



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS EN
ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A
SOLICITACIÓN SÍSMICA CON ARMADURA ADICIONAL
PARA PREVENIR FRACTURAS DEL REFUERZO
LONGITUDINAL

Memoria de Título presentada por

Gonzalo Antonio Reyes Cárdenas

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
René Enrique Tobar Ramos

Septiembre de 2023



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS EN ELEMENTOS DE
HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A SOLICITACIÓN SÍSMICA CON
ARMADURA ADICIONAL PARA PREVENIR FRACTURAS DEL
REFUERZO LONGITUDINAL

AUTOR:

Gonzalo Antonio Reyes Cárdenas

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera
de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

René Enrique Tobar Ramos

Ramiro Bazaez Gallardo

Matthias Breytmann Schulze

Valparaíso, Chile, Septiembre de 2023

RESUMEN

La presente memoria es parte de una serie de trabajos que investigan el comportamiento sísmico de elementos de hormigón armado con refuerzo transversal inclinado, desarrollados en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente de la UTFSM. Se presenta aquí un análisis de los resultados de estudios previos, así como de datos experimentales de elementos de hormigón armado construidos y ensayados por el autor en colaboración con Maldonado (2023). La novedad de estos elementos de hormigón armado consiste en que incorporan unas barras adicionales que buscan prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal.

Según lo observado durante los ensayos, se concluyó que la incorporación de la armadura adicional logró reducir considerablemente la curvatura asociada al pandeo del refuerzo longitudinal en la dirección perpendicular al plano, retardando el comienzo del pandeo, lo que conllevó a que la fractura de las barras ocurriera bajo una serie de desplazamientos mayores que lo observado en condiciones similares en trabajos previos.

El comportamiento histerético de las probetas con la armadura adicional fue sobresaliente en comparación con estudios previos, mostrando ciclos más anchos y estables, independientemente de los programas de carga aplicados. También es destacable que el deterioro del hormigón sea menor en los casos que las probetas incorporan la armadura adicional.

Palabras clave: Fractura de barras de acero, pandeo, estribos inclinados, cargas cíclicas, hormigón armado.

ABSTRACT

The present thesis is part of a series of studies investigating the seismic behavior of reinforced concrete elements with inclined transverse reinforcement, developed at the Seismic Engineering Laboratory of UTFSM. This paper provides an analysis of results from prior research, along with experimental data from reinforced concrete elements constructed and tested by the author in collaboration with Maldonado (2023). The novelty of these reinforced concrete elements lies in the incorporation of additional bars aimed at preventing the buckling of longitudinal reinforcement.

Based on observations during the experiments, it was concluded that the inclusion of additional reinforcement significantly reduced the curvature associated with longitudinal reinforcement buckling in the direction perpendicular to the plane. This delay in the onset of buckling led to the fracture of the bars occurring under a series of larger displacements compared to similar conditions in previous studies.

The hysteretic behavior of the specimens with additional reinforcement was outstanding compared to previous studies, displaying wider and more stable cycles, regardless of the applied load programs. It is also noteworthy that the deterioration of the concrete was lower in cases where the specimens incorporated the additional reinforcement.

Keywords: Steel bar fracture, Buckling, Inclined stirrups, Cyclic loading, Reinforced concrete.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1	Introducción.....	1
1.1	General.....	1
1.2	Objetivos.....	3
1.2.1	Objetivo General.....	3
1.2.2	Objetivos Específicos.....	3
2	Estudios previos.....	4
2.1	Antecedentes.....	4
2.1.1	Marcos de hormigón armado.....	4
2.1.2	Probetas con estribos ortogonales.....	4
2.1.3	Probetas con estribos inclinados.....	5
2.2	Parámetros influyentes en el comportamiento de los elementos.....	6
2.2.1	Efectos del espaciamiento entre estribos.....	6
2.2.2	Efecto de las características del acero utilizado.....	7
2.2.3	Efectos de las amarras y soldaduras.....	8
2.2.4	Efecto de la longitud de anclaje.....	9
2.2.5	Resistencia de las barras al pandeo.....	10
3	Marco teórico.....	12
3.1	General.....	12
3.2	Desplazamiento de fluencia.....	12
3.3	Desplazamiento último.....	12
3.4	Energía disipada.....	13
3.5	Deriva.....	13
3.6	Niveles de desempeño.....	14
4	Diseño de las probetas.....	15
4.1	Descripción del problema estructural.....	15
4.2	Propuesta de solución.....	18
4.3	Diseño de las probetas.....	19
4.3.1	Especificaciones geométricas de las probetas.....	19
4.3.2	Especificaciones de armaduras de refuerzo.....	19
4.3.3	Detallamiento de la probeta.....	20
4.3.4	Resistencias.....	21
4.3.4.1	Resistencia característica del hormigón.....	21
4.3.4.2	Resistencia del acero.....	21
4.4	Montaje de probetas.....	22
4.5	Instrumentación de probetas.....	23

4.6	Programa de carga	24
5	Resultados experimentales	25
5.1	General	25
5.2	Resultados probeta GJ1.....	25
5.2.1	Comentarios probeta GJ1.....	26
5.3	Resultados probetas GJ2	26
5.3.1	Comentarios probeta GJ2.....	27
5.4	Resultados probeta GJ3.....	27
5.4.1	Comentarios probeta GJ3.....	28
5.5	Resultados probeta GJ4.....	28
5.5.1	Comentarios probeta GJ4.....	29
5.6	Ocurrencia de la torsión	29
6	Análisis de resultados	31
6.1	General	31
6.2	Evaluación de la armadura adicional.....	31
6.3	Análisis del desempeño de la armadura adicional	32
6.3.1	Amplitud de 25 [mm]	32
6.3.2	Amplitud de 30 [mm]	34
6.3.3	Amplitud de 35 [mm]	36
6.3.4	Amplitud adicional.....	38
6.3.5	Comentarios análisis del desempeño.....	38
6.4	Efecto del programa de carga	39
6.4.1	Comparación con estudios previos	39
6.4.2	Comparación entre probetas con la armadura adicional.....	40
6.4.3	Comentarios del programa de carga.....	41
6.5	Evaluación del daño por niveles de desempeño.....	42
6.5.1	Comentarios del nivel de desempeño.....	43
6.6	Ocurrencia de la fractura del refuerzo longitudinal.....	44
7	Conclusiones y recomendaciones.....	45
7.1	Conclusiones.....	45
7.2	Recomendaciones	46
	Referencias	47

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Descripción de los niveles de desempeño.....	14
Tabla 2: Características del refuerzo en Columnas	19
Tabla 3: Características del refuerzo en Vigas	19
Tabla 4. Resistencia Cilíndrica a Compresión de Probetas	21
Tabla 5. Propiedades de probetas.....	32
Tabla 6. Propiedades de las probetas	39
Tabla 7. Propiedades de las probetas	42
Tabla 8. Puntos de fluencia	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zona de interés en un marco de hormigón armado.....	1
Figura 2. Segundo ciclo con amplitud de 33 [mm] observado en la probeta CP4 (Pino 2017)	1
Figura 3. Esquema de probeta con armadura adicional: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta	2
Figura 4. Quinto ciclo de amplitud de 30 [mm] de probeta V26 (M. Vergara 2014)	4
Figura 5. Curva de histéresis probeta V26	4
Figura 6. Quinto ciclo de amplitud 30 [mm] de probeta VC6 (Silva B. 2014).....	5
Figura 7. Curvas de Histéresis Probeta VC6	5
Figura 8. Secuencia de agrietamiento (Silva B. 2014)	5
Figura 9. Curva de histéresis de probetas (Pino 2017).....	6
Figura 10. Daño en probetas posterior al ensayo (Pino 2017).....	6
Figura 11. Curvas de los ensayos a tracción (Basualdo 2019).....	7
Figura 12. Curvas de histéresis de las probetas (Basualdo 2019 y Figueroa 2019).....	7
Figura 13. Tipos de estribos.....	8
Figura 14. Proceso de precalentado de la probeta P4 (Figueroa 2019).....	8
Figura 15. Curva de fuerza - deformación probeta P4 (Figueroa 2019).....	8
Figura 16. Curva de histéresis: (a) Probeta 3; (b) Probeta 7(Moreno 2012)	9
Figura 17. Curva de histéresis de las probetas: (a) BS4 I-70; (b) BS5 I-100 (Silva P. 2022)	10
Figura 18. Daño en la probeta G.F.2 durante los ciclos de 25 [mm] de amplitud (Figueroa 2019)	10
Figura 19. Curva de histéresis a barra AZA con L/D = 14 (Rojas S.A. 2022).....	10
Figura 20. Deformación unitaria crítica de las barras de acero según ensayo BBT (a) Acero AZA; (b) Acero CAP Rojas S.A. (2022)	11
Figura 21. Vida a la fatiga del acero: (a) Acero AZA; (b) Acero CAP	11
Figura 22. Desplazamiento de fluencia criterio C (Park 1989)	12
Figura 23. Deformación última: (a) Criterio C; (b) Criterio D (Park 1989)	12
Figura 24. Tipos de energía en Curva Fuerza – Deformación (Riddell e Hidalgo 2004)	13
Figura 25. Ciclo considerado para integración numérica (Lobera 2016)	13
Figura 26. Deformada de viga de corte en voladizo.....	13
Figura 27. Niveles de desempeño para marcos	14
Figura 28. Tipo de pandeo N°1: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta	15
Figura 29. Tipo de pandeo N°2: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta	16
Figura 30. Tipo de pandeo N°3: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta	16
Figura 31. Tipo de pandeo N°4: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta	17
Figura 32. Tipo de pandeo N°5: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta	17
Figura 33. Enrejado de puente (a) Estado original; (b) Estado deformado.....	18
Figura 34. Esquema de probeta con trabas: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta.....	18
Figura 35. Dimensiones de la probeta, con medidas en centímetros.....	19
Figura 36. Planos de detalle: (a) Elevación de probeta tipo; (b) Sección transversal de la columna; (c) Sección transversal de la viga.....	20
Figura 37. Plano de planta Probeta tipo.....	21
Figura 38. Detalle de traba que conforma la armadura adicional	21
Figura 39. Esquema de montaje de probeta	22
Figura 40. Diagrama unilineal del sistema de ensayo.	23
Figura 41. Programa de carga N°1.....	24
Figura 42. Programa de carga N°2.....	24
Figura 43. Programa de carga N°3.....	24
Figura 44. Curva de fuerza – desplazamiento probeta GJ1.....	25
Figura 45. Curva envolvente probeta GJ1	25
Figura 46. Curva de fuerza - desplazamiento probeta GJ2	26

Figura 47. Curva envolvente probeta GJ2	26
Figura 48. Curva de fuerza – desplazamiento probeta GJ3.....	27
Figura 49. Curva envolvente probeta GJ3	27
Figura 50. Curva de fuerza - desplazamiento probeta GJ4	28
Figura 51. Curva envolvente de la probeta GJ4	28
Figura 52. Torsión de probeta GJ1 - Quinto ciclo de amplitud de 35 [mm].....	29
Figura 53. Esquema de ejes no alineados en probeta previo al ensayo	30
Figura 54. Curvas envolventes de los primeros peaks	30
Figura 55. Pandeo del refuerzo longitudinal posterior a ensayo de probetas.....	31
Figura 56. Ciclo N°44 con una de amplitud 35 [mm] de la probeta GJ4	31
Figura 57. Curvas de fuerza - desplazamiento con ciclos de amplitud de 25 [mm].....	32
Figura 58. Energía disipada de probetas durante ciclos de amplitud 25 [mm]	33
Figura 59. Probeta MVS2 - Décimo ciclo de amplitud 25 [mm] (Matson 2018)	33
Figura 60. Probeta P4 - Quinto ciclo de amplitud 25 [mm] (Figuroa 2019)	33
Figura 61. Probeta GJ2 - Décimo ciclo de amplitud 25 [mm].....	33
Figura 62. Curvas de fuerza - desplazamiento con ciclos de amplitud de 30 [mm].....	34
Figura 63. Energía disipada de probetas durante ciclos de amplitud 30 [mm]	34
Figura 64. Probeta P4 - Quinto ciclo de amplitud 30 [mm] (Figuroa 2019)	35
Figura 65. Probeta GJ2 - Quinto ciclo de amplitud 30 [mm].....	35
Figura 66. Curvas de fuerza - desplazamiento con ciclos de amplitud de 35 [mm] de probetas	36
Figura 67. Energía disipada de probetas durante ciclos de amplitud 35 [mm]	37
Figura 68. Probeta MVS2 - Tercer ciclo de amplitud 35 [mm] (Matson 2018)	37
Figura 69. Probeta P4 - Segundo ciclo de amplitud 35 [mm] (Figuroa 2019)	37
Figura 70. Probeta GJ2 - Quinto ciclo de amplitud 35 [mm].....	37
Figura 71. Curvas de fuerza - desplazamiento de probetas	38
Figura 72. Probeta GJ2 - Quinto ciclo adicional de amplitud 35 [mm].....	38
Figura 73. Curvas de fuerza - desplazamiento de probetas	39
Figura 74. Deterioro de probetas por amplitudes y ciclos	40
Figura 75. Curvas envolventes de probeta GJ1	40
Figura 76. Curvas envolventes de probeta GJ2	40
Figura 77. Curvas envolventes de probeta GJ3	41
Figura 78. Curvas envolventes de probeta GJ4	41
Figura 79. Energía disipada de las probetas durante el ensayo	42
Figura 80. Niveles de desempeño de la probeta BS3 (Silva P. 2022)	42
Figura 81. Niveles de desempeño de la probeta GJ2	43
Figura 82. Rotura del refuerzo longitudinal en probetas	44
Figura 83. Ensayo a tracción directa de barra CAP de 8 [mm] de diámetro	49
Figura 84. Curvas esfuerzo v/s deformación para las barras longitudinales CAP A630-420H (Maldonado 2023).....	49
Figura 85. Curva de fuerza - elongación del acero inoxidable AISI 304	49
Figura 86. Análisis forense de probeta GJ1	50
Figura 87. Análisis forense de probeta GJ2	50
Figura 88. Análisis forense de probeta GJ3	51
Figura 89. Análisis forense de probeta GJ4	51

1 Introducción

1.1 General

Desde el año 2014, se han estado realizando ensayos sísmicos en elementos de hormigón armado a escala próxima al tamaño real, 1:3 o 1:4, en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente de la UTFSM. Los elementos de prueba consisten en un segmento de columna unido a un tramo de viga perteneciente a un marco rígido sismorresistente (ver Figura 1), los que son sometidos a solicitaciones cíclicas alternadas representando la acción sísmica. La novedad consiste aquí en la armadura transversal de las vigas, donde los estribos no están dispuestos en forma ortogonal tradicional, sino que se encuentran inclinados en 45 y 135 grados. Durante los ensayos, las vigas con estribos inclinados han mostrado significativamente un mejor comportamiento en términos de una mayor ductilidad, menor deterioro del hormigón y baja degradación de la resistencia frente a cargas cíclicas en comparación con las vigas con refuerzo transversal ortogonal. Sin embargo, en estudios previos se ha observado una frecuente fractura de las barras longitudinales de las vigas con esta disposición de estribos inclinados (Silva B. 2014, Pino 2017, Matson 2018, Basualdo 2019, Figueroa 2019, Silva P. 2022). Esta fractura se ha asociado a las grandes deformaciones resultantes del pandeo de las barras, que ocurre habitualmente en estos ensayos, tal como se observa en la Figura 2.



Figura 1. Zona de interés en un marco de hormigón armado



Figura 2. Segundo ciclo con amplitud de 33 [mm] observado en la probeta CP4 (Pino 2017)

Con el propósito de prevenir estas fracturas, se confeccionó un conjunto de probetas que poseen una armadura adicional diseñada por Maldonado (2023), quien desarrolló su memoria de título asociada a la presente. Como los estribos restringen el pandeo de las barras longitudinales en la dirección del plano del elemento, la armadura adicional tiene el propósito de restringir el pandeo de las barras en la dirección perpendicular a dicho plano. Esta consiste en cuatro barras de acero de 2 milímetros de diámetro en forma de trabas con ganchos de 180 grados en ambos extremos, ubicadas en el plano superior e inferior de la viga de manera cruzada (ver Figura 3). El proceso de diseño de la armadura y la elaboración de las probetas está detallado por el memorista asociado (Maldonado 2023).

En el presente trabajo se analizan los resultados de los ensayos de los elementos de prueba con la armadura adicional, comparándolos con los obtenidos previamente sin este refuerzo, por Figueroa (2019), Matson (2018) y Silva P. (2022).

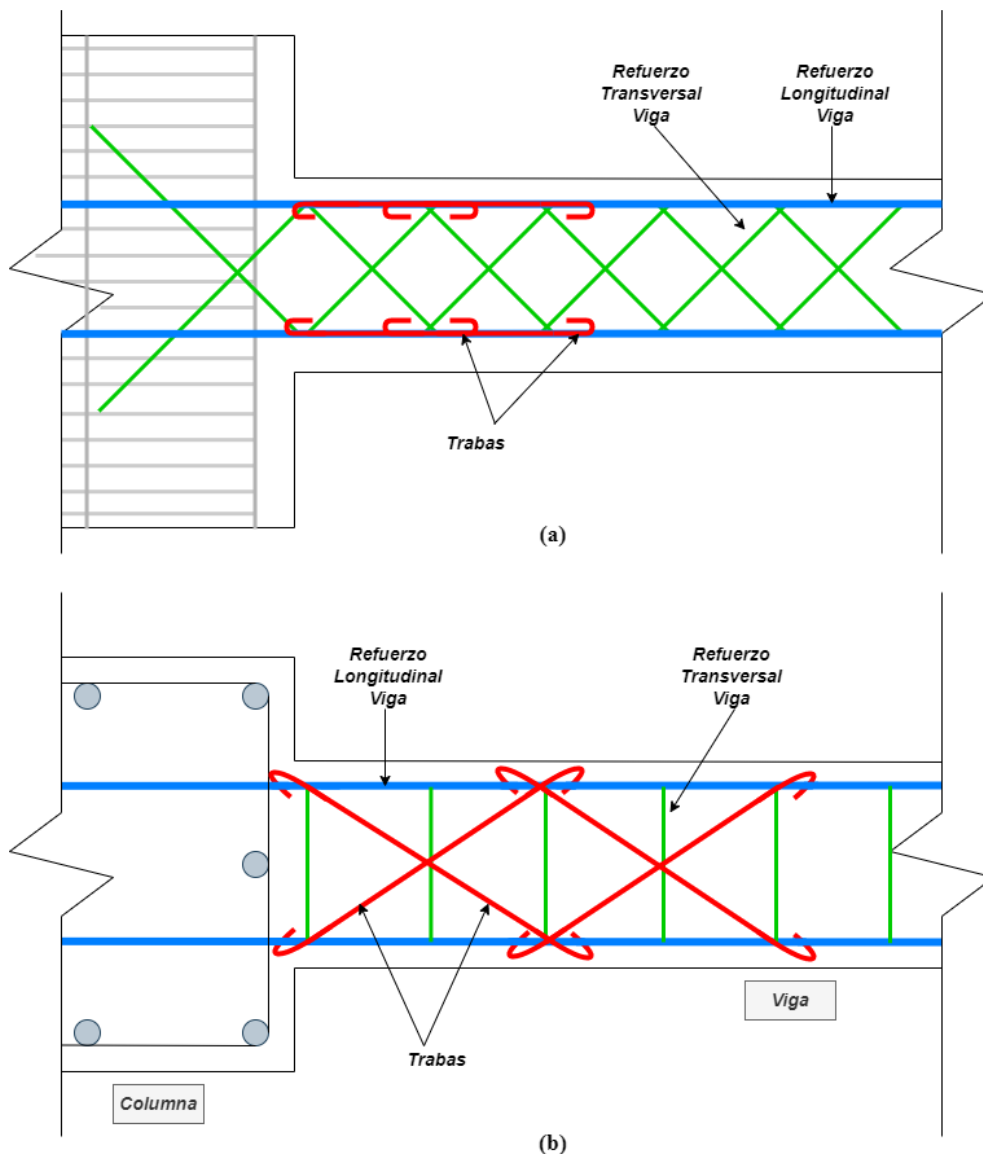


Figura 3. Esquema de probeta con armadura adicional: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Analizar el efecto de una armadura adicional que busca evitar la fractura de las barras del refuerzo longitudinal, en zonas de rótulas plásticas de marcos de hormigón armado con estribos inclinados en 45°, observada en ensayos realizados en la UTFSM, con el fin de comparar los resultados obtenidos con los datos de numerosos ensayos realizados en los últimos años en esta línea de investigación.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Construir y ensayar, en conjunto con el memorista asociado (Maldonado 2023), a lo menos cuatro especímenes consistentes en un segmento de columna unido a un tramo de viga, que implementen la armadura adicional para prevenir la fractura del refuerzo longitudinal.
- Evaluar el efecto del sistema de armadura especial, a través de un análisis de las curvas de comportamiento, una observación directa de los especímenes y un estudio de filme fotográfico.
- Realizar una comparación de los resultados de los especímenes que contienen la armadura especial con los previamente ensayados que no poseen ésta, por medio de diversos indicadores.

2 Estudios previos

2.1 Antecedentes

En el presente apartado, se explica brevemente los antecedentes que permiten comprender el motivo de la presente memoria de título.

2.1.1 Marcos de hormigón armado

Desde la llegada de la mesa de simulación de terremotos a la UTFSM, se han realizado investigaciones de marcos de hormigón armado a escala 1:10, sometidas a solicitaciones sísmicas, con el objetivo de estudiar algún aspecto particular en el comportamiento de los elementos de hormigón armado. Los marcos estudiados se diseñaron con las disposiciones del ACI 318, utilizando materiales especiales para su construcción, teniendo en cuenta los efectos de la escala, como detalla Cabrejos (1991).

Los resultados revelaron un patrón de daño caracterizado por un vaciamiento excesivo del hormigón en la viga, concentrado en la zona próxima al nudo. A veces se observó también un deslizamiento de la armadura en nudos, lo que generó una degradación de la rigidez lateral de la estructura (Córdova 2011, Pereira 2011), donde ambos efectos son inesperados.

2.1.2 Probetas con estribos ortogonales

Se realizó un aumento en el tamaño del modelo de estudio, confeccionando modelos a escala cercanos al tamaño real, 1:3 o 1:4, con el objetivo de descartar la posibilidad de que problemas de modelación a escala fueran el motivo de la concentración de daños. Así, el modelo se enfocó en reproducir solo la zona de interés de los marcos de hormigón armado (ver Figura 1).

Los resultados revelaron nuevamente el temprano desprendimiento del hormigón en la zona de rótula plástica, lo que resulta en una clara pérdida de rigidez y resistencia para bajos niveles de deformación, con una gran concentración de daños, como se ve en la Figura 4. Como generalmente ocurre en las vigas con estribos ortogonales, se apreció un efecto “pinching” significativo en las curvas de histéresis (ver Figura 5).

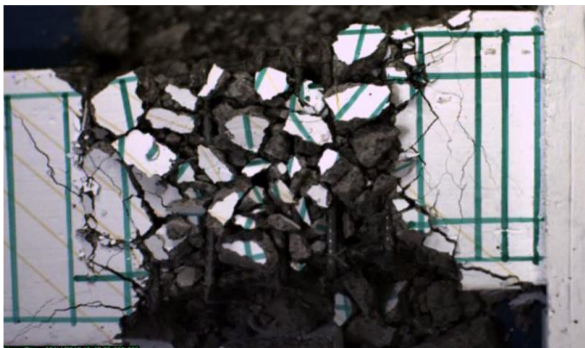


Figura 4. Quinto ciclo de amplitud de 30 [mm] de probeta V26 (M. Vergara 2014)

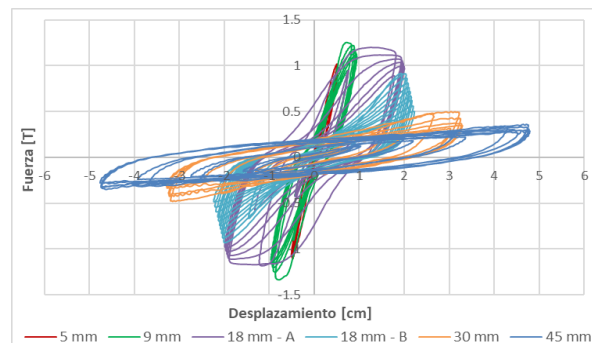


Figura 5. Curva de histéresis probeta V26 (M. Vergara 2014)

2.1.3 Probetas con estribos inclinados

Con el objetivo de disminuir el temprano vaciamiento y deterioro del hormigón que experimentan las probetas con refuerzo transversal ortogonal, y basándose en la idea en un estudio publicado por Sittipunt y Wood (1995), Silva B. (2014) ensayó seis elementos de hormigón armado con estribos inclinados en 45 y 135 grados a escala 1:3 o 1:4, como la expuesta en la Figura 1. Las curvas de histéresis obtenidas de los ensayos mostraron una diferencia notable entre las vigas con estribos convencionales y las vigas con estribos inclinados. Estas últimas tuvieron un comportamiento más estable con menor degradación de resistencia, mayor disipación de energía, y casi la ausencia del efecto “pinching”, al comparar la Figura 5 con la Figura 7.

