

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE ENSAMBLES MURO-VIGA DE
CONCRETO ARMADO CON DISCONTINUIDAD DEL ACERO
NEGATIVO EN LA VIGA ANTE ACCIONES CÍCLICAS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Joel Christian Arzapalo Guerra

ASESOR:

Mg. Ing. Wilson Edgar Silva Berríos

Lima, Junio, 2024

Informe de Similitud

Yo, WILSON EDGAR SILVA BERRÍOS,

docente de la Facultad de CIENCIAS E INGENIERÍA de la Pontificia Universidad Católica del Perú,
asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

del autor:

JOEL CHRISTIAN ARZAPALO GUERRA,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 12%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el **11/04/2024**.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 11 de abril de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: SILVA BERRÍOS, WILSON EDGAR	
DNI: 10147201	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-1832-3591	

Resumen

El trabajo de investigación presenta un estudio experimental y numérico sobre la capacidad estructural de las vigas de acoplamiento presentes en decenas de edificios de un proyecto inmobiliario masivo. Debido a un error en la construcción, solo la capa inferior de las barras de refuerzo longitudinal son continuas y anclan en los muros, mientras que el resto de las capas fueron cortadas antes de ingresar al cuerpo del muro. En este estudio se determinó experimentalmente la capacidad estructural de estas vigas de acoplamiento mediante ensayos cíclicos y monotónicos de subensambles viga-muro que representan la geometría, las condiciones de borde y las condiciones de carga de las vigas en los edificios. Este análisis experimental mostró el comportamiento dúctil de la viga de acoplamiento cuando los esfuerzos de tensión se presentan en la zona con barras de refuerzo con continuidad, a diferencia del comportamiento frágil observado cuando estos esfuerzos se presentan en la zona sin continuidad en las barras de refuerzo. El comportamiento dúctil se refiere a un patrón de agrietamiento distribuido, degradación de la resistencia y rigidez no abrupta, así como un incremento constante de la energía disipada. Finalmente, la capacidad estructural de las vigas se sintetiza en los valores de los parámetros de desempeño calculados a partir de los registros experimentales. En este estudio, también se desarrolló un modelo numérico basado en el método de elementos finitos que permite representar el comportamiento estructural global de las vigas de acoplamiento. Este modelo numérico tiene en cuenta tanto la no-linealidad geométrica como la no-linealidad material para ofrecer una simulación más precisa del comportamiento de las vigas.

Índice general

Índice de figuras	v
Índice de tablas	vii
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Metodología	3
2. Estado del arte	5
2.1. Modelos de histéresis	5
2.1.1. Modelo elasto-plástico	5
2.1.2. Modelo elasto-plástico con incremento de la resistencia	5
2.1.3. Modelo con degradación de la rigidez	6
2.1.4. Modelo con estrechamiento	7
2.1.5. Modelo con degradación cíclica de la resistencia	7
2.1.6. Modelo con degradación de la resistencia dentro del ciclo	8
2.2. Metodología de equivalencia de componentes	8
2.2.1. Parámetros de desempeño	8
2.2.2. Envoltente cíclica	10
2.3. Modelo constitutivo de plasticidad-fractura para el concreto	10
2.3.1. Modelo de fractura para la fisura del concreto	11
2.3.2. Modelo de plasticidad para el aplastamiento del concreto	12
2.4. Modelo constitutivo de plasticidad para las barras de refuerzo	14
2.4.1. Comportamiento esfuerzo-deformación monotónico	14
2.4.2. Comportamiento esfuerzo-deformación cíclico	15
2.5. Modelo numérico de conexiones viga-columna de concreto prefabricado sometidos a carga cíclica	17
2.5.1. Modelo constitutivo del concreto	17
2.5.2. Modelo constitutivo de las barras de refuerzo	17
2.5.3. Descripción del modelo de elementos finitos	18

2.5.4.	Verificación del enfoque de simulación numérica	19
3.	Análisis experimental	22
3.1.	Programa experimental	22
3.1.1.	Detalles de los especímenes	22
3.1.2.	Refuerzo con CFRP	29
3.1.3.	Protocolo del ensayo experimental de carga cíclica	30
3.1.4.	Protocolo del ensayo experimental de carga monotónica	32
3.2.	Resultados del análisis experimental	33
3.2.1.	Patrón de fisuras	34
3.2.2.	Histéresis en el comportamiento	36
3.2.3.	Parámetros de desempeño	38
3.2.4.	Degradación de la rigidez	40
3.2.5.	Capacidad de disipación de energía	42
3.2.6.	Resistencia a fuerza de corte	44
4.	Análisis numérico	46
4.1.	Modelo numérico	46
4.1.1.	Geometría	46
4.1.2.	Modelos constitutivos	48
4.1.3.	Condiciones de borde	52
4.1.4.	Simulación numérica del ensayo cíclico	53
4.2.	Resultados del análisis numérico	55
4.2.1.	Patrón de fisuras	55
4.2.2.	Histéresis en el comportamiento	57
4.2.3.	Parámetros de desempeño	59
4.2.4.	Degradación de la rigidez	60
4.2.5.	Capacidad de disipación de energía	62
5.	Conclusiones	65
5.1.	Análisis experimental	65
5.2.	Análisis numérico	66
	Bibliografía	68

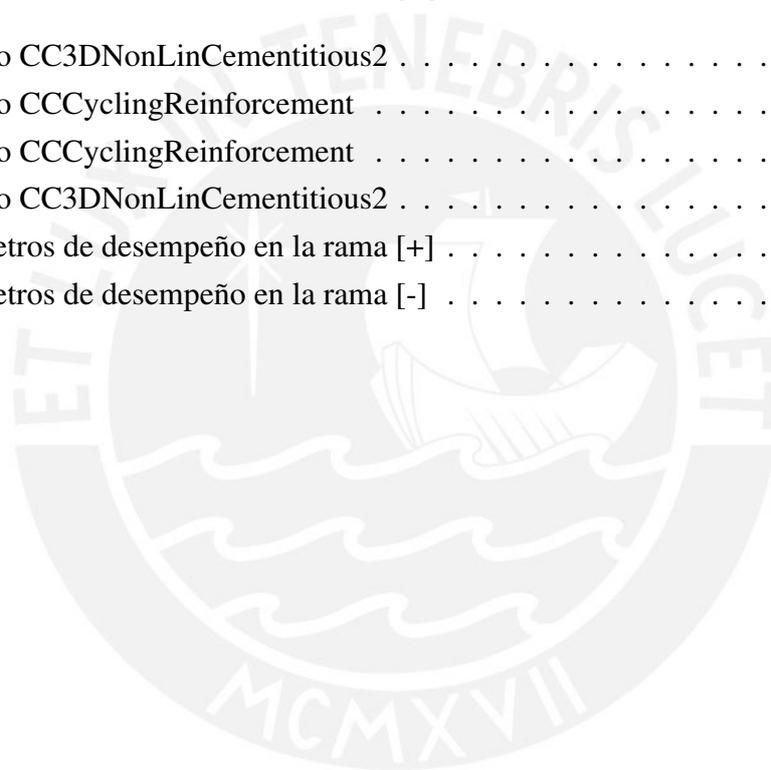
Índice de figuras

1.1. Viga de acoplamiento como se construyeron.	1
1.2. Viga de acoplamiento como se diseñaron.	2
1.3. Planta típica del edificio y ubicación de las vigas de acoplamiento	2
2.1. Modelo de histéresis elásto-plástico [10]	6
2.2. Modelo de histéresis degradación de la rigidez [10]	7
2.3. Modelo de histéresis con comportamiento de estrechamiento [10]	7
2.4. Modelo de histéresis con degradación cíclica de la resistencia: $[a]$ incremento de la amplitud de desplazamiento $[b]$ incremento del número de ciclos $[c]$ degradación dentro del ciclo [10]	8
2.5. Parámetros de desempeño según el reporte FEMA P-795 [2]	9
2.6. Relación esfuerzo de tensión y ancho de fisura [5]	12
2.7. Relación esfuerzo de compresión y deformación plástica [5]	14
2.8. Relación esfuerzo deformación de las barras de refuerzo [9]	16
2.9. Detalles del modelo numérico [8]	19
2.10. Influencia de la reducción de la resistencia a compresión [8]	20
2.11. Influencia del deslizamiento de las barras de refuerzo [8]	20
2.12. Influencia de la interfase entre el concreto prefabricado y el colocado en obra [8]	21
3.1. Especímenes CB-1 y CB-2	23
3.2. Espécimen CB-3	23
3.3. Geometría de los especímenes: CB-1 y CB-2	24
3.4. Geometría de los especímenes: CB-3	25
3.5. Distribución de las barras de refuerzo: CB-1 y CB-2	26
3.6. Distribución de las barras de refuerzo: CB-3	27
3.7. Detalle de las barras de refuerzo en la zona de interfase viga-muro	28
3.8. Tendones de postensado	28
3.9. Encofrado metálico empleado en el vaciado del concreto	29
3.10. Configuración del refuerzo con CFRP	30
3.11. Protocolo del ensayo experimental de carga cíclica	31
3.12. Configuración del ensayo experimental cíclico	32
3.13. Configuración del ensayo experimental monotónico	33

3.14. Evolución del patrón de fisuras en la rama positiva [+]	34
3.15. Evolución del patrón de fisuras en la rama negativa [-]	35
3.16. [a] Fisuras distribuidas en la rama positiva [+] [b] Fisura concentrada en la rama negativa [-]	36
3.17. Estado final de las barras con continuidad en el muro	36
3.18. Curvas de histéresis: CB-1	37
3.19. Curvas de histéresis: CB-2	37
3.20. Parámetros de desempeño: CB-1	39
3.21. Parámetros de desempeño: CB-2	40
3.22. Degradación de la rigidez en la rama positiva [+]	41
3.23. Degradación de la rigidez en la rama negativa [-]	41
3.24. Energía disipada en la rama positiva [+]	43
3.25. Energía disipada en la rama positiva [+]	43
3.26. Energía disipada total	44
3.27. Resistencia a corte	45
4.1. Distribución de elementos en el modelo	47
4.2. Ley de las barras de refuerzo	51
4.3. Condiciones de borde	53
4.4. Condiciones de borde	54
4.5. Protocolo de carga para la simulación numérica	54
4.6. Patrón de fisuras en la rama positiva [+]	55
4.7. Patrón de fisuras en la rama negativa [-]	56
4.8. Esfuerzos principales: [a] Rama positiva [+], [b] Rama negativa [-]	56
4.9. Deformación principal en las barras de refuerzo	57
4.10. Curva de histéresis	58
4.11. Curva envolvente	58
4.12. Parámetros de desempeño	60
4.13. Degradación de la rigidez en la rama positiva [+]	61
4.14. Degradación de la rigidez en la rama negativa [-]	61
4.15. Energía disipada en la rama positiva [+]	62
4.16. Energía disipada en la rama negativa [-]	63
4.17. Energía disipada total	64

Índice de tablas

3.1. Resistencia a la compresión	29
3.2. Parámetros de desempeño en la rama [+].	38
3.3. Parámetros de desempeño en la rama [-].	39
4.1. Modelo CC3DNonLinCementitious2	50
4.2. Modelo CCCyclingReinforcement	51
4.3. Modelo CCCyclingReinforcement	52
4.4. Modelo CC3DNonLinCementitious2	52
4.5. Parámetros de desempeño en la rama [+].	59
4.6. Parámetros de desempeño en la rama [-].	59



Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Los edificios de departamentos son estructuras habitacionales que tienen la capacidad de alojar a múltiples familias, según la superficie construida y el número de pisos. Durante la ejecución de un proyecto inmobiliario masivo, que involucró la construcción de decenas de edificios, se descubrió un error en la construcción. Este error ocasionó que solamente la capa inferior de las barras de refuerzo longitudinal de todas las vigas de acoplamiento se mantuviera continua y se anclara dentro de los muros estructurales correspondientes.

Las capas superiores de las barras de refuerzo fueron cortadas antes de llegar al muro, lo cual difiere del diseño original donde todas las capas deberían ser continuas. En las Figuras 1.1 y 1.2, se puede observar la configuración de las barras de refuerzo tal como fueron construidas y tal como fueron diseñadas.

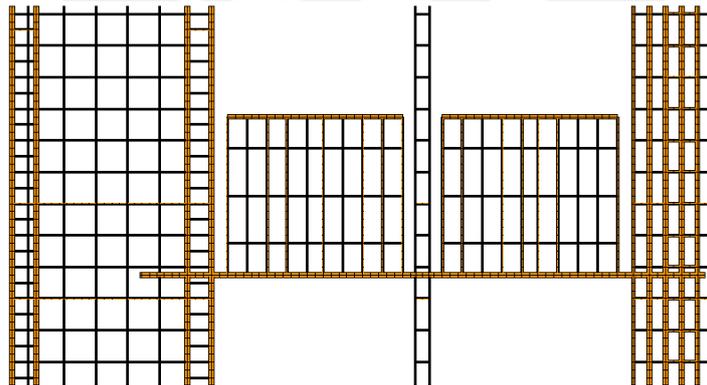


Figura 1.1: Viga de acoplamiento como se construyeron.

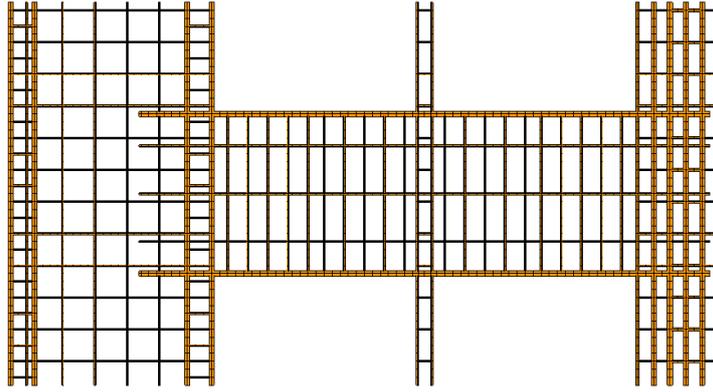


Figura 1.2: Viga de acoplamiento como se diseñaron.

Los edificios afectados por el error constructivo son estructuras habitadas de 16 pisos, sin sótanos, cuyo sistema estructural original se compone de muros estructurales fuertemente acoplados mediante vigas de gran peralte. Para una mejor comprensión, se muestra la planta típica de estos edificios en la Figura 1.3.

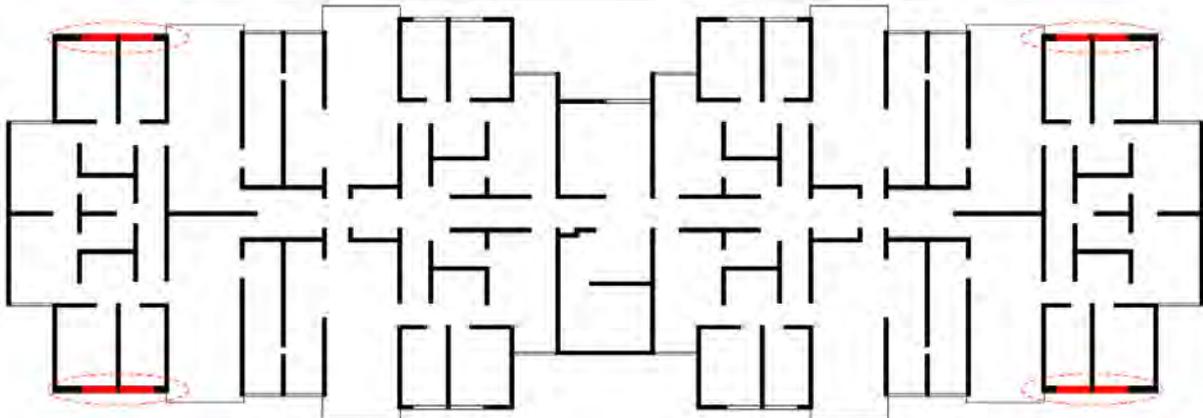


Figura 1.3: Planta típica del edificio y ubicación de las vigas de acoplamiento

En estudios numéricos previos, que no se incluyen en este trabajo, se asumió que las vigas de acoplamiento no contribuyen a la capacidad estructural, lo que llevó a conectar los muros mediante elementos tipo armadura articulados en ambos extremos en los modelos numéricos. Sin embargo, esta suposición inicial subestimó significativamente la rigidez lateral de la estructura, lo que resultó en una falta de cumplimiento con los requerimientos de la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente [3].

Se sabe que los elementos confinados, como los muros de relleno o los parapetos, aumentan la rigidez de las estructuras, ya que funcionan como puntales diagonales comprimidos. En la mayoría de las estructuras, este aporte no se considera debido a que los componentes no estructurales tienen ductilidad muy baja, por lo que alcanzan su límite de resistencia en los primeros momentos del evento sísmico.

Las vigas de acoplamiento que tienen continuidad solo en la capa inferior de las barras de

refuerzo también actúan como puntales diagonales comprimidos entre los muros, pero a diferencia de los elementos no estructurales, estas vigas tienen refuerzo longitudinal y transversal, lo que les confiere ductilidad y, por lo tanto, su aporte podría ser significativo.

Por esta razón, la presente investigación tiene como objetivo cuantificar experimental y numéricamente el aporte de las vigas de acoplamiento en su condición actual. De esta manera, en trabajos futuros se podrá estimar con mayor certeza la capacidad estructural de los edificios en su estado actual y proponer opciones de refuerzo sin incurrir en costos económicos y sociales adicionales debido a suposiciones incorrectas.

Los trabajos de construcción de los especímenes y los ensayos cíclicos y monotónicos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas del Departamento de Ingeniería (LEDI) de la Pontificia Universidad Católica del Perú, entre julio y diciembre de 2021.

1.2. Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es determinar experimentalmente la capacidad estructural de vigas de acoplamiento con continuidad solo en la capa inferior de las barras de refuerzo longitudinal mediante ensayos cíclicos de subensambles viga de acoplamiento-muro, y se pretende desarrollar un modelo numérico que represente el comportamiento experimental de las vigas de acoplamiento en esta condición.

Para alcanzar el objetivo general, es necesario completar los siguientes objetivos secundarios:

- Revisar trabajos de investigación relacionados al análisis experimental y numérico de vigas de acoplamiento de concreto reforzado.
- Diseñar y construir tres especímenes que representen la condición actual de las vigas de acoplamiento.
- Realizar ensayos de carga cíclica cuasi-estática en dos especímenes.
- Realizar ensayos de carga monotónica cuasi-estática en un espécimen.
- Determinar los parámetros de desempeño de las vigas de acoplamiento a partir de los registros experimentales.
- Desarrollar un modelo numérico que represente analíticamente el comportamiento experimental de la viga de acoplamiento.

1.3. Metodología

Para alcanzar los objetivos de la investigación, se llevaron a cabo las siguientes tareas:

- Estado del arte: Se llevaron a cabo revisiones de literatura de investigaciones relacionadas con el análisis experimental de vigas de acoplamiento de concreto reforzado y modelos numéricos de componentes de concreto reforzado basados en el método de elementos finitos (FEM).
- Diseño y construcción de los especímenes: Se diseñaron y construyeron tres especímenes de sub-ensamble tipo viga de acoplamiento-muro que representan las condiciones actuales de estos componentes. La construcción se llevó a cabo en el patio de construcciones del LEDI.
- Ensayo experimental de carga cíclica cuasi-estática: Se llevaron a cabo dos ensayos de carga cíclica cuasi-estática servo-controlados para determinar la capacidad de flexión de la viga de acoplamiento. Los transductores de desplazamiento y fuerza registraron la deformación y la fuerza aplicada a los especímenes respectivamente. Los ensayos se realizaron en la losa de ensayos estáticos del LEDI.
- Ensayo experimental de carga monotónica cuasi-estática: Se realizó un ensayo de carga monotónica cuasi-estática servo-controlado para determinar la capacidad a corte de la sección agrietada de la viga de acoplamiento. Para ello se indujo una fisura en la interfase viga-muro previo al ensayo. Los transductores de desplazamiento y fuerza registraron la deformación y la fuerza aplicada a los especímenes respectivamente. El ensayo se realizó en la losa de ensayos estáticos del LEDI.
- Procesamiento de los registros de los ensayos experimentales: Se procesaron los registros de los ensayos mediante funciones desarrolladas en MATLAB. Los resultados se presentan mediante curvas de histéresis y se calculó la degradación de rigidez y energía disipada. También se construyeron las curvas envolventes para obtener los parámetros de desempeño según el FEMA P-795.
- Análisis numérico no-lineal: Se desarrolló un modelo numérico de la viga de acoplamiento que representa su comportamiento experimental mediante el método de elementos finitos (FEM) implementado en el software de análisis no-lineal ATENA. Se utilizaron elementos tridimensionales sólidos para representar el concreto y elementos tipo armadura para las barras de refuerzo y los cables de postensado. El comportamiento del concreto en compresión y tensión se representa con modelos de plasticidad y agrietamiento respectivamente. El comportamiento de las barras de refuerzo y los cables de postensado se representó con modelos de plasticidad adheridos y no-adheridos respectivamente.

Capítulo 2

Estado del arte

El objetivo de esta sección de investigación es presentar los conceptos teóricos y normativos obtenidos a partir de la revisión de la literatura de investigaciones relacionadas con el análisis experimental de vigas de acoplamiento de concreto reforzado y los modelos numéricos de componentes de concreto reforzado, que se basan en el método de elementos finitos (FEM).

2.1. Modelos de histéresis

El propósito de esta sección es presentar una revisión actualizada sobre los modelos de histéresis que describen el comportamiento no lineal de los componentes estructurales. Estos modelos son esenciales para estimar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales. A lo largo de este apartado, se describirán las características más relevantes de los modelos de histéresis recopilados en el informe FEMA P440A [10].

2.1.1. Modelo elasto-plástico

Según lo indicado en FEMA P440A [10], el modelo elasto-plástico no considera la degradación de rigidez o resistencia, lo que implica que estos parámetros permanecen constantes durante la aplicación de cargas cíclicas con reversa. En este modelo, el comportamiento es lineal-elástico hasta que se alcanza la resistencia de fluencia, momento en el cual la rigidez disminuye a cero. Durante los ciclos de descarga, la rigidez se mantiene igual a la rigidez inicial. La Figura 2.1 [a] muestra el modelo de histéresis elasto-plástico.

2.1.2. Modelo elasto-plástico con incremento de la resistencia

En el informe FEMA P440A [10], se presenta otro modelo de histéresis sin degradación conocido como el modelo elasto-plástico con endurecimiento por deformación. Este modelo es similar al modelo elasto-plástico convencional, ya que la rigidez post-fluencia sigue siendo

mayor que cero. Sin embargo, a diferencia del modelo elasto-plástico convencional, la resistencia de los componentes y conexiones estructurales aumenta después de alcanzar el punto de fluencia. Según el informe, este comportamiento de endurecimiento por deformación está relacionado con la ganancia de resistencia que algunos materiales experimentan después de sufrir grandes deformaciones tras la fluencia. La Figura 2.1 [b] ilustra el modelo de histéresis elasto-plástico con endurecimiento por deformación.

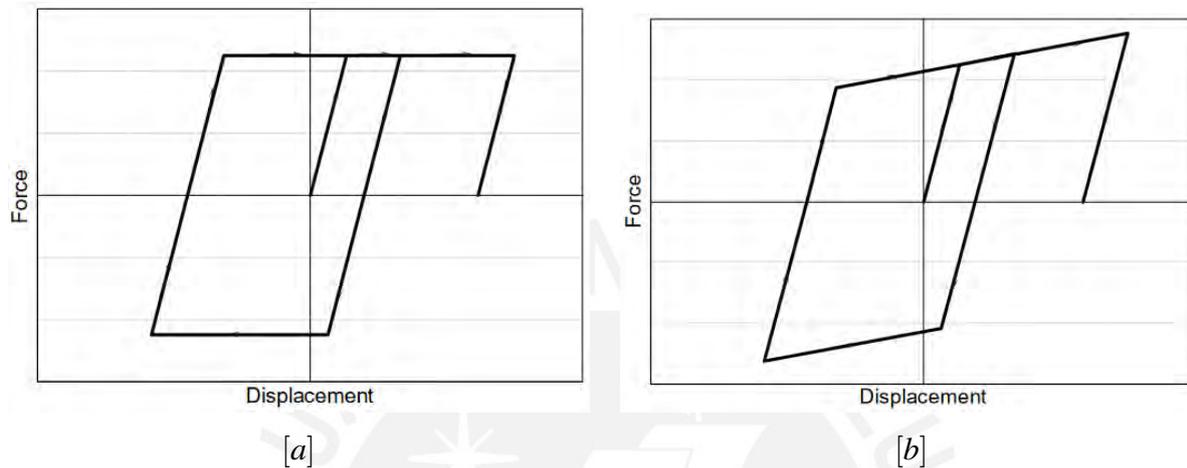


Figura 2.1: Modelo de histéresis elásto-plástico [10]

2.1.3. Modelo con degradación de la rigidez

Según FEMA P440A [10], los componentes estructurales, especialmente aquellos de concreto reforzado, exhiben una degradación en su rigidez en respuesta a la carga cíclica con reversa. Esta degradación es comúnmente causada por el incremento en el ancho y la longitud de las fisuras o por la pérdida de adherencia entre el concreto y la barra de refuerzo. El nivel de degradación de la rigidez depende de las propiedades del material, la geometría y la historia de carga del componente.

