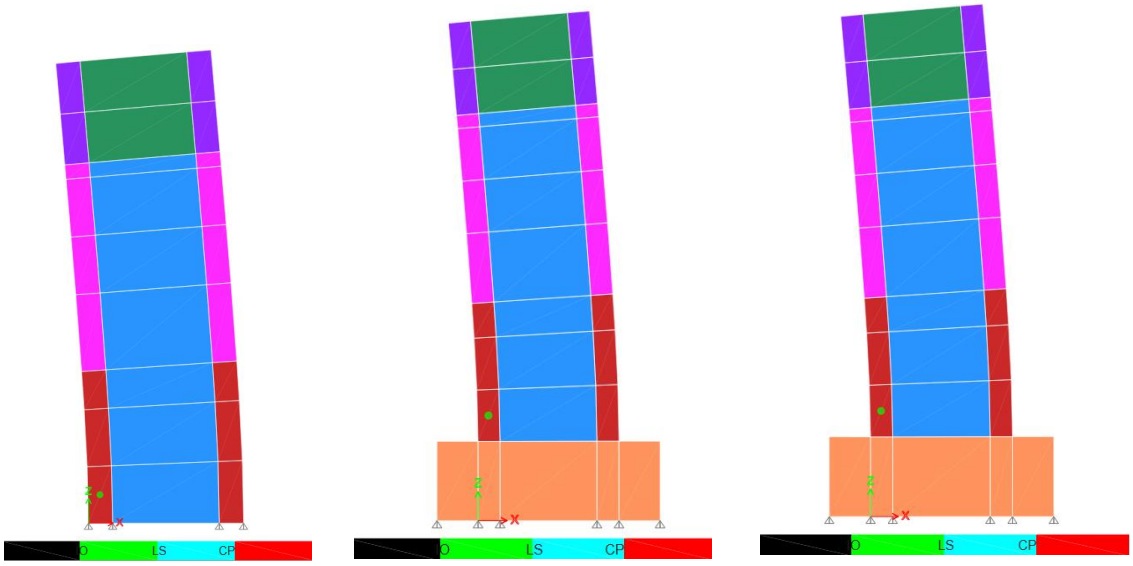
Los desplazamientos, se mueven en un rango entre 0 y 3 in, este último valor corresponde al momento en que se quiso llegó al 3% de la deriva.

Para los resultados el análisis no lineal monotónico, se observó que los diferentes modelos configurados a partir del muro RW2, no muestran diferencias significativas en los resultados de la curva desplazamiento–corte, por lo tanto, cualquiera de estos modelos reproduce una respuesta adecuada de la estructura en cuanto a la relación cortante de la base y desplazamiento del último nivel.

V.2.2. Evaluación de rotulas plásticas

Durante el ensayo experimental del muro RW2 el desplazamiento último ocurrió cuando se presentó la falla por pandeo de las barras de refuerzo longitudinal del borde confinado. Por esta razón su falla se considera que es del tipo pandeo de barra. Hasta los 2.5% (2.5 in) de la deriva lateral el muro no experimenta una pérdida significativa de resistencia.

Las primeras rótulas plásticas se formaron en el elemento 1, ubicado en la parte inferior izquierda del muro (ilustrado en la figura V-2), esto ocurrió en el paso 51 del análisis no lineal monotónico para los 3 modelos. Esta rótula implica que una de las fibras del elemento shells mencionado ha sobrepasado los límites establecidos para la demanda de ocupación inmediata (IO), se refiere a las fibras del hormigón o del acero de refuerzo.



(a) (b) (c)

Figure V-2: Formación de la primera rótulas plásticas. (a) Modelo sin pedestal, (b) modelos considerando el comportamiento lineal del pedestal, y (c) modelo considerando el comportamiento no lineal del pedestal.

a) Rotula plástica W20H6

Para un mejor entendimiento de la formación de rótulas plásticas se muestra el comportamiento de esfuerzo-deformación asociado a las fibras de los elementos verticales del elemento 1 del modelo analítico. Se presenta la relación constitutiva de dos fibras de hormigón confinado (figura V-3 y V-4) que corresponden a las fibras de hormigón confinado con mayores solicitaciones, también se muestra el comportamiento con mayores solicitaciones de dos fibras del acero de refuerzo (figura V-5). Se observa que estas fibras tienen una leve resistencia a tracción, y que al momento del término del ensayo experimental habían alcanzado la zona de degradación de resistencia.

Table V-1: Esfuerzos y deformaciones de las fibras en el paso 51.

Fibra	**Deformación** in/in	**Esfuerzo** kips	**Material**
6	-0.001326	-4.627	Hormigón confinado
7	-0.001425	-4.821	Hormigón confinado
13	-0.001392	-38.591	Refuerzo #3

En la tabla V-1 se resume los valores de deformación y esfuerzo en el paso 51, del análisis no lineal Pushover, el paso seleccionado es donde se formaron las primeras rótulas plásticas en cada configuración del modelo en ETABS del muro RW2.

La figura V-3, se ilustra el comportamiento de la fibra 6, que corresponde al elemento shell 1. Esta fibra no alcanza a formar una rótula plástica en el paso 51, sin embargo, en general para pasos superiores llega hasta una demanda de seguridad de vida (LS).