Según indican Pino (2017) y Silva B. (2014), las probetas durante los primeros ciclos de carga presentan un agrietamiento por flexión de la viga (ver Figura 8.a). Seguido de una inclinación de las grietas por los esfuerzos de corte, los cuales fragmentan el hormigón en pequeños pedazos. En el caso de los estribos ortogonales, los fragmentos logran escapar fácilmente generando una pérdida de integridad del hormigón, sin embargo, cuando los estribos están inclinados, la red de grietas se genera entre los estribos, logrando atrapar estos fragmentos (ver Figura 8.b), retardando el vaciamiento del hormigón y manteniendo su resistencia.

En la mayoría de las probetas, al aplicar desplazamientos de 30 milímetros, se produjo la rotura del refuerzo longitudinal, lo que representa una falla frágil en la estructura. Este resultado es menos deseable que el comportamiento final de probetas con estribos ortogonales.



Figura 6. Quinto ciclo de amplitud 30 [mm] de probeta VC6 (Silva B. 2014)

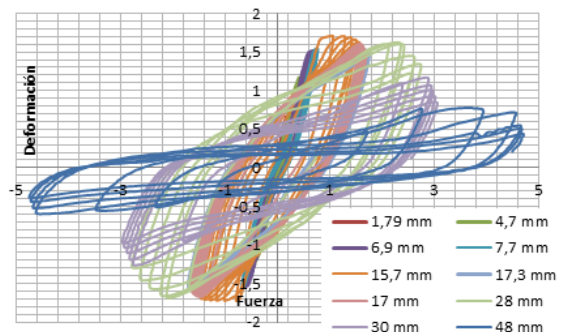
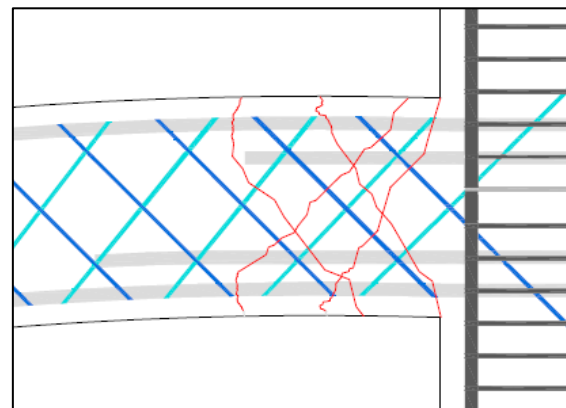
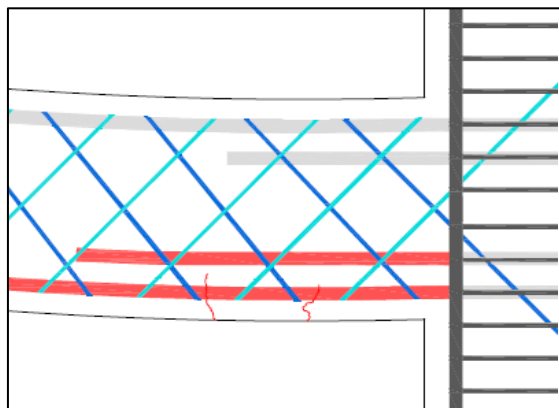


Figura 7. Curvas de Histéresis Probeta VC6 (Silva B. 2014)



a) Grietas por esfuerzos de flexión

b) Grietas por esfuerzos de corte

Figura 8. Secuencia de agrietamiento (Silva B. 2014)

2.2 Parámetros influyentes en el comportamiento de los elementos

En esta sección, se explica como inciden ciertos parámetros en el comportamiento global del elemento de prueba.

2.2.1 Efectos del espaciamiento entre estribos

Pino (2017) analizó el efecto de aplicar diferentes separaciones entre estribos inclinados, específicamente a 5 centímetros (CP3) y a 10 centímetros (CP4).

Los datos mostraron que, para desplazamientos en el extremo de la viga menores a 8 milímetros, las dos probetas tenían un comportamiento similar. Sin embargo, en los ciclos siguientes, la probeta que tenía mayor espaciamiento mostró mayor pérdida de resistencia y deterioro del hormigón que la probeta con un menor espaciamiento entre estribos (ver Figura 9).

Como era de esperar, al tener un mayor espaciamiento entre estribos produce mayores curvaturas por pandeo en el refuerzo longitudinal del elemento de hormigón (ver Figura 10). No obstante, el espaciamiento no tiene gran efecto en la rotura del refuerzo longitudinal, puesto que ambos elementos (CP3 y CP4) sufren el corte de las barras bajo ciclos con una amplitud de 33 milímetros.

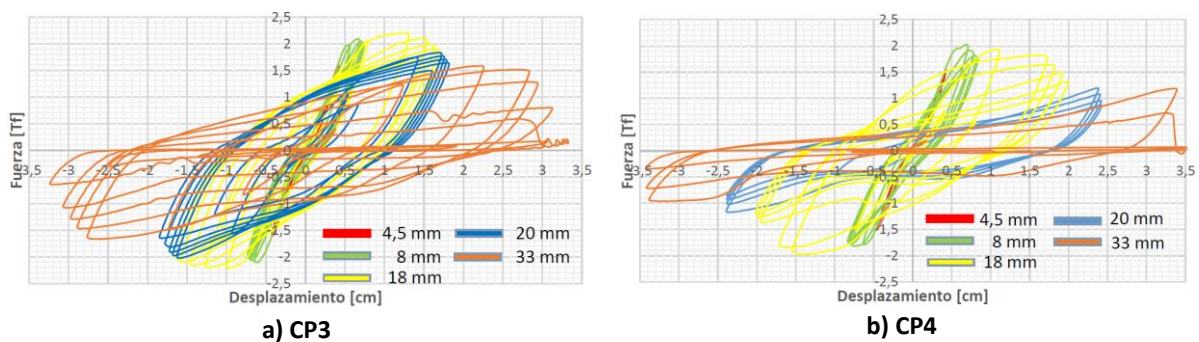


Figura 9. Curva de histéresis de probetas (Pino 2017)



Figura 10. Daño en probetas posterior al ensayo (Pino 2017)

2.2.2 Efecto de las características del acero utilizado

En estudios previos se ha empleado como refuerzo transversal barras de acero de calidad AT56-50H, para representar a escala (1:3) el comportamiento de las barras de acero A630-420H. En el estudio de Basualdo (2019) y Figueroa (2019), se utilizaron estribos de acero inoxidable AISI 304 con un diámetro de 3 milímetros, con el objetivo de facilitar la construcción de los elementos de prueba.

A partir de los resultados de los ensayos de Basualdo (2019) y Figueroa (2019), se observó que no hay gran diferencia en el comportamiento histerético de las probetas con acero AT56-50H (G.F.1 y G.F.2) y las que utilizaron acero inoxidable (E.B.1 y C.B.1), tal como se muestra en la Figura 12. Esto se explica debido a que las barras de acero presentan la misma fuerza de fluencia, y fluyen muy poco, como indican los autores.

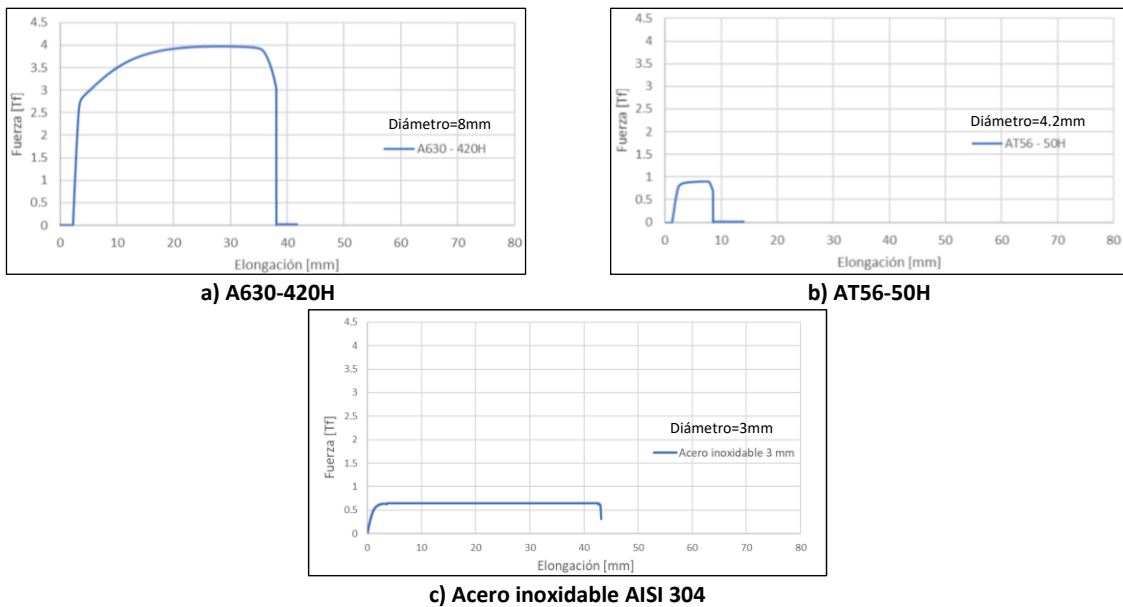


Figura 11. Curvas de los ensayos a tracción (Basualdo 2019)

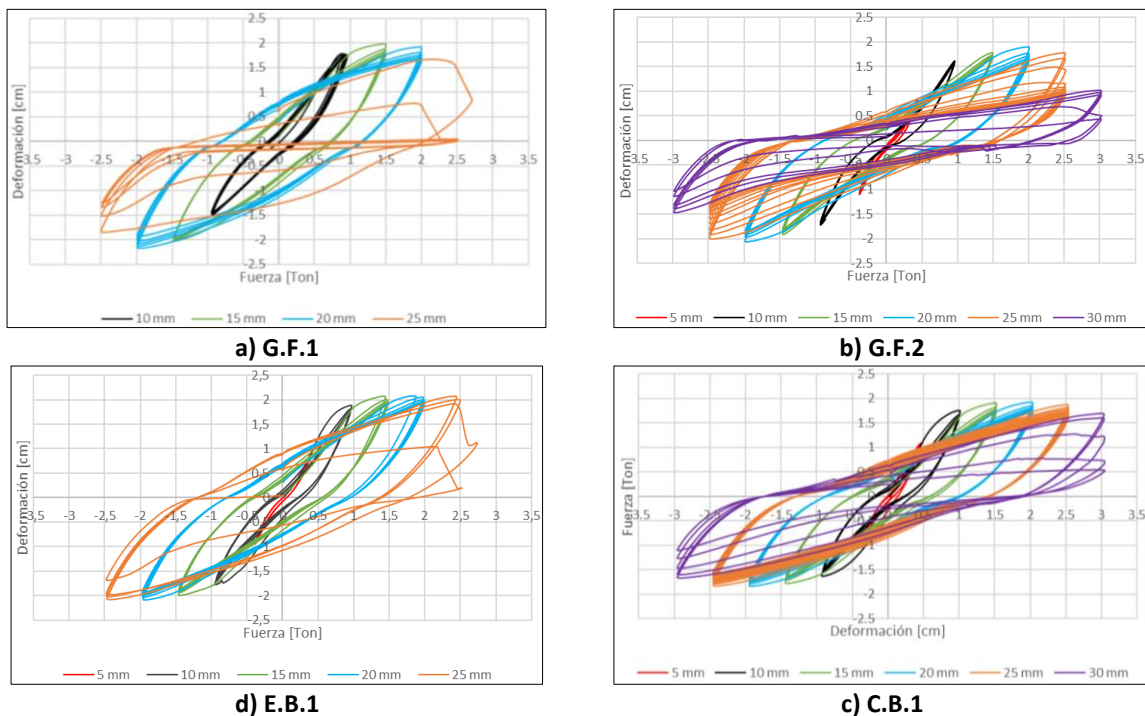


Figura 12. Curvas de histéresis de las probetas (Basualdo 2019 y Figueroa 2019)

2.2.3 Efectos de las amarras y soldaduras

En 2019, Basualdo y Figueroa ensayaron nueve elementos de prueba, que presentaban diversas configuraciones de refuerzo transversal. Analizaron estribos con gancho sísmico y estribos con un traslazo soldado, donde este último tenía como objetivo facilitar la construcción de los elementos. También, compararon el efecto de la fijación entre refuerzo longitudinal y transversal, utilizando tres distintos tipos, amarre tradicional de alambre, soldadura sin tratamiento previo, y soldadura con precalentamiento térmico.

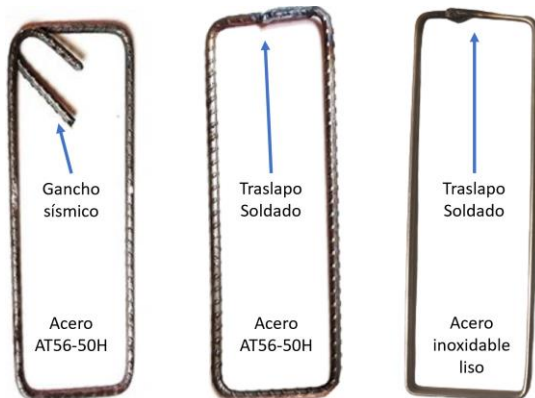


Figura 13. Tipos de estribos



Figura 14. Proceso de precalentado de la probeta P4 (Figueroa 2019)

En base a las curvas de histéresis, no se observó una diferencia significativa en el comportamiento de las probetas que emplean un gancho sísmico (G.F.1 y G.F.2) en comparación con las que usan traslazo soldado (E.B.1, E.B.2 y C.B.1), tal como se muestra en la Figura 12.

Se apreció que las barras se fracturan dependiendo el tipo amarre entre el refuerzo transversal y longitudinal. Las vigas con amarre tradicional alcanzaron ciclos de 30 milímetros de amplitud sin experimentar el corte del refuerzo longitudinal (C.B.1). Por otra parte, las vigas con estribos soldados al refuerzo longitudinal observaron la rotura de las barras durante ciclos de 25 milímetros de amplitud (G.F.1, G.F.2 y E.B.1). Esto se debe a que la temperatura alcanzada en el punto de soldadura debilita el refuerzo longitudinal.

Si bien la probeta con el refuerzo soldado con precalentamiento (P4) fue la única que alcanzó ciclos de 35 milímetros de amplitud sin experimentar el corte de las barras, este elemento de prueba al parecer estaba cerca de esta falla, debido a que no terminó el programa de carga debido a una excesiva torsión y mostró una gran degradación de resistencia en sus últimos ciclos, como es común antes de la rotura del refuerzo.

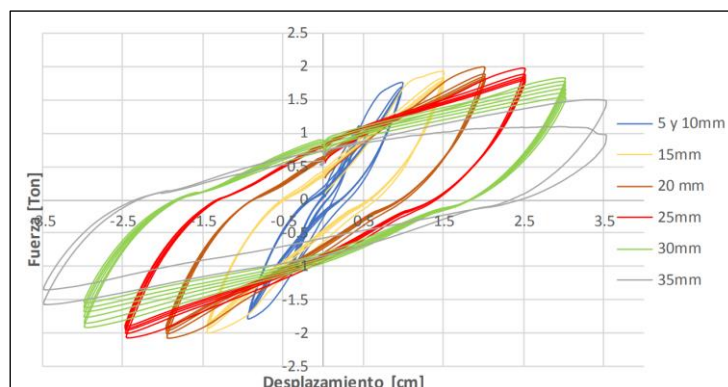


Figura 15. Curva de fuerza - deformación probeta P4 (Figueroa 2019)

2.2.4 Efecto de la longitud de anclaje

Moreno (2012) y Silva P. (2022) analizaron el efecto de la longitud del anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas, en probetas a escala 1:3 o 1:4. Moreno (2012) se enfocó en el tipo de anclaje (recto o gancho) y su dimensionamiento, con el objetivo de estudiar la concentración de daño obtenida en los marcos de hormigón armado a escala reducida (1:10). Silva P. (2022) buscó evitar la fractura del refuerzo longitudinal obtenida por autores anteriores, mediante una reducción del 30 por ciento de la longitud de anclaje recomendada por la ACI 318 para el refuerzo longitudinal de las vigas con estribos ortogonales e inclinados.

Moreno (2012) observó que la concentración de daños no era un problema de la escala, puesto que obtuvo una mayor concentración en las probetas que en los marcos. Como era de esperar, los resultados mostraron que el anclaje recto (probeta 1 y 3) mostró un desempeño inferior en comparación al anclaje tipo gancho (probeta 6 y 7), debido que presenta una temprana reducción de resistencia, un mayor efecto “pinching” y una menor capacidad de disipación de energía durante los ciclos.

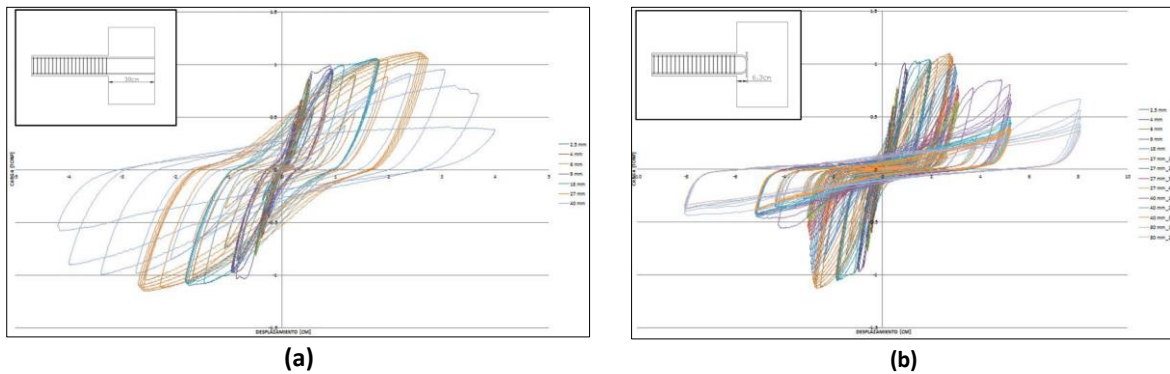


Figura 16. Curva de histéresis: (a) Probeta 3; (b) Probeta 7(Moreno 2012)

Según el estudio de Silva P. (2022), no se observó una diferencia significativa en el comportamiento al aplicar una reducción del 30 por ciento de la longitud de anclaje (B.S.4), en comparación cuando se aplica la longitud recomendada por la ACI 318 (B.S.5), como se observa en la Figura 17.

A través del sistema de cámara, Silva P. (2022) presenta mediciones de casos en que las probetas con estribos ortogonales muestran un deslizamiento significativamente mayor del refuerzo longitudinal que en las probetas con estribos inclinados. Lo que permite concluir al autor que este menor deslizamiento de las barras en el caso de las probetas con estribos inclinados es otro motivo de la fractura de este refuerzo. Basualdo (2019) y Figueroa (2019) llegan a la misma conclusión en base a lo experimentado por la probeta G.F.2. Esta probeta tuvo una pérdida de anclaje completa, la cual logró dañar la parte exterior de la columna (ver Figura 18), donde el daño comenzó desde ciclos de 25 milímetros de amplitud. Esta pérdida de anclaje tuvo un efecto en su respuesta histerética, mostrando una gran degradación durante los ciclos de la amplitud mencionada (ver Figura 12.b). Se deduce que la pérdida de anclaje contribuyó a que la probeta postergara la fractura del refuerzo longitudinal hasta una serie de ciclos superior que su probeta gemela G.F.1 (ver Figura 12.a).

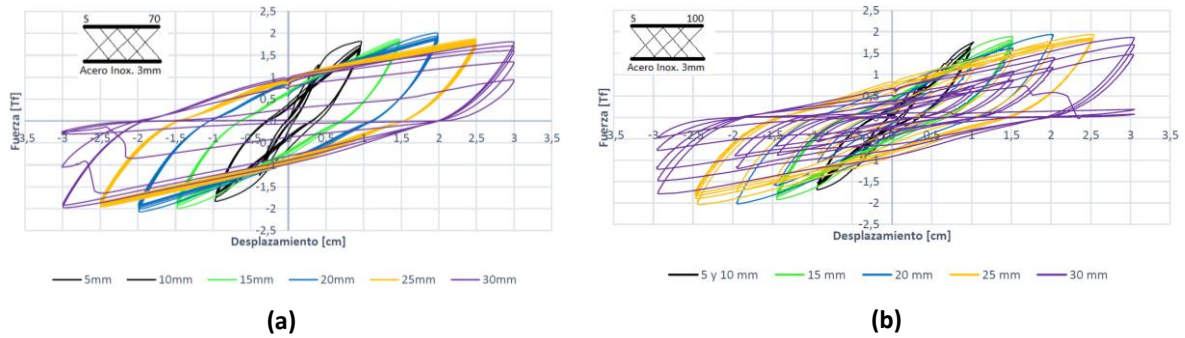
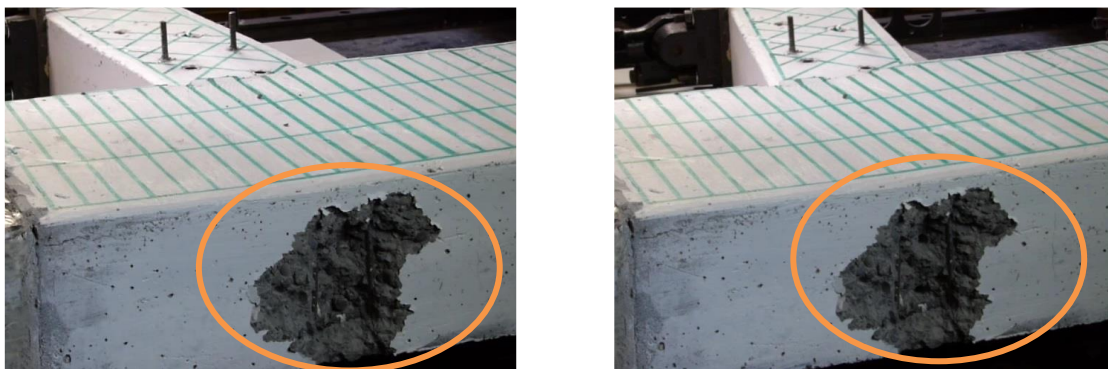


Figura 17. Curva de histéresis de las probetas: (a) BS4 I-70; (b) BS5 I-100 (Silva P. 2022)



a) Máximo desplazamiento negativo b) Máximo desplazamiento positivo

Figura 18. Daño en la probeta G.F.2 durante los ciclos de 25 [mm] de amplitud (Figueroa 2019)

2.2.5 Resistencia de las barras al pandeo

En 2022, Rojas S.A. realizó un estudio sobre las barras de refuerzo longitudinal de 8 milímetros de diámetro, utilizadas en los elementos de hormigón armado (ver Figura 1). El objetivo era comprender el motivo de la rotura de estas barras, cuando existe la presencia de estribos inclinados, mediante el estudio de la fatiga de bajo ciclaje y la deformación unitaria crítica con libre pandeo. Además, evaluó el efecto de propiedades mecánicas, como la calidad del acero (A630-420H y AT56-50H).

Rojas S.A. (2022) al comparar sus resultados con los de Rojas. S. S (2022), que llevó a cabo una investigación paralela utilizando un encamisado de acero a las barras de refuerzo para restringir el pandeo se observó, como era de esperar, la gran incidencia de la razón esbeltez de la barra (L/D) en las curvas de histéresis. En el caso de barras cortas (L/D igual a 4) los ciclos son estables y simétricos independiente de la restricción del pandeo, mientras que para las barras medianas o largas (L/D de 9 o 14 respectivamente), las curvas varían significativamente, como se muestra en la Figura 19.

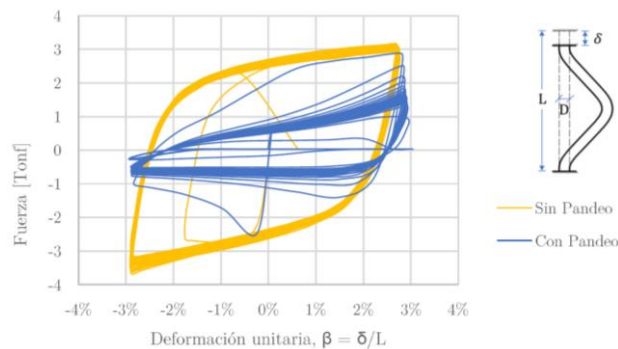


Figura 19. Curva de histéresis a barra AZA con $L/D = 14$ (Rojas S.A. 2022)

Rojas S.A. (2022) concluyó que la causa de la fractura del refuerzo longitudinal se debe una excesiva deformación unitaria de las barras, superando un umbral conocido como deformación unitaria crítica por flexión, definida en el estudio realizado por Barclay y Kowalsky (2019). Esta deformación unitaria crítica varía según el fabricante de acero. En el caso de las barras de 8 milímetros de las marcas AZA y CAP, se observó una cercanía en los valores del umbral, siendo estos 0.25 y 0.24 respectivamente. Cabe mencionar que el acero AZA presenta un comportamiento más dúctil que el acero CAP, como se observa en la Figura 20.