La Figura 2.2 presenta tres modelos de degradación de la rigidez. En el primer modelo [a], la rigidez se mantiene constante durante la etapa de carga y descarga, pero se degrada a medida que se incrementa la amplitud de desplazamiento. En el segundo modelo [b], la rigidez disminuye como función de la amplitud de desplazamiento durante la carga, pero se mantiene constante, igual a la rigidez inicial, durante la descarga. En el tercer modelo [c], la degradación de la rigidez ocurre en ambas etapas de carga y descarga, y se relaciona con la amplitud de desplazamiento, presentándose de manera diferente en cada etapa.

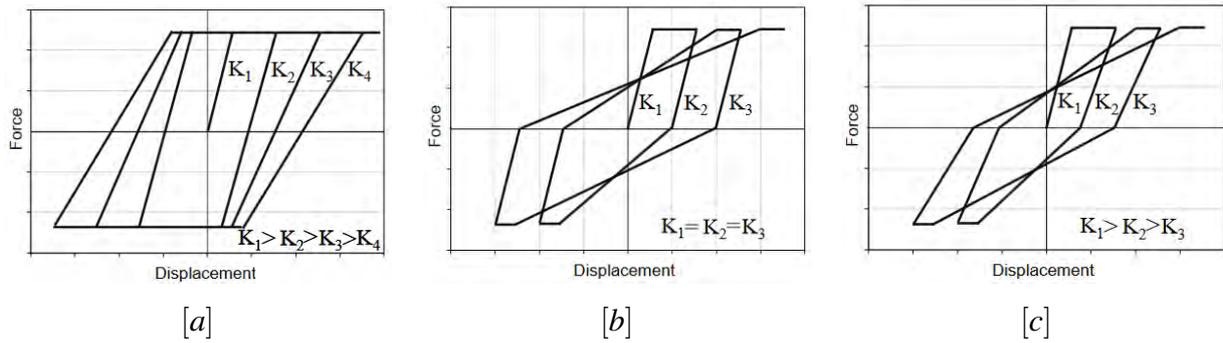


Figura 2.2: Modelo de histéresis degradación de la rigidez [10]

2.1.4. Modelo con estrechamiento

El comportamiento de los componentes estructurales y las conexiones sometidos a carga cíclica con reversa se ve afectado por el fenómeno de histéresis conocido como estrechamiento (*pinching*). Este fenómeno se produce cuando las fisuras se abren al aplicar el desplazamiento en una dirección, lo que provoca una reducción de la rigidez durante la recarga después de la descarga. Por otro lado, la rigidez se recupera parcialmente cuando las fisuras se cierran durante el desplazamiento impuesto en la dirección opuesta. Según FEMA P440A [10], el estrechamiento es un fenómeno común en componentes de concreto reforzado y su nivel depende de las características del material, la geometría del componente y la historia de carga. La Figura 2.3 muestra dos curvas de histéresis, donde la curva [b] presenta un mayor estrechamiento en comparación con la curva [a].

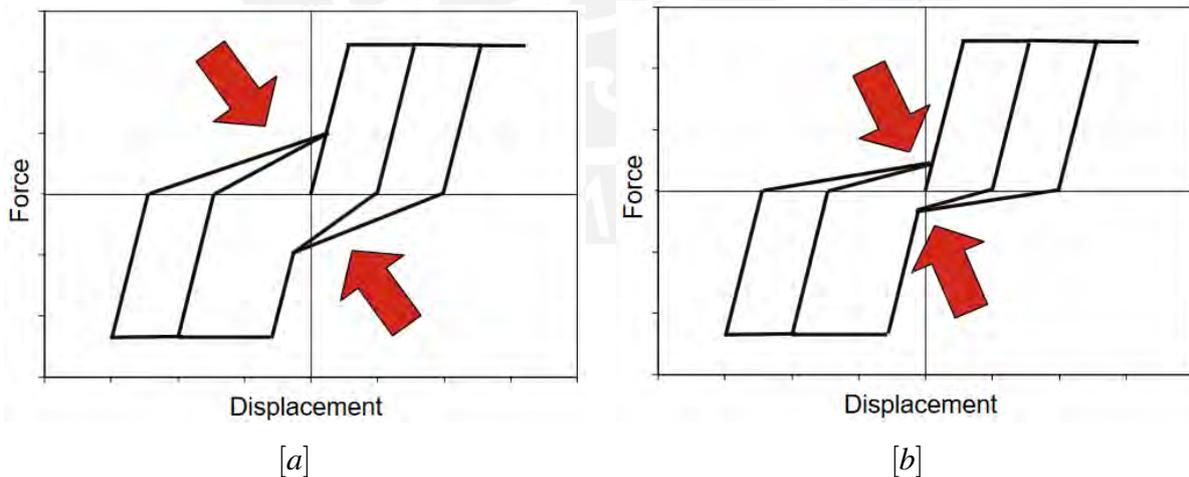


Figura 2.3: Modelo de histéresis con comportamiento de estrechamiento [10]

2.1.5. Modelo con degradación cíclica de la resistencia

FEMA P440A [10] indica que la carga cíclica con reversa provoca la degradación de la resistencia en componentes y sistemas estructurales. Esta degradación se produce por el aumento de la amplitud de desplazamiento, como se observa en la Figura 2.4 [a], o por el aumento del

número de ciclos, incluso si no se incrementa la amplitud de desplazamiento, como se muestra en la Figura 2.4 [b]. En ambos casos, se produce una reducción en la resistencia lateral del elemento.

2.1.6. Modelo con degradación de la resistencia dentro del ciclo

La degradación de la resistencia en componentes y sistemas estructurales como resultado de la carga cíclica con reversa se caracteriza por la pérdida de resistencia dentro de un mismo ciclo, como se muestra en la Figura 2.4 [c]. Según FEMA P440A [10], esta forma de degradación es más crítica que la degradación cíclica debido a que puede producir inestabilidad dinámica lateral en los sistemas estructurales. La no-linealidad geométrica o del material es la principal causa de esta degradación, y resulta en la pérdida de resistencia durante cada ciclo de carga. Es importante tener en cuenta que el nivel de degradación varía dependiendo de las propiedades del material, la geometría del componente y la historia de carga.

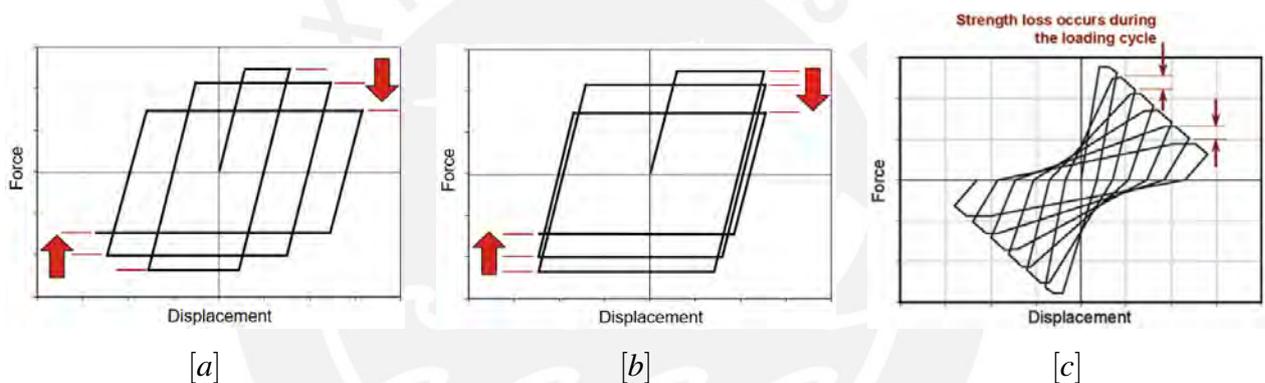


Figura 2.4: Modelo de histéresis con degradación cíclica de la resistencia: [a] incremento de la amplitud de desplazamiento [b] incremento del número de ciclos [c] degradación dentro del ciclo [10]

2.2. Metodología de equivalencia de componentes

En esta sección se presentan los parámetros de desempeño que se utilizan para evaluar y comparar registros experimentales con el fin de determinar la equivalencia del desempeño estructural de un nuevo componente en relación con un componente de referencia. Estos parámetros de desempeño son parte de la metodología de equivalencia de componentes descrita en el informe FEMA P-795 [2].

2.2.1. Parámetros de desempeño

Para determinar la equivalencia del desempeño estructural de un nuevo componente respecto a un componente de referencia, FEMA P-795 [2] recomienda la determinación de ciertos

parámetros de desempeño empleando la curva envolvente cíclica obtenida del ensayo cíclico cuasi-estático de cada espécimen. Los parámetros que deben ser evaluados incluyen la resistencia, la rigidez inicial, el desplazamiento de fluencia, el desplazamiento último y la capacidad de ductilidad efectiva.

- La resistencia Q_M es la fuerza máxima alcanzada durante la prueba.
- La rigidez inicial K_I se calcula como la rigidez secante en el punto que corresponde al 40% de la fuerza máxima Q_M .
- El desplazamiento de fluencia efectiva $\Delta_{Y,eff}$ se calcula como la fuerza máxima entre la rigidez inicial.

$$\Delta_{Y,eff} = \frac{Q_M}{K_I}$$

- El desplazamiento último Δ_U es el desplazamiento asociado a la degradación de resistencia hasta el 80% de la fuerza máxima Q_M .
- La capacidad de ductilidad efectiva μ_{eff} se calcula como la deformación última entre la deformación de fluencia efectiva.

$$\mu_{eff} = \frac{\Delta_U}{\Delta_{Y,eff}}$$

Los parámetros de desempeño se presentan en la Figura 2.5.

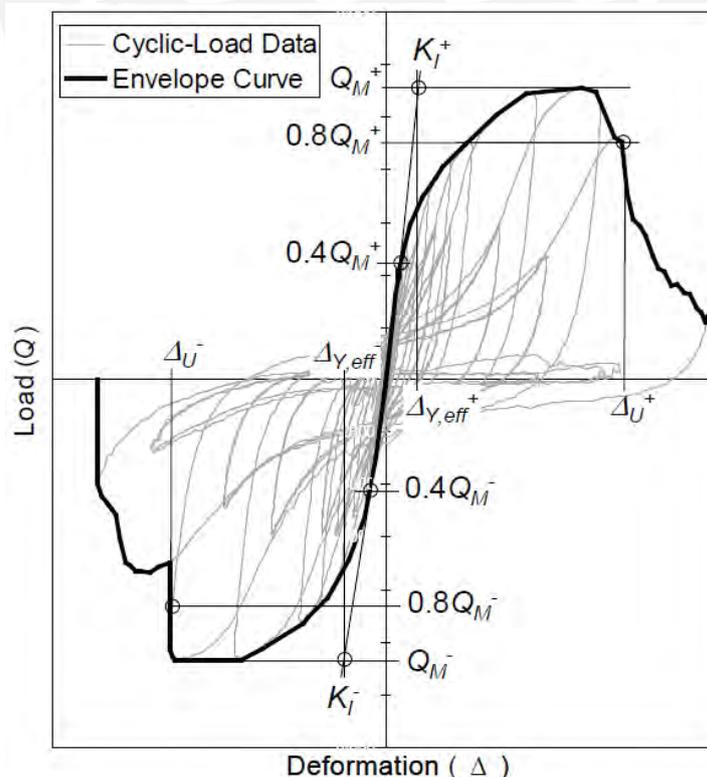


Figura 2.5: Parámetros de desempeño según el reporte FEMA P-795 [2]

2.2.2. Envoltente cíclica

Para construir la curva envoltente cíclica, es necesario seguir los siguientes requerimientos establecidos en FEMA P-795 [2]:

- La envoltente cíclica debe ser construida considerando ambas direcciones de la carga.
- En cada nivel de deformación, desde el inicio hasta el punto de fuerza máxima Q_M , se debe tomar el valor de la fuerza como el mayor de dos posibilidades: (1) el valor máximo de la fuerza en todos los ciclos a ese nivel de deformación, o (2) el valor de la fuerza descrito por una serie de líneas rectas que conectan los puntos de fuerza pico en las diferentes amplitudes de deformación.
- Una vez que se alcanza la fuerza máxima Q_M , la curva envoltente se define utilizando el criterio (1) del ítem anterior hasta que la fuerza se reduzca al 80 % de la fuerza máxima Q_M o hasta que ocurra una pérdida de resistencia dentro de un ciclo de carga. En este caso, la curva envoltente se define a cada nivel de deformación hasta el punto de fuerza máxima Q_M , y se toma el valor de la fuerza como la mayor entre el valor máximo de la fuerza para todos los ciclos a ese nivel de deformación y el valor de la fuerza descrita por una serie de líneas rectas que conectan puntos de fuerza pico en las diferentes amplitudes de deformación.

2.3. Modelo constitutivo de plasticidad-fractura para el concreto

En esta sección se presenta un modelo constitutivo tridimensional para el concreto propuesto por Červenka y Papanikolaou [5]. El modelo combina un modelo de plasticidad basado en la superficie de falla de Menétrey y Willam para representar el aplastamiento del concreto en compresión, y un modelo de fractura esparcida ortótropa basado en el criterio de tensión de Rankine para representar el agrietamiento del concreto.

El modelo asume que las deformaciones son pequeñas y se basa en la descomposición de la deformación en las componentes elástica $\varepsilon_{ij}^{(e)}$, plástica $\varepsilon_{ij}^{(p)}$ y de fractura $\varepsilon_{ij}^{(f)}$. Esta descomposición se presenta en la ecuación (2.1). El incremento de deformación plástica $\Delta\varepsilon_{kl}^{(p)}$ representa el avance de la fluencia plástica, mientras que el incremento de la deformación de fractura $\Delta\varepsilon_{kl}^{(f)}$ representa la degradación progresiva. Ambos incrementos son evaluados por los modelos de plasticidad y fractura, respectivamente. El tensor elástico E_{ijkl} se construye con las propiedades elásticas del material.

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^{(e)} + \varepsilon_{ij}^{(p)} + \varepsilon_{ij}^{(f)} \quad (2.1)$$

El nuevo estado de esfuerzo se calcula mediante la ecuación (2.2),

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} \left(\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^{(p)} - \Delta \varepsilon_{kl}^{(f)} \right) \quad (2.2)$$

2.3.1. Modelo de fractura para la fisura del concreto

El modelo de fractura del concreto propuesto por Červenka y Papanikolaou [5] utiliza el criterio de tensión de Rankine, cuya expresión se encuentra en la ecuación (2.3). En este criterio, el esfuerzo de aproximación $\sigma_{ij}^{(t)}$ se transforma a una de las direcciones principales mediante los eigenvectores \mathbf{n} . Estas direcciones principales corresponden a las direcciones principales instantáneas en el modelo de fisura rotativa, o a las direcciones principales en el instante inicial del agrietamiento en el modelo de fisura fija. f_t representa la resistencia a la tensión del concreto. Para calcular el esfuerzo de aproximación, se utiliza la ecuación (2.4), conocida como predictor elástico.

$$F^{(f)} = \sigma_{ij}^n n_i n_j - f_t \leq 0 \quad (2.3)$$

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} \Delta \varepsilon_{kl} \quad (2.4)$$

En el modelo propuesto por Červenka y Papanikolaou [5], la superficie de falla del concreto se asume perpendicular a la dirección principal, tal como se muestra en la Figura 2.6. Para calcular el incremento de la deformación de fractura $\Delta \varepsilon_{ij}^{(f)}$, se utiliza la ecuación (2.5). El incremento del multiplicador de fractura $\Delta \lambda^{(f)}$ se obtiene de la ecuación (2.6).

$$\Delta \varepsilon_{ij}^{(f)} = \Delta \lambda \frac{\partial F^{(f)}}{\partial \sigma_{ij}} = \Delta \lambda^{(f)} n_i n_j \quad (2.5)$$

$$\Delta \lambda^{(f)} = \frac{\sigma_{ij}^n n_i n_j - f_t(w_t)}{E_{ijkl} n_i n_j n_k n_l} \quad (2.6)$$

La abertura de la fisura w_t en la dirección principal se calcula a partir de la deformación principal de fractura $\varepsilon_{ij}^{(f)}$, utilizando la ecuación (2.7).

$$w_t = L_t \left(\varepsilon_{ij}^{(f)} + \Delta \lambda^{(f)} \right) \quad (2.7)$$

La resistencia a la tensión actual f_t se expresa como una función del ancho de fisura w_t , y se basa en la fórmula empírica propuesta por Hordijk en 1991, que se muestra en la ecuación (2.8). En la Figura 2.6 se representa gráficamente esta fórmula, donde σ_t es el esfuerzo de tensión del concreto normal a la fisura, y $c_1 = 3$ y $c_2 = 6.93$. La abertura crítica del concreto w_{tc} se obtiene de la ecuación (2.9), donde G_f es la energía de fractura calculada como el área bajo la curva $\sigma_t - w_t$.

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(1 + \left(c_1 \frac{w_t}{w_{tc}} \right)^3 \right) e^{-c_2 \frac{w_t}{w_{tc}}} - \frac{w_t}{w_{tc}} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (2.8)$$

$$w_{tc} = 5.14 \frac{G_f}{f_t} \quad (2.9)$$

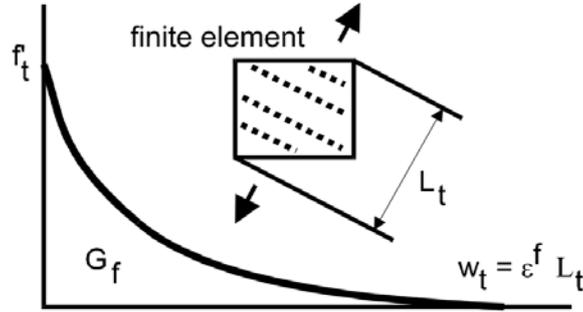


Figura 2.6: Relación esfuerzo de tensión y ancho de fisura [5]

2.3.2. Modelo de plasticidad para el aplastamiento del concreto

En el modelo plástico propuesto por Červenka y Papanikolaou [5], el nuevo estado de esfuerzos se calcula utilizando la ecuación (2.10), también conocida como predictor corrector. Esta fórmula permite realizar un cálculo más preciso al considerar tanto el deslizamiento como la deformación plástica en la dirección principal de la fisura.

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} (\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^p) = \sigma_{ij} - E_{ijkl} \Delta \varepsilon_{kl}^p = \sigma_{ij} - \sigma_{ij}^p \quad (2.10)$$

En la superficie de falla perpendicular a la dirección principal, la deformación plástica experimentada por el material se puede calcular a través de la ecuación (2.11), tal como lo presentan Červenka y Papanikolaou [5]. Esta ecuación permite obtener el incremento de la deformación plástica $\Delta \varepsilon_{ij}^{(p)}$ en la superficie de falla.

$$\Delta \varepsilon_{ij}^{(p)} = \Delta \lambda^{(p)} \frac{\partial F_k^{(p)}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.11)$$

El corrector plástico σ_{ij}^p se obtiene directamente de la función de fluencia mediante la ecuación (2.12), la cual está basada en la función potencial plástica $F^{(p)}(\sigma_{kl})$ expresada en la ecuación (2.13). En esta ecuación, el parámetro β indica la dirección de retorno, el cual puede ser negativo para el caso en que el concreto se compacta durante el aplastamiento por compresión, igual a cero si el volumen se preserva o positivo si el volumen se dilata.

$$f^p \left(\sigma_{ij}^n - \sigma_{ij}^p \right) = f^p \left(\sigma_{ij} - \Delta \lambda^{(p)} E_{ijkl} \frac{\partial F^{(p)}(\sigma_{kl})}{\partial \sigma_{kl}} \right) = 0 \quad (2.12)$$

$$F^{(p)}(\sigma_{kl}) = \beta \frac{I_1}{\sqrt{3}} + \sqrt{2J_2} \quad (2.13)$$

En el modelo de plasticidad utilizado por Červenka y Papanikolaou [5], se emplea la superficie de falla de Menétray y William, la cual se describe mediante la ecuación (2.14). Esta superficie de falla depende de varios parámetros, entre los cuales se encuentran el parámetro de cohesión m , la función elíptica r , y las coordenadas Haigh-Westergaard ξ , ρ y θ . Además, se consideran la resistencia a la compresión y tensión, f_c y f_t respectivamente, mientras que los parámetros e y c controlan la esfericidad de la superficie de falla plástica y la evolución del endurecimiento y ablandamiento.

$$f^p(\xi, \rho, \theta) = \left(\sqrt{1.5} \frac{\rho}{f_c} \right)^2 + m \left(\frac{\rho}{\sqrt{6} f_c} r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} f_c} \right) - c = 0 \quad (2.14)$$

$$m = \left(\frac{3e}{1+e} \right) \frac{f_c^2 - f_t^2}{f_c f_t}$$

$$r(\theta, e) = \frac{4(1-e^2) \cos^2 \theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2) \cos \theta + (2e-1) \sqrt{4(1-e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}}$$

$$c = \left(\frac{\sigma_c}{f_c} \right)^2$$

La ley de endurecimiento y ablandamiento σ_c , que representa el comportamiento ante compresión uniaxial, se describe mediante la ecuación (2.15). En ella, f_{co} marca el inicio del comportamiento plástico y $\varepsilon_c^{(p)}$ es el valor de la deformación plástica asociada a la resistencia a compresión f_c .

$$\sigma_c = f_{co} + (\sigma_c - f_{co}) \sqrt{1 - \left(\frac{\varepsilon_c^{(p)} - \varepsilon_c^{(p)}}{\varepsilon_c^{(p)}} \right)^2} \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_c^{(p)} = \varepsilon_c - \frac{f_c}{E}$$

Durante la fase de ablandamiento, la deformación plástica se convierte en desplazamiento utilizando la longitud característica del elemento, L_c , en la dirección paralela al plano de falla. Esto se expresa matemáticamente en la ecuación (2.16).

$$w_c = L_c \left(\varepsilon_c^{(p)} - \varepsilon_c^{(p)} \right) \quad (2.16)$$

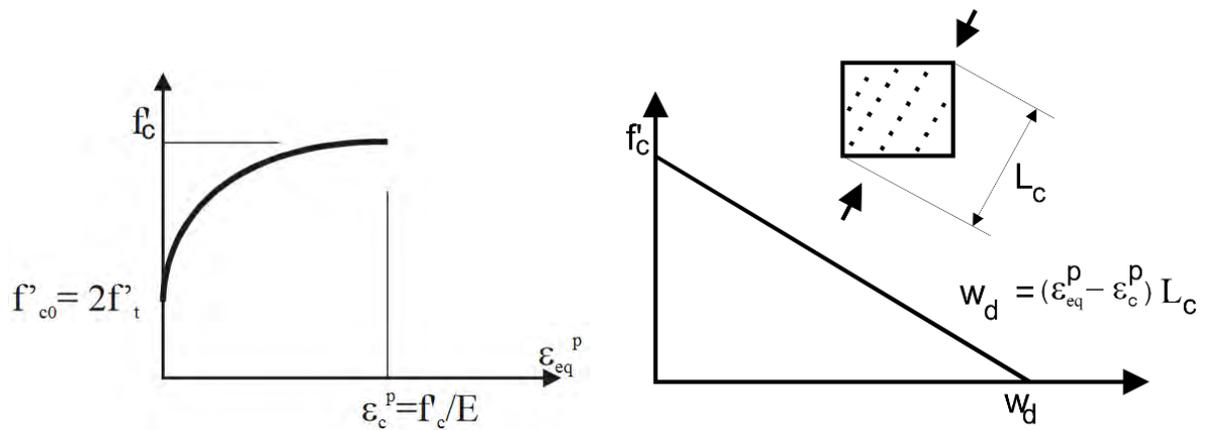


Figura 2.7: Relación esfuerzo de compresión y deformación plástica [5]

2.4. Modelo constitutivo de plasticidad para las barras de refuerzo

En esta sección se presentan dos modelos constitutivos unidimensionales para barras de refuerzo. El primer modelo, propuesto por Dood y Restrepo en 1995 [7], representa el comportamiento de las barras de refuerzo ante cargas monotónicas. El segundo modelo, propuesto por Menegotto y Pinto en 1973 [9], representa el comportamiento de las barras de refuerzo ante cargas cíclicas.

