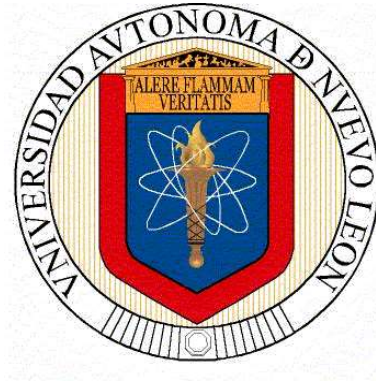


# UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO



## ***EFEECTO DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LOS CICLOS HISTERÉTICOS DE UNA VIGA DE CONCRETO REFORZADO***

Por:

**ERIK EDUARDO ESPINO ROBLES**

Como requisito parcial para obtener el grado de **MAESTRÍA EN  
CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN INGENIERÍA  
ESTRUCTURAL**

Julio 2021

***EFFECTO DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LOS CICLOS  
HISTERÉTICOS DE UNA VIGA DE CONCRETO REFORZADO***

Aprobación de la Tesis

---

**Dr. Jorge Humberto Chávez Gómez**  
Director de Tesis

---

**Dra. Milena Mesa Lavista**  
Evaluador de Tesis

---

**Dr. José Álvarez Pérez**  
Evaluador de Tesis

---

**Dr. Gerardo del Jesús Fajardo San Miguel**  
Subdirector de Estudios de Posgrado

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero agradecer al Dr. Jorge Humberto Chavez Gómez, quien me otorgó la oportunidad de iniciar con este proyecto de investigación para lograr la meta de obtener el grado.

Al Dr. José Álvarez Pérez por brindarme la oportunidad de retomar el proyecto de investigación y lograr concluir esta etapa académica.

A la Dra. Milena Mesa Lavista quien con su conocimiento me ayudó y guio en cada una de las etapas de este proyecto para alcanzar los resultados obtenidos.

A mis compañeros y amigos de trabajo del Dpto. de Ingeniería Estructural y Peritajes, Yanet Ruiz, Karlas Gutiérrez, Ing. José Villa, Ing. Mario Briones, Félix Gallardo, Diego Cavazos, Aurelio Moreno y Osiris Ramírez.

Al Departamento de Ingeniería Estructural y Peritajes por permitirme utilizar el laboratorio para poder realizar la etapa experimental de esta tesis.

Agradezco a posgrado de ingeniería civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por otorgarme la oportunidad de desarrollar mis estudios.

A mis amigos y compañeros del laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería civil, Brayan, Isaac, Emanuel y Miguel por apoyarme en la etapa experimental.

A mis amigos y compañeros de la maestría, Estifen, Darío y César.

Agradezco firmemente a mis padres Blanca A. Robles y Narciso Espino por el cariño incondicional y por creer en mí y alentarme a conseguir mis metas personales.

A mi hermanos, Julio, Narciso, Ismael, Angelica y Carlos Espino por estar siempre ahí y apoyarme incondicionalmente sin importar que tan difícil sea la meta.

Finalmente, a mis sobrinos Didier, Alan, Ángel, Alondra, Miranda Espino, Camila y Sebastián Hurtado por ser una motivación extra en mi vida.

## DEDICATORIA

A LA MEMORIA  
DE  
MARIA FERNANDA GÁLVEZ LÓPEZ

*¡Cariño Mio!, me has bendecido con tu recuerdo que me abraza como fuego ardiente y me llena de esperanza divina. Tu tenías la luz, tuya era la Fe, que es capaz de mover montañas y el Amor que despierta y crea Almas.*

*Me conmueve en el alma tu ausencia. Pero, aunque ya no puedo verte, sé que ahora estas más llena de vida que nunca, libre de las cadenas terrestres. Situada en el seno de la luz celestial, donde compartes tu infinito Amor.*

## CONTENIDO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>iii</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>vi</b>
<b>GLOSARIO.....</b>	<b>vii</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>ix</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>1</b>
1.1.1. <i>Planteamiento del problema general .....</i>	<i>1</i>
1.1.2. <i>Planteamiento del problema científico.....</i>	<i>2</i>
<b>1.2. Hipótesis.....</b>	<b>3</b>
<b>1.3. Objetivos de la tesis .....</b>	<b>3</b>
1.3.1. <i>Objetivo general .....</i>	<i>3</i>
1.3.2. <i>Objetivo específico.....</i>	<i>3</i>
<b>1.4. Tareas de investigación .....</b>	<b>3</b>
<b>1.5. Objeto de investigación .....</b>	<b>4</b>
<b>1.6. Campo de investigación .....</b>	<b>4</b>
<b>1.7. Novedad científica .....</b>	<b>4</b>
<b>1.8. Métodos de investigación .....</b>	<b>4</b>
<b>1.9. Alcance .....</b>	<b>5</b>
<b>1.10. Resultados esperados .....</b>	<b>5</b>
<b>1.11. Aportes.....</b>	<b>5</b>
<b>1.12. Validación y presentación de los resultados .....</b>	<b>5</b>
<b>1.13. Estructura de la tesis.....</b>	<b>5</b>
<b>2. CAPÍTULO 1.....</b>	<b>7</b>
<b>2.1. ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>7</b>
2.1.1. <i>Concretos fibroreforzados.....</i>	<i>7</i>
2.1.2. <i>Aplicación de fibras para uso estructural .....</i>	<i>10</i>
2.1.3. <i>Adición de fibras para uso estructural en sistemas de unión viga-columna de concreto reforzado .....</i>	<i>13</i>
2.1.4. <i>Comportamiento de juntas de concreto reforzado.....</i>	<i>37</i>
2.1.5. <i>Conclusiones parciales del capítulo .....</i>	<i>44</i>
<b>3. CAPÍTULO 2.....</b>	<b>46</b>
<b>3.1. PROTOCOLO Y METODOLOGÍA DE ENSAYE.....</b>	<b>46</b>
3.1.1. <i>Propuesta de configuración de ensaye .....</i>	<i>46</i>
3.1.2. <i>Diseño y detalle del espécimen .....</i>	<i>49</i>
3.1.3. <i>Propuesta del programa e historial de carga .....</i>	<i>51</i>
3.1.4. <i>Detalle de la configuración de prueba instrumentación y adquisidores de datos.....</i>	<i>52</i>
3.1.5. <i>Comportamiento de la configuración de prueba en el ensayo preliminar de la junta viga-columna de CR.....</i>	<i>55</i>
3.1.6. <i>Sugerencias y recomendaciones para mejorar el comportamiento de la configuración de prueba.....</i>	<i>56</i>
<b>3.2. Conclusiones parciales del capítulo .....</b>	<b>60</b>
<b>4. CAPÍTULO 3.....</b>	<b>61</b>
<b>4.1. RESULTADOS Y OBSERVACIONES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS CICLOS HISTERÉTICOS DE LAS JUNTAS VIGA-COLUMNA DE CR CON Y SIN FIBRA DE ACERO ADICIONADA.....</b>	<b>61</b>

4.1.1. Resultados de la prueba de carga-desplazamiento en la viga del sistema de junta viga-columna de concreto reforzado sin fibra adicionada (CXSF) .....	61
4.1.2. Relación de carga-desplazamiento .....	62
4.1.3. Disipación de energía.....	65
4.1.4. Degradación de rigidez .....	67
4.1.5. Patrón de grietas .....	68
4.1.6. Deformación unitaria del acero de refuerzo .....	70
4.1.7. Conclusión parcial del comportamiento histerético de la CXSF. ....	71
<b>4.2. Resultados de la prueba de carga-desplazamiento en la viga del sistema de junta viga-columna de concreto reforzado con fibra adicionada (CXCF).....</b>	<b>71</b>
4.2.1. Relación de carga-desplazamiento .....	73
4.2.2. Disipación de energía.....	75
4.2.3. Degradación de rigidez .....	76
4.2.4. Patrón de grietas .....	77
4.2.5. Deformación unitaria del acero de refuerzo .....	79
4.2.6. Conclusión parcial del comportamiento histerético de la CXCF.....	81
<b>4.3. Comparación de resultados de las pruebas de cargas-desplazamientos en las vigas de los sistemas de juntas vigas-columnas de concreto reforzado con y sin fibra adicionada (CXCF y CXSF, respectivamente) .....</b>	<b>81</b>
4.3.1. Relación de carga-desplazamiento .....	83
4.3.2. Disipación de energía.....	88
4.3.3. Degradación de rigidez .....	89
4.3.4. Modo de falla.....	90
4.3.5. Deformación unitaria del acero de refuerzo .....	93
4.3.6. Conclusión parcial del comportamiento histerético de las vigas con y sin fibras .....	94
<b>4.4. Comparación de los resultados obtenidos con estudios de otros autores .....</b>	<b>95</b>
4.4.1. Conclusión parcial de la comparación del presente estudio con el estado del arte.....	98
<b>5. CAPÍTULO 4.....</b>	<b>99</b>
<b>5.1. Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>99</b>
<b>5.2. Recomendaciones .....</b>	<b>100</b>
5.2.1. Recomendaciones generales para la configuración del historial de carga-desplazamiento.....	100
5.2.2. Recomendaciones para la configuración del protocolo de carga (sistema de apoyo) y adquisidores de datos.....	100
5.2.3. Recomendaciones para futuras investigaciones.....	101
<b>6. Anexo A .....</b>	<b>103</b>
<b>7. Anexo B.....</b>	<b>106</b>
<b>8. Referencias .....</b>	<b>127</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>FIG. 1:</b> FALLA TÍPICA EN JUNTA VIGA-COLUMNA. ....	1
<b>FIG. 2:</b> DETALLE DEL ACERO DE REFORZAMIENTO: (A) BWF (B) BWS AND (C) CWS [25]. ....	14
<b>FIG. 3:</b> SISTEMA DE JUNTA VIGA-COLUMNA [26]. ....	14
<b>FIG. 4:</b> DISIPACIÓN DE ENERGÍA [26]. ....	15
<b>FIG. 5:</b> DETALLE DEL ACERO DE REFUERZO DE LOS ESPÉCIMENES: A) ESPÉCIMEN SIN ACERO DE REFUERZO, B) ESPÉCIMEN CON ACERO DE REFUERZO [3]. ....	16
<b>FIG. 6:</b> A) ESTRUCTURA DE APOYO PARA PRUEBA DE JUNTA VIGA-COLUMNA Y B) HISTORIAL DE CARGA [3]. ....	17
<b>FIG. 7:</b> ENVOLVENTE DE CICLOS HISTERÉTICOS DE LAS JUNTAS VIGAS-COLUMNAS [3]. ....	18
<b>FIG. 8:</b> GRÁFICA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE TODOS LOS ESPÉCIMENES [3]. ....	18
<b>FIG. 9:</b> DETALLE DEL REFUERZO Y SISTEMA DE ENSAYO DE LOS ESPÉCIMENES, RESPECTIVAMENTE [4].	19
<b>FIG. 10 :</b> GRÁFICAS CARGA-DEFLEXIÓN Y ENVOLVENTE DE LOS CICLOS HISTERÉTICOS [4]. ....	20
<b>FIG. 11:</b> DISIPACIÓN DE ENERGÍA ACUMULADA [4]. ....	21
<b>FIG. 12:</b> GRÁFICA DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ [4]. ....	21
<b>FIG. 13:</b> DETALLE DE ESPÉCIMEN: A) DIMENSIONES, B) SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNA Y VIGA [5]. .....	23
<b>FIG. 14:</b> PROTOTIPO DE ENSAYE (DERECHA), CICLO DE DESPLAZAMIENTO (IZQUIERDA) [5]. ....	23
<b>FIG. 15:</b> PATRÓN DE GRIETAS AL FINAL DEL ENSAYE [5]. ....	23
<b>FIG. 16:</b> CURVA DE CARGA-DESPLAZAMIENTO [5]. ....	24
<b>FIG. 17:</b> RELACIÓN DE MOMENTO-CURVATURA [5]. ....	25
<b>FIG. 18:</b> DISIPACIÓN DE ENERGÍA [5]. ....	25
<b>FIG. 19:</b> DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ. (A) CICLO DE CARGA POSITIVO. (B) CICLO DE CARGA NEGATIVO [5]. .....	26
<b>FIG. 20:</b> A)ESQUEMA DE PROTOCOLO DE CARGA Y B) CONFIGURACIÓN DE ESPÉCIMEN [27]. ....	27
<b>FIG. 21:</b> DETALLE DE LAS DIMENSIONES Y ACERO DE REFUERZO DEL ESPÉCIMEN VIGA-COLUMNA [27].	27
<b>FIG. 22:</b> PATRÓN DE CONCRETO DE LOS ESPÉCIMENES [27]. ....	28
<b>FIG. 23:</b> PROCESO DE DAÑO Y AGRIETAMIENTO [27]. ....	30
<b>FIG. 24:</b> HISTORIAL DE CARGA APLICADA [27]. ....	31
<b>FIG. 25:</b> RESPUESTA DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LA JUNTA [27]. ....	32
<b>FIG. 26:</b> DIMENSIONES, DETALLE DE REFUERZO Y PROTOCOLO DE CARGA DE LOS ESPÉCIMENES [28].	33
<b>FIG. 27:</b> RESPUESTA DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO. (A) NC. (B) PVA8. (C) PVA12. (D) PP13. (E) SF13 [28]. ....	35
<b>FIG. 28:</b> CURVA ENVOLVENTE DE CARGA-DEFLEXIÓN [28]. ....	36
<b>FIG. 29:</b> DUCTILIDAD DE ESPÉCIMENES [28]. ....	36
<b>FIG. 30:</b> DETALLE DEL ACERO REFUERZO DE LAS UNIDADES [34]. ....	38
<b>FIG. 31:</b> DETALLA ESTRUCTURAL EN LA JUNTA DEL SISTEMA DE UNIÓN [35]. ....	38
<b>FIG. 32</b> CARACTERÍSTICAS DE LA GEOMETRÍA Y REFUERZO DE LOS ESPÉCIMENES DE LA JUNTA VIGA-COLUMNA [36]. ....	39
<b>FIG. 33.</b> GEOMETRÍA Y DETALLE DE REFORZAMIENTO [37]. ....	40
<b>FIG. 34:</b> GEOMETRÍA Y PLATAFORMA DE ENSAYO [38]. ....	42
<b>FIG. 35:</b> DETALLE DEL REFORZAMIENTO DE JUNTA VIGA DE SECCIÓN VARIABLE-COLUMNA [39]. ....	43
<b>FIG. 36:</b> DIMENSIONES Y DETALLADO DEL ACERO REFUERZO DE LOS ESPÉCIMENES DE LA JUNTA VIGA-COLUMNA [40]. ....	44
<b>FIG. 37:</b> PROPUESTA DEL SISTEMA DE APOYO PARA EL PROTOCOLO DE ENSAYE DE LA JUNTA VIGA COLUMNA DE CR [41]. ....	46
<b>FIG. 38:</b> DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE EXPERIMENTAL: A) INSTRUMENTACIÓN; CONFIGURACIÓN DE PRUEBA; PROTOCOLO DE CARGA [42]. ....	48
<b>FIG. 39:</b> ESQUEMA DE REFORZAMIENTO FRP: A) TEST_NS_FL Y B) TEST_NS_FLE (DIMENSIONES EN MM) [42]. ....	48

<b>FIG. 40:</b> A) CONFIGURACIÓN DE PRUEBA, B) INSTRUMENTACIÓN DEL NÚCLEO DE LA JUNTA Y C) LOCALIZACIÓN DE MEDIDORES DE ESFUERZOS DE DEFORMACIÓN [43].	49
<b>FIG. 41:</b> DIMENSIONES Y DETALLE DEL ACERO DE REFUERZO DEL ESPÉCIMEN DE LA JUNTA VIGA-COLUMNA [41].	50
<b>FIG. 42:</b> MODELO MATEMÁTICO DE EDIFICIO APORTICADO PROPUESTO PARA REALIZAR EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MARCO ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTO.	50
<b>FIG. 43:</b> CLASIFICACIÓN DE SITIO Y CATEGORÍA DE RIESGO.	50
<b>FIG. 44:</b> EJEMPLO DE LA SECUENCIA DE DESPLAZAMIENTO DE CICLOS CONTROLADOS.	51
<b>FIG. 45:</b> NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL (REF. [46]).	51
<b>FIG. 46:</b> HISTORIA DE DEFORMACIÓN PARA PRUEBAS EXPERIMENTALES CON CARGA UNIDIRECCIONAL REVERSIBLE (REF. [46]).	52
<b>FIG. 47:</b> HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTOS CÍCLICOS [41].	52
<b>FIG. 48:</b> CONFIGURACIÓN DE COLOCACIÓN DE “STRAIN GAUGES” EN BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA VIGA.	53
<b>FIG. 49:</b> CONFIGURACIÓN DE PRUEBA: UBICACIÓN DE LOS LVDT'S Y ACTUADORES.	54
<b>FIG. 50:</b> ADQUISIDOR DE DATOS.	54
<b>FIG. 51:</b> CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE PRUEBA.	54
<b>FIG. 52:</b> CONFIGURACIÓN DE PRUEBA: UBICACIÓN DE ACTUADORES Y CELDAS DE CARGAS [41].	55
<b>FIG. 53:</b> CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE APOYO DEL ACTUADOR HIDRÁULICO [41].	55
<b>FIG. 54:</b> ACTUADOR DE DOBLE ACCIÓN: EMPUJE DE 100 TON Y TIRÓN DE 45 TON [34].	57
<b>FIG. 55:</b> CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE APOYO DEL ACTUADOR REVERSIBLE.	57
<b>FIG. 56:</b> PROPUESTA DE TOPE PARA REDUCIR LA HOLGURA ENTRE BIRLO Y ORIFICIO DE LOSA DE REACCIÓN.	57
<b>FIG. 57:</b> COLOCACIÓN DE LAINAS DE ACERO CON DIFERENTES DIMENSIONES Y ESPESORES PARA REDUCIR EL HUECO ENTRE LAS SUPERFICIES DE CONTACTO DE LA COLUMNA Y SISTEMA DE APOYO.	58
<b>FIG. 58:</b> ESQUEMA DE DEFORMACIÓN DE VIGA Y DESPLAZAMIENTOS DE LA COLUMNA.	58
<b>FIG. 59:</b> ESQUEMA DE SUJECCIÓN DEL LVDT.	59
<b>FIG. 60:</b> PERSPECTIVA DEL SISTEMA DE ANCLAJE DE LVDT'S.	59
<b>FIG. 61:</b> PERSPECTIVA DEL SISTEMA DE RODILLO COLOCADO EN EL EXTREMO DE LA VIGA.	59
<b>FIG. 62:</b> GRÁFICA DEL HISTORIAL DE CARGA-DESPLAZAMIENTO Y ESTADO FÍSICO DEL SISTEMA CXSF. ..	61
<b>FIG. 64:</b> ENVOLVENTE DEL HISTERÉTICO DE LA CXSF.	63
<b>FIG. 65:</b> CICLO NO. 7. EFECTO DE APLASTAMIENTO HISTERÉTICO.	64
<b>FIG. 66:</b> CICLO NO. 25. EFECTO DE APLASTAMIENTO HISTERÉTICO.	64
<b>FIG. 67:</b> CICLO NO. 28. EFECTO DE APLASTAMIENTO HISTERÉTICO.	65
<b>FIG. 68:</b> PARÁMETROS PARA LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, CÁLCULO DE LA RIGIDEZ CÍCLICA. REFERENCIA [48].	65
<b>FIG. 69:</b> ACUMULACIÓN HISTERÉTICA DE ENERGÍA DISIPADA.	67
<b>FIG. 70:</b> REDUCCIÓN DE RIGIDEZ.	68
<b>FIG. 71:</b> PERSPECTIVA GENERAL DE PATRÓN DE GRIETAS DE LA CXSF.	68
<b>FIG. 72:</b> PERSPECTIVA GENERAL DE FRAGMENTACIÓN DEL CONCRETO EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA.	69
<b>FIG. 73:</b> MODO DE FALLA INICIAL EN LA JUNTA SIN FIBRAS.	69
<b>FIG. 74:</b> UBICACIÓN ENTRE CELDA DE CARGA Y STRAIN GAUGES.	70
<b>FIG. 75:</b> GRÁFICA DEL HISTORIAL DE CARGA-DESPLAZAMIENTO Y ESTADO FÍSICO DEL SISTEMA CXCF. ..	73
<b>FIG. 76:</b> ENVOLVENTE HISTERÉTICO DE LA CXCF.	74
<b>FIG. 77:</b> CICLO NO. 7. EFECTO DE APLASTAMIENTO HISTERÉTICO.	74
<b>FIG. 78:</b> CICLO NO. 25. EFECTO DE APLASTAMIENTO HISTERÉTICO.	75
<b>FIG. 79:</b> CICLO NO. 28. EFECTO DE APLASTAMIENTO HISTERÉTICO.	75
<b>FIG. 80:</b> ACUMULACIÓN HISTERÉTICA DE ENERGÍA DISIPADA.	76
<b>FIG. 81:</b> REDUCCIÓN DE RIGIDEZ.	77
<b>FIG. 82:</b> PERSPECTIVA GENERAL DE FRAGMENTACIÓN DEL CONCRETO EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA.	77



<b>FIG. 83:</b> PERSPECTIVA GENERAL DE FRAGMENTACIÓN DEL CONCRETO EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA. ....	78
<b>FIG. 84:</b> FALLA TIPO “PULL OUT” EN LAS FIBRAS DE ACERO.....	78
<b>FIG. 85:</b> ESTADO FÍSICO DE FIBRAS DE ACERO DESPUÉS DE LA PRUEBA. ....	79
<b>FIG. 86:</b> UBICACIÓN ENTRE CELDA DE CARGA Y STRAIN GAUGES. ....	79
<b>FIG. 87:</b> COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO ENTRE LA CXCF Y CXSF. ....	83
<b>FIG. 88:</b> ENVOLVENTE CÍCLICO DE LAS CONEXIONES CON Y SIN FIBRAS DE ACERO.....	84
<b>FIG. 89:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 1.7 MM. ....	85
<b>FIG. 90:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 2.5 MM. ....	85
<b>FIG. 91:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 3.7 MM. ....	85
<b>FIG. 92:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 5.6 MM. ....	86
<b>FIG. 93:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 8.4 MM. ....	86
<b>FIG. 94:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 12.6 MM. ....	86
<b>FIG. 95:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 18.9 MM. ....	87
<b>FIG. 96:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 28.4 MM. ....	87
<b>FIG. 97:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 42.5 MM. ....	87
<b>FIG. 98:</b> CICLO INICIAL EN LA AMPLITUD DE 63.8 MM. ....	88
<b>FIG. 99:</b> ACUMULACIÓN DE ENERGÍA DISIPADA: SUMA DE ENERGÍA DISIPADA ANTES DEL CICLO ACTUAL. ....	89
<b>FIG. 100:</b> DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ DE LAS CXCF Y CXSF.....	90
<b>FIG. 101:</b> VISTA EN PLANTA DE LA VIGA SIN FIBRAS DE ACERO. ....	91
<b>FIG. 102:</b> VISTA EN PLANTA DE LA VIGA CON FIBRAS DE ACERO. ....	91
<b>FIG. 103:</b> VISTA LATERAL, LADO IZQUIERDO DE LA VIGA SIN FIBRAS DE ACERO.....	91
<b>FIG. 104:</b> VISTA LATERAL, LADO IZQUIERDO DE LA VIGA CON FIBRAS DE ACERO.....	92
<b>FIG. 105:</b> VISTA LATERAL, LADO DERECHO DE LA VIGA SIN FIBRAS DE ACERO. ....	92
<b>FIG. 106:</b> VISTA LATERAL, LADO DERECHO DE LA VIGA CON FIBRAS DE ACERO. ....	92

## LISTA DE TABLAS

<b>TABLA 1:</b> DETALLE DE ACERO DE REFUERZO DEL SISTEMA DE JUNTA VIGA-COLUMNA [23].	15
<b>TABLA 2:</b> RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y RUPTURA DE CILINDROS DE CONCRETOS CON FIBRAS ADICIONADAS[24].	17
<b>TABLA 3:</b> DETALLE DEL ESPÉCIMEN DE JUNTA VIGA-COLUMNA DE COMPUESTO CEMENTANTE DE FIBRAS DE ALTO DESEMPEÑO [24].	16
<b>TABLA 4:</b> RESULTADOS DE LOS ESPÉCIMENES DE CR CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA [24].	18
<b>TABLA 5:</b> DETALLE DE ESPÉCIMENES [25].	19
<b>TABLA 6:</b> RESULTADOS DE ENSAYO: CAPACIDAD DE ABSORCIÓN Y DESPLAZAMIENTO DÚCTIL [25].	20
<b>TABLA 7:</b> PROPIEDADES MECÁNICAS Y CUANTÍA DE ACERO DE REFUERZO [26].	22
<b>TABLA 8:</b> PROPIEDADES DEL CONCRETO [26].	22
<b>TABLA 9:</b> RESULTADOS DE PRUEBAS DE COMPRESIÓN UNIAxIAL [27].	28
<b>TABLA 10:</b> RESULTADOS DE PRUEBAS A TENSIÓN UNIAxIAL [27].	29
<b>TABLA 11:</b> DETALLE DE LOS ESPÉCIMENES VIGA-COLUMNA (MATERIALES Y ACERO DE REFUERZO) [27].	29
<b>TABLA 12:</b> TABLA DE ADICIÓN DE FIBRAS [41].	34
<b>TABLA 13:</b> CARACTERÍSTICAS DE LAS FIBRAS [41].	34
<b>TABLA 14:</b> SECUENCIAS DE DESPLAZAMIENTO APLICADA [41].	34
<b>TABLA 15:</b> RESULTADOS DE CARGAS CÍCLICAS REVERSIBLES. [41].	35
<b>TABLA 16:</b> RESULTADOS DE LA CXSF. CARGA Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.	62
<b>TABLA 17:</b> DISIPACIÓN DE ENERGÍA.	66
<b>TABLA 18:</b> DEFORMACIONES UNITARIAS EN BARRAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES.	70
<b>TABLA 19:</b> RESULTADOS DE LA CXCF. CARGA, DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA CÍCLICA.	72
<b>TABLA 20:</b> DISIPACIÓN DE ENERGÍA.	76
<b>TABLA 21:</b> DEFORMACIONES UNITARIAS EN BARRAS LONGITUDINALES.	80
<b>TABLA 22:</b> DEFORMACIONES UNITARIAS EN BARRAS TRANSVERSALES.	80
<b>TABLA 23:</b> COMPARACIÓN DE RESISTENCIA Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA CXCF Y CXSF.	82
<b>TABLA 24:</b> CAPACIDAD DE RESISTENCIA EN CICLOS INICIALES DE LOS ESPÉCIMENES CON Y SIN FIBRAS.	83
<b>TABLA 25:</b> COMPARACIÓN DE ENERGÍA DISIPADA EN CADA CICLO DE LOS ESPÉCIMENES CXCF Y CXSF.	88
<b>TABLA 26:</b> COMPARACIÓN DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ CÍCLICA EN LA CXCF Y CXSF.	90
<b>TABLA 27:</b> DEFORMACIONES UNITARIAS EN BARRAS LONGITUDINALES (CXCF).	93
<b>TABLA 28:</b> DEFORMACIONES UNITARIAS EN BARRAS TRANSVERSALES (CXCF).	94
<b>TABLA 29:</b> DEFORMACIONES UNITARIAS EN BARRAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES (CXSF).	94
<b>TABLA 30:</b> CARACTERÍSTICAS DE ESPÉCIMENES Y FIBRAS DE ACERO DE LAS REFERENCIAS A COMPARAR.	95
<b>TABLA 31:</b> DESCRIPCIÓN DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE JUNTA VIGA COLUMNA.	96
<b>TABLA 32:</b> COMPARACIÓN DE MODO DE FALLA.	97

## GLOSARIO

<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineers
<i>AP</i>	Articulación Plástica
$A_s$	Área de refuerzo longitudinal a tensión
$A'_s$	Área del refuerzo a compresión
$A_{st}$	Área total de refuerzo longitudinal
$b$	Ancho la cara de la sección
$P$	Carga
<i>CR</i>	Concreto Reforzado
<i>CXSF</i>	Conexión sin fibras
<i>CXCF</i>	Conexión con fibras
$\rho$	Cuantía del refuerzo $A_s$ evaluada sobre el área $bd$
$\rho'$	Cuantía del refuerzo $A'_s$ evaluada sobre el área $bd$
$\rho_b$	Cuantía del refuerzo balanceada
$d$	Deflexión
$\epsilon$	Deformación
$d_b$	Diámetro nominal de una barra
$f_y$	Resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no presforzado
$f'_c$	Resistencia especificada a la compresión del concreto
$\sigma$	Esfuerzo
$Cd$	Factor de ampliación de desplazamiento
$R$	Factor de comportamiento dúctil
$\Omega$	Factor de sobre-resistencia
<i>FEMA</i>	Federal Emergency Management Agency
$V_f$	Fracción volumétrica de fibras
$V_d$	Fuerza cortante en la sección debida a la carga muerta no mayorada
$V_e$	Fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos
$V_u$	Fuerza cortante mayorada en la sección
$\beta_1$	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
$\phi$	Factor de reducción de resistencia
<i>LVDT'S</i>	Linear Variable Differential Transformer
$L$	Longitud, mm
$M_p$	Mecanismo Plástico
<i>Strain-gauge</i>	Medidor de desplazamientos
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero
$M_m$	Momento máximo

$I$	Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide
$I_{cr}$	Momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto
$I_e$	Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones,
$I_g$	Momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo
$M_P$	Momento plástico
$M_{cr}$	Momento de agrietamiento
$d$	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
$W_c$	Peso específico del concreto
$l/d$	Relación de aspecto de las fibras
$M_n$	Resistencia nominal a flexión en la sección
$M_{pr}$	Resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los miembros en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tensión para las barras longitudinales de al menos 1.25 $f_y$ y un factor de reducción de la resistencia $\phi$ de 1.0, lb
$V_c$	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
$V_n$	Resistencia nominal a cortante

## **RESUMEN**

Erik Eduardo Espino Robles  
Candidato para el Grado de Maestría en Ciencias  
Con Orientación en Ingeniería Estructural  
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Título del estudio:

### ***EFECTO DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LOS CICLOS HISTERÉTICOS DE UNA VIGA DE CONCRETO REFORZADO***

En esta tesis se presentan los resultados y la comparación de dos vigas de concreto reforzado sometidas a ciclos de carga controlada por desplazamientos. Ambas vigas fueron diseñadas de acuerdo con los requerimientos del código de diseño del ACI-318 V19, para un sistema estructural de marco especial resistente a momentos.

A una de las vigas se le adicionaron fibras de acero en un porcentaje volumétrico de aproximadamente 0.7% del volumen total del concreto utilizado para la fabricación del sistema de junta viga-columna. Para la comparación de ambos sistemas no se modificó la cuantía del acero de refuerzo transversal y longitudinal ni la resistencia del concreto, siendo el mismo para ambas vigas.

Los resultados obtenidos del ensaye de las vigas permitieron evaluar: el comportamiento histerético, la capacidad de disipar energía por deformaciones plásticas, la rigidez instantánea y la resistencia, así como las deformaciones unitarias de las barras longitudinales ante la acción de deformaciones cíclicas permanentes.

En general los resultados demuestran que el código de diseño (ACI-318), permite cumplir con el criterio de diseño por capacidad al desarrollar el mecanismo de viga débil-columna fuerte, al incluir las deformaciones causadas por las rotaciones plásticas.

La viga adicionada con fibras de acero desarrolló una mayor capacidad en su comportamiento histerético, al presentar un desempeño más estable que la viga sin fibras de acero, esto al incrementar su capacidad de disipación de energía de hasta un 28%, y su rigidez y resistencia en un 22%. Esto en comparación con la viga sin fibras de acero.

Por tanto, se concluyó que la adición de las fibras favorece el comportamiento histerético. Además, durante la prueba se observó que la fragmentación del concreto fue mucho mayor en la viga sin fibras, en la cual se

desprendió el recubrimiento de las varillas de acero, dejándolas expuestas a la intemperie.

Por otro lado, en la viga sin fibras de acero, la gráfica de la envolvente histerético muestra que esta desarrolló una deformación por endurecimiento sin tener una reducción de su capacidad de resistencia cíclica. Asimismo, la viga con fibras de acero presentó una deformación por endurecimiento, pero con una reducción de tan solo un 4% una vez que se alcanzó la resistencia máxima.

Sin embargo, la capacidad de disipación de energía en ambas vigas se mantuvo estable al no presentar un estrangulamiento cíclico "Pinching". Por lo tanto, es posible concluir que la viga puede ser sometida a una deformación mucho mayor hasta llegar a desarrollar una caída abrupta (colapso) en la envolvente. Para esto se recomienda incrementar el número de ciclos histeréticos y el desplazamiento de la viga.

Firma del director de tesis:

---

Dr. Jorge Humberto Chávez Gómez.

Firma del evaluador

---

Dra. Milena Mesa Lavista

Firma del evaluador

---

Dr. José Álvarez Pérez

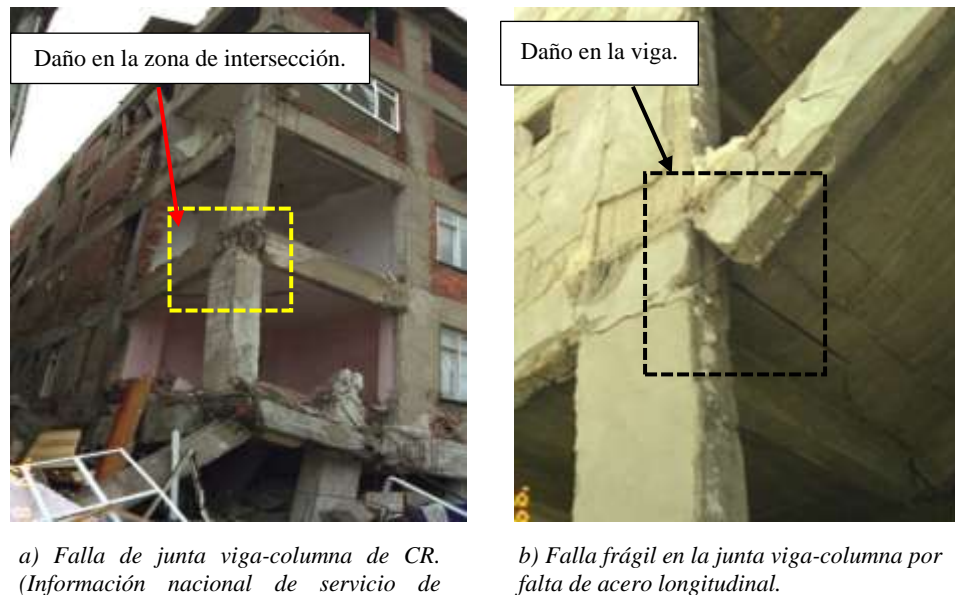
# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. MARCO TEÓRICO

### 1.1.1. Planteamiento del problema general

Las fallas en los sistemas de juntas vigas-columnas son unas de las principales causas de los colapsos de los edificios de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas. En su mayoría, el desempeño deficiente en estos sistemas estructurales se debe, principalmente, a la falta de un adecuado confinamiento del acero de refuerzo longitudinal, transversal y de anclaje (ver **Fig. 1**).

En zonas de alto riesgo sísmico, es necesario que los edificios tengan ciertos sistemas estructurales con la capacidad de disipar la mayor cantidad de energía sísmica. Por lo tanto, es aceptable que dichos elementos estructurales desarrollen grandes deformaciones dúctiles para lograr la disipación de energía mencionada. Sin embargo, durante la formación de los mecanismos de fallas dúctiles, es preciso que los deterioros de los sistemas se desarrollen de manera gradual para reducir los riesgos de colapsos de los edificios.



**Fig. 1:** Falla típica en junta viga-columna.

En una edificación de concreto reforzado, las vigas son diseñadas para disipar la mayor cantidad de energía sísmica en un rango inelástico. Mientras, que las columnas y el núcleo de las juntas de vigas-columnas deben tener un comportamiento elástico. En general, estos criterios son implementados y aceptados, por la mayoría de los códigos de

diseños como una filosofía de diseño por capacidad bajo el concepto de viga débil-columna fuerte.

### *1.1.2. Planteamiento del problema científico*

Para el desarrollo de un mecanismo de rotación plástica en una viga de CR implica aceptar el deterioro gradual de su capacidad de respuesta ante cargas sísmicas. Es decir, esta puede desarrollar una reducción de su rigidez, resistencia, y disipación de energía a medida que se incrementa la demanda de ductilidad [1], [2].

Por lo tanto, una viga sometida a grandes deformaciones puede presentar un deterioro típico de sus propiedades físicos-mecánicas mediante:

- La formación de múltiples fisuras y grietas estructurales a lo largo de la viga.
- Fragmentación del recubrimiento de concreto en la zona de mayor demanda de ductilidad.
- Deformaciones plásticas por cedencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal.
- Deslizamiento de barras longitudinales y transversales.
- Formación de grietas principales por fallas causadas por esfuerzos a cortante, flexión y torsión.

En consecuencia, diversos investigadores han optado por el uso de concretos fibro-reforzados para modificar la capacidad de respuesta de los sistemas sismorresistentes. Sin embargo, en su mayoría las investigaciones se han enfocado en reducir parcialmente el área del acero longitudinal y transversal para sustituirla por una cierta cantidad de fibras. Las justificaciones de estas investigaciones se basan en la dificultad y el costo elevado del proceso constructivo de edificios conformados por dichos sistemas estructurales [3] [4] y [5].

Por otro lado, diversos códigos de diseño, por ejemplo, el *ACI 318-2019* [6] considera el uso de fibras de acero en vigas solo en casos cuando no se requiera de acero transversal mínimo.

Por tanto, esta limitación del código para el uso de fibras de acero en sistemas de concreto reforzado. Obliga al ingeniero estructural a dejar de lado el uso de fibras de acero como un complemento de refuerzo en sistemas sismorresistentes.

Como resultado a la falta de información de la aportación cuantitativa de las fibras de acero como complemento de refuerzo estructural en sistemas de CR, obligó al presente estudio desarrollar una investigación experimental para determinar el efecto de las fibras de acero en los ciclos histeréticos de una viga de CR.



## **1.2. Hipótesis**

La adición de las fibras de acero al concreto reforzado mejorará el comportamiento histerético de las vigas en un sistema de junta viga-columna.

## **1.3. Objetivos de la tesis**

### *1.3.1. Objetivo general*

Comparar los comportamientos histeréticos de una junta viga-columna de CR contra otra junta de CR con fibras de acero adicionadas, ambas sometidas a desplazamientos cíclicos reversibles.

### *1.3.2. Objetivo específico*

1. Estudiar el estado actual del conocimiento.
2. Realizar los ensayos de las juntas viga-columna de CR con y sin fibras de acero adicionada.
3. Obtener los resultados de los ciclos histeréticos de la junta viga-columna de CR con y sin fibra de acero adicionada.
4. Comparar los resultados de los ciclos histeréticos de las juntas viga columna de CR con y sin fibras de acero adicionada.
5. Comparar resultados obtenidos en esta investigación con los reportados en la literatura actual.

## **1.4. Tareas de investigación**

- Estudio del estado actual del conocimiento sobre la adición de fibras al concreto reforzado.
- Análisis de los aportes actuales sobre los ensayos de junta viga-columna de CR a escala real.
- Búsqueda de resultados del comportamiento histerético experimental en sistemas de juntas viga-columna de CR.
- Obtención de un protocolo o metodología de ensaye.
- Instrumentación y coordinación del sistema de ensaye.
- Control de desplazamientos cíclicos reversibles.
- Adquisición de datos de las respuestas de los ciclos histeréticos.
- Obtención de los gráficos de los ciclos histeréticos de la viga del sistema de junta viga-columna de CR.

- Cuantificación del comportamiento histerético de la viga del sistema de junta viga-columna de CR.
  - I. Cargas y desplazamientos elásticos e inelásticos.
  - II. Degradación de rigidez.
  - III. Degradación de la resistencia.
  - IV. Disipación energía.
- Medición de longitud, ancho y propagación de grieta.
- Comparación de los gráficos de los ciclos histeréticos de las dos vigas, con y sin fibras de acero.
- Comparación de la cuantificación del comportamiento histeréticos de las dos vigas estudiadas.
  - I. Cargas y desplazamientos elásticos e inelásticos.
  - II. Degradación de rigidez.
  - III. Degradación de la resistencia.
  - IV. Disipación energía.
- Comparación de la medición de longitud, ancho y propagación de grieta.

### **1.5. Objeto de investigación**

Viga de CR con y sin fibra de acero tipo “*hook-end*”, adicionada con una fracción volumétrica del 0.7% del volumen total del concreto usado para el sistema de junta.

### **1.6. Campo de investigación**

Investigación experimental.

### **1.7. Novedad científica**

Investigación experimental de la aportación de las fibras de acero en el comportamiento experimental de una viga de CR, en un sistema de junta viga-columna.

### **1.8. Métodos de investigación**

- Método empírico de observación, medición y experimental.
- Método de observación científica.

## **1.9. Alcance**

Comparar experimentalmente la aportación cuantitativa de las fibras de acero adicionadas, con una fracción volumétrica de 0.7 %, en el comportamiento histerético de una viga del sistema de junta viga-columna de CR.

## **1.10. Resultados esperados**

Una mejora de la capacidad de respuesta del comportamiento histerético de la viga del sistema de junta viga-columna de CR, adicionada con fibras de acero.

## **1.11. Aportes**

Cuantificar el beneficio de la aportación de las fibras con una fracción volumétrica de 0.7% sin reducir la cuantía del acero de refuerzo transversal y longitudinal en una viga.

## **1.12. Validación y presentación de los resultados**

Los resultados parciales y totales de la investigación serán presentados en trabajos de congreso y artículos en revistas de alto factor de impacto.

## **1.13. Estructura de la tesis**

### *Capítulo 1*

Se presenta la investigación del estado actual del conocimiento sobre la aportación del uso de fibras en sistemas estructurales y no estructurales.

### *Capítulo 2*

Se presenta las consideraciones generales para el diseño de las vigas de las juntas vigas-columnas de CR y el protocolo de cargas-desplazamientos.

### *Capítulo 3*

Se presentan los resultados y la comparación entre los comportamientos histeréticos de las vigas de CR con y sin fibras de acero adicionada. Asimismo, se hace una breve comparación contra los resultados disponibles de la literatura.

#### *Capítulo 4*

Se presentan las conclusiones de la aportación cuantitativa de las fibras de acero, esto mediante la comparación de los comportamientos histeréticos de las juntas vigas-columnas de concreto reforzado.

Además, se presentan las recomendaciones para el desarrollo de futuras investigaciones.

## 2. CAPITULO 1

### 2.1. ESTADO DEL ARTE

#### 2.1.1. *Concretos fibroreforzados*

Doo-Yeol, Y. S. Yoon y N. Banthia [7] estudiaron el efecto de la adición de fibras de acero tipo “*hook-end*” en la respuesta a flexión de vigas de concreto. Los concretos implementados para este estudio fueron de una resistencia normal, alta y ultra alta resistencia. Las fibras de acero utilizadas tuvieron una relación de aspecto de 60. Mientras que el contenido de fibras en el volumen de concreto fue de aproximadamente 0, 0.5, 1 y 2 %.

Para las pruebas experimentales se implementaron las normas *ASTM C 39* [8] y *ASTM C 1609* [9] para resistencia a compresión y flexión, respectivamente. Los resultados de las pruebas a compresión demostraron que las adiciones de las fibras de acero redujeron hasta un 26, 21 y 22 % las capacidades de resistencias de los cilindros con contenidos de fibras de ( $V_f$ ) 0.5, 1 y 2 %, respectivamente. Estos comparados con cilindros sin fibras.

Para los cilindros de concretos de alta resistencia, su capacidad a compresión tuvo un ligero incremento de aproximadamente 5 y 7 % con los contenidos de fibras de 1 y 2 %, respectivamente. Finalmente, en los cilindros de concretos de ultra alta resistencia, el incremento de su capacidad de compresión con respecto al concreto de control fue de 6.14 % para un contenido del 2 %.

En la respuesta a flexión, los especímenes con concretos de alta y ultra alta resistencia tuvieron un incremento de su capacidad de hasta un 35 y 68 %, respectivamente. Estos comparados con los especímenes de concretos normales. Los autores concluyeron que esto se debió al mecanismo de falla de las fibras. Las fallas observadas en las fibras fue del tipo extracción (“*pull out*”) y permitió obtener una mayor ductilidad en los especímenes.

Jung-Jun, D. Y. Yoo, G. J. Park y S. W. Kim [10] estudiaron la factibilidad de sustituir un porcentaje del acero de refuerzo transversal por fibras de acero en vigas de concretos de ultra alto desempeño. Las fibras utilizadas fueron del tipo “*straight*” con una relación de aspecto de 65, 97.5 y 100. Las fracciones volumétricas de fibras usadas fueron de 0.5, 1.0, 1.5 y 2 % por volumen de concreto. Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión de 36 cilindros de concretos con capacidad mínima de 150 MPa requerida por la norma AFGC-SETRA [11]. Además, se realizaron pruebas de 12 especímenes sometidos a flexión de acuerdo con lo descrito en la norma *ASTM C 1609* [9].