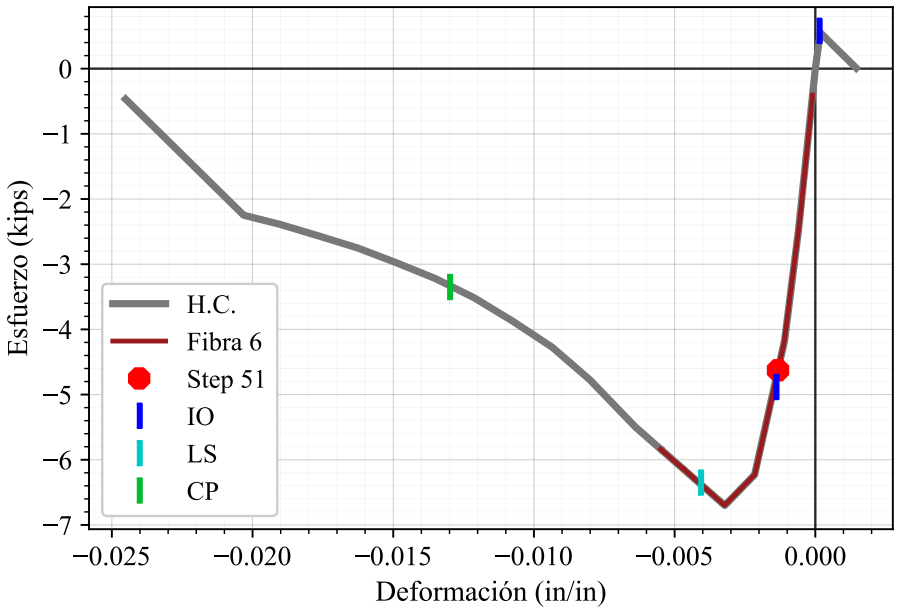


Figure V-3: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 6 de la rótula W20H6

La figura V-4, se ilustra el comportamiento de la fibra 7, que corresponde hormigón confinado. Esta fibra es el causante que se forme la rótula plástica en el elemento shell, ya que la deformación que alcanza el hormigón en el paso 51 ($\varepsilon = -0.001425$) sobrepasa

la demanda límite propuesto ($\varepsilon_{IO} = -0.0014$), y es cuando inicio el agrietamiento del hormigón por compresión.

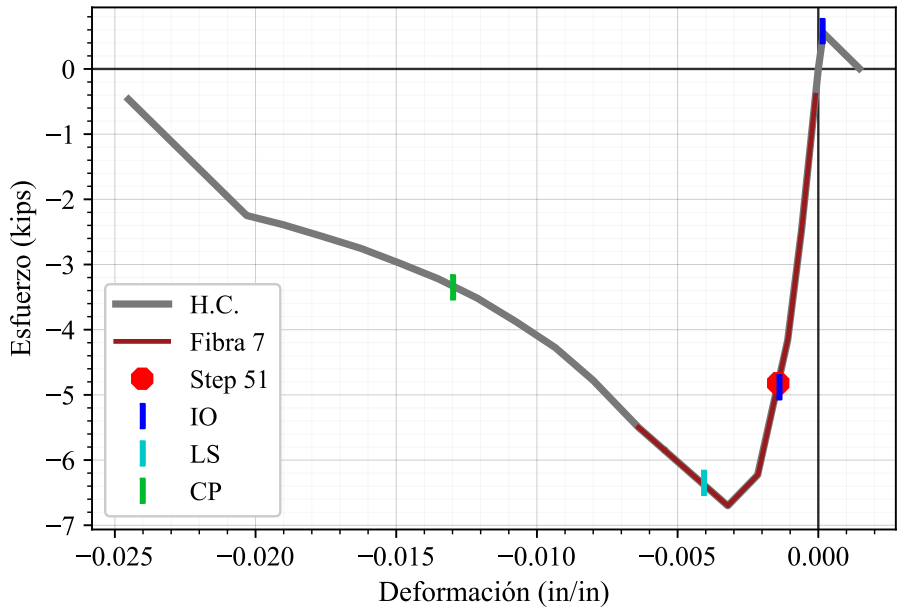


Figure V-4: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 7 de la rótula W20H6

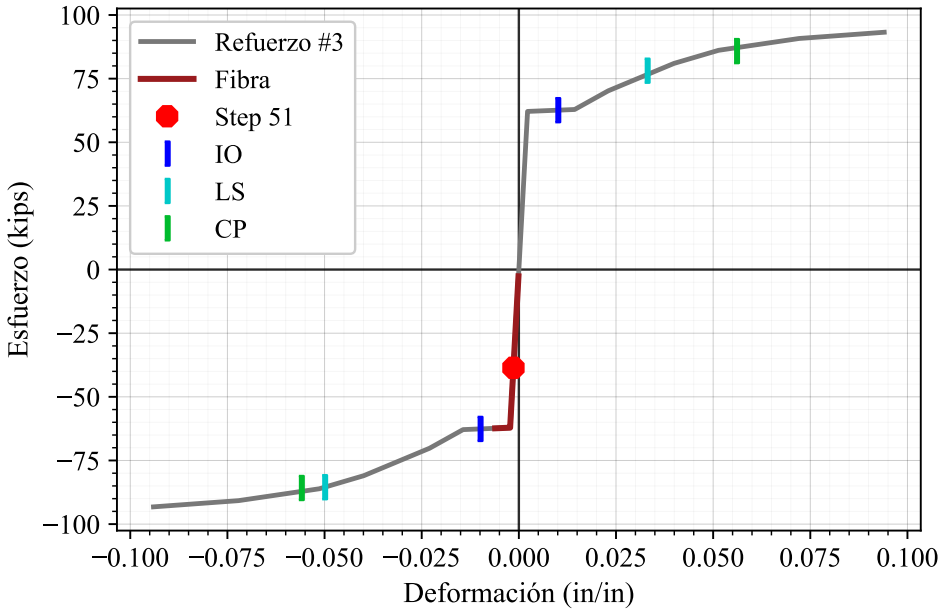
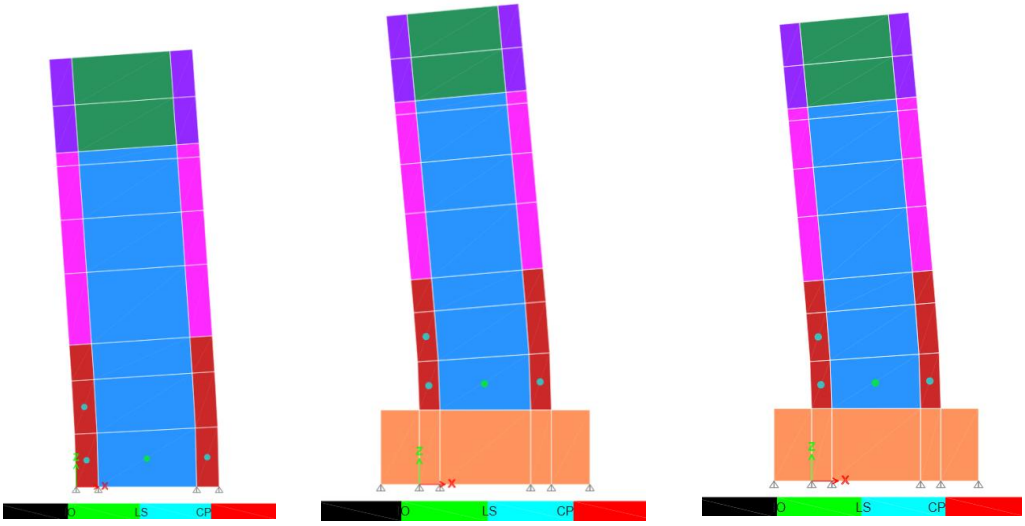