2.4.1. Comportamiento esfuerzo-deformación monotónico

El modelo propuesto por Dood y Restrepo en 1995 [7] para representar el comportamiento de barras de refuerzo ante cargas monotónicas se divide en cuatro regiones en la curva esfuerzo-deformación de las barras. En primer lugar, se encuentra la región lineal elástica, en la cual la deformación es proporcional al esfuerzo aplicado. Luego, se encuentra la plataforma de fluencia, en la cual el esfuerzo se mantiene constante mientras la deformación continúa aumentando. La tercera región es la de endurecimiento por deformación, en la que el esfuerzo aumenta linealmente con la deformación. Finalmente, la región post esfuerzo último representa el comportamiento de la barra después de alcanzar su punto máximo de carga y se caracteriza por una disminución en el esfuerzo con el aumento de la deformación.

En la región lineal, la relación entre esfuerzo y deformación en las barras de refuerzo se puede modelar mediante la ecuación (2.17), donde el módulo de elasticidad E representa la pendiente de la curva. Los valores de deformación ε_s y esfuerzo verdadero σ_s se definen en función de la deformación de ingeniería ε'_s y el esfuerzo de ingeniería σ'_s , respectivamente. Para ello, se utiliza la siguiente transformación: $\varepsilon_s = \ln(1 + \varepsilon'_s)$ y $\sigma_s = \sigma'_s(1 + \varepsilon'_s)$, donde ε'_s y σ'_s son la deformación y el esfuerzo de ingeniería, respectivamente.

$$\sigma_s = E\varepsilon_s \quad (2.17)$$

En la plataforma de fluencia la relación esfuerzo-deformación esta dado por la ecuación (2.18) donde σ_y es el esfuerzo de fluencia de la barra de refuerzo.

$$\sigma = \sigma_y e^\varepsilon \quad (2.18)$$

En la región de endurecimiento por deformación, la relación entre el esfuerzo y la deformación se define mediante la ecuación (2.19). En esta ecuación, $(\varepsilon_{sh}, \varepsilon_{sh})$ indican las coordenadas donde finaliza la plataforma de fluencia y comienza la zona de endurecimiento, mientras que $(\varepsilon_{su}, \varepsilon_{su})$ representan las coordenadas del punto de esfuerzo último del acero. La potencia P se calcula utilizando un punto intermedio $(\varepsilon_{s1}, \varepsilon_{s1})$ ubicado entre los puntos sh y su . Esta ecuación permite describir con precisión el comportamiento no lineal de las barras de refuerzo en la región de endurecimiento por deformación.

$$\sigma = \left(\sigma_{sh} + \frac{\partial \sigma_{sh}}{\partial \varepsilon} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) - \sigma_{su} \right) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P - \frac{\partial \sigma_{sh}}{\partial \varepsilon} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_s) + \sigma_{su} \quad (2.19)$$

$$P = \frac{\ln \frac{\sigma_{s1} + \frac{\partial \sigma_{sh}}{\partial \varepsilon} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}) - \sigma_{su}}{\sigma_{sh} + \frac{\partial \sigma_{sh}}{\partial \varepsilon} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) - \sigma_{su}}}{\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}}$$

2.4.2. Comportamiento esfuerzo-deformación cíclico

Menegotto y Pinto [9] propusieron una relación entre el esfuerzo σ y la deformación ε mediante la ecuación (2.20). Esta ecuación se ilustra gráficamente en la Figura 2.8. Para su cálculo se utilizan valores normalizados del esfuerzo y la deformación, representados como σ'_s y ε'_s , respectivamente.

$$\sigma'_s = b\varepsilon'_s + \frac{(1-b)\varepsilon'_s}{(1+\varepsilon'^R)^{\frac{1}{R}}} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sr}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{sr}}$$

$$\sigma'_s = \frac{\sigma_s - \sigma_{sr}}{\sigma_{s0} - \sigma_{sr}}$$

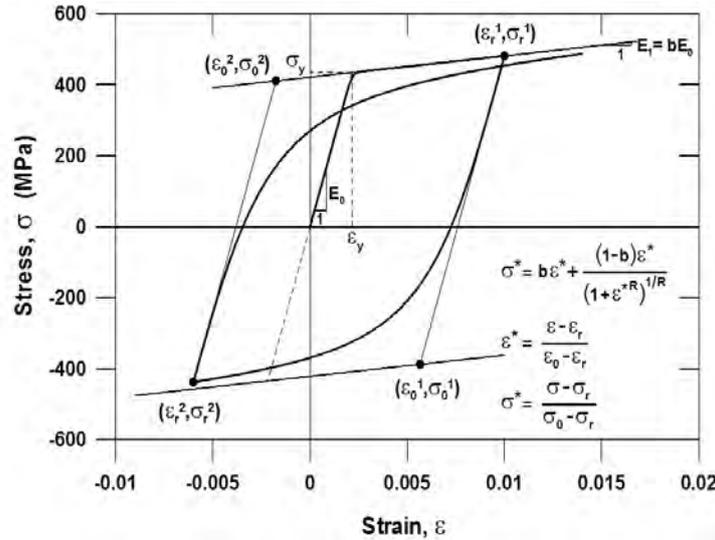


Figura 2.8: Relación esfuerzo deformación de las barras de refuerzo [9]

La relación esfuerzo-deformación propuesta por Menegotto y Pinto [9] es una transición curva entre dos líneas rectas con pendientes E_0 y E_1 . El punto donde se intersecan las proyecciones de las dos líneas rectas se define por los valores de esfuerzo y deformación σ_{s0} y ε_{s0} , mientras que el punto donde se inicia el cambio en la dirección de la carga con el esfuerzo de igual signo se define por el esfuerzo y la deformación σ_{sr} y ε_{sr} . El parámetro b representa la velocidad de endurecimiento de la deformación, y se calcula a partir de la ecuación de endurecimiento de la forma $b = \varepsilon_s^{(p)} / (\sigma_s - \sigma_{sr})$. Para representar el efecto Bauschinger, Menegotto y Pinto consideran que el parámetro R depende de la deformación plástica previa $\varepsilon_s^{(p)}$ de la trayectoria de carga, y proponen una ecuación empírica para el cálculo de R en función de $\varepsilon_s^{(p)}$ y los parámetros experimentales R_0 , a_1 y a_2 .

$$b = \frac{E_1}{E_0}$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$$

El modelo de Menegotto y Pinto presenta una limitación importante, ya que no permite el endurecimiento isótropo. Para solucionar este problema, Filippou y sus colaboradores [9] propusieron una modificación del modelo en 1973, que consiste en desplazar paralelamente la asíntota de fluencia E_1 antes de calcular el punto de intersección de las asíntotas que se produce tras el cambio en la dirección de la carga.

Para tomar en cuenta el endurecimiento isótropo, Filippou y sus colaboradores [9] introdujeron el valor del desplazamiento σ_{sr} . Este parámetro depende de la máxima deformación plástica $\varepsilon_{s-max}^{(p)}$ alcanzada hasta la última reversa en la dirección de la carga. La relación entre ambos parámetros se muestra en la ecuación (2.21), en la que a_3 y a_4 son parámetros que se

determinan experimentalmente.

$$\frac{\sigma_{st}}{\sigma_{s0}} = a_3 \left(\frac{\varepsilon_{s-max}^p}{\varepsilon_{s0}} - a_4 \right) \quad (2.21)$$

2.5. Modelo numérico de conexiones viga-columna de concreto prefabricado sometidos a carga cíclica

En el estudio de Feng y otros [8], se presenta un enfoque de simulación numérica basado en el método de elementos finitos y aplicado al análisis del comportamiento cíclico de conexiones prefabricadas viga-columna. El modelo desarrollado considera la disminución de la resistencia a la compresión debido al daño en el concreto, el deslizamiento de las barras de refuerzo en las zonas críticas y la interfaz entre el concreto prefabricado y el concreto colocado en obra. Estas características son fundamentales para simular de manera precisa el comportamiento de este tipo de conexiones sometidas a cargas cíclicas. El enfoque de simulación numérica se implementa en el software Abaqus, que es una herramienta de simulación por elementos finitos ampliamente utilizada en ingeniería estructural.

2.5.1. Modelo constitutivo del concreto

Feng y sus colaboradores [8] utilizaron un modelo para el concreto que considera la reducción de su resistencia a la compresión debido al agrietamiento. La relación constitutiva que incluye esta reducción se muestra en la ecuación (2.22). En esta ecuación, σ_{ij} , ε_{kl} y $\varepsilon_{kl}^{(p)}$ son las componentes del esfuerzo, la deformación total y la deformación plástica, respectivamente; E_{pqkl} son las componentes del tensor elástico y D_{ijpq} es el tensor que representa la reducción de la resistencia a compresión como función del daño. Feng y su equipo [8] cuantificaron el daño a través de la energía liberada.

$$\sigma_{ij} = (\delta_{ip}\delta_{jq} - D_{ijpq}) E_{pqkl} (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^{(p)}) \quad (2.22)$$

2.5.2. Modelo constitutivo de las barras de refuerzo

Feng y sus colaboradores [8] utilizaron un modelo para el concreto que considera la reducción de su resistencia a la compresión debido al agrietamiento. La relación constitutiva que incluye esta reducción se muestra en la ecuación (2.22). En esta ecuación, σ_{ij} , ε_{kl} y $\varepsilon_{kl}^{(p)}$ son las componentes del esfuerzo, la deformación total y la deformación plástica, respectivamente; E_{pqkl} son las componentes del tensor elástico y D_{ijpq} es el tensor que representa la reducción de la resistencia a compresión como función del daño. Feng y su equipo [8] cuantificaron el daño a través de la energía liberada.

$$\tau^{(e)} = 1.0\sqrt{f_c}$$

$$\tau^{(p)} = 0.5\sqrt{f_c}$$

La longitud de desarrollo L_d es un parámetro importante para asegurar la transferencia adecuada de cargas entre la barra de refuerzo y el concreto. Según Feng y otros [8], esta longitud es una función de varios parámetros, como los esfuerzos de adherencia τ , el diámetro d_b , y los esfuerzos de fluencia f_y y de fractura f_u de la barra de refuerzo. La relación entre estos parámetros se puede expresar mediante la ecuación (2.23). Es importante tener en cuenta que la longitud de desarrollo puede variar dependiendo de las condiciones específicas de la conexión, por lo que su determinación precisa es crucial para garantizar un comportamiento adecuado de la conexión en ciclos de carga repetidos.

$$L_d = \frac{f_y d_b}{4\tau^{(e)}} + \frac{(f_u - f_y) d_b}{4\tau^{(p)}} \quad (2.23)$$

Feng et al. [8] extendieron el modelo de Menegotto-Pinto para incluir el deslizamiento de la barra δ_s . Para lograr esto, se define una deformación equivalente ϵ'_s que toma en cuenta tanto la deformación de la barra como el deslizamiento unitario, lo que se puede observar en la ecuación (2.24). De esta manera, se puede tener en cuenta la contribución del deslizamiento en el análisis del comportamiento cíclico de conexiones prefabricadas viga-columna.

$$\epsilon'_s = \epsilon_s + \frac{\delta_s}{L_d} \quad (2.24)$$

Considerando el deslizamiento de la barra δ_s en el modelo de Menegotto-Pinto, Feng y otros [8] presentan una modificación que relaciona el esfuerzo σ_s y la deformación equivalente ϵ'_s . La ecuación que modela esta relación se muestra en la ecuación (2.25).

$$\sigma' = b' \epsilon'' + \frac{(1 - b') \epsilon''}{(1 + \epsilon''^R)^{\frac{1}{R}}} \quad (2.25)$$

$$\epsilon'' = \frac{\epsilon' - \epsilon'_r}{\epsilon'_0 - \epsilon'_r}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}$$

2.5.3. Descripción del modelo de elementos finitos

Feng y otros [8] implementaron los modelos de los materiales en el software ABAQUS utilizando una subrutina UMAT (material definido por el usuario). El modelo de Menegotto-Pinto modificado se utiliza en las barras de refuerzo que se encuentran en la zona de unión

viga-columna y en la posible rótula plástica, mientras que en el resto de regiones se aplica el modelo convencional de Menegotto-Pinto. Los detalles del modelo numérico se presentan en la Figura 2.9.

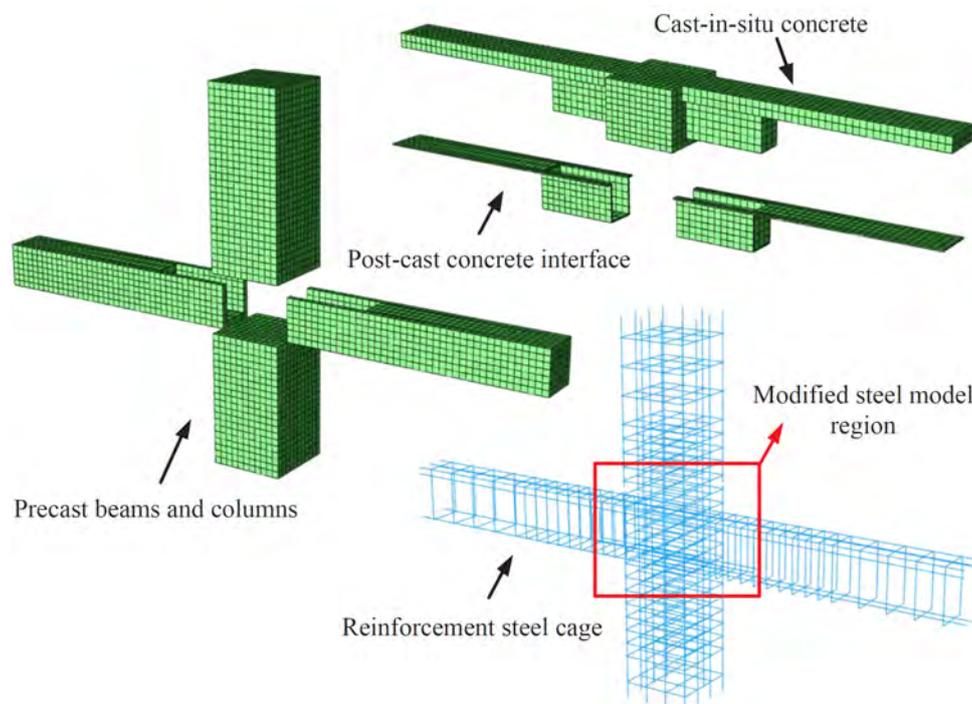


Figura 2.9: Detalles del modelo numérico [8]

El concreto prefabricado y colocado en obra se modela con elementos sólidos de 8-nodos, mientras que el refuerzo se modela con elementos de armadura de 2-nodos. La longitud característica de la malla es de 50mm . Para representar la debilidad de la interfase entre los elementos sólidos prefabricados y colocados en obra, se agrega una capa de 10mm de espesor con una resistencia reducida igual a $0.9f_c$.

2.5.4. Verificación del enfoque de simulación numérica

Para validar la eficacia del enfoque de simulación propuesto, Feng y sus colaboradores [8] llevaron a cabo una serie de ensayos en los que se analizaron diferentes patrones de falla, incluyendo flexión, corte y deslizamiento de las barras de refuerzo, en ensambles de viga-columna interiores y exteriores. Además, para evaluar la capacidad predictiva del modelo, se realizó un análisis paramétrico utilizando datos experimentales como referencia. Los resultados de este análisis indican una buena correlación entre los resultados experimentales y los resultados numéricos obtenidos mediante el modelo propuesto, lo que confirma su validez y utilidad para el diseño y análisis de estructuras de concreto reforzado sometidas a diferentes tipos de carga y patrones de falla.

Influencia de la reducción de la resistencia a compresión

Según Feng y otros [8], cuando el concreto reforzado está sujeto a esfuerzos multidireccionales, especialmente cuando se somete a cortante, es común que su resistencia a la compresión disminuya. Esto se debe a la aparición de fisuras transversales que reducen la resistencia en la dirección ortogonal. Por lo tanto, es importante tener en cuenta este efecto en la simulación numérica para evitar una sobrestimación de la capacidad de carga del componente. En la Figura 2.10 se comparan los resultados obtenidos con modelos que incluyen la reducción de la resistencia a la compresión con resultados experimentales.

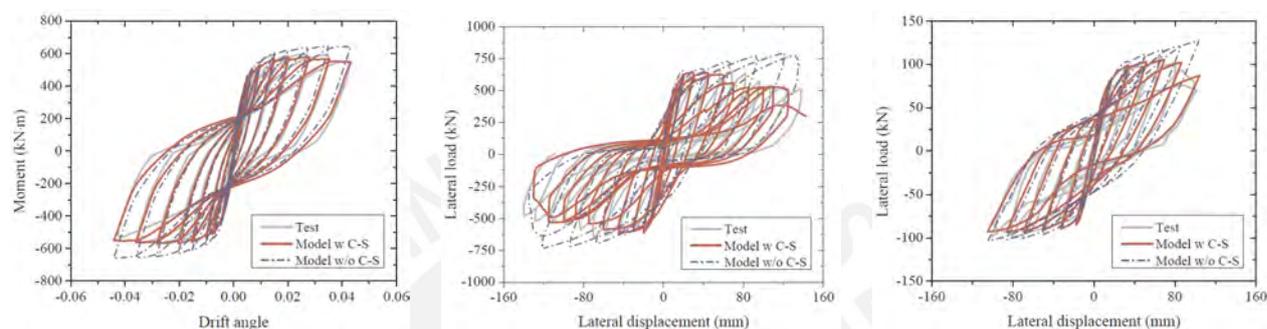


Figura 2.10: Influencia de la reducción de la resistencia a compresión [8]

Influencia del deslizamiento de las barras de refuerzo

Según lo señalado por Feng y otros [8], el deslizamiento de las barras de refuerzo es un factor crítico en la región de la junta y la rótula plástica, especialmente en las conexiones prefabricadas viga-columna. Esto se debe a que en estas áreas las barras de refuerzo están sujetas a mayores acciones de deslizamiento. Además, la carga cíclica con inversión de su sentido causa daño en la zona de la junta, lo que agrava el deterioro de la adherencia entre el concreto y las barras de acero. Por lo tanto, no considerar este efecto en el modelo lleva a una sobrestimación de la resistencia, disipación de energía y rigidez. La Figura 2.11 presenta una comparación entre los resultados experimentales y los modelos que consideran el deslizamiento de las barras de refuerzo.

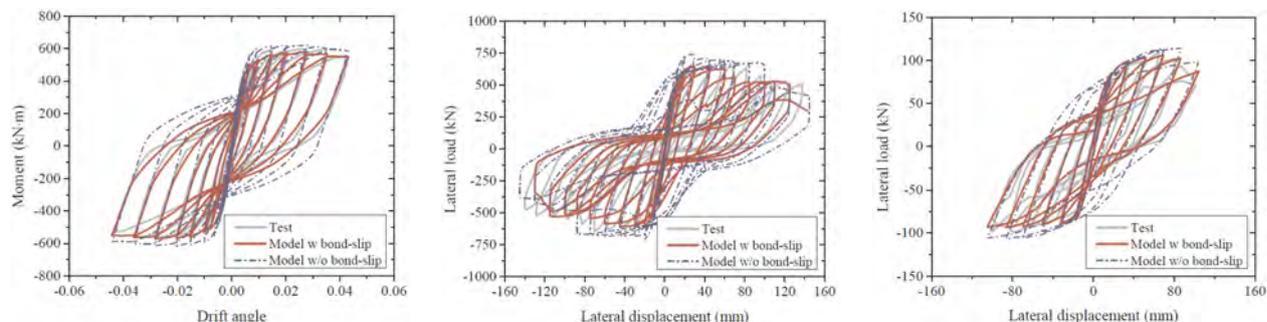


Figura 2.11: Influencia del deslizamiento de las barras de refuerzo [8]

Influencia de la interfase entre el concreto prefabricado y el colocado en obra

Feng y sus colegas [8] señalan que la interfaz entre el concreto prefabricado y el colocado en obra es una zona de debilidad en las estructuras prefabricadas. Si este efecto no se considera en el modelo, se sobrestima la resistencia y la rigidez del componente. La Figura 2.12 compara los resultados experimentales con los modelos numéricos que incluyen la interfaz entre el concreto prefabricado y el colocado en obra.

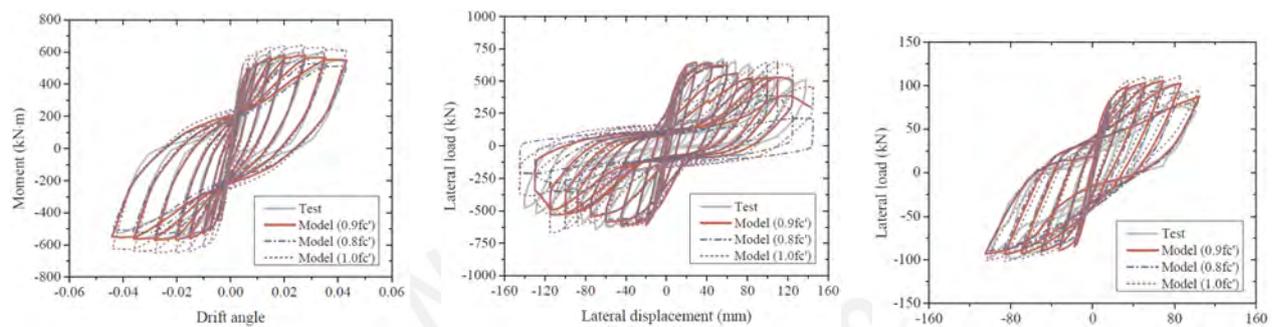


Figura 2.12: Influencia de la interfase entre el concreto prefabricado y el colocado en obra [8]

Capítulo 3

Análisis experimental

El objetivo de esta parte de la investigación es determinar experimentalmente la capacidad estructural de las vigas de acoplamiento con continuidad solo en la capa inferior de las barras de refuerzo longitudinal, tal como se menciona en el capítulo 1. Con este fin, se llevaron a cabo dos ensayos cíclicos cuasi-estáticos para evaluar su capacidad a flexión, así como un ensayo monotónico cuasi-estático para determinar su capacidad a corte.

Para estudiar el comportamiento de una estructura más allá del rango elástico, se emplean ensayos de desplazamiento incremental monotónicos o cíclicos. En un ensayo monotónico, la estructura se somete a un desplazamiento incremental, que crece muy lentamente en una sola dirección. Como se trata de un ensayo estático, permite obtener la resistencia a fuerza cortante de la sección fisurada de la viga de acoplamiento, sin participación de otros factores como la degradación cíclica o fuerzas de inercia.

En un ensayo Cíclico incremental, la estructura se desplaza muy lentamente en ambos sentidos: *push* y *pull* (de vuelta completa o con reversa). El ensayo cíclico se organiza en fases, en cada una de las cuales se imponen algunos ciclos de desplazamiento con amplitud constante. Al pasar a una nueva fase, se incrementa la amplitud del desplazamiento objetivo. El ensayo cíclico de desplazamiento incremental permite estudiar la influencia del movimiento oscilatorio (símico) en la degradación de la estructura y constituye una representación del comportamiento estructural en terremotos severos [6].

3.1. Programa experimental

3.1.1. Detalles de los especímenes

Para representar la interacción entre la viga de acoplamiento y los muros acoplados, se crearon tres subensambles viga de acoplamiento-muro, llamados CB-1, CB-2 y CB-3, que se diseñaron en base a la altura de entrepiso, la luz libre entre los muros, las dimensiones de las secciones transversales y la disposición de las barras de refuerzo indicadas en los planos *as-built* del edificio. Las Figuras 3.1 y 3.2 presentan las imágenes de los especímenes CB-1, CB-2

y CB-3 construidos en el Patio de Construcciones del LEDI.



Figura 3.1: Especímenes CB-1 y CB-2



Figura 3.2: Especímen CB-3

En cuanto a las dimensiones de los subensambles de viga de acoplamiento y muro, estos varían ligeramente entre los tres especímenes construidos. La viga tiene una longitud de 2.10m

y una sección transversal de $0.25m$ de ancho por $1.10m$ de alto. En los subsistemas CB-1 y CB-2, el muro tiene una longitud de $3m$ y una sección transversal de $0.25m$ de ancho por $0.60m$ de alto. En el subsistema CB-3, el muro tiene la misma longitud pero una sección transversal de $0.25m$ de ancho por $1.20m$ de alto. En las Figuras 3.3 y 3.4 se encuentran más detalles sobre la geometría de los especímenes.

