

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SUBDIRECCIÓN DE
ESTUDIOS DE POSGRADO**



***ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
HISTERÉTICO DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO
REFORZADO CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA***

Por:

Ing. Jorge Estifen García Plascencia

Como requisito parcial para obtener el Grado de

MAESTRÍA EN CIENCIAS con Orientación en

Ingeniería Estructural

Junio 2020.

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SUBDIRECCIÓN DE
ESTUDIOS DE POSGRADO**



***ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
HISTERÉTICO DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO
REFORZADO CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA***

Por:

Ing. Jorge Estifen García Plascencia

Como requisito parcial para obtener el Grado de

MAESTRÍA EN CIENCIAS con Orientación en

Ingeniería Estructural

Junio 2020.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL

FECHA: 2020/JULIO/01

DR. GERARDO FAJARDO SAN MIGUEL
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
PRESENTE.-

Estimado Dr. Fajardo San Miguel,

Por medio de la presente, hago de su conocimiento que he finalizado la revisión del documento de **TESIS**, cuyo título es "ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA", que presenta el **ING. JORGE ESTIFEN GARCÍA PLASCENCIA**, como requisito parcial para obtener el grado de **MAESTRO EN CIENCIAS**, del programa **MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**.

Por lo anterior, me permito informar a Usted que el documento **CUENTA** con la calidad y nivel **CIENTÍFICO**, adecuados para su defensa, por lo que dictamino que este trabajo sea **APROBADO**.

Asimismo, anexo a este documento el formato de evaluación correspondiente, donde hago saber mis comentarios y observaciones al respecto.

Sin otro particular por el momento, me despido y quedo a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que considere pertinente.

Atentamente,

JORGE HUMBERTO CHÁVEZ GÓMEZ

Evaluador



Av. Universidad S/N Cd. Universitaria C.P.66455
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México,
Tel: 81 1442 4400 ext. 7200 | 81 1442 4400
<http://www.fic.uanl.mx>



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL

FECHA: 2020/JUNIO/23

DR. GERARDO FAJARDO SAN MIGUEL
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
PRESENTE.-

Estimado Dr. Fajardo San Miguel,

Por medio de la presente, hago de su conocimiento que he finalizado la revisión del documento de TESIS, cuyo título es "ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA", que presenta el ING. JORGE ESTIFEN GARCÍA PLASCENCIA, como requisito parcial para obtener el grado de MAESTRO EN CIENCIAS, del programa MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

Por lo anterior, me permito informar a Usted que el documento CUENTA con la calidad y nivel CIENTÍFICO, adecuados para su defensa, por lo que dictamino que este trabajo sea APROBADO.

Asimismo, anexo a este documento el formato de evaluación correspondiente, donde hago saber mis comentarios y observaciones al respecto.

Sin otro particular por el momento, me despido y quedo a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que considere pertinente.

Atentamente,

JOSÉ ÁLVAREZ PÉREZ

Evaluador



Av. Universidad S/N Cd. Universitaria C.P.66455
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México,
Tel.: 81 1442 4400 ext. 7200 | 81 1442 4400
<http://www.fi.uanl.mx>



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL

FECHA: 2020/07/07

DR. GERARDO FAJARDO SAN MIGUEL
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
PRESENTE.-

Estimado Dr. Fajardo San Miguel,

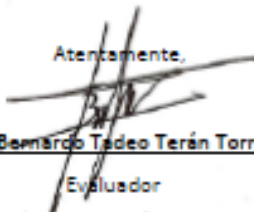
Por medio de la presente, hago de su conocimiento que he finalizado la revisión del documento de TESIS, cuyo título es "ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA", que presenta el ING. JORGE ESTIFEN GARCÍA PLASCENCIA, como requisito parcial para obtener el grado de MAESTRO EN CIENCIAS, del programa MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

Por lo anterior, me permito informar a Usted que el documento CUENTA con la calidad y nivel CIENTÍFICO, adecuados para su defensa, por lo que dictamino que este trabajo sea APROBADO.

Asimismo, anexo a este documento el formato de evaluación correspondiente, donde hago saber mis comentarios y observaciones al respecto.

Sin otro particular por el momento, me despido y quedo a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que considere pertinente.

Atentamente,


Dr. Bernardo Tadeo Terán Torres

Evaluador



Av. Universidad S/N Cd. Universitaria C.P.66455
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México,
Tel.: 81 1442 4400 ext. 7200 | 81 1442 4400
<http://www.ffc.uanl.mx>

***ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
HISTERÉTICO DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO
REFORZADO CON FIBRA DE ACERO ADICIONADA***

Aprobación de la Tesis

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

**Dr. Tadeo Terán Torres
Evaluador de Tesis**

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

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

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de investigación no hubiera sido posible sin el apoyo de muchas personas a quienes agradezco de corazón su colaboración y tiempo invaluable invertido en el proyecto y en mi persona.

Agradezco a la Subdirección de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, así como al Departamento de Ingeniería Estructural y Peritaje del Instituto de Ingeniería Civil por el apoyo económico brindado

Deseo destacar el apoyo de los doctores Jorge Humberto Chavez Gómez, José Álvarez Pérez, Román Hermosillo Mendoza, Bernardo Tadeo Terán Torres y Milena Mesa Lavista, por sus recomendaciones y sugerencias que me ayudaron a culminar el presente trabajo de investigación.

También agradezco a todos los maestros que me brindaron clases por su esfuerzo, dedicación y ganas de transmitir sus conocimientos de la mejor manera.

Quiero agradecer especialmente al Ing. José Villa y al MC. Diego Cavazos, quienes junto a su equipo de trabajo de laboratorio me auxiliaron y capacitaron para preparar y desarrollar las pruebas experimentales en base a normas y reglamentos establecidos.

A mis compañeros y amigos que siempre de una u otra manera estuvieron presentes con apoyo y colaboración a este proyecto.

Agradezco a mis padres, Ma. de la luz Plascencia Gonzales y Jorge García Pérez, a mis hermanas Paola Fernanda y Nataly Casandra, quienes con su amor y apoyo he podido llegar hasta este punto de mi vida y cumplir una meta más.

DEDICATORIAS

Dedicado a mi familia por estar siempre presente con su apoyo incondicional en las diferentes etapas de mi vida; y a la Facultad de Ingeniería Civil de la UANL y a la subdirección de Estudios de Posgrado.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	7
DEDICATORIAS.....	8
LISTA DE TABLAS	13
LISTA DE FIGURAS.....	14
RESUMEN.....	21
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN Y ASPECTOS GENERALES	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Hipótesis.....	5
1.3 Justificación.....	5
1.4 Objetivos	6
1.4.1 Objetivo Principal	6
1.4.2 Objetivos Secundarios.....	6
1.4.4 Alcances de la Investigación	7
CAPÍTULO 2.....	9
MARCO TEÓRICO.....	9
2.1 Introducción.....	9
2.2 Sistema elástico lineal y no lineal	10
2.3 Sistema plástico	10
2.3.1 Articulación plástica	13
2.3.2 Mecanismo plástico.....	14
2.3.3 Curva de Capacidad	15
2.3.4 Fatiga	16
2.3.5 Ciclo Histerético.....	17
2.3.5.1 Degradación de Rigidez	19
2.3.5.2 Degradación de diagramas histeréticos (rigidez y resistencia).....	20
2.3.5.2.1 Ejemplos de degradación de rigidez de ciclos histeréticos.....	21

2.3.5.2.2	<i>Pinching</i> de diagramas histeréticos	22
2.4	Unión Viga-Columna	23
2.5	Etapas de Falla	24
2.6	Diseño por Capacidad	25
CAPÍTULO 3.....		28
METODOLOGÍA PARA LA CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES		28
3.1	Descripción general.....	28
3.2	Materiales para la fabricación del concreto	29
3.2.1	Cemento y aditivo.....	29
3.2.2	Caracterización de los agregados gruesos y finos.	29
3.2.3	Diseño de mezcla.....	31
3.3	Pruebas mecánicas para el concreto	32
3.3.1	Pruebas en estado fresco del concreto	32
3.3.2	Pruebas en estado endurecido del concreto	33
3.3.2.1	Elaboración, curado y cabeceo de cilindros de concreto.....	34
3.3.2.2	Prueba de resistencia a compresión de cilindros de concreto (Módulo de elasticidad, esfuerzo máximo, relación de Poisson)	35
3.4	Caracterización y prueba de tensión del acero	41
CAPÍTULO 4.....		43
METODOLOGÍA Y PROCESO DE FABRICACIÓN DEL ESPÉCIMEN UNIÓN VIGA-COLUMNA		43
4.1	Espécimen.....	43
4.1	Instrumentación y adquisidores de datos	45
4.2	Configuración de pruebas y condiciones de control	46
4.3	Programa e historia de desplazamiento	48
4.4	Observación experimental.....	49
4.5	Detalles de la prueba.....	50
4.6	Fabricación de los especímenes.	51
4.6.1	Instrumentación	51
4.6.2	Preparación de las cimbras.	52