Figure V-5: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 13.

La figura V-5, se ilustra el comportamiento de la fibra 13 de la rótula W20H6, que corresponde al acero de refuerzo #3. Esta fibra en el paso 51 no alcanza a formar una

rótula plástica, así también en todo el análisis no lineal Pushover. Se observa que estas fibras no alcanzaron la fluencia.

Al final del análisis no lineal Pushover, se han formado las siguientes rótulas plásticas mostradas en la figura V-6.



(a) (b) (c)

Figure V-6: Formación de rótulas plásticas. (a) Modelo sin pedestal, (b) pedestal–lineal, y (c) pedestal–no lineal.

V.3. Respuesta del análisis cíclico

V.3.1. Respuesta histerética de los muros

Mediante el análisis cíclico de los 3 modelos considerados a partir del muro RW2, se obtuvo la respuesta global en términos del corte en la base y el desplazamiento en la parte superior de los muros.

Para el hormigón se han definido los modelos histeréticos tipo “Concrete” mientras que, para el acero, se define un modelo de histéresis del tipo “Kinematic”, recomendado por Salinas (2018), el cual hace énfasis a estos modelos histeréticos para obtener resultados acordes a los ensayos experimentales.

En la figura V-7 se muestran estos resultados para los 3 modelos analíticos del muro RW2, superponiendo la respuesta experimental y la numérica obtenida del análisis cíclico. Se

observa que los 3 modelos tienen respuestas con valores muy similares, por ello el modelo sin pedestal será nuestro prototipo para mostrar la evaluación de las rótulas plásticas.

Tambien en los 3 modelos se sobreestima ligeramente la fuerza máxima, sin embargo, los niveles de desplazamiento, la rigidez y los niveles de disipación de energía están bastante bien representados, por los modelos.

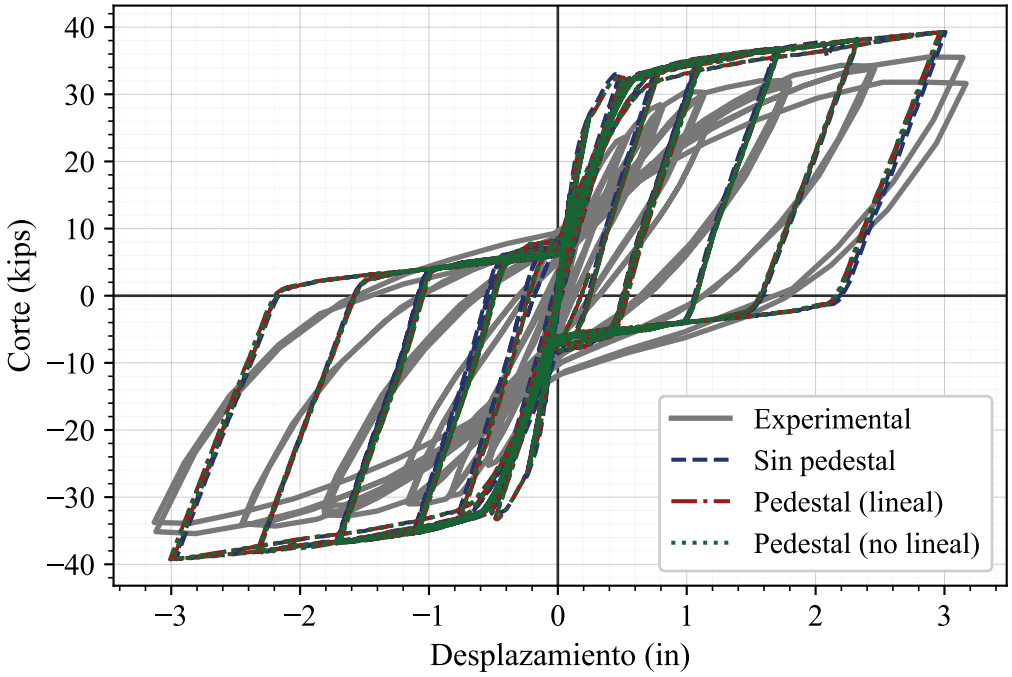


Figure V-7: Comparación de curvas corte-desplazamiento para el espécimen RW2.

V.3.2. Evaluación de rotulas plásticas

Para el análisis no lineal cíclico, las rótulas plásticas se formaron en diferentes pasos de pseudo–tiempo del patrón de derivas, estas rótulas están asociadas al comportamiento de las fibras que tanto del hormigón y el acero de refuerzo.