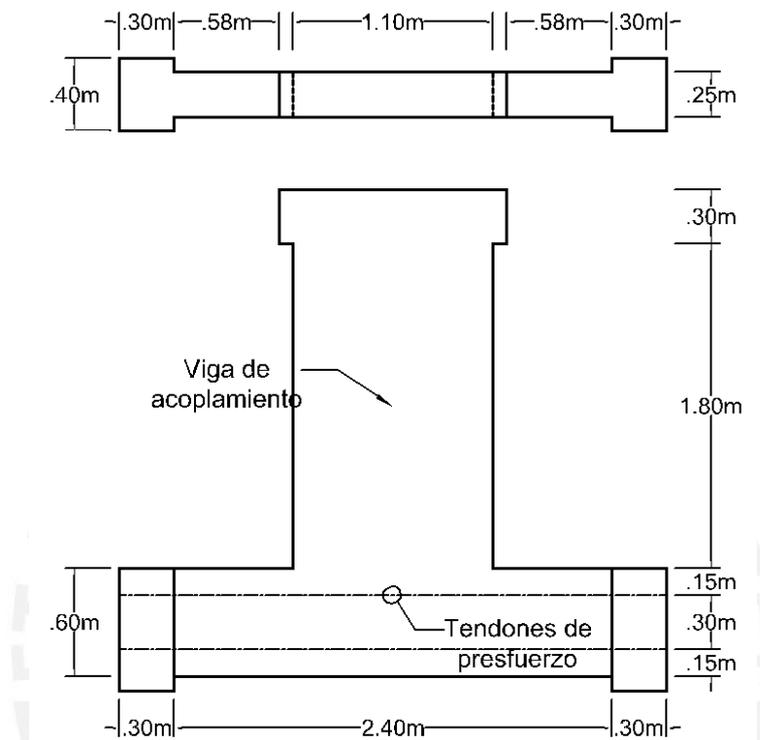


Figura 3.3: Geometría de los especímenes: CB-1 y CB-2

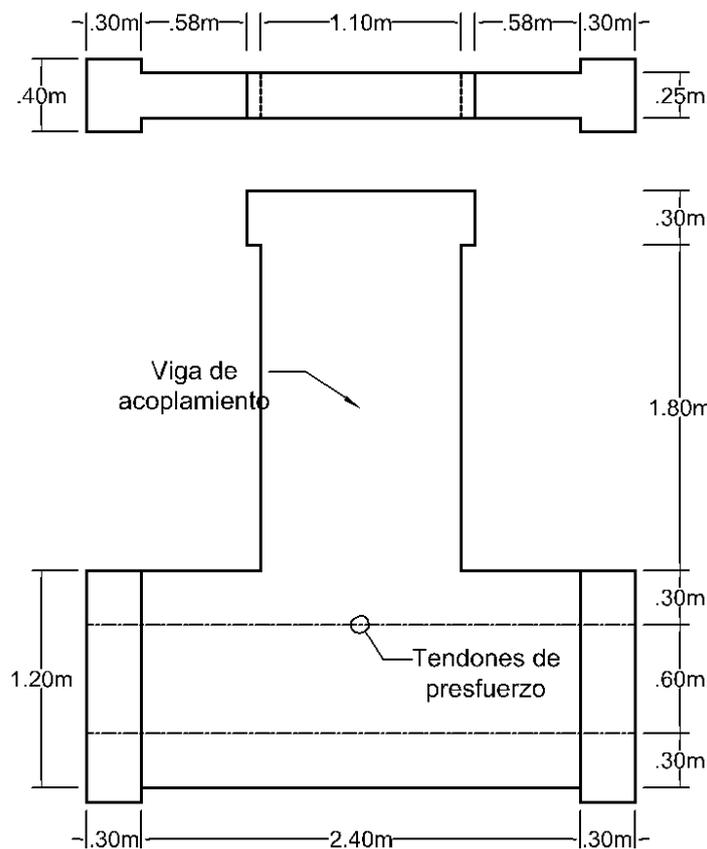


Figura 3.4: Geometría de los especímenes: CB-3

En cuanto al refuerzo de los tres subensambles, la viga se reforzó longitudinalmente con cuatro barras de 15.9mm ($5/8''$) de diámetro en cada extremo de la sección, y seis barras de 8.0mm en la zona media. Además, se agregaron estribos de 9.5mm ($3/8''$) espaciados a una distancia de 125mm para un refuerzo transversal adecuado.

Por otro lado, en los subensambles CB-1 y CB-2, el muro se reforzó longitudinalmente con doce barras de 12.7mm ($1/2''$). En cuanto al refuerzo transversal, se utilizaron barras de 8.0mm espaciados cada 200mm . Por último, en el subensamble CB-3, el muro se reforzó longitudinalmente con cuatro barras de 15.9mm ($5/8''$) de diámetro en cada extremo y ocho barras de 8.0mm en la zona media, mientras que el refuerzo transversal consistió en barras de 8.0mm espaciados cada 200mm . Las Figuras 3.5 y 3.6 presentan más detalles sobre la configuración de refuerzo utilizada en cada uno de los subensambles.

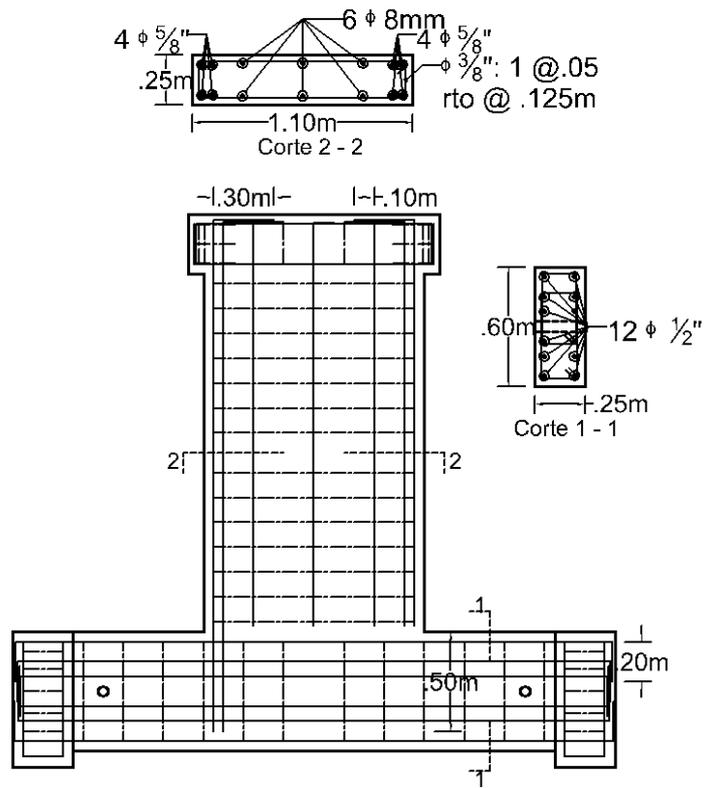


Figura 3.5: Distribución de las barras de refuerzo: CB-1 y CB-2

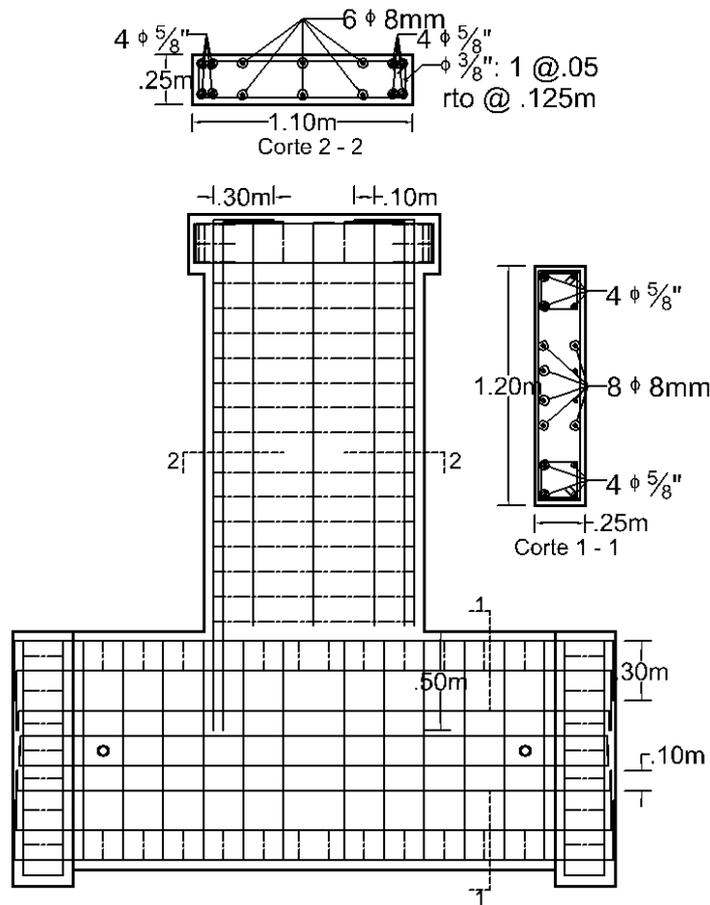


Figura 3.6: Distribución de las barras de refuerzo: CB-3

En la Figura 3.7 se muestran las barras de refuerzo con continuidad y sin continuidad de unos de los especímenes antes del vaciado de concreto. Además, debido a la posición vertical de la viga durante la construcción las barras de refuerzo sin continuidad no se pudieron alinear correctamente y algunas barras ingresaron al cuerpo del muro. Y cómo se observará en los resultados del ensayo, este detalle afectó el patrón de fisuras, dirigiéndolas hacia el cuerpo del muro.



Figura 3.7: Detalle de las barras de refuerzo en la zona de interfase viga-muro

Los muros en la base del edificio están sometidos a carga axial considerable proveniente de la carga muerta y carga viva, para representar esta condición en el ensayo se aplicaron cargas de presfuerzo en los muros de todos los subensambles mediante tendones no adheridos. En la Figura 3.8 se muestran los tendones instalados dentro de un espécimen.



Figura 3.8: Tendones de postensado

En los subensambles CB-1 y CB-2 se instalan dos tendones, ver Figura 3.1, cada uno formado por un torón de 0.6" de diámetro, tensados hasta obtener una fuerza axial total en la sección igual a $220kN$. En el subensamble CB-3 se colocaron cuatro tendones (ver Figura 3.2), cada uno formado por un torón de 0.5" de diámetro, tensados hasta obtener una fuerza axial total en la sección igual a $380kN$. El proceso de postensado se realizó a 7 días del vaciado de concreto, cuando este superó $21MPa$ de resistencia a compresión.

El vaciado del concreto se realizó de forma monolítica empleando encofrados metálicos tal como se muestra en la Figura 3.9. Durante el vaciado se obtuvieron probetas de concreto que fueron ensayadas a las edades de 7 y 28 días. Los resultados de estos ensayos se presentan en la Tabla 3.1.



Figura 3.9: Encofrado metálico empleado en el vaciado del concreto

Tabla 3.1: Resistencia a la compresión

CB-1 CB-2		CB-3	
Edad	Resistencia [MPa]	Edad	Resistencia [MPa]
6	22.6	7	22.5
28	27.4	28	27.2

3.1.2. Refuerzo con CFRP

Además de evaluar la capacidad estructural actual de las vigas de acoplamiento, se llevó a cabo una investigación sobre el uso de tejidos de CFRP (polímero reforzado con fibras de

carbono) como elemento de refuerzo externo adherido para controlar el ancho de las fisuras en la zona de las barras sin continuidad. Para tal fin, se instalaron tejidos uniaxiales y biaxiales en el espécimen CB-2, distribuidos en cuatro capas, como se muestra en la Figura 3.10. Estos tejidos se aplicaron sobre la superficie externa de una sola cara del espécimen utilizando una resina epóxica y anclajes de aramida.

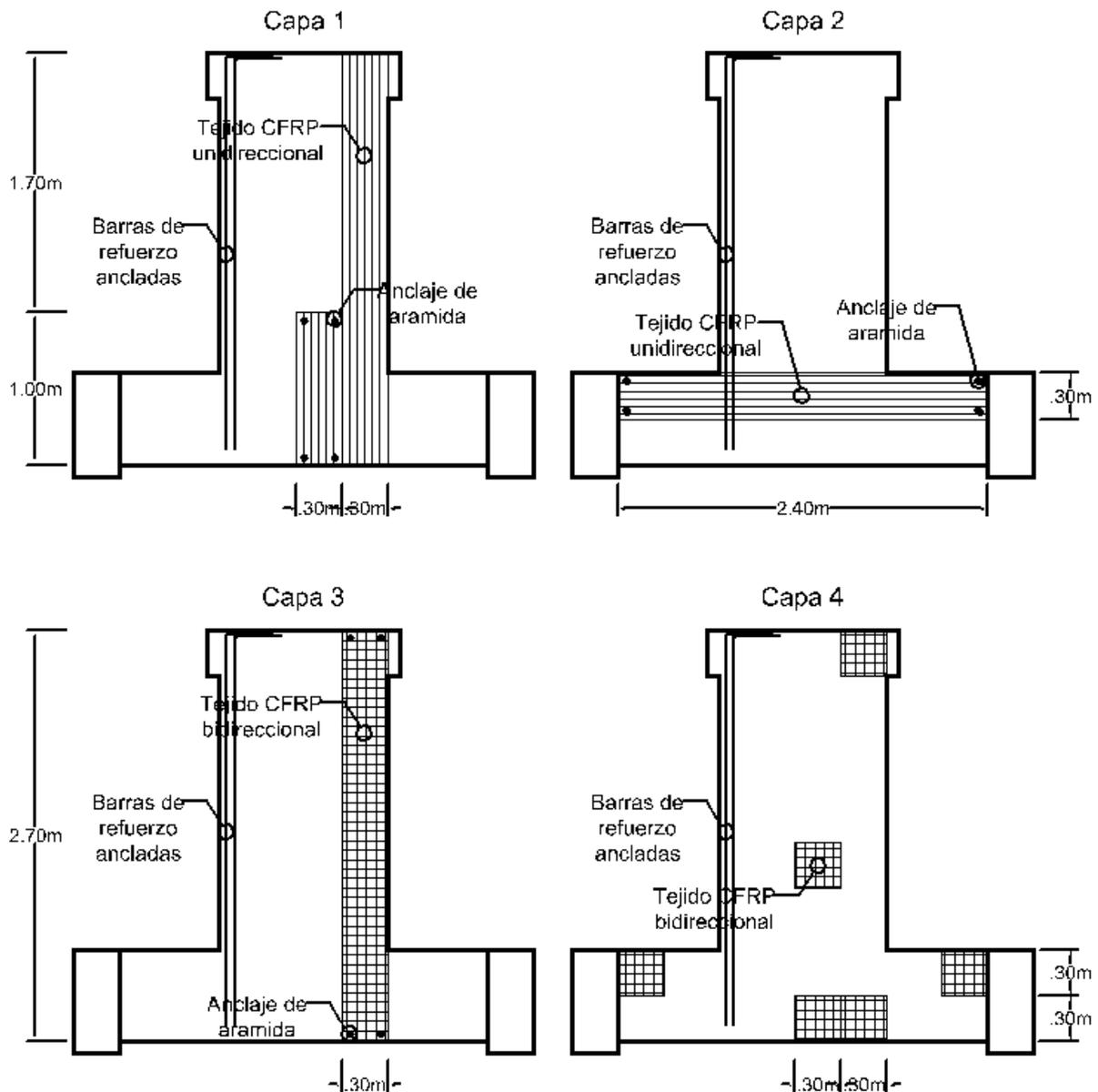


Figura 3.10: Configuración del refuerzo con CFRP

3.1.3. Protocolo del ensayo experimental de carga cíclica

El ensayo experimental de carga cíclica se llevó a cabo mediante la aplicación de fuerza en el extremo libre de la viga. Esta fuerza se aplicó en ciclos completos controlados por desplazamiento, utilizando un actuador estático servo-controlado con una capacidad nominal máxima

de $500kN$.

Las amplitudes de desplazamiento cíclico se basaron en el reporte FEMA 461 [6]. Para determinar las amplitudes, se utilizó una relación de incremento basada en el desplazamiento anterior: después de dos ciclos, se incrementó la amplitud del desplazamiento Δ_i en un factor de 1.4 con respecto al desplazamiento anterior Δ_{i-1} . La amplitud inicial fue de $0.5mm$, aumentando gradualmente hasta alcanzar la capacidad última de la sección. La Figura 3.11 muestra la historia de amplitudes de desplazamiento cíclico.

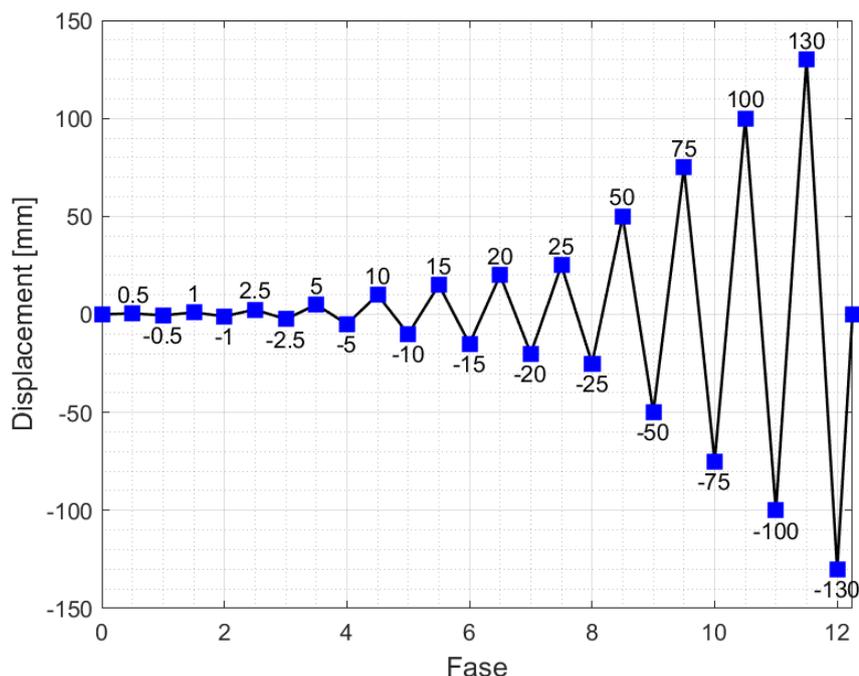


Figura 3.11: Protocolo del ensayo experimental de carga cíclica

Configuración del ensayo

La Figura 3.12 muestra la disposición del ensayo y la posición de los transductores de desplazamiento. La viga fue colocada en posición vertical y los extremos del muro se aseguraron contra el desplazamiento y la rotación mediante el uso de gatos hidráulicos. La configuración de los sensores de fuerza y desplazamiento se describe a continuación:

- La carga se aplicó en el eje ubicado a $2.63m$ de altura con respecto a la losa rígida, y la fuerza aplicada se registró mediante el transductor de fuerza P1 incorporado en el actuador estructural.
- El transductor D1 se colocó en alineación con el eje del actuador para medir el desplazamiento lateral del punto de aplicación de fuerza con respecto a un sistema de referencia fijo.

- Los transductores D3 y D5 se ubicaron en ambas caras de la zona de la interfaz viga-muro para medir la deformación axial en el extremo del peralte de la viga con continuidad de las barras de refuerzo.
- Los transductores D2 y D4 se ubicaron en ambas caras de la zona de la interfaz viga-muro para medir la deformación axial en el extremo del peralte de la viga sin continuidad de las barras de refuerzo.

Se seguirá la siguiente convención de signos en la presentación de los resultados del ensayo:

- Se considerará como desplazamiento positivo $[+]$ aquel que produzca deformación en tensión en las barras de refuerzo con continuidad.
- se considerará como desplazamiento negativo $[-]$ aquel que produzca deformación en compresión en las barras de refuerzo con continuidad

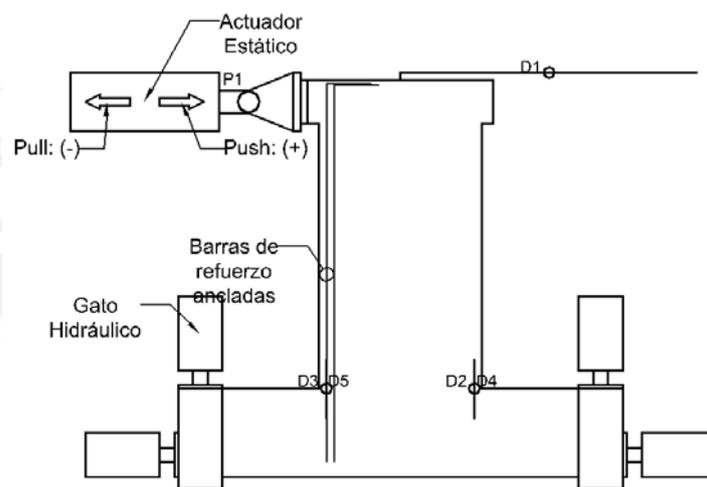


Figura 3.12: Configuración del ensayo experimental cíclico

3.1.4. Protocolo del ensayo experimental de carga monotónica

El ensayo de carga monotónica consistió en aplicar una fuerza controlada por desplazamiento en una sección ubicada a 300mm de la interfase viga-muro de forma creciente y monotónica, empleando un actuador estático servo-controlado con una capacidad nominal máxima de 500kN . La amplitud del desplazamiento se incrementó de forma monotónica hasta alcanzar la capacidad última de la sección agrietada.

Con el fin de analizar la interfase agrietada viga-muro, se generó una fisura de 20mm de ancho previo al ensayo, aplicando una fuerza vertical con un gato hidráulico en el extremo libre de la viga. Para la aplicación de la fuerza, se retiró temporalmente el apoyo simple.

Configuración del ensayo experimental

La Figura 3.13 muestra la disposición del ensayo y la posición de los transductores de desplazamiento. La viga fue colocada en posición vertical y los extremos del muro se aseguraron contra el desplazamiento y la rotación mediante el uso de gatos hidráulicos. La configuración de los sensores de fuerza y desplazamiento se describe a continuación:

- La carga se aplicó a una distancia de $0.30m$ de la interfase viga-muro, con el transductor de fuerza P1 incorporado en el actuador para registrar la fuerza aplicada. Además, se registró la reacción en el apoyo simple mediante el transductor de fuerza P2, colocado entre el cabezal de la viga y el apoyo rígido para obtener la fuerza cortante en la sección.
- El transductor D1 se colocó en línea con el eje del actuador para medir el desplazamiento vertical del punto de aplicación de la fuerza en relación con un sistema de referencia fijo.
- Se colocó el transductor D2 en la zona de la interfase para medir el desplazamiento horizontal relativo entre la viga y el muro, lo que permitió detectar cualquier deslizamiento que pudiera ocurrir en dicha zona durante el ensayo.
- Los transductores D3 a D6 se colocaron en la zona de la interfase viga-muro con el fin de registrar la evolución del ancho de la fisura.

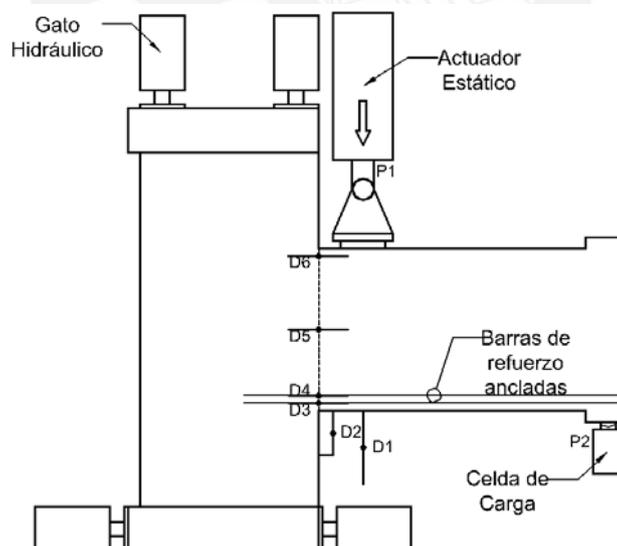


Figura 3.13: Configuración del ensayo experimental monotónico

3.2. Resultados del análisis experimental

Los resultados del ensayo de carga cíclica han sido analizados mediante la evaluación de patrones de fisuración, comportamiento de histéresis, degradación de la rigidez, capacidad de

disipación de energía, y parámetros de desempeño, según lo recomendado por el informe FE-MA P-795 [2]. Por otro lado, los resultados del ensayo de carga monotónica han sido analizados únicamente en términos de resistencia a corte de la sección agrietada.

3.2.1. Patrón de fisuras

Se presentan las Figuras 3.14 y 3.15, las cuales muestran la evolución de las fisuras en la rama positiva [+] y negativa [-] en el ensayo cíclico del espécimen CB-1, para amplitudes de desplazamiento entre $\Delta = 15mm$ y $\Delta = 100mm$.