4.6.3	Dosificación de materiales	53
4.6.4	Procedimiento de mezclado	54
4.6.5	Vibrado del espécimen.....	54
4.6.6	Curado de especímenes	55
CAPÍTULO 5.....		57
ANÁLISIS Y RESULTADOS.....		57
5.1.	Introducción.....	57
5.2.	Caracterización del acero de refuerzo.	57
5.2.1.	Barras #3.	58
5.2.2.	Barras #4.	59
5.2.3.	Barras #6.	61
5.3.	Caracterización del concreto.....	64
5.3.1.	Comportamiento a compresión de los cilindros de concreto sin la adición de fibras de acero (FA).....	64
5.3.1.1.	Unión uno sin FA ($E - 1$)	64
5.3.1.2.	Unión dos sin FA ($E - 2$)	66
5.3.1.3.	Unión tres sin FA ($E - 3$).....	68
5.3.2.	Comportamiento a compresión de los cilindros de concreto con la adición de fibras de acero.	71
5.3.2.1	Unión uno con fibra de acero adicionada ($E_f - 1$).....	71
5.3.2.2	Unión dos con fibra de acero adicionada ($E_f - 2$).....	73
5.3.2.3	Unión tres con fibra de acero adicionada ($E_f - 3$).....	74
5.3.3.	Comparación entre gráficos σ - ϵ con y sin FA adicionada.	76
5.3.4.	Comportamiento a flexión de las vigas de concreto sin FA.....	78
5.3.4.1	Unión uno sin FA ($E - 1$)	78
5.3.4.2	Unión dos sin fibra de acero adicionada ($E - 2$).....	80
5.3.4.3	Unión tres sin FA ($E - 3$).....	81

5.3.5.	Comparación de los promedios de las vigas de concreto sin <i>FA</i>	83
5.3.6.	Modos de falla de las vigas de concreto sin <i>FA</i>	85
5.3.6.1	Unión uno sin <i>FA</i> ($E - 1$).....	85
5.3.6.2	Unión dos sin <i>FA</i> ($E - 2$).....	86
5.3.6.3	Unión tres sin <i>FA</i> ($E - 3$).....	87
5.3.7.	Comportamiento de las vigas de concreto con <i>FA</i> (E_f).....	88
5.3.7.1	Unión uno con <i>FA</i> ($E_f - 1$).....	88
5.3.7.2	Unión dos con <i>FA</i> ($E_f - 2$).....	91
5.3.7.3	Unión tres con <i>FA</i> ($E_f - 3$).....	92
5.3.8.	Modos de fallas de vigas con <i>FA</i>	95
5.3.8.1	Especimen uno sin <i>FA</i> ($E_f - 1$).....	95
5.3.8.2	Especimen uno sin <i>FA</i> ($E_f - 2$).....	96
5.3.8.3	Especimen uno sin <i>FA</i> ($E_f - 3$).....	97
5.3.9.	Comparación del área bajo la curva entre especímenes con y sin <i>FA</i> (V y V_f).98	
5.3.10.	Análisis y recomendaciones del ensaye al espécimen unión viga- columna sin <i>FA</i> ($E - 1$).....	100
5.3.11.	Patrones de agrietamiento del espécimen unión viga-columna sin <i>FA</i> ($E - 1$). 103	
CAPITULO 6.....		107
RECOMENDACIONES.....		107
CONCLUSIONES.....		109
BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN.....		110

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Caracterización de los agregados gruesos y finos.	30
Tabla 2. Revenimiento de las mezclas utilizadas.	32
Tabla 3. <i>Resultados de las varillas de acero corrugada número 3.</i>	58
Tabla 4. Resultados de las varillas de acero corrugado número 4.....	60
Tabla 5. Resultado de las varillas de acero corrugado #6.	62
Tabla 6. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen unión viga-columna 1 ($E - 1$), sin la adición de fibras de acero.	65
Tabla 7. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen union viga-columna 2 sin la adición de fibras de acero ($E - 2$).	67
Tabla 8. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen unión viga-columna 3 sin la adición de fibras de acero.	69
Tabla 9. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen 1 unión viga-columna con la adición de fibras de acero ($Ef - 1$).	72
Tabla 10. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen 2 unión viga-columna con la adición de fibras de acero ($Ef - 2$).	73
Tabla 11. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen 3 unión viga-columna con la adición de FA ($Ef - 3$).	75
Tabla 12. Resultados de los ensayos experimentales de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna sin FA ($E - 1$).	79
Tabla 13. Resultados de los ensayos experimentales de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna sin FA ($E - 2$).	80
Tabla 14. Resultados de los ensayos experimentales de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna sin FA (E-3).	82
Tabla 15. Resultados de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con FA ($Ef - 1$).	89
Tabla 16. Resultados de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna con FA ($Ef - 2$).	91
Tabla 17. Resultados de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con FA ($Ef - 3$).	93
Tabla 18. Comparación del área bajo la curva entre los promedios de las vigas a flexión, con y sin FA.	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. a) Concreto reforzado sin fibra adicionada, b) concreto reforzado con fibra adicionada	3
Figura 2. Configuraciones aplicadas para ensayos en investigaciones similares.	4
Figura 3. Gráfica de esfuerzo- deformación con endurecimiento por deformación.....	11
Figura 4. Gráfica de esfuerzo-deformación, con ablandamiento por deformación.....	11
Figura 5. Diferencia entre un comportamiento frágil y dúctil.	12
Figura 6. Representación gráfica de las articulaciones plásticas.....	13
Figura 7. Representación del mecanismo plástico para diseño de columna fuerte - viga débil.	14
Figura 8. Curva de capacidad y estados límites considerados por los lineamientos del FEMA.	15
Figura 9. Comportamiento Histerético de una Estructura.....	17
Figura 10. a) Pérdida de rigidez durante ciclos subsecuentes, b) Pérdida de rigidez durante la carga cíclica.	21
Figura 11. Ejemplos de degradación de rigidez en ciclos histeréticos	21
Figura 12. Modelo del comportamiento Pinching o estrangulamiento. a) primer grado de pinching. b) segundo grado de pinching.....	22
Figura 13. Comportamiento de la unión viga-columna interior ante la acción de un sismo.	24
Figura 14. Relación carga-deformación de una estructura.	26
Figura 15. Factores de comportamiento sísmico según el FEMA.....	28
Figura 16. Gráfico de granulometría del agregado grueso.....	29
Figura 17. Gráfico de granulometría del agregado fino.	30
Figura 18. Fibra de acero tipo end-hook	31
Figura 19. a) Levantamiento del cono, b) Medición del revenimiento obtenido.....	33
Figura 20. a) Cilindros de concreto b) Vigas de concreto.	33
Figura 21. a) Moldes para cilindros previamente engrasados, b) Elaboración de cilindros, c) Colocación de especímenes en el cuarto de curado.	34
Figura 22. Cabeceado de cilindros de concreto.....	35

Figura 23. Instrumentación de los cilindros.....	36
Figura 24. Instrumentación utilizada para los cilindros.	36
Figura 25. Colado de vigas, con medidas de 15 cm x 15 cm x 50 cm de longitud.....	39
Figura 26. Descimbrado y colocación en el cuarto de curado de las vigas.....	40
Figura 27. a) Vista lateral de la prueba a flexión a cuatro puntos. b) Instrumentación utilizada en la prueba.	41
Figura 28. Prueba de tensión de varillas con el Épsilon.	42
Figura 29. Detalle del espécimen junta viga-columna.....	44
Figura 30. a) Colocación de strain gauges, vista en planta. b) Colocación de strain gauges vista en perspectiva.	45
Figura 31. Distribución de la instrumentación externa de medición.....	46
Figura 32. Estructura de apoyo para resistir el movimiento de la columna	47
Figura 33. Punto de aplicación de cargas.	47
Figura 34. Gráfica de historia de deformaciones.	49
Figura 35. Base de apoyo para celda de carga, y punto de colocación del strain gauge para concreto.	50
Figura 36. Base de apoyo para gato hidráulico.....	50
Figura 37. Distribución de LVDTs.....	51
Figura 38. a) Pulido de zona, b) Colocación de químicos, c) Colocación y soldado de strain gauge.	52
Figura 39. a) Armado de la caja, b) Colocación de soportes laterales, c) Cimbra terminada.....	52
Figura 40. a) Material no homogenizado, b) Material homogenizado.	53
Figura 41. Dosificación del material	53
Figura 42. a) Realizando la mezcla, b) Colocación del aditivo a la mezcla d concreto.	54
Figura 43. a) Vibrado del concreto, b) Esparcimiento del concreto, c) terminado final.	55
Figura 44. Colocación de plástico, para evitar pérdida de humedad.....	55
Figura 45. Gráfico $\sigma - \varepsilon$ de las varillas de acero corrugado #3.....	59
Figura 46. Gráfico $\sigma - \varepsilon$ de barras #4.....	61
Figura 47. Gráfico de Esfuerzo-deformación de las varillas de acero corrugado # 6. ..	63
Figura 48. Gráficos Esfuerzo-deformacion de cilindros de concreto para el espécimen 1 union viga-columna ($E - 1$).	66