En los resultados a compresión, los cilindros con contenidos de 0.5 y 2 %

desarrollaron un incremento de su capacidad de resistencia de hasta un 20 y 47 %, respectivamente, comparados con los especímenes sin fibras.

Los especímenes ensayados a flexión, con un contenido de 0.5 y 1 %, desarrollaron una deformación por endurecimiento. Mientras que los especímenes con 1.5 %, el comportamiento fue de manera similar o ligeramente mejor en términos de resistencia y ductilidad.

Por otro lado, los especímenes con un contenido de fibras del 2 % y una relación de aspecto de 97.5, alcanzaron una resistencia de 49.5 MPa. Mientras, que los especímenes con la misma cantidad de fibras con una relación de aspecto de 65 y 100, alcanzaron una resistencia de aproximadamente 34.6 y 41.02 MPa.

Caggiano, S. Gambarelli, E. Martinelli, N. Nisticò y M. Pepe, [12] estudiaron la respuesta de post-agrietamiento en concretos reforzados con fibras de acero y fibras sintéticas. Los protocolos aplicados para las pruebas a compresión, tenacidad y deflexión se hicieron de acuerdo con los requerimientos descritos en las normas EN 12390-4 [13], UNI039-2 y UNI039-1 [12], respectivamente. Las fibras utilizadas fueron: (1) de acero “*hook-end*” y (2) sintéticas de polipropileno, con relaciones de aspecto de 60 y 375, respectivamente.

El contenido de fibras ( $V_f$ ) por volumen del concreto utilizado para las muestras fue el siguiente:

- 0.75 % de fibras de acero y sintética por separado.
- La combinación de fibras de acero y sintéticas para un solo espécimen, fue con 0.55 + 0.2, 0.375 + 0.375, 0.2%+ 0.55%, respectivamente.

Se desarrollaron un total de seis especímenes a compresión y cuatro para determinar la capacidad de tenacidad y deflexión. En los resultados de las pruebas a compresión de los cilindros se demostró que la adición de fibras de acero con una  $V_f$  de 0.75% alcanzó la mayor resistencia con 36.64 MPa. Por otro lado, las muestras con fibras sintéticas y con el mismo contenido de fibras del 0.75 % obtuvieron una resistencia de 31.66 MPa. Incluso la capacidad de resistencia de las muestras con fibra de acero fue superior a los especímenes con la combinación de ambas fibras.

En los ensayos a flexión y tenacidad se realizaron tres especímenes por cada mezcla. Las muestras hechas solamente con fibras de acero obtuvieron la mayor capacidad de absorción de energía con un promedio de 36.7 MPa. Sin embargo, los especímenes con la combinación del contenido de fibra de acero y sintética obtuvieron una capacidad de deformación mucho mayor comparados con los demás especímenes mencionados anteriormente.

Yun Hyun Do, Lim Seong Hoon y Choi, Won Chang [14] investigaron el efecto de la capacidad a tensión de la fibra de acero tipo “*hook-end*” en las propiedades mecánicas de concretos de alta resistencia. Se utilizaron dos fibras con una resistencia a

tensión de 1100 y 1600 MPa. El contenido volumétrico utilizado en el concreto fue de con contenido 0.38 y 0.75%, respectivamente. La relación de aspecto para ambas fibras fue de 80. El diseño de resistencia a compresión del concreto fue de 70 MPa.

El protocolo de cargas se realizó de acuerdo con lo descrito por las normas KS F2403 (2014) y ASTM C1609 [9] para el ensaye de la resistencia a compresión y flexión, respectivamente. Para las pruebas a compresión se realizaron ocho mezclas para cilindros denominados como CON-N, NS-0.75-N, HS-0.38-N, HS-0.75-N, CON-S, NS-0.75-S, HS-0.38-S y HS-0.75-S. Donde, por ejemplo, HS y NS indican que el cilindro es de resistencia normal y alta, respectivamente. El valor 0.75 refleja el contenido de fibras, mientras que S (con) y N (sin) especifican si el espécimen cuenta con refuerzo transversal y por último CON representa la muestra de control.

En base con la capacidad a compresión los cilindros CON mostraron una resistencia de 60.6 MPa, mientras que los especímenes HS-0.75 que alcanzaron una resistencia de 68.4 MPa y 67.04 MPa para los NS-0.75.

En las pruebas a flexión, los resultados indicaron que los especímenes HS-0.75 y HS-0.38 mostraron un comportamiento dúctil, mientras que los especímenes N-S0.75 su comportamiento fue frágil. La resistencia de las muestras HS-0.75 (63.26 MPa) fue ligeramente mayor que la de los especímenes NS-0.75 (51.21 kN).

J. Li, J. Niu, C. Wan, X. Liu, y Z. Jin [15] compararon las respuestas a flexión de concretos con la adición de agregados ligeros y fibras sintéticas de alta resistencia y fibras de acero. Los protocolos aplicados para las pruebas a flexión se desarrollaron de acuerdo con lo descrito por la norma americana ASTM C 1069 [9], y las japonesas JSCE SF-4 [16] y JG/T 472-2015. Para las pruebas a compresión se utilizó la norma ASTM C 39 [8].

En total se ensayaron 33 cubitos a compresión y 33 vigas a flexión. La relación de aspecto de las fibras de acero y sintética (ambas del tipo “*crimped*”) fueron de 54 y 42, respectivamente. El contenido de fibras utilizado, con respecto al volumen del concreto, fue de 0.5, 0.7, 0.9, 1.1 y 1.3 % para fibras de acero y 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 y 2.5 % para fibras sintéticas.

Los especímenes con fibras de acero ( $V_f$  1.1 %) ensayados a compresión mostraron una resistencia de 42.6 MPa, esta resistencia representó un incremento de aproximadamente 13.6 %, comparado con las muestras de control sin fibras. En los cubos con fibra sintética la resistencia máxima estuvo en el rango de 13.5-39.5MPa.

Los resultados de las pruebas a compresión demostraron que la adición de cualquiera de las fibras no superó significativamente la resistencia de las muestras de control. Sin embargo, se observó que las muestras con fibras sintéticas desarrollaron una deformación por endurecimiento en la fase post-agrietamiento. Mientras, que en los especímenes con fibras de acero su deformación por ablandamiento.

La resistencia máxima obtenida a flexión de los especímenes con fibras de acero

con un contenido de 0.7 % fue de 14.7 kN. Mientras, que los especímenes con fibras sintéticas con un contenido del 2.5 % alcanzaron una resistencia máxima de 24 kN.

Por otro lado, se observó una mayor capacidad de deformación en los especímenes con una fracción volumétrica de fibras acero y sintéticas de 0.5 % y 0.9 %, respectivamente. Ellos concluyeron que esto se debió a que la cantidad utilizada de las fibras permitió el mecanismo de falla de tipo extracción "*pull out*" de ambas fibras permitiendo disipar una mayor cantidad de energía.

### 2.1.2. *Sistemas estructurales de concreto reforzado con fibras de acero adicionadas*

S. Gali y Kolluru V.L. Subramaniam [17] estudiaron el comportamiento de fractura y la capacidad a cortante de concretos normales (CNF) y autocompactable (CAF) con fibras de acero. Los protocolos de cargas se realizaron de acuerdo con las normas *EN 14651:2005* [18] y *ASTM C 1609* [9] para la prueba de ruptura y cortante, respectivamente. Las dimensiones de los especímenes para el ensaye a corte fueron de 125 x 250 x 1500 mm y para la prueba de ruptura las dimensiones fueron de 150 x 150 x 500 mm. Las fibras de acero utilizadas fueron de tipo "*hook-end*" con una relación de aspecto de 60 y un contenido de fibras de 0.75 % (60 kg/m<sup>3</sup>).

Los resultados experimentales del módulo de ruptura de los CNF y los CAF alcanzaron valores de energía de fractura de 0.116 y 0.21 kgf/mm. Estos desarrollaron una deformación por endurecimiento una vez que alcanzaron la resistencia elástica máxima de 1680.5 y 1641.74 kgf, respectivamente. Los CNF y CAF obtuvieron una resistencia a flexión significativamente mayor de aproximadamente 22.7 y 13.8 % que los concretos sin fibras.

La prueba experimental a cortante consistió en vigas de concreto reforzado con barras longitudinales con un refuerzo transversal situados a los tercios de los extremos de apoyo. El ensaye experimental arrojó un valor de resistencia 24,279 kgf para CNF y 24,208 kgf para CAF. Estos valores fueron significativamente mayores a los resultados de los concretos sin fibras de aproximadamente 78.1 y 180.9 %, respectivamente.

D. R. Sahoo, K. Maran y A. Kumar [19] estudiaron el efecto de las fibras de acero tipo "*crimped*" y sintéticas en la resistencia cortante de vigas de concreto reforzado sin refuerzo transversal. Para la prueba experimental se realizó una viga de control (RC) sin fibras y dos vigas con fibras de acero SFRC1 y SFRC2 con un porcentaje volumétrico de 0.5 y 1%, respectivamente. Además, se fabricó una viga (PFRC) con un contenido de fibra sintética (polipropileno) de 1.0 % por volumen de concreto.

Para la combinación de fibras sintéticas y fibras de acero se utilizaron las siguientes proporciones:

- En el espécimen CFRC1 el contenido fue de 0.5 % para ambas fibras.



- En el espécimen CFRC2 el contenido fue de 1 % para fibras de acero y 0.5 % para fibras sintéticas.
- En el espécimen CFRC3 el contenido fue de 1 % para ambas fibras.

Los ensayos a compresión se realizaron de acuerdo con la norma de la India (IS-516) [20]. Las pruebas a flexión se realizaron según lo descrito en la norma ASTM C78/C78M [21]. Además, de la prueba a cortante de los especímenes.

En la prueba de compresión la muestra CFRC1 alcanzó la mayor resistencia de 38.2 MPa, mientras que la resistencia de la muestra de control fue de 36.2 MPa. Por otro lado, las muestras SFRC2 y CFRC3 tuvieron una resistencia de 28.1 y 35.3 MPa.

En la prueba a flexión, la viga de control RC tuvo una resistencia a tensión de 11.9 MPa, mientras que en los especímenes SFRC2 y PRFC1 su resistencia fue de 8.8 y 10.1 MPa. Los demás especímenes superaron significativamente la resistencia a flexión de la muestra de control.

Los autores concluyeron lo siguiente:

Los especímenes de concreto reforzado con un contenido de fibras de acero y sintéticas de 1 % por unidad de volumen de concreto, exhibieron un significativo comportamiento post-cedencia dúctil antes de fallar. Por lo tanto. Argumentaron que para alcanzar una mejor resistencia a cortante y deformación con una mejor redistribución de esfuerzos en la etapa de falla, la combinación de fibras debe ser adicionada a la mezcla de concreto con proporciones iguales.

Constantin E. Chalioris [22] estudió la deformación cíclica de vigas de concreto reforzado con fibras de acero sometidas principalmente a cortante. El autor realizó el ensayo de dos vigas cortas sujetas a flexión (cuatro puntos) bajo cargas monotónica y cinco especímenes sometidos a cargas cíclicas. En donde, tres vigas fueron de control sin fibras y cinco con fibras de acero tipo "*hook-end*" con una relación de aspecto de 75. El contenido de fibras usado en los especímenes fue de 0.5 y 0.75 % por unidad de volumen de concreto. El autor especifica que la fracción volumétrica mínima para uso estructural es de 0.3% de acuerdo con la norma italiana (NRC, CNR-DT 204/2006) [23].

Para esta investigación, se realizaron pruebas a compresión de cilindros estándares (15 x 30 cm). En estos ensayos a compresión se comprobaron que los especímenes con un contenido de fibras de 0.5 % no lograron incrementar significativamente la resistencia ultima de los cilindros. Sin embargo, en la zona posterior al agrietamiento estos alcanzaron una capacidad de disipación de energía mucho mayor.

En las pruebas a flexión, las vigas con un contenido de 0.5% de fibras tuvo una resistencia de 0.49 MPa el cual fue un 23% mayor que el espécimen de control sin fibras. En la zona post-agrietamiento estos especímenes alcanzaron una resistencia de 0.78 MPa con un porcentaje de incremento del 13% en comparación del espécimen de control.

En las pruebas de las vigas sometidas a cargas cíclicas, los lazos histeréticos mostraron que las vigas con fibras alcanzaron una capacidad de deformación mayor con respecto a las vigas sin fibras. Donde, la viga con un contenido de fibras de 0.5% y cuantía de acero transversal de 0.5% desarrolló una capacidad de deformación mayor que cualquier otro espécimen. Por otro lado se observó, que las vigas con este contenido de fibras redujeron la fragmentación del concreto. Esto se debió a la condición de puente de las fibras de acero.

V. K. Kytinou, C. E. Chalioris y C. G. Karayannis y A. Elenas [24] estudiaron el efecto de las fibras de acero "*hook-end*" en el desempeño histerético de vigas de concreto reforzado. Se realizaron tres grupos de vigas ("*FL*", "*SH-s*" y "*SH*"). Para el grupo "*FL*" (20 x 20 x 275 cm) se emplearon dos vigas con un contenido de fibras de acero de 1 y 3% por fracción de volumen del concreto. Las relaciones de los contenidos del acero de refuerzo longitudinal y transversal de estas vigas fueron de 1.0 y 0.25 %, respectivamente.

En todas las vigas de los grupos *SH-s* y *SH* (10 x 30 x 170 cm), se utilizó una relación de acero longitudinal de 0.55%. Pero, para el grupo *SH-s* se realizaron dos vigas de control sin fibras con una relación de acero transversal de 0.37 y 0.50 %. En ese mismo grupo se desarrollaron otras dos vigas con la misma cuantía de acero transversal de 0.37 y 0.50 % pero con una adición de fibras de 0.50 % por fracción de volumen de concreto.

En el grupo *SH* todas las vigas se realizaron sin colocar acero transversal. Para este grupo se realizó una viga de control sin fibras. Además, se desarrollaron un total de cuatro vigas por cada contenido de fibras de 0.5, 0.75, 1.0 y 1.5 % por unidad de volumen de concreto. La relación de aspecto de las fibras usadas en el grupo *FL* fue de 44 y 75 para los grupos *SH-s* y *SH*.

Para las pruebas a compresión se obtuvieron tres muestras de la mezcla de cada espécimen. En la prueba a compresión la inclusión de las fibras no incrementó de manera significativa la resistencia. Por ejemplo, para el grupo *SH* sin fibra, la resistencia promedio fue de 34.3 MPa, mientras los especímenes *SH* con un contenido de fibras de 1.5 % la resistencia promedio alcanzada fue de 32.7 MPa (un 13% de diferencia).

En la prueba a flexión, en su mayoría, los especímenes con fibras después de la formación de la primera grieta su capacidad de resistencia decayó a medida que se incrementó el desplazamiento. Donde se observó que la rigidez de las vigas se redujo a medida que se cumplió cada ciclo histerético.

En general, los especímenes del grupo *FL* (con contenidos de fibras de 1 y 3 %) tuvieron una relación de disipación de energía de aproximadamente 3.26 y 3.48.

Las vigas *SH-s* con un contenido de fibras del 0.5 % y relación de cuantía de acero transversal de 0.37, el valor de la relación de disipación energía fue de 4.72. Mientras que los especímenes con este mismo contenido de fibras y una relación de acero transversal de 0.50, su relación de disipación de energía fue de 4.55.

En el caso de las vigas del grupo *SH*, la viga con contenidos de fibras de 0.3, 0.75,

1.0 y 1.5 su promedio de la relación de disipación de energía fue de 4.58, 5.47, 6.9 y 8, respectivamente.

Por tanto, fue posible observar que estos valores indican que los especímenes con un contenido de fibras de 1 y 3% su capacidad de disipación de energía incrementó alrededor de un 17 y 28 %, respectivamente.

Los autores concluyeron lo siguiente:

Las pruebas de carga cíclica realizadas indican que las vigas SFRC con valores aumentados exhibieron una respuesta histerética mejorada en términos de rigidez, capacidad de carga, deformación, capacidad de disipación de energía y comportamiento de agrietamiento.

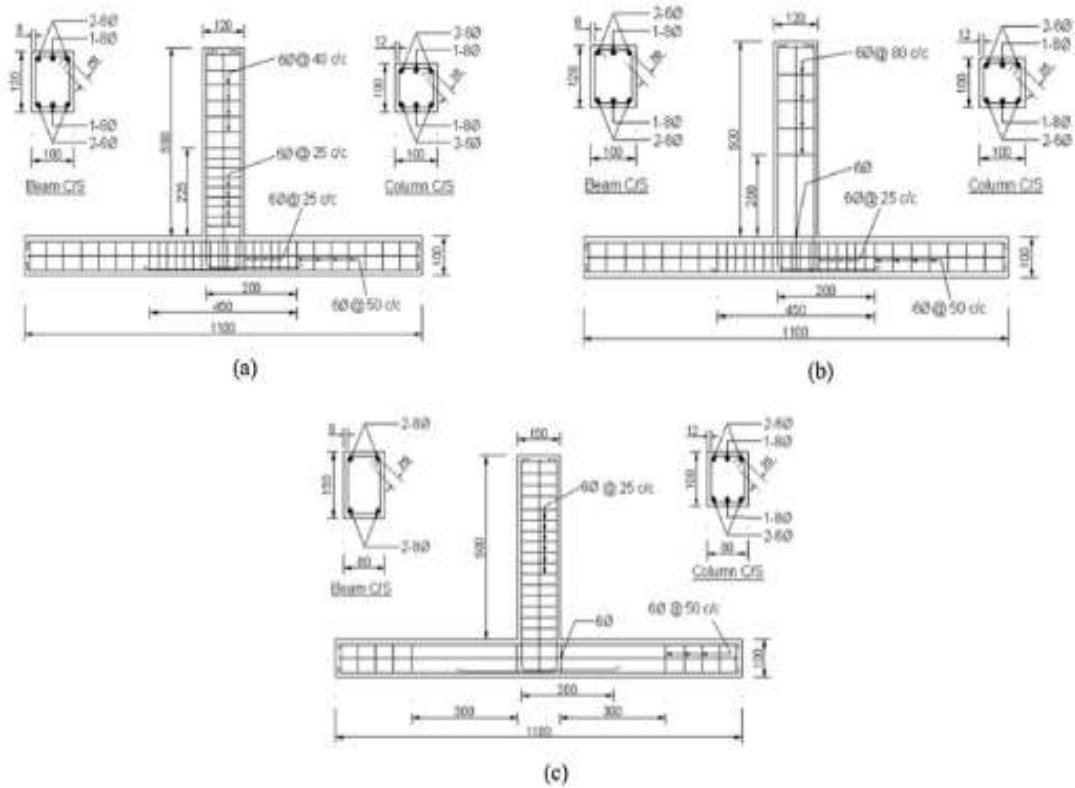
El efecto favorable de las fibras de acero usadas destacó en la respuesta sísmica ya que las muestras de SFRC mantuvieron su integridad y exhibieron los valores más altos de capacidad de carga y energía acumulada absorbida por ciclo. Donde se observó que las fibras de acero con una fracción de volumen de 1% y 3% proporcionaron un aumento de 17% y 28% en la disipación de energía, respectivamente, para el caso de las vigas de flexión.

### *2.1.3. Sistemas de juntas vigas-columnas de concreto reforzado con fibras adicionadas*

Comingstarful Marthong y Shembiang M. [25] estudiaron el efecto de las fibras de tereftalato de polipropileno (*PET*) en el comportamiento de una conexión viga-columna exterior de CR sujeta a cargas cíclicas reversibles. Para la prueba experimental se diseñaron tres modelos de sistemas de juntas con diferentes contenidos de acero longitudinal y transversal (ver **Fig. 2**). Por cada modelo se ensayaron tres especímenes dando un total de nueve especímenes.

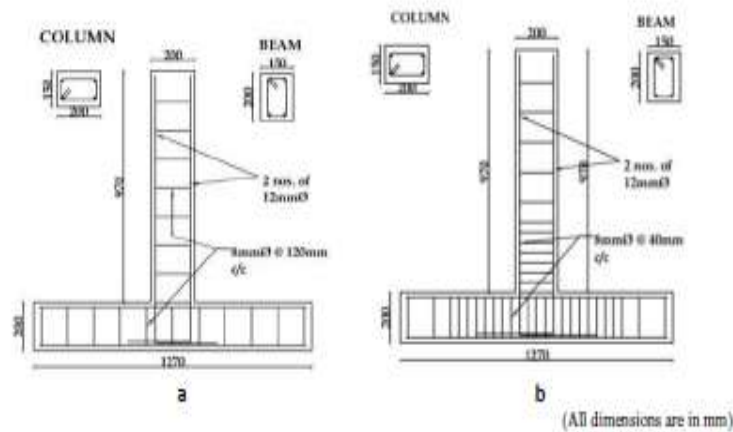
Los parámetros evaluados y comparados fueron la tolerancia de daño, capacidad de carga, degradación de rigidez, ductilidad y disipación de energía. Las variables consideradas fueron la cantidad de contenido de volumen de fibra *PET* de 0.0 y 0.5 % por unidad de volumen de concreto. La adición de fibras solo fue colocada en la zona denominada como D, situada en el núcleo de intersección de la viga y columna.

Los autores concluyeron que la adición de fibra de *PET* en la región D mejoró la capacidad de resistencia de carga de las muestras en un 27%, 10% y 10% para BWF, BWS y CWS, respectivamente. La reducción de las macro-grietas debido a la acción de puente de las fibras condujo a una mejora de la tenacidad de las muestras y, por lo tanto, mostraron un incremento de su capacidad de ductilidad.



**Fig. 2:** Detalle del acero de reforzamiento: (a) BWF (b) BWS and (c) CWS [25].

Raman Bharti, R. Silva C. y Naveen Kwatra [26] estudiaron la influencia de las fibras de acero y sintéticas en el comportamiento plástico de una junta viga-columna de CR bajo cargas cíclicas. Para la prueba experimental se diseñaron un total de dos modelos de sistemas de juntas vigas-columnas con diferentes cuantías de acero transversal (ver Fig. 3 y tabla).



**Fig. 3:** Sistema de junta viga-columna [26].

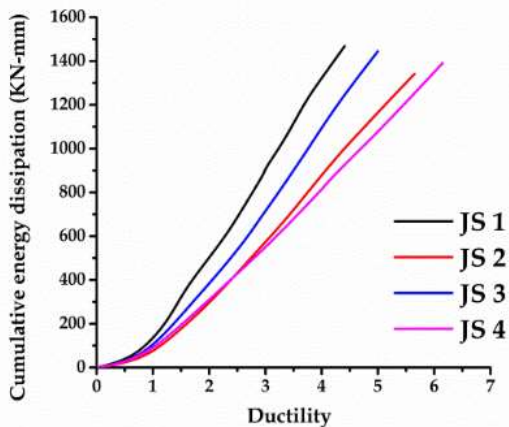
**Tabla 1:**Detalle de acero de refuerzo del sistema de junta viga-columna [26].

ID	Transverse reinforcement	Concrete in joint	Beam reinforcement	Column reinforcement
JS 1	Ø8mm@120mm c/c	Conventional		
JS 2	Ø8mm@120mm c/c and 40 mm c/c in hinge region	Conventional		
JS 3	Ø8mm@120mm c/c	ECC	All specimens are reinforced with 2 nos. 12mm $\phi$ at top and bottom.	All specimens are reinforced with 4 nos. 12mm $\phi$
JS 4	Ø8mm@120mm c/c	SFRC		

Para los especímenes ECC se utilizó un contenido por unidad de volumen de concreto de fibras sintéticas del 2 % y 1 % de fibras de acero para el espécimen SFRC. Las fibras de acero utilizadas fueron del tipo “*hook-end*” ( $l/d = 60$ ).

Con base a los resultados se observó la importancia de los estribos para resistir los esfuerzos cortantes ante cargas cíclicas. El contenido alto de fibras sintéticas mejoró la resistencia y la rigidez y no comprometió la deflexión pos-cedencia al desarrollar un mejor comportamiento durante el agrietamiento.

La **Fig. 4** muestra que el espécimen J4 logró disipar la mayor cantidad de energía en comparación con los demás especímenes. Los autores concluyeron que esto se debió al efecto de puente y a la interacción entre la matriz cementante y las fibras de acero.

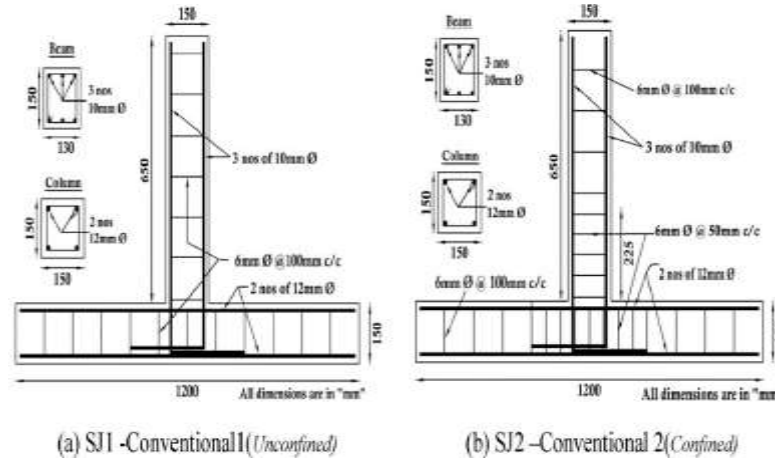


**Fig. 4:** Disipación de energía [26].

R. Siva Chidambaram y Pankaj Argarwal [3] estudiaron el comportamiento sísmico de una junta viga-columna. Para la prueba experimental se diseñaron un total de dos modelos de sistemas de juntas vigas-columnas con diferentes cuantías de acero transversal (ver **Fig. 5** y **Tabla 2**).

Al concreto se le adicionó fibras de polipropileno, fibras de acero tipo “*hook-end*” ( $l/d = 60$ ), fibras de acero cubiertas con latón, y residuo de acero (escoria). Los

parámetros evaluados fueron el comportamiento histerético, respuesta dúctil, disipación de energía con características de amortiguamiento, patrón de agrietamiento e índices de daños. Estos especímenes fueron analizados y comparados con la respuesta cíclica de especímenes convencionales sin fibras adicionales.



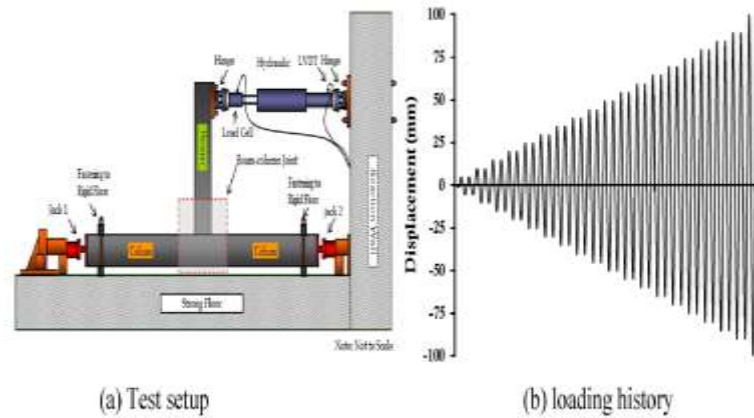
**Fig. 5:** Detalle del acero de refuerzo de los especímenes: a) Especimen sin acero de refuerzo, b) Especimen con acero de refuerzo [3].

**Tabla 2:** Detalle del espécimen de junta viga-columna de compuesto cementante de fibras de alto desempeño [3].

ID	Transverse reinforcement	Concrete in joint	Beam reinforcement	Column reinforcement
SJ1	Ø6 mm@100 mm C/C	Conventional 1	All specimens are reinforced with 3 nos. of 10 mm Ø at top and bottom	All specimens are reinforced with 4 nos. of 12 mm Ø
SJ2	Ø6 mm@100 mm C/C & 50 mm C/C in the hinge region	Conventional 2		
SJ3	Ø6 mm@100 mm C/C	SFRC		
SJ4		ECC		
SJ5		HECC		
SJ6		BECC		

En la **Fig. 6** se muestra el sistema de apoyo utilizado para las pruebas experimentales de los sistemas de juntas.

**Tabla 3** se muestra el contenido de fibras utilizadas para cada espécimen y los resultados de las pruebas de los cilindros de concretos. En la **Tabla 4** se muestran los resultados de la capacidad de ductilidad de los especímenes de las juntas vigas columnas.



**Fig. 6:** a) Estructura de apoyo para prueba de junta viga-columna y b) historial de carga [3].

**Tabla 3:** Resistencia a compresión y ruptura de cilindros de concretos con fibras adicionales[3].

Specimen ID	Description	Volume of fiber			Cylinder compressive strength MPa	Split tensile strength MPa
		PP*	HSF*	BSF*		
		%				
SC 1	Conventional	-	-	-	27	3.8
SC 2	SFRC	-	2	-	35	4.8
SC 3	ECC*	3	-	-	26	4.5
SC 4	HECC*	1.5	2	-	39	6.5
SC 5	BECC*	1.5	-	2	33	4.5

Note: PP – polypropylene; HSF – hooked end steel fiber; BSF – brass coated steel fiber; HECC – HSF reinforced engineered cementitious composites; BECC – BSF reinforced engineered cementitious composites.

\* Detailed description is given in footnote.

En las curvas de las envolventes se observó que la ductilidad de todos los especímenes con fibras adicionales fue en promedio 2 veces mayor, comparado con los especímenes sin fibras (ver **Fig. 7**). Esto se debió a la interacción entre matriz cementante y las fibras para contrarrestar la propagación de grietas además de disminuir la fragmentación del concreto durante los desplazamientos cíclicos.

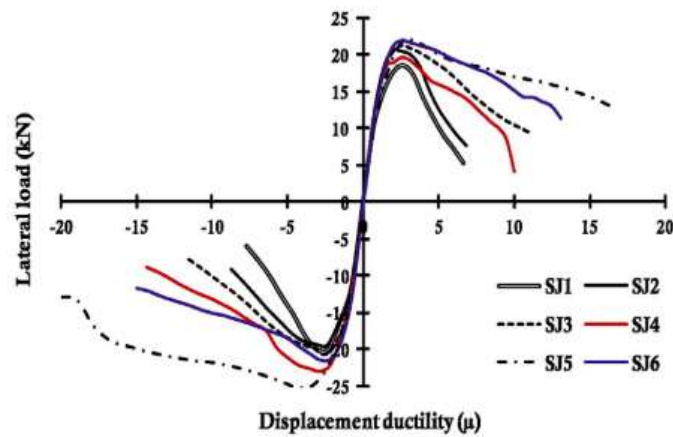
Los autores utilizaron los siguientes parámetros para calcular la disipación de energía: 1) disipación de energía relativa, que se relaciona con la disipación de energía en cada ciclo subsiguiente y 2) disipación de energía acumulada, que se relaciona con la energía acumulada después de cada ciclo subsiguiente.

La energía de disipación en cada ciclo fue calculada a partir del área bajo la curva de los lazos histeréticos. Los resultados mostraron que los especímenes con fibras de acero y fibras híbridas tuvieron una disipación de energía más estable y consistente sin cambios repentinos o caídas comparados con los especímenes de concreto convencional

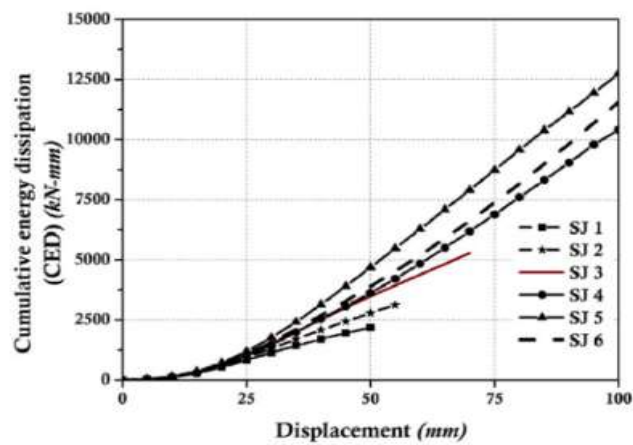
(ver **Fig. 8**) [3].

**Tabla 4:** Resultados de los especímenes de CR con fibra de acero adicionada [3].

S. ID	Maximum				Ultimate				Displacement*		Ductility* $\Delta_u/\Delta_y$
	Positive		Negative		Positive		Negative		$\Delta_y$	$\Delta_u$	
	P [kN]	$\Delta_m$ [mm]	P [kN]	$\Delta_m$ [mm]	P [kN]	$\Delta_u$ [mm]	P [kN]	$\Delta_u$ [mm]	mm	mm	
SJ1	18.6	20	20.1	15	5.3	50	6.0	50	14.0	58.6	4.2
SJ2	20.6	15	19.4	15	7.6	55	9.1	55	14.3	69.0	4.8
SJ3	21.2	15	20.8	15	9.2	70	7.7	70	12.3	74.5	6.1
SJ4	19.6	25	23.0	20	4.1	100	8.9	100	17.0	92.0	5.5
SJ5	22.0	20	25.0	20	13.0	100	12.0	100	10.5	100.0	9.5
SJ6	22.0	20	22.0	20	13.0	100	12.0	100	15.0	100.0	6.6



**Fig. 7:** Envolvente de ciclos histeréticos de las juntas vigas-columnas [3].



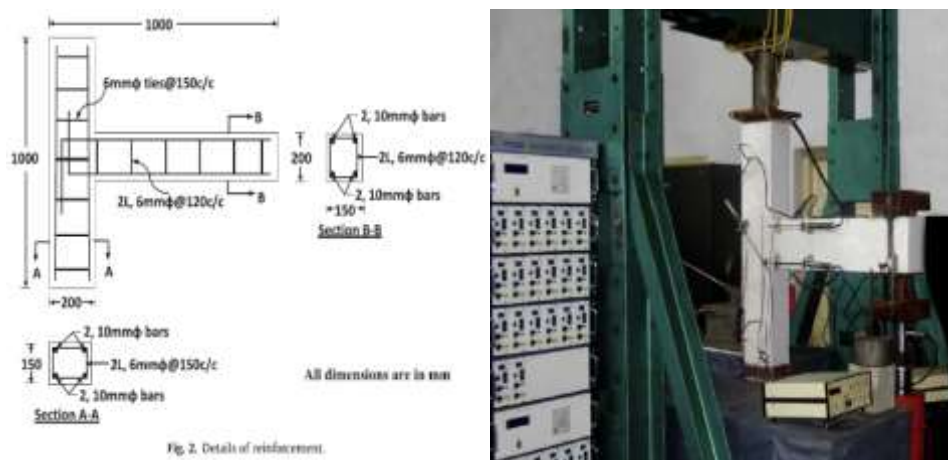
**Fig. 8:** Gráfica de disipación de energía de todos los especímenes [3].



N. Ganesan, P.V. Indira y M.V. Sabeena [4] estudiaron el efecto de la combinación de fibras de acero y sintéticas adicionadas en juntas vigas-columnas de CR. Se realizaron un total de 12 especímenes de juntas viga-columna de CR bajo cargas cíclicas reversibles. El concreto utilizado fue de alto desempeño grado M60. Las fibras utilizadas fueron de acero tipo “*crimped*” ( $l/d = 66$ ) y polipropileno ( $l/d = 316$ ). El detallado del armado y la combinación de las fibras en la mezcla de concreto para los especímenes se presentan en la **Tabla 5** y **Fig. 9**.

**Tabla 5:** Detalle de especímenes [4].

Sl. No.	Designation of specimens	Volume fraction of fibres (%)	
		Steel	Polypropylene
1	HPC	0	0
2	PFRHPC1		0.10
3	PFRHPC2		0.15
4	PFRHPC3		0.20
5	SFRHPC1	0.5	0
6	HFRHPC1		0.10
7	HFRHPC2		0.15
8	HFRHPC3		0.20
9	SFRHPC2	1	0
10	HFRHPC4		0.10
11	HFRHPC5		0.15
12	HFRHPC6		0.20



**Fig. 9:** Detalle del refuerzo y sistema de ensayo de los especímenes, respectivamente [4].

Los resultados del comportamiento histerético reportados por la referencia [4] se puede observar en las gráficas típicas de carga-deflexión (ver **Fig. 10** y **Tabla 6**).

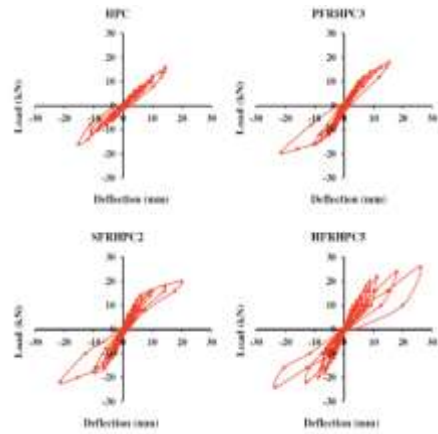


Fig. 6. Typical load-deflection plots.

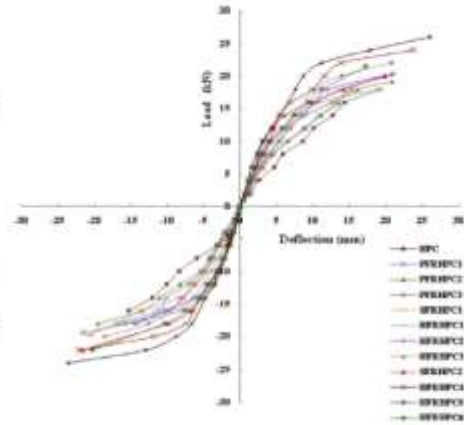


Fig. 7. Example of load-deflection plots.

**Fig. 10 :** Gráficas carga-deflexión y envolvente de los ciclos histeréticos [4].

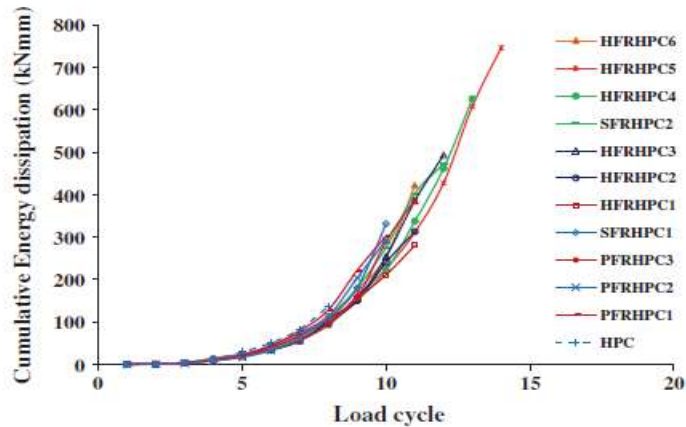
**Tabla 6:** Resultados de ensayo: capacidad de absorción y desplazamiento dúctil [4].

Designation of specimen	First crack load(kN)	Ultimate load (kN)		Deflection under ultimate load (mm)		Designation of specimen	Energy absorption capacity (kNm)		$\delta_y$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	Displacement ductility factor, $\psi$	
		Forward cycle	Reverse cycle	Forward cycle	Reverse cycle		Forward cycle	Reverse cycle			Absolute	Relative
HPC	8.00	16.00	16.05	15.40	15.87	HPC	0.142	0.156	12.50	15.87	1.27	1.00
PFRHPC1	8.50	18.00	18.00	19.17	16.80	PFRHPC1	0.222	0.199	13.00	19.17	1.47	1.16
PFRHPC2	9.00	19.20	18.00	20.87	19.53	PFRHPC2	0.263	0.236	12.00	20.87	1.74	1.37
PFRHPC3	9.50	18.00	19.45	16.35	20.48	PFRHPC3	0.192	0.283	11.50	20.48	1.78	1.40
SFRHPC1	10.00	18.00	19.80	19.20	20.46	SFRHPC1	0.241	0.275	11.00	20.46	1.86	1.47
HFRHPC1	9.50	20.00	18.00	20.68	14.83	HFRHPC1	0.289	0.193	9.50	20.68	2.18	1.71
HFRHPC2	10.00	20.40	18.00	21.01	14.27	HFRHPC2	0.303	0.184	10.00	21.01	2.10	1.66
HFRHPC3	9.50	22.00	20.00	20.81	18.52	HFRHPC3	0.323	0.274	7.50	20.81	2.77	2.19
SFRHPC2	10.50	20.00	22.00	19.87	21.56	SFRHPC2	0.285	0.353	9.50	21.56	2.27	1.79
HFRHPC4	10.50	24.00	22.00	23.83	22.17	HFRHPC4	0.424	0.381	8.50	23.83	2.80	2.21
HFRHPC5	11.00	26.00	24.00	26.07	23.54	HFRHPC5	0.512	0.441	6.50	26.07	4.01	3.16
HFRHPC6	10.00	21.50	22.00	17.28	20.25	HFRHPC6	0.244	0.324	8.00	20.25	2.53	1.99

En los resultados de la referencia [4] se observó, que en su mayoría, la adición de fibras híbridas incrementó la capacidad de carga y su deflexión de los especímenes de junta. Esto debido a la habilidad de las fibras de contrarrestar la propagación de las micro y macro - grietas.

Los autores estimaron la capacidad de disipación de energía acumulada sumando el área bajo la curva de cada ciclo histerético. Esta disipación de energía se muestra en la **Fig. 11**.

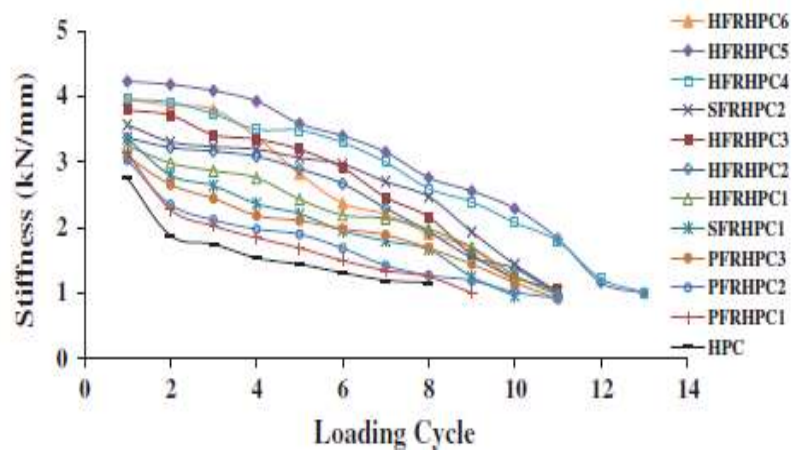
El espécimen *HFRHPC5* desarrolló la mayor una capacidad de disipación de energía con un valor promedio de 0.953 kN-m. Mientras que el espécimen de control alcanza una capacidad promedio de 0.298 kN-m. Es decir, un porcentaje de diferencia de aproximadamente del 70% (ver **Tabla 6** y **Fig. 11**), [4].



*Fig. 11: Disipación de energía acumulada [4].*

Los autores argumentaron que la reducción en la rigidez de las muestras se puede evaluar calculando la rigidez secante [4]. La rigidez secante en cada ciclo se calculó utilizando una línea trazada entre el punto de desplazamiento positivo máximo en la mitad del ciclo y el punto de desplazamiento negativo máximo en la otra mitad del ciclo.

En base a los resultados obtenidos la muestra de HPC tiene la rigidez inicial más baja y mostró una rápida reducción en los valores de rigidez secante. Por otro lado, la adición de fibras de acero parece reducir en gran medida la pérdida de rigidez comparados con las fibras sintéticas. En la gráfica se puede observar que los especímenes con fibra híbrida incrementan el secante de la curva de rigidez, resultando una reducción estable hasta llegar a la falla (ver **Fig. 12**).



*Fig. 12: Gráfica de reducción de rigidez [4].*

K. Shakya, K. Watanabe, K. Matsumoto y J. Niwa [5] estudiaron la aplicación de fibras de acero en junta viga-columna de marcos de puentes de ferrocarril para reducir el acero longitudinal y transversal. El diseño estructural del puente de ferrocarril se realizó de acuerdo con el código de Japón. Se realizaron un total de tres especímenes con una

reducción del acero longitudinal y transversal de la columna (ver **Tabla 7**). El contenido de fibras de acero (“*hook-end*”) varió entre 0, 1 y 1.5%, con una relación de aspecto de 48 (ver **Tabla 8**). Los especímenes realizados fueron en una escala de 1:6 (ver **Fig. 13**)

**Tabla 7: Propiedades mecánicas y cuantía de acero de refuerzo [5].**

Specimen	Bar nominal diameter (mm)	Stirrup nominal diameter (mm)	Hoop nominal diameter (mm)	Yield strength (N/mm <sup>2</sup> )	Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	Rebar ratio (%)			
						Column		Beam	
						Longitudinal rebar	Hoop rebar	Longitudinal rebar	Stirrup rebar
Prototype structure	31.8	15.9	15.9	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	0.99	0.57	1.40	0.64
EXDE	6.35	6.35	6.35	325	470	1.11	0.65	1.58	0.51
BCJ-0, BCJ-1.0, BCJ-1.5	6.35	6.35	6.35	325	470	0.81	0.46	1.58	0.51

<sup>a</sup> Data not available.