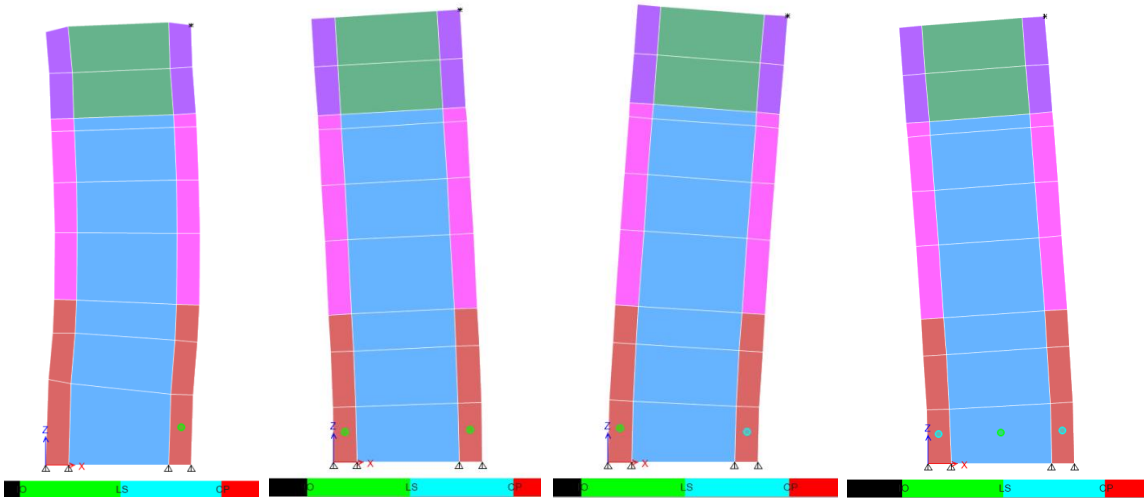
En la tabla V-2 se muestra un resumen de los pasos de pseudo–tiempo, de un total de 674 s, donde se formaron las principales rótulas plásticas. Como se observa, la primera rótula plástica se forma en el elemento 3 en el paso = 2205 equivalente a un pseudo–tiempo t=220.5 s en el análisis no lineal cíclico. Seguidamente en el elemento 1 se forma una nueva rótula plástica, después se observa que la primera rótula plástica sobrepasa el

segundo nivel de daño correspondiente a la seguridad de vida (LS), consecuentemente mientras el análisis sigue en curso se forma una nueva rótula plástica en el centro del muro (elemento 2). De esta manera se resume la aparición de las primeras rótulas plásticas en este análisis.

Table V-2: Secuencia de la formación de rotulas plásticas.

Pseudo–tiempo (s)	**Elemento - rótula plástica**	**Nivel de daño**
220.5	3, W24H2	IO
236.4	1, W20H2	IO
285.0	3, W24H2	LS
301.8	2, W22H2	IO

La figura V-8 se ilustra las rótulas plásticas formadas en los elementos shell, en diferentes pasos de pseudo–tiempo del análisis no lineal cíclico.



(a) (b) (c) (d)

Figure V-8: Formación de rótulas plásticas. (a) Primera rótula plástica, t=220.5 s, (b) t=236.4 s, (c) t=285.0 s, y (d) primera rótula plástica para el elemento central, t=301.8 s

En el instante de pseudo–tiempo final (t=674 s), se observó la formación de diferentes rótulas plásticas principalmente en la base del muro, esto se aprecia en la figura V-9. ETABS comparó la demanda (D) de las cargas cíclicas con valores límites de daño

(capacidad, C) establecidos para cada material, si esta relación D/C es mayor a uno (1), significa que se ha formado una rótula plástica como se observa en la figura V-8.

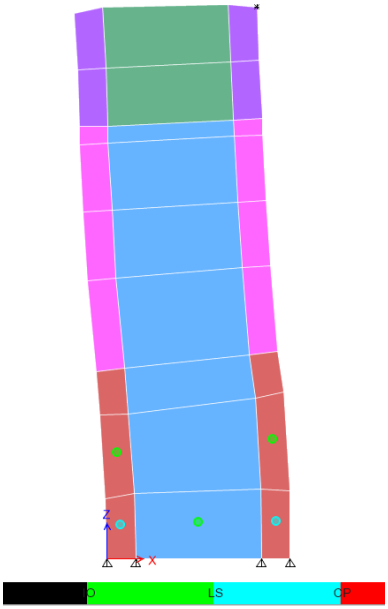


Figure V-9: Formación de rótulas plásticas para el pseudo–tiempo = 674 s

a) Rotula plástica W24H2

Se presenta la relación constitutiva de la fibra 1 (figura V-10) que corresponden a las fibras de hormigón confinado con mayores solicitaciones, a su vez se muestra el comportamiento con mayores solicitaciones de la fibra 8 del acero de refuerzo (figura V-11) del elemento confinado ubicado en la parte inferior derecha del muro RW2.

Table V-3: Esfuerzos y deformaciones de las fibras en el time = 220.5.

Fibra	**Deformación** in/in	**Esfuerzo** kips	**Material**
1	-0.001406	-4.782	Hormigón confinado
8	-0.00136	-62.067	Refuerzo #3

En la tabla V-3 se resume los valores de deformación y esfuerzo en el pseudo–tiempo 220.5 s, donde ocurre la formación de la primera rótula plástica que ocurrió en la fibra 1 del hormigón confinado, el nivel de daño corresponde a ocupación inmediata (IO), a causa del inicio de agrietamiento de hormigón, esta fibra continuó con la resistencia de

las solicitaciones de cargas hasta llegar al inicio del aplastamiento del hormigón, donde el nivel de desempeño es considerado como seguridad de vida (LS).

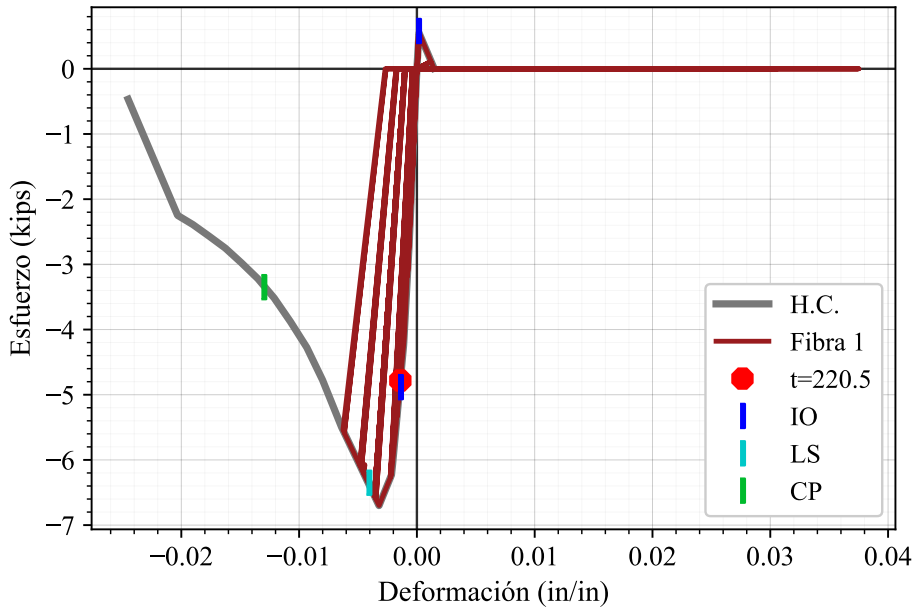


Figure V-10: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 1 de la rótula W24H2