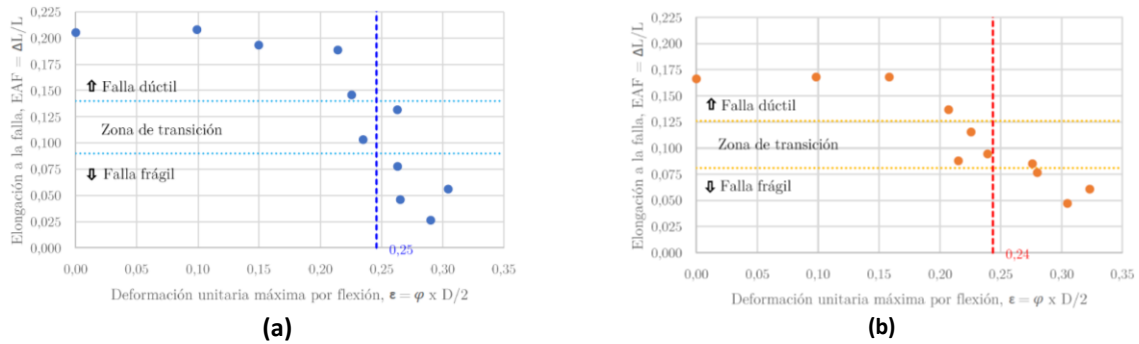


Figura 20. Deformación unitaria crítica de las barras de acero según ensayo BBT (a) Acero AZA; (b) Acero CAP Rojas S.A. (2022)

Como era de esperar, a partir del estudio de fatiga de bajo ciclaje, se observó que el número de ciclos necesarios para alcanzar la falla disminuye a medida que aumenta la deformación unitaria aplicada. También se observó que este número de ciclos se reduce aún más cuando se tiene un mayor factor de esbeltez en la barra (L/D), sin embargo, este factor pierde relevancia a deformaciones mayores al 5% (Rojas S.A. 2022).

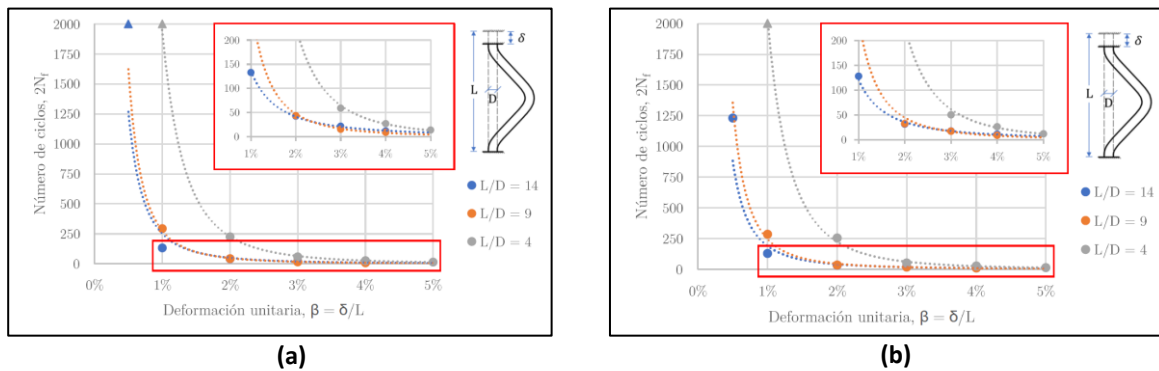


Figura 21. Vida a la fatiga del acero: (a) Acero AZA; (b) Acero CAP

3 Marco teórico

3.1 General

En este capítulo se definen los parámetros que caracterizan la respuesta experimental, que permitirán concluir y comparar el comportamiento de distintas probetas que se analizarán en otros capítulos.

3.2 Desplazamiento de fluencia

El desplazamiento de fluencia de los elementos de hormigón armado se define como el valor máximo al que el material puede llegar sin tener un desplazamiento plástico o residual.

Para estimar este parámetro, se consideró el cuarto criterio que propone Park (1989), teniendo en cuenta los buenos resultados que con este obtuvieron Levi (2014) y Lobera (2016).

- El desplazamiento de fluencia (Δ_y) corresponde al punto de intersección entre la recta horizontal al nivel de la resistencia máxima (H_u), y la recta que tiene como pendiente la rigidez elástica reducida. Esta rigidez elástica reducida se calcula entre el origen y el punto de la curva envolvente de la respuesta histerética al nivel del 75 por ciento de la resistencia máxima (H_e).

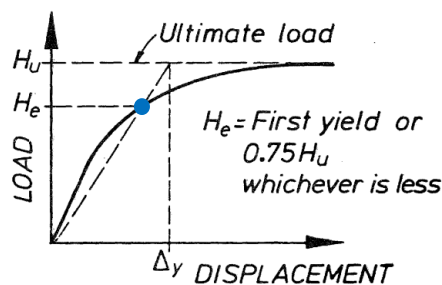


Figura 22. Desplazamiento de fluencia criterio C (Park 1989)

3.3 Desplazamiento último

Análogamente, se estima el desplazamiento último de acuerdo con lo expuesto por Park (1989), el cual establece que es el desplazamiento del material (Δ_u) cuando se alcanza una reducción de la resistencia del 20 por ciento luego lograr la máxima (H_{max}), o cuando la probeta sufre algún tipo de fractura en el refuerzo.

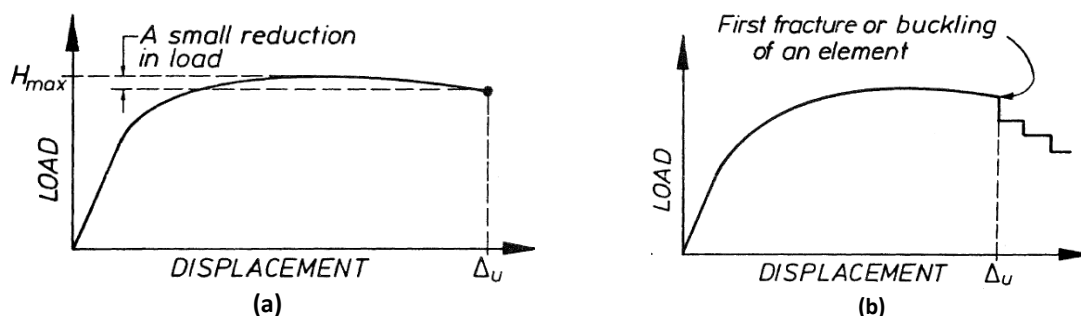


Figura 23. Deformación última: (a) Criterio C; (b) Criterio D (Park 1989)

3.4 Energía disipada

Cuando un sistema estructural se somete a cargas cíclicas y se encuentra en el rango plástico, existen tres tipos de energías relacionadas, como se aprecia en Figura 24 (Riddell e Hidalgo 2004). En específico, la energía disipada se refiere a la cantidad de energía que se pierde en forma de calor y deformación durante la aplicación de excitaciones sísmicas. Para cuantificarla, se calculará como el área bajo la curva de histéresis para cada ciclo cerrado, mediante integración numérica en el software Matlab.

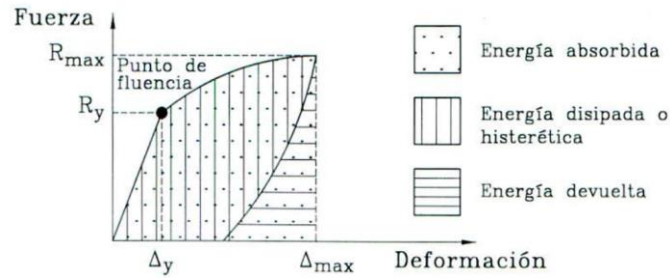


Figura 24. Tipos de energía en Curva Fuerza – Deformación (Riddell e Hidalgo 2004)

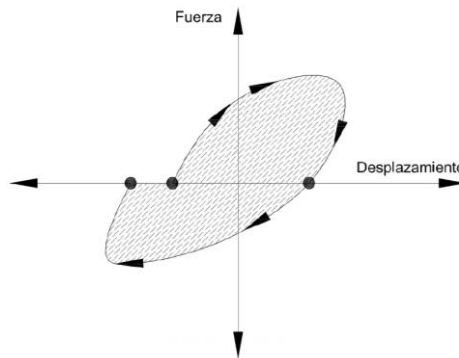


Figura 25. Ciclo considerado para integración numérica (Lobera 2016)

3.5 Deriva

La deriva es un parámetro adimensional que relaciona el desplazamiento vertical medido en la parte más lejana al apoyo y la luz de la viga. Este valor estima según la Ecuación (1).

$$Deriva = \frac{\delta}{L} [\%] \tag{1}$$

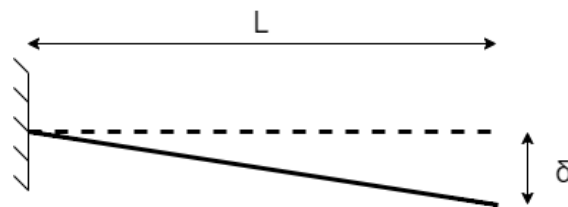


Figura 26. Deformada de viga de corte en voladizo

3.6 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño son estados de daño esperados por una estructura durante un terremoto, los que comúnmente son utilizados para evaluaciones sísmicas y rehabilitaciones. ACI374-2R clasifica cada nivel según el deterioro de sus elementos y la deformación de la estructura. Para un marco de hormigón armado, se describen los niveles de desempeño en la Tabla 1, y se expone en la curva en función de la deriva.

Tabla 1. Descripción de los niveles de desempeño

Nivel de desempeño	Marcos de hormigón armado	Deriva %
Operacional	Pequeñas grietas superficiales; Elementos estructurales permanecen en estado elástico sin pérdida de rigidez ni resistencia; No hay aplastamiento del hormigón; La estructura permite el uso de ella durante y posterior al sismo.	<1%
Ocupación inmediata	Pequeñas grietas superficiales; Límite de fluencia alcanzado en algunos lugares; No hay aplastamiento del hormigón; Deformación máxima del hormigón del 0.003; La edificación es segura de ser ocupada posterior al terremoto	1%
Seguridad de vida	Grietas de corte con un ancho máximo de 3.2 mm; Extenso daño en vigas con un gran desprendimiento del recubrimiento y aplastamiento del hormigón; Elementos incursionan en el rango no lineal, con cierta resistencia y rigidez residual; Estructura con serios daños estructurales, pero mantiene un margen de seguridad al colapso	2%
Prevención de colapso	Grandes grietas de flexión y corte, con la formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles; Pandeo del refuerzo de columnas y vigas; Degradación de rigidez y resistencia notable; La estructura no es reparable, ni segura de volver a ocupar	4%

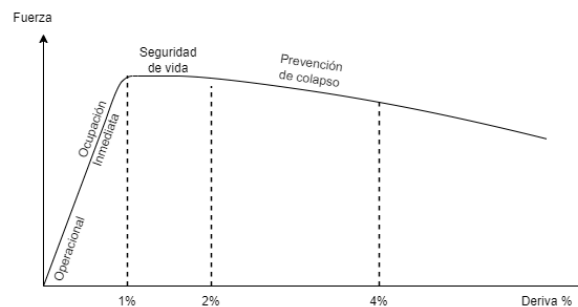


Figura 27. Niveles de desempeño para marcos

4 Diseño de las probetas

4.1 Descripción del problema estructural

Como fue detallado en el capítulo 2, inciso 2.2.5, para abordar la falla por fractura del refuerzo longitudinal durante los ensayos, es necesario reducir el nivel de deformación debido al pandeo de dicho refuerzo. Por eso, mediante un estudio bibliográfico de los modelos de prueba previos, se han categorizado cinco diferentes tipos de pandeo, que se agrupan en función del plano predominante de pandeo y su radio de curvatura, tal como se exponen desde la Figura 28 a la Figura 32.

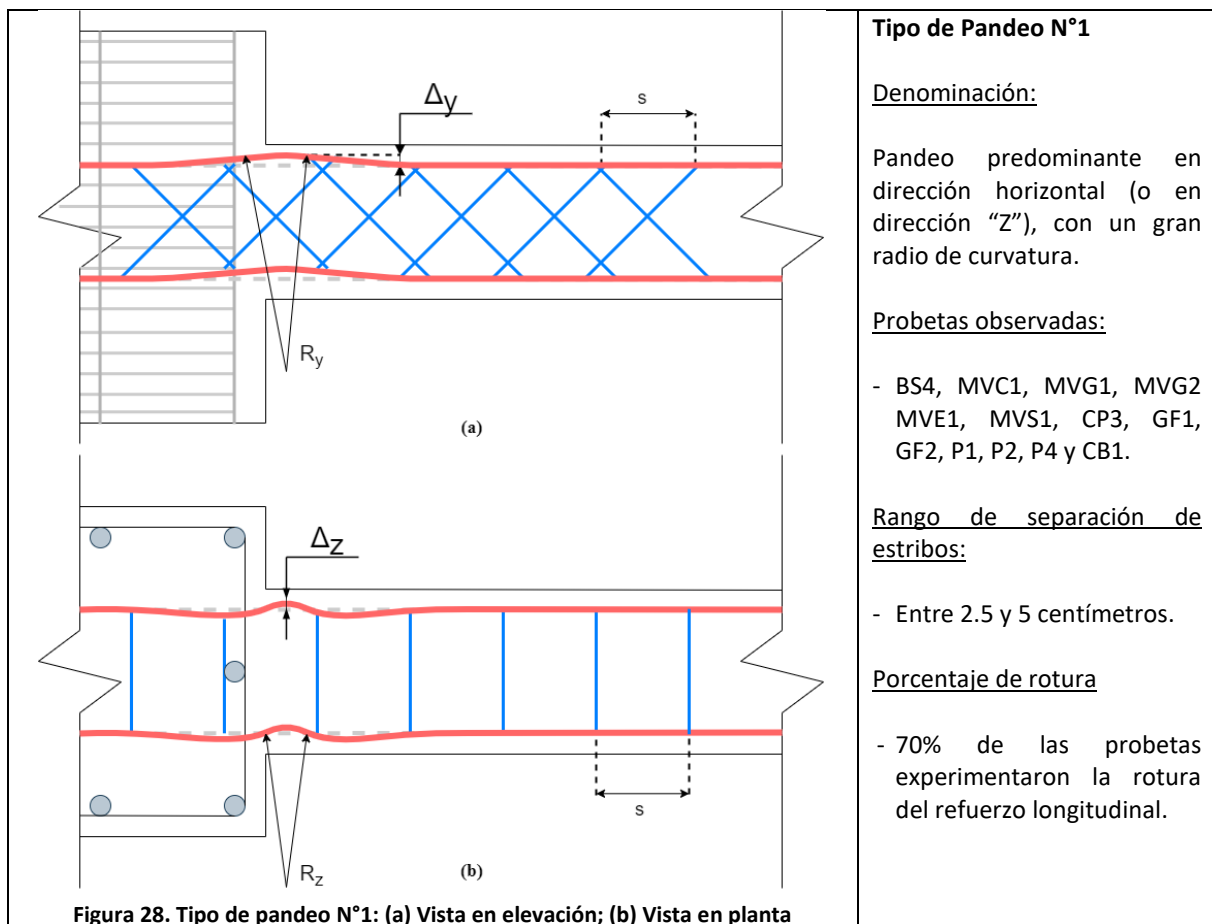


Figura 28. Tipo de pandeo N°1: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta

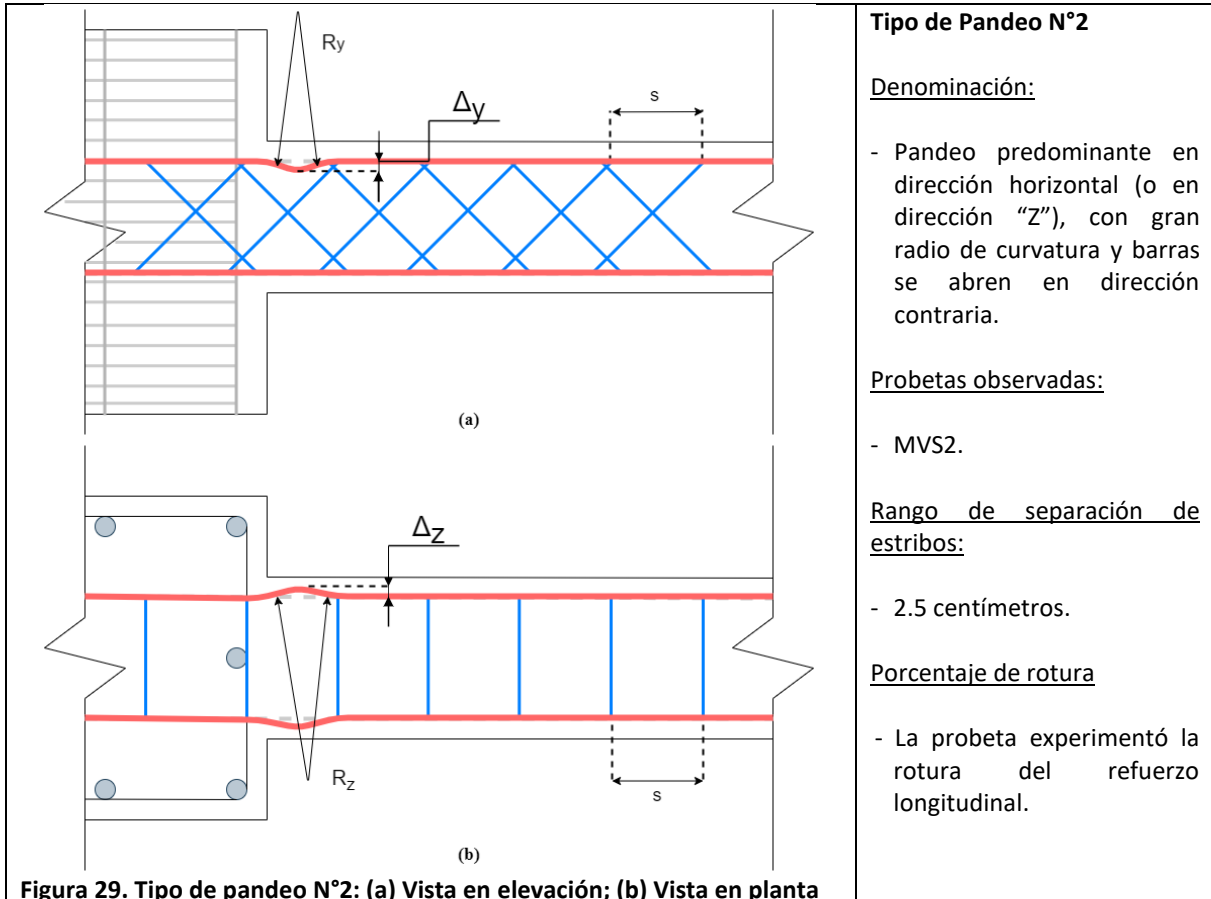


Figura 29. Tipo de pandeo N°2: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta

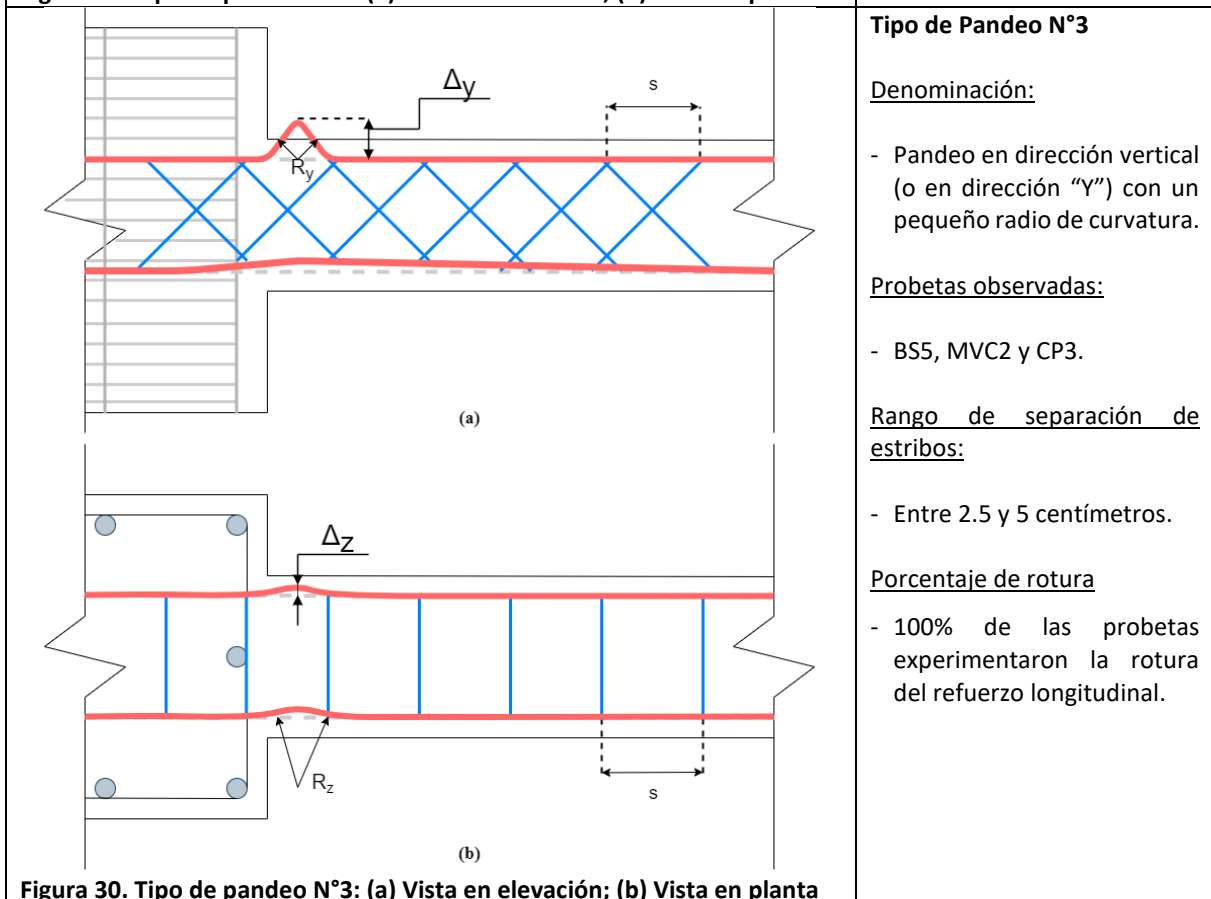


Figura 30. Tipo de pandeo N°3: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta

<p>(a)</p> <p>(b)</p>	<p>Tipo de Pandeo N°4</p> <p><u>Denominación:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Pandeo en dirección horizontal (o en dirección "Z") con un pequeño radio de curvatura. <p><u>Probetas observadas:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CP4. <p><u>Rango de separación de estribos:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - 10 centímetros. <p><u>Porcentaje de rotura:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - La probeta experimentó la rotura del refuerzo longitudinal.
<p>(a)</p> <p>(b)</p>	<p>Tipo de Pandeo N°5</p> <p><u>Denominación:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Pandeo predominante en dirección horizontal (o en dirección "Z") con un gran radio de curvatura. <p><u>Probetas observadas:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - BS3, MD1, VC2 y CP1 <p><u>Rango de separación de estribos:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Entre 2 a 3 centímetros. <p><u>Porcentaje de rotura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Ninguna probeta experimentó rotura del refuerzo longitudinal. <p><u>Condición extra:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Se identificó este pandeo solo en probetas con estribos ortogonales.

4.2 Propuesta de solución

Maldonado (2023) propone una solución para disminuir la curvatura asociada al pandeo que experimentan las barras, mediante un conjunto de barras colocadas de manera cruzada, que simulan un tipo de enrejado comúnmente utilizado en puentes. Esto se debe principalmente a su alta rigidez en el plano, como la deformación mostrada en la Figura 33.

Este conjunto de barras se les denominó armadura adicional, las que se ubican en la parte superior e inferior de la viga, en la zona de rótula plástica, para que trabajen en el sentido positivo y negativo de los ciclos de carga, como se aprecia en la Figura 34.