**Tabla 8: Propiedades del concreto [5].**

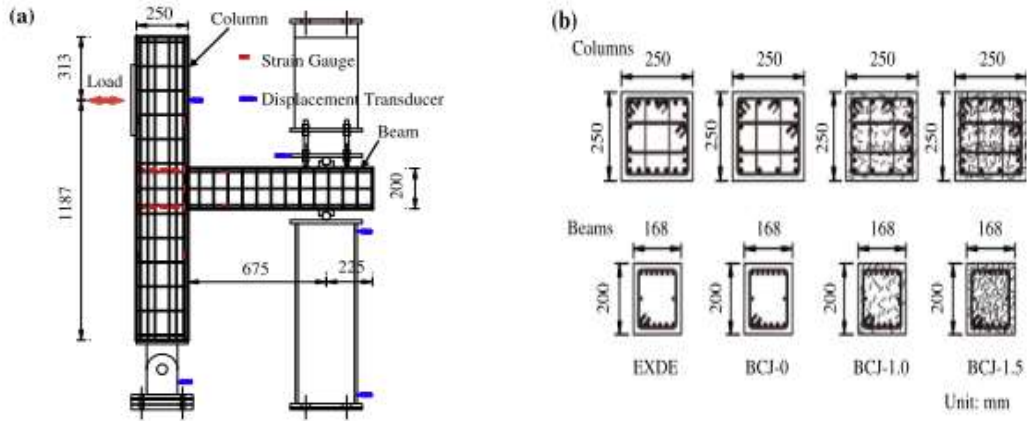
Specimen	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	Max. aggregate size (mm)	Slump (cm)	Steel fiber (%)	W/C	Mix proportion (kg/m <sup>3</sup> )							
						Water	Cement	S	G	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_G$ (g/cm <sup>3</sup> )	Fineness modulus of S	Super plasticizer (%)
Prototype structure	30	25	8 ± 2.5	0	0.55	160	297	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>
EXDE	36	10	10	0	0.6	178	297	785	955	2.42	2.63	2.74	0
BCJ-0	32.5	10	10	0	0.6	170	283	705	1071	2.42	2.62	1.62	0
BCJ-1.0	23.3	10	14	1	0.6	170	283	705	1071	2.42	2.62	1.62	1
BCJ-1.5	30	10	16	1.5	0.6	177	296	838	968	2.61	2.63	2.62	1.1

$f_c$ : Compressive strength of concrete, S: Fine aggregate, G: Coarse aggregate,  $\gamma_s$ : Specific gravity of fine aggregate,  $\gamma_G$ : Specific gravity of coarse aggregate.

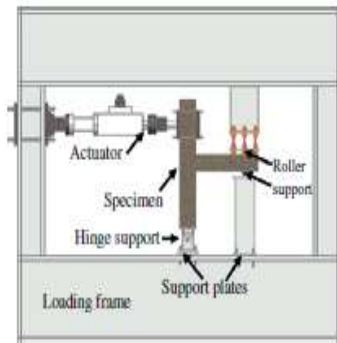
<sup>a</sup> Data not available.

La **Fig. 14** muestra el sistema de apoyo para realizar la prueba experimental de las juntas vigas-columnas.

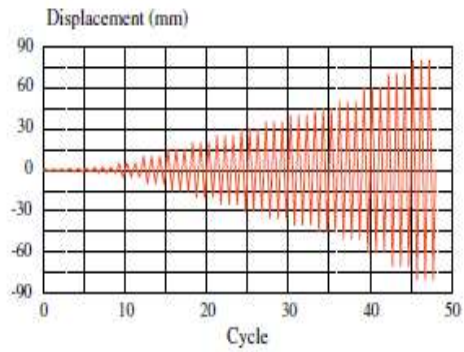
El primer análisis de resultados presentados fueron los patrones de agrietamientos de los especímenes (ver **Fig. 15**). La **Fig. 15** muestra la extracción de las barras longitudinales en el paño exterior de la columna [5].



**Fig. 13:** Detalle de espécimen: a) dimensiones, b) sección transversal de columna y viga [5].

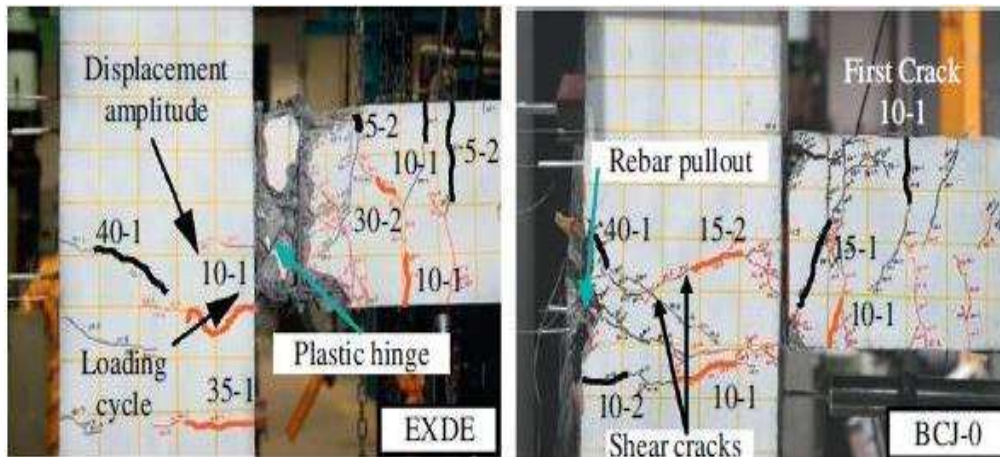


**Fig. 3.** Test setup.

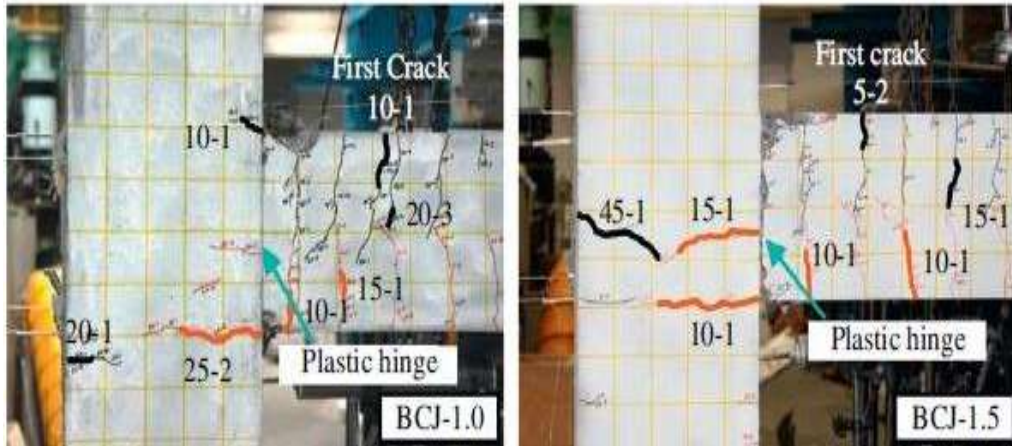


**Fig. 4.** Displacement cycle.

**Fig. 14:** Prototipo de ensaye (derecha), ciclo de desplazamiento (izquierda) [5].



**Fig. 15:** Patrón de grietas al final del ensaye [5].



Continuación de la Fig. 15.

De la relación de carga-desplazamiento los autores presentaron los siguientes gráficos:

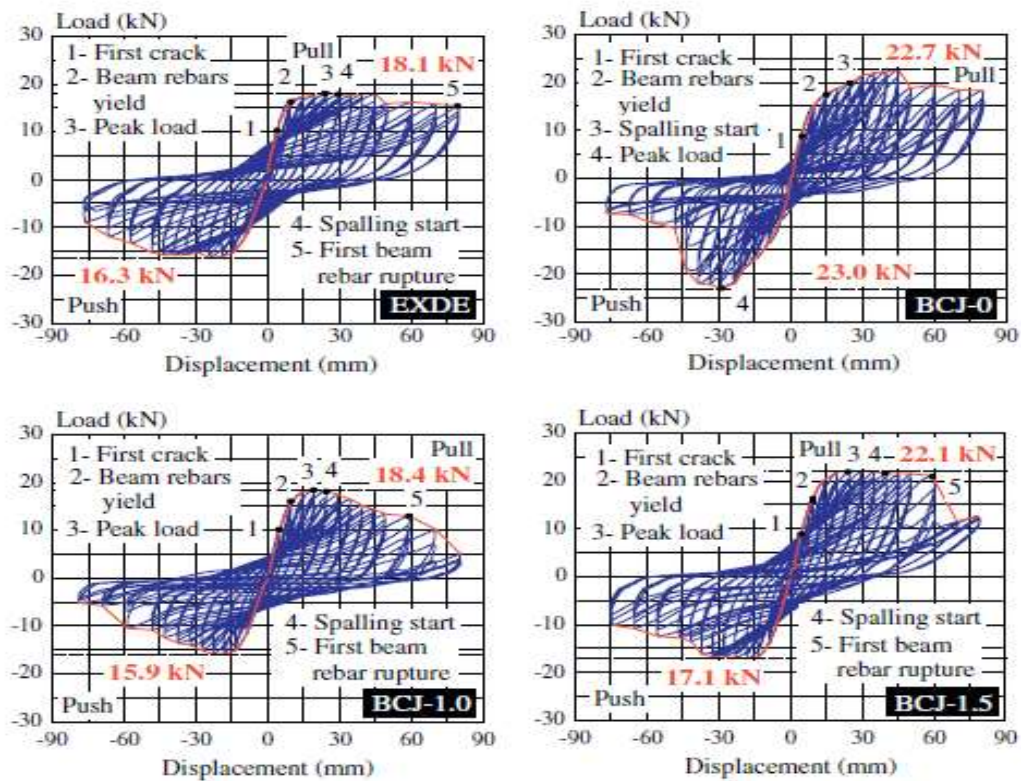
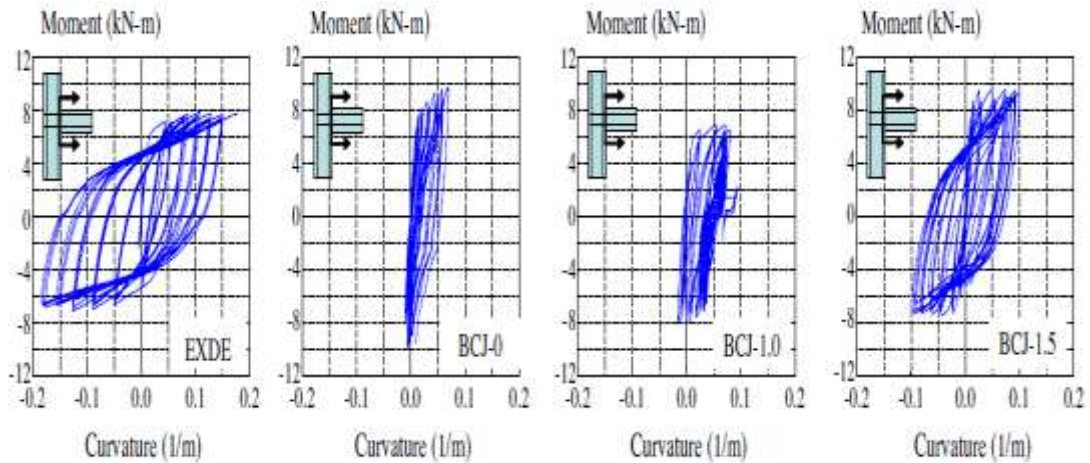


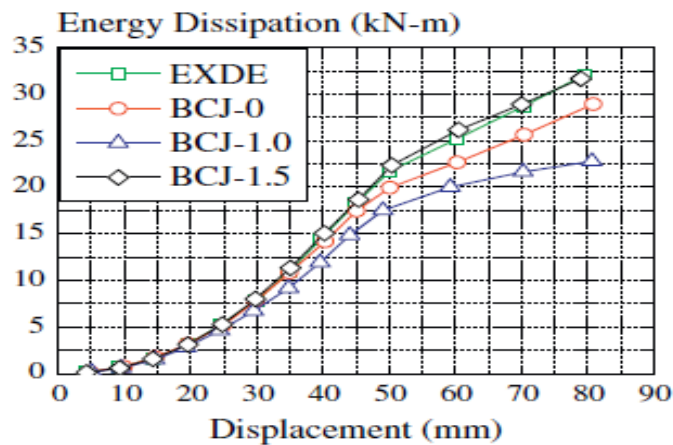
Fig. 16: Curva de carga-desplazamiento [5].

Para la relación momento-curvatura se consideró la distancia desde el punto de aplicación de la carga hasta punto dentro de la columna de aproximadamente 25 mm [5], (ver Fig. 17).



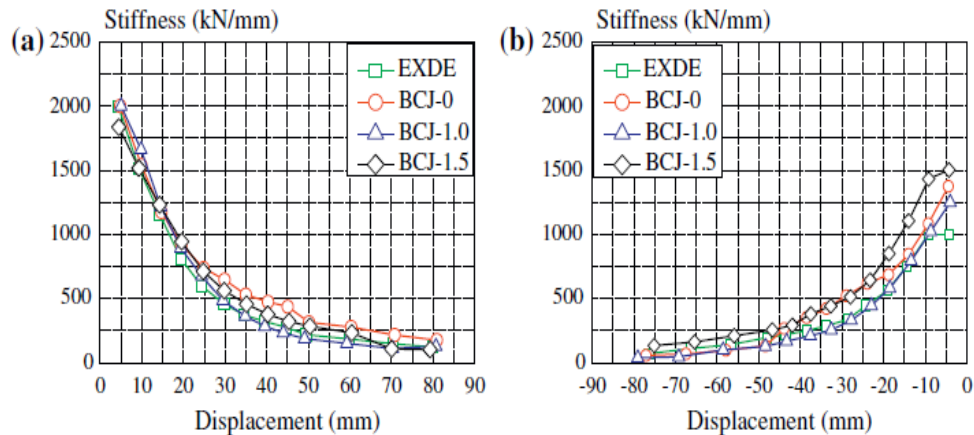
**Fig. 17:** Relación de momento-curvatura [5].

La relación entre la disipación de energía acumulada y el desplazamiento aplicado se muestra en la **Fig. 18**. La disipación de energía acumulada en cada ciclo de carga se obtuvo calculando el área encerrada por la curva de carga-desplazamiento correspondiente. En donde, la disipación de energía se produce debido al daño inducido en las probetas y depende del agrietamiento del concreto, la deformación y el pandeo de las varillas [5].



**Fig. 18:** Disipación de energía [5].

Para calcular la rigidez de las uniones viga-columna durante cada ciclo del experimento, se utilizaron las cargas registradas y los desplazamientos correspondientes al final de cada medio ciclo. La rigidez se estimó calculando la pendiente de la línea que une la carga máxima en la dirección negativa y positiva. La **Fig. 19** muestra la relación entre la degradación de la rigidez y el desplazamiento aplicado [5].



**Fig. 19:** Degradación de rigidez. (a) Ciclo de carga positivo. (b) Ciclo de carga negativo [5].

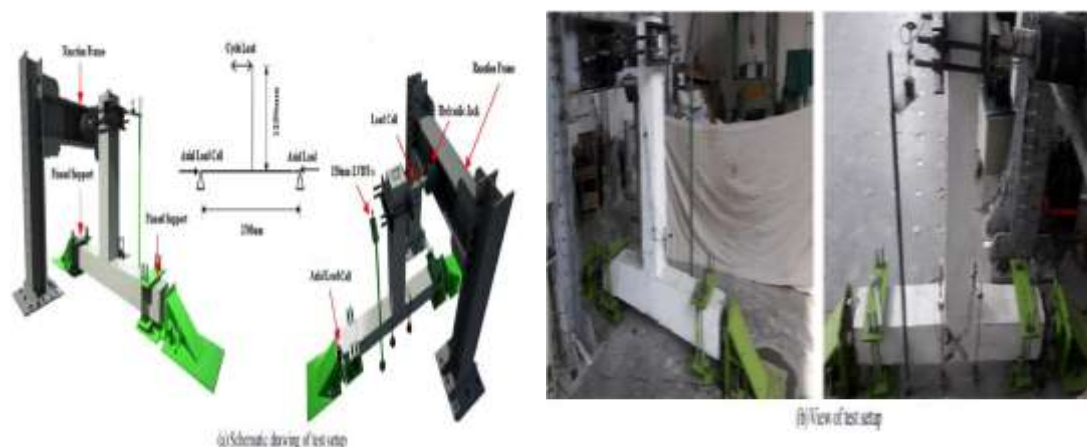
Finalmente, de los resultados obtenidos los autores hicieron las siguientes observaciones y concluyeron lo siguiente:

1. En el espécimen de control las grietas se desarrollaron principalmente en las vigas con una leve fragmentación del concreto y en los especímenes con una reducción del refuerzo transversal. Las grietas se concentraron principalmente en el núcleo de la junta. Sin embargo, la junta con un contenido de fibras de 1.5% tuvo un mejor desempeño al presentar un menor desprendimiento del concreto al reducir la cantidad de grietas comparado con los demás especímenes.
2. La adición de fibras de acero mejoró el vínculo de resistencia entre el concreto y barras previniendo la falla de anclaje y resultando en una falla de flexión de los especímenes con fibras de acero.
3. La capacidad a cortante y flexión de los miembros de concreto reforzado se incrementó con la adición de las fibras de acero incluso después de reducir la cantidad de acero de refuerzo transversal en los especímenes. Esto reveló que las fibras de acero pueden actuar como refuerzo longitudinal y cortante para resistir la aplicación de cargas.
4. Los autores concluyeron que la adición de fibras de acero de 1.5 % en el concreto puede sustituir cierta cantidad de acero de refuerzo en las juntas con el fin de reducir la congestión de acero de refuerzo además de mejorar el proceso constructivo de este tipo de sistemas estructurales.

Mohammad H. Saghafi y Hashen Shariatmadar [27] realizaron el ensaye de seis juntas vigas-columnas exteriores de media escala. Esto para investigar y evaluar la posibilidad de usar compuestos cementantes de alto desempeño reforzado con fibras (HPFRCC). Además, de sustituir el acero de refuerzo transversal para resolver los problemas del proceso constructivo de las juntas vigas-columnas. Para esta investigación se utilizaron fibras de acero tipo “*Hooked*” ( $l/d = 44$ ) y macro fibra sintética híbrida ( $l/d = 159$ ).

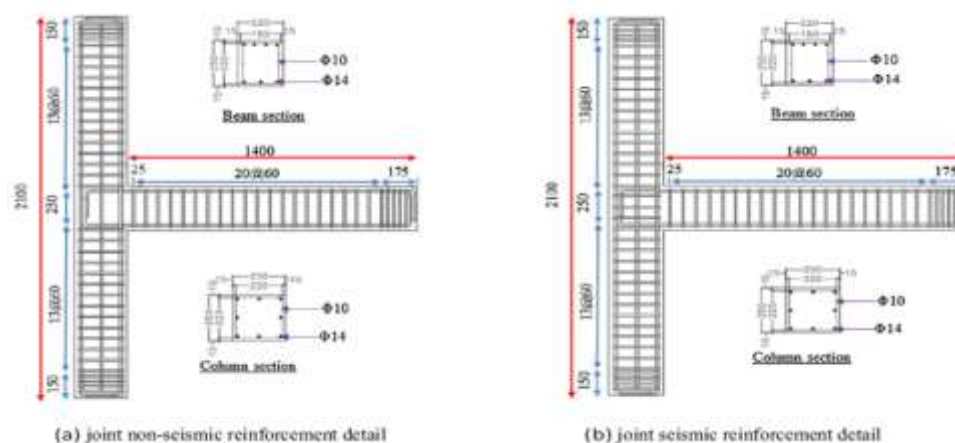


El contenido volumétrico utilizado para ambas fibras fue de 2 % para la fibra de acero y 1 % para la fibra sintética. Los parámetros evaluados fueron comportamiento histerético, rigidez, disipación de energía características de amortiguamiento y patrón de agrietamiento de las juntas vigas-columnas. Además, se comparó los resultados de los especímenes de concreto normal con y sin requerimiento sísmico especial en juntas (ver **Fig. 20**).

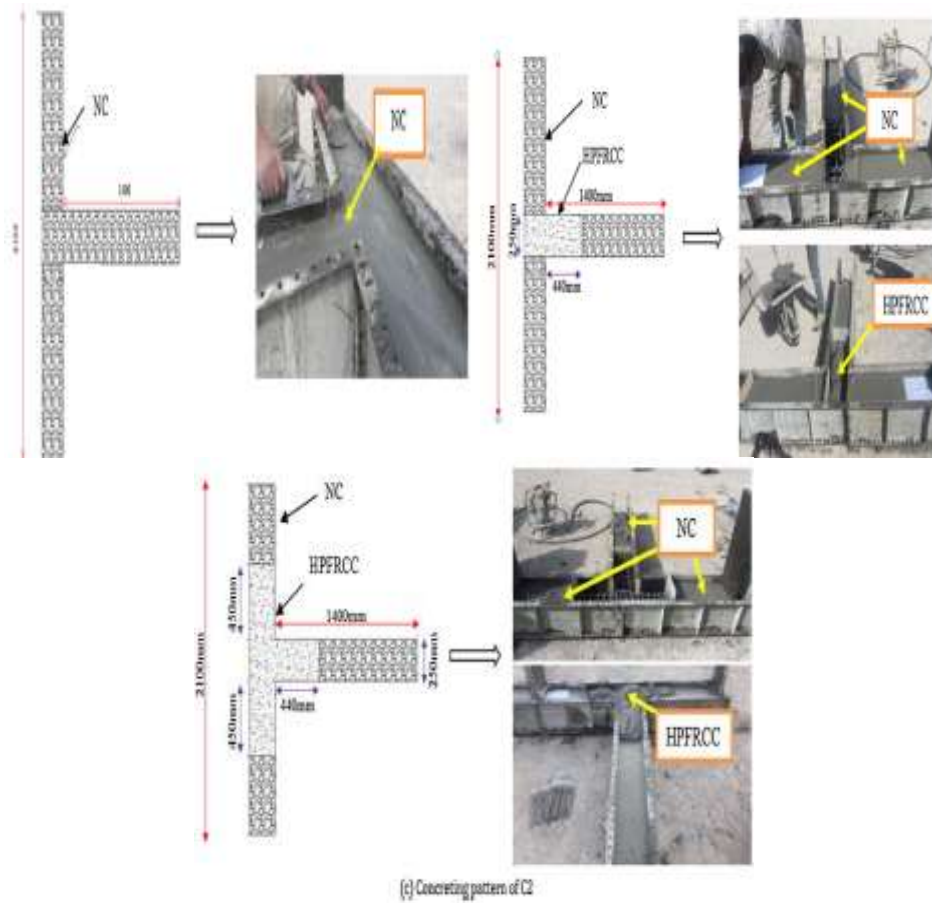


**Fig. 20:** a) Esquema de protocolo de carga y b) configuración de espécimen [27].

Los especímenes se diseñaron de acuerdo con los criterios de diseño descritos en el ACI comité 318 M-11 (ver **Fig. 21**). Para la fabricación de los especímenes se establecieron patrones de concretos clasificados como *NC* (concreto normal), *C1* y *C2* (*HPFRCC*). La **Fig. 22** muestra el patrón de concreto utilizado en diferentes secciones de los especímenes [27].



**Fig. 21:** Detalle de las dimensiones y acero de refuerzo del espécimen viga-columna [27].



**Fig. 22:** Patrón de concreto de los especímenes [27].

Los autores de la ref. [27] realizaron el ensayo de cilindros estándares a compresión de acuerdo con la norma ASTM C39/C39-10 [8]. Los resultados de los cilindros de *CN* y *HPFRCC* se muestran en la **Tabla 9**. Estos resultados muestran que los concretos *HPFRCC* obtuvieron una resistencia mayor a compresión del 29% y una deformación de aproximadamente 71 % comparados con los *CN*. Las pruebas de tensión uniaxial se realizaron de acuerdo con las recomendaciones de la Sociedad Japonesa de Ingeniería Civil (*JSCE*). Los resultados de estas pruebas se muestran en la **Tabla 10**.

**Tabla 9:** Resultados de pruebas de compresión uniaxial [27].

Specimen type	Maximum point		Ultimate strain after maximum load (%)
	Strength (MPa) $f_c$	Strain (%)	
HPFRCC	41.47	0.401	0.602
NC	32.00	0.312	0.351

**Tabla 10:** Resultados de pruebas a tensión uniaxial [27].

Specimen type	Initial crack		Maximum strength	
	Strain (%)	Stress (MPa)	Strain (%)	Stress (MPa)
	$\epsilon_{cc}$	$\sigma_{cc}$	$\epsilon_{pc}$	$\sigma_{pc}$
HPFRCC	0.020	3.50	0.733	6.20
NC	0.018	2.88	-	-

**Tabla 11:** Detalle de los especímenes viga-columna (materiales y acero de refuerzo) [27].

Specimen ID	Concreting pattern	Reinforcement details	Transverse reinforcement of the core	Longitudinal reinforcement of beams (%)	Transverse reinforcement of beams and columns	Longitudinal reinforcement of columns
J1-NC	NC	J1	$\phi 10@60$ mm	All specimens are reinforced with 4 $\phi 14$ at top and 3 $\phi 14$ at bottom	All specimens are reinforced with $\phi 10@60$ mm	All specimens are reinforced with 8 $\phi 14$ (ratio = 1.97%)
J1-C1-HPFRCC	C1					
J1-C2-HPFRCC	C2					
J2-NC	NC	J2	-			
J2-C1-HPFRCC	C1					
J2-C2-HPFRCC	C2					

Los autores realizan la siguiente discusión de resultados obtenidos del ensayo de las juntas vigas-columnas (ver **Tabla 11**):

- 1) Modo de falla y propagación de grietas de los especímenes de CR se muestra en la **Fig. 23**. El espécimen *J1-NC* presentó grietas por falla a flexión en la viga con un “*drift*” de 1.5% en una distancia de  $d/2$ . Las barras longitudinales en la viga cedieron con un drift de 1% y la falla del recubrimiento del concreto y la aparición de las grietas diagonales en el núcleo de la junta ocurrió con un “*drift*” de 2%.

Las grietas que se desarrollaron en la viga, cerca del paño de la columna, se originaron a raíz de la formación de la articulación plástica a flexión en la viga. Con el incremento de la carga aplicada la propagación y apertura de grietas en el núcleo se desarrollaron mientras las grietas a cortante de la junta obtuvieron un ancho de hasta 10 mm por cada ciclo con un “*drift*” mayor de 3.5%.

Los autores argumentaron que la disipación de energía se concentró principalmente en la zona dañada de la viga cerca del paño de la columna [27]. Para el espécimen *J2-NC* la grietas a flexión se desarrollaron de la misma manera que en el *J1-NC*. Sin embargo, las grietas diagonales en el núcleo aparecieron con un “*drift*” de 1%, esto indica que posiblemente se debió a una falla en la conexión.

Las grietas en la viga se desarrollaron al alcanzar un drift de 1.5%. Al lograr un “*drift*” de 4% ocurrió la fragmentación del concreto en el núcleo y el acero de refuerzo quedó expuesto. Aunque, se desarrolló un severo daño de la columna se prosiguió con el desplazamiento hasta alcanzar el “*drift*” del 6% como se estableció inicialmente los ciclos de la prueba (ver Fig. 24).

- 2) Modo de falla y propagación de grietas de los especímenes de *HPFRCC* se muestra en la Fig. 23. Los autores describen que todos los especímenes mostraron un patrón de agrietamiento constante y regular. La grieta inicial ocurrió en la viga cerca del paño de la columna con una distancia de  $d/4$  al lograr un “*drift*” de 0.5%. Cuando se alcanzó un drift del 2.0% se observó un daño parcial con múltiples grietas a flexión y cedencia de algunas barras de acero longitudinal de la viga.

En los especímenes *J1-C1-HPFRCC* y *J1-C2-HPFRCC* no presentaron grietas diagonales en el núcleo de la junta. Por otro lado, en los *J2-C1-HPFRCC* y *J2-C2-HPFRCC* se observaron las grietas diagonales en el núcleo una vez que se alcanzó un “*drift*” del 2%. En promedio, a partir de un desplazamiento relativo del 3%, la concentración y apertura de grietas, reducción de capacidad de carga se originó debido al desarrollo de la articulación plástica en la viga sin formación de grietas en las columnas. Las vigas obtuvieron un ancho de grieta máximo de 12 mm al alcanzar el “*drift*” del 6%.



Fig. 23: Proceso de daño y agrietamiento [27].

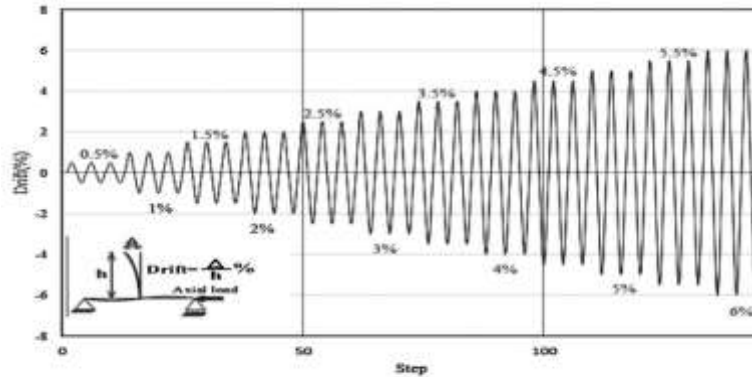


Fig. 11. The applied load history.

Fig. 24: Historial de carga aplicada [27].

Los autores definieron la respuesta del comportamiento histerético como la característica más importante para evaluar el desempeño de un elemento estructural. En la Fig. 25. El espécimen *J1-NC* mostró una respuesta del comportamiento histerético de carga-desplazamiento con una pequeña reducción de la capacidad de carga y un ligero estrangulamiento histerético (“*Pinching*”). Los autores argumentaron que esto se debió al adecuado reforzamiento longitudinal y transversal que tuvo la viga en la zona de intersección.

El espécimen *J2-NC* mostró un estrangulamiento considerable y una reducción de su rigidez y resistencia constante con un incremento en el desplazamiento comparado con *J1-NC*. Durante el ensayo se observó que la principal grieta a cortante en el estado inicial de carga causó un deslizamiento del refuerzo longitudinal y el aplastamiento del concreto en la zona de intersección de la junta entre la viga y la columna.

Los especímenes con *HPFRCC* mostraron una mejora en la capacidad a flexión además de un incremento en los lazos histeréticos comparados con cualquiera de los dos especímenes con concreto normal. El espécimen *J2-C1-HPFRCC* y *J2-C2-HPFRCC* tuvieron un comportamiento estable hasta llegar al nivel desplazamiento del 5.5% y 6.0%, respectivamente.

El comportamiento inelástico de la articulación plástica causó una reducción de la rigidez en el desplazamiento cíclico después de alcanzar la carga máxima, esto se debió a la apertura de grietas en la viga cercas del paño de la columna. La resistencia de estos especímenes tuvo una caída repentina una vez que alcanzaron el drift del 6% a causa de la falla del acero longitudinal (ver Fig. 25).

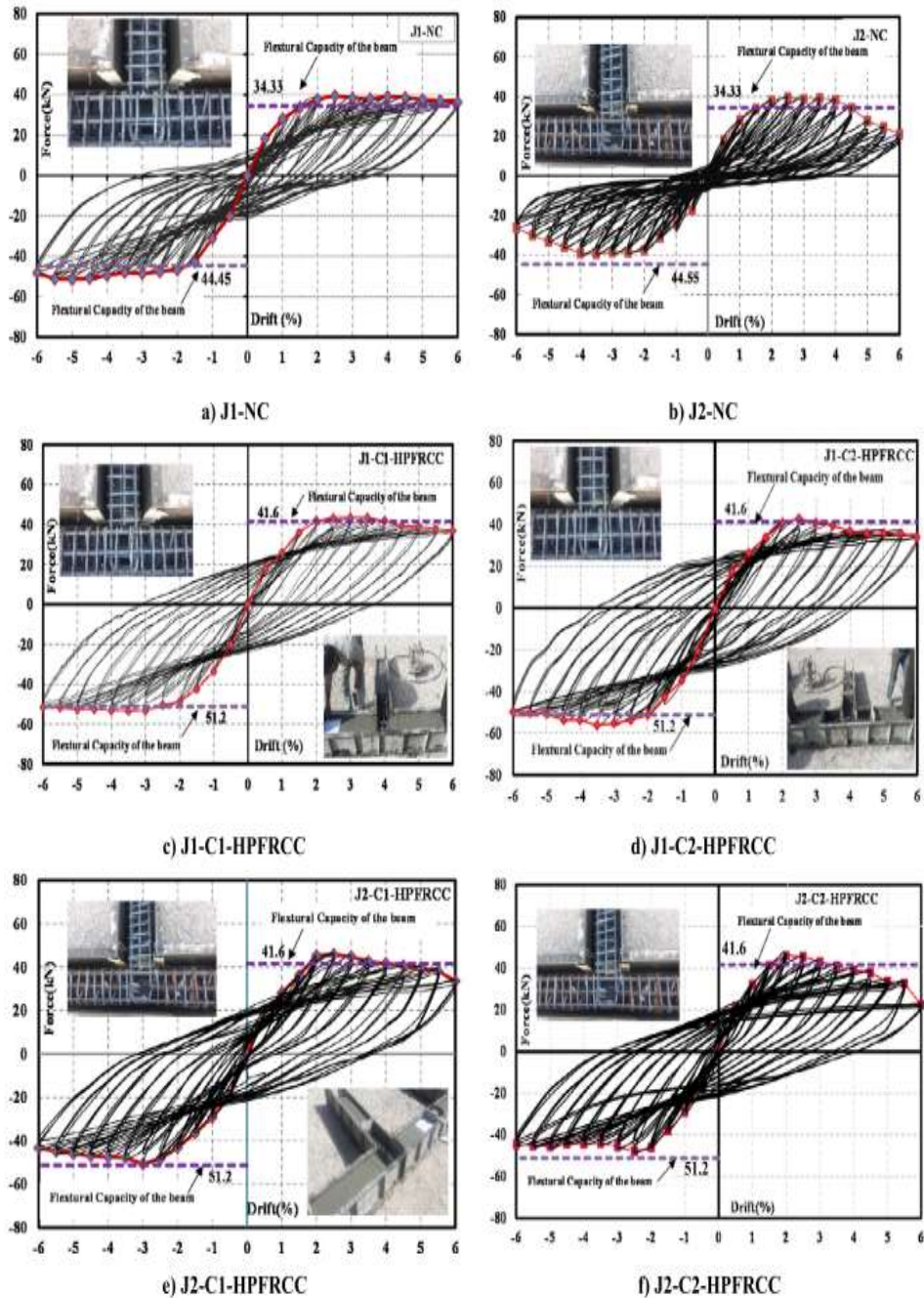


Fig. 25: Respuesta del comportamiento histerético de la junta [27].

Los autores de la referencia [27] concluyen lo siguiente:

- El modo de falla de las conexiones de unión viga-columna de *HPFRCC*, incluso con la eliminación del refuerzo transversal de las juntas, tuvo una falla por flexión similar a las juntas de *CN* con detalles sísmicos. En todas las conexiones de unión viga-columna de *HPFRCC* sin refuerzos transversales, proporcionó la

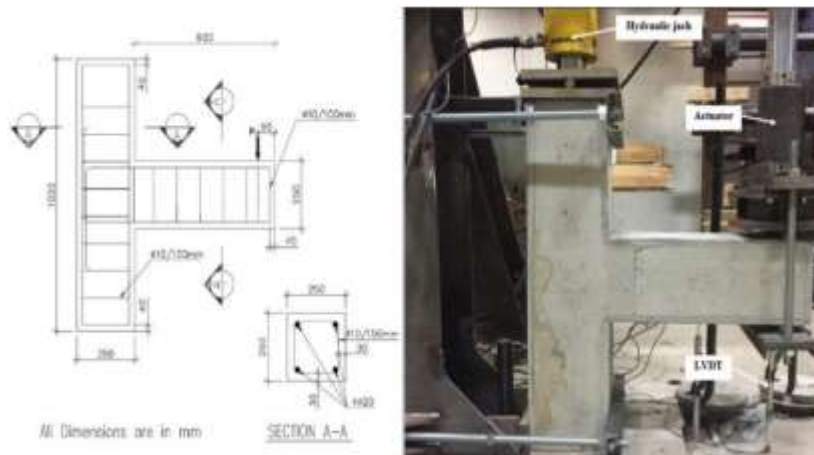
suficiente resistencia a cortante de las juntas vigas-columnas sin grietas locales por el esfuerzo a cortante.

Esto permitió la formación de la articulación plástica en vigas y daños locales en los especímenes de *HPFRCC*. El refuerzo longitudinal de las vigas cedió bajo mayores cargas y “*drifts*” en comparación con los valores correspondientes de los especímenes de *CN*.

- El promedio de las cargas máximas de las juntas de *HPFRCC* se incrementó en un 8.45 y 24.15 % en comparación con las juntas de *CN* con y sin detalle sísmico, respectivamente. Además, el factor de ductilidad mínimo en las juntas viga-columna de *HPFRCC* con detalles sísmicos en direcciones positivas y negativas se incrementó en un 12,43% y 31,33%. Esto en comparación con los de las uniones normales con y sin detalles sísmicas, respectivamente.

M. K. Ismail, B. H. Abdelaleem y A. A. A. Hassan [28] estudiaron el efecto del de la adición de fibras en el concreto de una junta viga columna sometida a cargas cíclicas (ver **Fig. 26**). Las fibras utilizadas fueron alcohol polivinílico, polipropileno y fibras de acero. La investigación incluyó en la comparación de especímenes de control con los fibroreforzados (ver **Tabla 12** y **Tabla 13**).

Los desempeños de los especímenes fueron evaluados basados en los comportamientos histeréticos, ductilidades, capacidades de disipaciones de energías y comportamientos de agrietamientos.



**Fig. 26:** Dimensiones, detalle de refuerzo y protocolo de carga de los especímenes [28].

**Tabla 12:** Tabla de adición de fibras [28].

Mix #	Mixture designated	Fiber (vol. %)				Compressive strength (MPa)	Splitting tensile strength (MPa)
		PVA8	PVA12	PP13	SF13		
1	NC	-	-	-	-	50	3.7
2	ECC-PVA8	2	-	-	-	49	6.4
3	ECC-PVA12	-	2	-	-	48	5.4
4	ECC-PP13	-	-	2	-	46	6.0
5	ECC-SF13	-	-	-	2	52	7.8

**Tabla 13:** Características de las fibras [28].

Fibers	Ultimate tensile strength (MPa)	Diameter ( $\mu\text{m}$ )	Length (mm)	Young's modulus (GPa)	Density ( $\text{kg/m}^3$ )
PVA8	1600	38	8	40	1300
PVA12	1200	100	12	25	1300
PP13	480	12	13	8.84	910
SF13	1900	200	13	203	7800

El historial de desplazamiento típico aplicado a los especímenes ensayados se presenta en la **Tabla 14**.

**Tabla 14:** Secuencias de desplazamiento aplicada [28].

Load step	Number of cycles	Amplitude (mm)
1	3	0.5
2	3	1
3	3	2
4	3	3
5	3	4
6	3	8
7	3	16
8	3	24
9	3	32
10	3	40
11	3	48

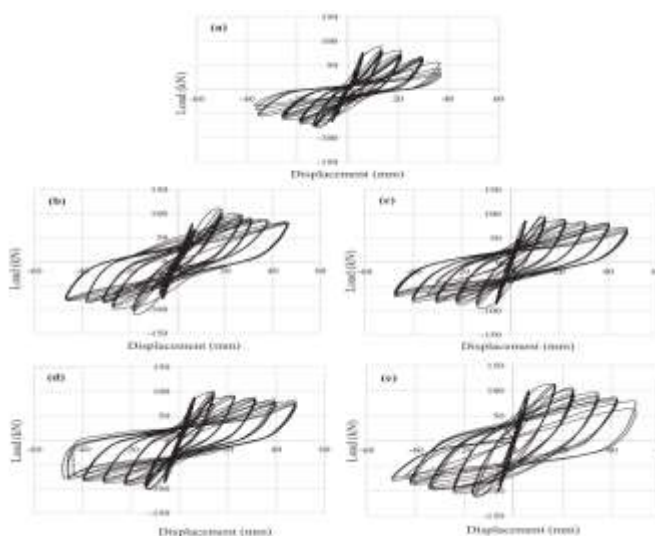
Los resultados mostrados en la **Tabla 12**, presentaron la resistencia a compresión y ruptura de los cilindros ensayados de acuerdo con la norma ASTM C39 [8] y C496. En base con los resultados de los cilindros, se observó que la adición de fibras de acero incrementó estas características de resistencia compresión. Sin embargo, todas las adiciones de fibras mejoraron la capacidad del concreto comparado con la muestra de



control, en un promedio de un 45% - 72% con fibras sintéticas y 110 % para la fibra de acero con un contenido de 2%.

En los resultados de la respuesta del comportamiento histerético se observó que todos los especímenes con fibras tuvieron un incremento en la rigidez inicial comparados con el espécimen de control. Por ejemplo, las juntas *ECC* con fibras poliméricas como *PVA8*, *PVA12* y *PP13* exhibieron una rigidez inicial de 61%, 8,9% y 30,1%, respectivamente, más alta que la de *NC*.

El mayor incremento en la rigidez inicial se registró para *ECC-SF13*, en el que la rigidez inicial alcanzó un valor de 80,1 % más superior al valor alcanzado por la *NC*. Se argumentó que esto se debió posiblemente a las propiedades de las fibras para lograr una interacción con la matriz cementante para contrarrestar la propagación de grietas (ver **Tabla 15** y **Fig. 27**).

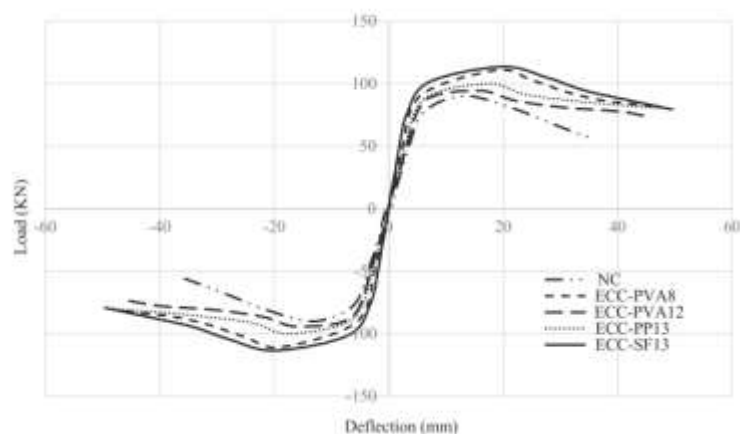


**Fig. 27:** Respuesta de comportamiento histerético. (a) *NC*. (b) *PVA8*. (c) *PVA12*. (d) *PP13*. (e) *SF13* [28].

**Tabla 15:** Resultados de cargas cíclicas reversibles. [28].

Joint ID	First crack load (kN)	Ultimate load (kN)	Deflection at ultimate load (mm)	Failure mode	Initial stiffness (kN/mm)	Crack width	
						At beam-column interface (mm)	Within joint panel (mm)
NC	27.2	90.1	13.03	B-mode	14.6	5.5	-
ECC-PVA8	36.1	110.7	18.82	B-mode	23.5	4.8	-
ECC-PVA12	29.8	94.4	15.80	B-mode	15.9	4.5	-
ECC-PP13	32.6	100.0	17.34	B-mode	19.0	4.0	-
ECC-SF13	49.6	113.5	19.78	B-mode	26.3	6.0	-

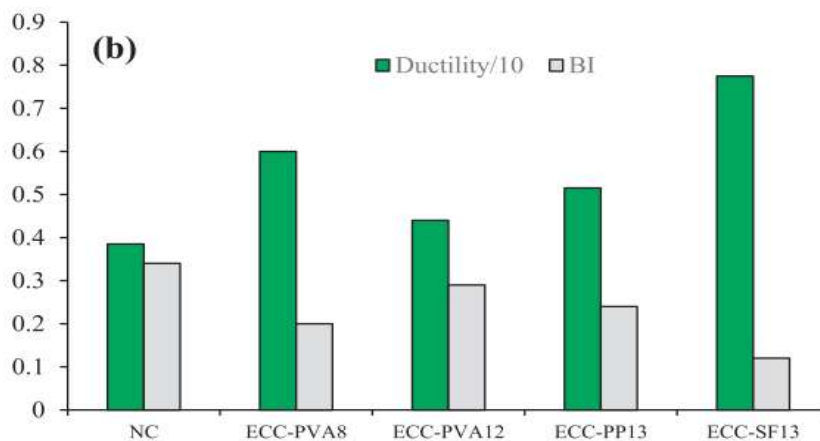
La **Fig. 28** muestra los resultados de la envolvente de los ciclos histeréticos. Se argumentó que, aunque *NC* y *ECC* lograron una resistencia a la compresión comparable. Las uniones viga-columna *ECC*, independientemente de las fibras utilizadas, generalmente exhibieron una mayor capacidad de carga y mayor deformación en comparación con la unión *NC*.



**Fig. 28:** Curva envolvente de carga-deflexión [28].

La relación de ductilidad para el espécimen *ECC* con *PVA8* fue 55,8% más alta que la de la articulación *NC*. Se observó una ligera mejora en la capacidad de ductilidad cuando se utilizó una fibra sintética más larga.