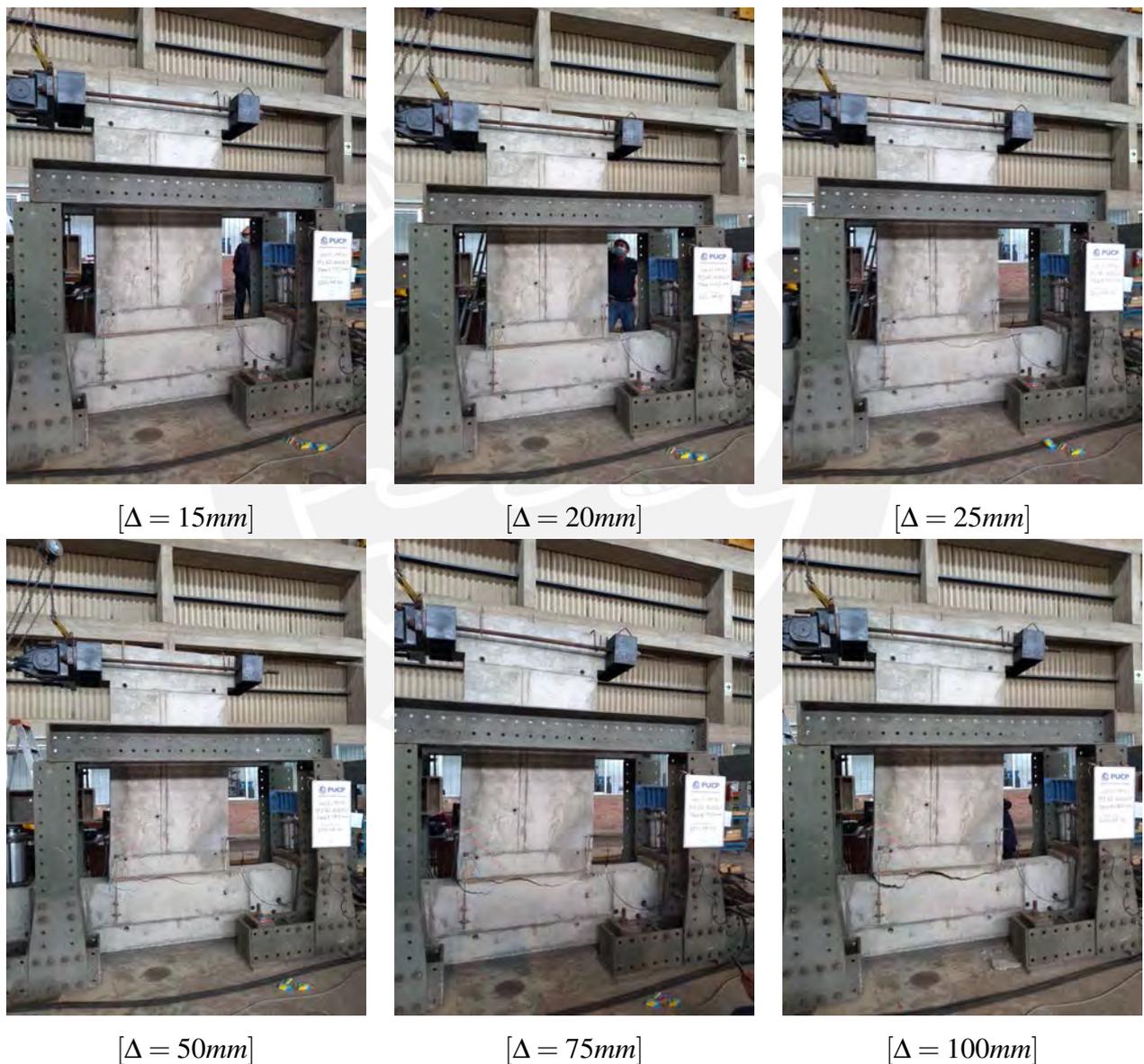


Figura 3.14: Evolución del patrón de fisuras en la rama positiva [+]



$[\Delta = 15mm]$



$[\Delta = 20mm]$



$[\Delta = 25mm]$



$[\Delta = 50mm]$



$[\Delta = 75mm]$



$[\Delta = 100mm]$

Figura 3.15: Evolución del patrón de fisuras en la rama negativa [-]

En la rama positiva [+], se observó un patrón de fisuras distribuidas en la zona cercana a la interfase viga-muro, como se muestra en la Figura 3.16 [a]. Esta zona experimenta el mayor momento flector durante el ensayo. También se detectaron fisuras con forma cónica en la zona de anclaje de las barras de refuerzo longitudinales de la viga dentro del muro. Por otro lado, en la rama negativa [-], se produjo una única grieta en la zona de interfase viga-muro, tal como se muestra en la Figura 3.16 [b]. Es importante destacar que esta única fisura no se produjo de forma plana en la interfase viga-muro, sino que penetró en el cuerpo del muro debido a que las barras de refuerzo se introdujeron en el cuerpo del muro.

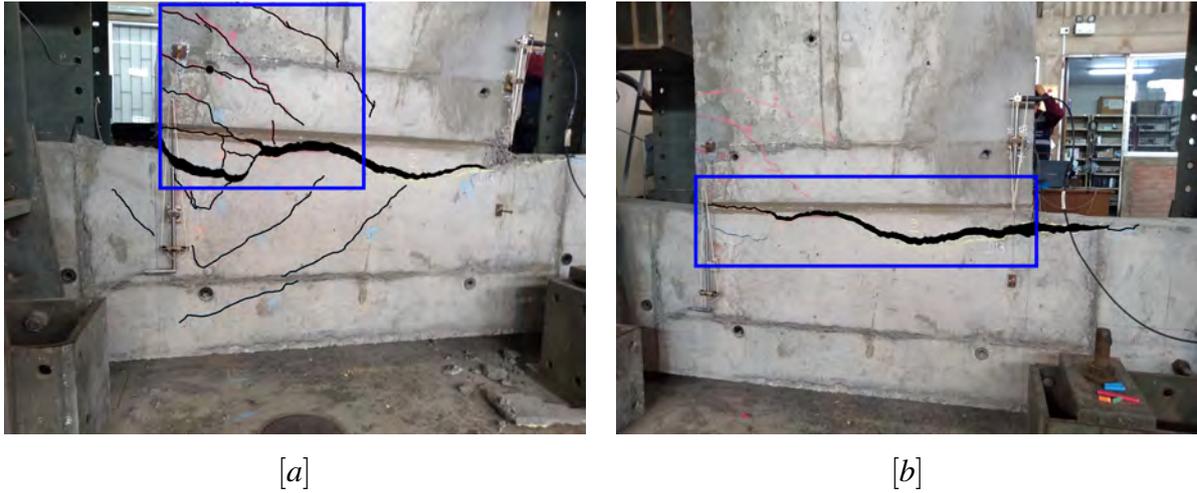


Figura 3.16: [a] Fisuras distribuidas en la rama positiva [+], [b] Fisura concentrada en la rama negativa [-]

Durante la última etapa del ensayo experimental, se produjo el desprendimiento del concreto de recubrimiento y la trituración del núcleo confinado, lo que dejó expuestas las barras de refuerzo longitudinales de la viga que continúan en el muro. En la inspección de estas barras, no se observaron signos de estricción, pandeo o cizallamiento que indicaran la proximidad del punto de falla, tal como se puede apreciar en la Figura 3.17.



Figura 3.17: Estado final de las barras con continuidad en el muro

3.2.2. Histéresis en el comportamiento

Las curvas de histéresis y las envolventes cíclicas de los especímenes CB-1 y CB-2 se muestran en las Figuras 3.18 y 3.19. La curva de histéresis de cada espécimen se obtiene directamente de los valores registrados por el transductor de desplazamiento D1 y el transductor

de fuerza P1 del actuador estructural. Las envolventes cíclicas se obtienen mediante funciones implementadas en MATLAB, siguiendo las especificaciones del FEMA P-795 [2].

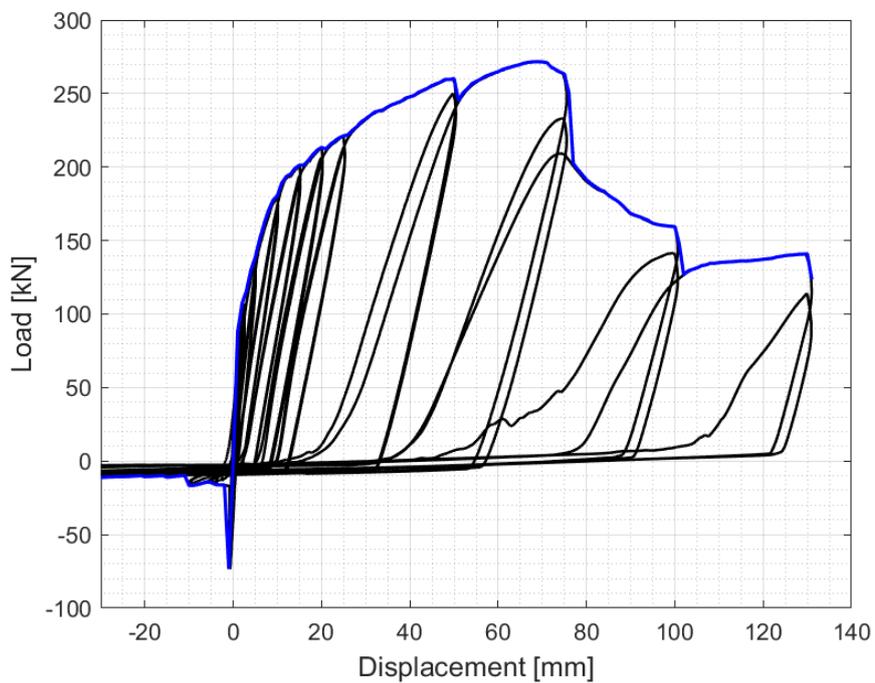


Figura 3.18: Curvas de histéresis: CB-1

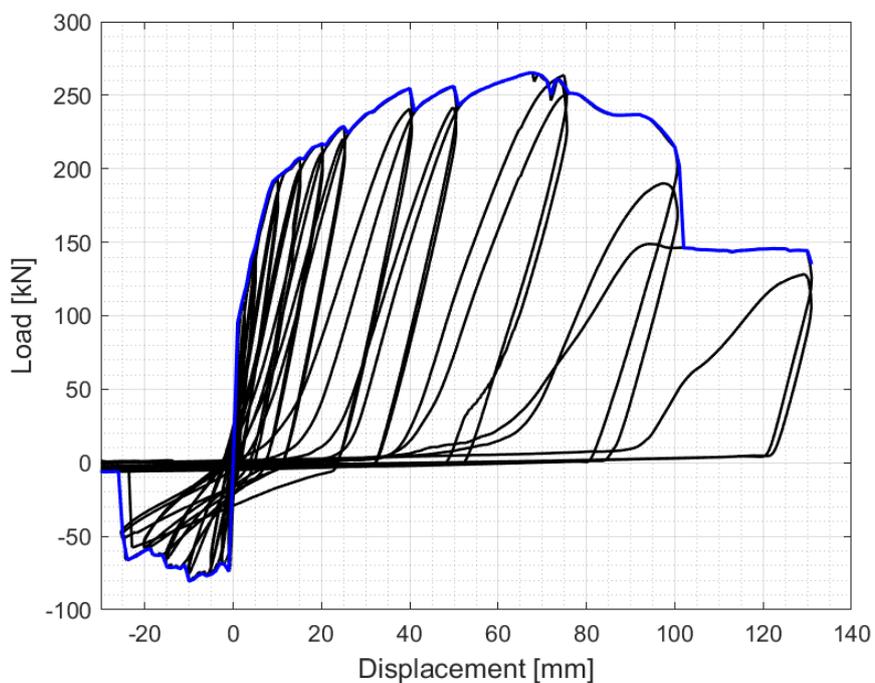


Figura 3.19: Curvas de histéresis: CB-2

En la rama positiva [+] de las curvas de histéresis, se observa que la fuerza máxima es de

272kN en CB-1 y 265kN en CB-2, correspondientes a desplazamientos laterales de 69mm y 68mm, respectivamente. La diferencia de la fuerza máxima entre ambos especímenes es del 3% respecto al espécimen CB-1. Además, el desplazamiento asociado a la fuerza máxima en CB-2 difiere en solo el 1% respecto al espécimen CB-1.

En la rama negativa [−], la fuerza máxima es de 73kN en CB-1 y 80kN en CB-2, correspondientes a desplazamientos laterales de 1mm y 10mm, respectivamente. La diferencia de la fuerza máxima entre ambos especímenes es del 10% respecto al espécimen CB-1. Además, el desplazamiento asociado a la fuerza máxima en CB-2 es 10 veces mayor que el desplazamiento en CB-1.

En las curvas de histéresis de ambos especímenes, se observa el fenómeno de estrechamiento, el cual es común en componentes de concreto reforzado. Además, después de la falla en la rama negativa [−], la trayectoria en esta rama es completamente horizontal, lo que indica una rigidez tangente cero.

3.2.3. Parámetros de desempeño

Se calcularon los parámetros de desempeño de acuerdo a las definiciones establecidas en el reporte FEMA P-795 [2]. Los resultados se presentan en las Tablas 3.2 y 3.3 para las ramas positiva [+] y negativa [−], respectivamente. En las Figuras 3.20 y 3.21 se muestra el cálculo detallado de cada uno de los parámetros.

En la rama positiva [+], se obtuvo una resistencia Q_M de 272kN para el espécimen CB-1 y de 265kN para CB-2. La rigidez inicial K_I fue de 50kN/mm en CB-1 y de 60kN/mm en CB-2. Asimismo, la ductilidad fue de 14 en CB-1 y de 23 en CB-2.

En cuanto a la rama negativa [−], se obtuvo una resistencia Q_M de 73 kN para el espécimen CB-1 y de 80kN para CB-2. La rigidez inicial K_I fue de 73kN/mm en CB-1 y de 74kN/mm en CB-2. Por último, la ductilidad fue de 1 en CB-1 y de 21 en CB-2.

La ductilidad para sistemas resistentes en base a muros estructurales, según la Norma Técnica Peruana E.060 Concreto Armado [4], es de $R = 6$ (el factor de reducción R es similar a la ductilidad μ_d). Ambos especímenes en la rama positiva [+] superan esta exigencia. En contraste, en la rama negativa [−], el espécimen CB-1 no logra cumplir con este requisito, mientras que dicho estándar es alcanzado por el espécimen CB-2, reforzado con tejidos de CFRP.

Tabla 3.2: Parámetros de desempeño en la rama [+]

Especímen	Resistencia	Rigidez	Capacidad de desplazamiento		Ductilidad
	Q_M [kN]	K_I [kN/mm]	$\Delta_{y,eff}$ [mm]	Δ_U [mm]	μ_{eff}
CB-1	271.63	49.89	5.44	76.69	14.09
CB-2	265.16	60.25	4.40	100.20	22.77

Tabla 3.3: Parámetros de desempeño en la rama [-]

Especímen	Resistencia	Rigidez	Capacidad de desplazamiento	Ductilidad
	$Q_M [kN]$	$K_I [kN/mm]$	$\Delta_{Y,eff} [mm]$	μ_{eff}
CB-1	73.47	73.47	1.00	1.26
CB-2	80.48	73.99	1.09	20.74

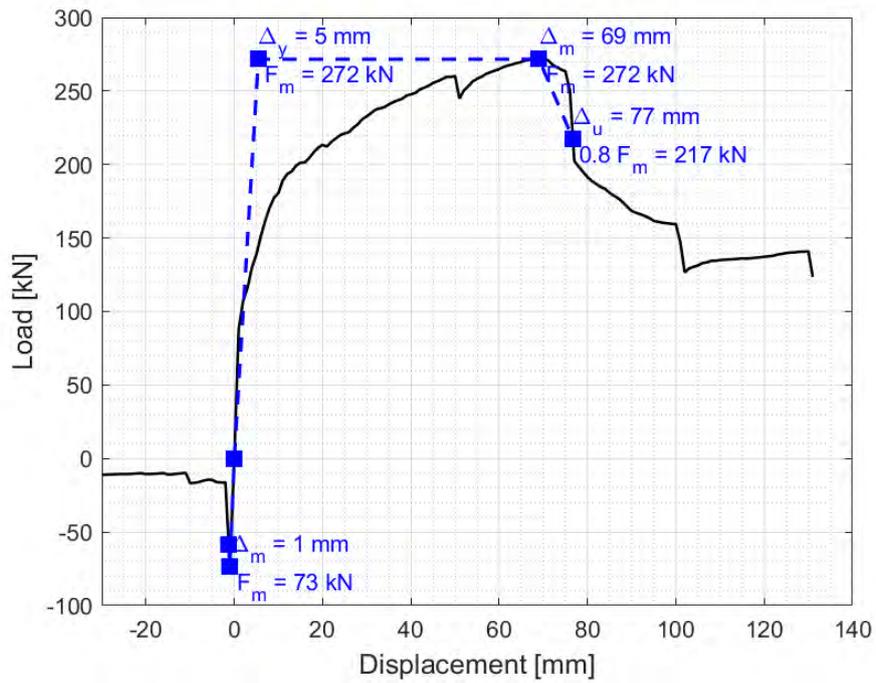


Figura 3.20: Parámetros de desempeño: CB-1

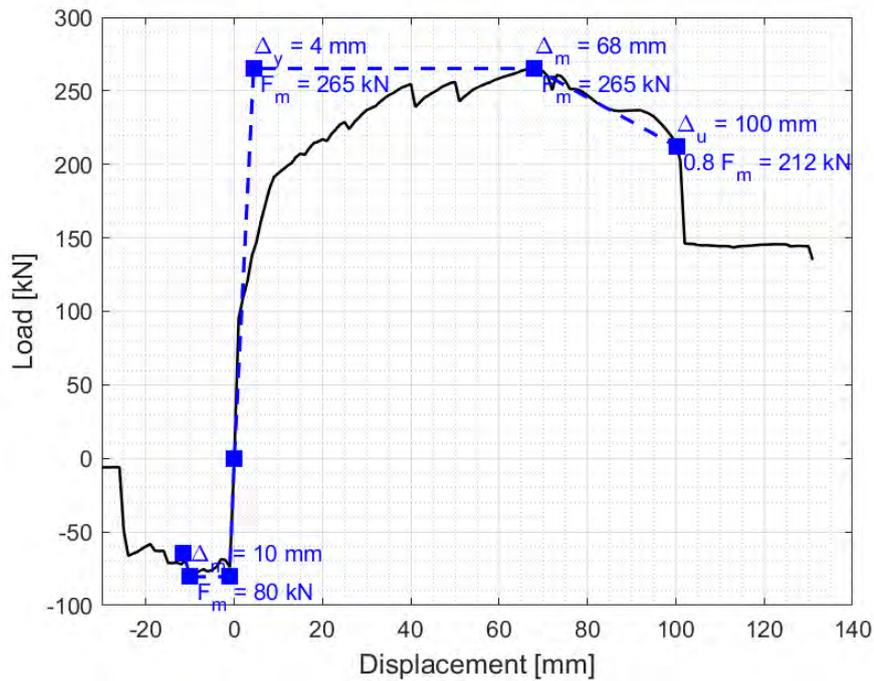


Figura 3.21: Parámetros de desempeño: CB-2

3.2.4. Degradación de la rigidez

En las Figuras 3.22 y 3.23, se ilustra cómo la rigidez secante se degrada en función del aumento del desplazamiento cíclico en ambos especímenes. Se determina la rigidez secante dividiendo el desplazamiento máximo del primer ciclo de cada amplitud de desplazamiento por la fuerza asociada y se compara con la rigidez inicial K_I , siguiendo el método establecido en el FEMA P-795 [2].

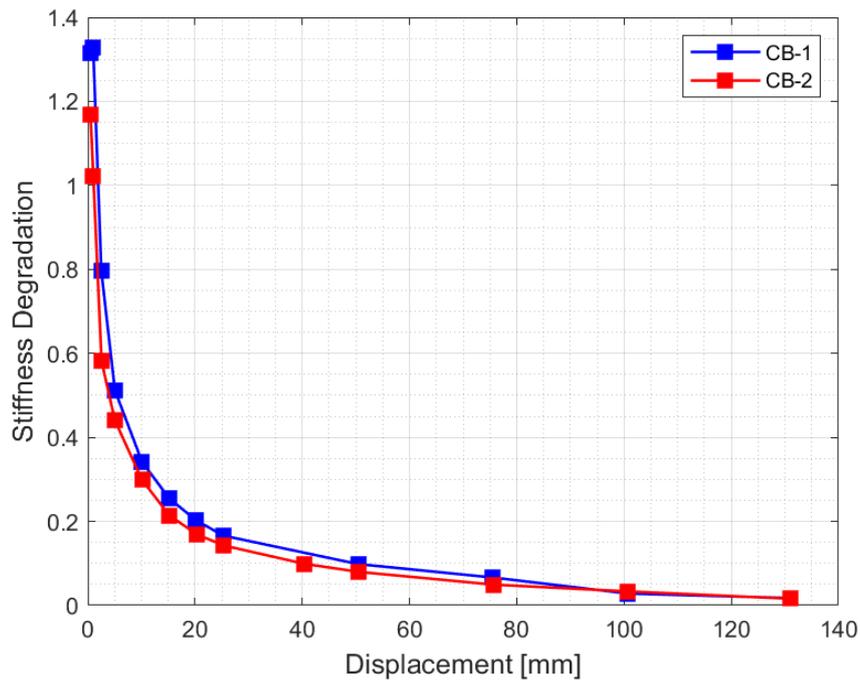


Figura 3.22: Degradación de la rigidez en la rama positiva [+]

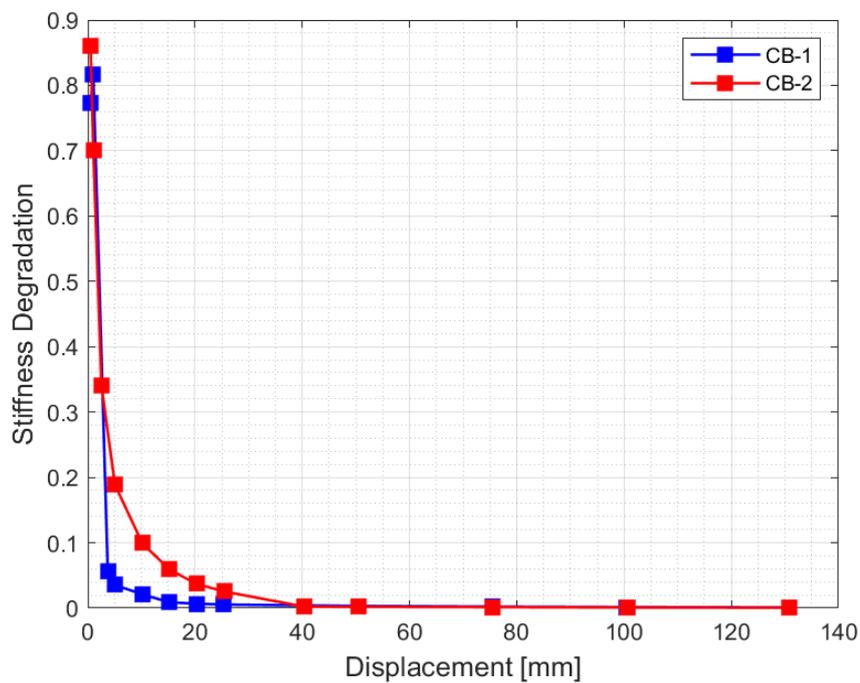


Figura 3.23: Degradación de la rigidez en la rama negativa [-]

En la rama positiva [+], se puede observar que la rigidez secante degrada considerablemente en ambos especímenes a medida que aumenta el desplazamiento lateral. En el punto de fluencia efectiva $\Delta_{Y,eff} = 5mm$, en CB-1 la rigidez secante se reduce al 50% de la rigidez inicial K_I ,

mientras que en CB-2 se reduce al 45 %. A una amplitud de 75mm, la rigidez secante se degrada hasta el 7 % en CB-1 y hasta el 5 % en CB-2, y a 130mm, la rigidez secante se degrada hasta el 2 % en ambos especímenes.

Por otro lado, en la rama negativa [–], se observa una rápida degradación de la rigidez secante en ambos especímenes. En CB-1, a una amplitud de 10mm, la rigidez secante se reduce al 2 % de la rigidez inicial K_I , mientras que en CB-2 se reduce al 10 %. A una amplitud de 20mm, la rigidez secante se reduce al 1 % en CB-1 y al 4 % en CB-2, y a una amplitud de 40mm, la rigidez secante se reduce a cero en ambos especímenes.

En ambas muestras, se evidencia una degradación rápida de la rigidez. En el caso de los especímenes de concreto reforzado, la pérdida de rigidez se atribuye principalmente a la fisuración del concreto, como se documenta en [10]. Por otro lado, en el análisis de los especímenes en cuestión, la discontinuidad de las barras de refuerzo juega un papel crucial al facilitar el agrietamiento, contribuyendo así a la pérdida de rigidez.