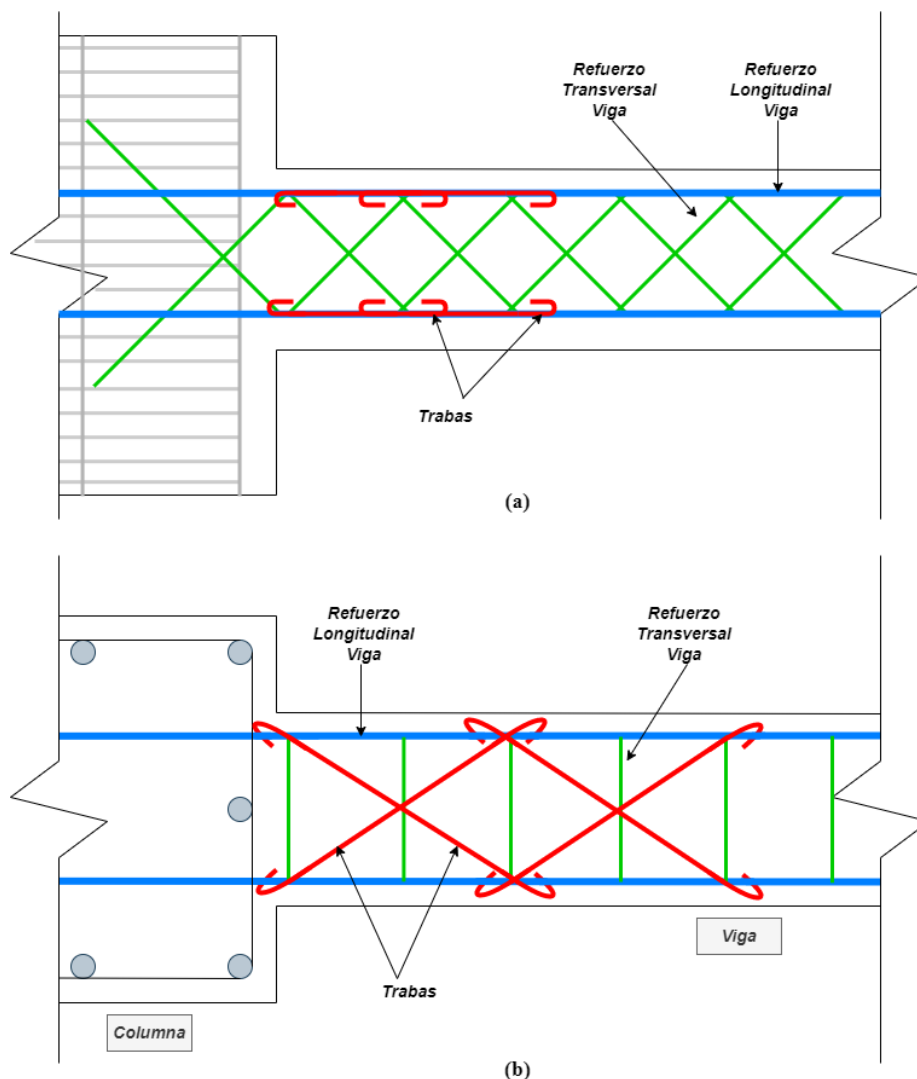
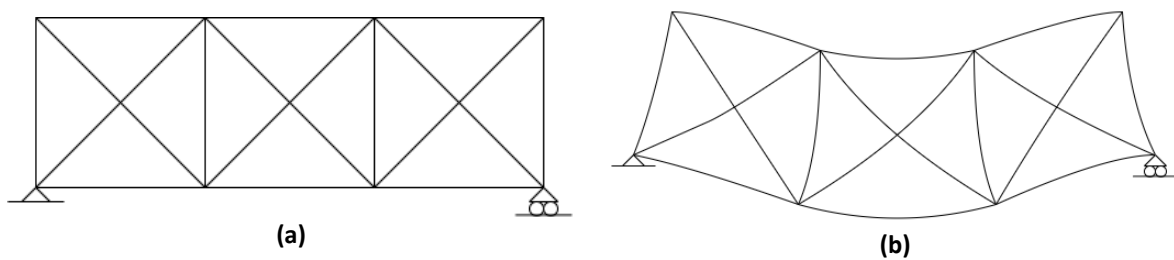


Figura 34. Esquema de probeta con trabas: (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta

4.3 Diseño de las probetas

Se construyeron cuatro probetas a escala próxima al tamaño real (1:3 o 1:4), de acuerdo con las disposiciones de la normativa ACI 318, en colaboración con Maldonado (2023), quien detalla cada paso de la elaboración de las armaduras y el hormigonado.

4.3.1 Especificaciones geométricas de las probetas

Las dimensiones geométricas de las probetas confeccionadas son idénticas a las construidas por Pino (2017), Matson (2018), Figueroa (2019) y Silva P. (2022), que se observan en la Figura 35.

- Viga: 50 [cm] x 13.5 [cm] x 7.5 [cm]
- Columna: 51.5 [cm] x 30 [cm] x 11.1 [cm]

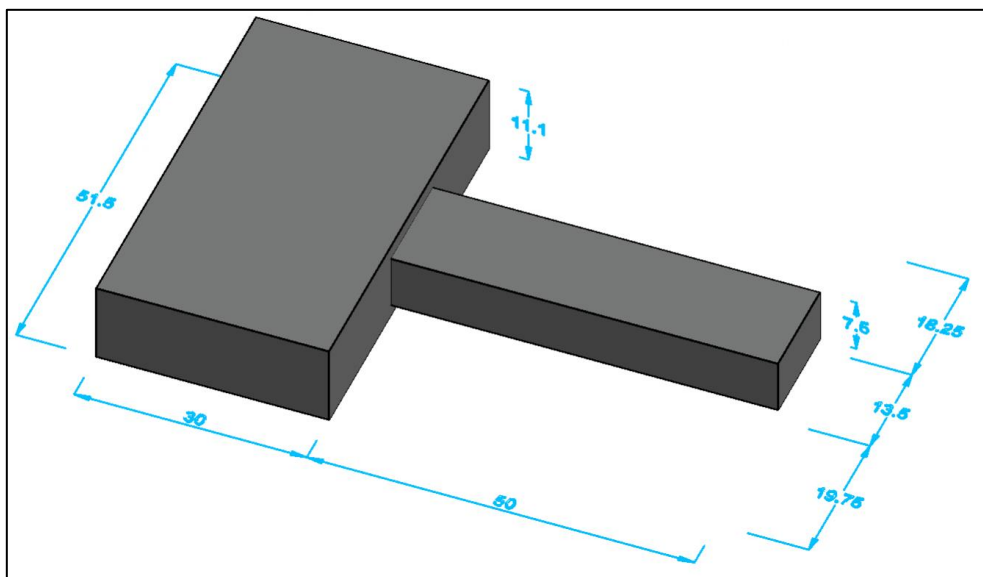


Figura 35: Dimensiones de la probeta, con medidas en centímetros.

4.3.2 Especificaciones de armaduras de refuerzo

La calidad y diámetros de los distintos tipos de aceros utilizados, se resume en Tabla 2 y Tabla 3.

Tabla 2: Características del refuerzo en Columnas

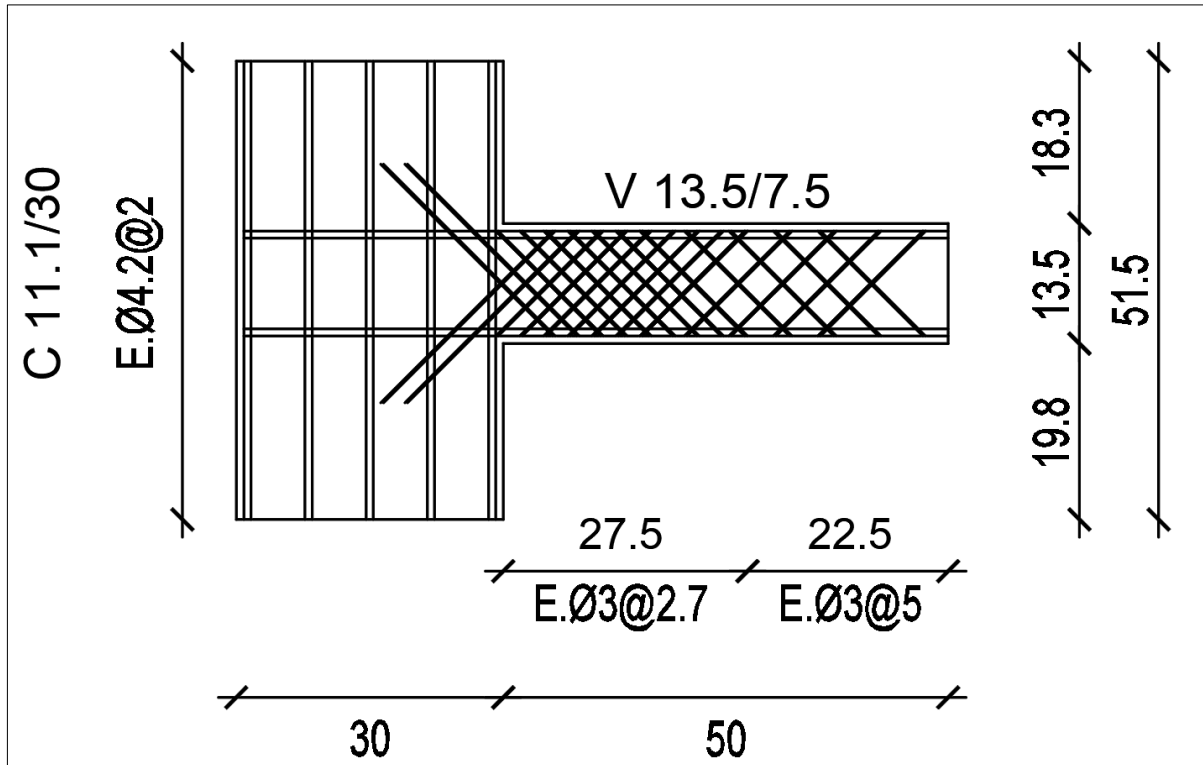
Refuerzo	Calidad	Diámetro [mm]
Longitudinal	A630 - 420H	8
Transversal	AT56 - 50H	4.2

Tabla 3: Características del refuerzo en Vigas

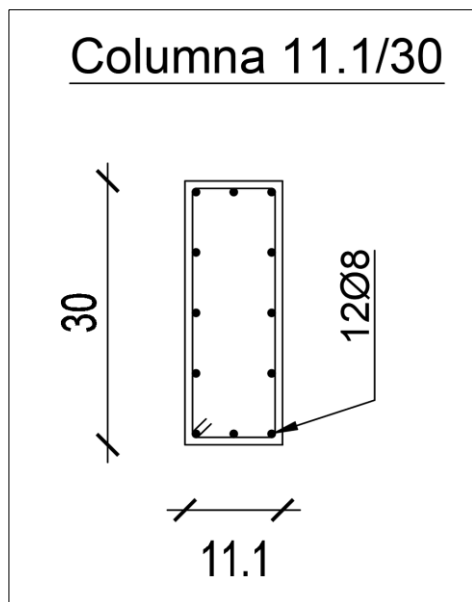
Refuerzo	Calidad	Diámetro [mm]
Longitudinal	A630 - 420H	8
Transversal	Acero Inoxidable AISI 304	3
Adicional	Acero Galvanizado	2

4.3.3 Detallamiento de la probeta

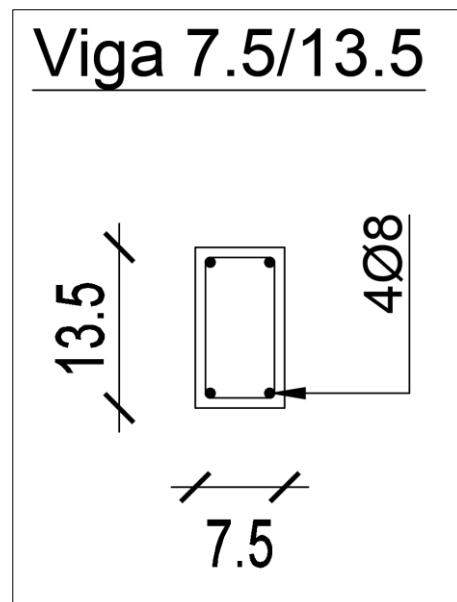
Los detalles de la distribución de refuerzos longitudinales y transversales de la columna y viga se muestran en la Figura 36.



(a)



(b)



(c)

Figura 36. Planos de detalle: (a) Elevación de probeta tipo; (b) Sección transversal de la columna; (c) Sección transversal de la viga

Seguidamente, se detalla la armadura adicional que se implementa en la parte superior e inferior de la viga, de forma cruzada en los primeros 13 centímetros desde refuerzo longitudinal de la columna.

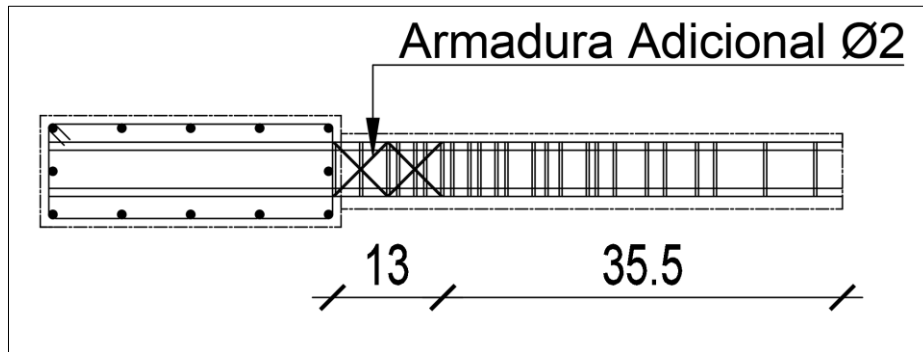


Figura 37. Plano de planta Probeta tipo

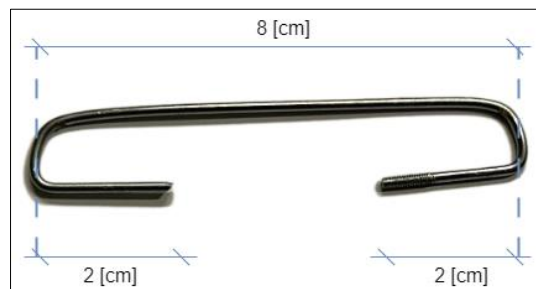


Figura 38. Detalle de traba que conforma la armadura adicional

Consideraciones en el diseño:

- La columna utiliza una configuración de estribos estriados en 90 grados con un gancho sísmico.
- La viga tiene el refuerzo transversal inclinado en 45 y 135 grados, con un traslapo soldado.

4.3.4 Resistencias

4.3.4.1 Resistencia característica del hormigón

Las resistencias a compresión de los cilindros a la fecha del ensayo de las probetas son las que se exponen en la Tabla 4, estimadas según la normativa NCh1037 (2009).

Probeta	Resistencia [Kgf/cm ²]
GJ1	429
GJ2	404
GJ3	404
GJ4	429

4.3.4.2 Resistencia del acero

Se realizaron los ensayos a tracción directa de las barras como se muestra en Anexo I, Figura 83, para obtener el esfuerzo de fluencia según la NCH204, como detalla Maldonado (2023). Las curvas de esfuerzo - deformación del refuerzo longitudinal, y la curva fuerza-elongación se muestran en Anexo I, Figura 85 y Figura 84 respectivamente. Para la barra utilizada para la armadura adicional no se pudo obtener el gráfico, pero al ensayar, resistió aproximadamente 450 [kgf].

4.4 Montaje de probetas

Cada uno de los especímenes ensayado, fue colocado y fijado a través del sistema modificado por Moreno (2011) y Guzmán (2014), mediante el uso de “zapatos de apoyo” en la columna. La viga se conectó al actuador hidráulico por medio de placas de fijación a 10 centímetros del borde, como se aprecia en la Figura 39.

El registro visual de los ensayos se llevó a cabo utilizando varias cámaras de video de alta resolución. Estas fueron posicionadas en distintos ángulos y alturas para capturar el pandeo del refuerzo longitudinal en diferentes planos durante el ensayo. Asimismo, se implementó un sistema de iluminación para asegurar la calidad de las imágenes obtenidas.

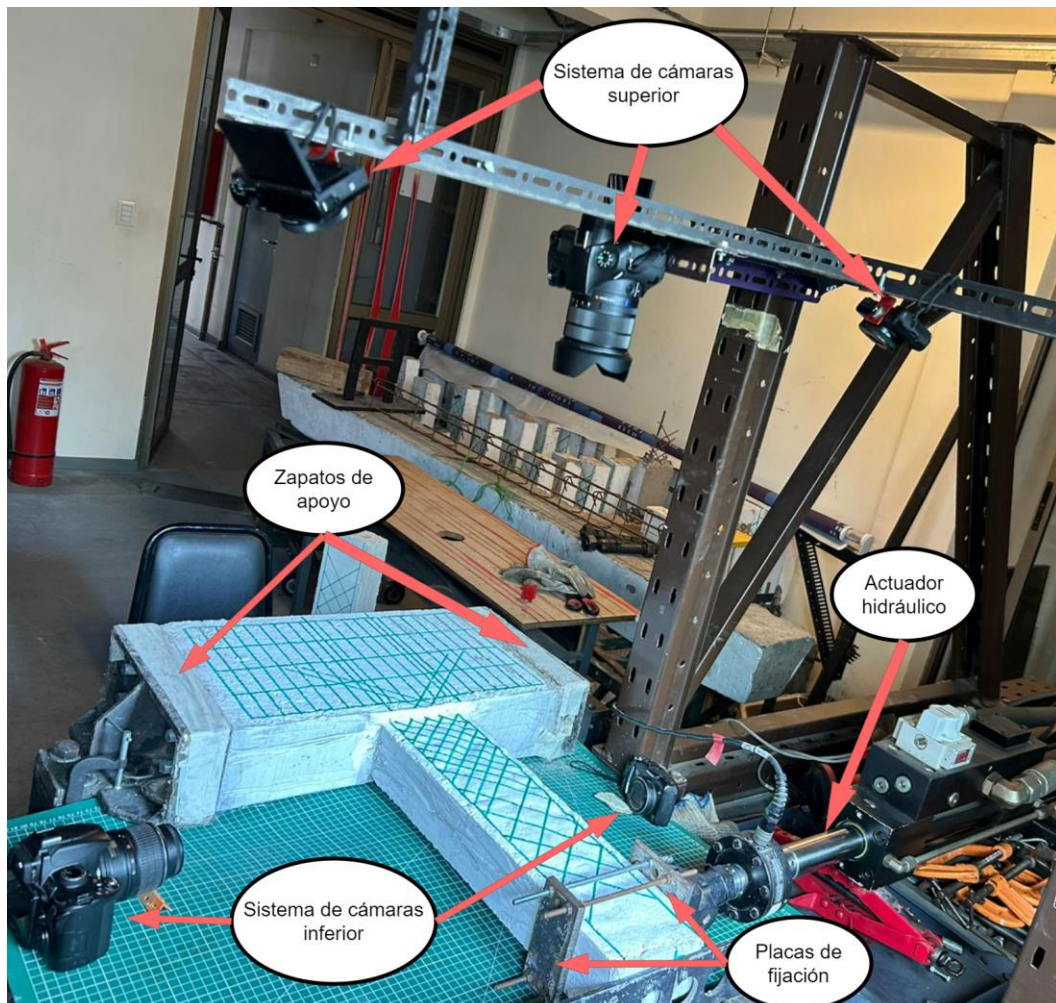


Figura 39. Esquema de montaje de probeta

4.5 Instrumentación de probetas

El sistema de instrumentación utilizado en los ensayos se detalla en la Figura 40.

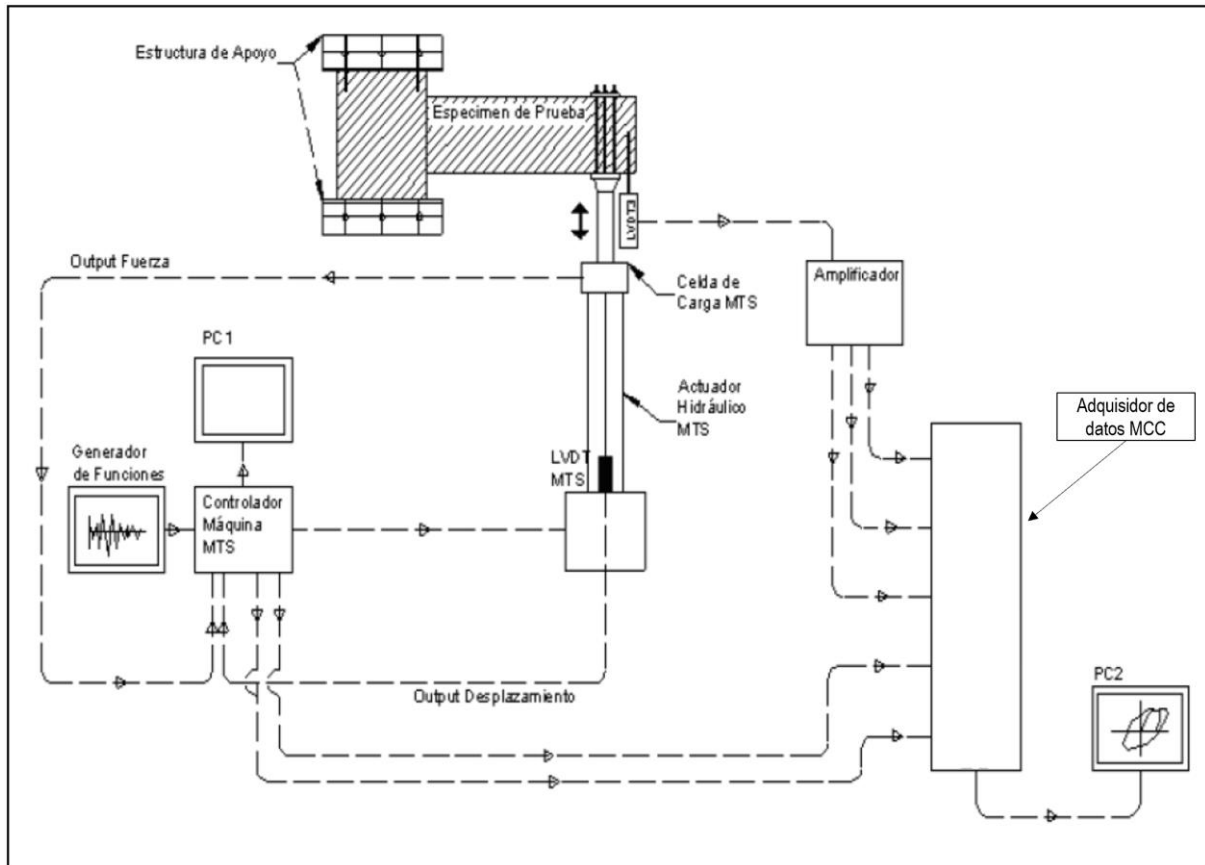


Figura 40. Diagrama unilineal del sistema de ensayo.

4.6 Programa de carga

Las probetas fueron sometidas a diferentes ensayos cíclicos con desplazamientos controlados. El programa de carga aplicado a las probetas GJ1 y GJ2 es el estándar utilizado por los memoristas de la línea de investigación, el cual se muestra en la Figura 41.

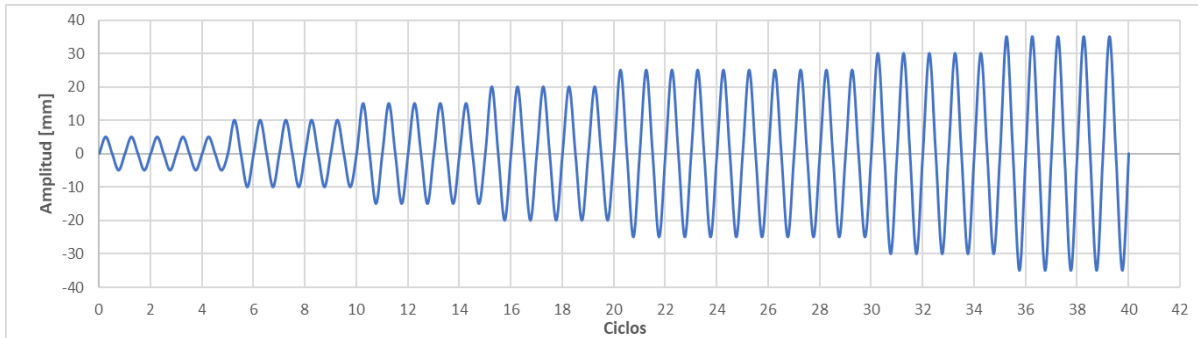


Figura 41. Programa de carga N°1

El programa de carga utilizado en la probeta GJ3 está comprendido en dos series (ver Figura 42). La primera consistió en ciclos de amplitud creciente, mientras que la segunda, comprendió de ciclos con un peak, ciclos de degradación y ciclos de estabilización, como lo detalla Maldonado (2023). El programa de carga utilizado en la probeta GJ4 es una combinación de los dos anteriores, como se ve en la Figura 43.