Por otro lado, el espécimen *ECC-PVA12*, alcanzó una relación de ductilidad de aproximadamente un 14,3% más alto que el de la junta *NC*. Asimismo, *ECC-PP13* tuvo una capacidad de hasta un 33,8% más alto que la obtenida por la junta *NC*. El mayor aumento en la ductilidad se observó en *ECC-SF13*, en el que el índice de ductilidad fue un 101,3 % más alto que el espécimen de control (ver **Fig. 29**).



**Fig. 29:** Ductilidad de especímenes [28].

#### 2.1.4. Sistemas de juntas vigas-columnas de concreto reforzado

La importancia de las conexiones de viga-columna en marcos de concreto reforzado ha ganado mucha atención en las tres últimas décadas. Hanso y Conner [29] fueron unos de los pioneros en conducir ensayos de 7 especímenes de juntas viga-columna a escala real. Estos especímenes demostraron que un sismo moderado puede ser resistido con un buen diseño y detallado de juntas, sin tener pérdida de ductilidad o resistencia. Asimismo, ellos demostraron el rol importante de los estribos en el confinamiento del concreto de las juntas para resistir las fuerzas a cortante. Más tarde, Hanso dirigió el ensayo de 5 juntas a escala real [30], él concluyó que las barras de refuerzo de grado 60 pueden ser usadas, sin poner en riesgo el comportamiento de la estructura.

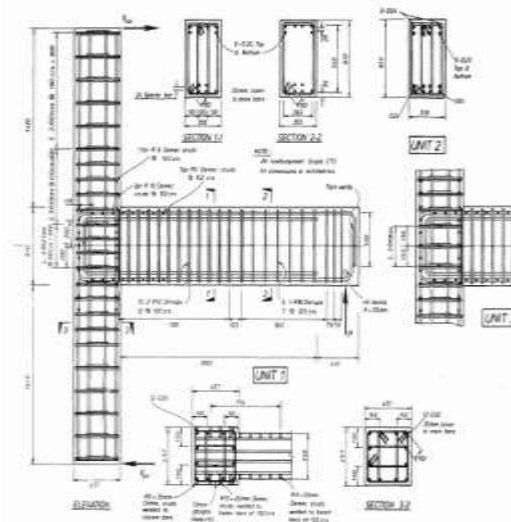
Megget [31], Smith [32] y Patton [33], ensayaron 13 especímenes de juntas viga-columna de *CR*. Las conexiones de tipo exterior fueron tomadas de un edificio comercial de tres niveles diseñado de acuerdo con la práctica de Nueva Zelanda. Ellos determinaron que las sucesivas cargas cíclicas afectan la capacidad de resistencia a cortante, y reducen gradualmente la resistencia en cada ciclo. Ellos ignoraron el rol del concreto para resistir cualquier fuerza cortante y descartaron la analogía de "*Struss*". El cual fue una práctica que se usaba en ese tiempo en los Estados Unidos de América.

La analogía de "*Struss*" asume un agrietamiento de  $45^\circ$  para determinar la resistencia a corte del concreto. En su lugar, asumieron una grieta diagonal entre las esquinas de la junta para determinar la resistencia a corte de la junta. Finalmente, reconocieron la importancia del uso de los estribos como el factor de mayor importancia para el confinamiento. Se concluyó que los estribos desplazados lejos del centro de la junta se deben a un pobre detallado de la junta. Además, se encontró que los espirales circulares usados fueron inefectivos para confinar la junta.

T. Paulay y A. Scarpas [34], en 1981 realizaron pruebas experimentales para la validación de modelos analíticos para el diseño de juntas viga-columna. La prueba consistió en tres unidades de junta viga-columna a gran escala sometidas a carga cíclica. Los detalles y las dimensiones de las tres unidades, como se muestra en la **Fig. 30**, eran idénticos. Sin embargo, se varió el refuerzo de cortante horizontal de la junta (columna). En la Unidad 2 se utilizó refuerzo adicional en la viga para aumentar su resistencia a la flexión.

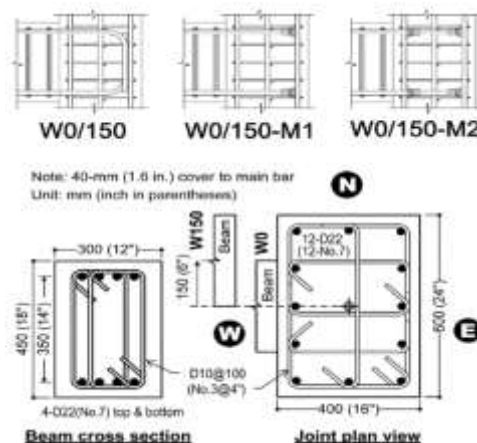
Se encontró que las unidades con aproximadamente el 50% del refuerzo de cortante horizontal de la junta se desempeñaron satisfactoriamente. Los autores concluyeron que esto se debe posiblemente a la aportación de las barras de las columnas que pasaron a través de la junta. Sin embargo, las columnas fueron reforzadas con un acero mayor al requerido por el código por razones prácticas. Por otro lado, de haberse reducido la cantidad de acero transversal en la viga podría haber afectado negativamente el comportamiento de la junta.

Sin embargo, los autores recomiendan continuar con las investigaciones donde se evalué la aportación de refuerzo vertical en las vigas para determinar el efecto de confinamiento para el desarrollo de las deformaciones dúctiles [34].



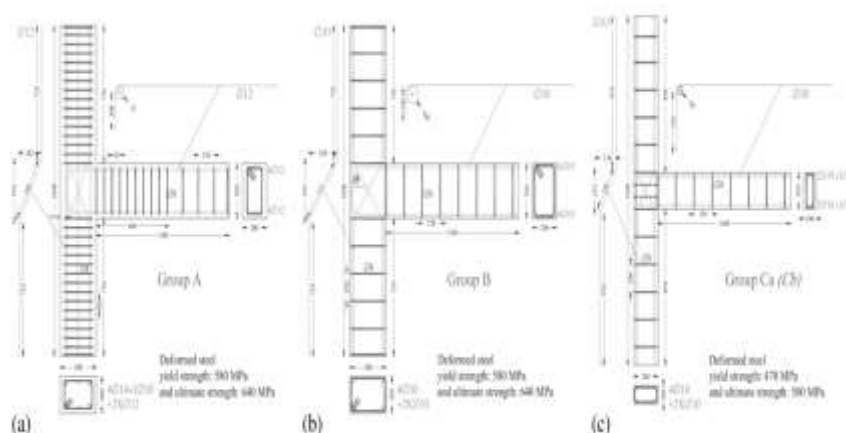
**Fig. 30:** Detalle del acero refuerzo de las unidades [34].

Hung-Jen Lee y Si-Ying Yu [35] evaluaron el uso de anclajes mecánicos en lugar del anclaje típico (ganchos) de las barras de acero en el núcleo de 6 juntas viga columna de CR (ver **Fig. 31**). Ellos explican que el uso de los anclajes mecánicos puede proporcionar una solución prometedora para la congestión de acero en especímenes de alta resistencia sísmica. El programa experimental demostró que las juntas excéntricas de viga-columna con anclajes mecánicos pueden exhibir un comportamiento satisfactorio y una capacidad de anclaje adecuada para una relación de la deriva límite. Los resultados de las pruebas también indicaron que el comportamiento cíclico de las juntas vigas-columnas se pueden mejorar significativamente mediante la unión de dispositivos mecánicos dobles en cada barra de viga dentro del núcleo de la junta.



**Fig. 31:** Detalla estructural en la junta del sistema de unión [35].

Constantin E. Chalioris, Maria J. Farvata y Chris G. Karayannis [36] estudiaron la efectividad de barras cruzadas (barras-X) como refuerzo a cortante en el núcleo de una junta viga-columna de CR. Los especímenes fueron ensayados bajo deformaciones cíclicas. Se presentaron los resultados de 20 especímenes con diferentes relaciones de refuerzo y combinaciones incluyendo las juntas con las barras-X dentro del núcleo. El tipo de refuerzo de barras-X no convencional, fue examinado como único refuerzo en el núcleo, también, en combinación de estribos comunes o acero vertical (ver **Fig. 32**).



**Fig. 32** Características de la geometría y refuerzo de los especímenes de la junta viga-columna [36].

Los autores dedujeron que las juntas con barras-X exhibieron una mejora en el desempeño cíclico y en el modo de daño (agrietamiento). Esto debido a que se desarrolló una articulación a flexión distinta en la interfaz de la junta-viga.

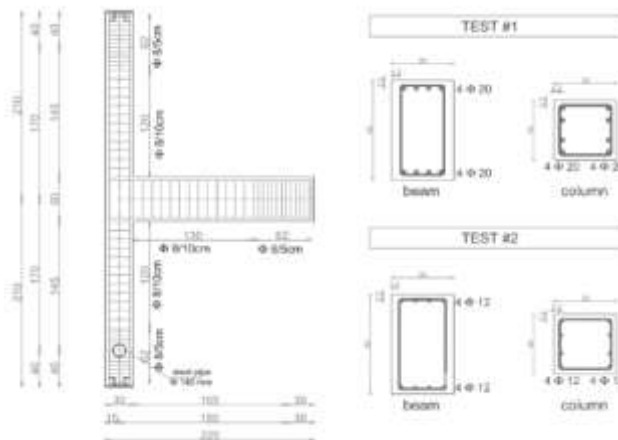
Además, la combinación de barras inclinadas y estribos en el área de la junta mejora la capacidad de respuesta del comportamiento histerético. Sin embargo, en algunos especímenes con barras-X como único refuerzo a cortante, la deformación de los dobleces de anclaje de las barras de acero en la viga causaron daños considerables.

Finalmente, los resultados experimentales revelan que la combinación de barras-X y estribos fueron esencial para la seguridad de la junta ya que los estribos no solamente aumentaron la capacidad de resistencia al cortante. Puesto que, también restringen la deformación de los dobleces de anclaje de las barras de acero de la viga.

Maria T. De Risi, Gerardo M. Verderame, Paolo Ricci y Gaetano Manfredi [37] ensayaron dos subconjuntos de junta viga-columna a gran escala bajo cargas cíclicas. Los especímenes fueron diseñados de acuerdo con las prescripciones de los códigos y las prácticas de diseño vigentes en Italia entre los años de 1970 y 1990 [37]. En particular, la muestra de espécimen denominado como Test #1 fue diseñado de acuerdo con las prescripciones sísmicas (para un nivel alto de demanda dúctil), mientras que el espécimen Test #2 solo con cargas de gravedad.

Los especímenes fueron reforzados con barras deformadas y se distinguieron por la cantidad de acero de refuerzo longitudinal de las vigas y columnas (ver **Fig. 33**). Los resultados experimentales, en términos de respuesta de desplazamiento demostraron lo siguiente:

- En el espécimen Test #1, la resistencia máxima se controló por la falla de la junta, sin que la viga cediera por flexión;
- En el espécimen #2, la resistencia máxima se controló mediante la falla de la junta y siguió con la deformación por flexión de la viga; en realidad.



**Fig. 33.** Geometría y detalle de reforzamiento [37].

En la prueba #1, se mostró un nivel de daño severo debido a la demanda a cortante en el núcleo de la junta. Además, de un desprendimiento del recubrimiento del concreto.

En la prueba #2, el ensayo fue interrumpido debido al repentino pandeo de las barras longitudinales de la columna que pasaban a través de la junta, en este caso, se observó un nivel de daño más moderado debido a la demanda de cortante en el núcleo de la junta al final del ensayo [37].

Sergio M. Alcocer, Rene Carranza, David Pérez N. y Raúl Martínez [38] ensayaron dos conexiones de viga-columna (*J1* y *J2*) de un marco de concreto prefabricados a escala real. Estos fueron sometido a cargas cíclicas unidireccionales y bidireccionales, simulando las cargas sísmicas (ver **Fig. 34**).

Las variables incluyeron el detallado usado en la junta para lograr una continuidad estructural de la viga reforzada, y el tipo de marco (ya sea de dos dimensiones o tres dimensiones). La característica más relevante de la conexión fue el uso de barras de acero templado para refuerzo. Esto en lugar de usar soldadura o pernos especiales usados para lograr la continuidad en la viga.

El diseño de especímenes siguió el concepto de columna fuerte-viga débil. El refuerzo de la viga fue diseñada a propósito para desarrollar articulaciones plásticas en la

cara de la junta y para imponer grandes deformaciones inelásticas por la demanda a cortante dentro de la junta (J1). De esta manera, en base a las observaciones y resultados obtenidos se concluyó lo siguiente:

- i- Los especímenes exhibieron un comportamiento dúctil y la capacidad de carga lateral fue mantenida casi constante hasta un desplazamiento relativo (“*drifts*”) de 3.5%. El cual es mucho mayor que los valores de “*drifts*” permitidos en muchos diseños de los códigos en el mundo.
- ii- Los especímenes diseñados para desarrollar articulaciones plásticas en la viga a un lado de la cara de la columna e imponer la demanda de resistencia a corte cercas de la resistencia al corte nominal de una junta para construcción monolítica (J2). Como se esperó, el comportamiento fue controlado por los grandes “*drifts*” en la junta. La degradación de la junta y la disminución de la rigidez fueron registrados una vez que el refuerzo superior de la viga cedió a tensión.
- iii- En ambos especímenes (J1 y J2), la rotación de la viga tomo lugar fuera y dentro de la junta. El mecanismo de la junta de resistencia fue dañado por el desarrollo de deformaciones a tensión debido a la rotación de la viga dentro de la junta. La rotación de la viga dentro de la junta usualmente no ocurre en construcciones monolíticas.
- iv- En el espécimen J1, donde se usaron estribos para lograr la continuidad, la flexibilidad prematura de los ganchos de los estribos transversales en la dirección de la carga, así como, la extracción de las barras inferiores de la viga, contribuyeron al daño inicial de la junta.
- v- El espécimen J2 (el cual la continuidad de las barras inferiores de refuerzo de la viga es proporcionada por barras de acero insertadas a través de los cordones pretensados superpuestos en forma de U) se comportó mejor que el espécimen J1. El espécimen J2, exhibió una mayor distribución uniforme del agrietamiento en la viga y cedencia bajo deflexión negativa.
- vi- La resistencia a cortante de las juntas de los especímenes J1 y J2 fueron 80 y 90 %, respectivamente, de la esperada para la construcción monolítica. Además, el agrietamiento por cortante inicial se produjo a niveles más bajos que los esfuerzos a cortante nominal que en las construcciones monolíticas. Este fenómeno fue atribuido por la prematura rotación dentro de la junta.
- vii- Finalmente, concluyeron que los resultados mostrados de la respuesta estructural son satisfactorios. Aunque las conexiones ensayadas no emularon completamente la construcción monolítica, y esto podría usarse en sistemas de armazón de concretos prefabricados o en sistemas híbridos, siempre que se tengan en cuenta su resistencia y rigidez.

Ellos recomiendan que, para mejorar el comportamiento cíclico de las conexiones, la rotación de la viga dentro de la junta debe ser minimizada. Un enfoque para lograr este objetivo es forzar la concentración de las rotaciones de flexión lejos de la cara de la columna, por ejemplo, recalcular la rotación plástica de la viga. Una alternativa para reducir la rotación de la viga dentro de la junta es colocar tendones de pos-tensión no unidas a través de la junta.



*Fig. 34: Geometría y plataforma de ensayo [38].*

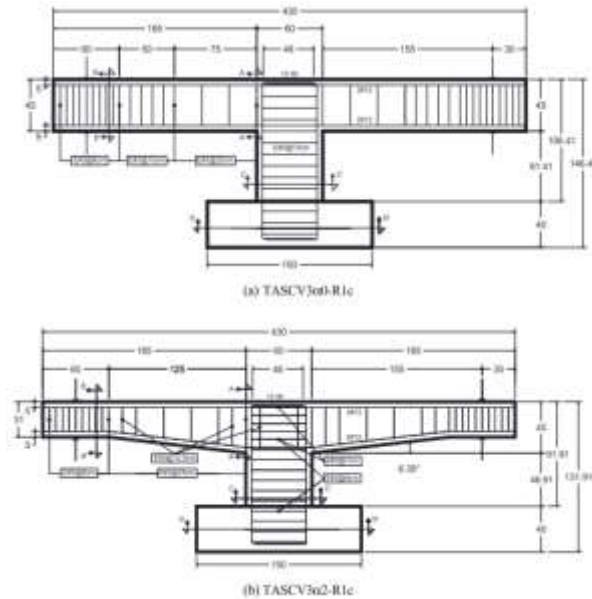
A. Tena Colunga, L. A. Urbina Californias, H. I. Archundia Aranda [39] estudiaron el comportamiento cíclico de cinco vigas prototipo continuas de *CR* (cuatro acarteladas y una prismática). Estas fueron diseñadas para desarrollar una falla a cortante bajo el incremento de carga cíclica (ver **Fig. 35**). Las vigas fueron ensayadas con el acero de refuerzo mínimo a cortante. El ángulo de pendiente del acartelado desde la horizontal varió de 0 (prismático) a 10°.

Las diferencias en los ciclos del comportamiento a cortante de las vigas de sección variable con respecto a las vigas de sección prismática fueron monitoreadas en términos del patrón de agrietamiento, rigidez, degradación de resistencia y disipación de energía.

En base a los resultados obtenidos, en primer lugar, argumentaron que las vigas de sección variable son más eficientes que las vigas prismáticas, aun cuando fallan por cortante. Esto debido a que la distribución de grietas fue más extensa en las vigas acarteladas que en las vigas prismáticas. Es decir, se desarrolló un mayor número de grietas. Incluso, el ancho de grieta fue mucho más pequeño que las desarrolladas en la sección prismática hasta alcanzar la fuerza de cortante último ( $V_u$ ) y antes del colapso progresivo.

Asimismo, la degradación de la resistencia ocurrió después de alcanzar la fuerza de cortante último ( $V_u$ ), siendo mucho menos abrupta que en la sección prismática. También, la degradación de rigidez disminuyó a medida que aumentó el ángulo de la sección variable ( $\alpha$ ). Principalmente, en ángulos  $\alpha \geq 6^\circ$ . Esto debido a que la disipación de energía histerético por unidad de volumen ( $U_0$ ) fue mucho mayor que en las prismáticas. Por lo tanto, concluyen en que la eficiencia en la disipación de energía histerético por unidad de volumen tiende a incrementarse a medida que el ángulo de la sección variable aumenta desde la horizontal.





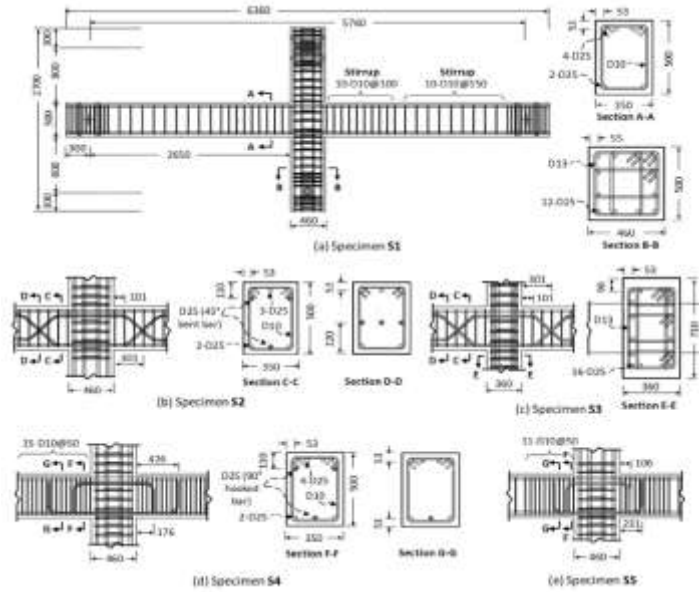
**Fig. 35:** Detalle del reforzamiento de junta viga de sección variable-columna [39].

Hyeon-Jong Hwang, Tae-Sung Eom y Hong-Gun Park [40] estudiaron los efectos de la mejora del detallado para la junta viga-columna de concreto reforzado y los requerimientos para el diseño más relevantes del ACI 318-11 [40]. El detallado de la viga y columna fueron diseñadas para satisfacer los requerimientos de los marcos especiales a momentos descritos en el ACI 318-11, excepto por los requerimientos de la junta viga-columna (zona de intersección) (ver **Fig. 36**).

El espécimen S1 no fue reforzado con barras adicional en el núcleo de la junta. Mientras que el núcleo de los especímenes S2 y S3 se diseñaron adicionando barras con dobleces a 45° en sus extremos y los especímenes S-4 y S5 con barras con ganchos a 90°.

En base con los resultados se observó que el espécimen S1 mostró un deslizamiento de la barras y grietas diagonales en el núcleo de la junta debido al desprendimiento del concreto. Los especímenes S2-S5, con las diferentes adiciones de barras, mostraron un deslizamiento de barras y agrietamiento diagonal mucho menor comparado en el espécimen sin la adición. Por lo tanto, la adición de barras permitió obtener una capacidad mayor de disipación de energía.

Los especímenes S2 y S3, con barras a 45°, desarrollaron una resistencia máxima de un 23% mayor que los especímenes S4 y S5 con barras a 90°. Por otro lado, debido al sobre reforzamiento que causó la adición de las barras, la demanda a cortante en el núcleo incrementó. Sin embargo, las falla por deslizamiento y las grietas diagonales disminuyeron [40].



**Fig. 36:** Dimensiones y detallado del acero refuerzo de los especímenes de la junta viga-columna [40].

Los autores concluyeron lo siguiente:

1. La mejora de la capacidad de flexión y cortante de los elementos de concreto reforzado después de la adición de fibras de acero aumentó consecutivamente la capacidad de carga incluso después de reducir las varillas de acero en las probetas. Esto reveló que las fibras de acero pueden actuar como barras de refuerzo longitudinales y cortantes para resistir la carga aplicada.
2. Se logró un comportamiento suficientemente dúctil incluso después de reemplazar cierta cantidad de varillas de acero con un contenido del 1,5% de fibras de acero del volumen del concreto.
3. Se obtuvieron casi las mismas cantidades de energía disipadas en la muestra de control y en la muestra con un contenido de fibras 1,5%. Además, la adición de un 1,5% de fibras de acero en el hormigón condujo a la mejora de la rigidez de las probetas.

### 2.1.5. Conclusiones parciales del capítulo

La mayoría de las pruebas de los especímenes de la literatura cumplen con un contenido mínimo de fibras de acero de  $60 \text{ kg/m}^3$  ( $V_f 0.75\%$ ) y con una relación de aspecto que ronda entre 50 y 100. Estas características cumplen con las especificaciones descritas en el código de diseño del ACI 318-V19 [1]. Sin embargo, existen trabajos que establecen un contenido de fibra para uso estructural de 0.3%, valor especificado por el código de diseño Italiano [22].

En base a las diversas investigaciones citadas en este documento, el uso de fibras de acero mejora significativamente las propiedades físico-mecánicas de los concretos en comparación con cualquier otra fibra. Esto en términos de absorción y disipación de energía, debido a las características de los mecanismos de anclaje, resistencia a la extracción (“*pull out*”), interacción entre matriz cementante y fibras y resistencia de las fibras.

La adición de fibras para uso estructural tiene un impacto positivo en el comportamiento de elementos estructurales mejorando su capacidad de resistencia a cortante y flexión. La inclusión de fibras en un porcentaje del 1.5 % resulta ser una alternativa para sustituir el refuerzo transversal de *CR*. Debido a que estos tienden a desarrollar valores de resistencias similares a elementos reforzados sin fibras de acero ante cargas monotónicas [3] [5] y [27].

En pruebas sometidas a cargas dinámicas, los elementos estructurales con fibras de acero sin considerar un refuerzo transversal tienden a desarrollar el fenómeno de estrangulación en las gráficas de los ciclos histeréticos (más cerradas). El cual, implica que durante el proceso de desplazamientos cíclicos el concreto desarrolla deformaciones por ablandamiento (envolvente). Mientras que los concretos reforzados convencionalmente tienden a desarrollar deformaciones por endurecimiento debido a la condición de interacción entre barras longitudinales, transversales y matriz cementante [27].

La evaluación de especímenes con escala reducida ha demostrado tener un resultado aceptable con la adición de fibras de acero y sintéticas. En la mayoría de los artículos citados anteriormente, han demostrado que la adición de fibras de acero aumenta la capacidad del comportamiento histerético al reducir la fragmentación del concreto, permitiendo mantener una deformación estable sin fallas repentinas.

Además, es posible observar que el contenido de fibras de acero tiene una variación de 0.5 a 2% en dichos artículos. En el caso del contenido del 0.5% de fibras de acero se usó mayormente para incluir una porción de fibras sintéticas que varían desde 0.1 a 0.2%. Esta combinación ha dado como resultado un mejor comportamiento, sin embargo, la inclusión de un mayor contenido de fibras de acero y una cantidad reducida de fibras sintéticas aumentó aún más las propiedades del comportamiento histerético de las juntas.

## 3. CAPÍTULO 2

### 3.1. PROTOCOLO Y METODOLOGÍA DE ENSAYE

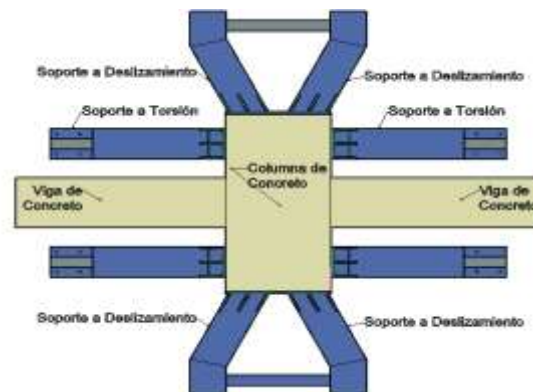
#### 3.1.1. Propuesta de configuración de ensaye

Para la propuesta del protocolo de ensaye se tomó en consideración las condiciones actuales, materiales, herramientas y sistemas estructurales disponibles en el laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería Estructural y Peritajes (DIEP) de la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL).

El laboratorio cuenta con un sistema de losa de reacción diseñada y condicionada para efectuar ensayos experimentales para proyectos de estudios de investigación y servicios para empresas privadas. La losa está conformada por concreto reforzado con un peralte de 60 cm con un área total de aproximadamente  $9.6 \times 10 \text{ m}$  ( $96 \text{ m}^2$ ) (ver plano P-01 en anexo A). Además, el laboratorio cuenta con diversos sistemas de marcos rígidos de acero para realizar pruebas de esfuerzos a tensión, flexión, cortante entre otros (ver plano P-03 en anexo A).

El laboratorio del DIEP no cuenta con un sistema de muro de reacción que permita montar de manera vertical un sistema como la junta viga-columna de CR. Por lo tanto, en base con la literatura y a la disponibilidad actual de equipos se propuso lo siguiente.

En el proyecto inicial desarrollado por J. Estifen García P [41] se realizó una propuesta de configuración de ensaye para una junta viga-columna, donde la columna se colocó de forma horizontal (paralela) sobre la losa de reacción (ver **Fig. 37**). Para la prueba se fabricó un sistema de apoyo de acero para restringir cualquier desplazamiento y rotaciones relativas en la columna de la junta de CR. Por otro lado, la viga en voladizo no tuvo restricciones para permitir su rotación ante los desplazamientos cíclicos controlados.



**Fig. 37:** Propuesta del sistema de apoyo para el protocolo de ensaye de la junta viga columna de CR [41].

El sistema de apoyo utilizado para este proyecto experimental tiene como referencia los trabajos realizados por los autores M. T. De Risi<sup>1</sup>, C. Del Vecchio, P. Ricci, M. Di Ludovico, A. Prota y G. M. Verderame [42]. Los investigadores realizaron el ensaye de una junta viga columna de CR reforzada con láminas de fibra polimérica (FRP). Los especímenes fueron ensayados en la dirección de longitud de la viga (ver **Fig. 38**) el marco de reacción fue realizado con perfiles de acero (en amarillo en la **Fig. 38b**) anclados a la losa para evitar cualquier desplazamiento falso y para obtener el esquema de carga isostático mostrado en la **Fig. 38a**.

Además, dos marcos verticales se fabricaron para sujetar los perfiles cilíndricos usados para crear un apoyo articulado y permitir el giro de la columna. Asimismo, una carga axial constante ( $N=290$  kN) fue aplicada por medio de gatos hidráulicos y un par de placas y cuatro barras de acero presforzadas colocadas en los extremos de dicho sistema. Finalmente, un actuador hidráulico aplico un historial de desplazamiento pseudo-estático en la viga ( $\Delta_b$ ). Este actuador fue anclado a un bloque rígido: su capacidad máxima es igual a  $\pm 500$  kN. La relación  $\Delta_b - L_b$  representó el drift aplicado, el cual fue adoptado para el análisis de los resultados. El protocolo de carga se aplicó en tres ciclos por cada nivel de drift, de 0.25% hasta al máximo de 6%, como se muestra en la **Fig. 38c** y la **Fig. 38a**.

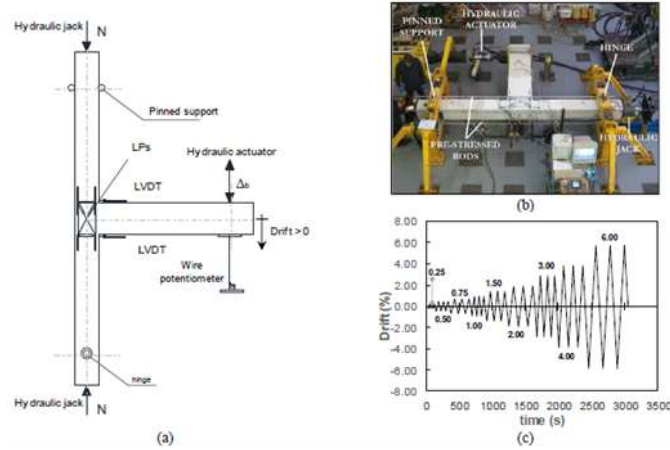
El sistema de monitoreo consistió en:

1. Seis potenciómetros lineales (LPs) localizados en el panel de la junta.
2. Cuatro LPs a lo largo de las barras de la columna en la zona de intersección junta-columna.
3. Dos transductores de desplazamientos variables (LVDTs) a lo largo de lo ancho de la viga.
4. Un cable potenciómetro en el extremo de la viga donde fue aplicado el desplazamiento cíclico.
5. Dos medidores de esfuerzos de deformación (“*strain gauges*”) colocados en las barras longitudinales en la zona de intersección viga-junta, uno en la barra superior y otro en la barra inferior.
6. Además se colocó medidores de deformación en el material de FRP usado para reforzar el espécimen, como se muestra y se comenta en la sección 4 del artículo de referencia (ver **Fig. 39**) [42].

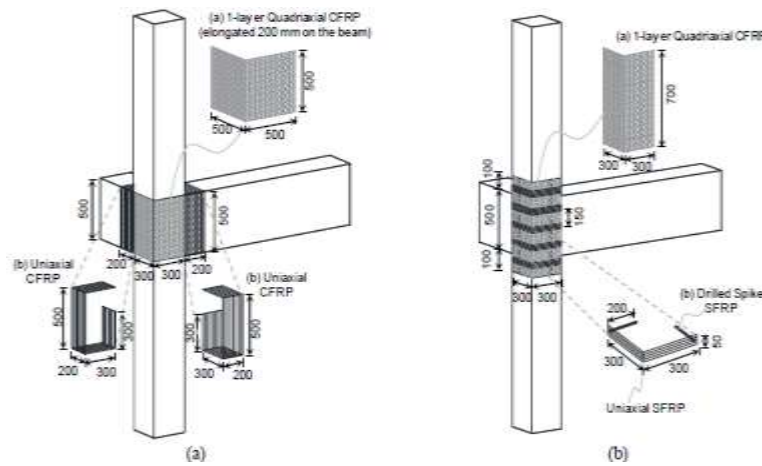
Este mismo sistema de configuración de ensaye fue utilizado por M. G. Verderame, M. T. De Risi y P. Ricci [43] para realizar la investigación experimental de una junta viga columna reforzada con barras planas y deformadas, pero sin refuerzo en la zona de intersección de la junta (ver **Fig. 40a**).

Los autores colocaron doce potenciómetros lineales (LPs), adoptados para cuantificar la deformación a cortante y la rotación de los extremos fijos, en el núcleo de la junta, como se muestra en la **Fig. 40b**. Un cable potenciómetro fue colocado en el extremo de la viga para medir la deflexión de la viga. También, se evaluó la deformación de las barras de refuerzo de la viga con seis “*strain gauges*” (sgs) (ver **Fig. 40c**). Los

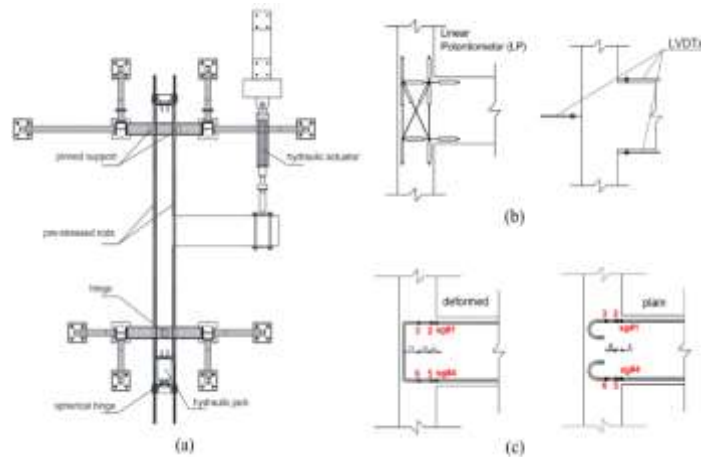
transductores LVDTs se situaron sobre el peralte de la viga para medir la contribución de la rotación en el extremo empotrado de dicha viga.



**Fig. 38:** Descripción del ensayo experimental: a) instrumentación; configuración de prueba; protocolo de carga [42].



**Fig. 39:** Esquema de reforzamiento FRP: a) Test\_NS\_FL y b) Test\_NS\_FLE (dimensiones en mm) [42].



**Fig. 40:** a) Configuración de prueba, b) Instrumentación del núcleo de la junta y c) localización de medidores de esfuerzos de deformación [43].

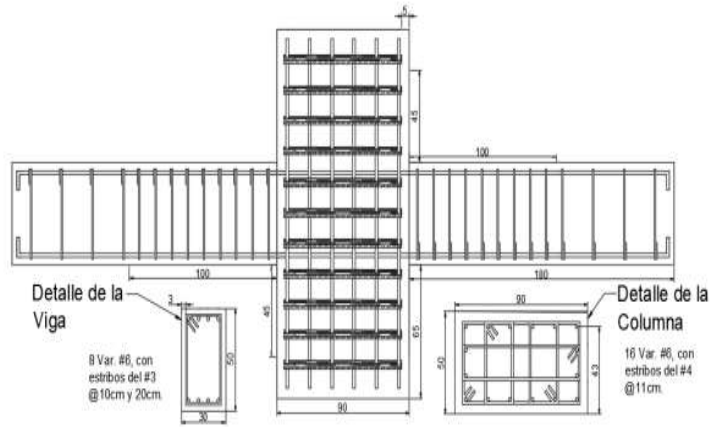
La mayoría de los artículos citados anteriormente en el estado del conocimiento, el capítulo 2.1.4 y 2.1.5 muestra configuraciones de pruebas donde la columna fue montada de manera vertical. Sin embargo, los artículos de referencia [42] y [43] demostraron que es posible realizar una prueba de una junta viga-columna colocando la columna de forma horizontal y apoyada sobre la losa de reacción. Por lo tanto, esta configuración resultó conveniente considerando la infraestructura con la que cuenta el laboratorio del DIEP.

### 3.1.2. Diseño y detalle del espécimen

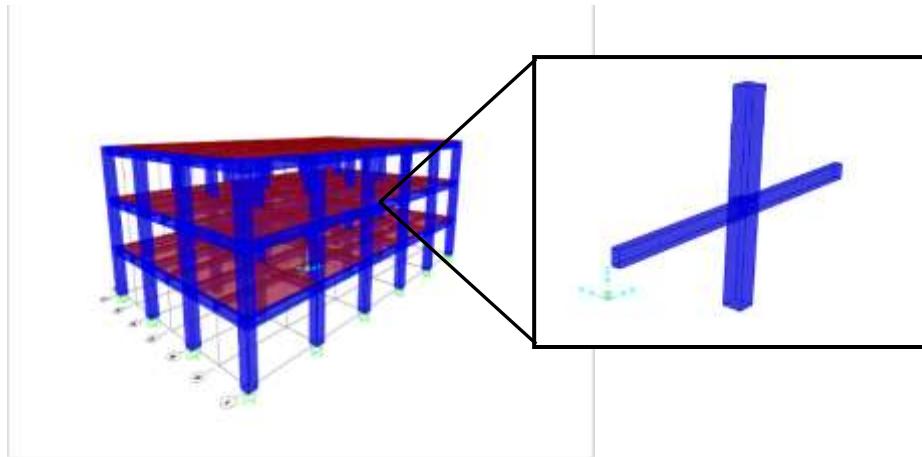
Seis especímenes de escala real “*full-scale*” de juntas vigas-columnas de CR fueron propuestos para una prueba experimental bajo desplazamientos cíclicos. Los especímenes CXCF y CXSF se caracterizaron por el diseño de un sistema de marco especial resistente a momentos con un coeficiente de modificación de respuesta y factor de sobre resistencia de  $R = 8$  y  $\Omega_0 = 3$ , respectivamente. Sin embargo, el CXCF tuvo una adición de fibras de acero con una fracción volumétrica de aproximadamente 0.7% del volumen total del concreto.

La geometría de los especímenes consistió en una viga con una sección rectangular de 30 cm de base ( $b_v$ ) por 50 cm de alto ( $h_v$ ) y una longitud de 180 cm. Mientras que columna contó con una sección rectangular de 90 cm de base ( $b_c$ ) por 50 cm de alto ( $h_c$ ) y una longitud de 120 cm (ver **Fig. 41**).

El sistema de junta viga-columna se obtuvo de un modelo matemático de un diseño de un edificio de concreto reforzado (ver **Fig. 42**). La ubicación de la zona sísmica se estableció en San Francisco, California, Estado Unidos (ver **Fig. 43**). La resistencia del concreto propuesto fue de  $250 \text{ kg/cm}^2$ . El código de referencia utilizado para el diseño de los elementos de concreto reforzado fue el ACI 318 V19 [1] y el manual ASCE 7-16 [44].



**Fig. 41:** Dimensiones y detalle del acero de refuerzo del espécimen de la junta viga-columna [41].



**Fig. 42:** Modelo matemático de edificio aporticado propuesto para realizar el diseño de un sistema de marco especial resistente a momento.

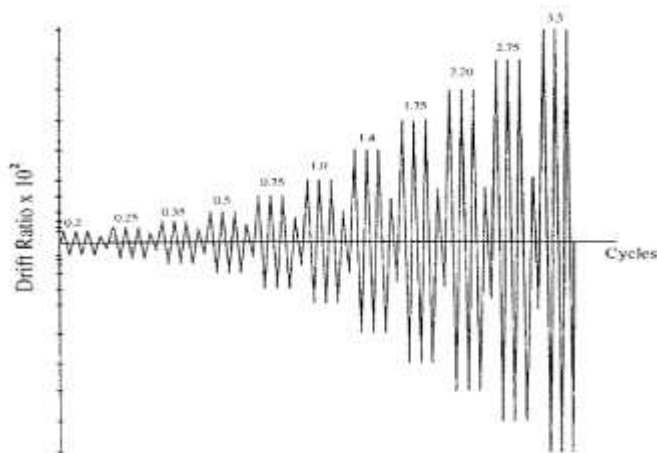


**Fig. 43:** Clasificación de sitio y categoría de riesgo.



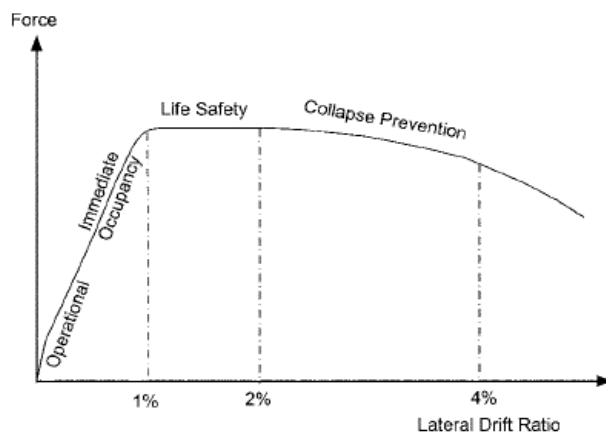
### 3.1.3. Propuesta del programa e historial de carga

El historial de carga se planteó de acuerdo con los criterios y comentarios en el reporte del comité del ACI 374.1R [45]. El reporte establece un método de ensayo con una secuencia expresada en términos del control de desplazamientos relativos por ciclos (“*drift ratio*”). En donde, el “*drift*” inicial debe estar dentro del rango elástico y en ciclos posteriores el “*drift*” debe ser incrementado gradualmente hasta llegar a un desplazamiento relativo no menor a 0.035, como se observa en la **Fig. 44**.

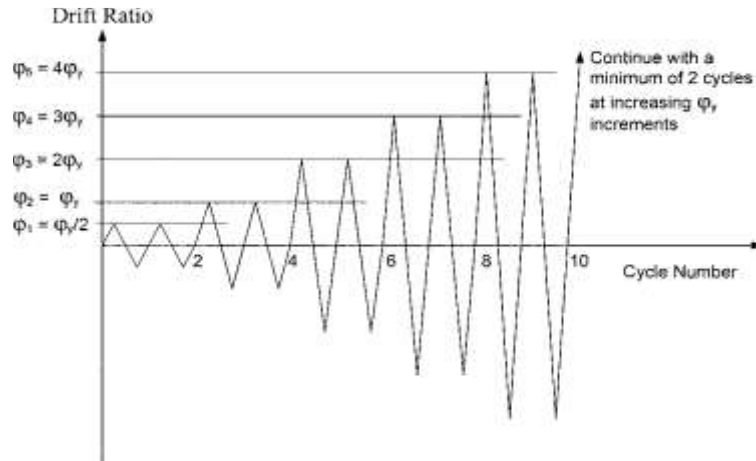


**Fig. 44:** Ejemplo de la secuencia de desplazamiento de ciclos controlados.

El código ACI 374.2R [46] establece valores límites de rotaciones plásticas permitidas para una viga de concreto reforzado [46]. La tabla 6b indica un valor de 0.003 para vigas controladas por cortante con estribos con una separación menor a  $d/2$ . Sin embargo, con esta rotación se espera que la viga desarrolle una gran cantidad de grietas y fallas en el anclaje del acero longitudinal. En este rango el código especifica que el sistema no es reparable debido a la aceptación del nivel de daño (ver **Fig. 45** y **Fig. 46**).

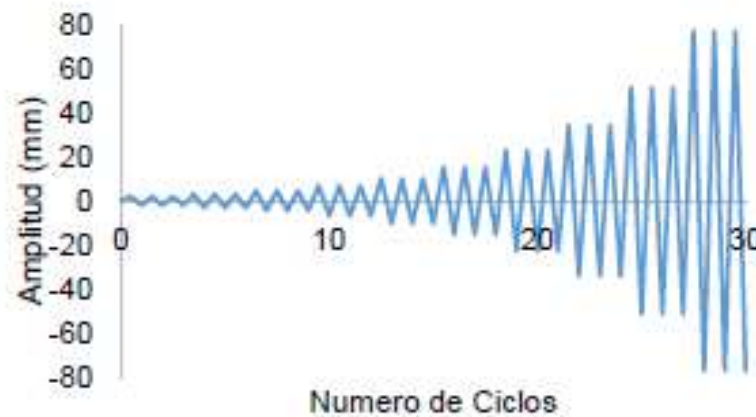


**Fig. 45:** Nivel de desempeño estructural (ref. [46]).



**Fig. 46:** Historia de deformación para pruebas experimentales con carga unidireccional reversible (ref. [46]).

Para este proyecto en la **Fig. 47** se observa el historial de deformación que propuso el autor de la referencia [41]. El cual fue implementado en este proyecto experimental.



**Fig. 47:** Historial de desplazamientos cíclicos [41].

### 3.1.4. Detalle de la configuración de prueba instrumentación y adquisidores de datos

La propuesta inicial descrita en la referencia [41] de la configuración del sistema de prueba, adquisidores de datos e instrumentación se conformó de la siguiente manera:

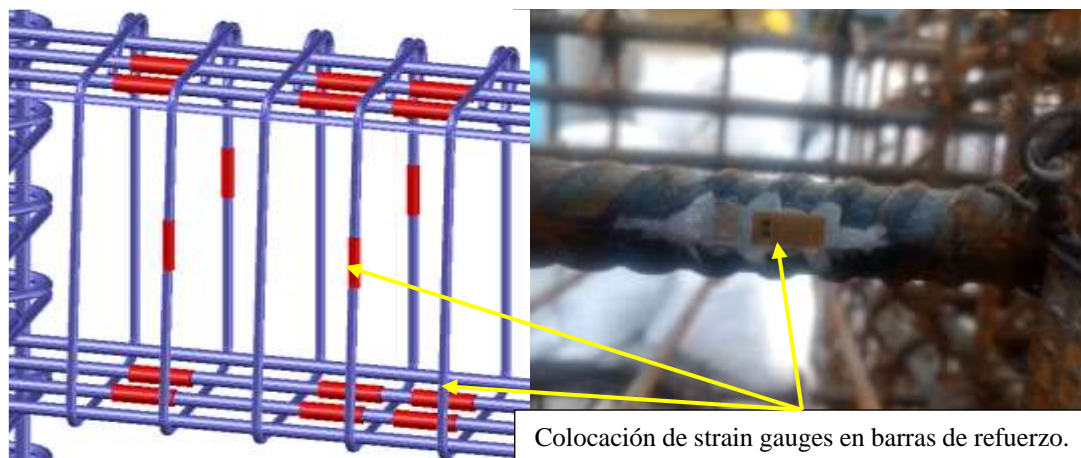
1. En cada viga se colocaron un total de cuatro “*strain gauges*” en las barras de acero longitudinal y dos en el refuerzo transversal en una longitud de 2 h (zona de articulación plástica es decir 2 h) (ver **Fig. 48**).