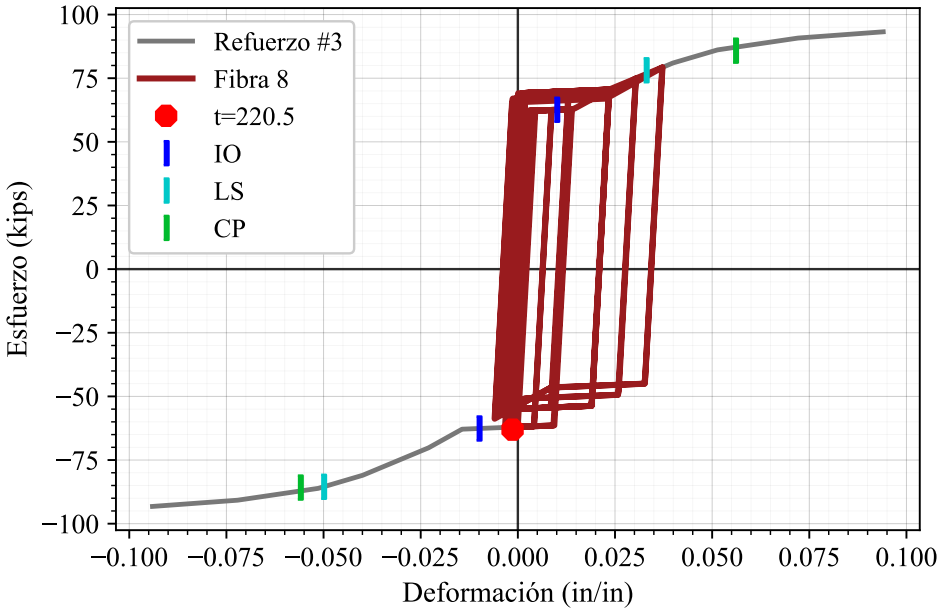


Figure V-11: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 8 de la rótula W24H2

La figura V-11, se ilustra el comportamiento de la fibra 8, que corresponde al acero de refuerzo #3. En el pseudo–tiempo 220.5 s esta fibra no tiene ningún nivel de daño, sin

embargo, mientras el paso de pseudo–tiempo avanza logra alcanzar el nivel de desempeño de seguridad de vida, donde el refuerzo sufre grandes grietas a tracción.

b) Rotula plástica W22H2

La relación constitutiva de la rótula plástica W22H2, se representa mediante las 13 fibras definidas, sin embargo, en esta sección se hace énfasis en la fibra 1 (figura V-12) que corresponden a las fibras de hormigón no confinado con mayor solicitación, y también a la fibra 8 que corresponde al del acero de refuerzo #2 (figura V-13), esta rótula se ubica en el alma inferior del muro RW2.

En la tabla V-4 se resume los valores de deformación y esfuerzo en el pseudo–tiempo igual a 301.8 s, donde ocurre la formación de la rótula plástica, que fue ocasionado por la fibra 8 del acero de refuerzo #2, el nivel de daño corresponde a ocupación inmediata (IO), a causa de formación de fisuras por flexión, esta fibra no logra alcanzar otro nivel de desempeño. Por otra parte el límite IO establecido para el acero es de 0.01, por que esta ultima fibra (fibra 8) alcanza un valor de deformación de $\varepsilon_s = 0.010062$, por lo tanto la relación D/C > 1, consecuencia de esto se forma la rótula plástica en este elemento.

Table V-4: Esfuerzos y deformaciones de las fibras en el t=301.8 s.

Fibra	**Deformación** in/in	**Esfuerzo** kips	**Material**
1	0.00108	0	Hormigón no confinado
8	0.010062	73.863	Refuerzo #2

La figura V-12, muestra el comportamiento de la fibra 1, esta fibra corresponde al hormigón no confinado, y es el que presenta mayores solicitaciones con respecto a otras fibras de este material, en el t=301.8 s esta fibra se encuentra en tensión, por ello el aporte en resistir solicitaciones externas es nula, por otra parte en todo el análisis no lineal cíclico esta fibra no alcanza a formar una rótula plástica.

La figura V-13, se ilustra el comportamiento de la fibra 8, que corresponde al acero de refuerzo #2. Como ya se mencionó, esta fibra es el causante de la rótula plástica en este elemento.