Figura 49. Gráficos Esfuerzo-Deformación de cilindros de concreto para el espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$).....	68
Figura 50. Gráficos Esfuerzo-deformación de cilindros de concreto para el espécimen 3 unión viga-columna.....	70
Figura 51. Patrones de falla en cilindros de concreto	70
Figura 52. Gráficos σ - ϵ de cilindros de concreto para el espécimen 1 unión viga-columna con FA adicionada ($Ef - 1$).	72
Figura 53. Gráficos σ - ϵ de cilindros de concreto para el espécimen 2 unión viga-columna con FA adicionada ($Ef - 2$).	74
Figura 54. Gráficos σ - ϵ de cilindros de concreto para el espécimen 3 unión viga-columna con FA adicionada ($Ef - 3$).	76
Figura 55. comparación del grafico σ - ϵ promedio de los especímenes unión viga columna $Ef - 1$, ($Ef - 2$), ($Ef - 3$).....	77
Figura 56. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna ($E - 1$).....	79
Figura 57. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$).....	81
Figura 58. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes a espécimen 3 unión viga-columna ($E - 3$).....	83
Figura 59. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes al promedio de los especímenes unión viga-columna $E - 1$, ($E - 2$), ($E - 3$).	84
Figura 60. Modos de falla en vigas ($V - 1$) y ($V - 2$) del espécimen uno sin FA ($E - 1$).	85
Figura 61. Modos de falla vigas ($V - 3$) y ($V - 4$) del espécimen uno sin FA ($E - 1$).	85
Figura 62. Modos de falla vigas ($V - 5$) y ($V - 6$) del espécimen uno sin FA ($E - 1$).	85
Figura 63. Modos de falla en vigas ($V - 1$) y ($V - 2$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).	86
Figura 64. Modos de falla en vigas ($V - 3$) y ($V - 4$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).	86
Figura 65. Modos de falla en vigas ($V - 5$) y ($V - 6$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).	86
Figura 66. Modos de falla en vigas ($V - 1$) y ($V - 2$) del espécimen uno sin FA ($E - 3$).	87

Figura 67. Modos de falla en vigas ($V - 3$) y ($V - 4$) del espécimen uno sin FA ($E - 3$).	87
Figura 68. Modos de falla en vigas ($V - 5$) y ($V - 6$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).	87
Figura 69. Graficas carga - desplazamiento espécimen 1 con FA ($Ef - 1$).....	90
Figura 70. Graficas carga - desplazamiento espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).....	92
Figura 71. Graficas carga - desplazamiento espécimen 3 con FA ($Ef - 3$).	94
Figura 72. Modos de falla de las vigas ($Vf - 1$) y ($Vf - 2$) del espécimen uno con FA ($Ef - 1$).	95
Figura 73. Modos de falla de las vigas ($Vf - 3$) y ($Vf - 4$) del espécimen uno con FA ($Ef - 1$).	95
Figura 74. Modos de falla de las vigas ($Vf - 5$) y ($Vf - 6$) del espécimen uno con FA ($Ef - 1$).	95
Figura 75. Modos de falla de las vigas ($Vf - 1$) y ($Vf - 2$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).	96
Figura 76. Modos de falla de las vigas ($Vf - 3$) y ($Vf - 4$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).	96
Figura 77. Modos de falla de las vigas ($Vf - 5$) y ($Vf - 6$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).	96
Figura 78. Modos de falla de las vigas ($Vf - 1$) y ($Vf - 2$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 3$).	97
Figura 79. Modos de falla de las vigas ($Vf - 3$) y ($Vf - 4$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 3$).	97
Figura 80. Modos de falla de las vigas ($Vf - 5$) y ($Vf - 6$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 3$).	97
Figura 81. Representación gráfica del área bajo la curva de las vigas sometidas a flexión, con y sin FA.	99
Figura 82. Ensaye de unión viga columna ($E - 1$), sin FA, según lo establecido en el capítulo 4.	100
Figura 83. Ensaye de la unión viga columna ($E - 1$) sin FA.	101
Figura 84. Gráficos de ciclos histeréticos obtenidos.	101
Figura 85. Cilindro hidráulico reversible de 100 Ton. de empuje y 45 Ton. de tirón. ...	102

Figura 86. Propuesta del nuevo soporte para el cilindro hidraulico reversible de 100 Ton. de empuje y 45 Ton. de tirón. a) vista superior, b) vista lateral.	103
Figura 87. primeras apariciones de fisuras y microgrietas del espécimen ($E - 1$).	104
Figura 88. Primeras apariciones de grietas diagonales ($E - 1$).	104
Figura 89. Reproducción e inicio de ensanchamiento de las grietas diagonales ($E - 1$).	105
Figura 90. Ensanchamiento de grietas e inicio de desconchamiento en el paño de la columna ($E - 1$).	105
Figura 91. Patrones de grietas al término de la prueba del espécimen ($E - 1$).	105
Figura 92. brazo de perfil para colocación del LVDT de control.	107
Figura 93. Dibujo de la modificación del contacto del ancla con la losa de reacción..	108

GLOSARIO

α	Absorción, %
d	Altura, mm
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
ASCE	American Society of Civil Engineers
AP	Articulación Plástica
PCA	Asociación de Cemento Portland
b	Base, mm
P	Carga, N
CPC	Cemento Portland Compuesto
CFE	Comisión Federal de Electricidad
CR	Concreto Reforzado
d	Deflexión, mm
ϵ	Deformación, mm/mm
ρ	Densidad, %
F _y	Esfuerzo de Fluencia
f'c	Esfuerzo Máximo a Compresión
σ	Esfuerzo, MPa
Cd	Factor de ampliación de desplazamiento
R	Factor de comportamiento dúctil
Ω	Factor de sobre-resistencia
FEMA	Federal Emergency Management Agency
°C	Grados Celsius
HO	Humedad, %
LVDT'S	Linear Variable Differential Transformer
L	Longitud, mm
M _p	Mecanismo Plástico
MPC	Mecanismo Plástico de Colapso
Strain-gage	Medidor de desplazamientos
E	Módulo de elasticidad, MPa
MF	Módulo de Finura
MR	Módulo de Ruptura
M _m	Momento Máximo
M _n	Momento Nominal
M _P	Momento Plástico
NMX	Norma Mexicana
NTC	Normas Técnicas Complementarias
PVSC	Peso Volumétrico Seco Compacto, kg/m ³

PVSS	Peso Volumétrico Seco Suelto, kg/m ³
a/c	Relación agua-cemento
μ	Relación de Poisson

RESUMEN

Jorge Estifen García Plascencia
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:

***ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE
UNA JUNTA VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA
DE ACERO ADICIONADA***

En esta investigación se presentan la metodología y los resultados de la caracterización de los materiales (acero y concreto con y sin fibra de acero adicionada tipo end-hook), el proceso de ensaye y la fabricación del espécimen unión viga-columna (V-C). El espécimen se sometió a pruebas de cargas laterales cíclicas cuasi-estáticas, con el objetivo de simular la acción de un sismo en la estructura.

En el capítulo 1, se muestra una breve introducción y antecedentes de las uniones viga – columna y del uso de fibras de acero, hipótesis, justificación, objetivos y alcances de la presente investigación.

En el capítulo 2, se presenta el marco teórico sobre el conocimiento que se tiene actualmente sobre la comprensión del comportamiento mecánico y los resultados obtenidos mediante las pruebas experimentales a la unión viga-columna.

En el capítulo 3, se establece la metodología utilizada para la caracterización de los materiales individuales y en conjunto. Se detallan resultados obtenidos para los agregados pétreos, el revenimiento y el proceso de ensaye de las muestras de acero y concreto (cilindros y vigas).