2. Se colocaron tres LVDTs en la zona de articulación plástica y uno donde se aplicó el desplazamiento controlado (ver **Fig. 49**).
3. Los datos de carga y deformación fueron registrados con un adquisidor. Este adquisidor de datos cuenta con cuatro canales para LVDTs y 16 “*strain gauges*” y celdas de cargas. El equipo tiene una capacidad de registrar la lectura de los canales con un intervalo de 10 mediciones por segundo (ver **Fig. 50**).

Para evitar la rotación-desplazamiento en la columna se montó un sistema de marcos de acero anclados a la losa de reacción. Estos sistemas se colocaron en la periferia de la columna (ver **Fig. 51**).

La viga en cantiléver fue sometida por un par de actuadores activados simultáneamente para generar los desplazamientos cíclicos controlados (ver **Fig. 52**). La activación de los actuadores se efectuó manualmente con una bomba hidráulica.

La secuencia de los desplazamientos se realizó mediante la activación de un actuador hasta alcanzar el desplazamiento por ciclo como se establece en el ACI 374.1R-13 [46]. Una vez alcanzado el desplazamiento en la dirección positiva se procedió a desactivar el actuador liberando la presión hidráulica. Posteriormente, se activó el actuador en la dirección contraria (negativa). Para la medición de las cargas aplicadas durante el desplazamiento se colocaron celdas de cargas en los actuadores (ver **Fig. 52**).



**Fig. 48:** Configuración de colocación de “*strain gauges*” en barras de acero de refuerzo de la viga.



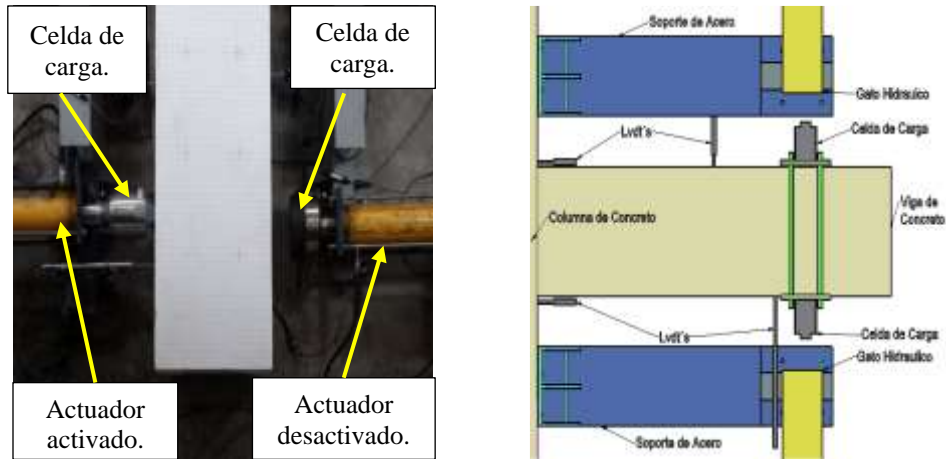
*Fig. 49: Configuración de prueba: ubicación de los LVDTs y actuadores.*



*Fig. 50: Adquisidor de datos.*

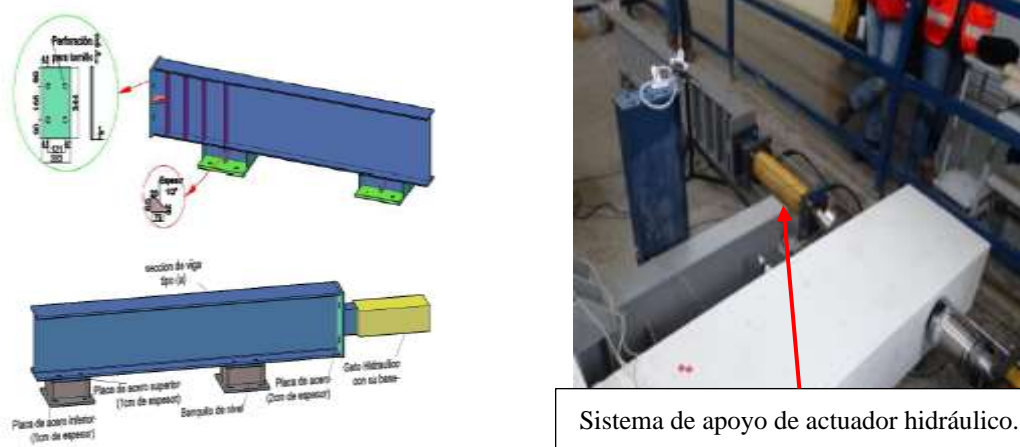


*Fig. 51: Configuración del sistema de prueba.*



**Fig. 52:** Configuración de prueba: Ubicación de actuadores y celdas de cargas [41].

El sistema de apoyo para los actuadores consistió en un perfil IPR montado sobre la losa de reacción (ver Fig. 53).



**Fig. 53:** Configuración del sistema de apoyo del actuador hidráulico [41].

### 3.1.5. Comportamiento de la configuración de prueba en el ensayo preliminar de la junta viga-columna de CR

El autor de la referencia [41] describió algunos inconvenientes que surgieron durante la prueba preliminar del espécimen de CR, como lo son:

El procedimiento de carga y descarga no logró los resultados esperados, debido a que, durante la desactivación de simultanea de los actuadores, la energía elástica acumulada en la viga causó que esta retomara su posición inicial de manera espontánea. Esto causó que la lectura de los LVDTs fuera imprecisa a causa de este movimiento espontaneo, puesto que generó que los lectores perdieran su posición inicial.

Otro problema que se presentó durante el desarrollo de la experimentación fue el desplazamiento del sistema de restricción lateral de la columna. Esto debido a una falla en el anclaje del sistema.

### *3.1.6. Sugerencias y recomendaciones para mejorar el comportamiento de la configuración de prueba*

A continuación se presentan las modificaciones realizadas descritas por las recomendaciones del el autor de la tesis de la referencia [41].

En primer lugar, se sustituyeron los actuadores de una sola acción por un actuador de doble acción (ver **Fig. 54**). Esto con la finalidad de lograr controlar los desplazamientos durante la carga y descarga aplicada sobre la viga.

El cambio del actuador implicó la necesidad de modificar el sistema de apoyo del gato hidráulico mediante un reforzamiento y la colocación de cilindro solido para lograr obtener las dimensiones óptimas para la aplicación de cargas (ver **Fig. 55**).

En segundo lugar, para reducir la holgura entre los birlos y orificios de la losa de reacción se colocaron unos topes en las barras. Esto consistió en la unión de dos tuercas de 9/8 in (2.87 cm) y una rondana de 2 in (5.08 cm). El tope se colocó en la rosca del birlo para situarlo sobre la losa de reacción (ver **Fig. 56**).

En tercer lugar, se colocaron lanas de acero de dimensiones y espesores variables (ver **Fig. 57**). Con la finalidad de reducir el hueco entre las superficies de contacto de la columna y el sistema de apoyo (ver **Fig. 57**).

En cuarto lugar, el autor de la referencia [41] recomendó sujetar los LVDTs a un sistema de sujeción anclado a la columna. Esto se debió a que durante la prueba el LVDT registró desplazamientos verticales y horizontales no deseados de la columna (ver **Fig. 58**).

La finalidad de colocar un sistema de sujeción para el LVDT anclado a la columna fue para crear un sistema de cuerpo rígido entre ambos elementos. Esto permitió que el LVDT registrara las deformaciones de la viga sin importar el comportamiento de la columna. (ver **Fig. 59** y **Fig. 60**).

Finalmente, en el extremo del volado de la viga, se colocó un sistema de rodillo para evitar la rotación longitudinal y así lograr mantener los ejes neutros de la viga, el actuador y el LVDT (ver **Fig. 61**).



**Fig. 54:** Actuador de doble acción: Empuje de 100 Ton y tirón de 45 ton [34].



a) Perspectiva general del sistema de apoyo del actuador.

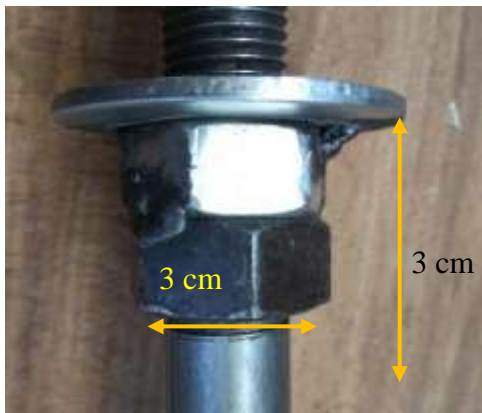


b) Perspectiva general articulationes.

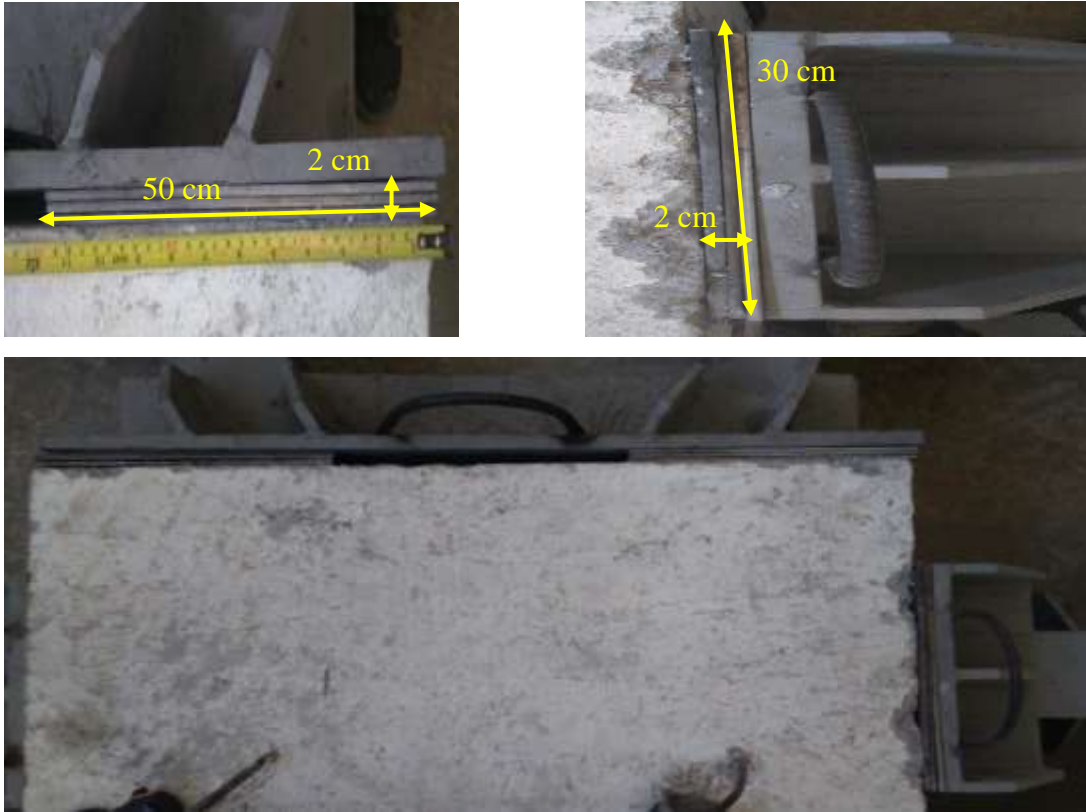


c) Perspectiva general de aumento colocado en el actuador.

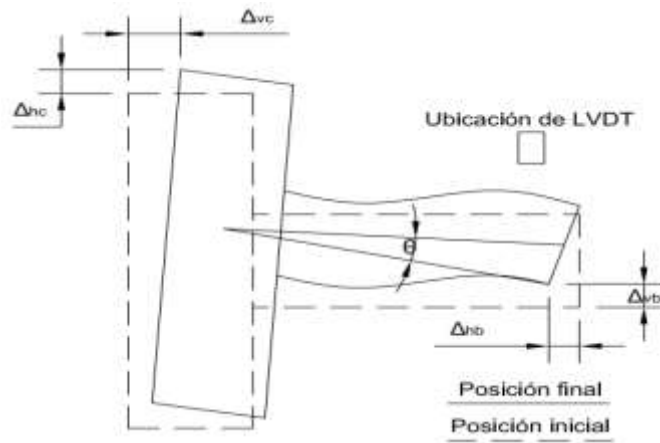
**Fig. 55:** Configuración del sistema de apoyo del actuador reversible.



**Fig. 56:** Propuesta de tope para reducir la holgura entre birlo y orificio de losa de reacción.

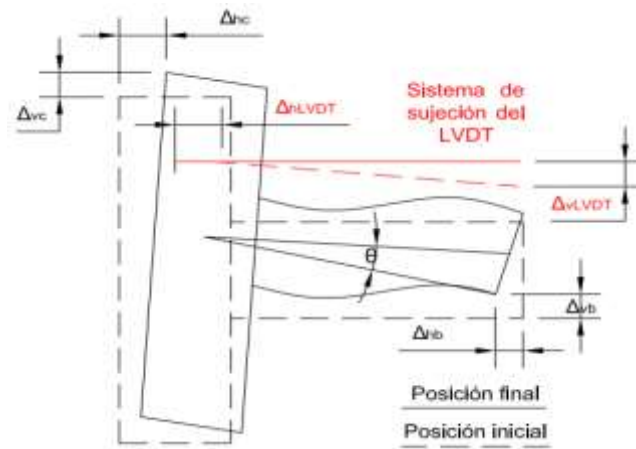


**Fig. 57:** Colocación de lanas de acero con diferentes dimensiones y espesores para reducir el hueco entre las superficies de contacto de la columna y sistema de apoyo.



**Fig. 58:** Esquema de deformación de viga y desplazamientos de la columna.





*Fig. 59: Esquema de sujeción del LVDT.*



*Fig. 60: Perspectiva del sistema de anclaje de LVDT's.*



*Fig. 61: Perspectiva del sistema de rodillo colocado en el extremo de la viga.*

### *3.1.7. Conclusiones parciales del capítulo*

Durante la prueba el sistema mantuvo un comportamiento óptimo ya que no se presentó desplazamientos del sistema de apoyo. Esto se debió a la correcta colocación de las laminas de acero entre los huecos del sistema de apoyo y la columna y a la colocación de los topes en los birlos para el anclaje del sistema de apoyo.

Asimismo, el sistema para sujetar el LVDT fue acertada puesto que cumplió con la función de formar parte junto con la columna un cuerpo rígido. Esto permitió registrar únicamente el desplazamiento de la viga durante toda la prueba. De esta manera fue posible registrar lazos de las curvas de histéresis aparentemente estables.

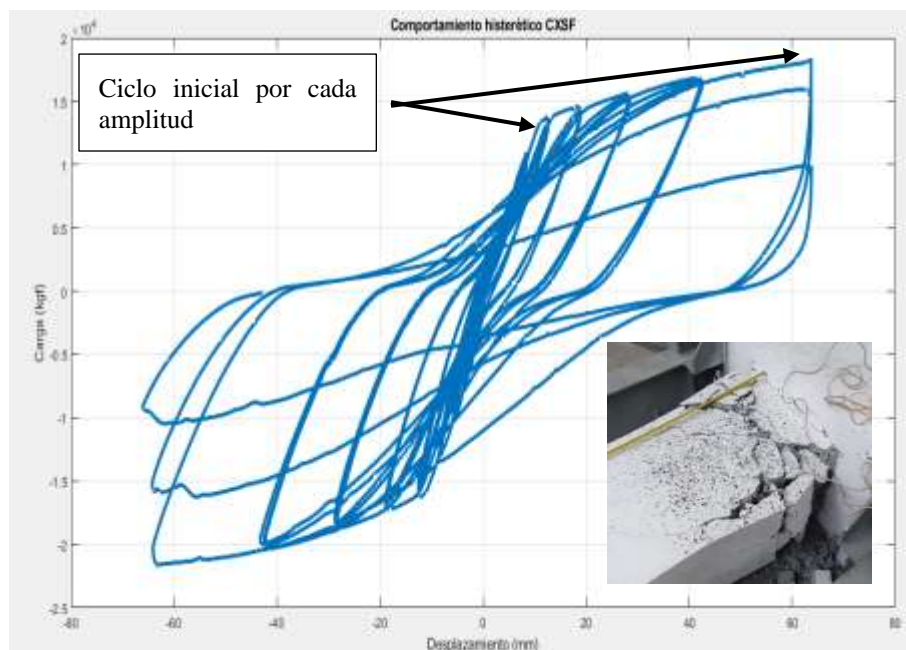
## 4. CAPÍTULO 3

### 4.1. RESULTADOS Y OBSERVACIONES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS CICLOS HISTERÉTICOS DE LAS JUNTAS VIGA-COLUMNA DE CR CON Y SIN FIBRA DE ACERO ADICIONADA

#### 4.1.1. Resultados de la prueba de carga-desplazamiento en la viga del sistema de junta viga-columna de concreto reforzado sin fibra adicionada (CXSF)

Para el análisis de los ciclos del comportamiento histerético se consideró solamente el ciclo inicial por cada incremento de desplazamiento. Esto se debió, como se describe en la norma ACI 374, a que los ciclos posteriores al primer ciclo, dentro de la misma amplitud, son para generar la degradación antes de proceder al cambio de amplitud. Por tanto, el desempeño del comportamiento de las vigas de CR está ligado solo a las áreas y los lazos de cada de primer ciclo-desplazamiento.

El comportamiento histerético de la viga de CR sin fibra de acero adicionada (CXSF) sometida a desplazamientos controlados, se muestra en la **Fig. 62**. Los resultados de la prueba, incluidas las características de resistencia y disipación de energía (área bajo la curva) se presentan en la **Tabla 16**.



**Fig. 62:** Gráfica del historial de carga-desplazamiento y estado físico del sistema CXSF.

**Tabla 16:** Resultados de la CXSF. Carga y desplazamientos máximos.

Ciclo	Carga(kgf)		Porcentaje de diferencia	Promedio de carga (kgf)	Desplazamiento(mm)		Área de bajo la curva(kgf-mm)
	Push	Pull			Push	Pull	
1	3676.67	-5137.67	28.44	4407.17	1.72	-1.70	6405.73
2	3315.00	-4655.33	28.79	3985.16	1.71	-1.70	2453.22
3	3264.31	-4616.74	29.29	3940.53	1.73	-1.70	2120.33
4	4393.47	-6024.35	27.07	5208.91	2.51	-2.51	5496.48
5	4108.11	-5687.67	27.77	4897.89	2.53	-2.52	3465.85
6	3936.16	-5797.27	32.10	4866.72	2.51	-2.57	3083.59
7	5645.29	-7708.95	26.77	6677.12	3.71	-3.70	9240.32
8	5497.07	-7317.02	24.87	6407.04	3.83	-3.71	6625.69
9	5151.86	-7352.64	29.93	6252.25	3.73	-3.76	5641.94
10	7933.20	-10115.70	21.58	9024.45	5.66	-5.53	16495.58
11	7627.81	-9693.72	21.31	8660.76	5.61	-5.60	11687.66
12	7454.03	-9471.67	21.30	8462.85	5.62	-5.60	9654.34
13	10974.45	-13094.22	16.19	12034.34	8.46	-8.41	32210.21
14	10676.51	-12545.10	14.89	11610.81	8.47	-8.44	21421.11
15	10261.84	-12257.20	16.28	11259.52	8.40	-8.42	17702.72
16	13741.60	-16295.75	15.67	15018.68	12.47	-12.25	81280.69
17	13264.57	-15675.61	15.38	14470.09	12.60	-12.59	49743.74
18	13093.98	-15405.88	15.01	14249.93	12.61	-12.59	41722.55
19	14588.94	-17189.40	15.13	15889.17	18.48	-18.51	234467.34
20	14187.30	-16871.69	15.91	15529.50	18.85	-18.90	166315.49
21	14020.01	-16711.65	16.11	15365.83	18.86	-18.92	147818.61
22	15608.00	-18674.16	16.42	17141.08	27.95	-27.43	493299.54
23	15392.04	-18208.49	15.47	16800.26	28.27	-28.26	419978.49
24	15191.36	-18375.11	17.33	16783.24	28.31	-28.67	387521.10
25	16801.61	-20311.24	17.28	18556.42	41.01	-40.92	964261.62
26	16721.22	-19994.36	16.37	18357.79	41.70	-41.21	853007.53
27	16458.52	-19996.33	17.69	18227.43	41.59	-42.83	788935.29
28	18352.13	-21602.61	15.05	19977.37	63.69	-63.14	2000874.97
29	15954.48	-16247.49	1.80	16100.98	61.63	-55.62	1542043.55
30	9973.73	-10459.50	4.64	10216.61	62.73	-61.90	977215.49

#### 4.1.2. Relación de carga-desplazamiento

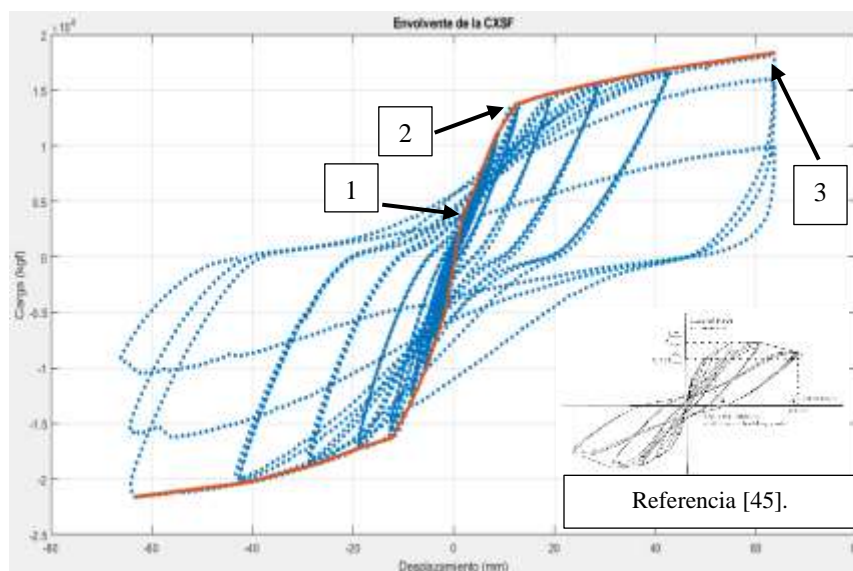
En la respuesta del historial carga-desplazamiento del espécimen CXSF se observó un incremento de su capacidad de carga en cada ciclo inicial (ver **Fig. 62** y **Fig.**

63). Esta ganancia de resistencia ocurrió por la formación de una rigidez positiva (endurecimiento por deformación) una vez que la viga alcanzó un estado inelástico como se expresó en la referencia [47]. Este endurecimiento de la resistencia se debió a la adecuada colocación del acero refuerzo de cortante y la longitud de desarrollo de las barras longitudinales dentro del núcleo de la unión. La condición de confinamiento en la zona de intersección evitó el deslizamiento temprano de la barra longitudinal logrando este desempeño deseado.

La **Tabla 16** se observa una capacidad de resistencia máxima en la dirección positiva con un valor de 18,352 kgf y 21,602 kgf para la dirección negativa, en el ciclo 28. Esto representa una diferencia de capacidad de aproximadamente un 15 %. Sin embargo, esto es un desempeño típico de sistemas de juntas vigas-columnas de CR sometidas a desplazamientos cíclicos. Este fenómeno se puede relacionar por la activación de microgrietas cuando se aplicó el desplazamiento inicial de cada ciclo.

La **Fig. 63** muestra la envolvente del comportamiento histerético de la CXSF. En esta grafica se eligieron tres puntos característicos del esqueleto bajo las acciones de carga y descarga. El punto 1 representó el punto cuando apareció la primera grieta en la viga. El punto 2 indica el punto de fluencia. El punto 3 correspondió a la carga máxima.

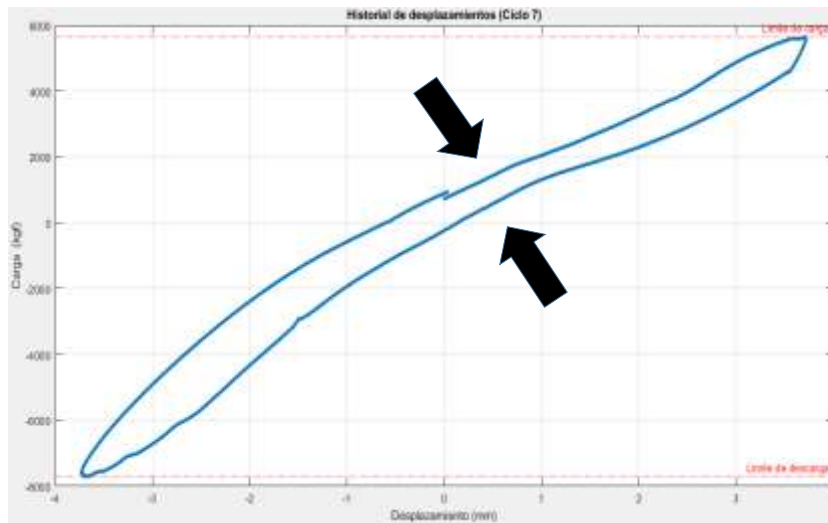
- En el punto No.1 se desarrolló la primera grieta estructural con un espesor inicial de aproximadamente 0.04 mm. Estas grietas se desarrollaron aparentemente por esfuerzos a flexión, puesto que se presentaron de forma vertical cerca del paño de la columna.
- En el punto No. 2 la de cedencia ocurrió en el ciclo 13 con un promedio de carga de 12,034 kgf y un desplazamiento de aproximadamente 8.4 mm.
- En el punto 3 se obtuvo una resistencia promedio de aproximadamente 19,977 kgf y no se presentó un colapso en su capacidad de resistencia.



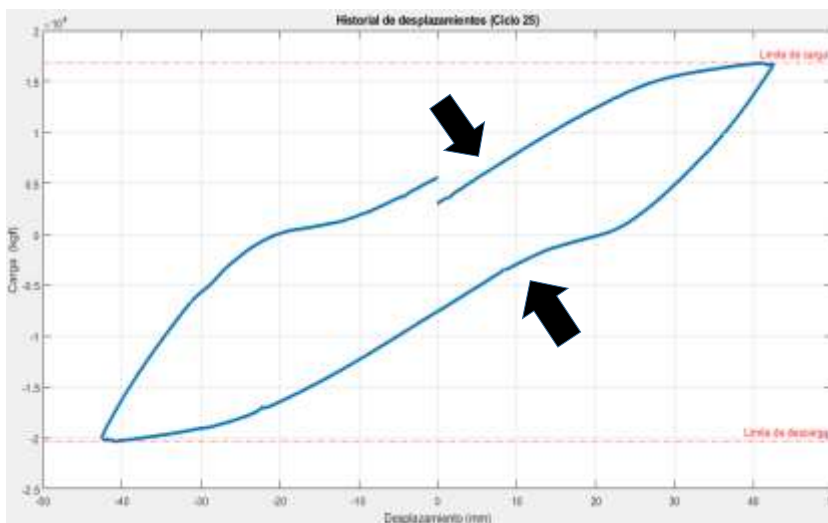
**Fig. 63:** Envolvente del histerético de la CXSF.

Las **Fig. 64**, **Fig. 65** y **Fig. 66** muestran el aplastamiento histerético (“*Pinching*”). Este fenómeno es un comportamiento típico en pruebas experimentales de elementos de concreto [48]. En concretos reforzado se produce por la apertura y cierre de grietas cuando se impone el desplazamiento a una dirección positiva o negativa.

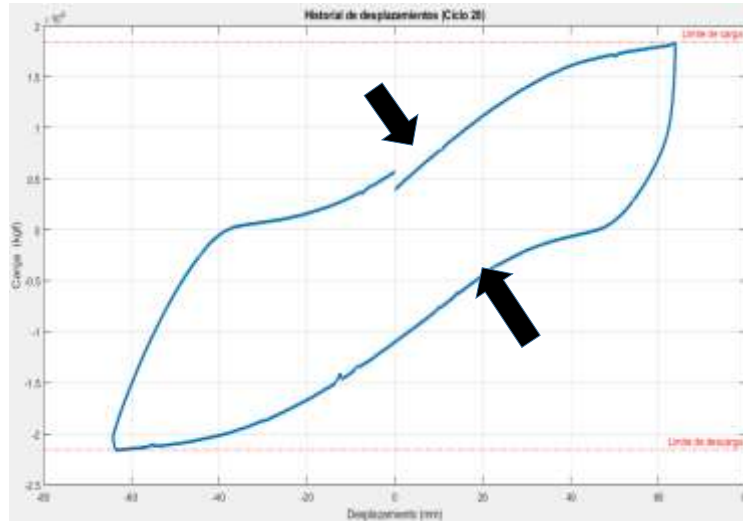
La **Fig. 64** presenta un ligero aplastamiento en la zona del lazo de carga, esto se debió a la formación de fisuras con un ancho de aproximadamente 1.2 mm. En el ciclo 25 las grietas tuvieron un ancho de aproximadamente 3.5 mm (ver **Fig. 65**). Finalmente, para el ciclo 28 estas tenían un espesor de 7.2 mm (ver **Fig. 66**). A pesar de ello fue evidente que en los últimos ciclos no exhibieron una reducción significativa del área de la zona de aplastamiento con respecto al resto de la curva histerética.



**Fig. 64:** Ciclo No. 7. Efecto de aplastamiento histerético.



**Fig. 65:** Ciclo No. 25. Efecto de aplastamiento histerético.

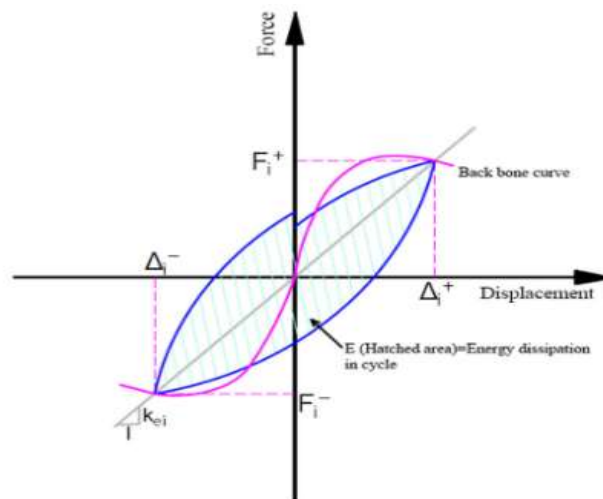


**Fig. 66:** Ciclo No. 28. Efecto de aplastamiento histerético.

#### 4.1.3. Disipación de energía

Durante la carga cíclica y la formación del lazo histerético, la energía disipada en cada ciclo, según la **Fig. 67**, es igual al área encerrada dentro del ciclo de histéresis completo. La acumulación histerética de energía disipada se calcula sumando las áreas encerradas por las curvas cíclicas de fuerza-desplazamiento[39] y [48].

La cantidad de energía disipada de cada muestra se calcula determinando el área encerrada en cada ciclo de histéresis para diferentes desviaciones (desplazamientos) de la curva de comportamiento cíclico, como se presenta en la **Fig. 68**.



**Fig. 67:** Parámetros para la capacidad de disipación de energía, cálculo de la rigidez cíclica. Referencia [48].

Donde  $F_i$  y  $\Delta_i$  es la fuerza y el desplazamiento aplicado en cada dirección en un ciclo.

Para determinar la cantidad de energía disipada se utilizó la herramienta del software matemático MATLAB R2020. El cálculo del área se determinó por medio de un comando denominado “*polyarea*” el cual realiza la integración numérica mediante el método trapezoidal. Este método aproxima la integración sobre un intervalo rompiendo el área abajo en trapezoides con áreas más fácilmente comparables.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los ciclos iniciales con el porcentaje de incremento post-ciclo (ver **Tabla 17**).

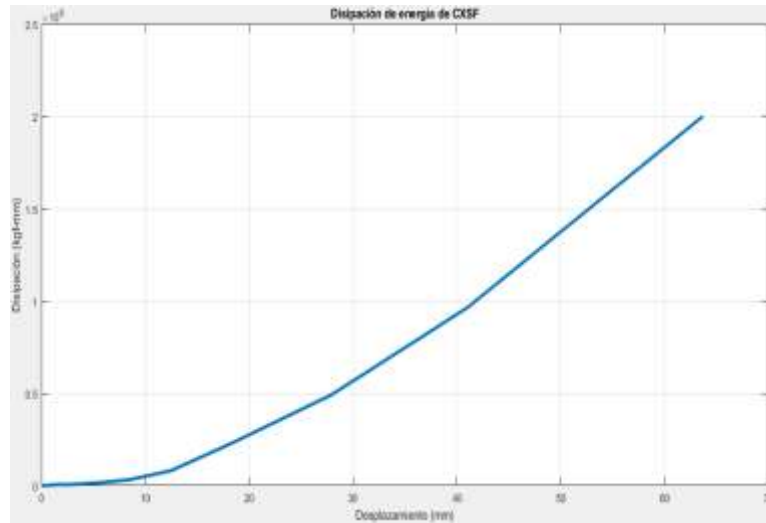
**Tabla 17:** Disipación de energía.

Ciclo	Area bajo la curva (kgf-mm)	Porcentaje de diferencia
1	6405.73	0.00
4	5496.48	-16.54
7	9240.32	68.11
10	16495.58	43.98
13	32210.21	48.79
16	81280.69	60.37
19	234467.34	65.33
22	493299.54	52.47
25	964261.62	48.84
28	2000874.97	51.81

En la **Tabla 17**, se observa una reducción del área del ciclo No.4 con respecto al No.1. La causa de esta reducción puede deberse a que en este ciclo se registró el inicio de la formación de grietas con un ancho de aproximadamente 0.04 mm. Sin embargo, el resto de los ciclos exhibieron un incremento de la capacidad de disipación de energía post-ciclo. El cual ronda en un valor promedio de incremento cerca de un 42 %. Este aumento no se vio afectado, ya que no se presentó una degradación de su capacidad para disipar energía al igual que la resistencia durante toda la prueba.

La **Fig. 68** se observa la acumulación de energía disipada. El comportamiento histerético muestra un incremento de la capacidad conforme se incrementó el desplazamiento sin llegar a tener un colapso del área bajo de la curva.





**Fig. 68:** Acumulación histerética de energía disipada.

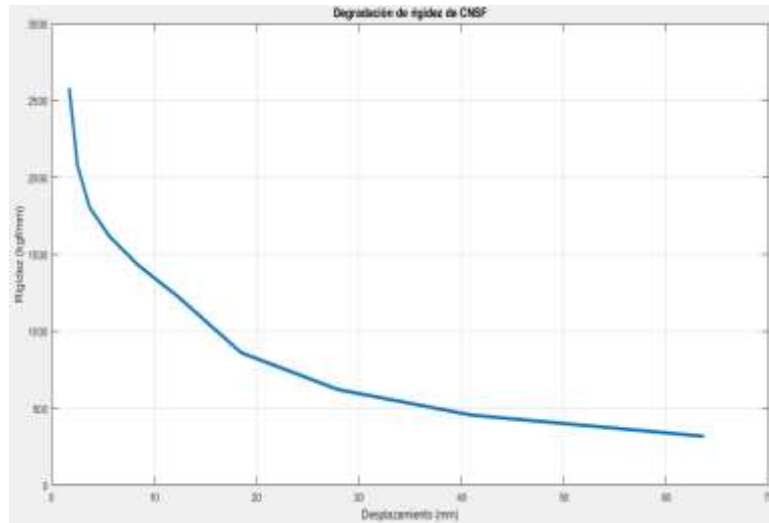
#### 4.1.4. Degradación de rigidez

Los valores de la rigidez efectiva para los diferentes desplazamientos fueron calculados por la siguiente ecuación, [39] y [48]:

$$k_{eff} = \frac{P_{mi}}{D_{mi}} = \frac{|F_i^+| + |F_i^-|}{|\Delta_i^+| + |\Delta_i^-|} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:  $P_{mi}$  y  $D_{mi}$  representan la carga y el desplazamiento máximo, respectivamente, para cada  $i^{th}$  ciclo.

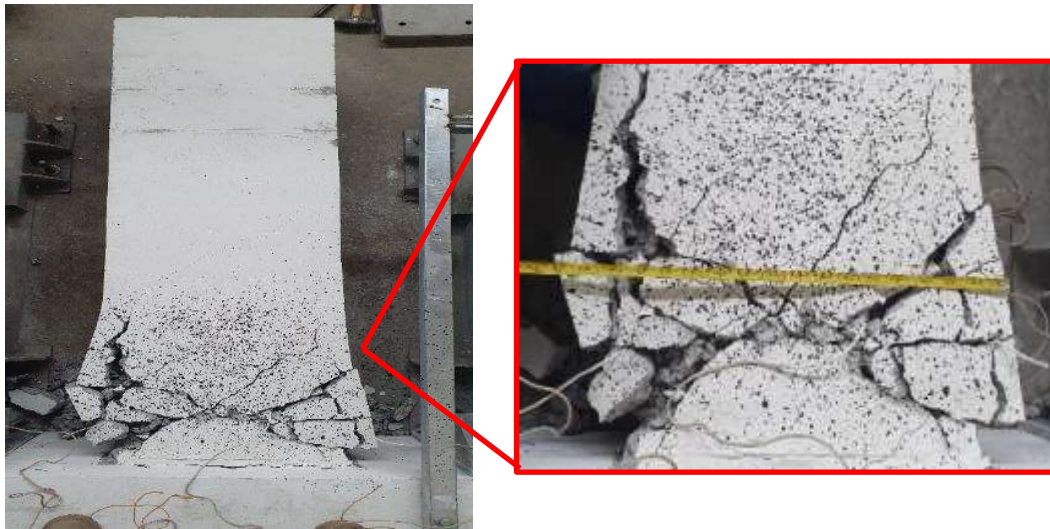
En la **Fig. 69** se observa que la rigidez decayó conforme se incrementó el desplazamiento. La degradación de rigidez está asociada al agrietamiento por flexión y cortante, distorsión en la zona de intersección de la junta, deformación no lineal del concreto, pérdida del recubrimiento y deslizamiento de barras de acero longitudinal.



**Fig. 69:** Reducción de rigidez.

#### 4.1.5. Patrón de grietas

En la **Fig. 70** se muestra una perspectiva general de la articulación plástica y el modo de falla de la CXSF. En la **Fig. 71** se observa una fragmentación significativa del concreto con exposición del acero de refuerzo.



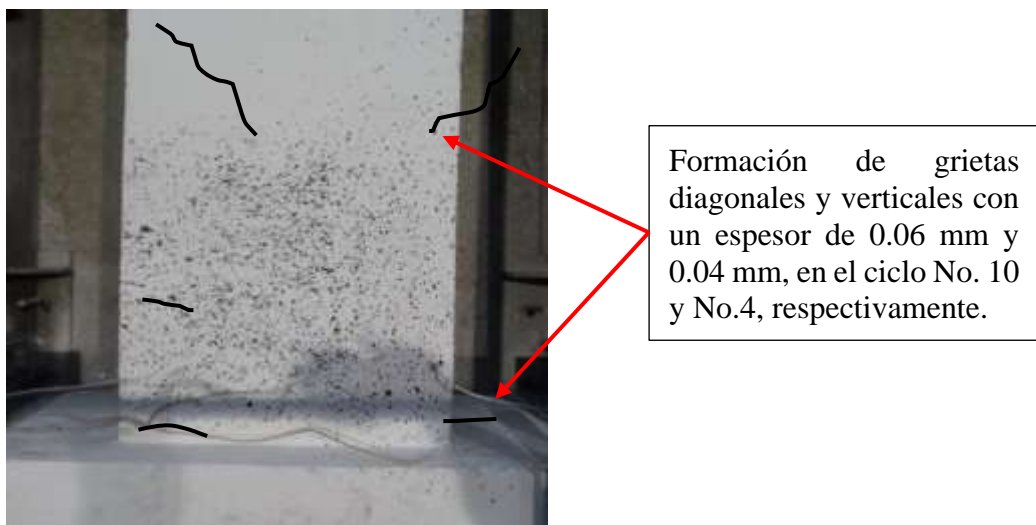
**Fig. 70:** Perspectiva general de patrón de grietas de la CXSF.



**Fig. 71:** *Perspectiva general de fragmentación del concreto en la zona de articulación plástica.*

El espécimen presentó un agrietamiento inicial, aparentemente por modo de falla a flexión. Las grietas presentaron un ancho inicial de 0.04 mm en el ciclo No. 4 con un desplazamiento de aproximadamente 2.5 mm en ambas direcciones. En el ciclo No.10 se desarrolló la primera grieta diagonal apreciable con un ancho de 0.06 mm. (ver **Fig. 72**).

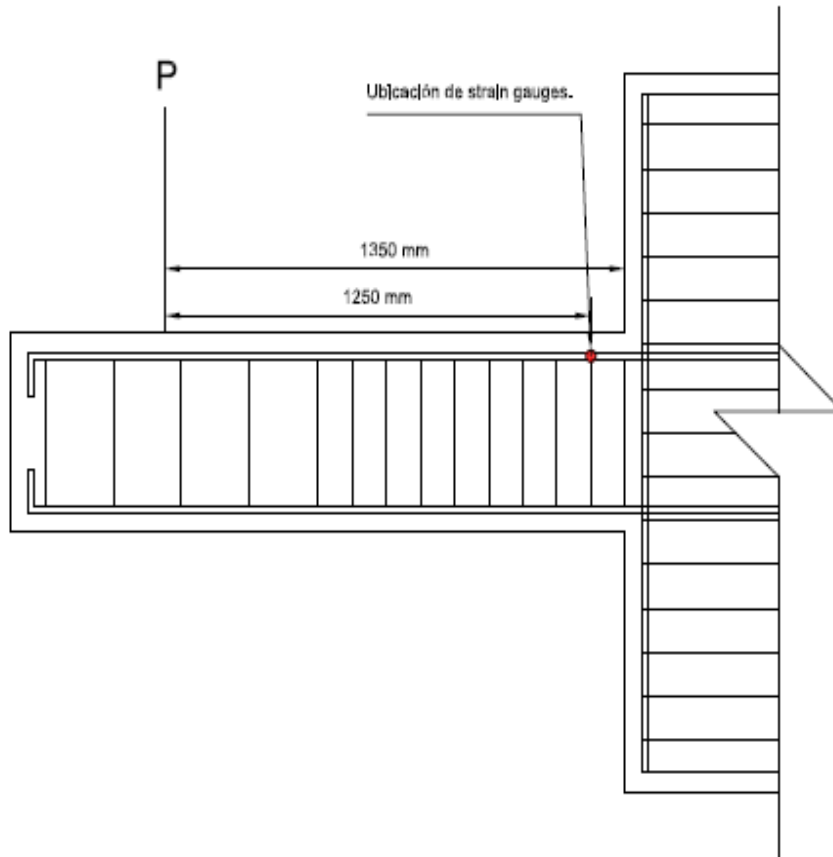
Finalmente, en el ciclo No. 28 las grietas alcanzaron un ancho mayor a 7.2 mm. Esto reflejó la deformación permanente por falla a cortante y posteriormente a este ciclo comenzó la fragmentación del concreto hasta llegar a un desplazamiento de 63.8 mm.



**Fig. 72:** *Modo de falla inicial en la junta sin fibras.*

#### 4.1.6. Deformación unitaria del acero de refuerzo

A continuación, se presenta los resultados de las deformaciones unitarias del acero de refuerzo. La **Fig. 73** muestra la ubicación de los “*strain gauges*” situados en el paño superior de la viga.



**Fig. 73:** Ubicación entre celda de carga y strain gauges.

La **Tabla 18** muestra el resumen de las deformaciones unitarias registradas por “*strain gauges*” 1, 2, y 3 para el acero transversal.

**Tabla 18:** Deformaciones unitarias en barras longitudinales y transversales.

Strain gauge	Deformación por carga	Deformación por descarga
1	0.0035	-0.0004
2	0.0069	-0.0159
3	0.0043	0.0002

Las deformaciones en todas las varillas longitudinales en la dirección positiva (carga) muestran valores superiores a 0.002 mm/mm. En la prueba experimental de la referencia [41] indica un valor promedio de la resistencia a la fluencia de 0.0024 mm/mm

y 0.10 mm/mm para la deformación última. Por lo tanto, todas las varillas se encuentran en un estado de deformación permanente, pero sin llegar a un estado de elongación significativa ya que no se sitúan cerca del valor de deformación máximo.

La varilla de estribo presenta una deformación superior al 0.0024 mm/mm, pero al igual que las varillas longitudinales no muestran deformaciones significativas.