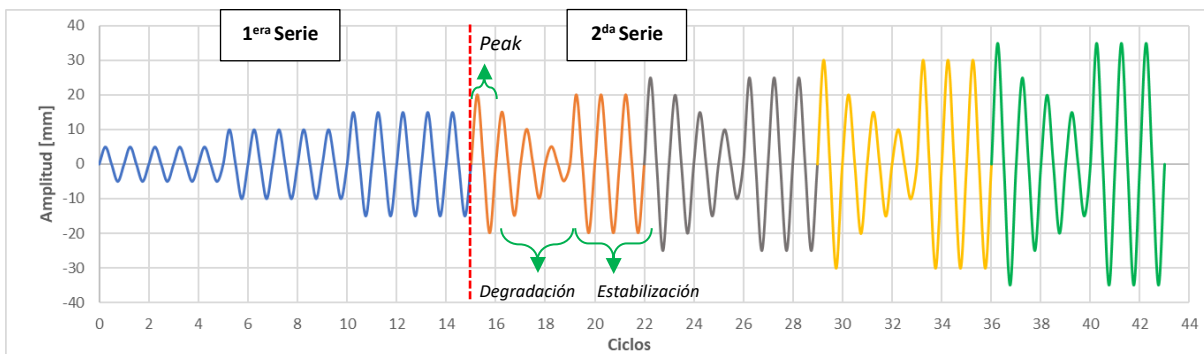


Figura 42. Programa de carga N°2

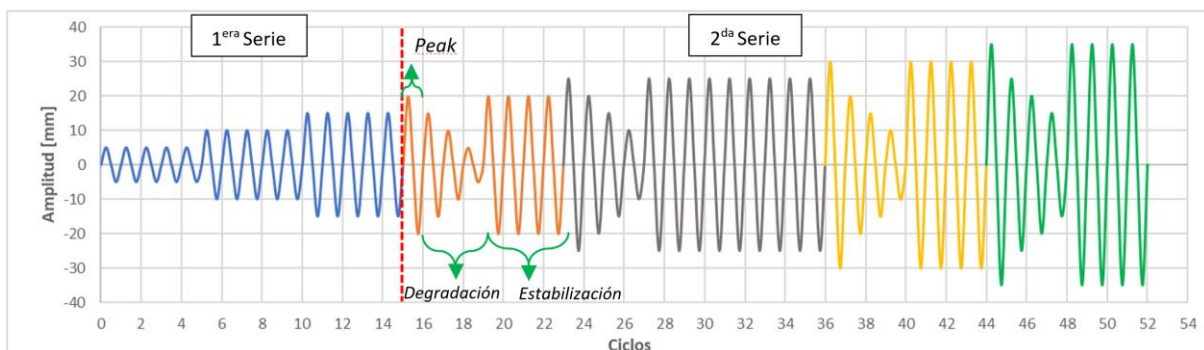


Figura 43. Programa de carga N°3

5 Resultados experimentales

5.1 General

A continuación, se presentan las curvas de fuerza – desplazamiento obtenidas de las probetas ensayadas, y las curvas envolventes, considerando los primeros peaks de cada ciclo. En ellas también se puede observar las cargas máximas, las cargas con un 20 por ciento de pérdida de resistencia, y las cargas últimas aplicadas para ciclos positivos y negativos.

5.2 Resultados probeta GJ1

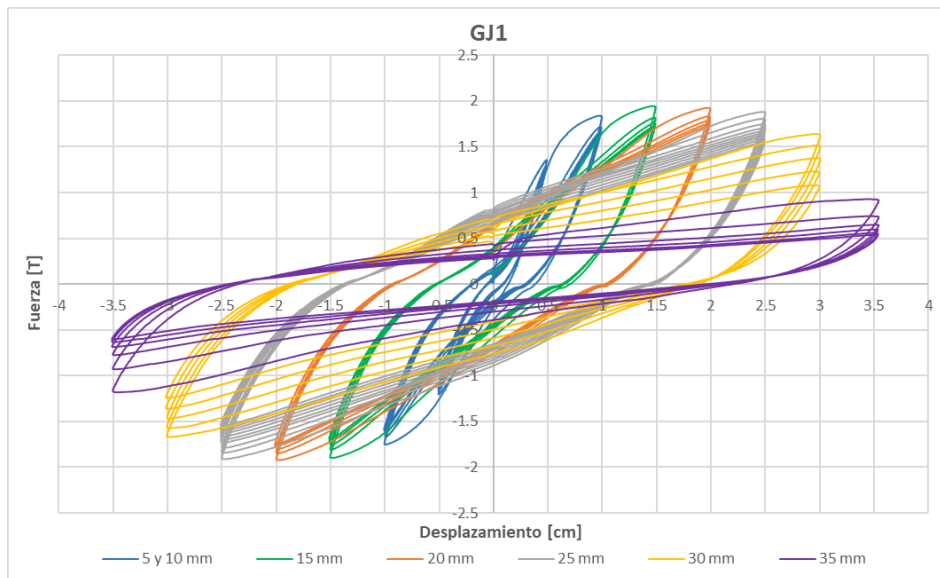


Figura 44. Curva de fuerza – desplazamiento probeta GJ1

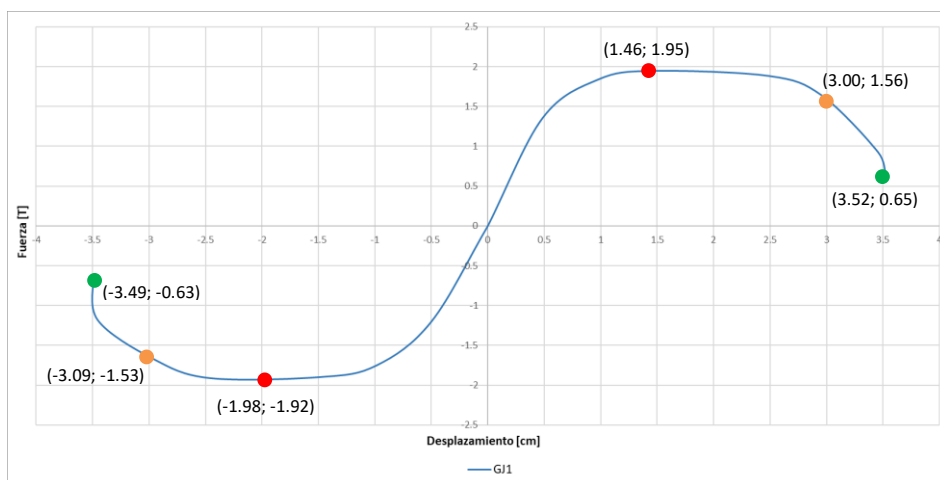


Figura 45. Curva envolvente probeta GJ1

5.2.1 Comentarios probeta GJ1

- Comienza una torsión en la viga desde el noveno ciclo de 25 [mm] de amplitud.
- Se observa el inicio del pandeo del refuerzo longitudinal en el tercer ciclo de 30 [mm] de amplitud.
- Se obtienen cargas máximas semejantes para los ciclos positivos y negativos. Valores obtenidos de 1.95 y -1.92 [Ton] durante los ciclos de 15 y 20 [mm] de amplitud respectivamente.
- A un nivel de pérdida del 20% de la resistencia máxima, se alcanza un desplazamiento de 30 [mm] y una deriva del 6.1%, en ambos sentidos aproximadamente.
- Terminado los 40 ciclos del programa N°1, se detiene el ensayo por una torsión excesiva de la viga, sin sufrir rotura del refuerzo longitudinal.
- No se observó ninguna fractura en el refuerzo transversal, ni en la armadura adicional durante el ensayo.

5.3 Resultados probetas GJ2

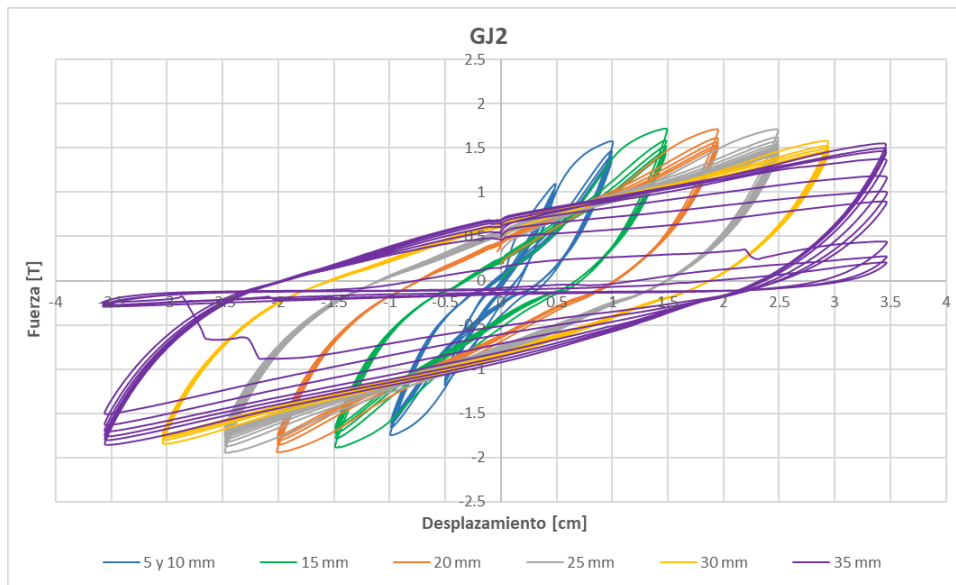


Figura 46. Curva de fuerza - desplazamiento probeta GJ2

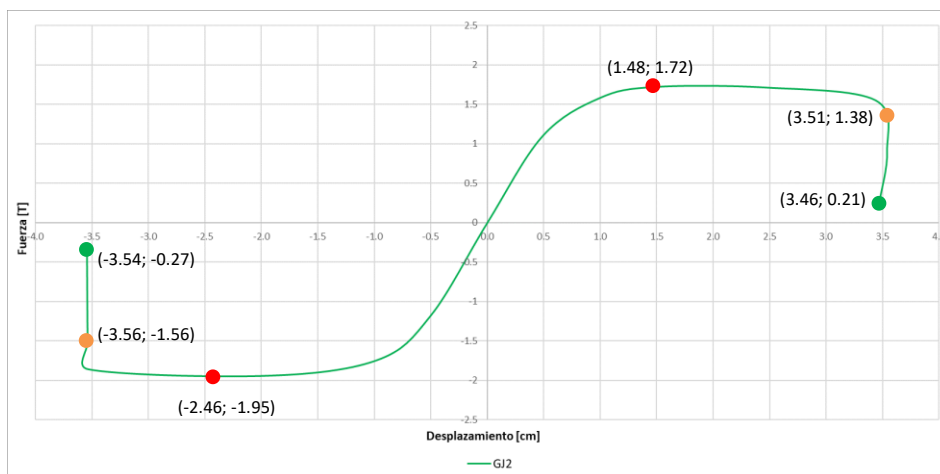


Figura 47. Curva envolvente probeta GJ2

5.3.1 Comentarios probeta GJ2

- Se observa el inicio del pandeo el refuerzo longitudinal en el quinto ciclo de 35 [mm] de amplitud.
- Se nota que la carga máxima positiva es de 1.72 [Ton] y la negativa es de -1.95 [Ton], existiendo una diferencia considerable de 230 [kgf] aproximadamente.
- A un nivel de pérdida del 20% de la resistencia máxima, se alcanza un desplazamiento de 35 [mm] y una deriva de 7%, en ambos sentidos aproximadamente.
- Se detiene el ensayo luego de aplicar 5 ciclos adicionales de 35 [mm] al programa de carga N°1. Experimentando la rotura del refuerzo longitudinal durante el segundo ciclo adicional.
- No se observó ninguna fractura en el refuerzo transversal, ni en la armadura adicional durante el ensayo.

5.4 Resultados probeta GJ3

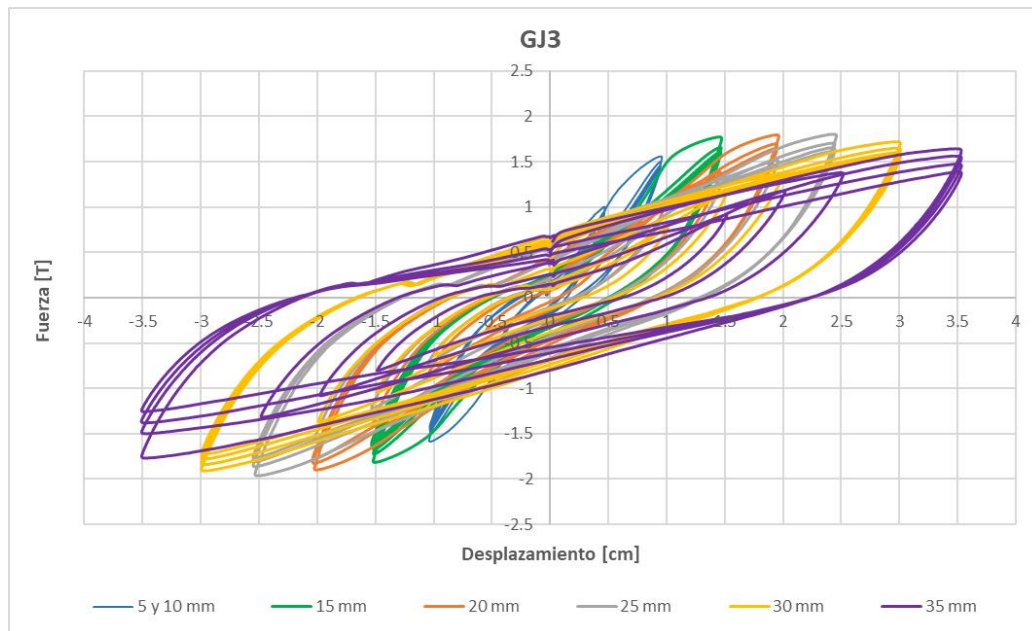


Figura 48. Curva de fuerza – desplazamiento probeta GJ3

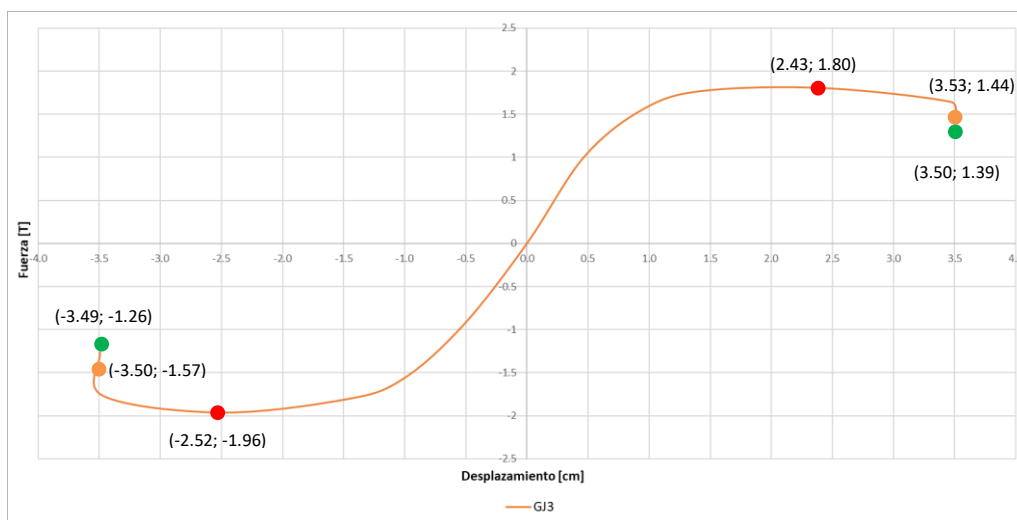


Figura 49. Curva envolvente probeta GJ3

5.4.1 Comentarios probeta GJ3

- Se observa el inicio del pandeo del refuerzo longitudinal desde el ciclo n°39, con una amplitud de 20 [mm] del programa N°2 de carga.
- Se nota que la carga máxima positiva es de 1.80 [Ton] y la negativa es de -1.96 [Ton], existiendo una diferencia aproximadamente de 160 [kgf].
- A un nivel de pérdida del 20% de la resistencia máxima, se alcanza un desplazamiento promedio de 35.2 [mm] y una deriva de 7%, en ambos sentidos aproximadamente.
- Una vez acabado el programa de carga n°2, se detuvo el ensayo de la probeta por problemas eléctricos en el laboratorio, sin existir la rotura del refuerzo longitudinal de las vigas.
- No se observó ninguna fractura en el refuerzo transversal, ni en la armadura adicional durante el ensayo.

5.5 Resultados probeta GJ4

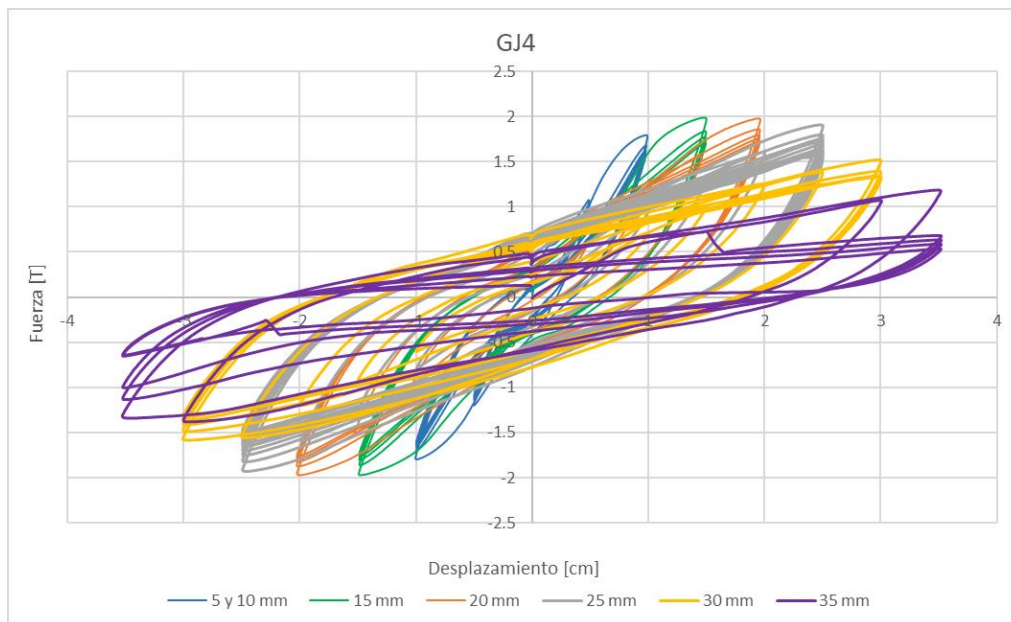


Figura 50. Curva de fuerza - desplazamiento probeta GJ4

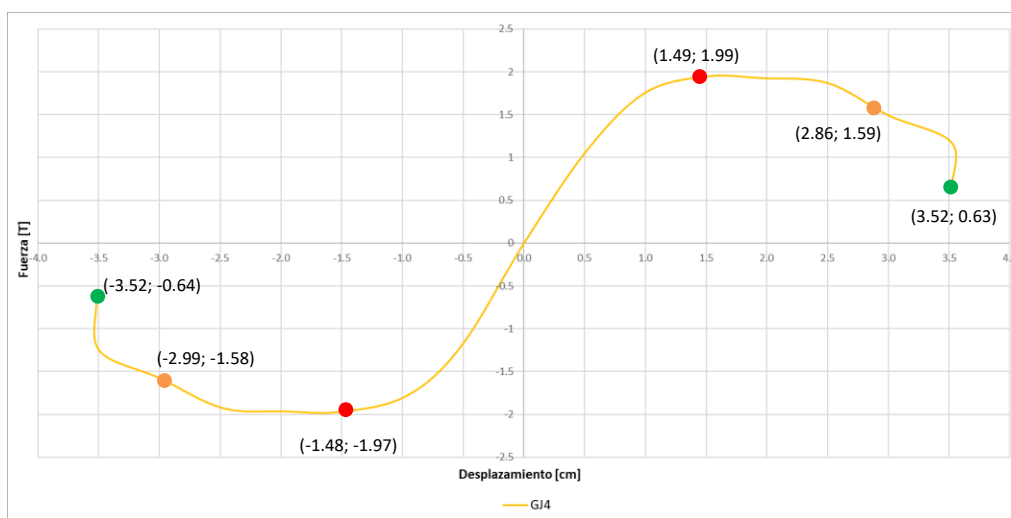


Figura 51. Curva envolvente de la probeta GJ4

5.5.1 Comentarios probeta GJ4

- Comienza una torsión en la viga desde el ciclo n°40 con una amplitud de 30 [mm] del programa de carga N°3.
- Se observa un inicio del pandeo del refuerzo longitudinal desde el ciclo n°36 con una amplitud de 30 [mm].
- Se obtienen cargas máximas similares para los ciclos positivos y negativos. Valores obtenidos de 1.99 y -1.97 [Ton] durante los ciclos de 15 [mm] de amplitud respectivamente.
- A un nivel de pérdida del 20% de la resistencia máxima, se alcanza un desplazamiento promedio de 29.3 [mm] y una deriva de 5.9%, en ambos sentidos aproximadamente.
- Se obtiene dos roturas del refuerzo longitudinal. La primera en el ciclo n°45, bajo una amplitud de 25 [mm], y la segunda en el ciclo n°49 con una amplitud de 35 [mm].
- No se observó ninguna fractura en el refuerzo transversal, ni en la armadura adicional durante el ensayo.

5.6 Ocurrencia de la torsión

La torsión observada en las probetas GJ1 y GJ4 durante los ensayos (ver Figura 52) se explica por una mala conexión de las placas de fijación con el extremo de la viga en voladizo. Esta placa se deslizó durante el ensayo, lo que permitió que el eje del actuador hidráulico quedara a una mayor altura que el eje del centro de masa de la viga, aplicando cargas de manera excéntrica, como se observa en la Figura 53.

Como se detalló en el inciso 5.2 y 5.5, la torsión se observó para desplazamientos mayores a 25 milímetros, lo que explica la reducción de la resistencia en las curvas envolventes (ver Figura 55), a diferencia de GJ1 y GJ3, que mantienen su resistencia hasta los ciclos de 35 milímetros, tanto en sentido positivo como en negativo.



Figura 52. Torsión de probeta GJ1 - Quinto ciclo de amplitud de 35 [mm]

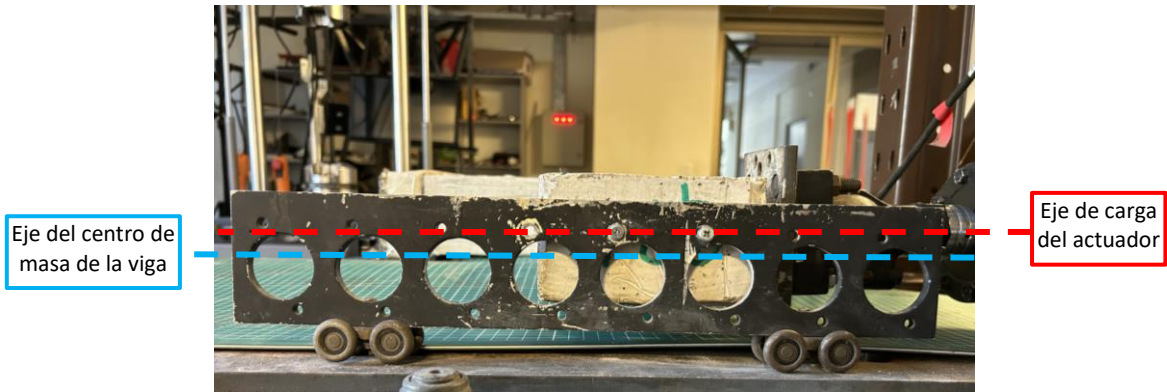


Figura 53. Esquema de ejes no alineados en probeta previo al ensayo

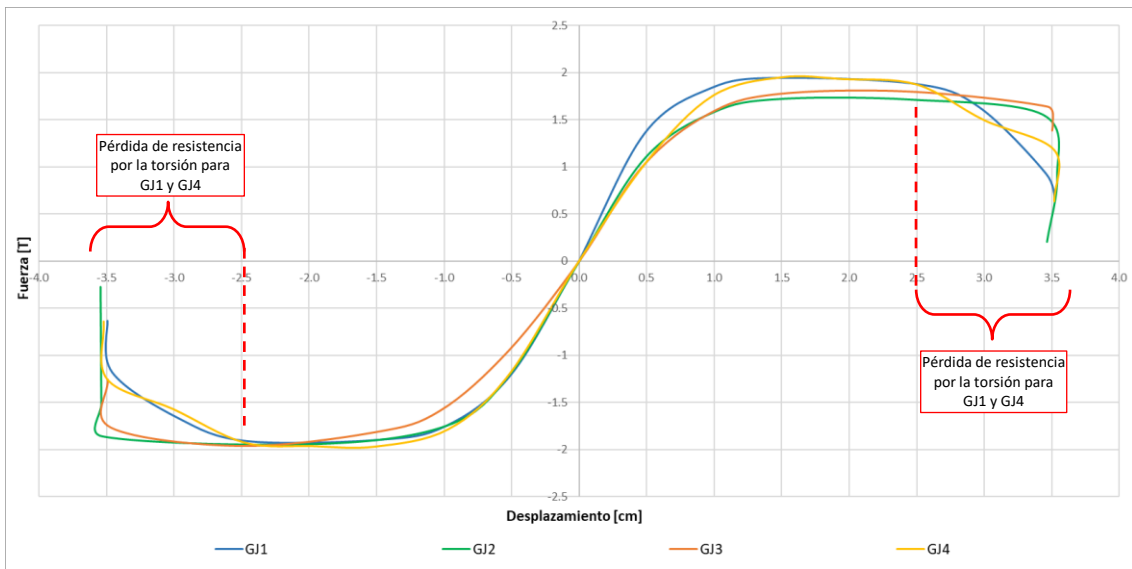


Figura 54. Curvas envolventes de los primeros peaks

6 Análisis de resultados

6.1 General

En este capítulo se realiza una evaluación del efecto de la armadura adicional mediante un análisis del desempeño con otras probetas de la línea de investigación. Además, se presenta un análisis de los resultados obtenidos anteriormente, centrándose en los parámetros característicos de la respuesta.