En el capítulo 4, se presenta la metodología y el proceso de fabricación de los especímenes unión viga-columna. Se da una breve descripción del espécimen unión viga-columna, la distribución de los strain-gauges, Transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT), por sus siglas en inglés LVDT, puntos de aplicación de las cargas, estructura de soporte, programa e historia de desplazamientos reversibles.

En el capítulo 5, Se muestran los resultados y gráficos de las pruebas realizadas para obtener la caracterización de los materiales al igual que el análisis y recomendaciones obtenidas del ensaye cíclico reversible al espécimen unión viga-columna ($E - 1$).

En el capítulo 6, se presentan las recomendaciones y conclusiones derivadas de esta investigación.

Contribuciones y Conclusiones:

Se presentó la comparación entre el concreto con y sin fibra de acero, se obtuvo el módulo de elasticidad de los cilindros de concreto (15 cm x 30 cm) y de los tramos de varilla ensayadas a tensión. De igual manera se obtuvo el módulo de ruptura del concreto mediante pruebas a flexión a cuatro puntos de vigas de concreto (15 cm x 15 cm x 50 cm). De las uniones viga-columna (v-c) se presentaron los patrones de grieta establecidos, resultados esperados y recomendaciones para los futuros ensayos de uniones (v-c).

Firma del director de tesis:

Dr. Jorge Humberto Chávez Gómez.

Firma del evaluador

Dr. Tadeo Terán Torres

Firma del evaluador

Dr. José Álvarez Pérez

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN Y ASPECTOS GENERALES

1.1 Antecedentes

Las estructuras de concreto reforzado son utilizadas habitualmente en la construcción, debido a la facilidad de fabricación del concreto, la trabajabilidad en estado fresco y la facilidad con la que se puede lograr continuidad en la estructura[1]. En los sistemas estructurales de unión viga-columna de concreto reforzado (CR), cuando son sometidos a acciones sísmicas, se produce un deterioro de las propiedades físico-mecánicas, ocasionando un cambio en el comportamiento global de la estructura. Por esto, en el diseño sísmico es necesario anticipar las deformaciones inelásticas y evitar fallas frágiles proporcionando un aumento en la capacidad de ductilidad en el sistema.

Actualmente, los códigos de construcción para zonas sísmicas adoptan la filosofía del *Diseño por Capacidad*. La cual busca lograr estructuras con una gran capacidad para disipar energía mediante el comportamiento no lineal de los componentes estructurales del edificio. Los códigos prescriben indicaciones de diseño que conduzcan al desarrollo de mecanismos plásticos de colapso del tipo “columna fuerte–viga débil”. Este tipo de mecanismo logra disipar una gran cantidad de energía mediante deformaciones plásticas permanentes en zonas

localizadas de las vigas principales de un edificio durante un evento sísmico de gran intensidad. Los segmentos de las vigas donde se desarrolla esta plasticidad se les denomina: “*articulaciones plásticas*”. Para lograr la disipación eficiente de energía en estas *articulaciones plásticas* se requiere un detallado especial y cuidadoso del acero de refuerzo (longitudinal y transversal) de las vigas en las zonas con mayor demanda de deformaciones [2-14].

Sin embargo, el confinamiento provisto por el acero de refuerzo, principalmente los estribos, no impide el agrietamiento estructural extenso en las zonas donde se forman las articulaciones plásticas (AP). Este agrietamiento tiene como consecuencia directa la reducción de la rigidez en esas zonas y la consecuente reducción gradual de resistencia máxima en cada ciclo de rotaciones desarrolladas en la articulación plástica. Para el correcto desempeño sísmico de las estructuras es muy importante la minimización de estas reducciones de resistencia y rigidez. Por ello, las investigaciones enfocadas al estudio del comportamiento estructural de sistemas de CR con diferentes tipos de fibras adicionadas han tomado mayor interés en las últimas décadas.

Aunque se tienen datos del uso de fibras para mejorar ciertas propiedades del concreto endurecido desde la antigüedad [15-17], no es hasta recientemente que se ha demostrado que la adición de fibras al concreto en estado fresco puede aumentar significativamente la capacidad del comportamiento histerético de los elementos estructurales. Es decir, mejorar la capacidad de resistencia a tensión y cortante, tenacidad a flexión, ductilidad y disipación de energía de estos elementos, mitigando el deterioro y modificando el modo de falla de los sistemas estructurales ante la acción de las fuerzas dinámicas [18-27].

Investigaciones realizadas para evaluar la aportación de las fibras en los sistemas estructurales han reportado que las fibras de acero son más efectivas que las fibras sintéticas para mejorar las características de fragilidad del concreto. Esto, debido a la distribución aleatoria que permite la formación de un sistema de red estructural alrededor del agregado grueso ocasionando que al activarse las

fibras generen un puente de transferencia de esfuerzos dentro de la zona de ruptura, lo cual ayuda a conservar la integridad del concreto mediante la fuerza de adherencia y fricción superficial con la matriz cementante como se muestra en la figura 1 [6-8].

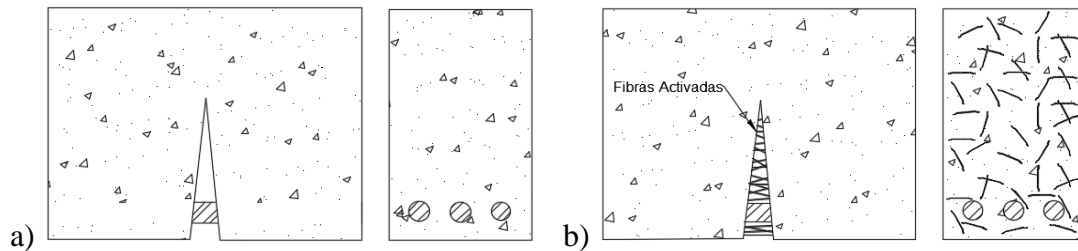


Figura 1. a) Concreto reforzado sin fibra adicionada, b) concreto reforzado con fibra adicionada

Cabe destacar que investigaciones previas [28-33] mencionan que los volúmenes de adición de fibras que varían del 0% al 1.0%, generan una reducción pequeña en la resistencia a compresión; del mismo modo, para volúmenes mayores del 1.0%, la resistencia aumenta. También es claro que, mientras más volumen de fibra se adicione a la mezcla de concreto, las propiedades físico-mecánicas (tensión, rigidez, tenacidad, etc.) mejoran, pero la mezcla pierde trabajabilidad, por lo que se recomienda el uso de aditivos plastificantes, con el objetivo de evitar que se generen grumos de fibras.

Del mismo modo, diagramas de ciclos histeréticos obtenidos en investigaciones de uniones de CR (sin la adición de fibras), sometidas a cargas cíclicas, reportaron un mayor grado de “estrangulamiento” (*pinching*). Este comportamiento característico se debe al deslizamiento de las barras, respecto al concreto que lo rodea, o por falla en el anclaje de las barras, causadas por la falta de confinamiento. Mientras que los elementos con fibra adicionada

demostraban un menor grado de pinching de los ciclos histeréticos y, por ende, una mayor disipación de energía [34-40]. Algunas de las configuraciones de los ensayos de prueba utilizadas en dichas investigaciones se muestran en la figura 2.

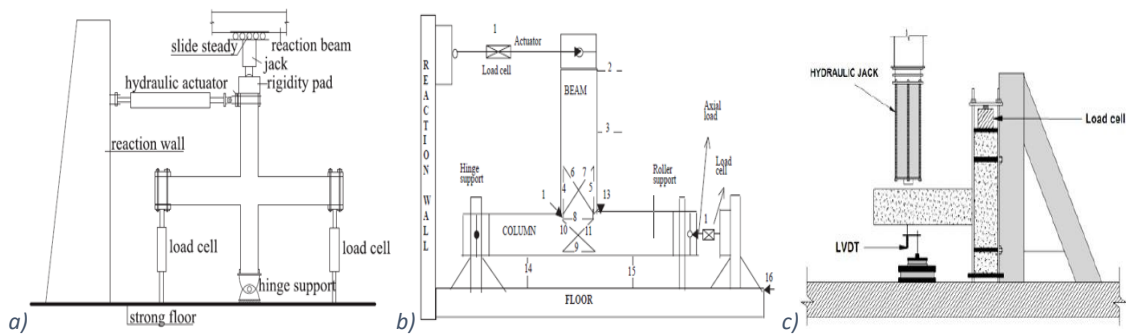


Figura 2. Configuraciones aplicadas para ensayos en investigaciones similares.