Las deformaciones que desarrollaron las varillas longitudinales y transversal indican un promedio de aproximadamente del 9.51 % de la capacidad de deformación registrada en la referencia [41].

#### *4.1.7. Conclusión parcial del comportamiento histerético de la CXSF.*

En general, la sección de viga sin fibra de acero del sistema de junta desarrolló un comportamiento histerético óptimo. La degradación de rigidez, disipación de energía y resistencia permitieron que el sistema lograra una deformación por endurecimiento cómo es posible observarlo en el envolvente histerético.

El modo de falla de la viga se concentró en una longitud de aproximadamente 45 cm, donde se desarrolló un agrietamiento diagonal hasta llegar a la fragmentación del concreto de recubrimiento. La fragmentación se originó debido a que los esfuerzos en la zona de compresión cíclica de la viga superaron la capacidad del concreto.

A pesar de esta fragmentación mencionada el comportamiento histerético en cada ciclo muestra un ligero aplastamiento (“*Pinching*”) debido a la formación y propagación de grietas. Sin embargo, la correcta colocación del acero transversal y longitud de desarrollo del anclaje de las barras longitudinales lograron que este aplastamiento no fuera de gran importancia en el desempeño global de la viga.

Por tanto, la capacidad de la viga en términos de disipación de energía no presento un colapso de su capacidad después de alcanzar la resistencia máxima.

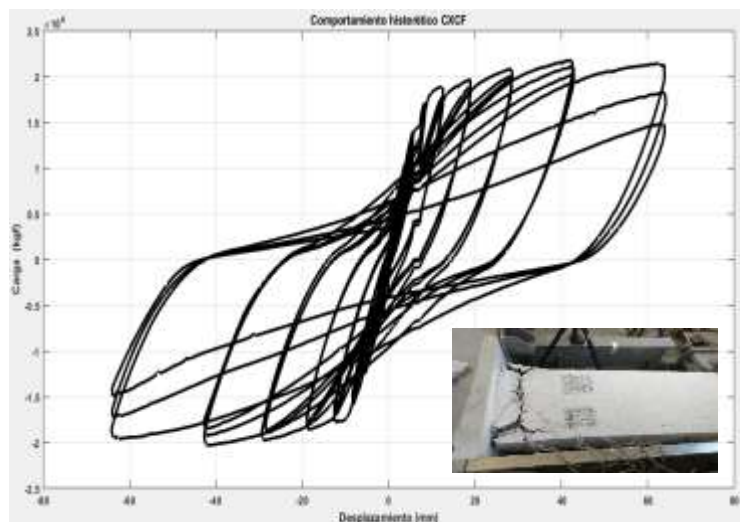
En base con lo anterior es posible concluir que la viga puede superar los resultados de la cantidad de disipación de energía puesto que el desempeño del comportamiento histerético se mantuvo estable durante toda la prueba al no presentar ninguna reducción de su capacidad cíclica.

## **4.2. Resultados de la prueba de carga-desplazamiento en la viga del sistema de junta viga-columna de concreto reforzado con fibra adicionada (CXCF)**

El comportamiento histerético de la viga de CR con fibra de acero adicionada (CXCF) sometida desplazamientos controlados, se muestra en la **Fig. 74**. Los resultados de la prueba, incluidas las características de resistencia y disipación de energía (área bajo la curva) se presentan en la **Tabla 19**.

**Tabla 19: Resultados de la CXCF. Carga, desplazamientos máximos y disipación de energía cíclica.**

Ciclo	Carga (kgf)		Porcentaje de diferencia	Promedio de carga (kgf)	Desplazamiento (mm)		Area de bajo la curva (kgf-mm)
	Push	Pull			Push	Pull	
1	6573.82	-6291.43	4.30	6432.63	1.70	-1.66	8203.35
2	6224.83	-5993.10	3.72	6108.96	1.70	-1.70	3078.64
3	6087.38	-5837.29	4.11	5962.34	1.71	-1.70	2180.23
4	7973.31	-7778.27	2.45	7875.79	2.51	-2.53	7618.30
5	7763.33	-7198.75	7.27	7481.04	2.53	-2.50	4156.72
6	7509.45	-7175.43	4.45	7342.44	2.50	-2.52	3485.56
7	10390.83	-9713.94	6.51	10052.39	3.72	-3.71	11881.10
8	9948.58	-9366.57	5.85	9657.57	3.70	-3.71	7175.53
9	9873.14	-9231.16	6.50	9552.15	3.70	-3.72	6412.10
10	14057.95	-12518.47	10.95	13288.21	5.59	-5.59	24528.41
11	13656.92	-12045.32	11.80	12851.12	5.61	-5.59	15690.90
12	13398.96	-11787.87	12.02	12593.42	5.61	-5.60	12596.69
13	17168.05	-15961.29	7.03	16564.67	8.38	-8.32	45877.81
14	16464.89	-15306.58	7.04	15885.73	8.36	-8.37	28950.49
15	16288.16	-14945.98	8.24	15617.07	8.42	-8.40	27033.13
16	18820.98	-17765.70	5.61	18293.34	12.20	-11.85	162183.92
17	17792.49	-17104.08	3.87	17448.28	12.57	-12.61	102707.72
18	17429.01	-16886.15	3.11	17157.58	12.58	-12.57	90940.61
19	19655.45	-18563.68	5.55	19109.57	18.82	-18.36	351094.51
20	18745.50	-17927.25	4.37	18336.38	18.61	-18.45	289012.02
21	18307.52	-17679.44	3.43	17993.48	18.67	-18.67	263262.44
22	20795.85	-19742.69	5.06	20269.27	28.40	-28.78	731758.54
23	19970.55	-18896.80	5.38	19433.67	28.06	-27.68	630126.92
24	19584.36	-18662.11	4.71	19123.23	28.03	-28.15	575463.80
25	21739.06	-20320.63	6.52	21029.84	42.14	-41.78	1279053.76
26	21044.21	-19243.96	8.55	20144.09	42.35	-42.02	1146201.68
27	20079.48	-18459.44	8.07	19269.46	42.15	-41.89	1000439.02
28	21377.20	-19590.12	8.36	20483.66	62.44	-62.14	1992326.83
29	18235.58	-17278.04	5.25	17756.81	63.65	-63.62	1525448.23
30	14785.38	-14942.98	-1.07	14864.18	63.16	-63.78	16944.51



**Fig. 74:** Gráfica del historial de carga-desplazamiento y estado físico del sistema CXCF.

#### 4.2.1. Relación de carga-desplazamiento

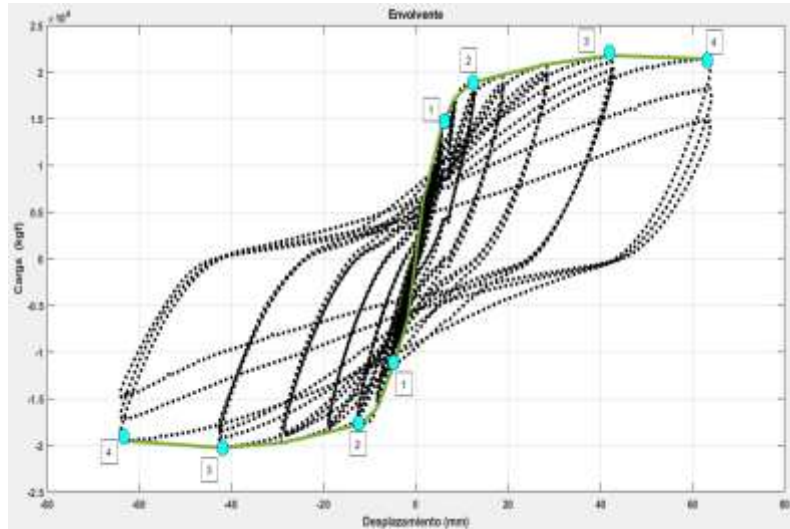
En la respuesta del historial carga-desplazamiento del espécimen CXCF se observó un incremento de su capacidad de carga en los ciclos iniciales de cada amplitud establecido (ver **Fig. 74**). Esta ganancia de resistencia ocurrió por la formación de una rigidez positiva (endurecimiento por deformación) una vez que la viga alcanzó un estado inelástico (ver **Fig. 74** y **Fig. 75**) [47]. Este endurecimiento de la resistencia se debió a la adecuada colocación del acero refuerzo de cortante y la longitud de desarrollo de las barras longitudinales dentro del núcleo de la unión, así como la adición de las fibras de acero.

La **Fig. 75** muestra una envolvente histerética de la CXSF. Se eligieron cuatro puntos característicos del esqueleto bajo las acciones de carga y descarga. El punto 1 representó el punto cuando apareció la primera grieta en la viga. El punto 2 indica el punto de fluencia. El punto 3 correspondió a la carga máxima y el 4 indica una reducción de la capacidad de resistencia.

Para el trazo de la envolvente se consideró solamente los valores máximos de los ciclos iniciales.

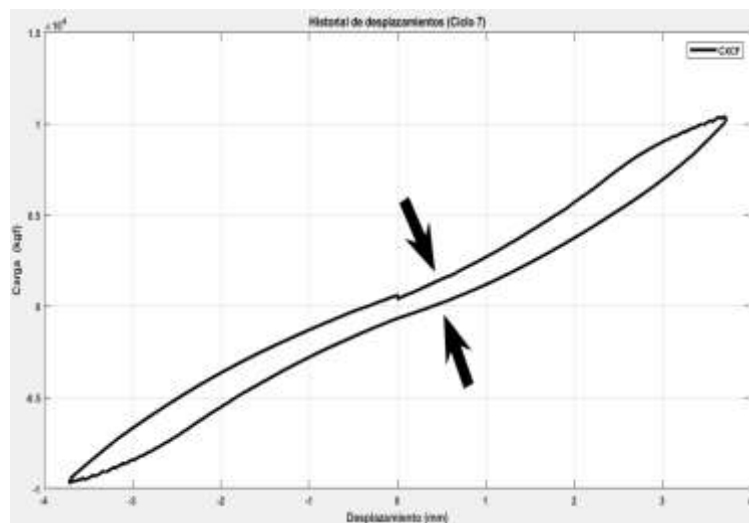
- En el punto No.1 se formaron las primeras grietas estructurales con un ancho inicial de 0.04 mm. Donde, se desarrollaron aparentemente por esfuerzos a flexión, puesto que se presentaron de forma vertical cercas del paño de la columna, esto en ambas direcciones.
- En el punto No. 2 la cedencia ocurrió en el ciclo 13 con un promedio de carga de 16,562 kgf con un desplazamiento de aproximadamente 8.5 mm en ambas direcciones

- En el punto No. 3 se alcanzó una carga promedio para ambas direcciones fue de aproximadamente 21,029.84 kgf.
- En el punto No. 4 se presentó una reducción de la capacidad una vez que se alcanzó la resistencia máxima con una diferencia de 1.6 % en la dirección positiva y 3.59 % en la zona de descarga.



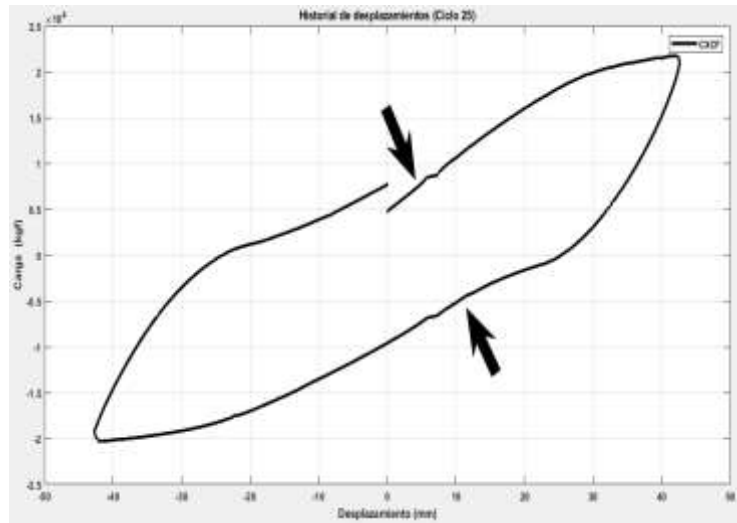
*Fig. 75: Envolvente histerética de la CXCF.*

Las **Fig. 76**, **Fig. 77** y **Fig. 78** muestran un aplastamiento histerético (“*Pinching*”). La **Fig. 76** presenta un ligero aplastamiento en la zona del lazo de carga. Esto se debió a la formación de fisuras con un ancho de aproximadamente 1.1 mm. En el ciclo 25 las grietas tuvieron un ancho poco más o menos de 2.6 mm (ver **Fig. 77**). Para el ciclo 28 estas tenían un espesor de 6.2 mm (**Fig. 78**). A pesar de ello fue evidente que los últimos ciclos no exhibieron una reducción significativa del área cíclica.

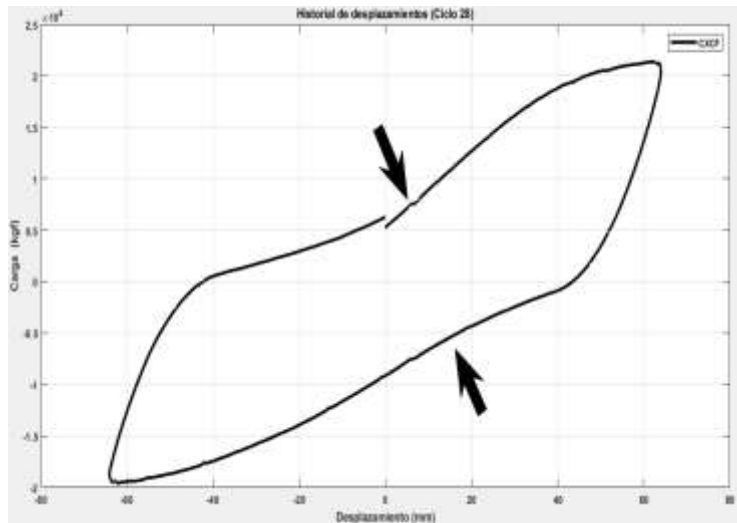


*Fig. 76: Ciclo No. 7. Efecto de aplastamiento histerético.*





**Fig. 77:** Ciclo No. 25. Efecto de aplastamiento histerético.



**Fig. 78:** Ciclo No. 28. Efecto de aplastamiento histerético.

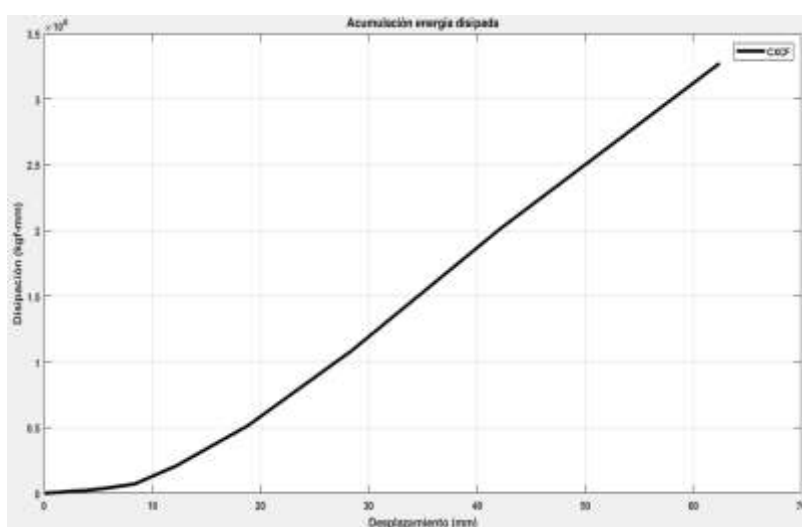
#### 4.2.2. Disipación de energía

En la **Tabla 20** se muestra el resumen de los ciclos iniciales con el porcentaje de incremento post-ciclo. En los resultados se observó una disminución del área del ciclo No.4 con respecto al No.1. La causa de esta reducción puede deberse a que en este ciclo se registró el inicio de la formación de grietas con un ancho cercano a 0.04 mm. Sin embargo, el resto de los ciclos exhibieron un incremento de la capacidad de disipación de energía post-ciclo. El cual ronda en un valor promedio de incremento de aproximadamente 40 %. Este aumento no se vio afectado, ya que no se presentó una degradación de su capacidad para disipar energía al igual que la resistencia.

**Tabla 20:** Disipación de energía.

Ciclo	Area bajo la curva (kgf-mm)	Porcentaje de diferencia
1	8203.35	0.00
4	7618.30	-7.68
7	11881.10	55.95
10	24528.41	51.56
13	45877.81	46.54
16	162183.92	71.71
19	351094.51	53.81
22	731758.54	52.02
25	1279053.76	42.79
28	1992326.83	35.80

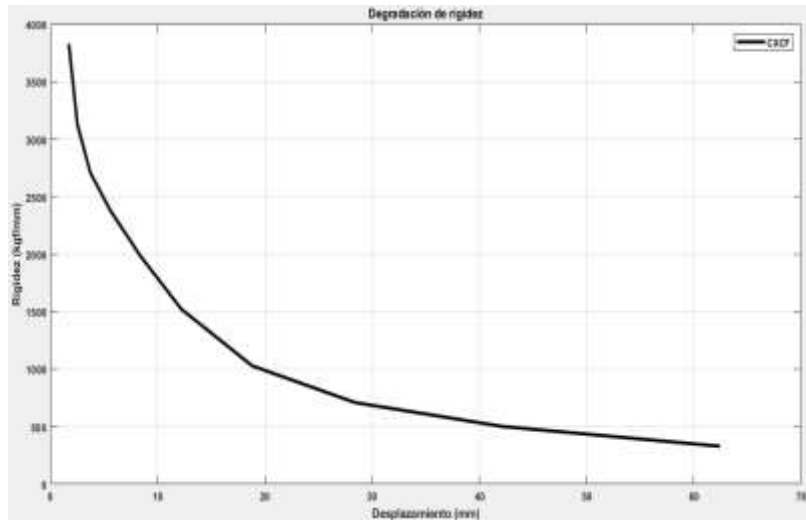
La **Fig. 79** se observa la acumulación de energía disipada. El comportamiento histerético muestra un incremento de la capacidad conforme se incrementó el desplazamiento sin llegar a tener un colapso del área de bajo de la curva.



**Fig. 79:** Acumulación histerética de energía disipada.

#### 4.2.3. Degradación de rigidez

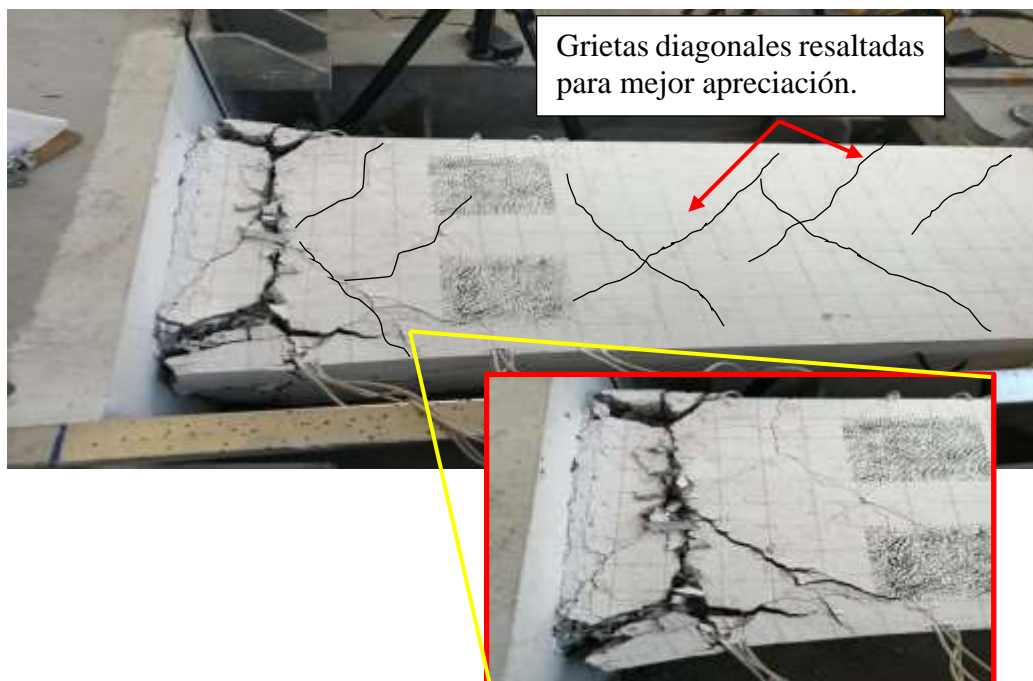
En la **Fig. 80** se observa que la rigidez decayó conforme se incrementó el desplazamiento. La degradación de rigidez está asociada al agrietamiento por flexión y cortante, distorsión en la zona de intersección de la junta, deformación no lineal del concreto, pérdida del recubrimiento y deslizamiento de barras de acero longitudinal.



**Fig. 80:** Reducción de rigidez.

#### 4.2.4. Patrón de grietas

En la **Fig. 81** se muestra una perspectiva general de la articulación plástica y el modo de falla de la CXCF. El espécimen no presentó una fragmentación del concreto significativo, ya que las fibras permitieron mantener la integridad del concreto durante toda la prueba (ver **Fig. 82**).



**Fig. 81:** Perspectiva general de fragmentación del concreto en la zona de articulación plástica.

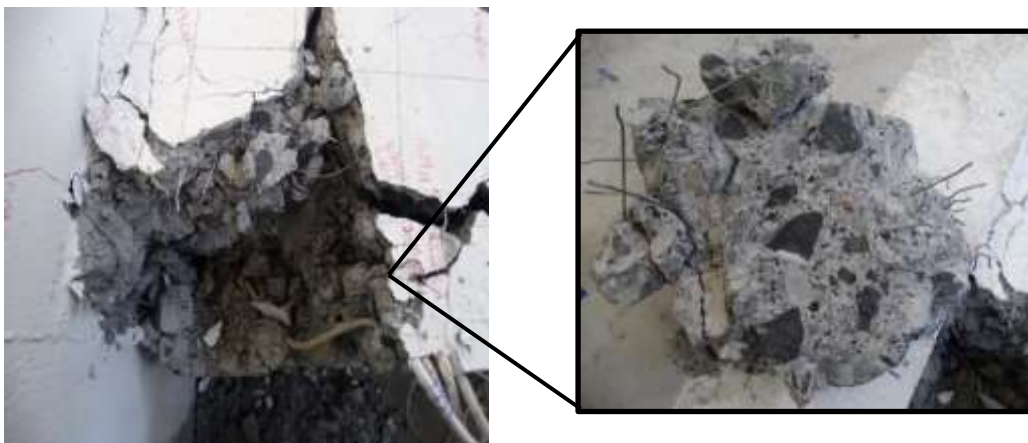


**Fig. 82:** *Perspectiva general de fragmentación del concreto en la zona de articulación plástica.*

El espécimen presentó un agrietamiento inicial, aparentemente por modo de falla a flexión. Las grietas presentaron un ancho inicial de 0.04 mm en el ciclo No. 4 con un desplazamiento de aproximadamente 2.5 mm en ambas direcciones. En el ciclo No.10 se desarrolló la primera grieta diagonal con un ancho de 0.08 mm.

Finalmente, en el ciclo No. 28 las grietas alcanzaron un ancho mayor a 4.7 mm. Sin embargo, el efecto de las fibras de acero permitió mantener la integridad del sistema reduciendo la fragmentación del concreto.

Las fibras de acero presentaron una falla del tipo “*pull out*” en la zona de la articulación plástica. Esto permitió mantener la integridad del concreto reduciendo la fragmentación del concreto durante toda la prueba cíclica (ver **Fig. 83**). El estado físico de la fibra en general no presenta una deformación apreciable que indique alguna elongación de esta (ver **Fig. 84**).



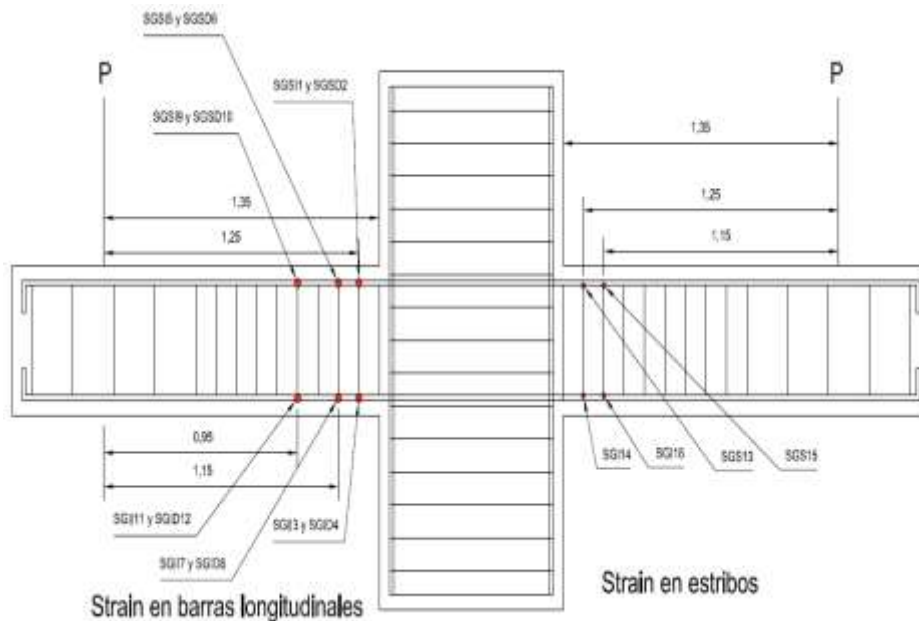
**Fig. 83:** *Falla tipo “pull out” en las fibras de acero.*



**Fig. 84:** Estado físico de fibras de acero después de la prueba.

#### 4.2.5. Deformación unitaria del acero de refuerzo

La **Fig. 85** muestra la ubicación de los strain gauges situados en las varillas del paño superior e inferior. Para las varillas longitudinales se colocaron un total de doce strain gauges y cuatro para las varillas transversales. Sin embargo, después de la prueba este número se limitó a nueve debido a que los strain gauges No. 1, 9 y 12 no registraron ningún dato por fallas eléctricas.



**Fig. 85:** Ubicación entre celda de carga y strain gauges.

La **Tabla 21** y **Tabla 22** muestra el resumen de las deformaciones unitarias registradas por los “*strain gauges*” en las varillas longitudinales y transversales.

**Tabla 21:** Deformaciones unitarias en barras longitudinales.

Strain gauge	Deformación por carga	Deformación por descarga
2	0.0026	-0.0017
3	0.0029	-0.0004
4	0.0029	-0.0015
5	0.0047	-0.0001
6	0.0148	-0.0005
7	0.0019	-0.0001
8	0.0001	-0.0013
10	0.0187	-0.0006
11	0.0184	-0.0011

**Tabla 22:** Deformaciones unitarias en barras transversales.

Strain gauge	Deformación por carga	Deformación por descarga
13	0.0138	-0.0005
14	0.0045	0.0003
15	0.0019	-0.0013

En general todas los “*strain gauges*” en las varillas longitudinales registraron deformaciones unitarias superiores al 0.002 mm/mm, excepto por los SG7 y 8 que tuvieron valores inferiores al indicado. El valor 0.002 representa el límite elástico del acero. En la prueba experimental de la referencia [41] indica un valor promedio para resistencia a fluencia de 0.0024 mm/mm y 0.10 mm/mm para la deformación última. Por lo tanto, todas se encuentran en un estado de deformación permanente, pero sin llegar a un estado de elongación significativa ya que no se hallan cerca del valor de deformación máximo.

Los strain gauges localizados en los estribos, al igual que los situados en las barras longitudinales, presentan deformaciones superiores al 0.002 mm/mm excepto por el SG15. La deformación máxima promedio registrada para las varillas No. 3 en la referencia [41] fue de 0.11 mm/mm. Por lo tanto, las varillas no exhiben deformaciones excesivas.

Las deformaciones que desarrollaron las varillas longitudinales y transversales representan un promedio de diferencia de aproximadamente del 7.4 % y 6.12 %, respectivamente, del valor de la capacidad de deformación máxima registrada en la referencia [41]. Por tanto, esto indica que las varillas pueden ser sometidas a deformaciones superiores a las registradas en los resultados de la prueba experimental de este proyecto.

#### 4.2.6. Conclusión parcial del comportamiento histerético de la CXCF

En general, la sección de viga con fibra de acero del sistema de junta desarrolló un comportamiento histerético óptimo. La degradación de rigidez, disipación de energía y resistencia permitieron que el sistema alcanzara una deformación por endurecimiento como se observó en el envolvente histerético.

Se observó que el modo de falla de la CXCF con fibras desarrolló un agrietamiento en casi toda la sección de la viga. Sin embargo, el efecto de las fibras limitó la formación de múltiples grietas principales a tan solo una. Esto se debió a que las fibras redujeron la longitud de rotación plástica una vez que se alcanzaron grandes deformaciones.

Por otro lado, el desempeño de la viga en términos de disipación de energía se mantuvo estable a pesar de registrar una reducción de su capacidad resistencia después de alcanzar la resistencia última.

El comportamiento histerético en cada ciclo mostró un ligero aplastamiento “*Pinching*” debido a la formación y propagación de grietas, sin embargo, la correcta colocación del acero transversal y longitud de desarrollo del anclaje de las barras longitudinales, y a las propiedades de las fibras de acero lograron que este aplastamiento no fuera de gran importancia en el desempeño global de la viga.

Por tanto, en base con lo anterior es posible concluir que la viga aún puede desarrollar una mayor deformación plástica para disipar una cantidad superior de energía debido a la estabilidad que desempeñó el comportamiento histerético del sistema.

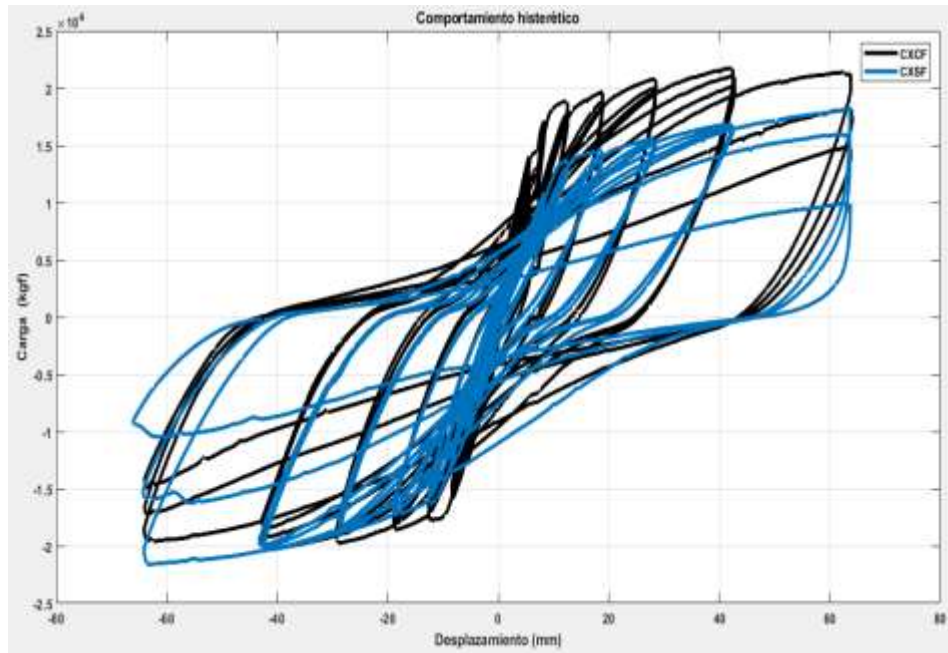
#### **4.3. Comparación de resultados de las pruebas de cargas-desplazamientos en las vigas de los sistemas de juntas vigas-columnas de concreto reforzado con y sin fibra adicionada (CXCF y CXSF, respectivamente)**

El comportamiento histerético de las vigas de CR con y sin fibra de acero adicionada (CXCF y CXSF, respectivamente) sometidas a desplazamientos controlados, se muestran en la **Fig. 86**. Los resultados de la prueba, incluidas las características de resistencia y disipación de energía (área bajo la curva) se presentan en la **Tabla 23**.

**Tabla 23:** Comparación de resistencia y disipación de energía de la CXCF y CXSF.

Ciclo	CXCF		CXSF		Porcentaje de diferencia en áreas cíclicas		
	Carga (kgf)	Área de bajo la curva (kgf-mm)	Carga (kgf)	Área de bajo la curva (kgf-mm)			
	Push	Pull	Push	Pull			
1	6573.82	-6291.43	8203.35	3676.67	-5137.67	6405.73	21.91
2	6224.83	-5993.10	3078.64	3315.00	-4655.33	2453.22	20.31
3	6087.38	-5837.29	2180.23	3264.31	-4616.74	2120.33	2.75
4	7973.31	-7778.27	7618.30	4393.47	-6024.35	5496.48	27.85
5	7763.33	-7198.75	4156.72	4108.11	-5687.67	3465.85	16.62
6	7509.45	-7175.43	3485.56	3936.16	-5797.27	3083.59	11.53
7	10390.83	-9713.94	11881.10	5645.29	-7708.95	9240.32	22.23
8	9948.58	-9366.57	7175.53	5497.07	-7317.02	6625.69	7.66
9	9873.14	-9231.16	6412.10	5151.86	-7352.64	5641.94	12.01
10	14057.95	-12518.47	24528.41	7933.20	-10115.70	16495.58	32.75
11	13656.92	-12045.32	15690.90	7627.81	-9693.72	11687.66	25.51
12	13398.96	-11787.87	12596.69	7454.03	-9471.67	9654.34	23.36
13	17168.05	-15961.29	45877.81	10974.45	-13094.22	32210.21	29.79
14	16464.89	-15306.58	28950.49	10676.51	-12545.10	21421.11	26.01
15	16288.16	-14945.98	27033.13	10261.84	-12257.20	17702.72	34.51
16	18820.98	-17765.70	162183.92	13741.60	-16295.75	81280.69	49.88
17	17792.49	-17104.08	102707.72	13264.57	-15675.61	49743.74	51.57
18	17429.01	-16886.15	90940.61	13093.98	-15405.88	41722.55	54.12
19	19655.45	-18563.68	351094.51	14588.94	-17189.40	234467.34	33.22
20	18745.50	-17927.25	289012.02	14187.30	-16871.69	166315.49	42.45
21	18307.52	-17679.44	263262.44	14020.01	-16711.65	147818.61	43.85
22	20795.85	-19742.69	731758.54	15608.00	-18674.16	493299.54	32.59
23	19970.55	-18896.80	630126.92	15392.04	-18208.49	419978.49	33.35
24	19584.36	-18662.11	575463.80	15191.36	-18375.11	387521.10	32.66
25	21739.06	-20320.63	1279053.76	16801.61	-20311.24	964261.62	24.61
26	21044.21	-19243.96	1146201.68	16721.22	-19994.36	853007.53	25.58
27	20079.48	-18459.44	1000439.02	16458.52	-19996.33	788935.29	21.14
28	21377.20	-19590.12	1992326.83	18352.13	-21602.61	2000874.97	-0.43
29	18235.58	-17278.04	1525448.23	15954.48	-16247.49	1542043.55	-1.09
30	14785.38	-14942.98	1145831.13	9973.73	-10459.50	977215.49	14.72





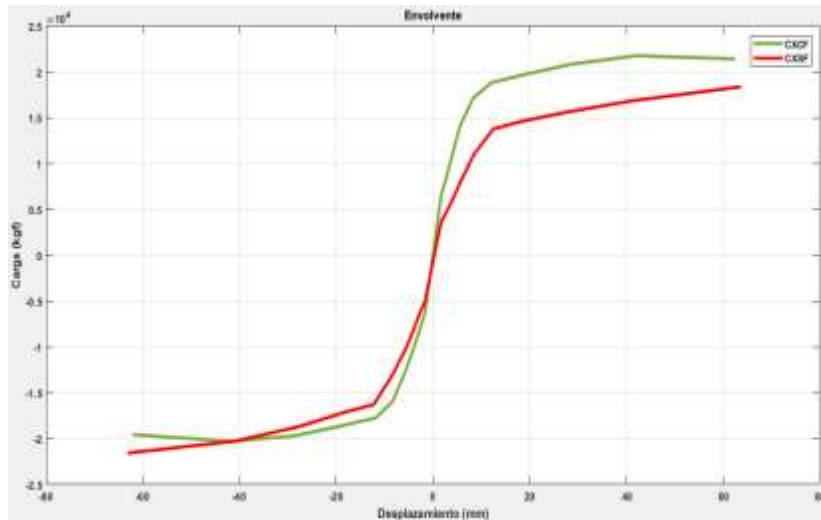
**Fig. 86:** Comparación del comportamiento histerético entre la CXCF y CXSF.

#### 4.3.1. Relación de carga-desplazamiento

En la **Tabla 24** se muestra el resumen de los ciclos iniciales para cada incremento de amplitud con el porcentaje de diferencia entre los dos especímenes de la CXCF y CXSF. La **Fig. 87** presenta la comparación entre los envolventes de los especímenes con y sin fibras.

**Tabla 24:** Capacidad de resistencia en ciclos iniciales de los especímenes con y sin fibras.

Ciclo	CXCF		CXSF		Porcentaje de diferencia de cargas cíclicas	
	Carga (kgf)		Carga (kgf)		Push	Pull
	Push	Pull	Push	Pull		
1	6573.82	-6291.43	3676.67	-5137.67	44.07	18.34
4	7973.31	-7778.27	4393.47	-6024.35	44.90	22.55
7	10390.83	-9713.94	5645.29	-7708.95	45.67	20.64
10	14057.95	-12518.47	7933.20	-10115.70	43.57	19.19
13	17168.05	-15961.29	10974.45	-13094.22	36.08	17.96
16	18820.98	-17765.70	13741.60	-16295.75	26.99	8.27
19	19655.45	-18563.68	14588.94	-17189.40	25.78	7.40
22	20795.85	-19742.69	15608.00	-18674.16	24.95	5.41
25	21739.06	-20320.63	16801.61	-20311.24	22.71	0.05
28	21377.20	-19590.12	18352.13	-21602.61	14.15	-10.27



**Fig. 87:** *Envolvente cíclica de las conexiones con y sin fibras de acero.*

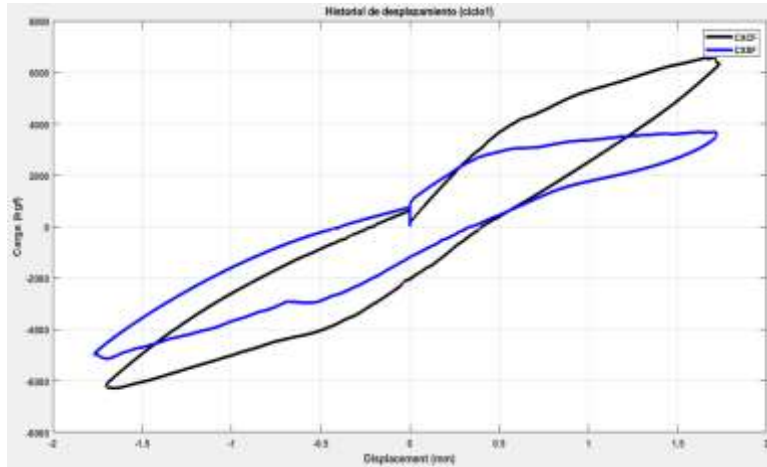
La CXCF mostró una capacidad de resistencia superior en la zona de carga con un valor del 44% más que la CXSF, en el ciclo inicial. En los ciclos posteriores, en su mayoría, la resistencia fue mayor en esta dirección con un promedio correspondiente al 33%. En la zona de descarga la CXSF obtuvo una media de diferencia de alrededor de un 11% a favor (ver envolvente de la CXSF, Fig. 87 y la Tabla 24).

En general, el desempeño de la viga con fibras de acero, en términos de resistencia, tuvo una capacidad global media de aproximadamente un 22 % superior a la viga sin fibras de acero.

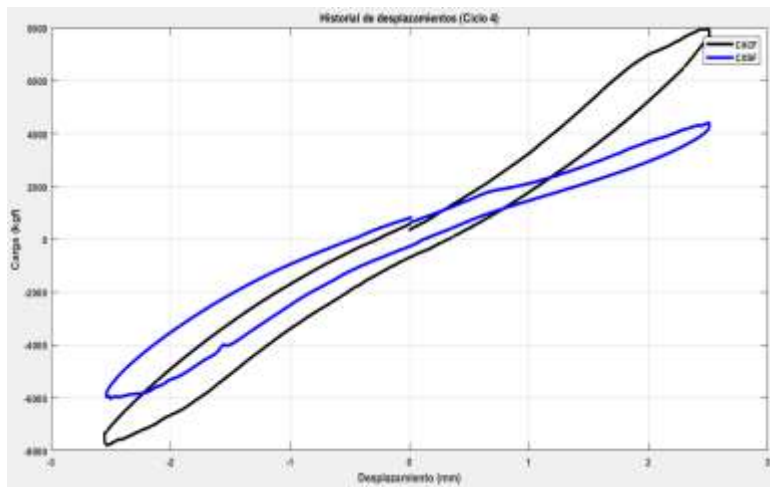
El envolvente demuestra que la viga con fibras de acero obtuvo una ligera mejora en la capacidad de resistencia última con una diferencia cercana al 16% para la dirección de carga y un 6% en la dirección de descarga.

En las siguientes graficas del **Fig. 88** al **Fig. 97** se muestra los ciclos iniciales de ambas vigas. En su mayoría todas las gráficas presentan un ligero aplastamiento cíclico en ambos especímenes. Sin embargo, el correcto diseño estructural de base para ambas vigas permitió lograr un desempeño óptimo de la viga al reducir la posibilidad de un deslizamiento temprano de barras longitudinales mediante una adecuada longitud de desarrollo dentro del núcleo de la junta y a la colocación de una cuantía de acero transversal.

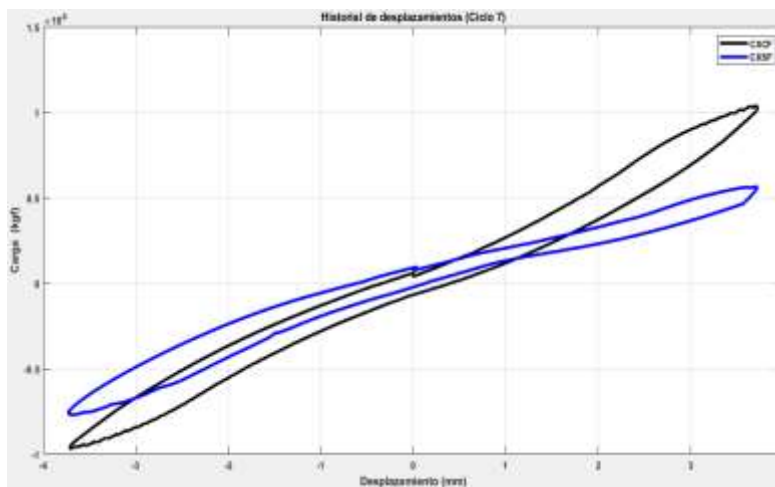
El “***Pinching***” en el ciclo 25 se debió a la formación de las grietas con un ancho de aproximadamente 3.5 mm. en CXSF y 2.6 mm para la CXCF (ver **Fig. 96**). Para el ciclo 28 estas tenían un espesor de 7.2 para la CXSF y 6.5 mm en la CXCF (ver **Fig. 66**). A pesar del agrietamiento en ambos especímenes la mayoría de los ciclos no exhibieron un aplastamiento significativo en todo el ciclo histerético.



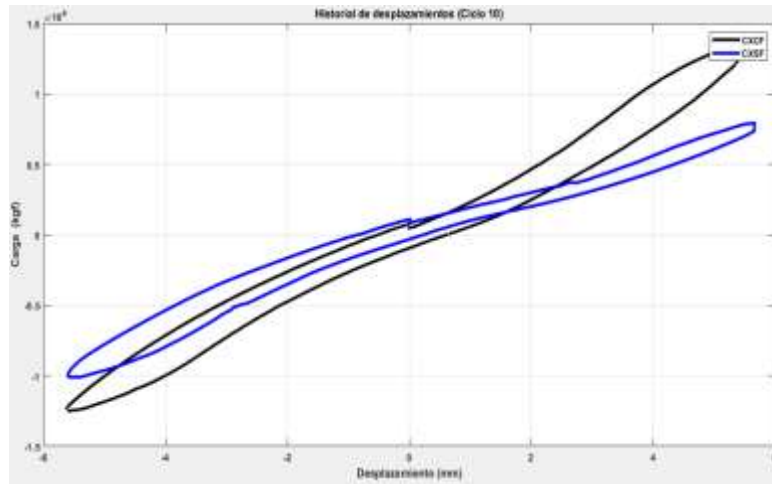
**Fig. 88:** Ciclo inicial en la amplitud de 1.7 mm.