3.2.5. Capacidad de disipación de energía

Para obtener la capacidad de disipación de energía, se utilizan funciones desarrolladas en MATLAB para calcular el área encerrada por los lazos de histéresis. Esta área corresponde al primer ciclo de cada amplitud de desplazamiento. Se presentan en las Figuras 3.24 y 3.25 las comparaciones de la energía disipada en la rama positiva [+] y negativa [–] respectivamente. La Figura 3.26 muestra la energía disipada acumulada total, la cual se calcula como la suma de la energía acumulada de ambas ramas. En ambos casos, se representa la energía como una función de la amplitud de desplazamiento cíclico.

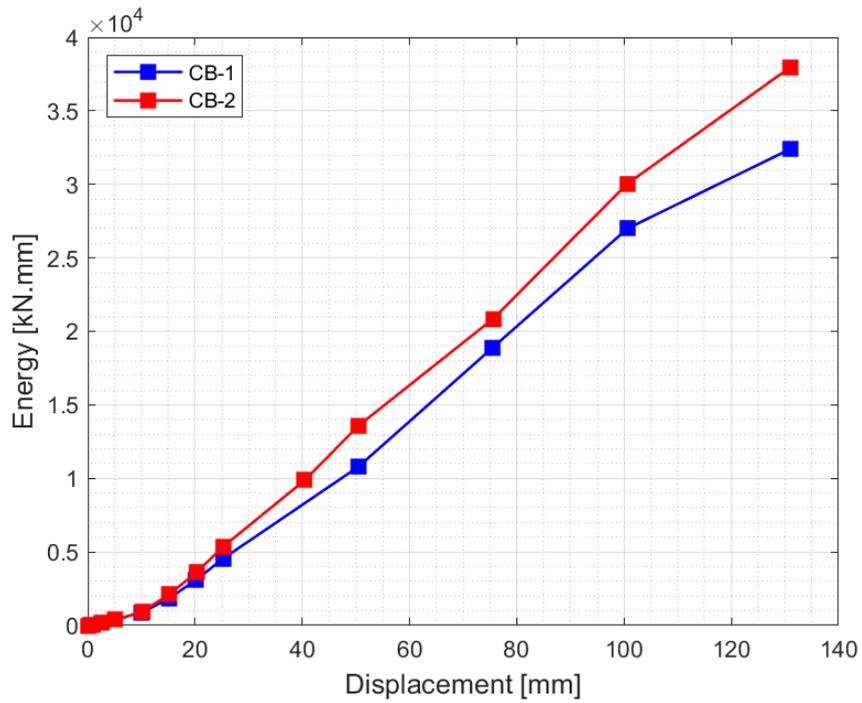


Figura 3.24: Energía disipada en la rama positiva [+]

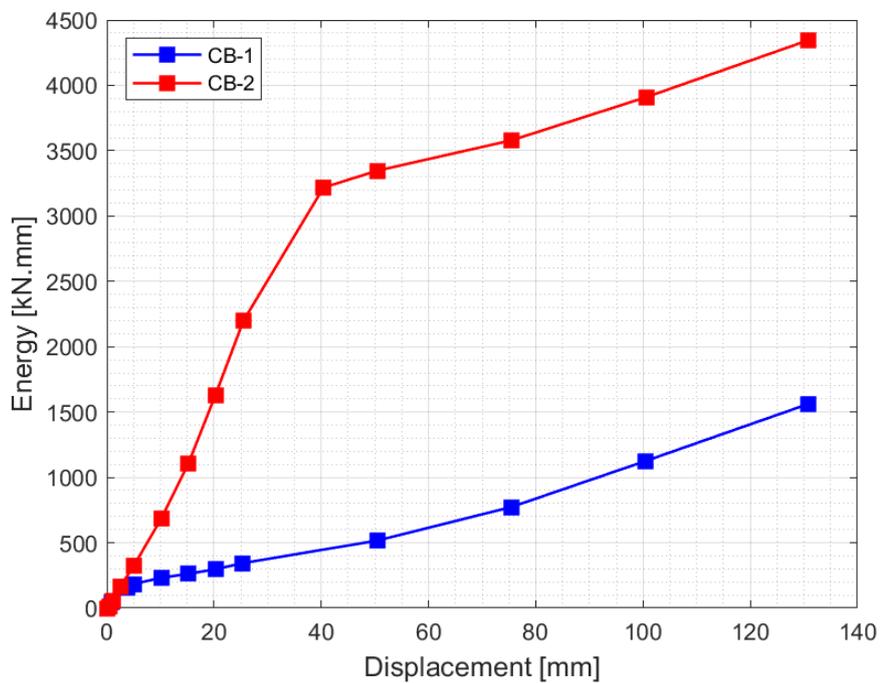


Figura 3.25: Energía disipada en la rama positiva [+]

En la rama positiva [+], se encontró que la energía disipada en CB-1 es de 3108J y en CB-2 es de 3602J a 20mm de desplazamiento lateral. A 75mm, la energía disipada es de 18895J en CB-1 y 20856J en CB-2, mientras que a 130mm, la energía disipada es de 32401J en CB-1 y

37957J en CB-2. La diferencia en la energía disipada final es del 17 % en comparación con el espécimen CB-1.

En la rama negativa [-], la energía disipada en CB-1 es de 297J y en CB-2 es de 1630J a 20mm de desplazamiento lateral. A 75mm, la energía disipada es de 773J en CB-1 y 3580J en CB-2, mientras que a 130mm, la energía disipada es de 1560J en CB-1 y 4346J en CB-2. La diferencia en la energía disipada final es del 180 % en comparación con el espécimen CB-1.

En términos de la energía disipada total, a 20mm de desplazamiento lateral, se disiparon 3405J en CB-1 y 5232J en CB-2. A 75mm, la energía disipada es de 19668J en CB-1 y 24437J en CB-2, mientras que a 130mm, la energía disipada es de 33961J en CB-1 y 42302J en CB-2. La diferencia en la energía disipada final es del 25 % en comparación con el espécimen CB-1.

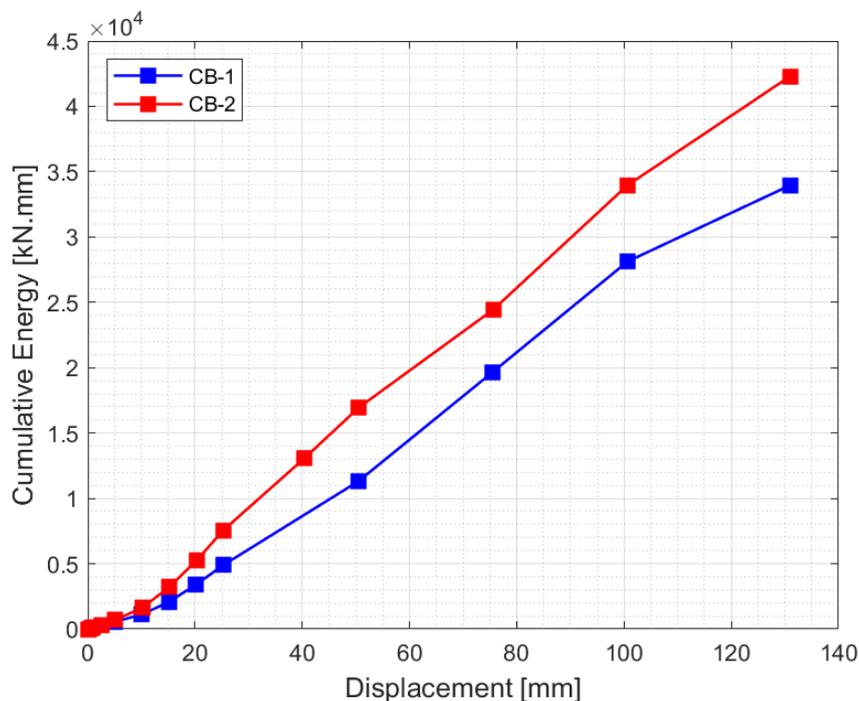


Figura 3.26: Energía disipada total

3.2.6. Resistencia a fuerza de corte

En el ensayo monotónico, no fue posible determinar la resistencia a corte de la sección agrietada ya que la resistencia del espécimen excedió la capacidad máxima de carga del actuador estructural. La Figura 3.27 muestra la relación entre la fuerza de corte y el desplazamiento. La fuerza de corte se determinó como la diferencia entre la fuerza total y la fuerza medida por el transductor colocado en el extremo libre de la viga utilizado como soporte.

Durante el ensayo, se alcanzó una fuerza de corte máxima de 355kN. No se observaron nuevas fisuras en el espécimen en este punto y el ancho inicial de la fisura en la zona superior del peralte de la viga, que era de 20mm, se incrementó en 1.39mm al final del ensayo.

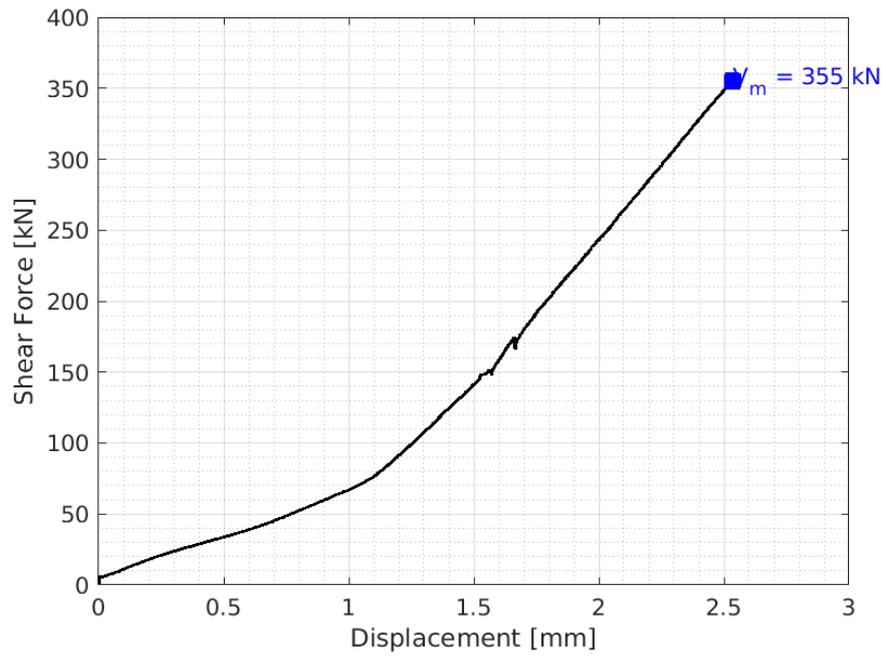
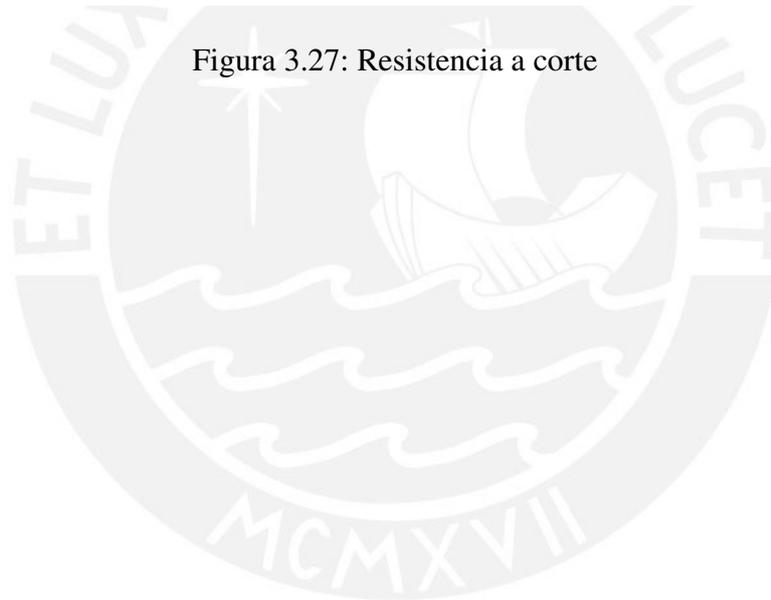


Figura 3.27: Resistencia a corte



Capítulo 4

Análisis numérico

El objetivo de esta parte de la investigación es desarrollar un modelo numérico que represente de manera analítica el comportamiento experimental de las vigas de acoplamiento *CB* con continuidad solo en las barras de refuerzo inferiores presentes en una edificación. Para ello, se utilizará el método de elementos finitos (FEM), implementado en el software de análisis no-lineal ATENA (*Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis*). La geometría y las condiciones de borde del modelo serán desarrolladas utilizando el procesador genérico de simulaciones numéricas GiD. De esta manera, se busca tener un modelo que permita entender mejor el comportamiento de las vigas de acoplamiento en condiciones de carga, lo que puede tener implicaciones importantes en el diseño de estructuras.

4.1. Modelo numérico

4.1.1. Geometría

La geometría del modelo numérico se basó en las dimensiones de los especímenes CB-1 y CB-2, aunque se decidió reducir el espesor de la sección transversal a la mitad para simplificar el modelo numérico. Detalles adicionales se proporcionarán más adelante. La viga en cuestión tiene una longitud de $2.10m$ y una sección transversal de $0.125m$ de ancho por $1.10m$ de alto, mientras que el muro mide $3m$ de largo con una sección transversal de $0.125m$ de ancho por $0.60m$ de alto.

Se emplearon elementos tridimensionales isoparamétricos lineales con una longitud característica de $50mm$ para representar la geometría del modelo. Esta longitud se eligió para equilibrar la precisión del modelo y la eficiencia computacional. Para modelar el concreto se utilizaron sólidos hexaedros CCIsoBrick de 8 nodos, mientras que las barras de refuerzo se modelaron con elementos tipo armadura CCIsoTruss de 2 nodos.

En el modelo también se incluyó un cabezal rígido de aplicación de fuerza, representado con sólidos tetraédricos CCIsoTetra de 4 nodos. Se empleó un sistema de coordenadas rectangulares con direcciones $U1, U2, U3$ para el modelo numérico, que se relaciona con la geometría del

modelo de la siguiente manera: el eje $U1$ se alinea con el eje longitudinal del muro, el eje $U2$ se alinea con el eje transversal de la viga y el eje $U3$ se alinea con el eje longitudinal de la viga.

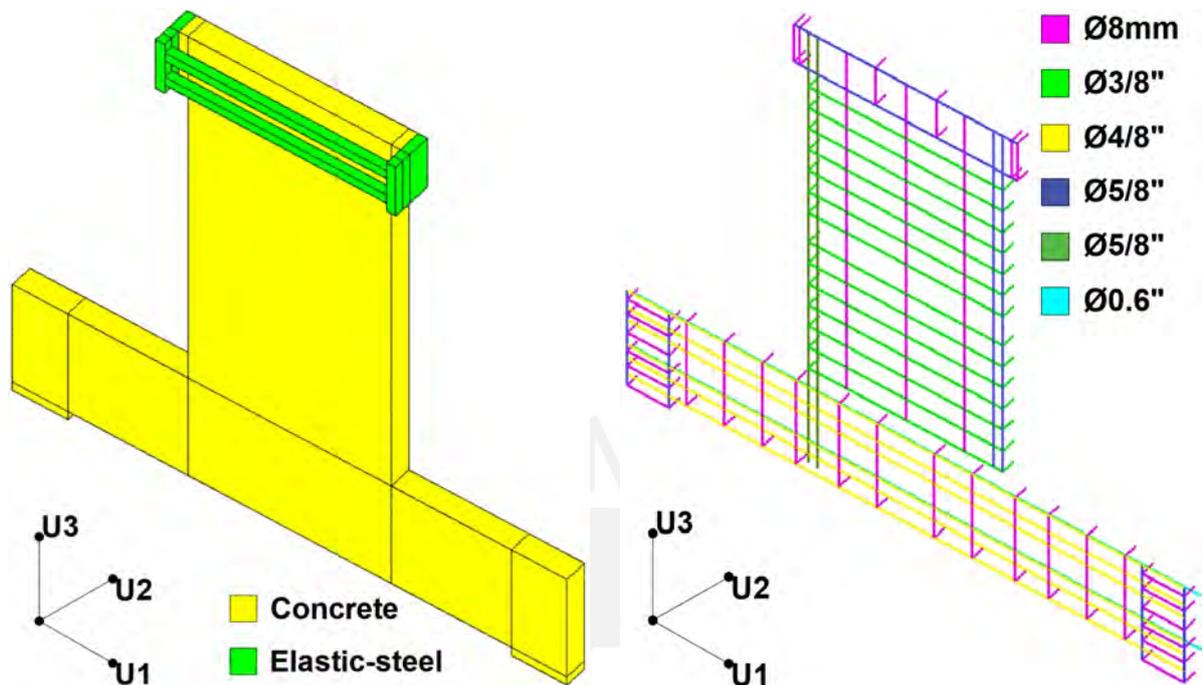


Figura 4.1: Distribución de elementos en el modelo

El análisis numérico en tres dimensiones es un proceso computacionalmente exigente. Por lo tanto, para optimizar el rendimiento del modelo desarrollado en este proyecto, se aplicaron simplificaciones en la geometría y las condiciones de borde. A continuación, se describen las siguientes simplificaciones adoptadas para reducir el tiempo de procesamiento del modelo numérico:

- Los resultados de los ensayos cíclicos indican que el refuerzo con tejidos de CFRP no contribuye significativamente al comportamiento de la viga de acoplamiento, en particular en la rama positiva [+]. Por lo tanto, estos elementos de refuerzo no se han incluido en la geometría del modelo.
- Para reducir la demanda de procesamiento en la solución del modelo numérico, se ha desarrollado una geometría y condiciones de borde simétricas en relación al plano medio del subensamble viga de acoplamiento-muro. De esta manera, solo se ha modelado la mitad de la geometría de los especímenes, pero se ha restringido el desplazamiento perpendicular al plano de simetría. Esta simplificación es crucial porque reduce significativamente el número de elementos y nodos.
- Durante los ensayos cíclicos, no se han observado fisuras en las regiones extremas del muro y de la viga que sirven como zonas de fijación y de aplicación de carga, por lo

que no se han considerado estas regiones relevantes en los resultados obtenidos. En consecuencia, se ha utilizado una geometría de espesor uniforme y no se ha aumentado el espesor en estas zonas.

- Con el fin de obtener una malla regular de longitud característica igual a $50mm$, se ha uniformizado el incremento de peralte en la zona de fijación respecto al peralte del muro ($80mm$) y en la zona de aplicación de fuerza respecto al peralte de la viga de acoplamiento ($150mm$) a $50mm$ y $100mm$, respectivamente.
- Los orificios para izamiento no generan concentración de esfuerzos ni afectan el patrón de las fisuras observadas durante los ensayos cíclicos. Por lo tanto, estos orificios no se han incluido en la geometría del modelo para mantener una malla regular formada por hexaedros.

4.1.2. Modelos constitutivos

Concreto

El modelo constitutivo tridimensional propuesto por Červenka y Papanikolaou [5] se utiliza para representar el comportamiento del concreto en este trabajo. Este modelo combina un modelo de plasticidad basado en la superficie de falla de Menétrey y Willam para representar el aplastamiento del concreto en compresión, y un modelo de fractura esparcida ortótropa basado en el criterio de tensión de Rankine para representar el agrietamiento del concreto.

La resistencia a compresión del concreto utilizado en este estudio, que es de $27.5MPa$, se determinó a partir de ensayos de probetas obtenidas durante la construcción de los especímenes, como se muestra en la Tabla 3.1. Se adoptó una relación de Poisson de $\nu = 0.2$, como se sugiere en la pre-norma fib Model Code for Concrete Structures 2010 [11].

El módulo de elasticidad del concreto E_c se obtiene a partir de la relación 19.2.2.1 de la norma ACI 318-19 [1], como se presenta en la ecuación (4.1).

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} = 24647MPa \quad (4.1)$$

Se estimó la deformación total en el punto de máxima resistencia del concreto ($\epsilon_c = 0.00236$) mediante ensayos de compresión de testigos diamantinos que estaban instrumentados con galgas extensométricas. Los testigos se extrajeron del espécimen CB-3 después del ensayo monotónico. La deformación total ϵ_c se compone de la deformación elástica $\epsilon_c^{(e)}$ y la deformación plástica $\epsilon_c^{(p)}$.

La deformación elástica $\epsilon_c^{(e)}$ se calcula como el cociente entre la resistencia a compresión f_c y el módulo de elasticidad E_c del concreto, tal como se muestra en la ecuación (4.2).

$$\epsilon_c^{(e)} = \frac{f_c}{E_c} = 0.001115 \quad (4.2)$$

La deformación plástica $\varepsilon_c^{(p)}$ se calcula como la diferencia entre la deformación total ε_c y la deformación elástica $\varepsilon_c^{(e)}$, según la ecuación (4.3).

$$\varepsilon_c^{(p)} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{(e)} = 0.001245 \quad (4.3)$$

El desplazamiento crítico en compresión w_{cf} es la deformación máxima que el concreto alcanza después de superar el punto de máxima resistencia. A partir de ese punto, la resistencia del concreto disminuye significativamente. Se estimó que el valor de w_{cf} es de 3 mm, basado en los resultados de los ensayos de compresión realizados en testigos diamantinos.

Para obtener la resistencia a tensión del concreto f_t , se aplicó la relación 19.2.3.1 (ecuación (4.4)) de la norma ACI 318-19 [1].

$$f_t = 0.62\sqrt{f_c} = 3.25MPa \quad (4.4)$$

La energía de fractura del concreto es un parámetro importante que mide su capacidad para resistir la propagación de grietas. Este valor se puede calcular utilizando la ecuación (4.5), que se encuentra en la pre-norma Model Code 2010 [11]. La energía de fractura es un parámetro clave en el diseño de estructuras de concreto, ya que puede ayudar a predecir el comportamiento del material ante cargas cíclicas o dinámicas.

$$G_f = 73f_c^{0.18} = 0.133N/m \quad (4.5)$$

El esfuerzo de inicio del aplastamiento f_{co} se define como el valor del esfuerzo que produce el inicio del comportamiento plástico del concreto. Se puede estimar utilizando la relación propuesta por Červenka [12] (ecuación (4.6)).

$$f_{co} = 2f_t = 6.5N/m \quad (4.6)$$

El factor de reducción de resistencia reduce la resistencia a compresión del concreto debido a las fisuras que se producen en ciclos anteriores.

Según Červenka [12], el factor de descarga es un parámetro que varía entre 0 y 1, y controla la rigidez durante el proceso de cerramiento de fisuras cuando el desplazamiento ocurre en dirección contraria a la que produjo las fisuras. En otras palabras, el factor de descarga determina la pendiente inicial de la recarga. Un valor de 0 indica una recarga con dirección horizontal hacia el origen, mientras que un valor de 1 indica una recarga con dirección paralela a la rigidez elástica inicial.

La dirección del flujo plástico se relaciona con los cambios de volumen que ocurren durante el aplastamiento del concreto en compresión. Un valor igual a 0 indica que el volumen se mantiene constante, valores negativos indican que el volumen se reduce y valores positivos indican que el volumen se incrementa [12].

La Tabla 4.1 resume los valores de los parámetros del modelo CC3DNonLinCementitious2

que se utilizaron en este análisis para representar el comportamiento del concreto.

Tabla 4.1: Modelo CC3DNonLinCementitious2

Módulo de Young	24647MPa
Ratio de Poisson	0.2
Resistencia a la tensión	3.25MPa
Resistencia a la compresión	27.5MPa
Energía de fractura	0.000133MN/m
Fisura fija	1
Tamaño del agregado	0.02m
Factor de descarga	0.2
Deformación plástica	0.0012425
Esfuerzo de inicio del aplastamiento	6.5MPa
Desplazamiento crítico en compresión	0.003m
Reducción de la resistencia a compresión	0.8
Dirección del flujo plástico	0.1
Densidad	0.0023kton/m ³
Expansión termal	0.000012C ⁻¹

Barras de refuerzo

El comportamiento estático de las barras de refuerzo se describe con una ley multilínea, que se obtiene a partir de registros experimentales de ensayos de tensión en barras de refuerzo de 15.9mm(5/8") de diámetro. Se utiliza el modelo de refuerzo discreto CCCyclingReinforcement para representar el comportamiento de las barras de refuerzo en el modelo numérico.

Los registros experimentales proporcionaron los siguientes parámetros para la ley multilínea que representa el comportamiento estático de las barras de refuerzo: deformación de fluencia (ϵ_y) igual a 0.0025, esfuerzo de fluencia (σ_y) igual a 450MPa, deformación de inicio del endurecimiento (ϵ_h) igual a 0.0117, y esfuerzo último (σ_u) igual a 800MPa. La deformación última se obtuvo de la ficha técnica del producto y es igual a 0.13.

El módulo de elasticidad de las barras de refuerzo E_s representa la rigidez de las barras de refuerzo y se obtiene a partir de la ecuación (4.1.2).

$$E_s = \frac{\sigma_y}{\epsilon_y} = 180000MPa \quad (4.7)$$

Con los parámetros obtenidos, se procede a sustituirlos en las ecuaciones propuestas por Dodd y Restrepo [7], a fin de obtener una ley multilínea que describa el comportamiento estático de las barras de refuerzo. La Figura 4.2 muestra la ley calibrada resultante, la cual se compara con los registros experimentales utilizados en el proceso de calibración.