Sin embargo, aún se tiene una limitada comprensión de la contribución de las fibras a la capacidad de carga en las uniones viga-columna. Esto ha dificultado la aceptación del uso de fibras en aplicaciones estructurales.

En este proyecto no se sustituye el acero de refuerzo transversal (estribos) mediante la adición de fibras para reducir la cantidad de refuerzo a cortante. El propósito es mejorar la ductilidad a la rotación en las regiones donde se formen las AP y con ese propósito se adicionan fibras al concreto. Las fibras adicionadas son de acero con extremos en forma de gancho (end-hook) ver Figura 18.

1.2 Hipótesis

Mediante la elaboración de un estudio experimental de una unión viga-columna de concreto reforzado y la adición de un 0.7% de fibra de acero, se reducirá la degradación del comportamiento histerético. Esto ocasionará un mejor control de la degradación de rigidez del sistema y un aumento en la capacidad de ductilidad y disipación de energía en un rango de 2 a 5 veces más en comparación a una unión viga-columna de concreto reforzado sin la adición de fibras.

1.3 Justificación

La ingeniería sísmica aplicada al diseño de estructuras se fundamenta en el empleo de modelos (analítico-experimentales) que permitan predecir con alto grado de fiabilidad el comportamiento de una estructura. Actualmente no se aborda totalmente en los códigos de diseño un rango de aplicación del uso de fibras de acero en todos los elementos estructurales de concreto reforzado. Esto ha obligado a los ingenieros estructurales a reducir el diseño de estructuras de concreto con fibras de acero adicionadas. Por ello, en este proyecto se estudiará la respuesta experimental, al adicionar fibras de acero tipo hook-end con una relación de aspecto igual a 50, en uniones viga-columna de concreto reforzado.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo Principal

Establecer las bases para realizar el ensaye cíclico reversible de una unión viga-columna de concreto reforzado. Adicionalmente, cuantificar el beneficio de la adición de la fibra de acero en la mezcla del concreto, en términos del aumento de la capacidad de disipación de energía.

1.4.2 Objetivos Secundarios

- Obtener los gráficos carga-deformación, incluyendo la rama de ablandamiento, mediante el ensaye a compresión de los cilindros de concreto con y sin *fibra de acero* (FA) adicionada.
- Establecer una metodología para la caracterización de los materiales (concreto y acero).
- Establecer una metodología para la fabricación y el ensaye de los especímenes unión viga-columna (V-C).
- Determinar experimentalmente el comportamiento histerético del sistema de unión viga-columna de *concreto reforzado con fibras de acero* (CRFA), sometido a cargas laterales cuasi-estáticas mediante desplazamientos cíclicos reversibles controlados.

1.4.3 Tareas de Investigación

- Recopilación de antecedentes experimentales del uso de FA e investigaciones sobre disipación de energía mediante ciclos histeréticos.
- Caracterización de los materiales pétreos utilizados.
- Construcción de vigas y cilindros de concreto.
- Caracterización de las propiedades mecánicas del concreto y el acero.
- Construcción de los especímenes unión viga-columna (V-C).
- Ensayar y analizar los ciclos histeréticos obtenidos.

1.4.4 Alcances de la Investigación

- Realizar pruebas de tensión del acero de refuerzo siguiendo la norma NMX-C-407-ONNCCE [43].
- Realizar 3 pruebas al concreto : 1) Prueba de revenimiento de acuerdo con la norma NMX-C-161-ONNCCE [44]. 2) Prueba a compresión del concreto de acuerdo a la norma ASTM C39 [45]. 3) El ensaye a flexión de vigas de concreto en base a la norma ASTM c1609/c1609M [46].
- Diseñar el espécimen unión viga-columna de CR en base a los requisitos de reglamento para concreto estructural de los Estados Unidos ACI-318 [47] para el diseño sísmico. Adicionalmente seguir las recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de CR ACI-352RS [48].

- Establecer un procedimiento para simular el efecto sísmico en la unión viga-columna.
- Establecer la historia de desplazamientos en la unión (v-c) en base a la guía para probar elementos estructurales de concreto reforzado bajo cargas sísmicas simuladas aplicadas lentamente ACI374.2.R [49].

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

El diseño de estructuras de concreto reforzado ha tenido grandes avances a lo largo del tiempo, iniciando por diseños basados en un comportamiento lineal hasta un comportamiento no lineal o de plastificación. Este último asegura que las estructuras puedan seguir en pie después de un evento sísmico de gran intensidad mediante la formación de articulaciones plásticas (AP). Generalmente se forman en la unión de una viga y columna, causando la degradación de las propiedades mecánicas de la sección de viga, lo cual dependiendo del daño puede dificultar las reparaciones. Se han encontrado grandes beneficios con el uso de las FA, dado que mejoran el comportamiento del concreto y proveen un mejor control de la degradación de las propiedades mecánicas [28-33]. Este proyecto analizará la influencia de las FA en relación a la disipación de energía y en la mejora del comportamiento de la unión viga-columna.

2.2 Sistema elástico lineal y no lineal

El sistema elástico lineal se refiere al comportamiento en el cual el esfuerzo y las deformaciones unitarias varían linealmente con la distancia al eje neutro de la sección. Con la característica de que la forma original se recupera al retirar la carga aplicada. De igual manera para el sistema elástico NO lineal, el comportamiento sigue siendo elástico, pero la relación entre el esfuerzo y el desplazamiento deja de ser lineal y el material puede alcanzar el esfuerzo máximo antes de llegar al comportamiento plástico [51].

La mayoría de las estructuras son diseñadas utilizando el análisis elástico lineal, el cual puede realizarse de dos maneras: (1) análisis de primer orden, en el cual el momento actuante en columnas o muros es amplificado conservadoramente y (2) análisis de segundo orden, en el cual el momento extra es calculado directamente en el análisis considerando la carga axial aplicada en los elementos estructurales deformados lateralmente [52].

2.3 Sistema plástico

El sistema plástico se genera en el instante en que se supera el comportamiento elástico no lineal del material y se alcanza la fluencia. Se caracteriza por el aumento considerable de la deformación en comparación al límite elástico y por los cambios de las propiedades mecánicas del material. Pueden obtenerse dos tipos de comportamiento: **1) Endurecimiento por deformación:** El material puede soportar incrementos de carga, 2)

Ablandamiento por deformación, el material no puede soportar incrementos de carga [51]. El comportamiento se puede apreciar en las Figura 3 y Figura 4.

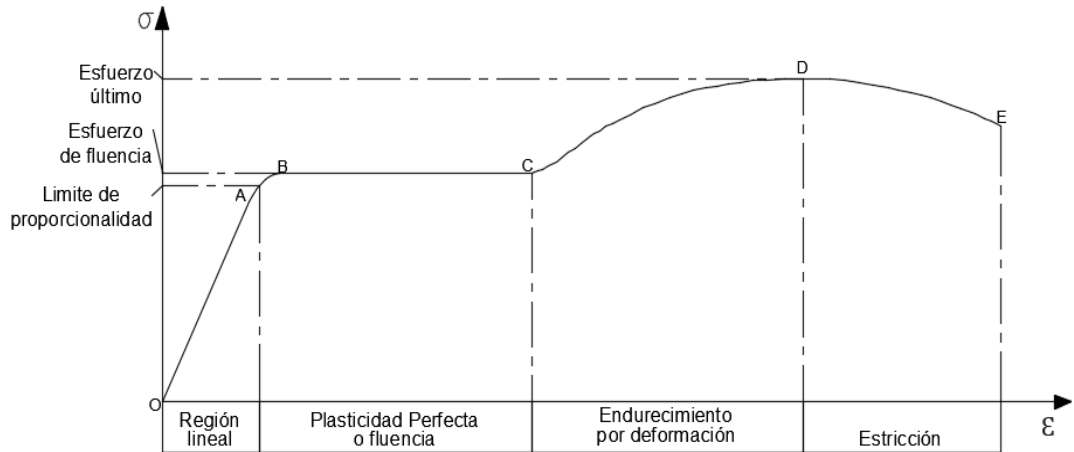


Figura 3. Gráfica de esfuerzo- deformación con endurecimiento por deformación.