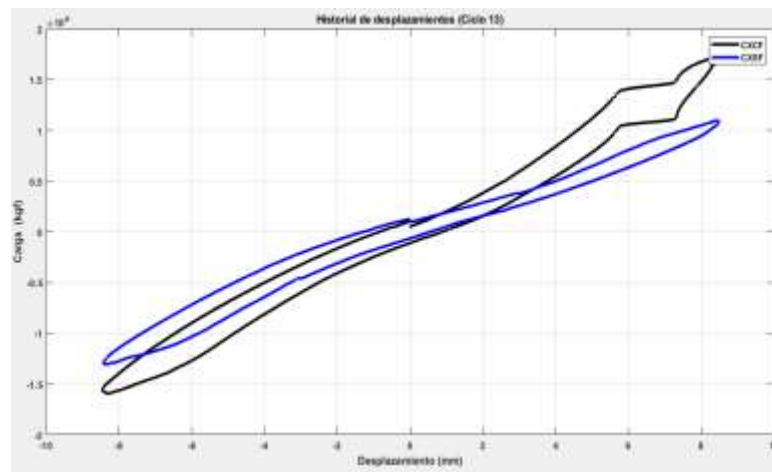
**Fig. 89:** Ciclo inicial en la amplitud de 2.5 mm.



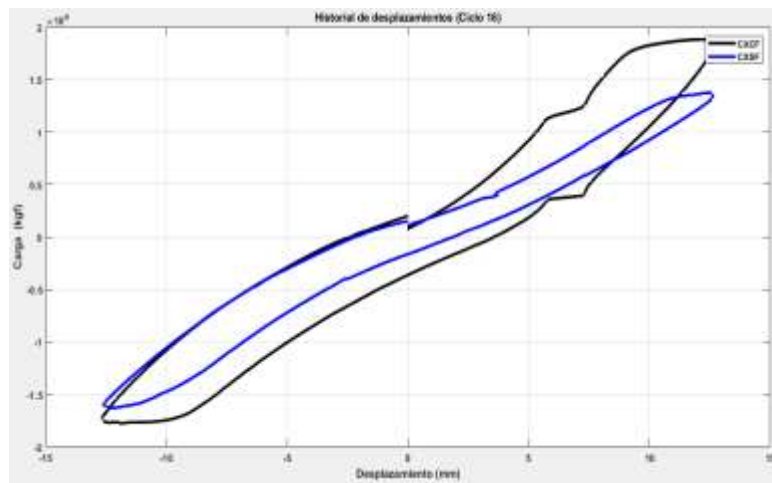
**Fig. 90:** Ciclo inicial en la amplitud de 3.7 mm.



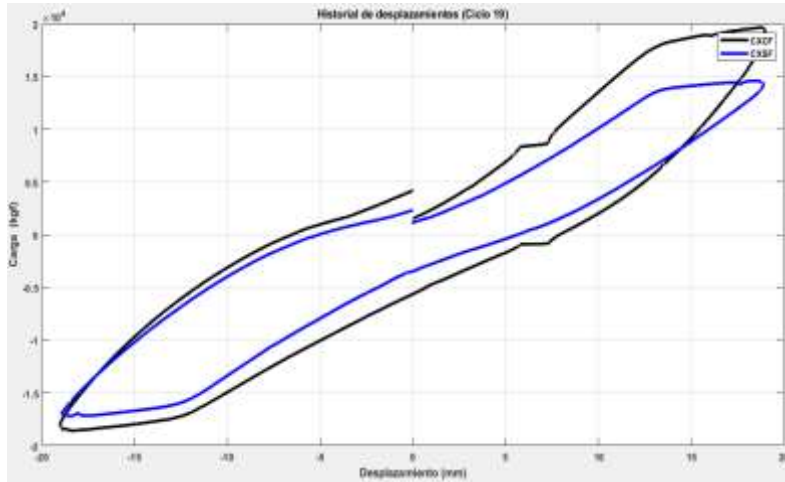
**Fig. 91:** Ciclo inicial en la amplitud de 5.6 mm.



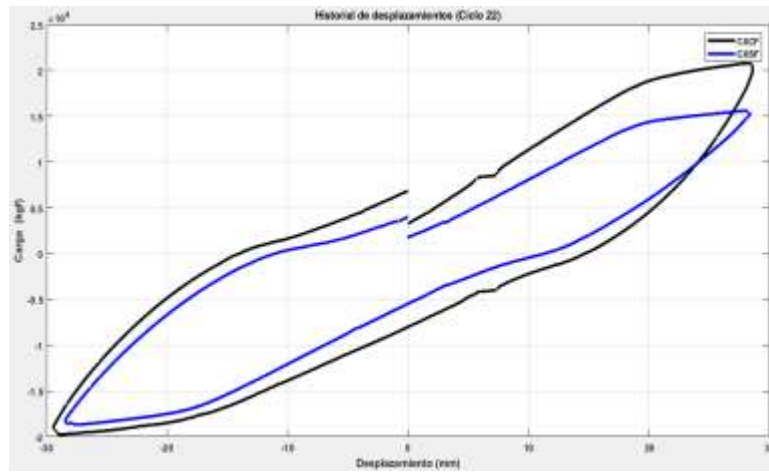
**Fig. 92:** Ciclo inicial en la amplitud de 8.4 mm.



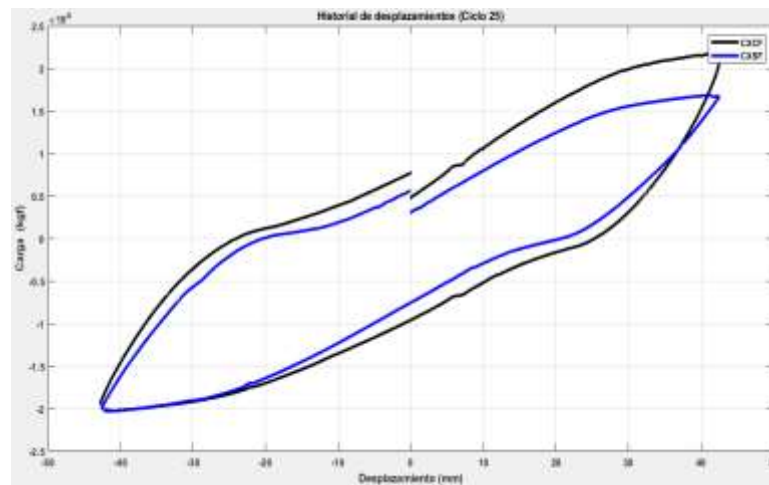
**Fig. 93:** Ciclo inicial en la amplitud de 12.6 mm.



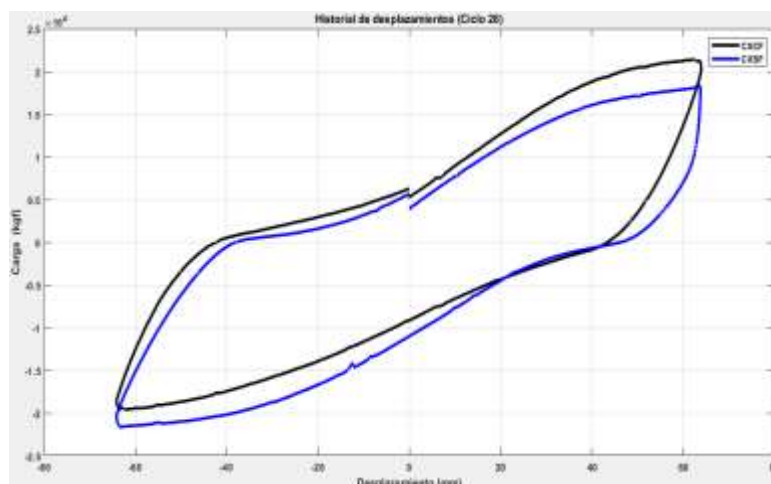
**Fig. 94:** Ciclo inicial en la amplitud de 18.9 mm.



**Fig. 95:** Ciclo inicial en la amplitud de 28.4 mm.



**Fig. 96:** Ciclo inicial en la amplitud de 42.5 mm.



**Fig. 97:** Ciclo inicial en la amplitud de 63.8 mm.

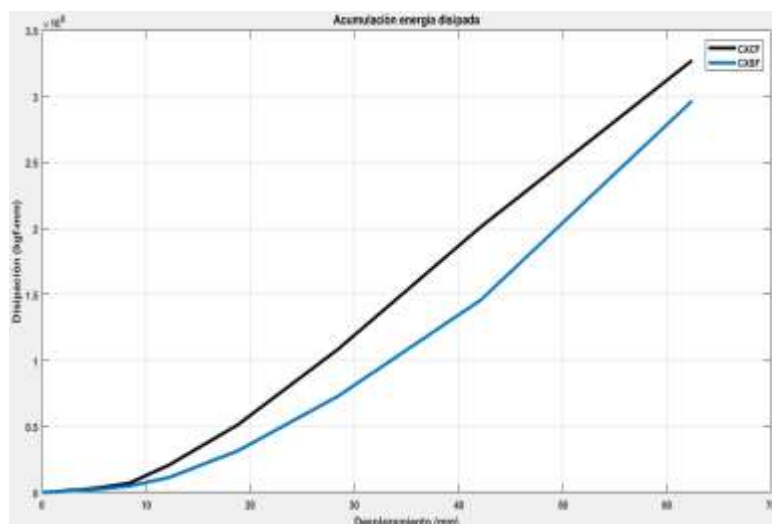
#### 4.3.2. Disipación de energía

En la **Tabla 25** se muestra el resumen de la capacidad de disipación de energía y el porcentaje de incremento post-ciclo.

El espécimen con fibras de acero desarrolló una capacidad de disipación de energía con un promedio porcentual de diferencia de aproximadamente un 28 % más que la viga sin fibras (ver **Fig. 98** y **Tabla 25**).

**Tabla 25:** Comparación de energía disipada en cada ciclo de los especímenes CXCF y CXSF.

	CXCF	CXSF	
Ciclo	Área bajo la curva (kgf-mm)	Área bajo la curva (kgf-mm)	Porcentaje de diferencia
1	8203.35	6405.73	21.91
4	7618.30	5496.48	27.85
7	11881.10	9240.32	22.23
10	24528.41	16495.58	32.75
13	45877.81	32210.21	29.79
16	162183.92	81280.69	49.88
19	351094.51	234467.34	33.22
22	731758.54	493299.54	32.59
25	1279053.76	964261.62	24.61
28	1992326.83	2000874.97	-0.43



**Fig. 98:** Acumulación de energía disipada: suma de energía disipada antes del ciclo actual.

#### 4.3.3. Degradación de rigidez

En la **Tabla 26** se muestra el resumen la degradación de rigidez de los ciclos iniciales por cada amplitud de ambas vigas. En general el sistema de viga con fibras de acero desarrolló una rigidez efectiva promedio de aproximadamente un 22 % más que en la viga sin fibras.

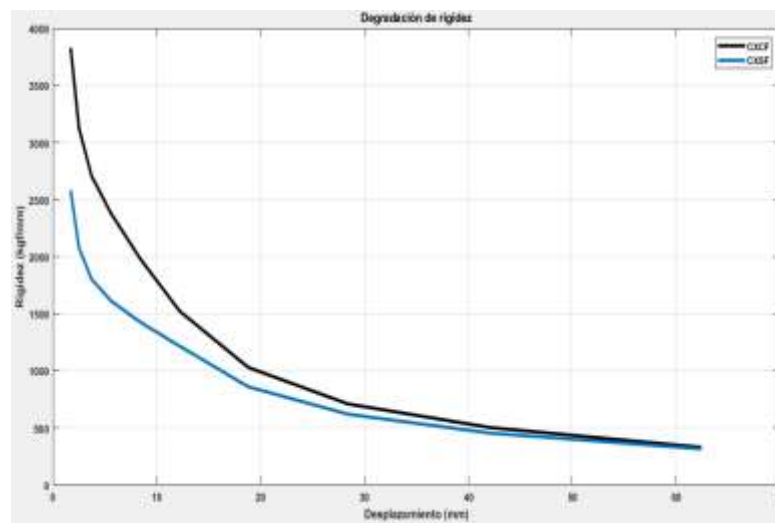
En la **Fig. 99** se observa que la rigidez decayó conforme se incrementó el desplazamiento. La degradación de rigidez está asociada al agrietamiento por flexión y cortante, distorsión en la zona de intersección de la junta, deformación no lineal del concreto, pérdida del recubrimiento y deslizamiento de barras de acero longitudinal.

El incremento de la rigidez del sistema con fibras de acero está directamente relacionado con la activación de las fibras con la formación y ensanchamiento de grietas. El efecto de puente de las fibras permitió mantener una rigidez más balanceada durante toda la prueba.

La forma de falla de las fibras tipo *“pullout”* permitió que el sistema mantuviera su integridad, incluso en desplazamientos grandes, presentando una ligera fragmentación del concreto.

**Tabla 26:** Comparación de degradación de rigidez cíclica en la CXCF y CXSF.

	CXCF	CXSF	
Ciclo	Degradación de rigidez (kgf/mm)	Degradación de rigidez (kgf/mm)	Porcentaje de diferencia
1	3828.23	2580.13	32.60
4	3126.27	2076.87	33.57
7	2706.13	1801.42	33.43
10	2377.98	1612.44	32.19
13	1983.64	1426.92	28.07
16	1520.91	1214.91	20.12
19	1028.14	858.91	16.46
22	708.96	619.05	12.68
25	501.17	453.02	9.61
28	328.83	315.02	4.20

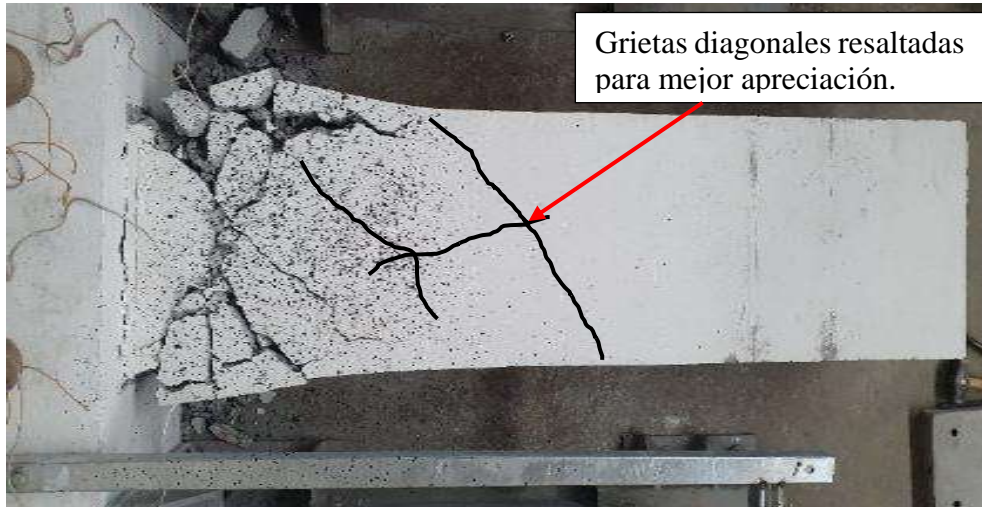


**Fig. 99:** Degradación de rigidez de las CXCF y CXSF.

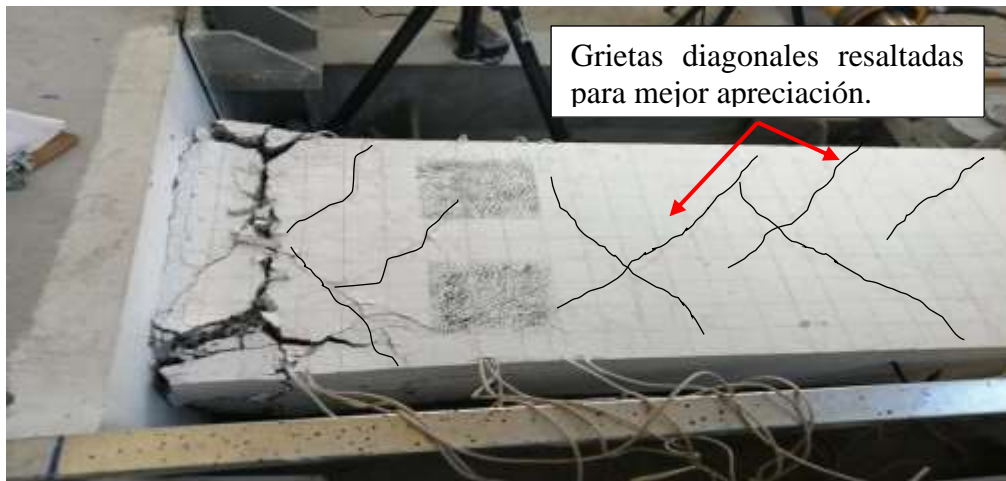
#### 4.3.4. Modo de falla

De la **Fig. 100** hasta la **Fig. 105** se presenta la comparación gráfica del mecanismo de falla dúctil y el patrón de grietas en la viga de ambos sistemas de juntas viga-columnas.

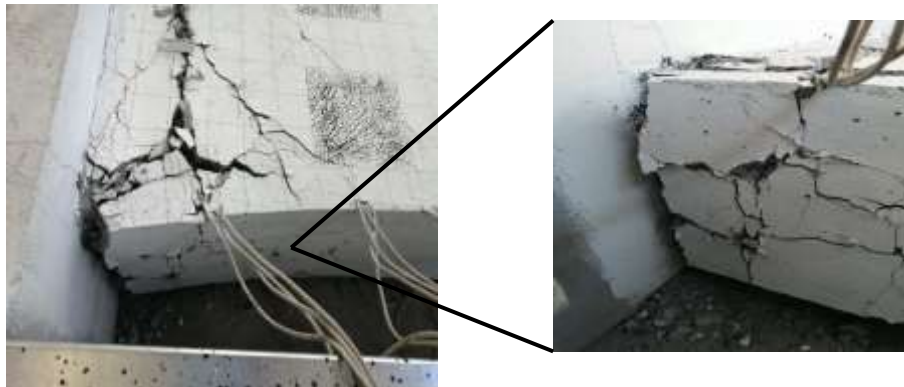




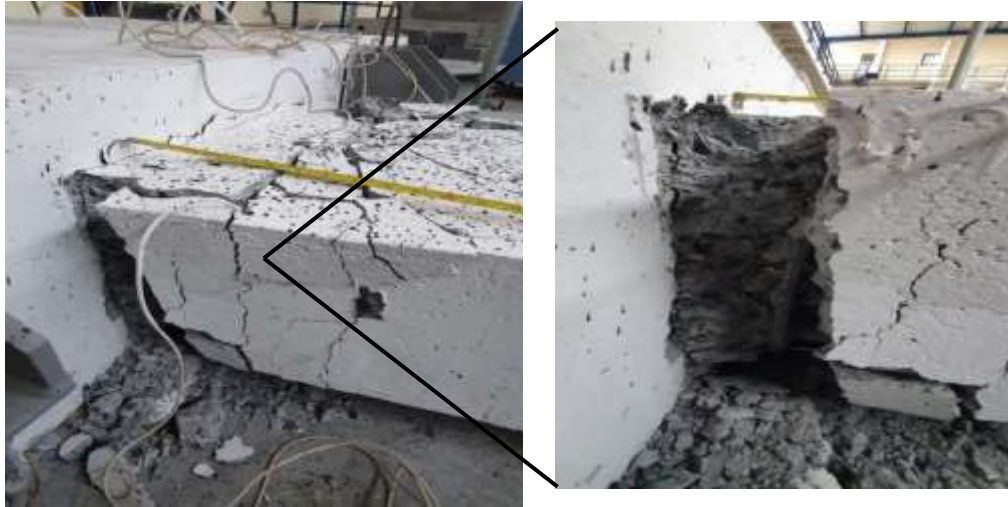
**Fig. 100:** Vista en planta de la viga sin fibras de acero.



**Fig. 101:** Vista en planta de la viga con fibras de acero.



**Fig. 102:** Vista lateral, lado izquierdo de la viga sin fibras de acero.



**Fig. 103:** Vista lateral, lado izquierdo de la viga con fibras de acero.



**Fig. 104:** Vista lateral, lado derecho de la viga sin fibras de acero.



**Fig. 105:** Vista lateral, lado derecho de la viga con fibras de acero.

El modo de falla del espécimen con fibras resultó ser más estable al desarrollar un mayor número de grietas a lo largo de la viga en comparación con la CXSF. Además, se observó que la aportación de las fibras redujo considerablemente el efecto de fragmentación del concreto manteniendo la integridad del concreto del sistema.

Sin embargo, la viga sin fibras mostró un mayor número de grietas principales por corte dentro de una longitud de 45 cm medido desde el paño de la columna. En cambio, la viga con fibras de acero solo desarrolló una grieta principal en una longitud de 15 cm. Por lo tanto, se puede decir que, aunque la viga con fibras presentó un mayor número de agrietamiento el efecto de las fibras redujo la longitud de rotación plástica a causa del efecto de puente de las fibras limitando la formación de grietas principales.

A pesar de este modo de falla de la viga con fibras, el espesor de la grieta principal fue de 6.5 cm y en la viga sin fibras fue mayor de 7 mm. En donde la viga sin fibras sufrió una fragmentación considerable del recubrimiento del concreto dejando expuesto el acero de refuerzo.

Por tanto, es posible concluir que la aportación la adición de las fibras permite la redistribución de los esfuerzos a lo largo de la viga. Pero una vez que se alcanzan grandes deformaciones el efecto parece limitar la longitud de la zona de rotación plástica.

Esta limitación de longitud de la rotación plástica dentro de la viga puede ser una de las causas de la reducción de la capacidad de resistencia de la viga con fibras una vez que esta se alcanzó la resistencia última. Sin embargo, a pesar de esta reducción la disipación de energía no se vio afectada.

#### 4.3.5. Deformación unitaria del acero de refuerzo

Las tablas muestran las deformaciones unitarias del acero de refuerzo de las conexiones con y sin fibras.

**Tabla 27:** Deformaciones unitarias en barras longitudinales (CXCF).

Strain gauge	Deformación por carga	Deformación por descarga
2	0.0026	-0.0017
3	0.0029	-0.0004
4	0.0029	-0.0015
5	0.0047	-0.0001
6	0.0148	-0.0005
7	0.0019	-0.0001
8	0.0001	-0.0013
10	0.0187	-0.0006
11	0.0184	-0.0011

**Tabla 28:** Deformaciones unitarias en barras transversales (CXCF).

Strain gauge	Deformación por carga	Deformación por descarga
13	0.0138	-0.0005
14	0.0045	0.0003
15	0.0019	-0.0013

**Tabla 29:** Deformaciones unitarias en barras longitudinales y transversales (CXSF).

Strain gauge	Deformación por carga	Deformación por descarga
1	0.0035	-0.0004
2	0.0069	-0.0159
3	0.0043	0.0002

En esta sección se comparó la deformación unitaria a una longitud de 1.25 m. Esto se debió a que esta es la posición en la que se colocaron los únicos tres strain gauges en la viga sin fibras de acero.

La deformación unitaria máxima en las barras de acero comparables en la CXCF fue de 0.0029. En la CXSF este valor fue de aproximadamente 0.0069. esto indica que las barras de acero la viga estuvo bajo una mayor demanda de deformación debido a la fragmentación del concreto. El efecto de las fibras permitió una disminución de la deformación al desarrollar una redistribución de los esfuerzos a lo largo de la viga.

#### 4.3.6. Conclusión parcial del comportamiento histerético de las vigas con y sin fibras

En general, las vigas con y sin fibras de acero mostraron un comportamiento histerético estable en términos de disipación de energía, rigidez y resistencia. Sin embargo, la adición de fibra con un porcentaje volumétrico del 0.7 % incrementó el desempeño histerético de la viga, aproximadamente, en 22 %.

El modo de falla de las vigas ocurrió de manera diferente en cuanto a la forma, tamaño y propagación de grietas. En donde la viga con fibras desarrolló un mayor agrietamiento a lo largo de la viga con una grieta principal a una distancia de 15 cm medido desde el paño de la columna. Mientras que la viga sin fibras presentó múltiples grietas principales en una longitud de 45 cm, pero sin tener agrietamientos más allá de esta zona.

Por tanto, es posible concluir que la aportación la adición de las fibras permite la redistribución de los esfuerzos a lo largo de la viga. Pero una vez que se alcanzaron grandes deformaciones el efecto parece limitar la longitud de la zona de rotación plástica.

Esta limitación de longitud de la rotación plástica dentro de la viga puede ser una de las causas de la reducción de la capacidad de resistencia de la viga con fibras una vez que esta se alcanzó la resistencia última. Sin embargo, a pesar de esta reducción la disipación de energía no se vio afectada.

A pesar del modo de falla de ambas vigas, la viga con fibras superó en un promedio del 28 % la capacidad de disipar energía con respecto a la viga sin fibras.

Además, la rigidez del sistema con fibras fue mucho más elevada con un porcentaje de rigidez inicial del 22 % en los ciclos iniciales hasta llegar a una reducción con una diferencia porcentual del 4 % entre ambas vigas una vez finalizada la prueba.

El promedio de la resistencia de la viga también se vio afectada de manera positiva en la viga con fibras ya que tuvo un promedio de porcentaje de diferencia de aproximadamente un 22 %.

Por tanto, se puede comprobar que la adición de fibra de acero no solo mejoró las propiedades físico-mecánicas del concreto, sino que la adición de fibras como complemento del acero de refuerzo aumentó la capacidad sismorresistente en términos del comportamiento histerético. Es decir, incrementó la resistencia, rigidez y la disipación de energía.

#### 4.4. Comparación de los resultados obtenidos con estudios de otros autores

*Tabla 30: Características de especímenes y fibras de acero de las referencias a comparar.*

Ref.	Descripción del sistema	Dimensiones		(l/d)	Longitud de fibra (mm)	V <sub>f</sub> (%)	% de cuantía de acero reducida
		viga (mm)	columna (mm)				
R. Bharti, R. S. et al (2017) [26]	Junta viga-columna	150 x 200	200 x 150	60	35	1	-
A. Nouri, M. H. Saghafi, and A. Golafshar (2019) [48]	Junta viga-columna	250 x 250	250 x 250	44	33	2	50 de acero transversal
A. Filiatrault, S. Pineau, and J. Houde (1995) [42]	Junta viga-columna	162 x 200	250 x 250	48	30	1.6	-





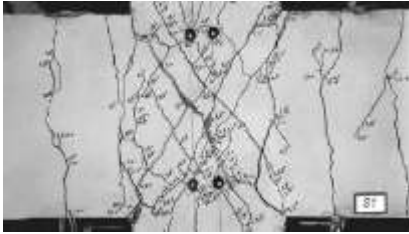
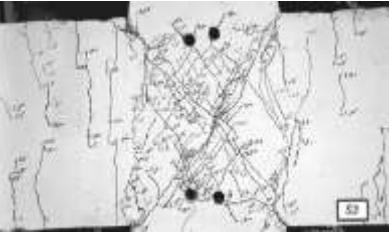
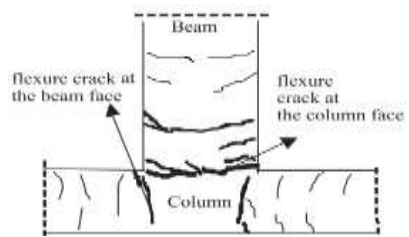
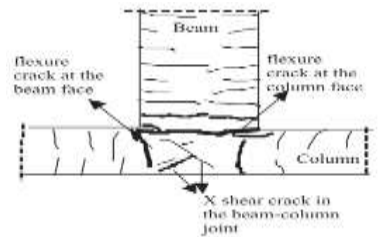
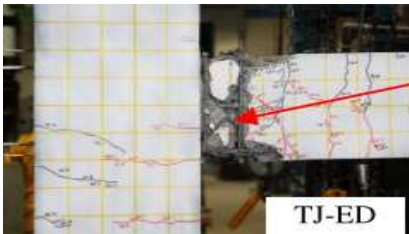
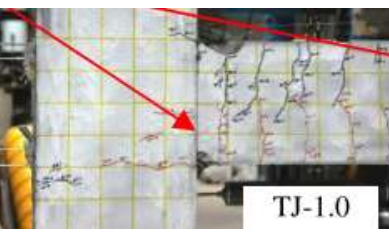


J. Niwa, K. Shakya, K. Matsumoto, and K. Watanabe (2012) [43]	Junta viga-columna	250 x 600	250 x 400	75	60	1	38 de acero transversal
O. Glu (2002) [44]	Junta viga-columna	168 x 200	250 x 250	48	30	1	27 en acero longitudinal y 29.7 en estribos de la columna
Presente estudio	Junta viga-columna	168 x 200	500 x 900	100	50	0.7	-

**Tabla 31:** Descripción de capacidad de disipación de energía en sistemas estructurales de junta viga columna.

Ref.	Comparación	% de diferencia en la resistencia	% de diferencia en la disipación de energía	% de diferencia en la rigidez
R. Bharti, R.S. Chidambaram, and N. Kwatra (2017) [26]	Con fibras	-	11	5.47
	Sin fibras	8.33	-	-
A. Nouri, M.H. Saghafi, and A. Golafshar (2019) [48]	Con fibras	11	28.5	25
	Sin fibras	-	-	-
A. Filiatrault, S. Pineau, and J. Houde (1995) [42]	Con fibras	20	21	26
	Sin fibras	-	-	-
J. Niwa, K. Shakya, K. Matsumoto, and K. Watanabe (2012) [43]	Con fibras	10	26	N.D.
	Sin fibras	-	-	N.D.*
O. Glu (2002) [44]	Con fibras	-	-	-
	Sin fibras	0.29	33	0.75
Presente estudio	Con fibras	22	28	22
	Sin fibras	-	-	-

\* No disponible.

**Tabla 32: Comparación de modo de falla.**

Ref.	Modo de falla	
	Sin fibras	Con fibras
R. Bharti, R.S. Chidambaram, and N. Kwatra (2017) [26]		
A. Nouri, M.H. Saghafi, and A. Golafshar (2019) [48]		
A. Filiatrault, S. Pineau, and J. Houde (1995) [42]		
J. Niwa, K. Shakya, K. Matsumoto, and K. Watanabe (2012) [43]		
O. Glu (2002) [44]		
Presente estudio		

#### 4.4.1. *Conclusión parcial de la comparación del presente estudio con el estado del arte*

En la referencia [15] y [42] se implementó la adición de fibras con un porcentaje volumétrico de mayor o igual a 1 %, esto sin reducir la cuantía del acero de refuerzo. En ambos proyectos la adición de fibras mejora significativamente la capacidad de disipación de energía durante la prueba, al igual que la rigidez. En el modo de falla ambos especímenes presentaron fallas de tipo flexión, según lo prescrito en sus respectivos resultados y discusiones.

En la **Tabla 32** se observa el modo de falla de las vigas con y sin fibras de las diferentes referencias citadas. En general, las vigas con fibras desarrollaron un agrietamiento en toda la longitud de la viga. Asimismo, en la mayoría de las figuras es posible observar una grieta principal cerca del paño de la columna que indica una falla por flexión.

En la referencia [44] la viga sin fibra presenta la fragmentación del recubrimiento de concreto ocasionada por la gran demanda de deformación plástica en esa zona.

El presente estudio mostró un comportamiento típico descrito en las referencias, mostrando un incremento significativo en el desempeño histerético y en el modo de falla presentado.

En comparación se puede concluir que las vigas ensayadas para este proyecto de investigación cumplen con un rango de disipación energía óptima comparables con la literatura. Además, los modos de fallas mostrados en los especímenes de la literatura muestran una falla típica por la adición de fibras de acero. El espécimen de este proyecto presentó esa misma degradación al desarrollar las grietas principales.



## **5. CAPÍTULO 4**

### **CONCLUSIONES DE LA RESPUESTA DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.**

#### **5.1. Conclusiones**

En general, las vigas con y sin fibras de acero mostraron un comportamiento histerético estable en términos de disipación de energía, rigidez y resistencia. Sin embargo, la adición de fibra con un porcentaje volumétrico del 0.7 % incrementó el desempeño histerético de la viga, aproximadamente, en 22 %.

El modo de falla de las vigas ocurrió de manera diferente en cuanto a la forma, tamaño y propagación de grietas. En donde, toda la longitud de la viga con fibras desarrolló un mayor agrietamiento con un ancho promedio de 0.8 mm. La grieta principal se formó dentro una distancia de aproximadamente 15 cm medido desde el paño de la columna.

Por otro lado, la viga sin fibras presentó múltiples grietas principales solamente en una longitud de aproximadamente 45 cm. Sin embargo, esta presentó un número mayor de grietas principales en esta zona.

Por tanto, considerando el modo de falla observado, es posible concluir que la adición de las fibras de acero permitió la redistribución de los esfuerzos a flexión y cortante a lo largo de la viga. Sin embargo, una vez que se alcanzaron las grandes deformaciones en la viga, el efecto de puente de las fibras parece limitar la longitud de la zona de rotación plástica. Donde, se desarrolló la formación de una sola grieta principal.

Esta limitación de longitud de la rotación plástica dentro de la viga puede ser una de las causas de la reducción de la capacidad de resistencia de la viga con fibras una vez que esta alcanzó la resistencia última. Sin embargo, a pesar de esta reducción, la disipación de energía no se vio afectada en la más mínimo, como se muestra en los resultados del comportamiento cíclico.

A pesar del modo de falla de ambas vigas, la viga con fibras superó en un promedio del 28 % la capacidad de disipar energía con respecto a la viga sin fibras.

Además, la rigidez del sistema con fibras fue mucho más elevada con un porcentaje de rigidez inicial del 22 % en los ciclos iniciales hasta llegar a una reducción con una diferencia porcentual del 4 % entre ambas vigas una vez finalizada la prueba.

El promedio de la resistencia de la viga también se vio afectada de manera positiva en la viga con fibras ya que tuvo un promedio de porcentaje de diferencia de aproximadamente un 22 %.

Por tanto, se pudo comprobar que la adición de fibra de acero no solo mejoró las propiedades físico-mecánicas del concreto, sino que la adición de fibras, como complemento de las varillas de acero, aumentó la capacidad sismorresistente en términos del comportamiento histerético. Es decir, incrementó la resistencia, rigidez y la disipación de energía.

A pesar de los resultados obtenidos, para las futuras pruebas, es necesario que las vigas sean sometidas una mayor demanda de ductilidad para determinar el punto en que sufrirán un colapso de sus capacidades de disipación de energía. Además, observar si ocurre un estrangulamiento significativo de los ciclos histeréticos que permita definir inicio de la cedencia plástica del acero de refuerzo, así como la degradación de rigidez del núcleo de la sección transversal de la viga. De esta manera, se podrá cuantificar realmente la capacidad de la viga antes de presentar una caída abrupta del desempeño histerético y por consiguiente la contribución real de la adición de las fibras acero.

## **5.2. Recomendaciones**

### *5.2.1. Recomendaciones generales para la configuración del historial de carga-desplazamiento*

Durante las pruebas se observó que las conexiones vigas-columnas aún pueden desarrollar un incremento de sus capacidades de deformaciones plásticas al disipar más energía durante las pruebas. Esto es, ambas vigas no presentaron una reducción gradual significativa de sus comportamientos histeréticos

Por lo tanto, se recomienda seguir las siguientes instrucciones:

1. Implementar un incremento de números de ciclos y desplazamientos hasta lograr registrar una degradación gradual de las capacidades del comportamiento histerético en ambas vigas, con y sin fibras.
2. Para esto se estima que el desplazamiento debe incrementarse de 63.8 mm hasta 81.0 mm con un total de aproximadamente 45 ciclos.

### *5.2.2. Recomendaciones para la configuración del protocolo de carga (sistema de apoyo) y adquisidores de datos*

En general el sistema de apoyo tuvo un comportamiento aceptable ya que los ajustes realizados para la prueba permitieron determinar el comportamiento histerético de cada sistema de viga de CR. Sin embargo, es necesario que durante las siguientes pruebas se establezca el monitoreo durante las pruebas para verificar posibles desplazamientos del sistema de apoyo y transductores de desplazamiento (LVDTs).

Asimismo, se recomienda verificar el estado actual de los birlos utilizados para sujetar el sistema de apoyo en la losa de reacción y en caso de ser necesario sustituir piezas en mal estado.

Para modificar el protocolo de carga se recomienda lo siguiente:

Los LVDTs utilizados en este proyecto tienen un alcance de 90 mm para cada dirección. Para la colocación es necesario considerar estas dimensiones para poder realizar la lectura sin tener algún percance que impida la adquisición de datos. Esto es considerando un incremento del desplazamiento hasta 81.0 mm aproximadamente.

En segundo lugar, se recomienda colocar otro LVDT a la misma altura, pero en el lado contrario donde se situó originalmente el LVDT en este proyecto. Esto para corroborar las lecturas registradas. Con la confirmación de estos resultados se pretenden verificar los puntos atípicos de los lazos histeréticos para determinar el punto inicial de agrietamiento y deformaciones registrados en los ciclos. Para evitar cualquier percance que afecte la adquisición de datos durante la prueba.

### 5.2.3. *Recomendaciones para futuras investigaciones*

En este proyecto se propuso como objetivo el siguiente punto:

Comparar las respuestas del comportamiento histerético de una junta viga-columna de CR con y sin fibras de acero adicionada sometida a desplazamientos reversibles.

Este objetivo se cumplió ya que se logró obtener el comportamiento histerético de un sistema de viga de concreto reforzado con y sin la adición de fibras de acero en un porcentaje de contenido de fibras de aproximadamente 0.7 %. Los resultados obtenidos dan una certeza cuantitativa de la aportación de las fibras en términos de disipación de energía, resistencia y rigidez de una viga sometida a desplazamientos reversibles.

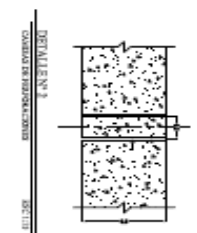
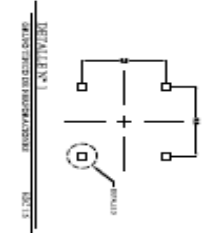
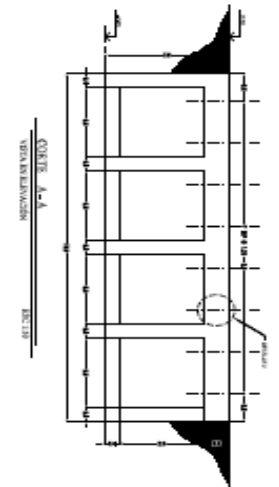
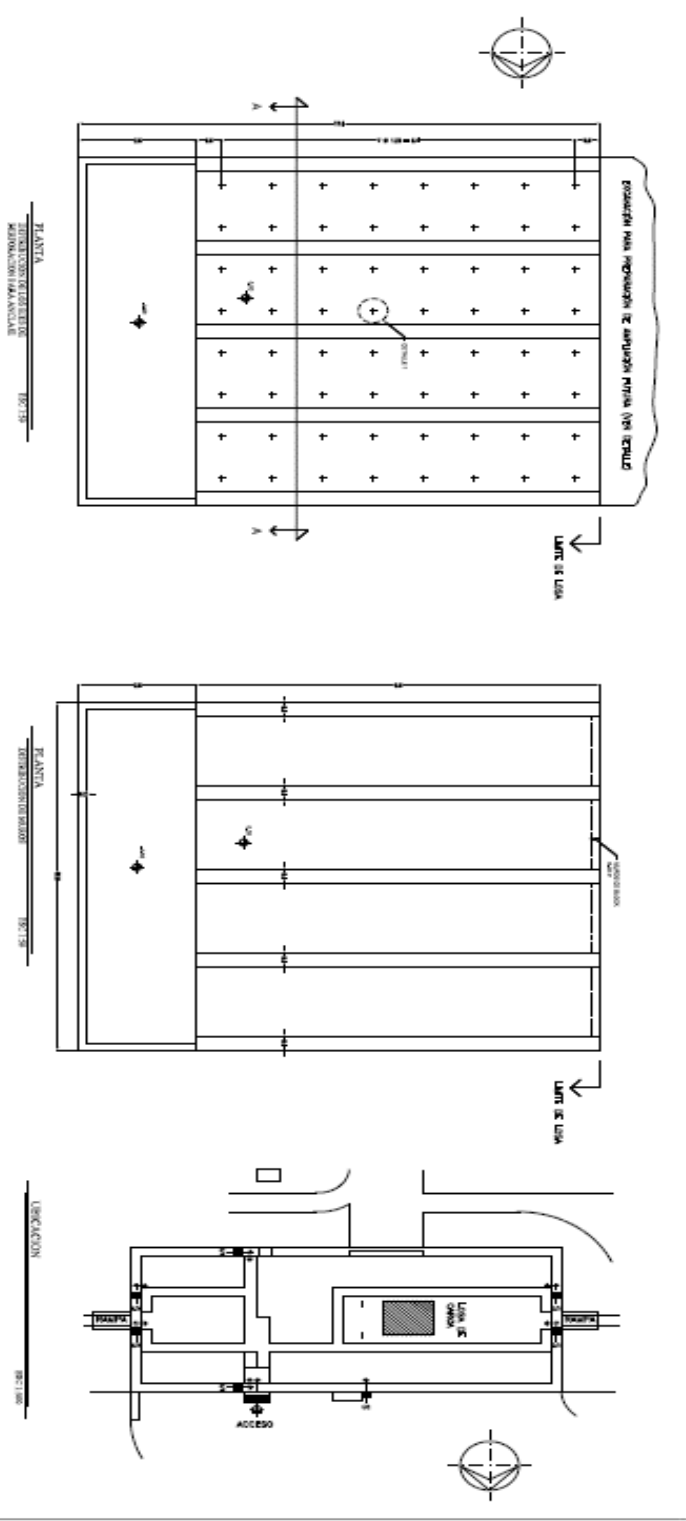
Sin embargo, estos factores se limitan a las características de fibras de acero, fracción volumétrica, además de las propiedades mecánicas del concreto. Por tanto, se recomienda lo siguiente:

En el mercado existen una gran variedad de fibras de acero y sintéticas con configuraciones físicas y resistencias distintas. Por tanto, es necesario determinar la aportación cuantitativa de diferentes fibras para comparar el efecto en el desempeño histerético de los sistemas estructurales sismorresistentes. Asimismo, existen concretos de alto comportamiento, catalogados de alta y ultra alta resistencia, que pueden modificar el comportamiento histerético de diversos sistemas. Por ende, el estudio puede ampliarse al modificar las características de cualquier material utilizado en este proyecto.

Para este proyecto se diseñó un sistema de marco especial a momento donde se evaluó el comportamiento de la viga perteneciente a un sistema de junta viga-columna de concreto reforzado. El sistema de junta cumplió con el concepto de diseño de viga débil-columna fuerte ya que la formación de articulaciones plásticas se tuvo solamente en la viga. Sin embargo, este estudio puede ampliarse hasta lograr una reparación de los sistemas ensayados esto mediante la colocación de membranas sintéticas que dan un confinamiento del área dañada.

Además, es posible evaluar una modificación del acero de refuerzo al reducir la cuantía de acero del sistema y comparar la aportación de las fibras como un sustituto del acero transversal.

**6. Anexo A**



**NOTA**

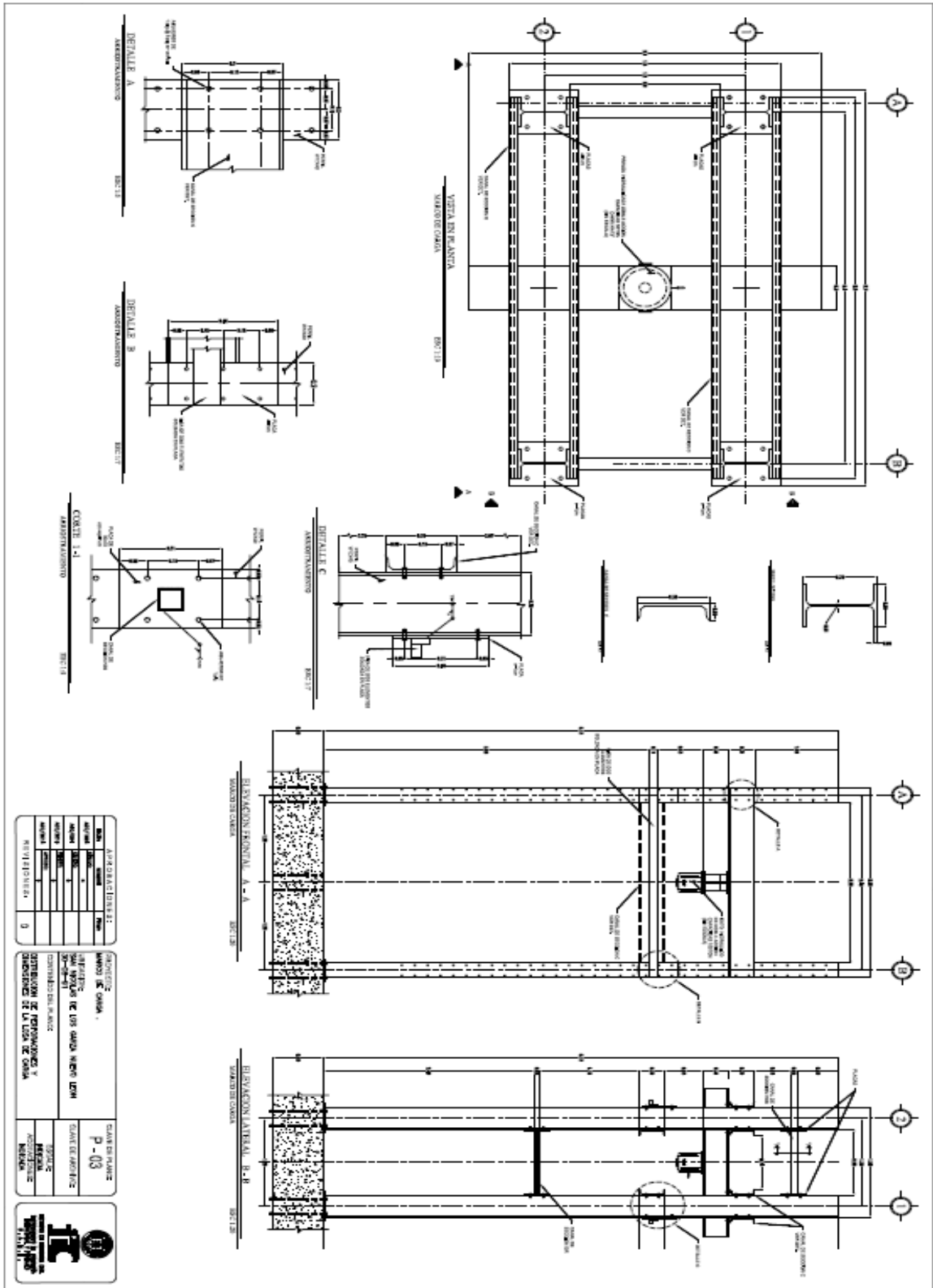
1. BERTANDA BANGUNAN YANG DIBANGUNAKAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN

2. BERTANDA BANGUNAN YANG DIBANGUNAKAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN

3. BERTANDA BANGUNAN YANG DIBANGUNAKAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN  
 - DOKUMEN PERENCANAAN

<b>DAFTAR BANGUNAN</b> NO. BANGUNAN: 01 NAMA BANGUNAN: ... LOKASI: ... TANGGAL: ... NO. SKEMA: ... NO. RENCANA: ... NO. GAMBAR: ...		<b>LOKASI</b> ... ... ...	
<b>REVISI</b> NO. REVISI: 0 ALASAN: ...		<b>REVISI</b> NO. REVISI: 0 ALASAN: ...	
<b>REVISI</b> NO. REVISI: 0 ALASAN: ...		<b>REVISI</b> NO. REVISI: 0 ALASAN: ...	