6.2 Evaluación de la armadura adicional

Con base en las observaciones durante los ensayos, se puede concluir que, aunque la armadura adicional no logró impedir totalmente el pandeo del refuerzo longitudinal en la dirección perpendicular al plano del elemento, disminuyó considerablemente las curvaturas en esta dirección (ver Figura 55). Según la clasificación de la sección 4.1, en las cuatro probetas se obtuvo un pandeo Tipo N°1, principalmente horizontal con un gran radio de curvatura en esa dirección, como se muestra en la Figura 55.

La existencia del pandeo se puede atribuir a un ineficiente funcionamiento de la armadura adicional, ya que, durante el ensayo se observó como la armadura se desplazó y curvó, como se aprecia en la Figura 56.

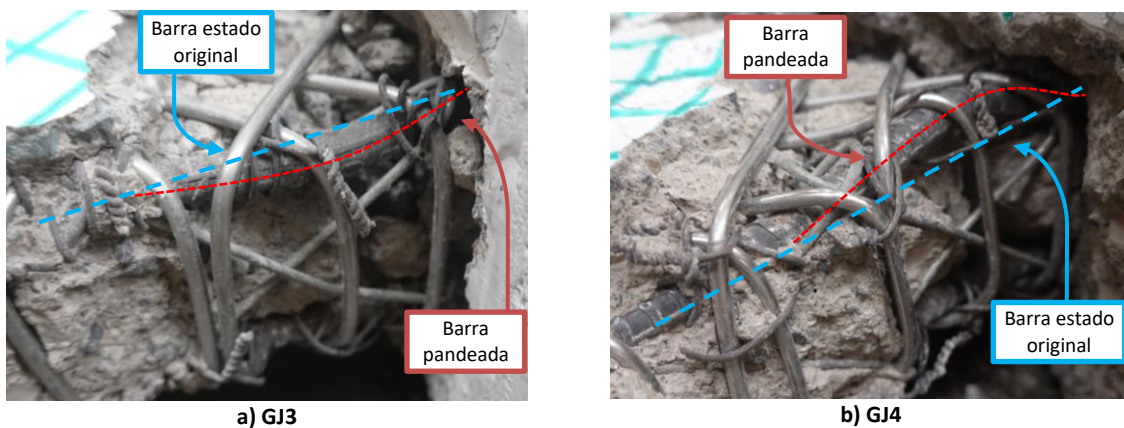


Figura 55. Pandeo del refuerzo longitudinal posterior a ensayo de probetas

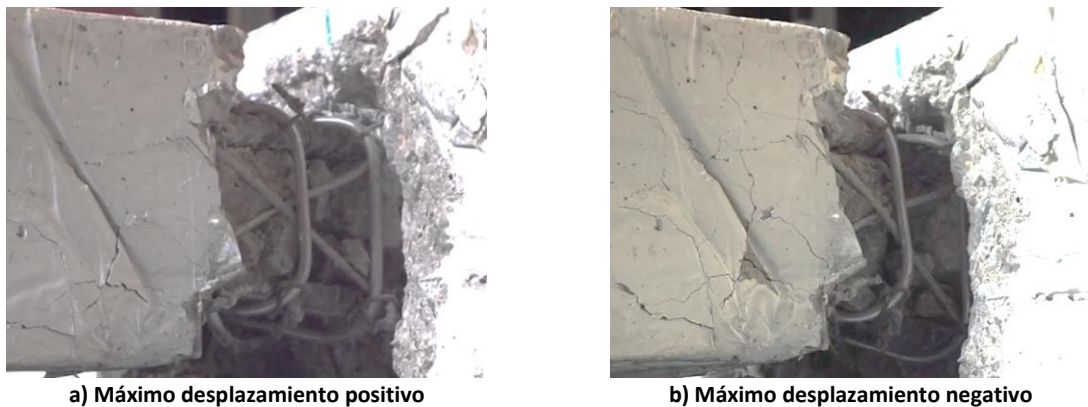


Figura 56. Ciclo N°44 con una de amplitud 35 [mm] de la probeta GJ4

6.3 Análisis del desempeño de la armadura adicional

En esta sección se realizó un análisis del efecto que tuvo la incorporación de la armadura comparando los resultados obtenidos con dos memoristas anteriores. Se seleccionó la probeta MVS2 de Matson (2018), y P4 de Figueroa (2019), por su destacado comportamiento, en términos de una baja degradación de resistencia, un bajo deterioro del hormigón, y una gran estabilidad de la curva de histéresis a desplazamientos elevados. A continuación, se presentan los detalles de las probetas y una descripción detallada de su comportamiento desde ciclos con amplitud de 25 milímetros, debido a que desde esta serie de desplazamiento existen mayores daños en las probetas y diferencias entre ellas.

Tabla 5. Propiedades de probetas

Probeta	Autor (es)	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal				Unión entre el refuerzo transversal y longitudinal	
		Calidad del acero	Diámetro [mm]	Calidad del acero	Tipo	Inclinación	Diámetro [mm]		Separación [cm]
GJ2	J. Maldonado y G. Reyes	A630-420H	8	Acero inoxidable	Traslazo soldado	45°	3	2.5	Amarre firme con alambre
MVS2	C. Matson	A630-420H	8	AT56-50H	Traslazo soldado	45°	4.2	2.5	Amarre firme con alambre
P4	G. Figueroa	A630-420HS	8	AT56-50H	Traslazo soldado	45°	4.2	5	Soldadura con precalentamiento

6.3.1 Amplitud de 25 [mm]

A partir de la Figura 57 y Figura 58, se puede concluir que las tres probetas tienen un comportamiento similar, durante los 10 ciclos de 25 milímetros de amplitud. Estos ciclos se caracterizan por ser estables, con poca degradación, la ausencia del efecto “pinching”, y alcanzar resistencias mayores a 1.5 toneladas.

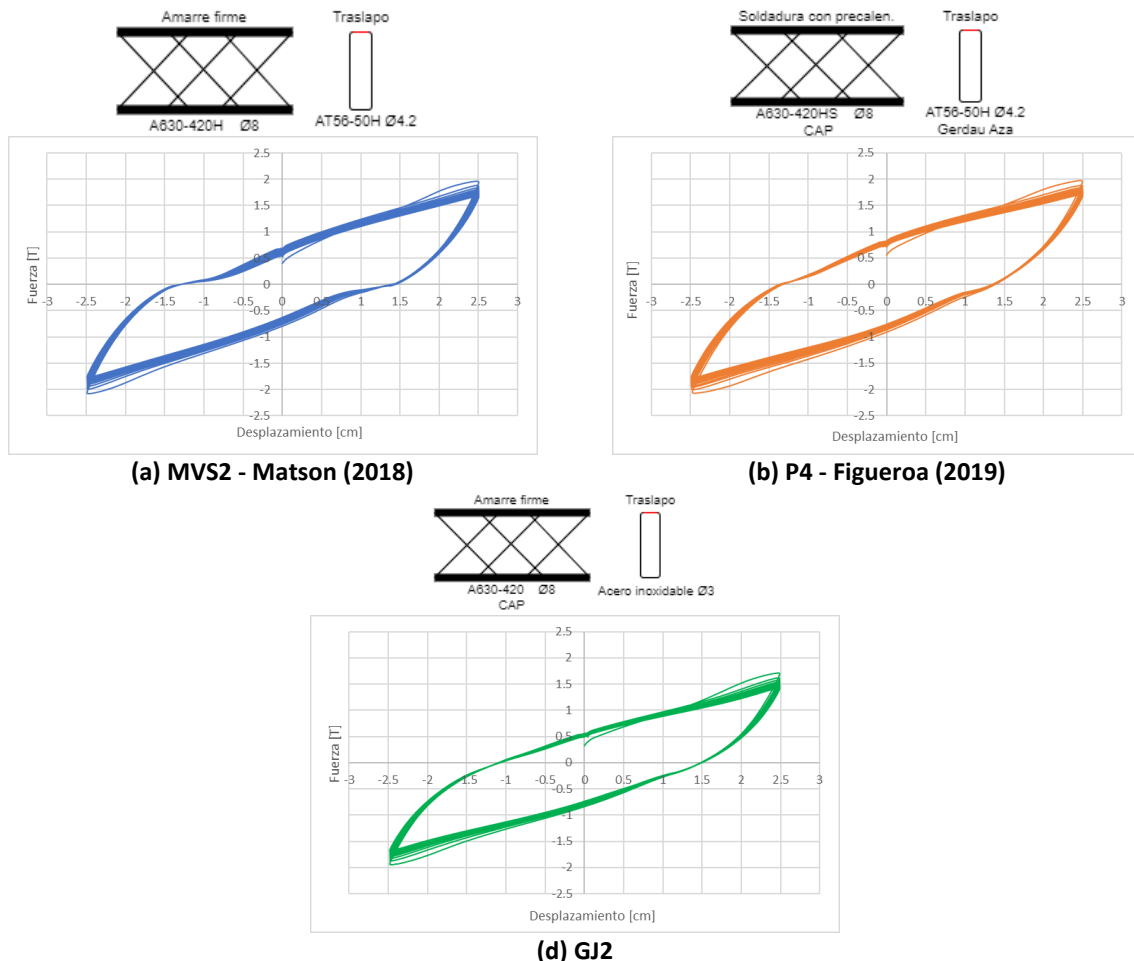


Figura 57. Curvas de fuerza - desplazamiento con ciclos de amplitud de 25 [mm]

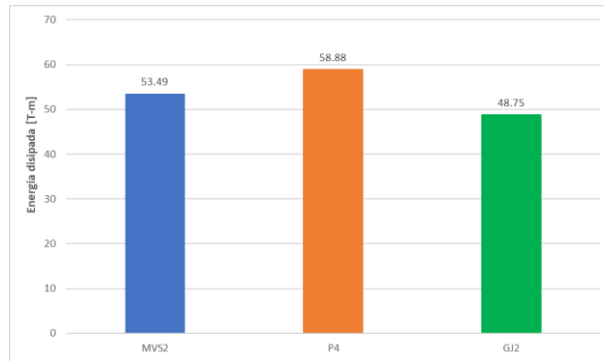


Figura 58. Energía disipada de probetas durante ciclos de amplitud 25 [mm]

Al analizar el deterioro de las probetas, se puede apreciar que MVS2 muestra grietas de flexión y corte en toda la altura de viga, siendo estas de gran extensión y de un ancho considerable. En contraste, las demás las probetas presentan principalmente grietas de flexión más estrechas y un menor deterioro.

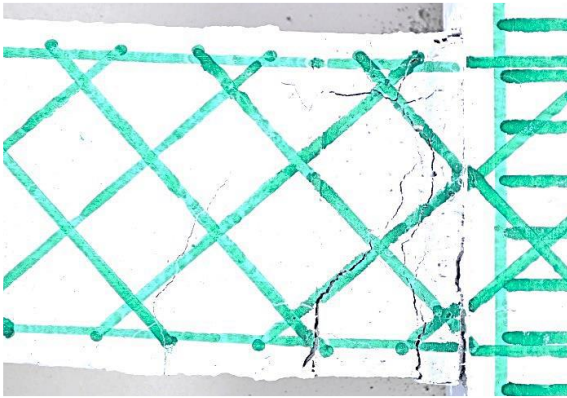


Figura 59. Probeta MVS2 - Décimo ciclo de amplitud 25 [mm] (Matson 2018)



Figura 60. Probeta P4 - Quinto ciclo de amplitud 25 [mm] (Figueroa 2019)



Figura 61. Probeta GJ2 - Décimo ciclo de amplitud 25 [mm]

6.3.2 Amplitud de 30 [mm]

Para la amplitud de 30 milímetros, las probetas MVS2 y GJ2 han mantenido un comportamiento destacado. Con respecto a GJ2, ha logrado mantener tanto su resistencia con ciclos estables, muy similar a MVS2. En comparación a la probeta P4, aunque esta muestra ciclos más anchos, logrando así una mayor capacidad de disipación de energía, según la Figura 63, esta probeta ha presentado una degradación de resistencia más abrupta.

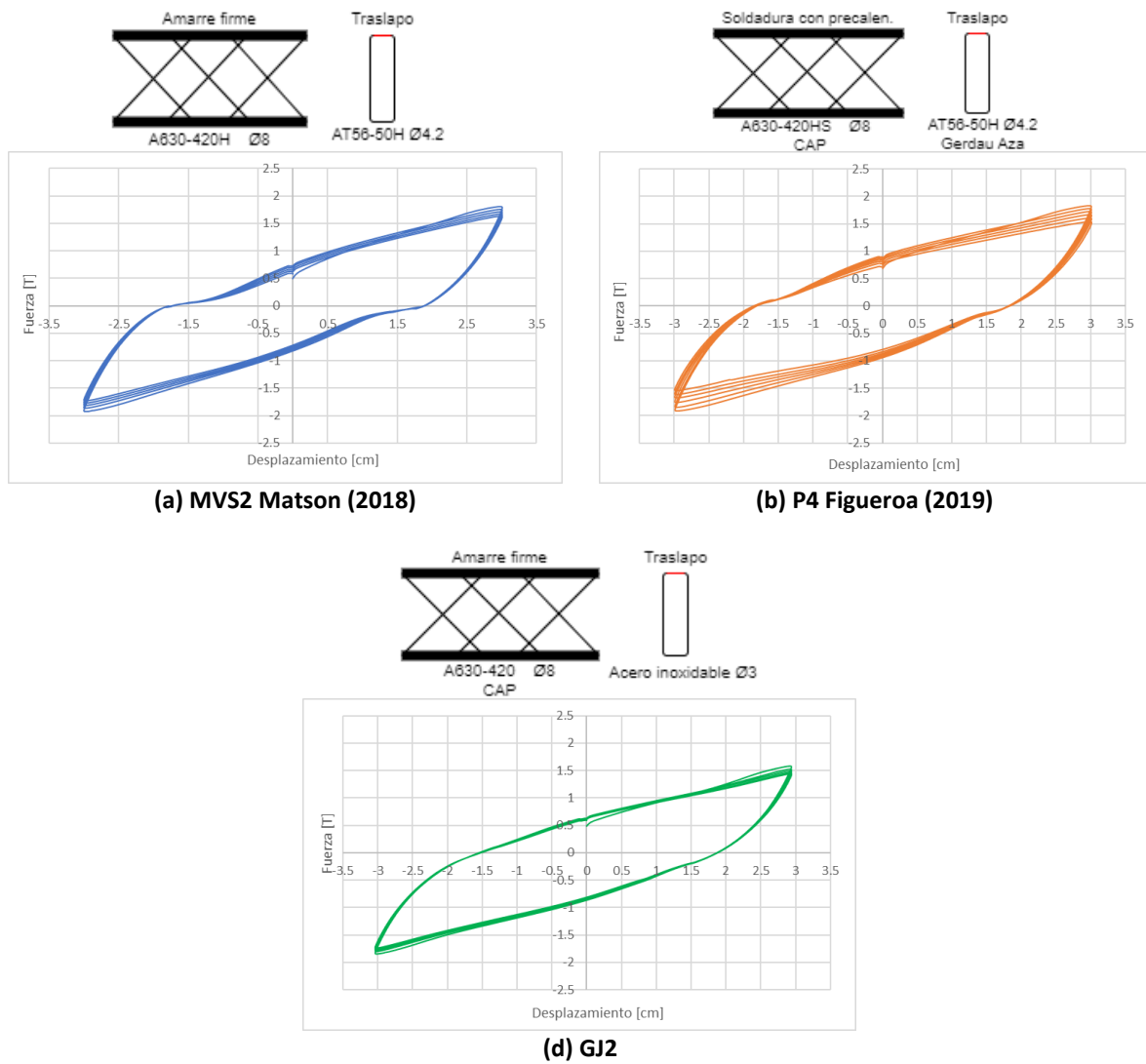


Figura 62. Curvas de fuerza - desplazamiento con ciclos de amplitud de 30 [mm]

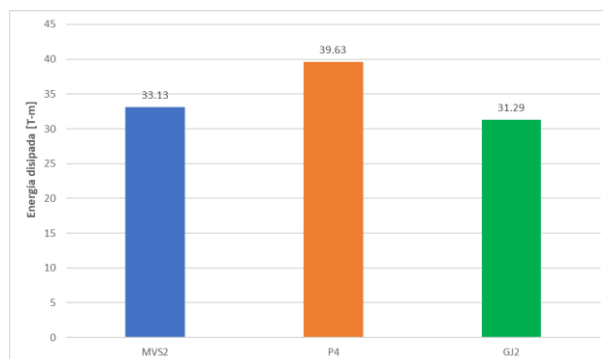


Figura 63. Energía disipada de probetas durante ciclos de amplitud 30 [mm]

Con respecto al deterioro de la probeta GJ2, si bien expone grietas de flexión y corte en la zona de rótula plástica, desarrolladas en toda la altura de la viga, esta probeta no muestra un gran deterioro del hormigón en esta zona. Por el contrario, la probeta P4 muestra menos grietas de corte y flexión, que están a la vez, menos desarrolladas, sin embargo, experimenta una pérdida del recubrimiento en la viga (ver Figura 64), lo que permite el pandeo del refuerzo longitudinal entre los estribos. Este fenómeno se observa durante los últimos ciclos de esta amplitud para P4.

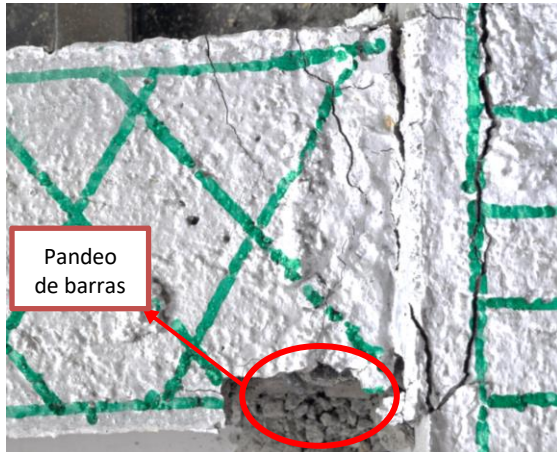


Figura 64. Probeta P4 - Quinto ciclo de amplitud 30 [mm] (Figuroa 2019)



Figura 65. Probeta GJ2 - Quinto ciclo de amplitud 30 [mm]

6.3.3 Amplitud de 35 [mm]

La probeta GJ2 logra terminar el programa de carga N°1, manteniendo un comportamiento sísmico ideal. Presentando aún ciclos amplios y estables con una baja degradación de resistencia, logrando valores mayores a 1 tonelada en ambas direcciones y sin fracturas del refuerzo longitudinal. Un patrón similar se observa en MVS2, pero con una mayor degradación de resistencia. Este comportamiento también se refleja en la baja variación de energía disipada entre la serie de ciclos con amplitud de 30 y 35 milímetros para estas probetas, como lo muestra la Figura 63 y Figura 67.

Con respecto a la probeta P4, se somete a solo dos ciclos bajo esta amplitud debido a una torsión excesiva, según indica Figueroa (2019). A pesar de que su curva de histéresis presenta una disminución de la resistencia, logra alcanzar valores superiores a 1 tonelada, con ciclos amplios.

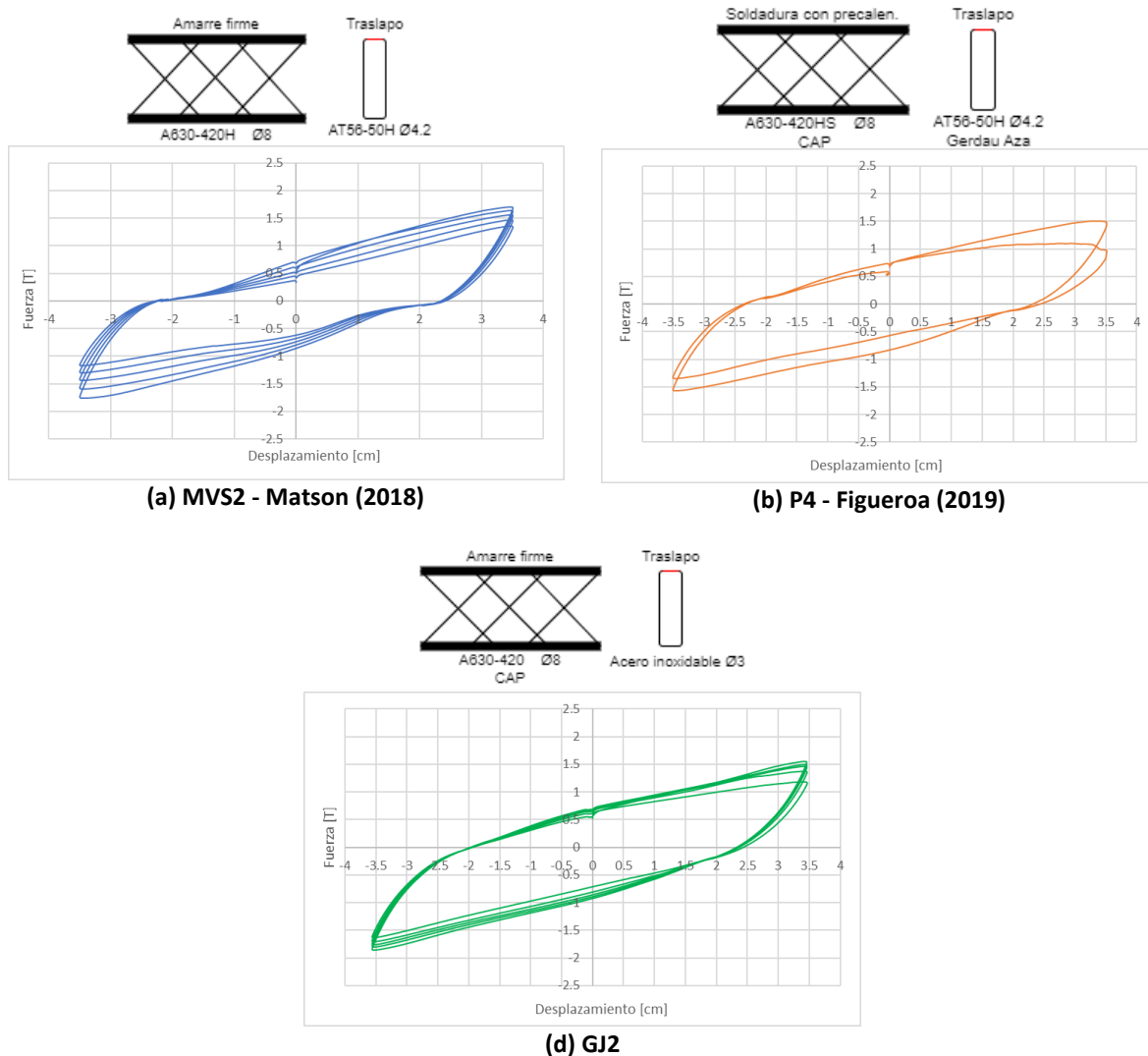


Figura 66. Curvas de fuerza - desplazamiento con ciclos de amplitud de 35 [mm] de probetas

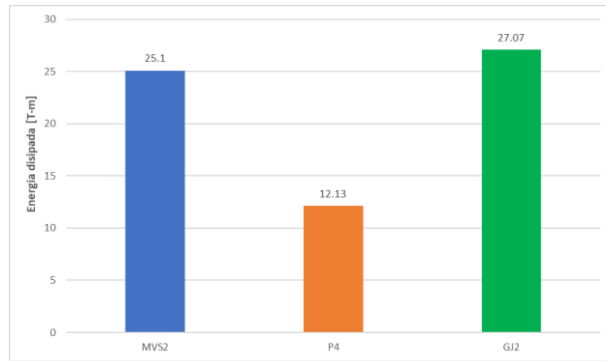


Figura 67. Energía disipada de probetas durante ciclos de amplitud 35 [mm]

Para este nivel de desplazamiento, se observan las cuatro probetas muy deterioradas y sin parte del recubrimiento en la zona de arranque de la viga, con grietas de corte desarrolladas en toda la altura. Asimismo, cada una de las probetas experimenta el efecto de pandeo en sus barras horizontales durante sus ciclos respectivos.