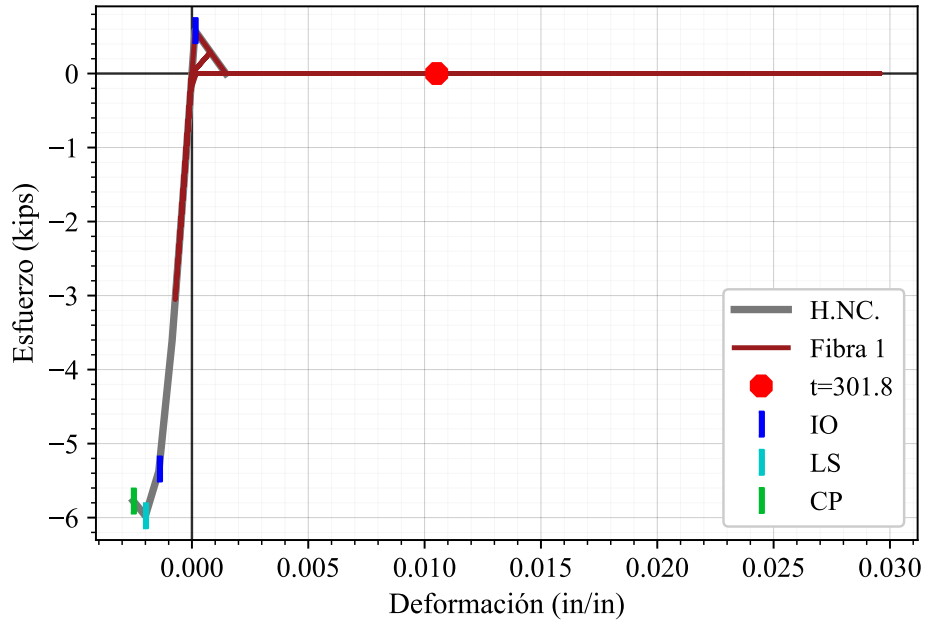


Figure V-12: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 1 de la rótula W22H2

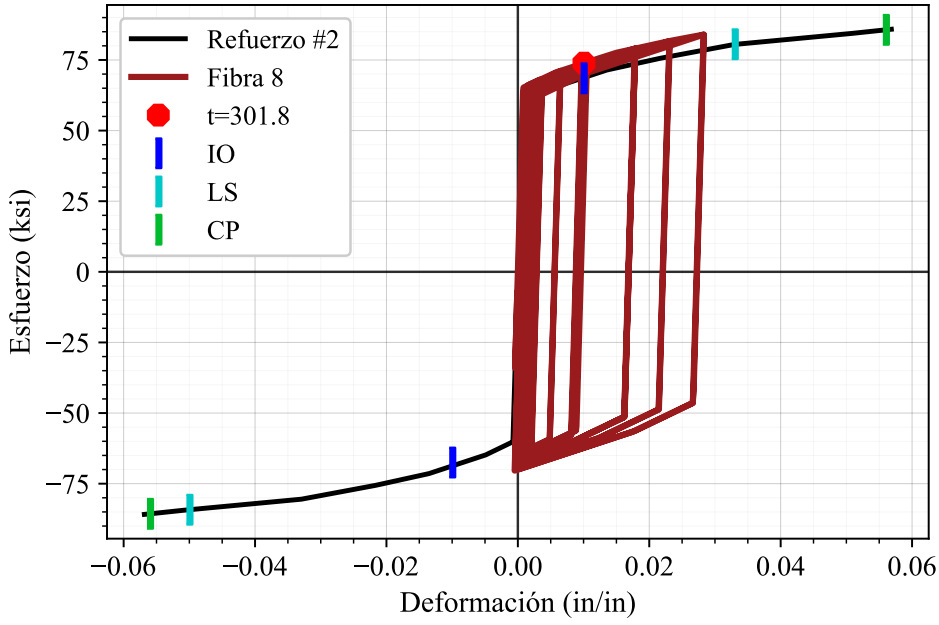
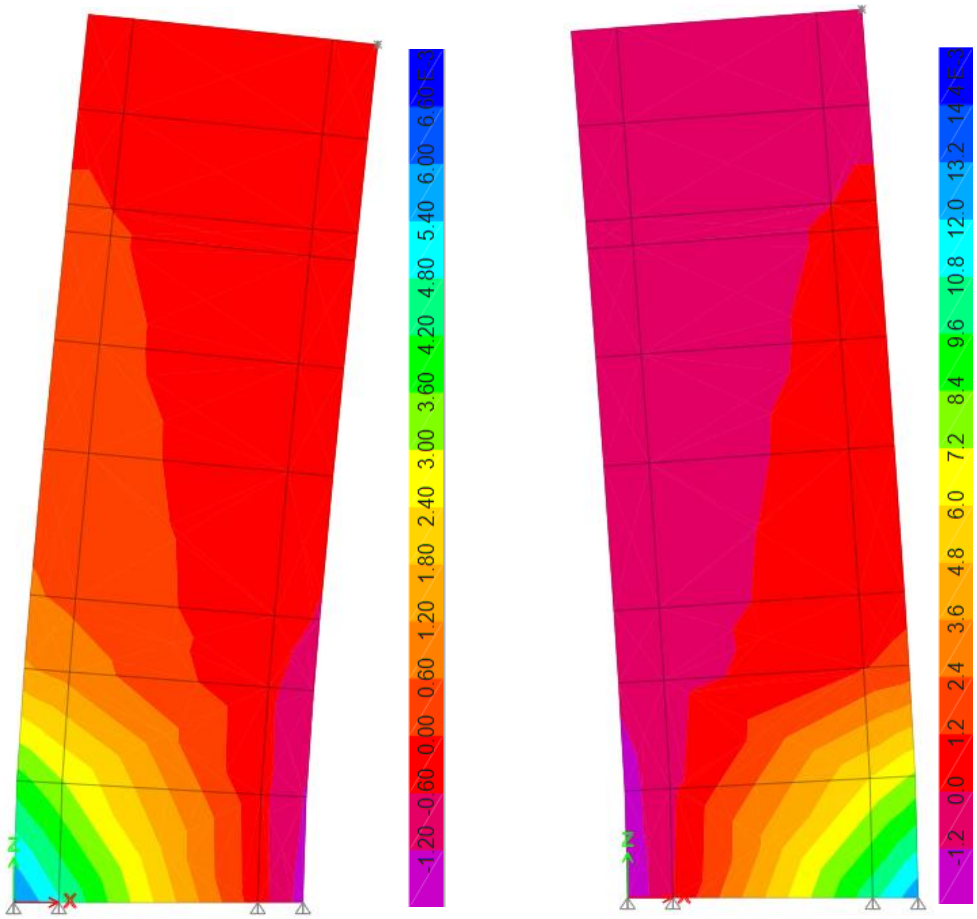


Figure V-13: Comportamiento de esfuerzo–deformación de la fibra 8 de la rótula W22H2

V.4. Capacidad de carga lateral y desplazamiento

La implementación de elementos finitos permite estimar deformaciones unitarias en un modelo no lineal.