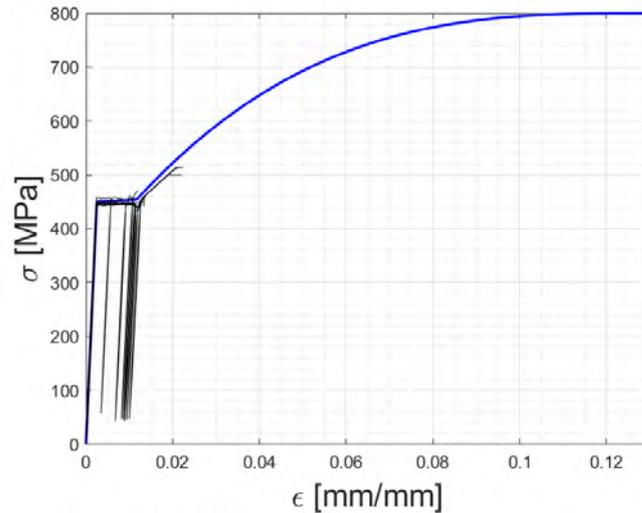


Figura 4.2: Ley de las barras de refuerzo

Durante los ensayos de tensión en barras de refuerzo, se registra la deformación local hasta la zona de inicio del endurecimiento para evitar exceder la capacidad máxima del transductor de desplazamiento, que se coloca en el tramo central del espécimen. A partir de ese punto, solo se registran la fuerza y la deformación global. Como resultado, no se dispone de la curva completa esfuerzo-deformación unitaria de las barras de refuerzo, como se muestra en la Figura 4.2.

Para representar el comportamiento cíclico de las barras de refuerzo, se utiliza el modelo de Menegotto-Pinto [9]. Los parámetros de este modelo se establecen de acuerdo con los valores sugeridos por Menegotto-Pinto [9], y se detallan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Modelo CCCyclingReinforcement

Módulo de Young	180000MPa
Bauschinger R	20
Menegotto-Pinto c_1	0.925
Menegotto-Pinto c_2	0.15
Densidad	0.00785ton/m ³
Expansión termal	0.000012C ⁻¹

El modelo numérico considera una función para representar la adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto, la cual se basa en la propuesta del Model Code 2010 [11]. La resistencia de adherencia τ_{max} se calcula mediante la ecuación (4.1.2).

$$\tau_{max} = 2.5\sqrt{f'c} = 13.1101MPa \quad (4.8)$$

Los parámetros de la función de adherencia se resumen en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Modelo CCCyclingReinforcement

Extremos de la barra	<i>FixedNONE</i>
Tipo de geometría	<i>BARWITHMEMORYBOND</i>
Perímetro de barra	<i>0.0499m</i>
Resistencia de adherencia máxima	<i>13.1101MPa</i>

Los cables de postensado son considerados en el modelo numérico como cables internos no adheridos con puntos extremos fijos. Se establecieron los parámetros necesarios para la función de adherencia en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Modelo CC3DNonLinCementitious2

Extremo de las barra	<i>FixedBOTH</i>
Tipo de geometría	<i>INTERNALCABLE</i>
Perímetro de barra	<i>0.04775m</i>
Coefficiente de fricción de adherencia	<i>0.2</i>
Coefficiente de Wobble	<i>0.0001m⁻¹</i>

4.1.3. Condiciones de borde

Para imponer las condiciones de borde de desplazamiento en el modelo, se aplicaron restricciones en los planos de las zonas de fijación y en el plano de simetría que se encuentran dentro de la geometría del modelo. En la zona de fijación, se restringió el grado de libertad en la dirección $U1$ de uno de los dos planos perpendiculares a esta dirección, mientras que el otro plano mantuvo este grado de libertad. Esto permitió la deformación de presfuerzo que generan los cables de postensado. Además, se restringió el grado de libertad en la dirección $U3$ de las cuatro caras perpendiculares a esta dirección, para representar las fuerzas aplicadas mediante gatos hidráulicos durante los ensayos cíclicos.

En el plano de simetría, se restringió el grado de libertad en la dirección $U2$. Esta restricción representa las relaciones de compatibilidad que existirían si el modelo incluyera la geometría completa de los especímenes. La Figura 4.3 muestra los planos en los que se aplicaron estas restricciones.

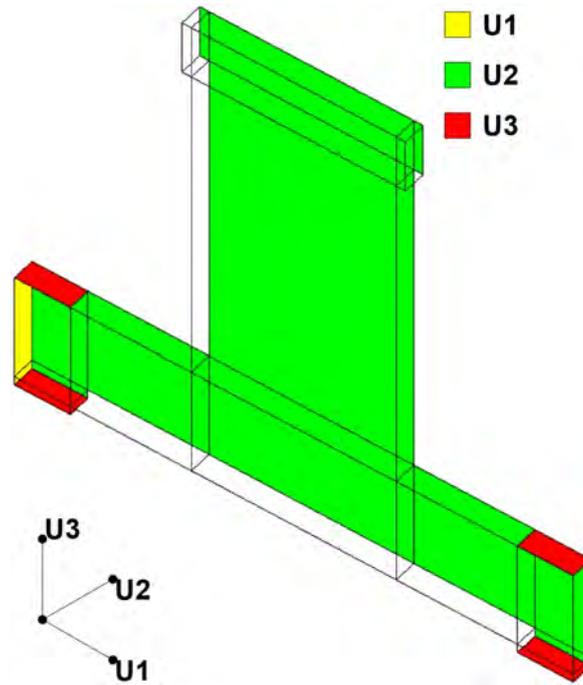


Figura 4.3: Condiciones de borde

4.1.4. Simulación numérica del ensayo cíclico

Para evaluar tanto los alcances como las limitaciones del modelo numérico en la representación del comportamiento experimental de los especímenes, se implementa un protocolo de desplazamiento cíclico en el modelo numérico, el cual guarda similitud con el protocolo experimental.

La carga se aplica en un punto o nodo de control ubicado en el lugar indicado en la Figura 4.4. Para evitar la generación de esfuerzos de tensión y concentración de esfuerzos en el concreto, se incorpora un elemento rígido elástico a la geometría del modelo, similar a los cabezales de aplicaciones de fuerza utilizados en los ensayos. La aplicación de la fuerza se realiza en ambos sentidos y se controla mediante desplazamiento, de manera similar a los ensayos cíclicos.

Durante los ensayos cíclicos, se observó que en la rama negativa $[-]$, se produjo una única grieta en la zona de interfase viga-muro. A partir de ese momento, la viga se desplazó sin oponer resistencia, lo que se reflejó en las curvas de histéresis y en las curvas de degradación de la rigidez calculadas con los resultados experimentales.

Para abordar este comportamiento en el modelo numérico, se ha introducido una simplificación adicional que limita el desplazamiento en la rama negativa $[-]$ a $5mm$, sin afectar el comportamiento de la rama positiva $[+]$. Esta simplificación permite reducir el número de pasos de la historia de carga y, por tanto, el tiempo requerido para la solución del modelo numérico. La Figura 4.5 muestra la historia de carga cíclica del modelo numérico.

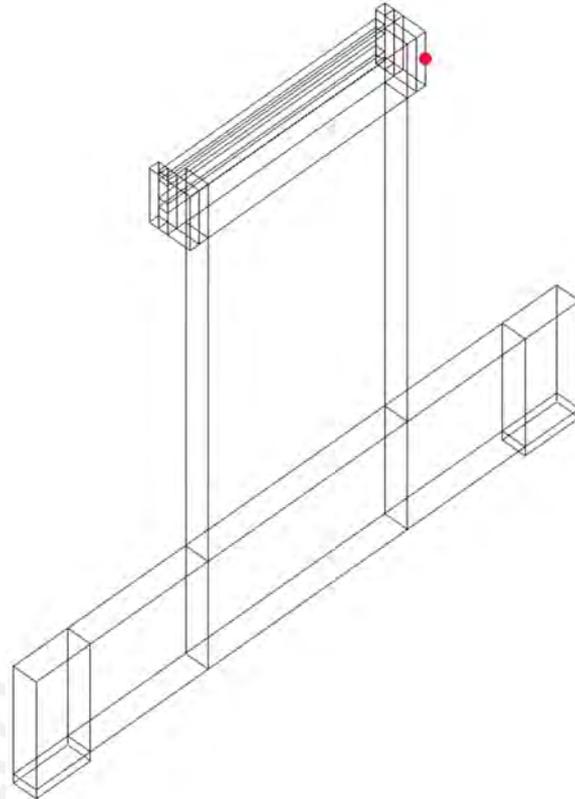


Figura 4.4: Condiciones de borde

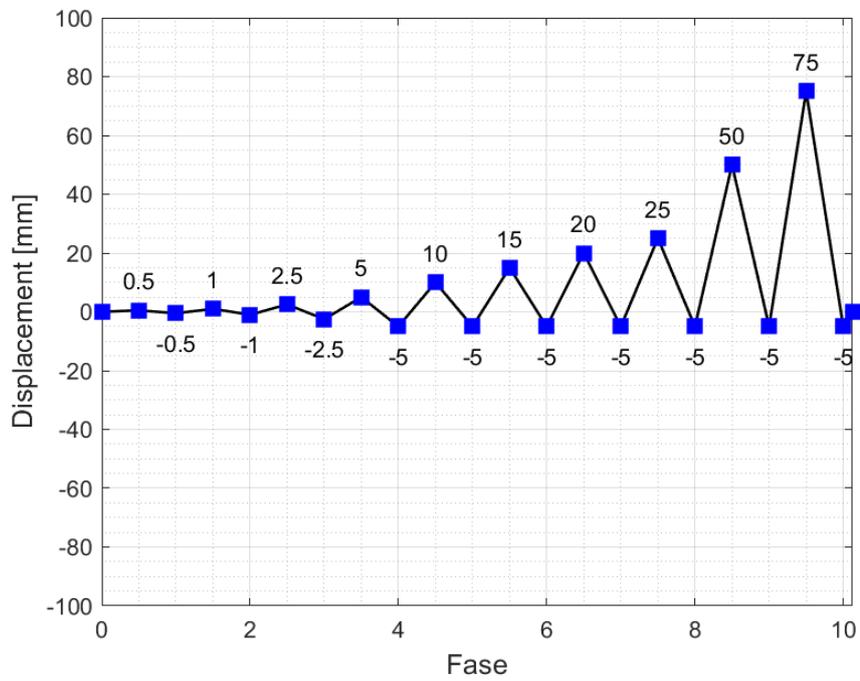


Figura 4.5: Protocolo de carga para la simulación numérica

4.2. Resultados del análisis numérico

Los resultados experimentales de los especímenes CB-1 y CB-2 se comparan con los resultados del modelo numérico CB-fem. Para esta comparación, se consideran diferentes parámetros de desempeño, como el patrón de fisuras, la histéresis en el comportamiento, la degradación de la rigidez y la capacidad de disipación de energía, tal como se establece en el reporte FEMA P-795 [2].

En la rama positiva [+], el modelo numérico completó satisfactoriamente la amplitud de desplazamiento de $\Delta = 50mm$. Sin embargo, al intentar alcanzar el siguiente nivel de desplazamiento de $\Delta = 75mm$, el modelo empezó a tener problemas de convergencia. A pesar de los esfuerzos realizados para resolver estos problemas, la simulación se detuvo en $70mm$. En la rama negativa [-], el modelo numérico alcanzó la amplitud de desplazamiento de $\Delta = 5mm$, la cual se mantuvo constante hasta el final de la simulación.

4.2.1. Patrón de fisuras

En las Figuras 4.6 y 4.7 se comparan los patrones de fisuras obtenidos en el modelo numérico CB-fem con los resultados experimentales del espécimen CB-1, tanto en la rama positiva [+] como en la negativa [-].

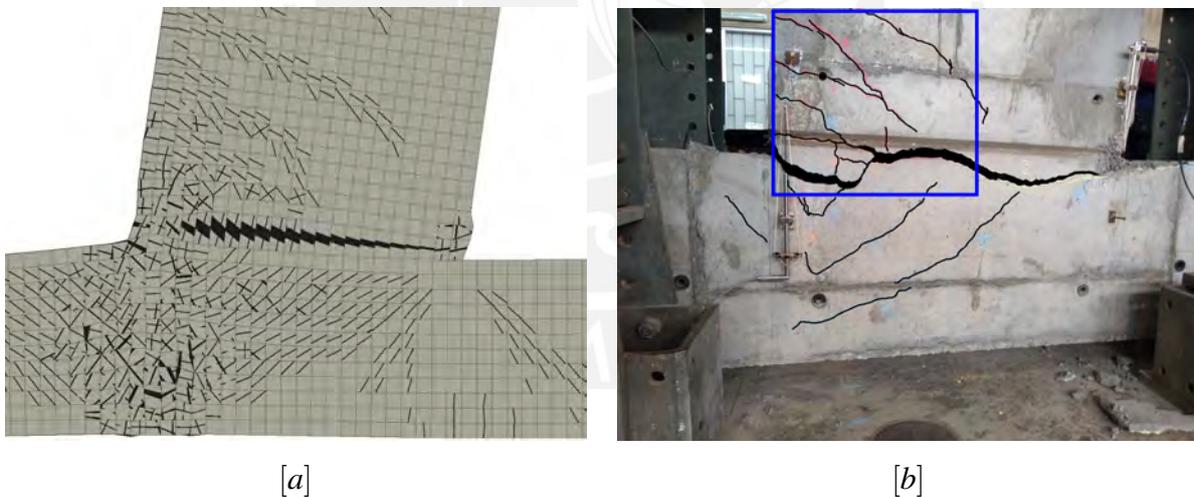


Figura 4.6: Patrón de fisuras en la rama positiva [+]

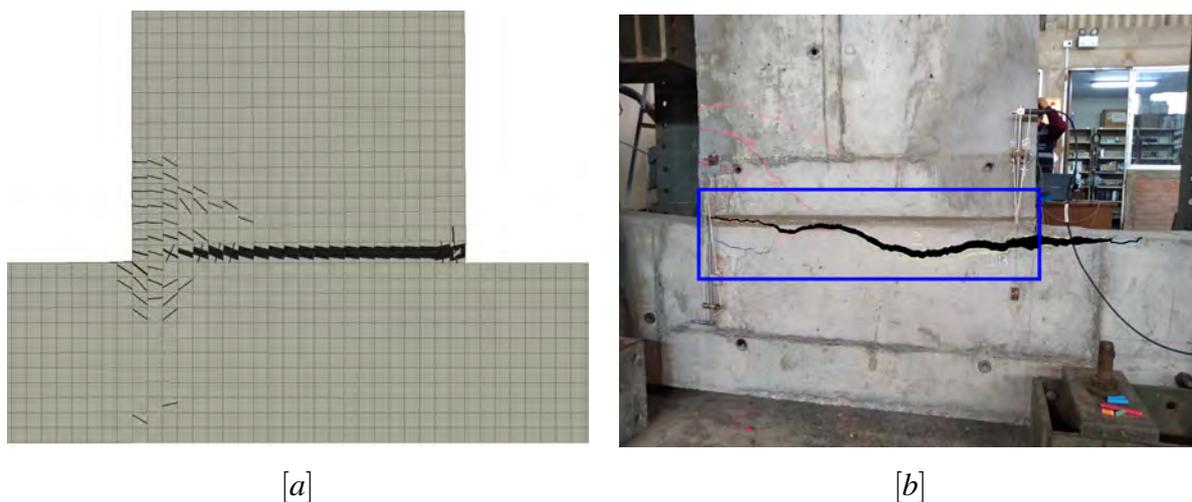


Figura 4.7: Patrón de fisuras en la rama negativa [-]

En la rama positiva [+], se observa un patrón de fisuras distribuidas en la zona cercana a la interfase viga-muro en el modelo numérico CB-fem, similar a lo observado en el espécimen CB-1. Además, se producen fisuras con forma cónica en la zona de anclaje de las barras de refuerzo longitudinales de la viga dentro del muro. En la rama negativa [-], el modelo numérico produce una única grieta en la zona de interfase viga-muro, a diferencia de los ensayos experimentales en los que se observaron múltiples fisuras en esa zona. Además, la grieta se presenta en una sección plana en lugar de tener una forma curva como en el espécimen CB-1.

Las Figuras 4.8 [a] y [b] muestran los esfuerzos principales obtenidos en el modelo numérico en las ramas positiva [+] y negativa [-], respectivamente, en el instante de falla. En ambos casos, se alcanza la resistencia a compresión y tensión del concreto en el punto de falla.

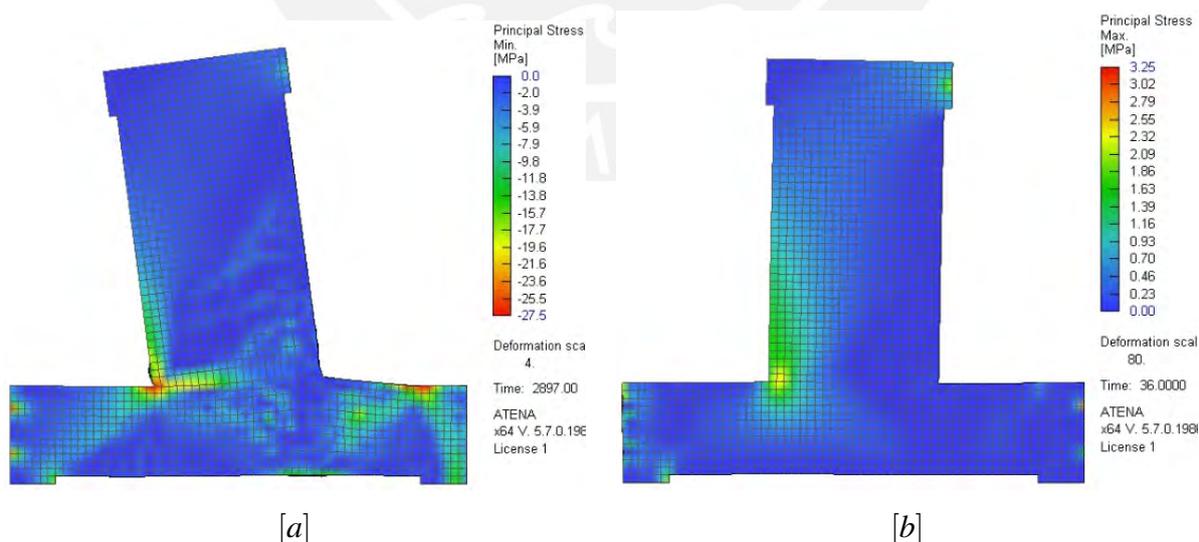


Figura 4.8: Esfuerzos principales: [a] Rama positiva [+] [b] Rama negativa [-]

En el modelo numérico, las barras de refuerzo con continuidad en el muro presentan una deformación máxima de 5.26%, mientras que la deformación última considerada en el modelo

es de 13%.

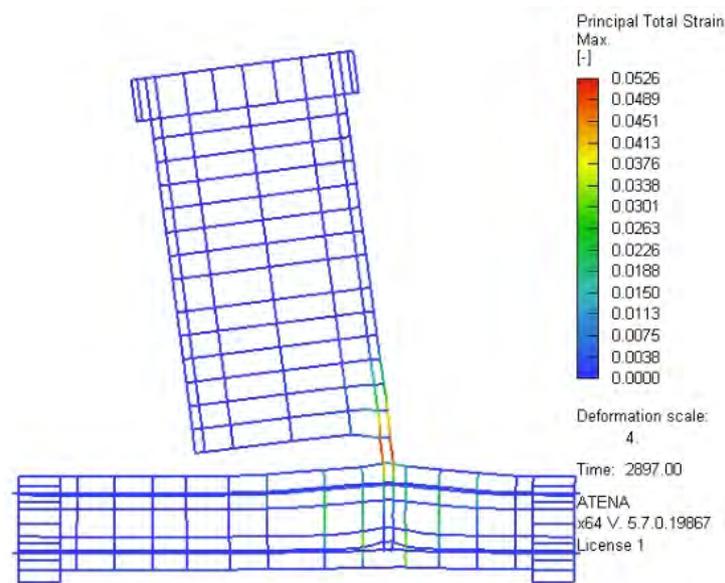


Figura 4.9: Deformación principal en las barras de refuerzo

4.2.2. Histéresis en el comportamiento

Las Figuras 4.10 y 4.11 comparan la curva de histéresis y la curva envolvente del modelo numérico CB-fem con los resultados experimentales de los especímenes CB-1 y CB-2. La curva de histéresis del modelo numérico CB-fem se obtiene de la fuerza requerida para obtener el desplazamiento deseado según el protocolo de desplazamiento de la Figura 4.5, ambos en el punto de control que se muestra en la Figura 4.4.

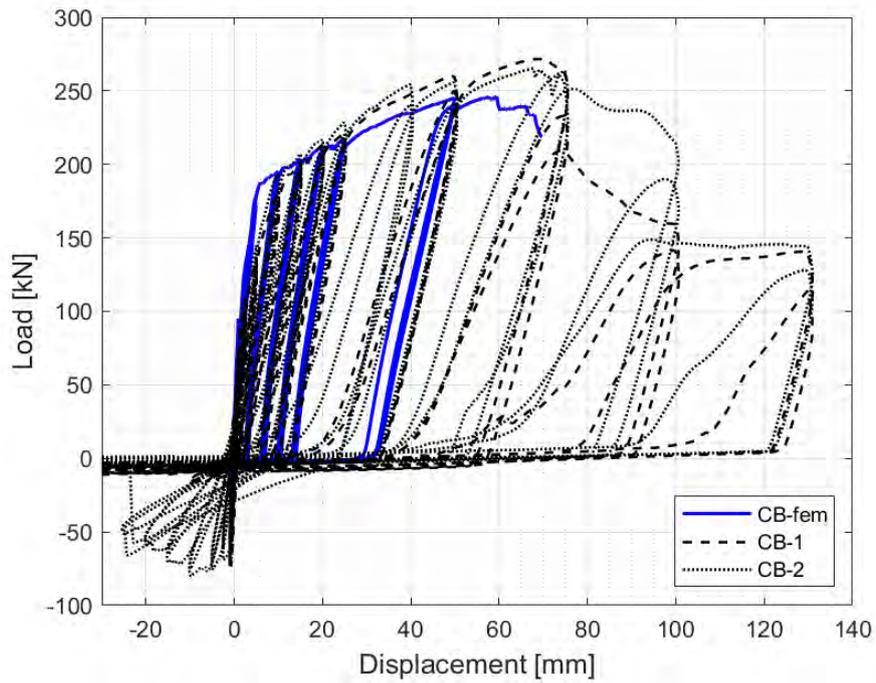


Figura 4.10: Curva de histéresis

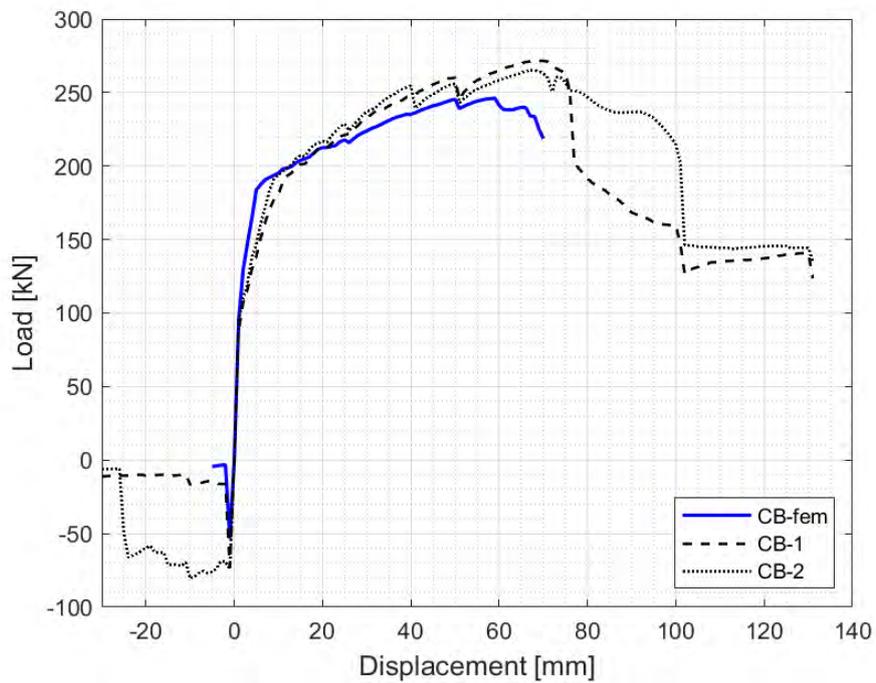


Figura 4.11: Curva envolvente

En la rama positiva $[+]$ de la curva de histéresis, se observa que la fuerza máxima en CB-fem es de 246kN a 59mm de desplazamiento lateral, mientras que en CB-1 y CB-2, la fuerza máxima es de 272kN y 265kN respectivamente, a 69mm y 68mm de desplazamiento lateral.