**7. Anexo B**



Material

Resistencia a compresión

$$f_c = 250.012 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del acero

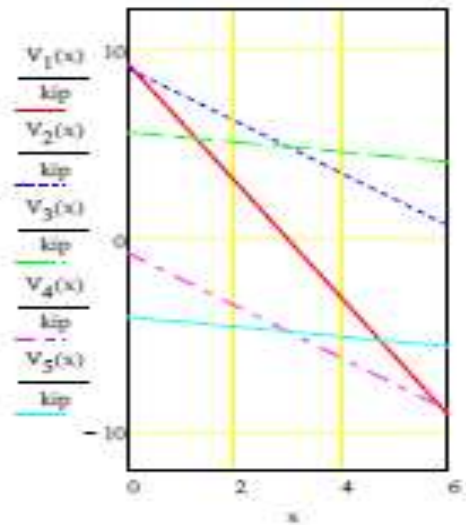
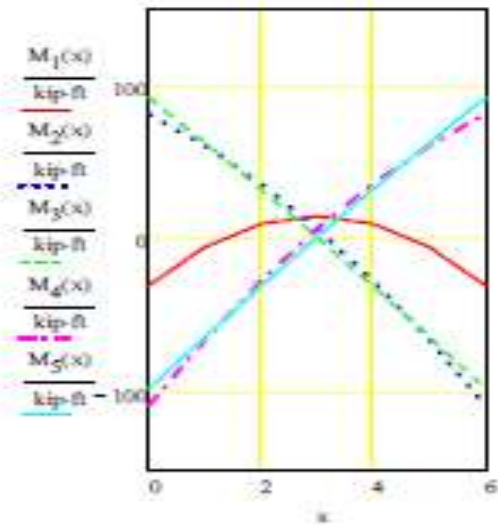
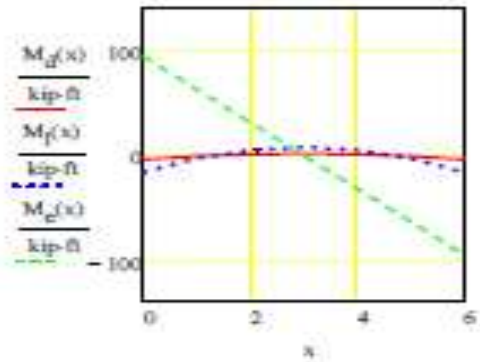
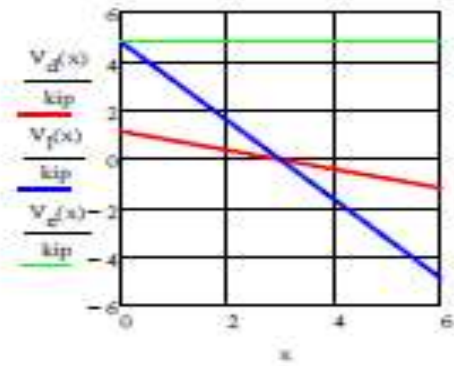
$$E_s = 2038901.781 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la fluencia

$$f_y = 4200.138 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso especifico del concreto

$$w_c = 2399.998 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$



DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE

## Diseño a flexión

### Cortante

$$V_u := V_{\max}(0m) = 4148.111 \text{ kgf}$$

Se obtiene el cortante máximo en el nodo

### flexión

$$M_{\text{up}} := M_{\max}(0m) = 12732.37 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Momento positivo máximo en el nodo

$$M_{\text{un}} := M_{\min}(0m) = -14938.251 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Momento negativo máximo en el nodo

$$M_{\text{claro}} := M_{\max}\left(\frac{\text{Claro}}{2m}\right) = 2074.055 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Momento máximo en el claro

Selección de  $\rho$  [ACI 22.2.2.4.3](#)

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f_c < 4000\text{psi} \\ 0.85 - 0.05 \frac{f_c - 4000\text{psi}}{1000\text{psi}} & \\ 0.65 & \text{if } f_c > 8000\text{psi} \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.872$$

$$x_b := \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad \text{Balance}$$

$$C_b := 0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot x_b$$

$$T_b := \rho_b \cdot b \cdot d \cdot f_y$$

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot x_b}{f_y} = 0.026$$

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.02 < 0.025 \quad \text{Para vigas ductiles} \quad \text{ACI 18.6.3.1}$$

$$\rho_{min} := \frac{200 \text{psi}}{f_y} = 3.348 \times 10^{-3} \quad \text{ACI 18.6.1.2}$$

Para asegurar y cumplir con el criterio de deflexión, se usará

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.02$$

$$\rho_s := \rho_{max}$$

Selección de dimensiones de la viga

$$a := \rho \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} \cdot d$$

$$M_n := \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{\rho}{2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} \cdot d \right)$$

$$R_n := \frac{M_n}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n := \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{\rho}{2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} \right) = 664364.321 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\phi := 0.9 \quad \text{ACI 21.2.1}$$

$$M_n := \frac{\max(M_{up}, -M_{un})}{\phi} = 16598.057 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{Asumiendo} \quad d := 1.25 \cdot b$$

$$b := \sqrt[3]{\frac{M_n}{R_n \cdot 1.25^2}} = 25.193 \text{ cm}$$

$$d := 1.25 \cdot b = 31.491 \text{ cm}$$

#### Asumiendo un recubrimiento

$$c_{\min} := 5 \text{ cm} \quad \text{Menor a 4 in (10 cm)}$$

$$h_{\min} := d + c = 36.491 \text{ cm}$$

seleccionando

$$b := 30 \text{ cm} \quad \text{El ancho mínimo de la viga debe ser 25 cm}$$

$$h := 50 \text{ cm} \quad \text{La relación de } bw/h \text{ mayor o igual a 0.3}$$

$$\frac{b}{h} = 0.6 \quad \text{Cumple}$$

#### Revisión de rigidez por deflexión

Revisar la altura mínima requerida por el tipo de apoyo.

$$h_{\min} := \frac{\text{Claro}}{21} = 28.571 \text{ cm} \quad \text{ACI 9.3.1.1}$$

$$h > h_{\min} \quad \text{Cumple}$$

#### Calculo del reforzamiento

$$d := h - c = 45 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo}$$

$$mm := \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = 19.764$$

#### Acero para momento negativo

$$R_{un} := \frac{-M_{un}}{\phi \cdot b \cdot d^2} = 0.389 \text{ ksi} \quad \rho_n := \frac{1}{mm} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot mm \cdot R_{un}}{f_y}} \right)$$

$$\rho_n = 0.007 > \rho_{\min} = 0.003 \quad \text{Ok}$$

$$A_{sn} := \rho_n \cdot b \cdot d = 9.433 \cdot \text{cm}^2$$

$$n := 4 \quad \text{Intentar con 8 barras}$$

$$d_{bmin} := \sqrt{\frac{A_{sn} \cdot 4}{n \cdot \pi}} = 5.458 \frac{\text{in}}{8} \quad \text{Diametro de varilla requerido}$$

Usar #6 Paño superior

$$d_b := 6 \frac{\text{in}}{8}$$

#### Revisión de espacio en el nucleo

$$n \cdot d_b + (n - 1) \cdot d_b + 2 \cdot c = 23.335 \cdot \text{cm} \quad b = 30 \cdot \text{cm} \quad \text{Revisión de espacio}$$

$$A_{sn} := n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 = 11.401 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Cumple con el espacio}$$

#### Momento nominales probables

Comparación con y sin considerar el incremento de la resistencia a fluencia.

$$M_{nn} := \frac{A_{sn}}{b \cdot d} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{b \cdot d}{2} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} \right) = 19750.082 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{na} := \frac{A_{sn}}{b \cdot d} \cdot b \cdot d \cdot 1.25 f_y \cdot \left( d - \frac{b \cdot d}{2} \cdot \frac{1.25 f_y}{0.85 \cdot f_c} \right) = 24125.616 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Maximo probable}$$

#### Acero para el momento positivo

$$R_{up} := \frac{M_{up}}{\phi \cdot b \cdot d^2} = 232873.715 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_p := \frac{1}{\text{mm}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \text{mm} \cdot R_{up}}{f_y}} \right) = 0.006 \rightarrow \rho_{min} = 0.003$$

$$A_{sp} := \rho_p \cdot b \cdot d = 7.947 \cdot \text{cm}^2$$

Intentar con  $n := 4$

$$d_{b\text{min}} := \sqrt{\frac{A_{sp} \cdot 4}{n \cdot \pi}} = 5.009 \frac{\text{in}}{8}$$

Usar 4 varillas del No.6

$$d_b = 6 \cdot \frac{\text{in}}{8}$$

$$A_{sp} := n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 = 11.401 \cdot \text{cm}^2$$

Momento nominal probable

Comparación con y sin considerar el incremento de la resistencia a fluencia.

$$M_{up} := \frac{A_{sp}}{b \cdot d} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{\frac{A_{sp}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} \cdot d}{2} \right) = 19750.082 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_p := \frac{A_{sp}}{b \cdot d} \cdot b \cdot d \cdot 1.25 f_y \cdot \left( d - \frac{\frac{A_{sp}}{b \cdot d} \cdot \frac{1.25 f_y}{0.85 \cdot f_c} \cdot d}{2} \right) = 24125.616 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

1.25fy  
Máximo probable

Verificar momentos en los apoyos

ACI 18.6.3.2

Momento en los nudos

$$M_{upsop} := \frac{M_{um}}{2} = -7469.126 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} < M_{up} = 12732.37 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

Verificar momento en cualquier seccion de la viga.

ACI 18.6.3.2

$$< M_{up} = 12732.37 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

$$M_{umin} := \frac{M_{um}}{4} = -3734.563 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} < M_{um} = -14938.251 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

$$< M_{upsop} = -7469.126 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

$$> M_{claro} = 2074.0553 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

### Diseño por cortante

Estribos

$$F_{ys} = 4218.417 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_{be} = 4 \frac{\text{in}}{8}$$

$$A_v = 2.534 \text{ cm}^2$$

### Cortante en concreto

ACI 21.2.1

ACI 25.5.5.1

$$\phi_s := 0.85$$

$$V_c := 2 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}} = 11319.909 \text{ kgf}$$

### Diseño por cortante

ACI 18.6.5.1

$$V_E := \frac{M_u + M_p}{\text{Claro}} = 8041.872 \text{ kgf}$$

$$V_G := [(1.2 + 0.2S_{DS})R_d + R_l] = 2956.408 \text{ kgf}$$

$$V_{\text{diseño}} := V_E + V_G = 10998.28 \text{ kgf} \quad \text{Gobierna}$$

$$V_{\text{diseño1}} := V_E - V_G = 5085.464 \text{ kgf}$$

$$V_u = 4148.111 \text{ kgf} < V_{\text{diseño}} = 10998.28 \text{ kgf} \quad \text{Gobierna } V_{\text{diseño}}$$

Por lo tanto  $V_u = V_{\text{diseño}}$

$$V_{\text{req}} := V_{\text{diseño}} = 10998.28 \text{ kgf} > \phi_s \cdot V_c = 9621.923 \text{ kgf}$$

$$V_{\text{req}} := \frac{V_u - \phi_s \cdot V_c}{\phi_s} = 1619.243 \text{ kgf} < 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}} \cdot b \cdot d = 22639.819 \text{ kgf} \quad \text{Ok}$$

Refuerzo transversal.

$$S_{req} := \frac{A_v \cdot F_{ys} \cdot d}{V_{sreq}} = 297.014 \text{ cm}$$

ACI 9.7.6.2.2

ok

No debe ser mayor a 30cm

$$s_{max} := \min\left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in}, S_{req}\right) = 22.5 \text{ cm}$$

ACI 9.7.6.2.2

Por lo tanto, usar varilla del No.4 a cada 20 cm

$$s_v := 20 \text{ cm}$$

ACI 9.6.3.3

ACI 9.6.4.2

$$A_{smin} := 50 \text{ psi} \cdot \frac{s \cdot b}{F_{ys}} = 0.5 \text{ cm}^2$$

<  $A_v = 2.534 \text{ cm}^2$  Ok

$$0.75 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} \cdot \frac{b \cdot d}{F_{ys}} = 1.006 \text{ cm}^2$$

$$L_0 := 2 \cdot h = 1 \text{ m}$$

ACI 18.6.4.1

$$S_{maxL_0} := \min\left(\frac{d}{4}, 6 \cdot d_b, 6 \text{ in}\right) = 11.25 \text{ cm}$$

ACI 18.6.4.3

$$P_u := 0 \text{ tonf}$$

cuando

$$V_{uMax} := 0 \text{ tonf}$$

ACI 18.6.5.2

$$\frac{V_E}{V_u} = 0.731 > 0.5$$

$$V_{sreq} := \frac{V_u - \phi_s \cdot V_c}{\phi_s} = 1.294 \times 10^4 \text{ kgf}$$

$$< 4 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d = 2.264 \times 10^4 \text{ kgf}$$

Ok

$$s_{req} := \frac{A_v \cdot F_{ys} \cdot d}{V_{sreq}} = 37.169 \text{ cm}$$

ACI 9.7.6.2.2

ok

$$s_v := 10 \text{ cm}$$

No puede ser mayor a 15 cm

Usar varilla del No. 4 a cada 10 cm hasta una longitud de 1.0 m, despues de esta longitud colcarlo a cada 20 cm.



### Longitud de desarrollo y anclaje

Longitud de desarrollo

ACI 12.2.4

Para el acero inferior	$d_b = 6 \cdot \frac{\text{in}}{8}$	
Factor de ubicación	$\psi_t := 1.0$	
Factor Epoxico	$\psi_e := 1.0$	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado).
	$\psi_t \cdot \psi_e = 1 < 1.7$	Ok.
Grado de refuerzo	$\psi_g := 1.0$	Grado 280 ó 420
Factor de tamaño	$\psi_s := 1.0$	Para barras N.o 9 o menores
Factor de peso	$\lambda := 1.0$	Peso normal del concreto
Recubrimiento	$c = 1.969 \text{ in } \frac{\text{in}}{\text{mm}} := 2$	

Indice de reforzamiento transversal

$$K_{tr} := \frac{40A_{tr}}{s \cdot n} = 5.067 \cdot \text{cm} \quad \text{ACI 25.4.2.4b}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = 5.285 > 2.5 \quad \text{ok}$$

$$L_{d1} := \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{20 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}}} \cdot d_b = 95.422 \cdot \text{cm} \quad \text{ACI 25.4.2.3}$$

$$L_{d2} := \left( \frac{3f_y}{40 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\min\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}, 2.5\right)} \right) \cdot d_b = 57.253 \cdot \text{cm} \quad \text{ACI 25.4.2.4a}$$

$$l_d := \max(L_{d1}, L_{d2}) = 95.422 \cdot \text{cm}$$

Longitud de desarrollo

ACI 12.2.4

Para el acero superior

$$d_b = 6 \frac{\text{in}}{8}$$

Factor de ubicación

$$\psi_{tr} := 1.3$$

Factor Epoxico

$$\psi_{ep} := 1.0$$

Refuerzo sin recubrimiento  
o refuerzo recubierto con zinc  
(galvanizado).

$$\psi_t \cdot \psi_e = 1.3 < 1.7 \quad \text{Ok}$$

Grado de refuerzo

$$\psi_{gr} := 1.0$$

Grado 280ó 420

Factor de tamaño

$$\psi_{tr} := 1.0$$

Para barras N.o 9 o menores

Factor de peso

$$\lambda := 1.0$$

Peso normal del concreto

Recubrimiento

$$c = 5 \text{ cm} \quad n := 2$$

Indice de reforzamiento transversal

$$K_{tr} := \frac{40A_v}{s \cdot n} = 5.067 \text{ cm} \quad \text{ACI 25.4.2.4b}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = 5.285 > 2.5$$

$$L_{d1} := \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{20 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \text{ psi}} \cdot d_b = 124.049 \text{ cm} \quad \text{ACI 25.4.2.3}$$

$$L_{d2} := \left( \frac{3f_y}{40 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \text{ psi}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\min\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}, 2.5\right)} \right) \cdot d_b = 74.429 \text{ cm} \quad \text{ACI 25.4.2.4a}$$

$$l_{d1} := \max(L_{d1}, L_{d2}, 12 \text{ in}) = 124.049 \text{ cm}$$

## Deflexiones

### Modulo de elasticidad del concreto

$$w_c = 2399.998 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad E_c = 238975.863 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n_c := \text{round}\left(\frac{E_s}{E_c}\right) = 9 \quad xp := \frac{h}{2}$$

$$y := \text{root}\left[\left[\frac{b \cdot xp^3}{2} - (d - xp) \cdot A_{sp} \cdot n_c\right], xp\right]$$

$$y = 14.455 \cdot \text{cm}$$

Para el apoyo izquierdo y el centro del claro:

### Seccion agrietada

$$I_{cr} := \frac{1}{3} \cdot b \cdot xp^3 + A_{sp} \cdot n_c \cdot (d - xp)^2 = 197293.306 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_g := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 312500 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{Seccion completa}$$

Para la carga de servicio

$$M_{\max 1} := M_d(3) + M_l(3) \quad \text{Momentos en el centro del claro}$$

$$M_{\max 1} = 1362.197 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

### Momento de agrietamiento

$$f_t := 7.5 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}} = 31.444 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{ACI.9.5.2.3}$$

$$xp := \frac{h}{2} = 25 \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr} := \frac{f_t \cdot I_g}{xp} = 3930.524 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

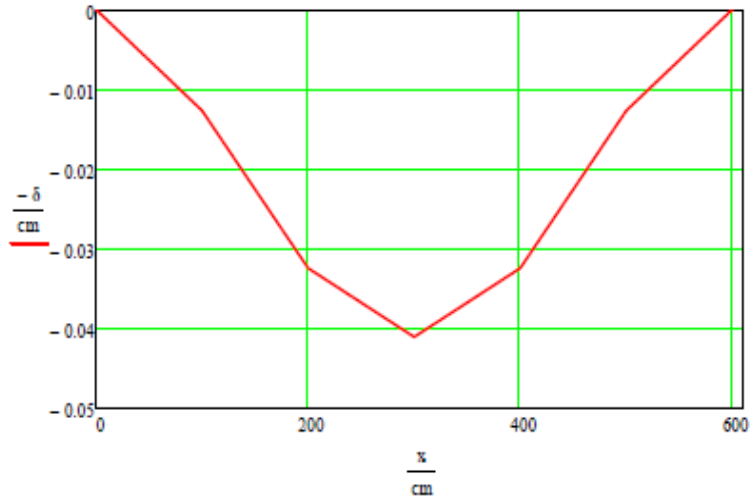
$$\frac{M_{cr}}{M_{\max 1}} = 2.885 > 1.0 \quad \text{Cumple}$$

$$I_e := I_g$$

$$\delta := \frac{w_d + w_l}{24 \cdot E_c \cdot I_e} \cdot v^v$$

$$\delta_{\max} := \max(\delta) = 0.041 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{todo}} := \frac{\text{Claro}}{240} = 2.5 \cdot \text{cm}$$



Deflexión debido a la carga de servicio sobre la viga

## Diseño de columnas

### Diseño a flexión y axial

$$\text{Altura} := 1.8\text{m}$$

$$M_{nc} := \max(M_{up}, M_{dn}) \cdot \frac{6}{5} = 23700.099 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{ACI 18.7.3.1}$$

$$P_d := (3 \cdot DL_f + DL_r) \cdot \text{Claro} \cdot \text{rw} = 4306.301 \cdot \text{kgf}$$

$$P_l := (3LL_f + LL_r) \cdot \text{Claro} \cdot \text{rw} = 14940.229 \cdot \text{kgf}$$

### Combinación de cargas

$$\phi_c := 0.7$$

$$P_1 := 1.2 \cdot P_d + 1.6 \cdot P_l = 29071.927 \cdot \text{kgf}$$

$$P_2 := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_d + 0.5 \cdot P_l = 13671.188 \cdot \text{kgf}$$

$$Mu_2 := M_{nc} = 23700.099 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$P_3 := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_d = 2842.159 \cdot \text{kgf}$$

$$Mu_3 := M_{nc} = 23700.099 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

### Intentar con columnas

$$b_c := 50\text{cm}$$

$$h_c := 90\text{cm}$$

$$d_c := h - c = 85\text{cm}$$

### Carga crítica

$$P_n := \frac{P_1}{\phi} = 45.78 \cdot \text{tonf}$$

$$M_{n1} := \frac{Mu_2}{\phi} = 37.321 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Intentar con

$$\rho_g := 16 \quad \rho_g := 0.01 \quad \text{Asumiendo un } \rho_g \text{ no menor a 0.01 ni mayor a 0.08}$$

$$A_s := \rho_g \cdot b \cdot h = 6.975 \cdot \text{in}^2$$

$$d_{ba} := \sqrt{\frac{A_s \cdot 4}{n \cdot \pi}} = 5.96 \cdot \frac{\text{in}}{8} \quad \text{requiendo}$$

$$d_{ba} := 6 \cdot \frac{\text{in}}{8}$$

nsup := 6    numero de barras en paño superior

nint := 4    numero de barras en el paño intermedio

ninf := 6    numero de barras en el paño inferior

$$n := nsup + nint + ninf = 16$$

$$A_{sb} := nsup \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_b}{2}\right)^2 = 17.101 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{sm} := nint \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_b}{2}\right)^2 = 11.401 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{st} := ninf \cdot \left[ \pi \cdot \left(\frac{d_b}{2}\right)^2 \right] = 17.101 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_s := A_{sb} + A_{sm} + A_{st} = 45.604 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_g := \frac{A_s}{b \cdot h} = 0.0101 \quad \text{ok}$$

$$\epsilon_c := 0.003 \quad \epsilon_{sy} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$c_b := d \left[ \frac{\epsilon_c}{(\epsilon_c + \epsilon_{sy})} \right]$$

$$x_b := c_b = 50.395 \cdot \text{cm}$$

$$C_c := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot x_b \cdot 0.5f'c \cdot b = 233520.354 \cdot \text{kgf}$$

$$\epsilon_{sb} := \frac{x_b - d}{x_b} \cdot \epsilon_c = -0.002$$

$$f_{sb} := \max(\epsilon_{sb} \cdot E_s, f_y)$$

$$f_{sb} = 4200.138 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{sb} := -A_{sb} \cdot f_{sb} = -71828.139 \cdot \text{kgf}$$

$$\epsilon_{sm} := \frac{x_b - \frac{h}{2}}{x_b} \cdot \epsilon_c = 0$$

$$f_{sm} := \max(\epsilon_{sm} \cdot E_s, f_y) = 4200.138 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$C_m := \frac{-A_{sm}}{3} \cdot f_{sm} = -15961.809 \cdot \text{kgf}$$

$$\epsilon_{st} := \frac{x_b - c}{x_b} \cdot \epsilon_c = 0.003$$

$$f_{st} := \min(\epsilon_{st} \cdot E_s, f_y) = 4200.138 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{st} := A_{st} \cdot f_{st} = 71828.139 \cdot \text{kgf} \quad A_g := d \cdot h = 7650 \cdot \text{cm}^2$$

**18.12.7.5.2**

Carga balanceada

$$P_{\text{total}} := C_b + C_m + C_t + C_c = 239.817 \cdot \text{tonf} > P_n = 45.78 \cdot \text{tonf}$$

$$M_{\text{total}} := C_b \cdot 0 \text{in} + C_m \left( d - \frac{h}{2} \right) + C_t \cdot (d - c) = 56.304 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{to} := M_{total} + C_c \cdot \left( d - \frac{0.85 \cdot x_b}{2} \right) - P_{total} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) = 112531.318 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_{to} = 112531.318 \text{ kgf}\cdot\text{m} > M_{ul} = 33857.284 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

Usar columna rectangular de 90 x 50 cm, 16#6

#### Diseño a cortante

Estribos

$$F_{ys} = 4218.417 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_{bt} := 4 \frac{\text{in}}{8}$$

$$A_v = 2.534 \text{ cm}^2$$

Cortante

$$\phi := 0.85$$

$$V_{n,s} := 2 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}} = 35636.752 \text{ kgf}$$

ACI 22.5.5.1

Diseño por fuerza a cortante

cortante de viga

ACI 18.6.5.1

$$V_E = 8041.872 \text{ kgf}$$

$$V_{Ecol} := V_E + V_G = 10998.28 \text{ kgf}$$

$$V_{ecol} := V_E - V_G = 5085.464 \text{ kgf}$$

$$h_{viga} := 50 \text{ cm}$$

$$h_{col} := h = 90 \text{ cm}$$

$$V_{col} := \frac{\max \left( M_p + V_{Ecol} \cdot \frac{\text{Altura}}{2}, M_u + V_{ecol} \cdot \frac{\text{Altura}}{2} \right)}{\text{Altura} - h_{viga}} = 28.85 \text{ tonf}$$

$$V_{n,s} := V_c$$

$$V_u = 39.283 \text{ tonf} > \phi_s \cdot V_c = 33.39 \text{ tonf}$$

$$> \frac{\phi_s \cdot V_c}{2} = 16.695 \text{ tonf} \quad \text{OK}$$

$$V_{n,req} := \frac{V_u - \phi_s \cdot V_c}{\phi_s} = 6.932 \text{ tonf} < 4 \sqrt{f_c \cdot \text{psi}} \cdot b \cdot h = 83.187 \text{ tonf} \quad \text{OK}$$



$$s_{req} := \frac{A_v \cdot F_{ys} \cdot d}{V_{sreq}} = 144.453 \cdot \text{cm} \quad \text{ACI 10.76.5.2} \quad \text{ok}$$

No debe ser mayor a 30 cm

$$s_{max} := \min\left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in}, 30 \text{ cm}, s_{req}\right) = 30 \cdot \text{cm} \quad \text{ACI 10.76.5.2}$$

$$n_b := n \quad b = 50 \cdot \text{cm} \quad d_b = 6 \cdot \frac{\text{in}}{8}$$

Separacion de barras longitudinales

Barras longitudinales

$$A_{sreq} := n_b \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_b^2 = 45.604 \cdot \text{cm}^2$$

Dimension del nucleo

$$h_c := b - 2 \cdot c = 40 \cdot \text{cm}$$

Seccion

$$A_{agg} := b^2 = 2500 \cdot \text{cm}^2$$

Area de nucleo

$$A_c := h_c^2 = 1600 \cdot \text{cm}^2$$

relacion de refuerzo

$$\rho_p := \frac{A_s}{b^2} = 0.018 \quad 0.01 < \rho_p < 0.06 \quad \text{ok} \quad \text{ACI 18.7.4.1}$$

Espacio

$$\frac{1}{4} \cdot b = 12.5 \cdot \text{cm} \quad 6 \cdot d_b = 11.43 \cdot \text{cm} \quad \text{ACI 18.7.5.3}$$

$$h_x := \frac{h_c}{4} = 10 \text{ cm} \quad h_x < 35 \text{ cm} \quad \text{ACI 18.7.5.3}$$

$$s_x := 4 \text{ in} + \frac{14 \text{ in} - h_x}{3} = 18.68 \text{ cm} \quad \text{ACI 18.7.5.3}$$

$$s_{\min} := 10 \text{ cm} \quad s_{\max} := 15 \text{ cm}$$

$$P_3 = 3.133 \text{ tonf} < 0.3 \cdot f_c \cdot A_g = 206.693 \text{ tonf}$$

$$A_{sh\min} := 0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_y} = 2.143 \text{ cm}^2 \quad \text{ACI 18.10.6.4 (f)}$$

$$A_{sh} := \left( 0.3 \cdot s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{F_{ys}} \right) \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{ACI 18.10.6.4 (f)}$$

Nota: El recubrimiento es menor a 10 cm por lo tanto no requiere refuerzo transversal adicional

$$A_{sbv} := \frac{A_{sh\min}}{2 + \sqrt{2}} = 0.628 \text{ cm}^2$$

$$d_t := \sqrt{A_{sbv} \cdot \frac{4}{\pi}} = 2.816 \cdot \frac{\text{in}}{8}$$

$$d_{\max} := 4 \cdot \frac{\text{in}}{8}$$

Longitud ACI 18.7.5.1

$$b = 50 \text{ cm} \quad \circ \quad \frac{1}{6} \cdot \text{Altura} = 30 \text{ cm} \quad \circ \quad 18 \text{ in} = 45.72 \text{ cm}$$

$$l_0 := \max \left( b, \frac{1}{6} \cdot \text{Altura}, 18 \text{ in} \right) = 50 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal cuando  $V_c > 0$

$$\frac{A_g \cdot f_c}{20} = 31251.443 \text{ kgf} > P_3 = 2842.159 \text{ kgf} \quad \text{ACI 18.6.5.2}$$

Columna exterior

Cuando  $\frac{V_u}{\phi_s} := 0$  ACI 18.7.6.2.1

$$V_{sreq} := \frac{V_u}{\phi_s} = 41925.59 \text{ kgf} < 4\sqrt{f_c \text{ psi}} \cdot b \cdot h = 75466.062 \text{ kgf} \quad \text{Ok}$$

$$s_{req} := \frac{A_{sh} \cdot F_{ys} \cdot d}{V_{sreq}} = 34.214 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

$$s_{max} := \min(6 \cdot d_b, 6 \text{ in}, s_{req}) = 11.43 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

Usar 16 barras del No. 6 y estribos del No.4 con una separacion de 11 cm.

Diseño de conexión

Control de deslizamiento de barras

$$d_{db} := 6 \cdot \frac{\text{in}}{8} \quad \text{Barra que pasa através de la columna}$$

$$\frac{20 \cdot d_b}{\lambda \cdot \text{in}} = 15 \quad \text{Ok} \quad \text{ACI 18.8.2.3}$$

Verificación de confinamiento

$$h_{col} = 90 \text{ cm} \quad b_{viga} := 30 \text{ cm}$$

Resistencia a cortante ACI 18.8.4.3

$$A_j := \min[(b_{viga} + h_{col}), h_{col}] \cdot h_{col} = 8100 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{vj} := 0.85 \cdot 12 \cdot \sqrt{f_c \text{ psi}} \cdot A_j = 346389.225 \text{ kgf}$$

$$V_{uj} := (A_{sn}) \cdot 1.25 \cdot f_y + A_{sp} \cdot 1.25 \cdot f_y - \frac{M_{nc}}{\text{Altura}} = 93380.123 \text{ kgf}$$

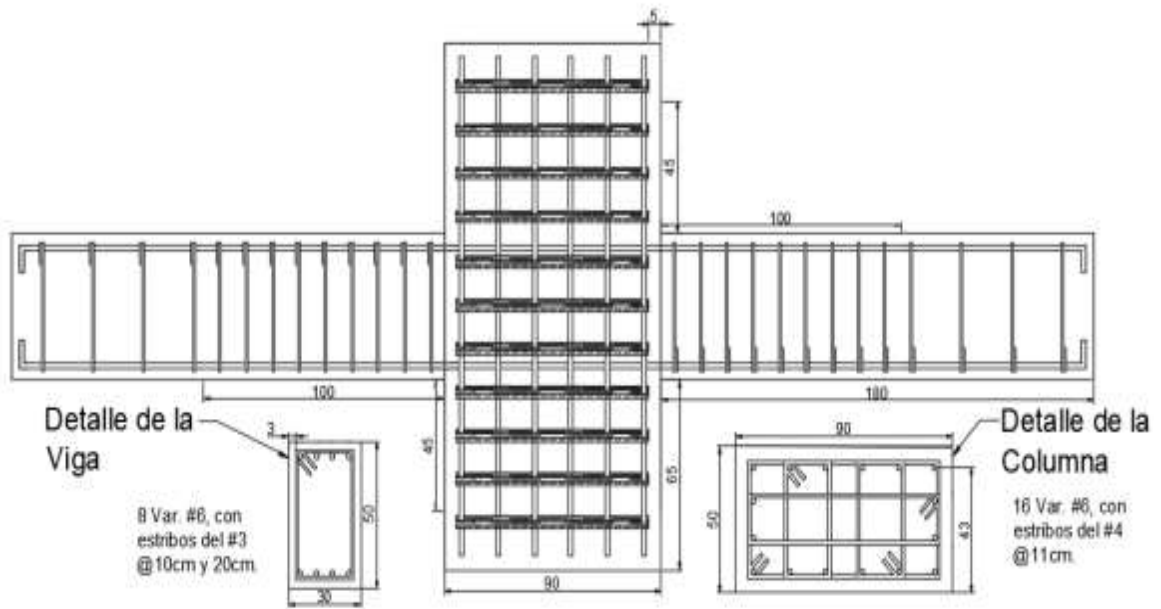
$$V_{uj} > \phi_{vj} \quad \text{Ok}$$

zws

$$l_{dh} := 3.25 \cdot \left[ \frac{f_y \cdot d_b}{(65 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \text{ psi}})} \right] = 95.422 \text{ cm} \quad \text{ACI 18.8.5.3}$$

$$\frac{f_y \cdot d_b}{(65 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \text{ psi}})} = 29.361 \text{ cm} > 8 \cdot d_b = 15.24 \text{ cm} \quad \text{ok} \quad \text{ACI 18.8.5.1}$$

$$> 6 \text{ cm}$$



## 8. Referencias

- [1] A. A. C. I. Standard, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, 19th ed. American Concrete Institute, 2019.
- [2] Joint ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI-ASCE 352-02),” *Tech. Rep.*, pp. 1–37, 2002.
- [3] R. Siva Chidambaram and P. Agarwal, “Seismic behavior of hybrid fiber reinforced cementitious composite beam-column joints,” *Mater. Des.*, vol. 86, pp. 771–781, 2015, doi: 10.1016/j.matdes.2015.07.164.
- [4] N. Ganesan, P. V. Indira, and M. V. Sabeena, “Behaviour of hybrid fibre reinforced concrete beam-column joints under reverse cyclic loads,” *Mater. Des.*, vol. 54, pp. 686–693, 2014, doi: 10.1016/j.matdes.2013.08.076.
- [5] K. Shakya, K. Watanabe, K. Matsumoto, and J. Niwa, “Application of steel fibers in beam-column joints of rigid-framed railway bridges to reduce longitudinal and shear rebars,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 27, no. 1, pp. 482–489, 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.07.016.
- [6] ACI Committee 318, “Building Code Requirements Available for Public Review (ACI 318-19),” 2019.
- [7] D. Y. Yoo, Y. S. Yoon, and N. Banthia, “Flexural response of steel-fiber-reinforced concrete beams: Effects of strength, fiber content, and strain-rate,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 64, pp. 84–92, 2015, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2015.10.001.
- [8] ASTM C 39/C 39M, “ASTM C 39/C 39M – 01. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.” pp. 3–9, 2014, doi: 10.1520/C0039.
- [9] A. ASTM C1609, “ASTM C1609 Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading).” p. 8, 2010.
- [10] J. J. Park, D. Y. Yoo, G. J. Park, and S. W. Kim, “Feasibility of reducing the fiber content in ultra-high-performance fiber-reinforced concrete under flexure,” *Materials (Basel)*, vol. 10, no. 2, 2017, doi: 10.3390/ma10020118.
- [11] Association Francaise de Génie Civil (AFGC), “Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes—Interim Recommendations,” *AFGC Scientific and Technical Documents*. 2002.
- [12] A. Caggiano, S. Gambarelli, E. Martinelli, N. Nisticò, and M. Pepe, “Experimental characterization of the post-cracking response in Hybrid Steel / Polypropylene Fiber-Reinforced Concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 125, pp. 1035–1043, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.08.068.
- [13] C. national Members, “EN 12390-4, Testing hardened concrete - Part 4: Compressive strength -Specification for testing machines.” 2019.
- [14] H. Do Yun, S. H. Lim, and W. C. Choi, “Effects of reinforcing fiber strength on mechanical properties of high-strength concrete,” *Fibers*, vol. 7, no. 10, pp. 1–10, 2019, doi: 10.3390/FIB7100093.
- [15] J. Li, J. Niu, C. Wan, X. Liu, and Z. Jin, “Comparison of flexural property between high performance polypropylene fiber reinforced lightweight aggregate concrete and steel fiber reinforced lightweight aggregate concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 157, pp. 729–736, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.149.
- [16] J. S. of C. Engineer, “JSCE-SF6 Method of Test For Flexural Strength and Flexural Toughness.” Tokyo, Japan, 1990, [Online]. Available: [http://library.jsce.or.jp/Image\\_DB/spec/con\\_lib/no03/CLIno03\\_0067.pdf](http://library.jsce.or.jp/Image_DB/spec/con_lib/no03/CLIno03_0067.pdf) (.
- [17] S. Gali and K. V. L. Subramaniam, “Improvements in fracture behavior and shear capacity of fiber reinforced normal and self consolidating concrete: A comparative study,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 189, pp. 205–217, 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.194.
- [18] EN 14651, “EN 14651-Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural

- tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual),” *European Standard: CEN*. pp. 1–17, 2005.
- [19] D. R. Sahoo, K. Maran, and A. Kumar, “Effect of steel and synthetic fibers on shear strength of RC beams without shear stirrups,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 83, pp. 150–158, 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.03.010.
- [20] IS 516:2014, “IS : 516- Method of Tests for Strength of Concrete,” *IS 516 - 1959 ( Reaffirmed 2004 )*, p. New Delhi, India, 2004.
- [21] American Society for Testing and Materials (ASTM), “ASTM C78/C78M : Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading),” *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading) ASTM International. USA*, vol. 04.02. pp. 1–3, 2002.
- [22] C. E. Chalioris, “Steel fibrous RC beams subjected to cyclic deformations under predominant shear,” *Eng. Struct.*, vol. 49, pp. 104–118, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.10.010.
- [23] C.-D. 204 NRC, “NRC, CNR-DT 204: Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures,” no. November. 2007.
- [24] V. K. Kytinou, C. E. Chalioris, C. G. Karayannis, and A. Elenas, “Effect of steel fibers on the hysteretic performance of concrete beams with steel reinforcement-tests and analysis,” *Materials (Basel)*, vol. 13, no. 13, pp. 1–32, 2020, doi: 10.3390/ma13132923.
- [25] C. Marthong and S. Marthong, “An experimental study on the effect of PET fibers on the behavior of exterior RC beam-column connection subjected to reversed cyclic loading,” *Structures*, vol. 5, pp. 175–185, 2016, doi: 10.1016/j.istruc.2015.11.003.
- [26] R. Bharti, R. S. Chidambaram, and N. Kwatra, “Influence of Fiber Reinforced Concrete on Plastic Behavior on Exterior Beam Column Joint under Cyclic Loading,” *Procedia Eng.*, vol. 173, pp. 1122–1129, 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2016.12.077.
- [27] M. hossein Saghafi and H. Shariatmadar, “Enhancement of seismic performance of beam-column joint connections using high performance fiber reinforced cementitious composites,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 180, pp. 665–680, 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.05.221.
- [28] M. K. Ismail, B. H. Abdelaleem, and A. A. A. Hassan, “Effect of fiber type on the behavior of cementitious composite beam-column joints under reversed cyclic loading,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 186, pp. 969–977, 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.024.
- [29] N. W. Hanson and Conner, H. W., “Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” *J. Struct. Div. ASCE*, vol. 11, no. ST5, pp. 533–556, 1967.
- [30] N. W. Hanson, “Seismic Resistance of Concrete Frames with Grade 60 Reinforcement,” *J. Struct. Div. ASCE*, no. ST6, pp. 1685–1700, 1971.
- [31] L. M. Megget, “Anchorage of Beam Reinforcement in Seismic Resisance Reinforced Concrete Frames.” New Zealand, p. 68, 1971.
- [32] B. J. Smith, “Exterior Reinforced Concrete Joints With Low Axial Load Under Seismic Loading.” New Zealand, p. 86, 1972.
- [33] R. N. Patton, “Behavior Under Seismic Loading of Reinforced Concrete Beam-Column Joints With Anchorage Blocks.” New Zealand, p. 94, 1972.
- [34] T. Paulay and A. Scarpas, “The Behaviour of Exterior Beam-Column Joints,” *Bull. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 3, pp. 131–144, 1981, [Online]. Available: <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-0019612777&partnerID=40&md5=7eda56a2aff8400f3403925d9c9b026e>.
- [35] H.-J. L. and S.-Y. Yu, “Cyclic response of exterior beam-column joints with different anchorage methods,” *ACI Struct. J.*, no. 3, 1994.
- [36] C. E. Chalioris, M. J. Favvata, and C. E. C. M. J. F. C. G. Karayannis, “Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Crossed Inclined Bars Under Cyclic Deformations,” *Earthq. Engng Struct*, vol. 37, no. February, pp. 881–897, 2008, doi: 10.1002/eqe.
- [37] M. T. De Risi, P. Ricci, G. M. Verderame, and G. Manfredi, “Experimental assessment of

- unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars,” *Eng. Struct.*, vol. 112, no. January, pp. 215–232, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.01.016.
- [38] S. M. Alcocer, R. Carranza, D. Perez-Navarrete, and R. Martinez, “Seismic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame,” *PCI J.*, p. 21, 2002, doi: 10.15554/pcij.05012002.70.89.
- [39] A. Tena-Colunga, L. A. Urbina-Californias, and H. I. Archundia-Aranda, “Cyclic behavior of continuous reinforced concrete haunched beams with transverse reinforcement designed to fail in shear,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 151, pp. 546–562, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.123.
- [40] H. J. Hwang, T. S. Eom, and H. G. Park, “Design considerations for interior RC beam-column joint with additional bars,” *Eng. Struct.*, vol. 98, pp. 1–13, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.04.021.
- [41] J. E. Garcia P, “Estudio Experimental del Comportamiento Histerético de una Junta Viga-Columna de Concreto Reforzado con fibra de Acero Adicionada,” Universidad Autónoma de Nuevo León, 2020.
- [42] M. T. De Risi, C. Del Vecchio, P. Ricci, M. Di Ludovico, A. Prota, and G. M. Verderame, “LightFRP Strengthening of Poorly-Detaild Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Joints.”
- [43] G. M. Verderame, M. T. De Risi, and P. Ricci, “Experimental Investigation of Exterior Unreinforced Beam-Column Joints with Plain and Deformed Bars,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 22, no. 3, pp. 404–434, 2018, doi: 10.1080/13632469.2016.1233917.
- [44] American Society of Civil Engineers, *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers, 2017.
- [45] A. 374.1, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Comentary*, 374.1. ACI.
- [46] ACI 374.2R-13, “Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements Under Slowly Applied Simulated Seismic Loads,” in *American Concrete Institute*, 13th ed., vol. 66, 2013, pp. 37–39.
- [47] FEMA P440A, “Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response,” *Fema P440a*, no. June, p. 312, 2009.
- [48] A. Nouri, M. H. Saghafi, and A. Golafshar, “Evaluation of beam-column joints made of HPRCC composites to reduce transverse reinforcements,” *Eng. Struct.*, vol. 201, no. March, 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109826.
- [49] A. Filiatrault, S. Pineau, and J. Houde, “Seismic behavior of steel fiber reinforced concrete interior beam-column joints,” *ACI Struct. J.*, vol. 92, no. 5, pp. 543–552, 1995.
- [50] J. Niwa, K. Shakya, K. Matsumoto, and K. Watanabe, “Experimental Study on the Possibility of Using Steel Fiber-Reinforced Concrete to Reduce Conventional Rebars in Beam-Column Joints,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 24, no. 12, pp. 1461–1473, 2012, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000536.