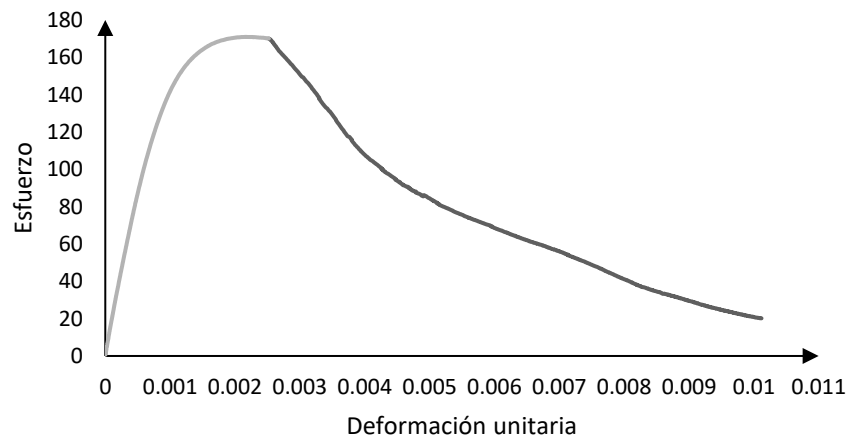


Figura 4. Gráfica de esfuerzo-deformación, con ablandamiento por deformación.

En el caso del concreto, el comportamiento plástico se inicia a partir del esfuerzo máximo (f'_c), mientras que para el acero se presenta en el esfuerzo de fluencia (f_y). Ambos casos llegan hasta el esfuerzo último o punto de ruptura respectivamente. La ruptura se produce cuando el elemento llega a su estado máximo de deformación.

El comportamiento general de los materiales bajo carga puede clasificarse como dúctil o frágil (ver Figura 5) dependiendo de la capacidad del material a desarrollar plastificación [53].

- Frágiles: materiales en donde el punto de ruptura se genera en la zona elástica o con muy poca deformación plástica.
- Dúctiles: la zona de deformación plástica es muy grande, (grandes deformaciones) antes de que ocurra la ruptura.

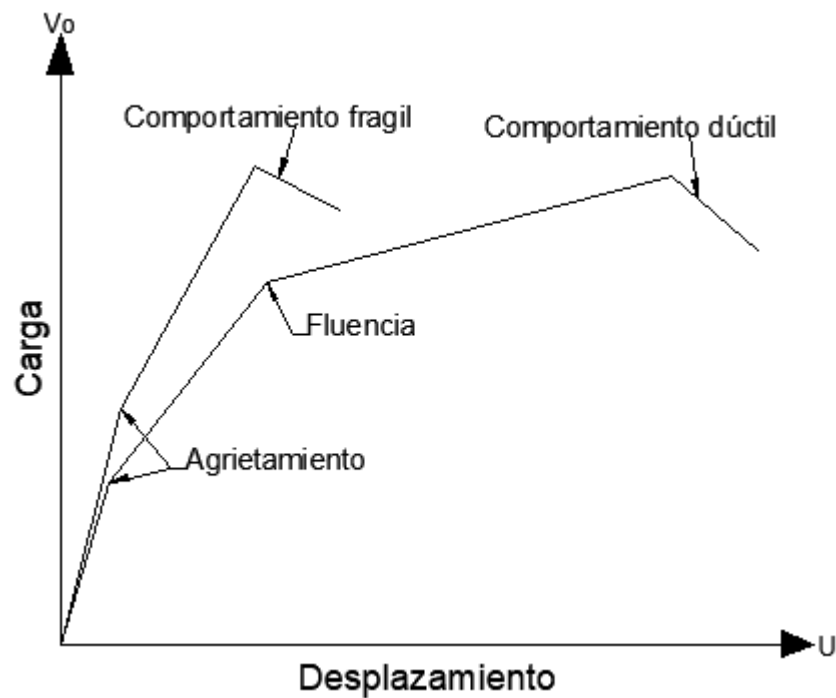


Figura 5. Diferencia entre un comportamiento frágil y dúctil.

2.3.1 Articulación plástica

Es una de las propiedades con la que cuenta una estructura diseñada sísmicamente para poder disipar energía mediante deformaciones plásticas permanentes una vez alcanzado el momento plástico (MP) [54-55]. La plastificación se genera parcialmente a lo largo de todo el elemento e induce la reducción de rigidez. Es conocido que existen zonas en donde se concentran los momentos máximos (Mm) y la pérdida de rigidez se aprecia con mayor claridad.

Por ello, para fines de un modelo específico se asume que la plastificación se localiza en un punto, en el cual se presenta el Mm , esto es aceptable dado que teóricamente son las zonas en donde se generan las primeras AP del sistema (ver Figura 6).

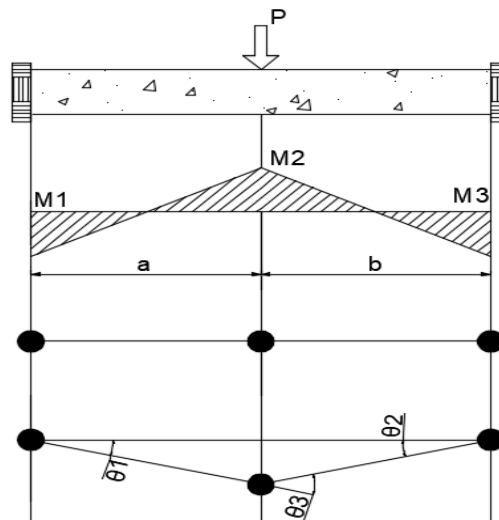


Figura 6. Representación gráfica de las articulaciones plásticas.

Eventualmente se formarán más articulaciones plásticas en zonas aledañas en las cuales el sistema ya no pueda soportar un esfuerzo mayor. Cuando se alcanza el estado de plastificación, el elemento queda deformado permanentemente incluso después de retirar la carga.

2.3.2 Mecanismo plástico

El mecanismo plástico (M_p) es aceptable para estructuras diseñadas sísmicamente, siempre y cuando las AP se generen principalmente en las vigas y no en las columnas, como se muestra en la Figura 7. Las AP se generan en el instante en el que el sistema ya no puede soportar un momento mayor, y el acero de refuerzo comienza a fluir aportando ductilidad, pero al mismo tiempo se va perdiendo rigidez debido a la gran cantidad de grietas que se generaran en el concreto. Cabe mencionar que las vigas pueden soportar mayor ductilidad en comparación a las columnas, dado que estas van perdiendo capacidad de ductilidad entre mayor carga axial tengan. Lo antes mencionado evita que el sistema se vuelva inestable y se genere un mecanismo plástico de colapso (MPC).

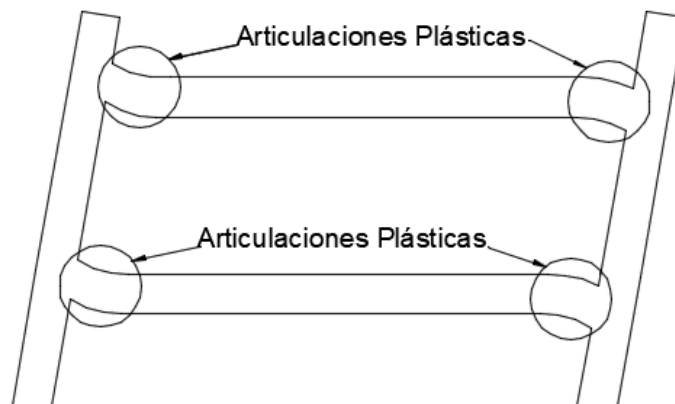


Figura 7. Representación del mecanismo plástico para diseño de columna fuerte - viga débil.

2.3.3 Curva de Capacidad

Para poder estimar la capacidad de ceder dúctilmente de un edificio, comúnmente se utiliza el análisis no lineal (Pushover), el cual consiste en la aplicación de una carga lateral aplicada gradualmente a la estructura hasta llegar a la formación de articulaciones plásticas (AP) y predecirlas. Este análisis permite obtener la curva de capacidad de la estructura, en la cual se puede observar gráficamente la ocurrencia de los eventos de plastificación y la consecuente reducción de rigidez del sistema, conforme se incrementa la carga lateral hasta llegar a la carga última, en donde la rigidez es cero [2]. Como se muestra en la Figura 8.