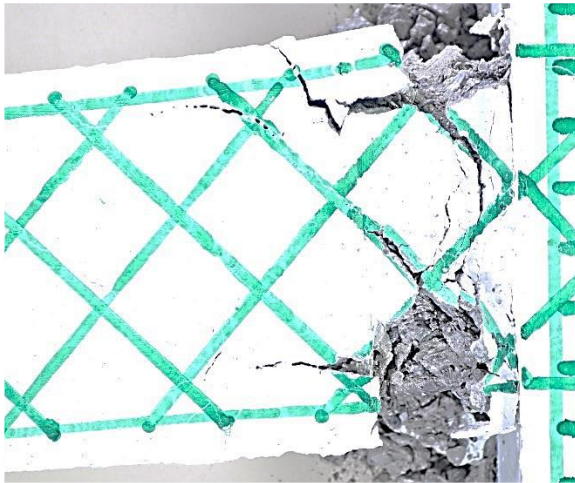


Figura 68. Probeta MVS2 - Tercer ciclo de amplitud 35 [mm] (Matson 2018)



Figura 69. Probeta P4 - Segundo ciclo de amplitud 35 [mm] (Figueroa 2019)



Figura 70. Probeta GJ2 - Quinto ciclo de amplitud 35 [mm]

6.3.4 Amplitud adicional

A partir de los buenos resultados anteriores para las probetas GJ2 y MVS2, se continuaron ensayando hasta obtener su falla. En el caso de GJ2, se aplicaron cinco ciclos con una amplitud de 35 milímetros, obteniendo la fractura de dos barras del refuerzo longitudinal durante el segundo ciclo adicional. Por otro lado, el espécimen MVS2, se le aplicó una amplitud de 40 milímetros, pero no logró completar ningún ciclo, debido a la fractura de las barras.

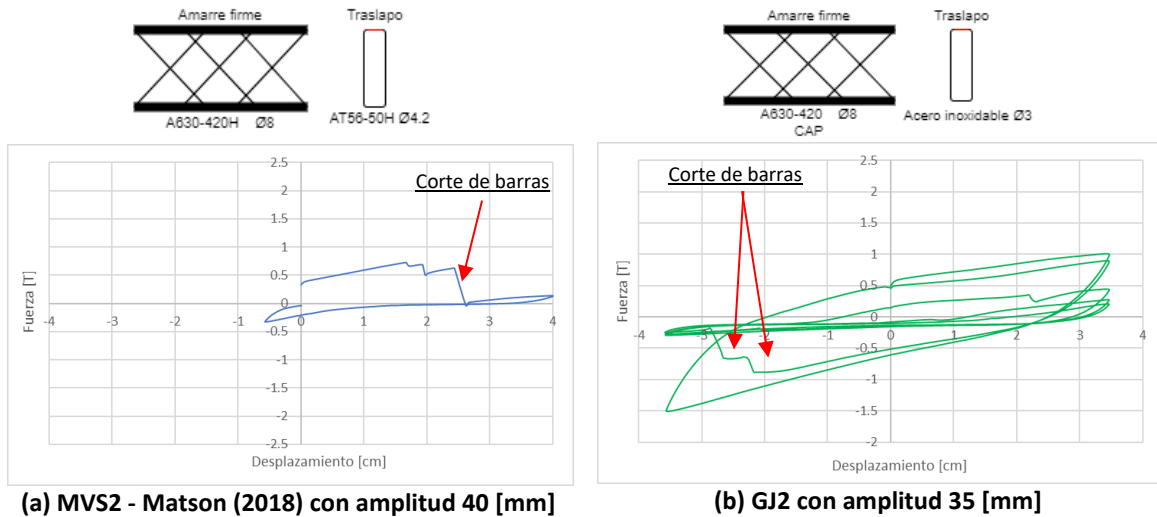


Figura 71. Curvas de fuerza - desplazamiento de probetas

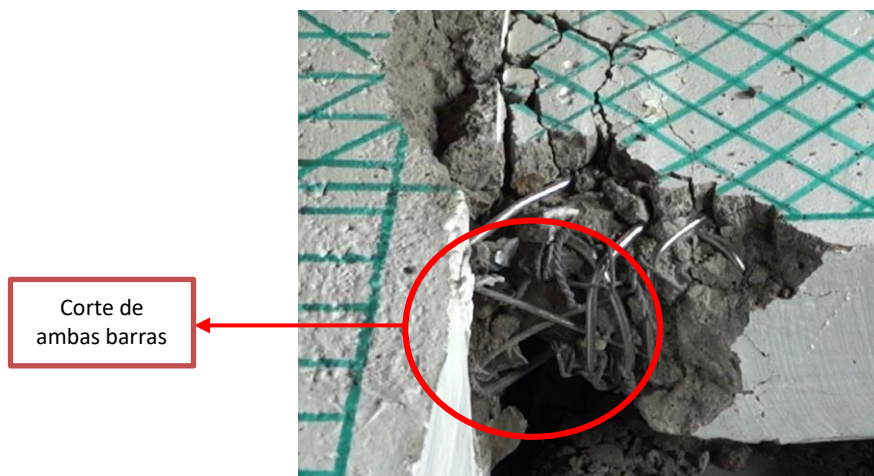


Figura 72. Probeta GJ2 - Quinto ciclo adicional de amplitud 35 [mm]

6.3.5 Comentarios análisis del desempeño

- Se puede concluir que la incorporación de la armadura adicional logró mejorar el desempeño sísmico, superando los resultados obtenidos en la línea de investigación hasta ahora. Estas probetas son capaces de soportar elevados desplazamientos sin experimentar una pérdida de resistencia significativa, manteniendo ciclos anchos y estables.
- La armadura adicional al disminuir la curvatura por pandeo contribuye en reducir el deterioro concentrado en la zona de rótula plástica de las probetas hasta grandes niveles de desplazamiento.
- Se apreció que la armadura adicional retrasa el inicio del pandeo de las barras, prolongando la fractura del refuerzo longitudinal y el colapso de la probeta.

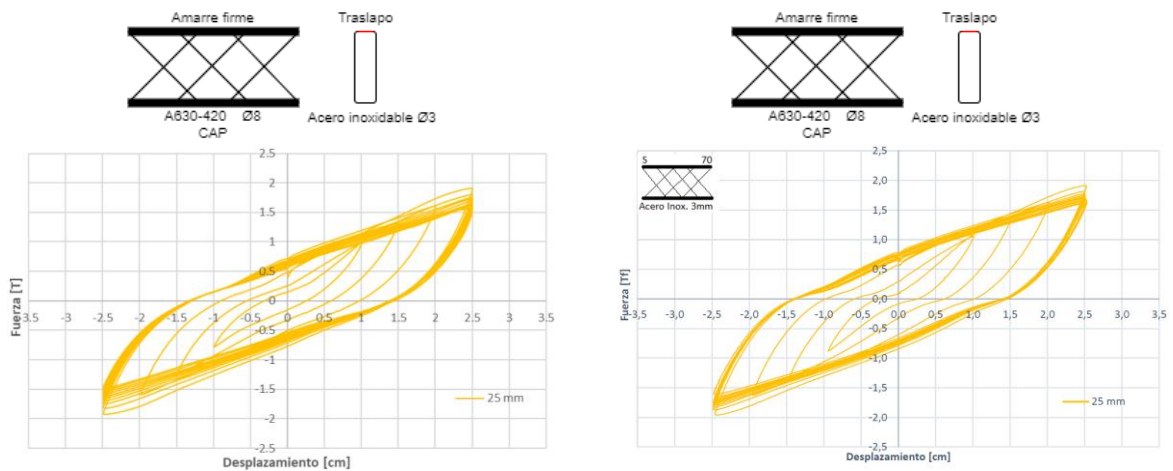
6.4 Efecto del programa de carga

6.4.1 Comparación con estudios previos

Con el objetivo de analizar el efecto del programa de carga, en esta sección se realiza una comparación del comportamiento entre las probetas GJ4 y BS6, siendo esta última ensayada por Silva P. (2022), donde se muestran sus propiedades en la Tabla 6. Estas dos probetas se comparan debido a la similitud entre sus programas de carga con ciclos de deterioro.

Tabla 6. Propiedades de las probetas

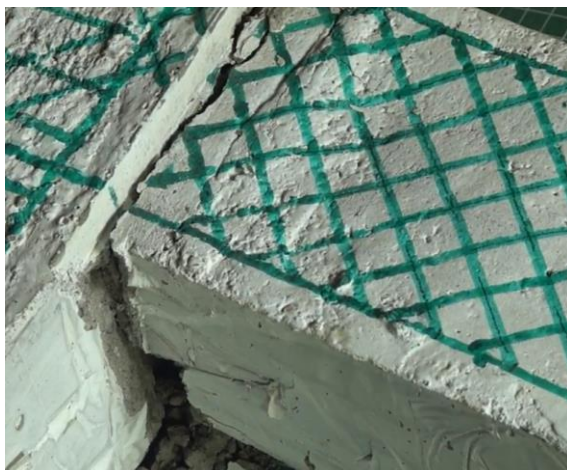
Probeta (s)	Autor (es)	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal				Unión entre refuerzo longitudinal y transversal	
		Calidad del Acero	Diámetro [mm]	Calidad del Acero	Tipo	Inclinación	Diámetro [mm]		Separación [cm]
GJ4	J. Maldonado y G.Reyes	A630-420H	8	Acero inoxidable	Traslazo soldado	45°	3	2.5	Amarre firme con alambre
BS6	B. Silva P.	A630-420H	8	Acero inoxidable	Traslazo soldado	45°	3	2.7	Amarre firme con alambre



(a) GJ4 – Amplitud 25 [mm]

(b) BS6 – Amplitud 25 [mm] (Silva P. 2022)

Figura 73. Curvas de fuerza - desplazamiento de probetas



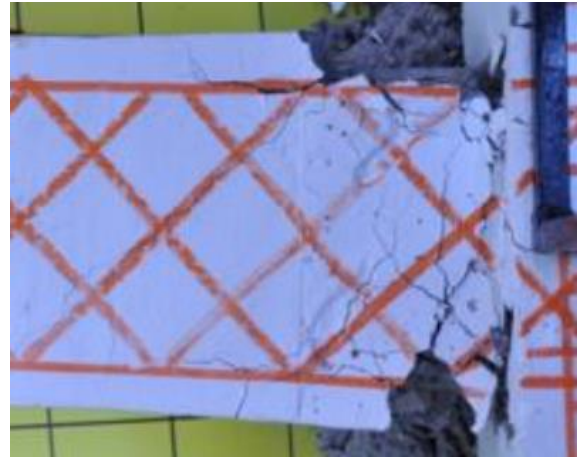
(a) GJ4 – Ciclo N°36 con amplitud de 25 [mm]



(b) BS6 – Ciclo N°37 con amplitud de 25 [mm] (Silva P. 2022)



(a) GJ4 – Ciclo N°44 con amplitud de 30 [mm]



(b) BS6 – Ciclo N°48 con amplitud de 30 [mm]
(Silva P. 2022)

Figura 74. Deterioro de probetas por amplitudes y ciclos

6.4.2 Comparación entre probetas con la armadura adicional

En esta sección se compara la degradación de resistencia por ciclos de las probetas con armadura adicional para estudiar el efecto del programa de carga.

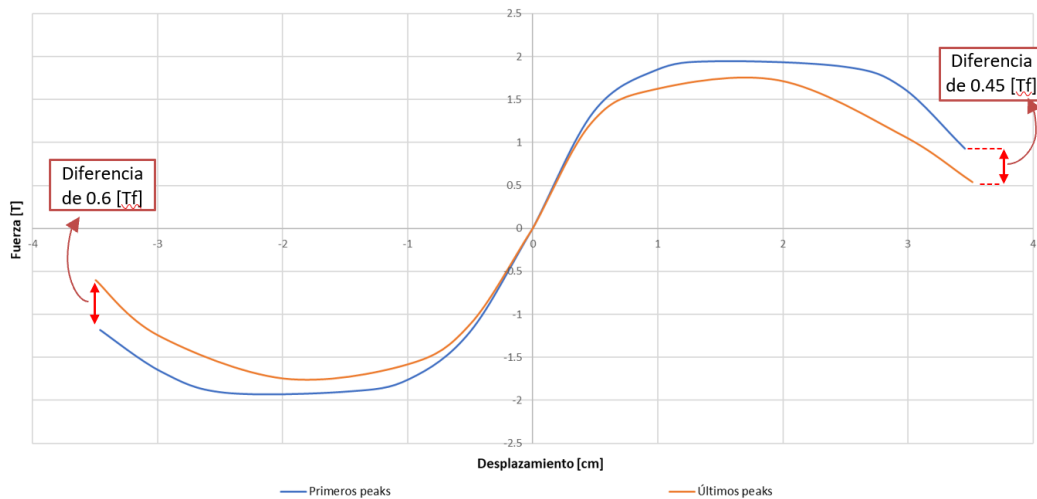


Figura 75. Curvas envolventes de probeta GJ1

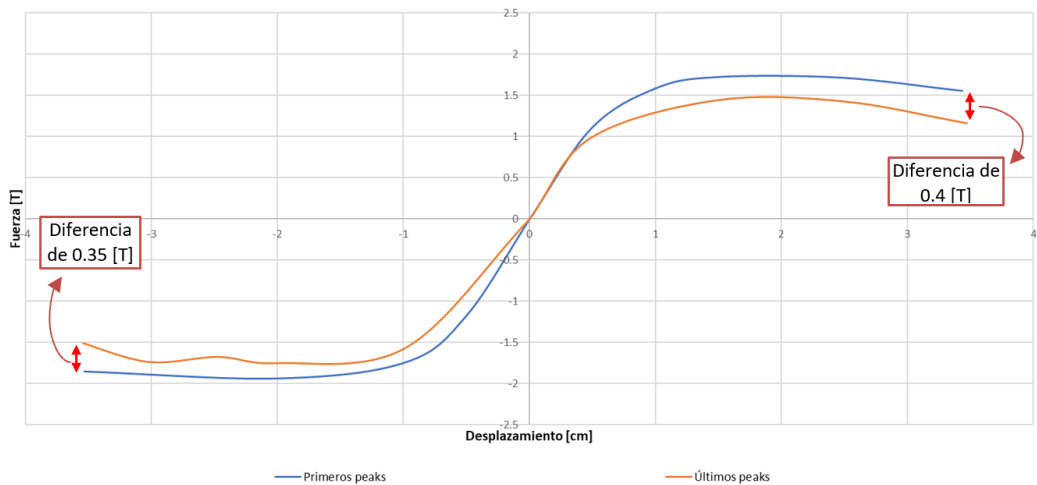


Figura 76. Curvas envolventes de probeta GJ2

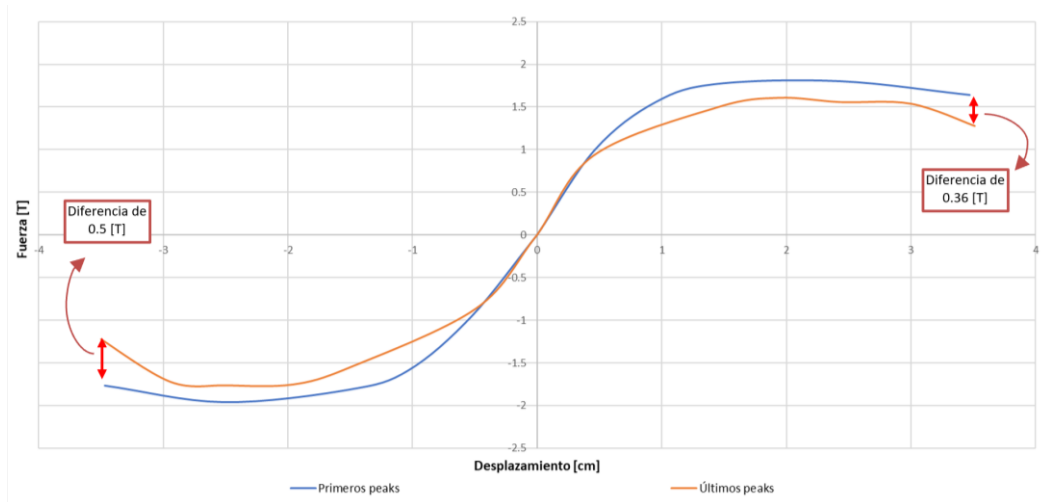


Figura 77. Curvas envolventes de probeta GJ3

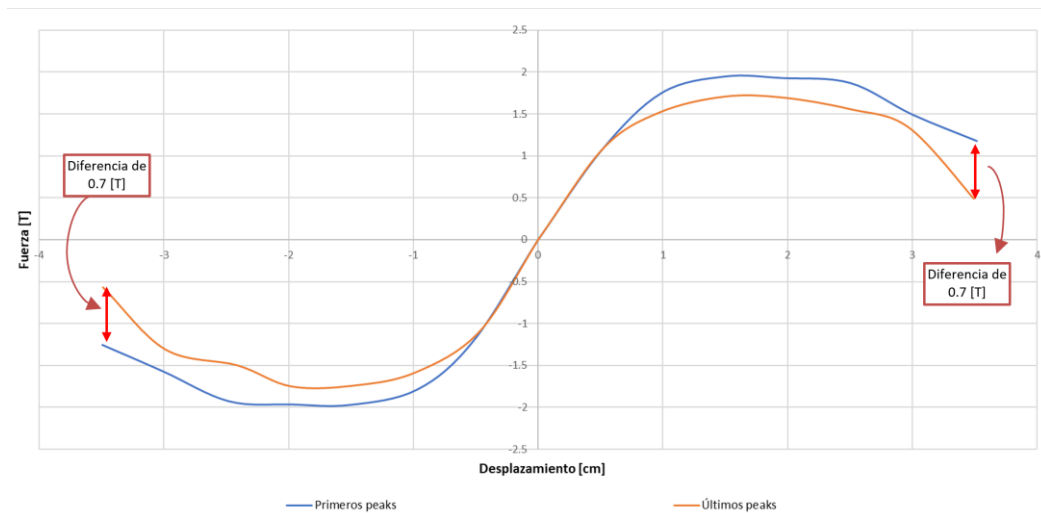


Figura 78. Curvas envolventes de probeta GJ4

6.4.3 Comentários del programa de carga

- Silva P. (2022) observó en la probeta BS6 un mayor deterioro del hormigón y pérdida de la resistencia al aplicar ciclos intermedios, sin embargo, los elementos de prueba con la armadura adicional se vieron ajenos a este efecto. Esto se concluyó puesto que el deterioro no aumentó, y la degradación de resistencia por efecto de los ciclos se mantuvo constante, como se observa en Figura 77 y Figura 78.
- Al comparar las curvas envolventes de las cuatro probetas con armadura adicional, estas presentaron una similar degradación de resistencia por efecto de los ciclos. Especialmente, se destaca esta afinidad entre las probetas que sufrieron torsión (GJ1 y GJ4), y las que no tuvieron este efecto (GJ2 y GJ3).
- Se puede concluir que la incorporación de la armadura adicional anula el efecto del programa de carga, puesto que independiente de la sollicitación aplicada aplicada en esta memoria, los elementos mostraron un deterioro del hormigón y una respuesta histerética similar.

6.5 Evaluación del daño por niveles de desempeño

Se realizó una comparación del daño observado durante los ensayos en diferentes probetas por medio de los niveles de desempeño, establecidos por la ACI 374.2R.

Para este análisis, se compara la probeta GJ2 con una probeta que posee con estribos ortogonales BS3 de Silva P. (2022), debido a que se les aplicó el mismo programa de carga y a la similitud en los materiales utilizados (ver Tabla 7).

Tabla 7. Propiedades de las probetas

Probeta (s)	Autor (es)	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal				Unión entre refuerzo longitudinal y transversal	
		Calidad del Acero	Diámetro [mm]	Calidad del Acero	Tipo	Inclinación	Diámetro [mm]		Separación [cm]
GJ1 y GJ2	J. Maldonado y G.Reyes	A630-420H	8	Acero inoxidable	Traslapo soldado	45°	3	2.5	Amarre firme con alambre
BS3	B. Silva P.	A630-420H	8	AT56-50H	Gancho sísmico	90°	4.2	3	Amarre firme con alambre

A continuación, se muestran las envolventes de las curvas de fuerza – desplazamiento y la energía disipada para cada una de las probetas, con los límites de los niveles de desempeño, y el daño asociado en cada punto.

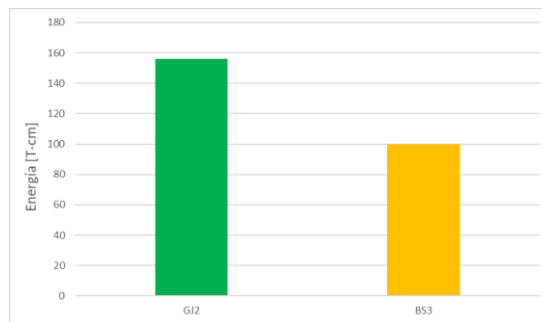


Figura 79. Energía disipada de las probetas durante el ensayo

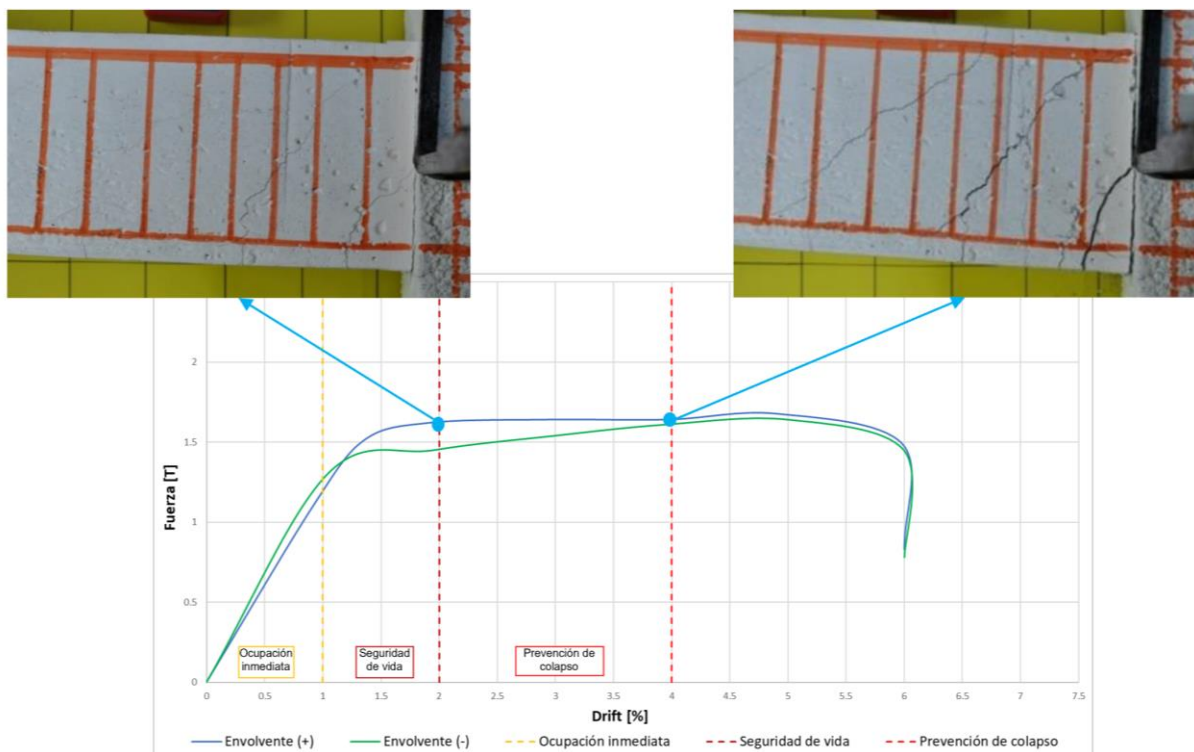


Figura 80. Niveles de desempeño de la probeta BS3 (Silva P. 2022)

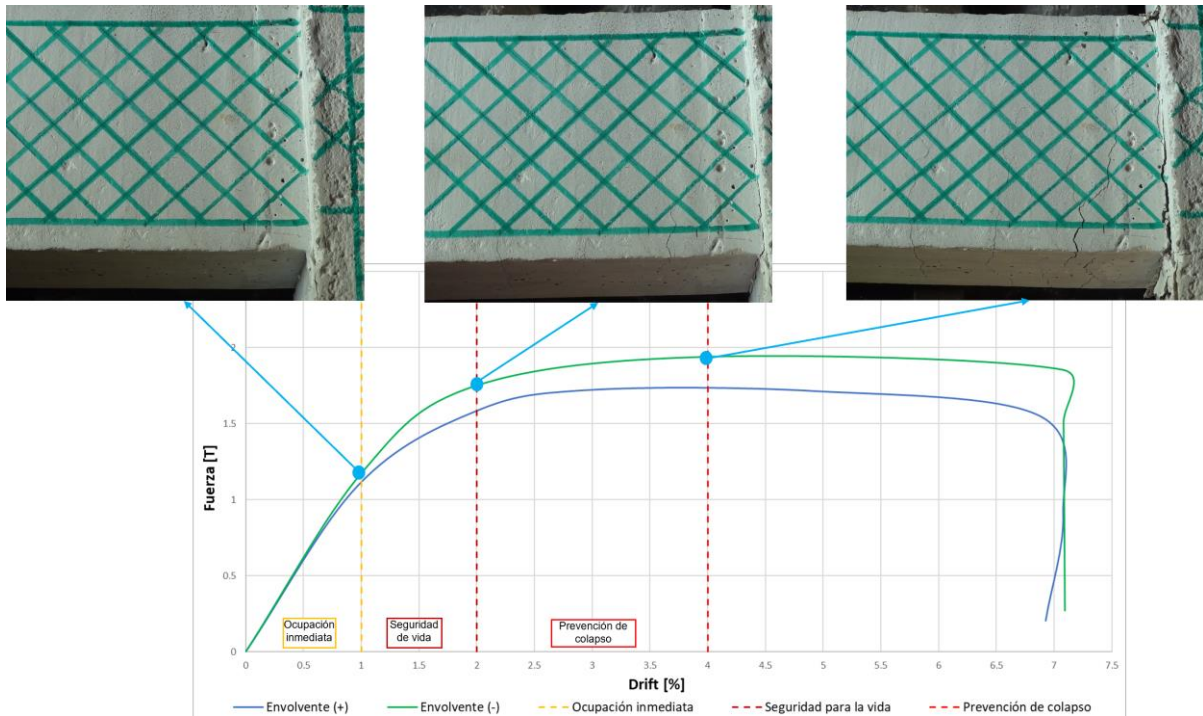


Figura 81. Niveles de desempeño de la probeta GJ2

6.5.1 Comentarios del nivel de desempeño

- Se observa en el final del primer nivel una deriva del 1%, donde las probetas se encuentran en el rango lineal elástico, que a diferencia como indica la norma, las estructuras deberían encontrarse en el punto de fluencia. Observando en cada una de ellas un mínimo de deterioro.
- Las probetas muestran un mejor desempeño que el descrito en la ACI374-2R para una deriva del 2%, puesto que la probeta con estribos ortogonales expone finas grietas de corte, alcanzando resistencias como máximas de 1.5 toneladas. Y la probeta con estribos inclinados, que presentan pequeñas grietas de flexión, y con resistencias mayores a 1.5 toneladas en ambas envolventes.
- Cuando se alcanza supuestamente el colapso con una deriva del 4% descrito por la norma, la probeta con estribos ortogonales si bien expone grietas de corte desarrolladas toda la zona de rótula plástica, esta mantiene su resistencia alcanzando valores 1.6 [T] aproximadamente. Por otro lado, la probeta con estribos inclinados muestra un comportamiento ideal, puesto que mantuvo su resistencia logrando valores aproximados de 2[T], mostrando pequeñas grietas de flexión y corte, y disipando más energía que la probeta BS3.