La figura V-14 muestra las deformaciones unitarias del muro RW2 correspondiente a los pseudo–tiempos donde se formaron las rótulas plásticas (t = 220.5 s y t = 236.4 s). En la misma figura se aprecia como el nivel de daño parte de la zona inferior hasta alcanzar una altura media. Los niveles de deformaciones alcanzadas en la figura (a), indican que en el borde derecho el muro se encuentra en tensionado y el borde izquierdo se encuentra comprimido; mientras que en la figura (b) correspondiente a otro instante del pseudo–tiempo se observa lo contrario, estos comportamientos del muro en un análisis cíclico dan referencia al fenómeno de agrietamiento del hormigón, por presentar deformaciones definidas para este tipo de daño (agrietamiento), por consiguiente las deformaciones vistas en la figura V-14 consecuente a lo mostrado en el análisis de la rótulas plásticas en cada fibra.



(a) (b)

Figure V-14: Deformaciones verticales (E22, in/in) para (a) t=220.5 s, y (b) t=301.8 s.

VI. CONCLUSIONES

Este documento consintió en la modelación numérica en el programa ETABS, del muro de hormigón reforzado RW2 mediante rótulas plásticas distribuidas en elementos tipo shell, se ha analizado 3 diferentes tipos de configuraciones del muro RW2, a continuación, se presenta las conclusiones de los resultados obtenidos al evaluar la formación de rótulas plásticas en estos elementos.

Como primer punto, se logró calibrar los resultados experimentales del muro RW2, mediante un análisis no lineal empleando un modelo de rotula plástica distribuida (tipo fibra) para cargas monotónicas y cíclicas, en general las respuestas obtenidas (corte en la base vs desplazamiento en el techo) dieron resultados muy similares a los del ensayo, es decir que a nivel global la representación del modelo con rotulas tipo fibras para este muro rectangular es acertada.

También se ha realizados tres (3) configuraciones de modelos analíticos del muro RW2 (modelo sin pedestal, modelo con pedestal incluyendo un comportamiento no lineal, y un modelo con pedestal con un comportamiento lineal), los cuales mostraron respuestas muy similares entre sí de esfuerzos y deformaciones ante las cargas monotónicas y cíclicas, por lo tanto, no es necesario incluir los pedestal en los modelos analíticos, aunque formen parte de los ensayos experimentales de este tipo de muros.

La formación de rótulas plásticas en un elemento tipo shells se centra en el daño a nivel del material definido mediante fibras uniaxiales, para nuestro caso se utilizó el hormigón confinado, no confinado y los aceros de refuerzo #3, #2 y 3/16 in. Para evaluar las rotulas plásticas, se ha definido en el software ETABS tres (3) niveles de desempeño (IO, LS y CP) con respecto a las deformaciones relacionado al daño de cada material, y en general los resultados obtenidos tanto para el análisis no lineal estático monotónico y dinámico fueron muy acorde a los que observaron en el ensayo experimental.

En el análisis no lineal estático monotónico la primera rótula plástica se formó en el elemento 1, a causa de que la fibra 7 del hormigón confinado, esta fibra tuvo una deformación de $\varepsilon_c = -0.001425$ en el paso 51, por lo que este valor está por encima del

valor asignado para el nivel de capacidad IO de este material ($\varepsilon_{IO} = 0.0014$) el cual está asociado al inicio del agrietamiento del hormigón confinado. Por lo tanto, el programa ETABS realiza este procedimiento que nos permite conocer la capacidad de deformación del material y el tipo de daño asociado a esta y por consecuencia la formación de una rótula plástica, todo ello en un análisis no lineal estático.

La secuencia de formación de las rótulas plásticas mediante el análisis no lineal cíclico se inició con el elemento 3 ubicado en la zona confinada inferior derecha, de igual manera que en el análisis monotónico, esta rotula fue formada por el inicio del agrietamiento del hormigón confinado, la segunda rótula plástica se presentó en el elemento 1 con la misma falla del hormigón, mientras tanto la tercera rótula plástica se dio en el paso del pseudo–tiempo t=301.8 s, el cual el acero de refuerzo #2 sobrepasa el esfuerzo de fluencia, y por consiguiente logra sobrepasar a la deformación límite establecido para el inicio de agrietamiento por flexión ($\varepsilon_{IO} = 0.01$).

Por lo tanto, la evaluación de las rótulas plásticas en elementos shell en el software ETABS, depende estrictamente del daño ocasionado en alguna fibra del material definido a nivel de deformaciones

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, F. R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. CEINCI-ESPE.

Al Manase, A. A., & Philli, V. D. (1987). Numerical study of some post-cracking material parameters affecting nonlinear solutions in RC deep beams. *Can. J . Civ. Eng.*, *14*, 655–666. https://doi.org/10.1139/l87-096

Alzate, J. Y., & Villarraga, C. J. S. (2016). *Calibración de métodos simplificados existentes para el análisis de muros esbeltos de concreto reforzado* [Proyecto de grado, Universidad de Medellín–Medellín].

Arciniegas, A. A. M. (2020). *Criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de los edificios de muros delgados de concreto reforzado en Colombia* [Tesis de postgrado, Universidad del Norte –Barranquilla].

Arteta, C. A. (2017). *Implementación de modelos de Elementos Finitos inelásticos para la simulacion del comportamiento de muros de concreto reforzado* [Tesis de Maestría, Universidad del Norte–Barranquilla].

Belarbi, A., & Hsu, T. (1995). Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression. *ACI Structural Journal*, *92*(5), 562–573. https://doi.org/10.14359/907

Computers and Structures, Inc. (2021a). *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSi-Bridge*. Computer and Structures, Inc.

Computers and Structures, Inc. (2021b). *Technical Notes Manual for ETABS*. Computer and Structures, Inc.