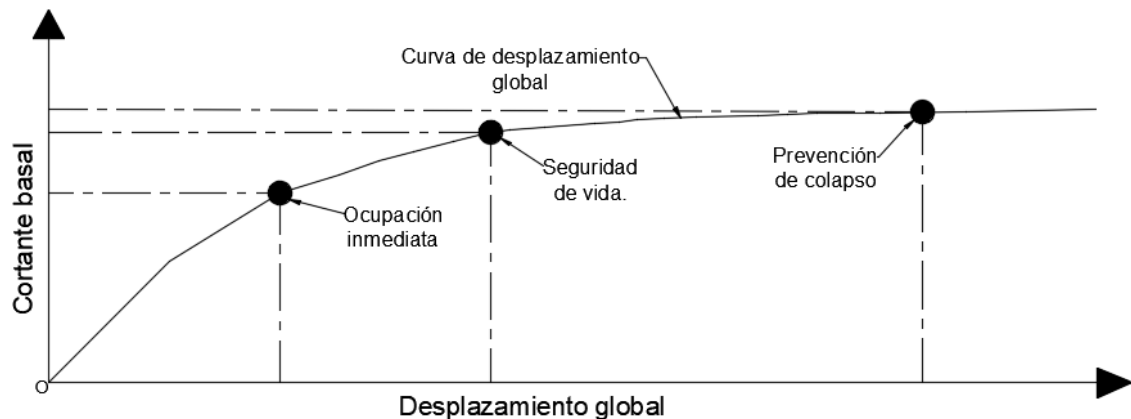


Figura 8. Curva de capacidad y estados límites considerados por los lineamientos del FEMA.

En esta figura se indican esquemáticamente tres diferentes niveles de desempeño ante eventos sísmicos de diferentes intensidades:

- 1. Ocupación inmediata:** es el punto en donde la estructura, alcanza un nivel de daño menor.

2. **Seguridad de Vida:** es el punto en donde la estructura alcanza un nivel de daño límite para poder ser reparada.
3. **Prevención de Colapso:** La estructura alcanza un nivel de daños estructurales irreparables, después de este punto, la estructura empieza a colapsarse progresivamente.

2.3.4 Fatiga

Este fenómeno se produce como consecuencia de una serie de repeticiones de cargas cíclicas inducidas durante un evento sísmico, las cuales inducen esfuerzos que pueden ser significativos, aunque las oscilaciones de las cargas dinámicas sean relativamente pequeñas [56]. La fatiga en el concreto es gobernada por un proceso de micro-fisuración interna que tiene como resultado la modificación de las propiedades mecánicas [57] lo cual provocaría la formación del estado plástico del sistema.

La fatiga es un factor crítico en el análisis y diseño de estructuras, debido a que la falla del elemento se provoca antes de alcanzar el esfuerzo máximo para la cual fue diseñada [58]. Para que se presente la fatiga, se deben de cumplir lo siguiente [59]:

- 1) Un valor de esfuerzo suficientemente alto, pero menor al esfuerzo de cedencia.
- 2) Variación de la carga.
- 3) Número suficiente de ciclos de carga.

2.3.5 Ciclo Histerético

Es la representación gráfica del comportamiento de una estructura al estar sometida a ciclos de carga y descarga, como las producidas por la acción de un sismo, y que además genere deformaciones plásticas permanentes [60].

La relación de Fuerza vs. Desplazamiento (ciclos de histéresis) permite identificar características importantes del comportamiento ante cargas cíclicas reversibles de un elemento estructural sometido a flexocompresión. Características tales como: capacidad de carga, degradación de rigidez, pinching y amortiguamiento o disipación de energía del sistema [61-62]. En la Figura 9 se puede apreciar un ejemplo de ciclo histerético.

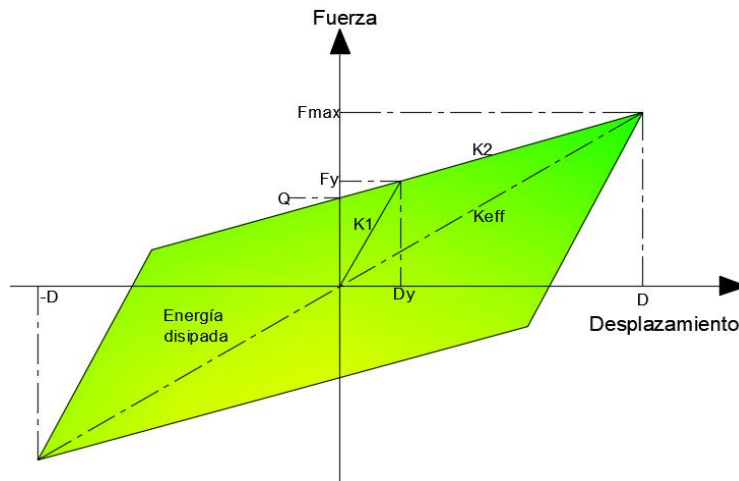


Figura 9. Comportamiento Histerético de una Estructura.

Se han utilizado dos enfoques para la modelación matemática de la relación Momento flexionante vs. Curvatura durante el desarrollo de los ciclos de histéresis: (1) basado en el comportamiento físico-mecánico de los materiales componentes y (2) basado en macro-modelos semi empíricos [60].

1. Basado en el comportamiento físico-mecánico de los materiales componentes

A partir de la definición de las curvas esfuerzo-deformación de los materiales estructurales y de las hipótesis cinemáticas asociadas a la sección transversal de la viga o columna se determina el momento interno de reacción asociado a la curvatura y la historia de curvaturas. Las curvas esfuerzo-deformación unitaria son tomadas directamente de pruebas experimentales.

2. Basado en macro-modelos semi empíricos

Estos se formulan a partir de resultados experimentales de elementos de concreto reforzado, sujetos a una carga cíclica reversible, en donde, el comportamiento histerético se modela directamente.

Existe una gran variedad de modelos propuestos

- Modelo de Ramberg, Osgood (1943) y modificado por Jennings (1963),
- Modelo de Clough y Johnston (1966)
- La regla de Takeda

Esta investigación se enfocará únicamente en macro-modelos semi empíricos, obtenidos directamente de pruebas experimentales.

Los factores que influyen en el comportamiento histerético en elementos de concreto reforzado son:

1. Degradación de la rigidez
2. Deterioro de resistencia

3. El ancho de los ciclos de histéresis o estrangulamiento “pinching”

Estos puntos son explicados ampliamente a continuación:

2.3.5.1 Degradación de Rigidez

Los elementos estructurales de CR, al ser sometidos a desplazamientos o rotaciones más allá del rango elástico desarrollan microgrietas y grietas; las cuales se propagan hasta llegar a un punto en donde la sección no es capaz de soportar más carga. El nivel de degradación de rigidez depende de la magnitud de propagación de las grietas. Mientras mayor cantidad de grietas sean generadas, más se reducirá el área de la sección y con ello habrá menor rigidez [60].

El agrietamiento se puede considerar que ocurre en tres etapas [63]:

- **Inicio de agrietamiento:** se presenta la formación de discontinuidades geométricas, que después se desarrollarán como grietas (microgrietas).
- **Propagación de grietas:** Cuando el elemento se encuentra en el intervalo de deformación plástica del material, las grietas se empiezan a propagar en forma estable, siendo posible que el resto de la pieza esté aun deformándose en forma elástica.
- **Etapas de falla final:** Durante esta etapa, la grieta alcanza su tamaño crítico y la fractura o falla se presenta en forma catastrófica.

2.3.5.2 Degradación de diagramas histeréticos (rigidez y resistencia)

La degradación de la resistencia y rigidez en la etapa de plastificación, es un fenómeno real y muy determinante para la estabilidad de la estructura. La Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA 440) [64] identifica DOS tipos de degradación inelástica para osciladores de un solo grado de libertad (1) degradación de rigidez cíclica y (2) degradación de rigidez en el ciclo [60].

- Degradación de Rigidez Cíclica

Se caracteriza por pérdida de resistencia y rigidez que ocurren en ciclos subsiguientes, en general sistemas con curvas de degradación de rigidez cíclica, demuestra un comportamiento dinámico estable.

- Degradación de rigidez en el ciclo

Está caracterizada por la pérdida de resistencia y rigidez negativa que ocurren durante un mismo ciclo. Tienen tendencia a la inestabilidad dinámica y potencialmente al colapso.

En la siguiente imagen se observa un ejemplo de cada tipo de degradación definida por el FEMA 440 [64]:

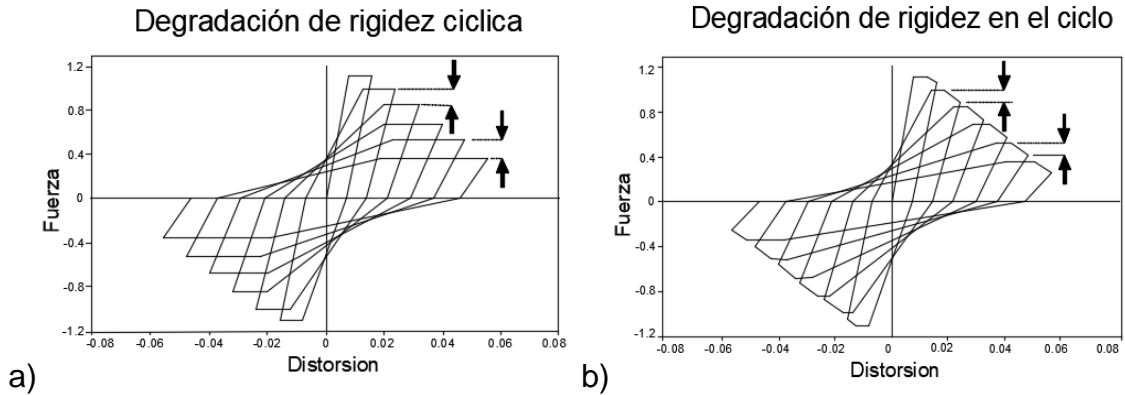


Figura 10. a) Pérdida de rigidez durante ciclos subsiguientes, b) Pérdida de rigidez durante la carga cíclica.