6.6 Ocurrencia de la fractura del refuerzo longitudinal

La fractura del refuerzo longitudinal de las vigas es un fenómeno bastante complejo, que responde a varias causas. A continuación, se muestra un breve resumen de cada una de ellas.

Una de las causas de la fractura de las barras es el poco de deterioro del hormigón en las vigas con estribos inclinados, como se observó en GJ2 y GJ4. Este poco deterioro logra mantener la capacidad del hormigón para formar la componente de compresión del momento flector. En consecuencia, el esfuerzo del acero aumenta, resultando en su fractura.

La fractura asociada a la excedencia de la deformación unitaria crítica definida por Barcley y Kowalsky (2019), la cual no pudo verificarse ya que no se midió la curvatura de las barras. Esta medición no se realizó debido a que no se retiró el recubrimiento de la viga en la zona de arranque durante el ensayo, y a inconvenientes en el sistema de cámaras.

La fatiga de bajo ciclaje es también un motivo de la fractura del refuerzo, y adquiere importancia si se logra impedir el pandeo de este. De acuerdo con Rojas S.S. (2022), a un 5 por ciento de deformación en el acero de las barras, el número de ciclos necesario para la fractura es de 25 ciclos aproximadamente.

Otro parámetro que influye en la rotura del refuerzo longitudinal es la posibilidad de deslizamiento de este, como lo muestra Silva P. B. (2022). El análisis forense evidenció el bajo nivel de deslizamiento de las barras, como se detalla en el Anexo II, desde la Figura 86 a la Figura 89.

En base a los resultados de Lobera (2016), quien analizó estructuras que contenían elementos similares a los ensayados en la presente memoria, al aparecer desplazamientos mayores a 25 milímetros son improbables que se alcancen en un movimiento sísmico de intensidad importante, puesto que esto corresponde a derivas demasiado altas. Por ende, se deduce que las fracturas de las barras visualizadas en esta memoria no llegarían a ocurrir en la realidad.



a) GJ2

(b) GJ4

Figura 82. Rotura del refuerzo longitudinal en probetas

7 Conclusiones y recomendaciones

7.1 Conclusiones

En este apartado se exponen las conclusiones del análisis de los ensayos de cuatro probetas de hormigón armado a escala próximo al tamaño real (1:3 o 1:4) confeccionadas por el autor y Maldonado (2023) en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente de la Universidad Técnica Federico Santa María.

A partir de lo observado en los ensayos, la armadura adicional fue capaz de disminuir significativamente la curvatura asociada al pandeo de las barras en la dirección perpendicular del plano del elemento. La armadura adicional también retrasó el inicio del pandeo de las barras, logrando que la fractura del refuerzo ocurra bajo una serie de desplazamientos mayor en comparación a los ensayos en estudios previos.

Es destacable el comportamiento histerético resultante, que está caracterizado por tener ciclos anchos y estables hasta elevados niveles desplazamiento, independiente de aplicar diferentes programas de carga en los elementos de prueba.

Examinando los resultados de los trabajos anteriores y los de la presente memoria, se llega a la conclusión que la fractura del refuerzo longitudinal es un fenómeno bastante complejo que no responde a una única causa, y que depende de cada caso en particular. Una causa es la presencia de los estribos inclinados en la viga, lo que logra mantener intacta la cabeza de compresión del hormigón, traduciéndose en altos esfuerzos del acero. Otra causa es la deformación que sufre el refuerzo supera la deformación unitaria crítica de Barclay y Kowalsky (2019). Si se logra impedir el pandeo, la fatiga de bajo ciclaje es también un motivo de la fractura del refuerzo. La última causa que se relaciona a la fractura del refuerzo es el bajo deslizamiento de este dentro de la columna.

En base a los resultados de Lobera (2016), quien analizó estructuras que contenían elementos similares a los ensayados en la presente memoria, al aparecer desplazamientos mayores a 25 milímetros es improbable que se alcancen a un movimiento sísmico de intensidad importante, puesto que esto corresponde a derivas demasiado altas. Por ende, se deduce que las fracturas de las barras visualizadas en esta memoria no llegarían a ocurrir en la realidad.

7.2 Recomendaciones

Con el objetivo que la armadura adicional sea efectiva y evite el pandeo, se recomienda aumentar su diámetro para incrementar convenientemente su rigidez, y confeccionar estribos inclinados que restrinjan el pandeo en dos direcciones, de manera que restrinja el pandeo fuera del plano.

Para evitar el efecto de torsión, se recomienda reemplazar las placas y pernos de fijación, por unas placas de menor altura o una pieza única de acero. Esto permitirá una instalación más sencilla, y al mismo tiempo, reforzar la sujeción entre estos dos elementos.

Con el objetivo de medir la curvatura del refuerzo longitudinal durante los ensayos, es importante para ensayos futuros se defina un procedimiento para retirar el recubrimiento de hormigón en la zona que inciden en la visión de las cámaras, de tal manera que no afecte la respuesta histerética. Además, se recomienda tener el sistema de cámaras conectado a un monitor, para llevar el control en un punto único de observación.

Referencias

- American Concrete Institute Committee 318. (2014). *Building Code Requirements or Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute Committee 374. (2013). *Guide for Testing reinforced Concrete Structural Elements under Slowly applied Simulated Seismic Loads (ACI 374.2R-13)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ASTM International. (2017). *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*. ASTM E8/E8M-16a.
https://doi.org/10.1520/E0008_E0008M-16A
- Barclay L. y Kowalsky M. (2019). Critical Bending Strain of Reinforcing Steel and Buckled Bar Tension Test. *ACI Materials Journal*, 116(3),53-61.
<https://doi.org/10.14359/51715583>
- Basualdo, F. (2019). *Efectos de las amarras y soldaduras de los estribos en el comportamiento sísmico de los elementos de hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Cabrejos, M. (1991). *Procedimiento de construcción de modelos de micro – hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Córdova, V. (2011). *Problemas del exceso de Resistencia del acero de refuerzo en el comportamiento de las estructuras de hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Figuroa, G. (2019). *Aceros soldables en elementos de hormigón armado sometidos a sollicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Guzmán, A (2013). *Elementos de Hormigón Armado con Barras de Refuerzo con Anclajes Rectos Sometidos a Sollicitaciones Cíclicas*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Instituto Nacional de Normalización. (2006). *Acero – Barras laminadas en caliente para hormigón armado*. NCh 204 of. 2006.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Hormigón–Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas*. NCh1037of2009.
- Instituto Nacional de Normalización. (2016). *Hormigón–Requisitos Generales*. NCh170of2016.
- Levi, S. (2014). *Efecto del exceso de resistencia del acero de refuerzo en la respuesta sísmica de marcos de hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
<https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/7235>
- Lobera, R. (2016). *Respuesta sísmica de marcos de hormigón armado con detalles innovadores para las vigas en las zonas próximas a los nudos*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
<https://repositorio.usm.cl/handle/11673/23247>
- Maldonado, J. (2023). *Armadura adicional para prevenir la fractura del refuerzo longitudinal en vigas de hormigón con estribos inclinados sometidos a sollicitación sísmica*. [Tesis de pregrado en desarrollo, Universidad Técnica Federico Santa María].

- Matson, C. (2018). *Fallas características de vigas de hormigón armado con armadura transversal inclinada sometidas a sollicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Moreno, A. (2012). *Falla de vigas de marcos sísmicos de hormigón armado en la zona próxima al nudo*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. <https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/5532>
- Park, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 22(3), 155–166. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.22.3.155-166>
- Pereira, D. (2011). *Fallas de uniones exteriores de marcos con voladizos*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María].
- Pino, C. (2017) *Vigas de hormigón armado con refuerzo transversal y anclajes inclinados 45° sometidas a sollicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. <https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/14051>
- Riddell, R. y Hidalgo, P. (2004) *Fundamentos de ingeniería estructural: para estudiantes de arquitectura*. (2da ed., pp. 403). Ediciones Universidad Católica de Chile.
- Rojas, S. S. (2022) *Ensayos de barras de acero para hormigón armado sometidas a fatiga de bajo ciclaje con pandeo impedido*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Rojas, S. A. (2022). *Fractura de barras de acero para hormigón armado debidas a la deformación crítica por pandeo y a la fatiga de bajo ciclaje*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Schnaidt, C. (2005). *Estudio en mesa de simulación de terremotos de dos soluciones para el soporte de una plataforma de hormigón armado*. [Tesis de postgrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Silva, B. B. (2014). *Vigas de hormigón armado con refuerzo al corte en 45° sometidas a cargas cíclicas*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. <https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/4733>
- Silva, P. B. (2022). *Longitud de anclaje reducida para mitigar tendencia a la fractura de las barras de refuerzo en elementos de hormigón armado sometidos a intensa sollicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.
- Sittipunt C. y Wood S. (1995). *Influence of Web Reinforcement on the Cyclic Response of Structural Walls*. *ACI Materials Journal*. 745 – 756.
- Sittipund, Wood, Lukkunaprasit y Pattarattanakul (2001). *Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement*. *ACI Materials Journal*. 554 – 562.
- Vergara, M. (2014). *Vigas de hormigón armado con refuerzo uniforme y con refuerzo variable en su longitud sometidas a sollicitación sísmica – Estudio experimental*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.

Anexos

I. Ensayo a tracción directa

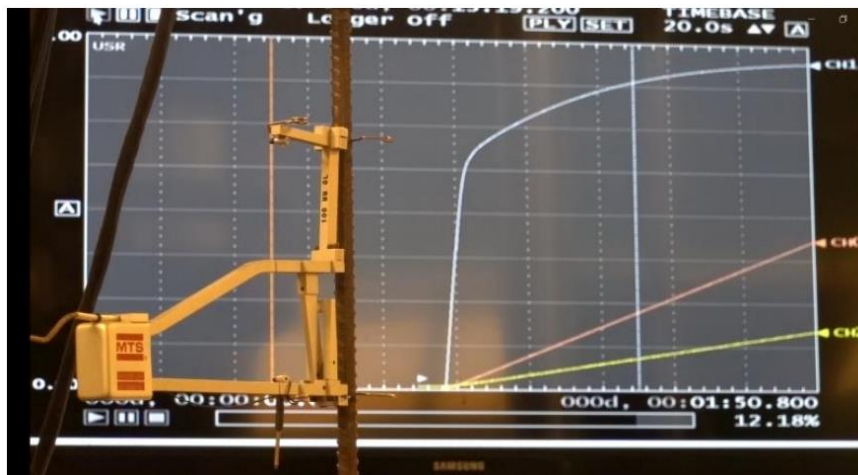


Figura 83. Ensayo a tracción directa de barra CAP de 8 [mm] de diámetro

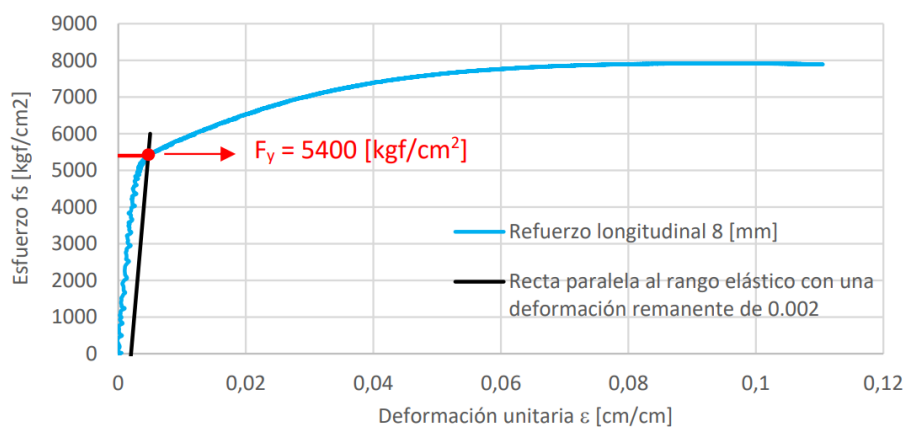


Figura 84. Curvas esfuerzo v/s deformación para las barras longitudinales CAP A630-420H (Maldonado 2023)

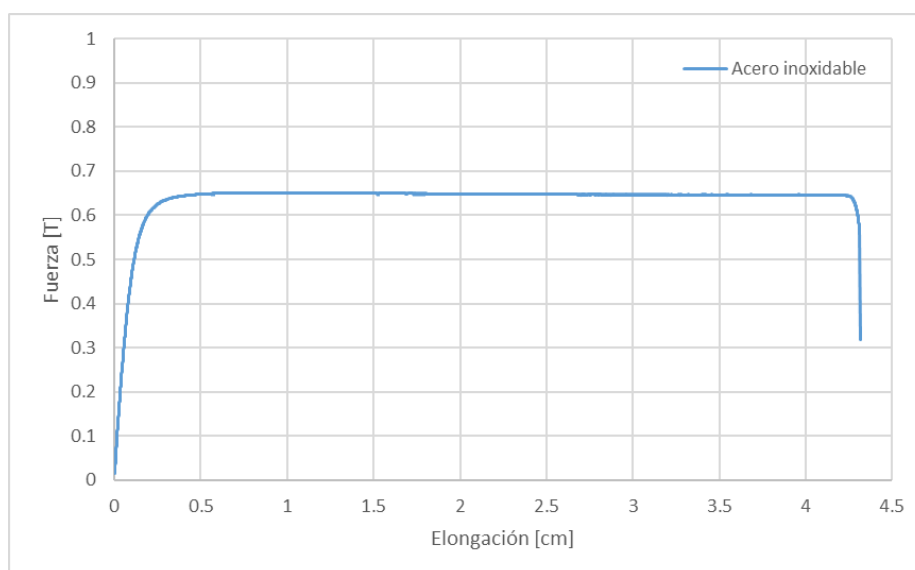


Figura 85. Curva de fuerza - elongación del acero inoxidable AISI 304

II. Análisis forense

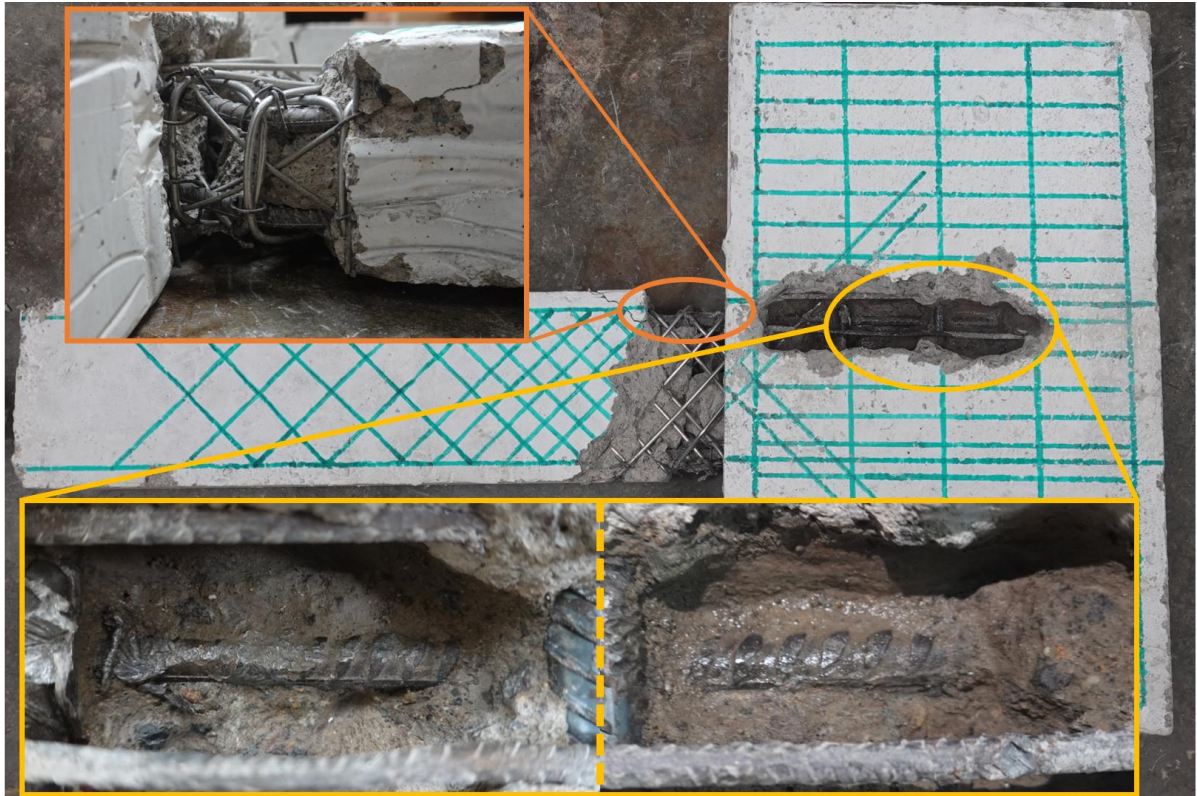


Figura 86. Análisis forense de probeta GJ1

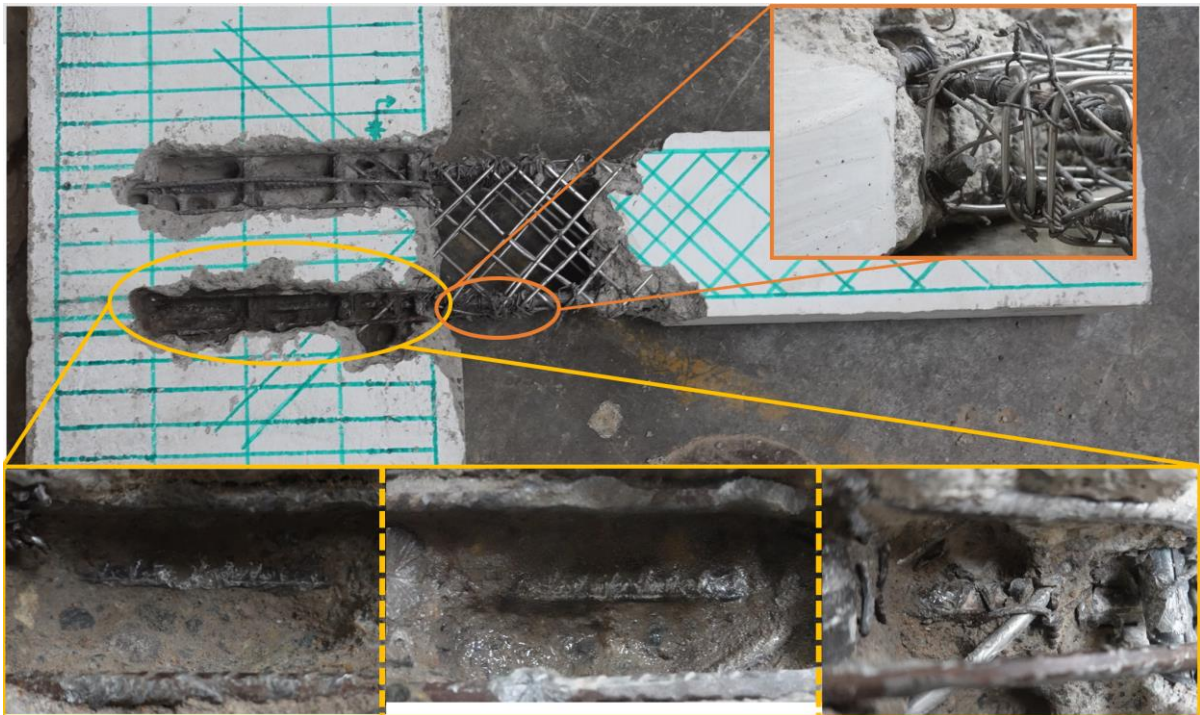


Figura 87. Análisis forense de probeta GJ2

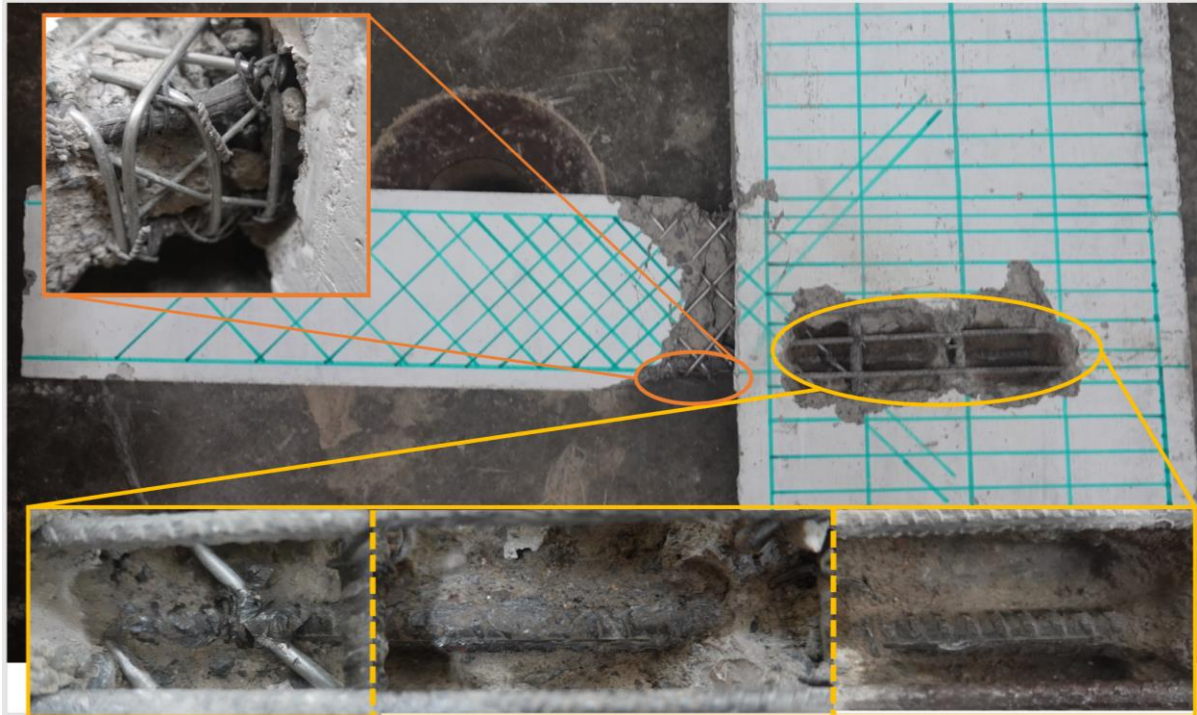


Figura 88. Análisis forense de probeta GJ3



Figura 89. Análisis forense de probeta GJ4

III. Desplazamiento de fluencia

Se exponen en la Tabla 4 el desplazamiento de fluencia para los cuatro especímenes confeccionados, según lo establecido en el inciso 3.2, definiendo los rangos lineales y no lineales de cada probeta.

Tabla 8. Puntos de fluencia

Probeta	$\Delta_y (+)$	$F_y (+)$	$\Delta_y (-)$	$F_y (-)$
GJ1	0.65	1.46	-0.76	-1.44
GJ2	0.71	1.29	-0.78	-1.46
GJ3	0.79	1.35	-1.04	-1.47
GJ4	0.91	1.49	-0.82	-1.48