La diferencia en la fuerza máxima entre CB-fem y CB-1 es del 10% respecto al espécimen CB-1, y la diferencia en el desplazamiento asociado a la fuerza máxima es del 14% respecto al espécimen CB-1.

El desplazamiento máximo alcanzado en la simulación numérica es 73mm , este es el máximo punto hasta donde se alcanzó convergencia en la solución del modelo numérico. Mientras que en el ensayo experimental se alcanza una amplitud máxima de desplazamiento de 130mm .

En la rama negativa $[-]$, la fuerza máxima en CB-fem es de 53kN a 1mm de desplazamiento, mientras que en CB-1 y CB-2, la fuerza máxima es de 73kN y 80kN respectivamente, a 1mm y 10mm de desplazamiento lateral. La diferencia en la fuerza máxima entre CB-fem y CB-1 es del 27% respecto al espécimen CB-1, y el desplazamiento asociado a la fuerza máxima es igual en CB-fem y CB-1.

La curva de histéresis del modelo numérico muestra el fenómeno de estrechamiento de forma similar al observado en los resultados experimentales, y después de la falla en la rama negativa $[-]$, la trayectoria se vuelve completamente horizontal con una rigidez tangente igual a cero.

4.2.3. Parámetros de desempeño

A continuación se comparan los parámetros de desempeño obtenidos numérica y experimentalmente según el FEMA P-795 [2]. Los resultados se presentan en las Tablas 4.5 y 4.6 para las ramas positiva $[+]$ y negativa $[-]$, respectivamente, y de forma gráfica en la Figura 4.12.

Tabla 4.5: Parámetros de desempeño en la rama $[+]$

Espécimen	Resistencia	Rigidez	Capacidad de desplazamiento	Ductilidad	
	$Q_M[kN]$	$K_I[kN/mm]$	$\Delta_{Y,eff}[mm]$	$\Delta_U[mm]$	μ_{eff}
CB-fem	246.18	89.81	2.74	73.39	26.77
CB-1	271.63	49.89	5.44	76.69	14.09
CB-2	265.16	60.25	4.40	100.20	22.77

Tabla 4.6: Parámetros de desempeño en la rama $[-]$

Espécimen	Resistencia	Rigidez	Capacidad de desplazamiento	Ductilidad	
	$Q_M[kN]$	$K_I[kN/mm]$	$\Delta_{Y,eff}[mm]$	$\Delta_U[mm]$	μ_{eff}
CB-fem	53.49	53.49	1.00	1.21	1.21
CB-1	73.47	73.47	1.00	1.26	1.26
CB-2	80.48	73.99	1.09	22.56	20.74

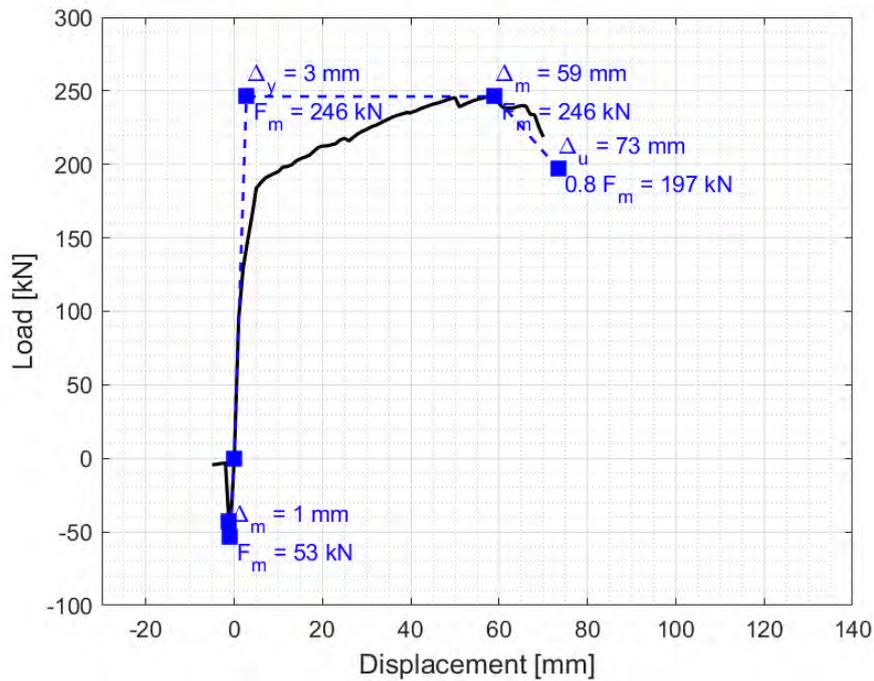


Figura 4.12: Parámetros de desempeño

En la rama positiva [+], el espécimen CB-fem presenta una resistencia Q_M de 246 kN , mientras que CB-1 alcanza los 272 kN . La rigidez inicial K_I es de 90 kN/mm en CB-fem y 50 kN/mm en CB-1, y la ductilidad es de 27 y 14 para CB-fem y CB-1, respectivamente.

En la rama negativa [-], el espécimen CB-fem tiene una resistencia Q_M de 53 kN , mientras que CB-1 alcanza los 73 kN . La rigidez inicial K_I es de 53 kN/mm en CB-fem y 73 kN/mm en CB-1, y la ductilidad es de 1 tanto para CB-fem como para CB-1.

4.2.4. Degradación de la rigidez

En las Figuras 4.13 y 4.14, se muestra la variación de la rigidez secante en cada ciclo de desplazamiento cíclico en relación a la rigidez inicial K_I obtenida siguiendo las recomendaciones del FEMA P-795 [2]. La rigidez secante se calcula dividiendo el desplazamiento máximo del primer ciclo de cada amplitud de desplazamiento por la fuerza correspondiente.

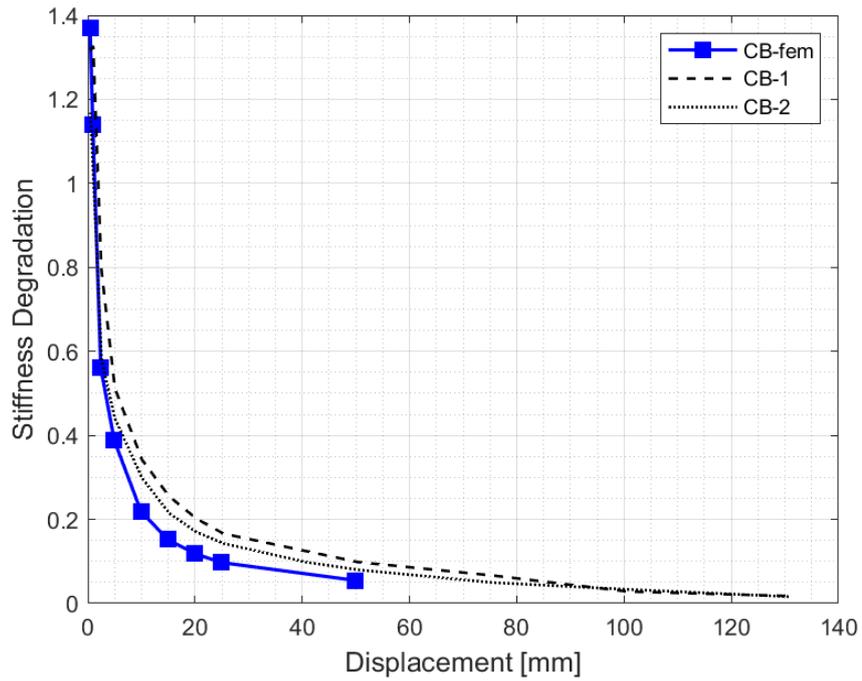


Figura 4.13: Degradación de la rigidez en la rama positiva [+]

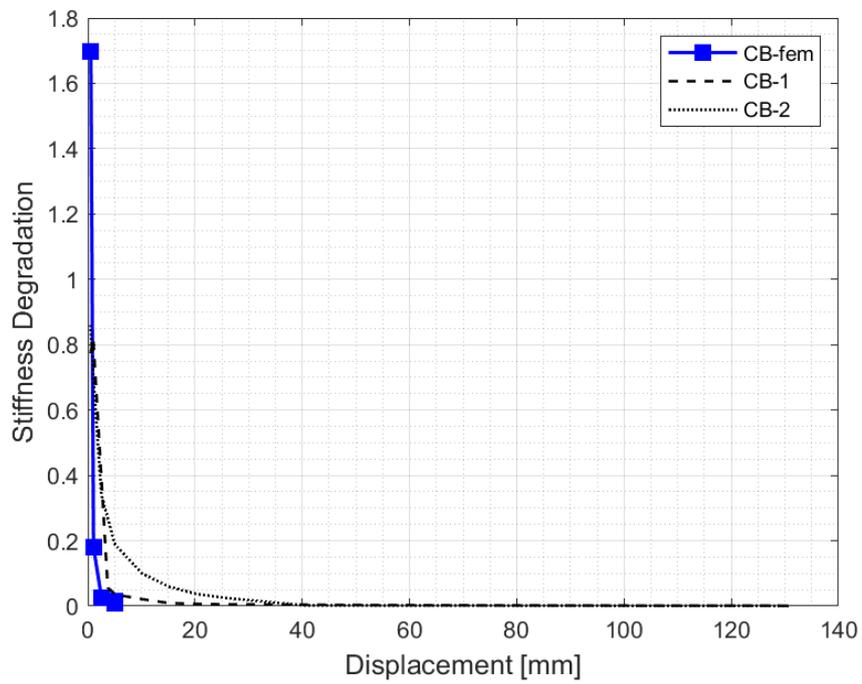


Figura 4.14: Degradación de la rigidez en la rama negativa [-]

En la rama positiva [+], se observa que la rigidez secante se degrada hasta el 12% de la rigidez inicial K_I en CB-fem y hasta el 20% en CB-1 cuando el desplazamiento lateral es de 20mm, mientras que a 75mm se degrada hasta el 5% en CB-fem y hasta el 7% en CB-1.

En la rama negativa $[-]$, se puede observar que la rigidez secante disminuye hasta el 2% de la rigidez inicial K_I en CB-fem y hasta el 3% en CB-1 a un desplazamiento lateral de 5mm.

4.2.5. Capacidad de disipación de energía

Para obtener la capacidad de disipación de energía se utilizan funciones desarrolladas en MATLAB para calcular el área encerrada por los lazos de histéresis. Este área se corresponde con el primer ciclo de cada amplitud de desplazamiento.

En las Figuras 4.15 y 4.16 se muestra la comparación de la energía disipada en las ramas positiva $[+]$ y negativa $[-]$, respectivamente. Además, en la Figura 4.17 se presenta la energía disipada acumulada total, calculada como la suma de la energía acumulada en ambas ramas. En ambos casos, se presenta la energía disipada como función de la amplitud de desplazamiento cíclico.

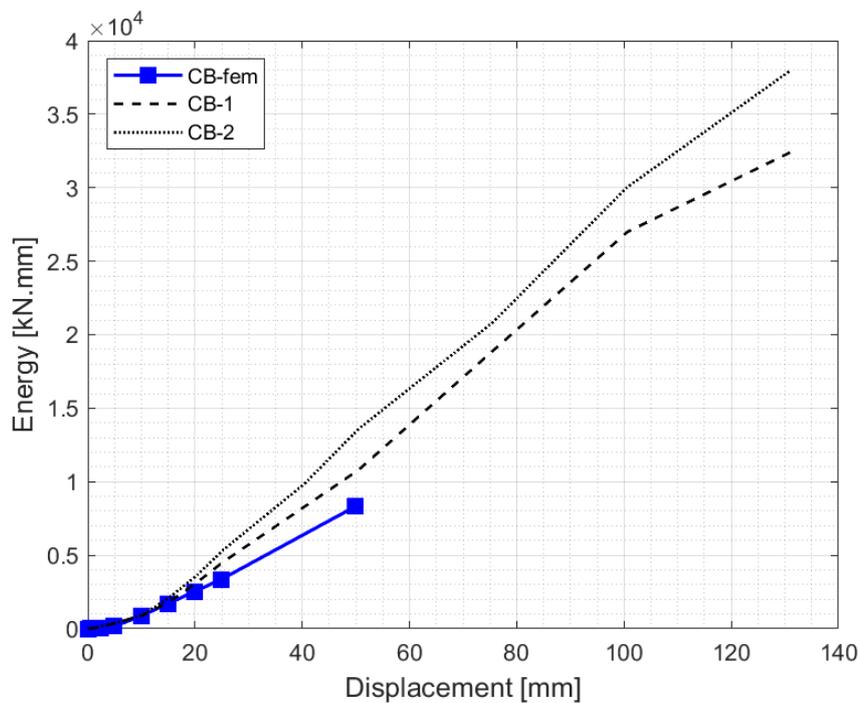


Figura 4.15: Energía disipada en la rama positiva $[+]$

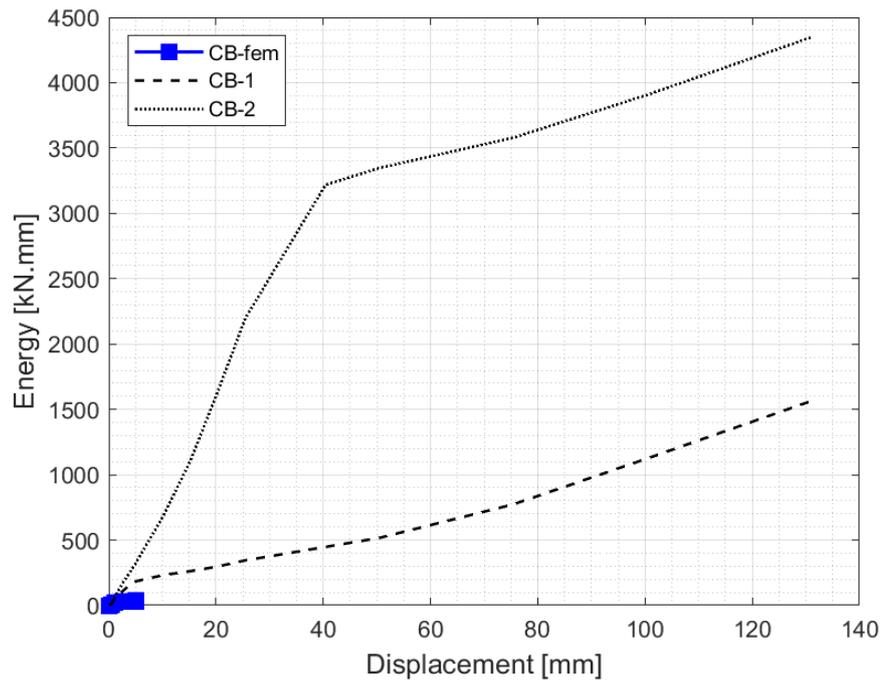


Figura 4.16: Energía disipada en la rama negativa [−]

En la rama positiva [+], se encontró que a una amplitud de 20mm de desplazamiento lateral, la energía disipada es de 2532J en el modelo CB-fem y de 3108J en el modelo CB-1. Asimismo, a una amplitud de 50mm la energía disipada es de 8321J en CB-fem y de 10782J en CB-1.

En la rama negativa [−], se observó que a una amplitud de 5mm de desplazamiento lateral, la energía disipada es de 34J en CB-fem y de 184J en CB-1.

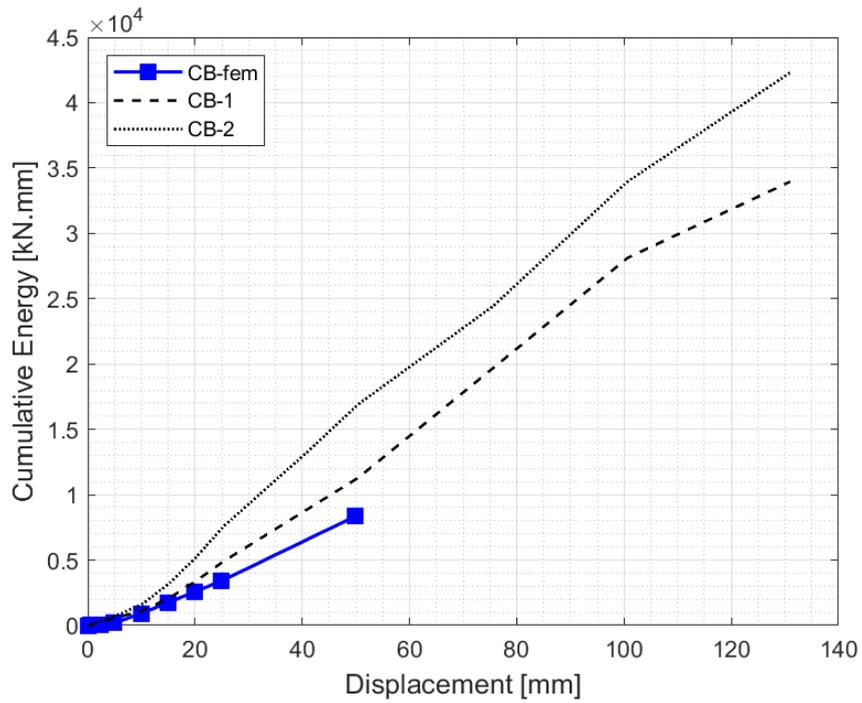


Figura 4.17: Energía disipada total

La energía disipada total a una amplitud de 20mm de desplazamiento lateral es de $2569J$ en CB-fem y de $3405J$ en CB-1. Asimismo, a una amplitud de 50mm la energía disipada es de $8358J$ en CB-fem y de $11298J$ en CB-1.

Capítulo 5

Conclusiones

5.1. Análisis experimental

En la rama positiva [+], las barras de refuerzo con continuidad en el muro resisten los esfuerzos de tensión luego que la resistencia del concreto es superada y se produce agrietamiento distribuido. Por el contrario, en la rama negativa [-], se produce una única fisura en la zona de la interfase viga-muro. Por lo tanto, la deformación se distribuye en cierta longitud de las vigas de acoplamiento ensayadas cuando los esfuerzos de tensión se presentan en la zona con barras de refuerzo con continuidad.

En la rama negativa [-] la única fisura tiene forma irregular e ingresa al cuerpo del muro debido a que las barras de refuerzo sin continuidad no pudieron ser alineadas respecto a la interfase viga-muro y algunas barras ingresan al cuerpo del muro. De esta forma, las fisuras en la vigas de acoplamiento están fuertemente influenciadas por la posición de las barras de refuerzo.

En la rama positiva [+] la degradación de rigidez es considerablemente menos abrupta comparada a la rama negativa [-], es decir, la resistencia se degrada de forma paulatina en función del incremento del desplazamiento. Por lo tanto, las vigas de acoplamiento ensayadas no fallan de forma frágil cuando los esfuerzos de tensión se presentan en la zona con barras de refuerzo con continuidad, sino que, la falla se da de forma dúctil.

En la rama positiva [+] la capacidad de disipación de energía es mayor comparada a la rama negativa [-]. Esta respuesta de la rama positiva [+] está relacionada a la mayor ductilidad y resistencia que le otorga la presencia de barras de refuerzo con continuidad en la zona de tensión, contrario al comportamiento frágil y de menor resistencia a tensión del concreto con discontinuidad de las barras de refuerzo en la rama negativa [-]. Por lo tanto, las vigas de acoplamiento ensayadas disipan energía al ser sometidos a ciclos de carga y descarga cuando los esfuerzos de tensión se presentan en la zona con barras de refuerzo con continuidad.

En la rama positiva [+], las mantas de CFRP no afectan la resistencia, rigidez ni ductilidad. Por el contrario, en la rama negativa [-], las mantas de CFRP sí influyen en el comportamiento

debido a la falta de elementos de refuerzo en las zonas de esfuerzos de tensión. Sin embargo, el aporte de las mantas de CFRP sigue siendo menor al aporte de las barras de refuerzo con continuidad.

Los parámetros de desempeño calculados de los registros experimentales permiten cuantificar y resumir el comportamiento estructural de los especímenes. Los valores de estos parámetros para las vigas de acoplamiento ensayadas no son despreciables cuando los esfuerzos de tensión se presentan en la zona con barras de refuerzo con continuidad.

La resistencia a corte de la sección agrietada no pudo ser determinada en el ensayo monotónico, pero la fuerza de corte máxima alcanzada es superior a la fuerza lateral máxima aplicada en el ensayo cíclico, por lo que, la sección agrietada de la viga no falla de forma frágil por corte, sino que, falla de forma dúctil por flexión-compresión.

Por lo tanto, las vigas de acoplamiento con continuidad solo de la capa inferior de barras de refuerzo longitudinal estudiadas experimentalmente poseen valores de resistencia, rigidez y ductilidad que debe ser considerada en los macro-modelos de las estructuras que incluyan esta configuración de viga de acoplamiento.

5.2. Análisis numérico

La geometría, los modelos de los materiales y las condiciones de borde asumidas en el modelo numérico reproducen los patrones generales de las fisuras, es decir, se obtiene agrietamiento distribuido en la rama positiva $[+]$ y una única fisura en la rama negativa $[-]$. Por otro lado, los detalles particulares como el ancho de las fisuras, la irregularidad de la fisura en la rama negativa $[-]$ no se obtuvieron con el modelo.

La degradación de la rigidez en el modelo numérico se da a mayor velocidad en ambas ramas comparado a los resultados experimentales, sin ser esta diferencia excesiva respecto a los valores obtenidos. Por lo tanto, el modelo numérico reproduce la variación obtenida en los ensayos experimentales de la resistencia como función del incremento de desplazamiento.

La energía disipada en el modelo numérico es menor al calculado con los registros experimentales. Esta diferencia podría deberse a que en el modelo numérico el único mecanismo de disipación de energía proviene de los modelos de los materiales, mientras que, en los ensayos experimentales, además de los materiales, hay disipación de energía por fricción entre los especímenes y los elementos de fijación y aplicación de carga.

El comportamiento estructural obtenido en la simulación numérica también se cuantifica mediante los parámetros de desempeño calculados de los registros numéricos. Los valores obtenidos son inferiores a los resultados experimentales, pero esta diferencia no es significativa si se compara con la magnitud de los parámetros.

Por lo tanto, el modelo numérico propuesto en este estudio representa el comportamiento experimental global de las vigas de acoplamiento, y puede ser empleado para estimar los parámetros de desempeño de otras configuraciones de vigas de acoplamiento.

El aumento en la complejidad del modelo numérico, resultante tanto del refinamiento de la malla como de la incorporación de nuevas fuentes de no linealidad, se ve restringido por la capacidad computacional disponible. Asimismo, conforme se eleva el nivel de detalle del modelo, se hace necesario contar con un mayor conocimiento de los diversos componentes del modelo para identificar posibles condiciones de inestabilidad o divergencia durante la fase de solución iterativa.



Bibliografía

- [1] American Concrete Institute - ACI. “Building Code Requirements for Structural Concrete”. En: American Concrete Institute, 2019.
- [2] Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology - FEMA P-795. En: Federal Emergency Management Agency, 2011.
- [3] Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO. “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”. En: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2019.
- [4] Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO. “Norma E.060 Concreto Armado”. En: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009.
- [5] Jan Červenka y Vassilis K. Papanikolaou. “Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete”. En: *International Journal of Plasticity* 24.12 (2008), págs. 2192-2220. ISSN: 0749-6419. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijplas.2008.01.004>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0749641908000259>.
- [6] Applied Technology Council. “Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components - FEMA 461”. En: Federal Emergency Management Agency, 2007.
- [7] L. L. Dodd y J. I. Restrepo-Posada. “Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel”. En: *Journal of Structural Engineering* 121.3 (1995), págs. 433-445. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:3(433). eprint: <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/28ASCE290733-9445281995291213A32843329>. URL: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/28ASCE290733-9445281995291213A32843329>.
- [8] De-Cheng Feng, Gang Wu y Yong Lu. “Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading”. En: *Engineering Structures* 174 (2018), págs. 49-66. ISSN: 0141-0296. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.055>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029618315013>.

- [9] F.C. Filippou, E.P. Popov y V.V. Bertero. *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints*. Earthquake Engineering Research Center Report Series. Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1983. URL: <https://books.google.com.pe/books?id=hycIAQAIAAJ>.
- [10] Effects of Strength y Stiffness Degradation on Seismic Response - FEMA P-440A. En: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [11] International Federation for Structural Concrete - fib. “fib Model Code for Concrete Structures 2010”. En: Wilhelm Ernst & Sohn, 2010.
- [12] J. Cervenka V. Cervenka L. Jendele. “ATENA Program Documentation Theory”. En: Cervenka Consulting, 2021.