Cuesvas, R. E., Ortega, C. R., … Thomson, R. P. (2020). Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado. *Hormigón Y Acero*. https://doi.org/10.33586/hya.2020.2865

Darwin, D., & Pecknold, D. A. W. (1974). Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete. *University of Illinois*.

Dashi, R., Farhad tand Dhakal, & Pampanin, S. (2014). Numerical simulation of shear wall failure mechanisms.

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, *4*, 1–36.

Deng, X., Koutromanos, I., … Panagiotou, M. (2021). Nonlinear truss models for strain-based seismic evaluation of planar RC walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *50*(11), 2939–2960. https://doi.org/10.1002/eqe.3480

Ding, R., Taob, M., … Moc, Y. L. (2018). Analytical model for seismic simulation of reinforced concrete coupled shear walls. *Engineering Structures*, *168*, 819–837. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.003

Federal Emergency Management Agency. (2017). *Restandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Computer and Structures, Inc.

Ghobarah, A., & Youssef, M. (1999). Modelling of reinforced concrete structural walls. *Engineering Structures*, *21*, 912–923. https://doi.org/10.1016/s0141-0296(98)00044-3

Harries, K. A. (1995). *Seismic design and retrofit of coupled walls using structural steel*. McGill University Libraries.

Hernández, A. (2015). *Cumplimiento de la hipótesis de Bernoulli en secciones compuestas de muros de hormigón armado.* [Memoria para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile–Santiago de Chile].

Hube, M. (2021, May–June). *Diseño sismorresistente avanzado: Análisis Inelástico Estático* [Presentación de diapositivas], Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontifica Universidad Católica de Chile.

Humar, J., Fazileh, F., … Pina, F. E. (2011). Displacement-based seismic design of regular reinforced concrete shear wall buildings. *Can J Civ Eng*, *38*, 616–626. https://doi.org/10.1139/l11-033

Kolozvari, K., Tran, T., … Wallace, J. W. (2014). Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. *Journal of Structural Engineering*. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083

Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering structures. *Engineering structures*, *20*(4), 452–464.

Mander, J. B. (1984). *Seismic design of bridge piers* [Ph.D Thesis Department of Civil Engineering, University of Canterbury.–New Zealand].

Mander, J. B., J, P. N. M., & R, P. (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. *ASCE*, *114*(3), 1804–1826. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804)

Massone, L. M. (2006). *RC Wall Shear - Flexure Interaction: Analytical and Experimental Responses*. University of California, Los Angeles.

Massone, L. M., Sayre, L. B., & Wallace, W. J. (2004). Load-deformation responses of dlender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, *101*(1). https://doi.org/10.14359/13003

Massone, S. L. (2016). *Modelamiento de muros de hormigón armado con y sin aberturas incorporando el efecto del pandeo en las barras* [Memoria de Pregrado, Universidad de Chile–Santiago de Chile].

Mazhar, H., Ahmed, N. F., … Zain, A. H. (2021). *Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS (v 2016 and onwards)*. NUST Institute of Civil Engineering (NICE).

Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista Ingeniería de Construcción RIC*, *35*(3), 257–274. https://doi.org/doi:10.4067/s0718-50732020000300257

Moehle, J. P., Ghodsi, T., … Gedhada, R. (2011). Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, *6*.

Najam, F. A. Performance-based Seismic Design of Structures. In: Spring 2020 Semester. National University of Sciences and Technology (NUST). Islamabad, Pakistan, 2020.

Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2002). Nonlinear modeling of RC and SRC structural walls. *In Proceedings of the 7th US National Conference on Earthquake Engineering*.

Orakcal, K., Wallace, J. W., & Conte, J. (2004). Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, *101*(5), 688–698.

Panagiotou, M., & Restrepo, J. (2011). Displacement-based method of analysis for regular reinforced-concretewall buildings: application to a full-scale 7-story building slice tested at UC-San Diego. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *137*(6), 677–690. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000333

Park, T., R ans Paulay. (1975). Reinforced Concrete Structures. *John Wiley and Sons Inc*.

Peña, A. E. A. (2016). *Implementación del programa de elementos finitos 'safepy' para análisis no lineal dinámico con factor de convergencia de carga* [Tesis de postgrado, Universidad de Chile–Santiago de Chile].

Plaza, A. R. E. (2017). *Modelación no lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado* [Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile–Santiago de Chile].

Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis, Computers and Structures*. Computers; Structures, Inc.

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement – Based Design of Structures*. IUSS Press.

Rezapour, M., & Ghassemieh, M. (2018). Macroscopic modelling of coupled concrete shear wall. *Engineering Structures*, *169*, 37–54. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.088

Rojas, F. (2012). *Development of a nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom and a nonlinear quadrilateral thin flat layered shell element for the modeling of reinforced concrete walls* [USA: University of Southern California.–California].

Rojas, F., Anderson, J. C., & Massone, L. (2016). A nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom for the modeling of reinforced concrete wall. *Engineering Structures*, *124*, 521–538. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.024

Rosso, A., Pacheco Almeida, J., & Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: State-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *14*(2), 455–484. https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x

Saatcioglu, M., & Razvi, S. (1992). Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, *18*(6), 1590–1607. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590)

Salinas, O. O. A. (2018). *Validación del elemento Shell layered/nonlinear de SAP2000 para estimar el comportamiento ciclico en muros de hormigón armado* [Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería

Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile–Santiago de Chile].

Santos, G. H. D. (2018). *Estudio numérico de la respuesta de sistemas de muros de hormigón armado acoplados y diseño experimental para su validación* [Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile–Santiago de Chile].

The American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.

Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of wall rectangular and T-shaped cross-sections. *Department of Civil and Environmental Engineering Clarkson Universitys*. https://doi.org/CU/CEE-95-06

Verri, A. (2003). *Modelación numérica no lineal de estructuras de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas* [Tesis de pregrado, Universidad de Buenos Aires–Buenos Aires].

Villaverde, R. (2009). *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press.

Vulcano, A., Bertero, V., & Colotti, V. (1988). Analytical modeling of RC structural walls. *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, *6*, 41–46.

Wilson, E. L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. Computers; Structures, Inc.