2.3.5.2.1 Ejemplos de degradación de rigidez de ciclos histeréticos

Se muestran 3 modelos diferentes de degradación de rigidez en la Figura 11 [60].

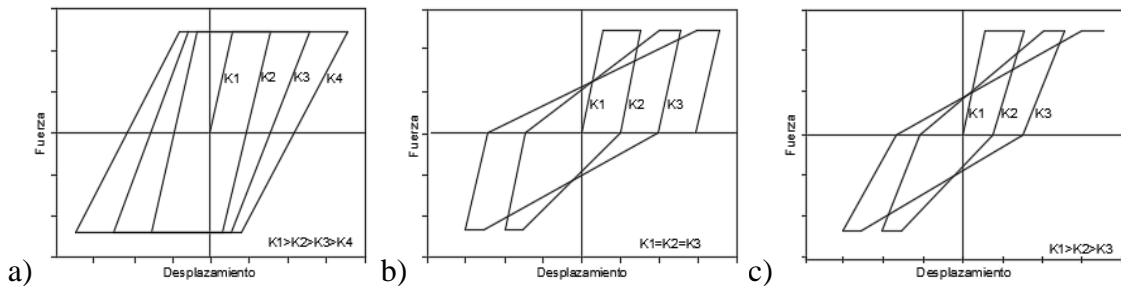


Figura 11. Ejemplos de degradación de rigidez en ciclos histeréticos

- En el primer modelo (a) la rigidez de carga y descarga es la misma, y la degradación de rigidez se da como incremento en el desplazamiento.
- En el segundo modelo (b) la rigidez de carga decrece como función del desplazamiento máximo, pero la rigidez de descarga se mantiene constante e igual a la rigidez inicial.
- En el último modelo (c), las dos rigideces de carga y descarga se degradan como función del desplazamiento máximo.

2.3.5.2.2 *Pinching* de diagramas histeréticos

Los componentes estructurales y las conexiones presentan un fenómeno llamado *pinching*, cuando están sujetas a ciclos de carga y descarga. Este comportamiento se caracteriza por una gran reducción de rigidez [60] y es típico de los elementos de CR, los componentes de madera y de los marcos arriostrados de acero estructural.

En el caso de concreto reforzado, el pinching es típicamente producido por las fisuras en la matriz cementante en el instante en que el desplazamiento impuesto es en una sola dirección, la recuperación parcial de la rigidez, ocurre cuando las fisuras son cerradas durante el desplazamiento impuesto en la otra dirección (ver Figura 12).

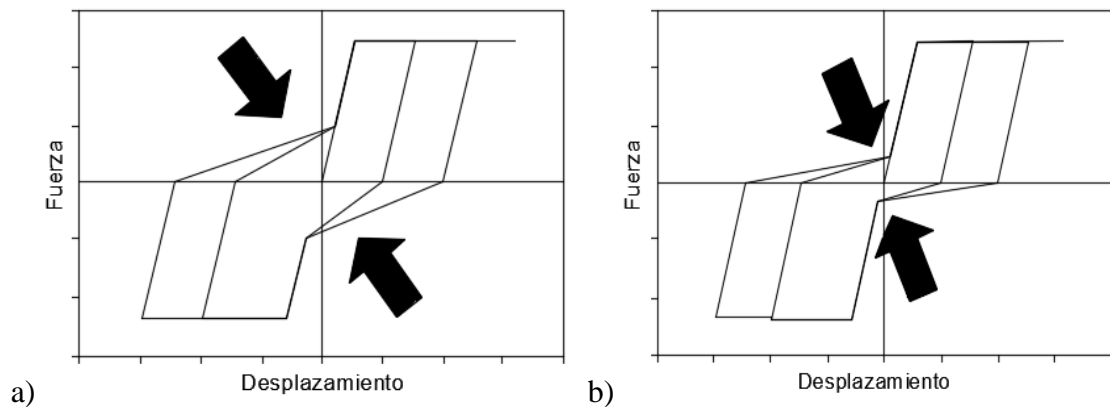


Figura 12. Modelo del comportamiento Pinching o estrangulamiento. a) primer grado de pinching. b) segundo grado de pinching.

El nivel de pinching depende de las características de la estructura, como son los materiales, geometría, ductilidad y el tipo de conexiones. Así como la historia de carga (Intensidad en cada ciclo, número de ciclos y la secuencia de carga). Cuando la resistencia en cortante es insuficiente para evitar agrietamiento

diagonal en la conexión, los lazos de histéresis presentan una zona de rigidez muy baja y un deterioro considerable [65].

Es importante resaltar que el área incluida en estos lazos representa un índice de la capacidad de disipación de energía que equivale a un amortiguamiento adicional muy importante para la estructura [66].

2.4 Unión Viga-Columna

Como se mencionó anteriormente el proyecto se basará en el análisis de una unión viga-columna. Por ello, se debe de conocer la importancia del detallado en la zona de conexión viga-columna, dado que es fundamental para que los elementos se comporten según lo establecido en el diseño. Este consiste en que cumpla con la resistencia y ductilidad requerida de los elementos [66], lo cual se logra teniendo una conexión con resistencia y rigidez mayor que la de los elementos que se unen en ella.

El comportamiento durante la acción de un sismo de estas uniones se ve afectado principalmente por dos factores: (1) Fuerzas cortantes, las cuales son contrarrestadas por la cuantía y separación de los estribos, y (2) confinamiento y adherencia, los cuales son los más afectados en un sismo, dado que se produce un cambio de tensión a compresión y viceversa de los esfuerzos producidos en las caras de la columna y las vigas (ver Figura 13).

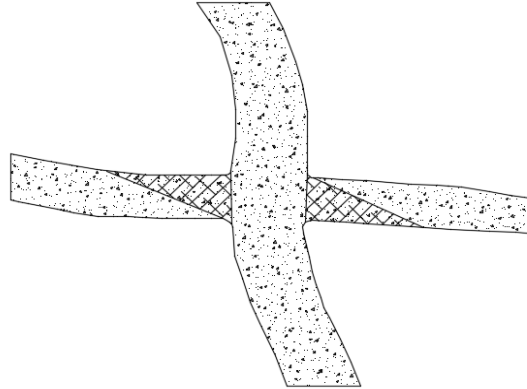


Figura 13. Comportamiento de la unión viga-columna interior ante la acción de un sismo.

Este movimiento y cambios de signo en los esfuerzos generan grietas diagonales por los efectos de la fuerza cortante, formando articulaciones plásticas. Las cuales son generadas en el instante en que las barras de acero que llegan a la conexión, alcanzan la fluencia.

2.5 Etapas de Falla

Se pueden definir cuatro etapas de falla [1]:

- *Etapa inicial elástica*, en la que las cargas son proporcionales a las deformaciones. Es frecuente que bajo las condiciones permanentes de servicio (excluyendo las cargas de corta duración como viento o sismo), la estructura se encuentre en esta etapa.
- *Etapa intermedia*, en la que la relación carga-deformación ya no es lineal, pero al incrementarse la carga se inician los agrietamientos.
- *Etapa plástica*, en la que se producen deformaciones relativamente grandes para incrementos pequeños o nulos de las cargas. En la etapa plástica, a una variación muy pequeña de la carga corresponde una variación importante en la deformación de la estructura.

Por lo tanto, si las acciones en esta etapa se determinan a partir de las deformaciones, entonces los errores importantes en la estimación de éstas sólo producirán variaciones insignificantes en el valor de la acción. Por el contrario, es difícil predecir en esta etapa el valor de la deformación que corresponderá a una carga determinada.

- *Etapa inestable*, caracterizada por una rama descendente hasta el colapso, donde a mayores deformaciones la carga disminuye.

2.6 Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad, evalúa el estado último de colapso de la estructura, bajo el sismo máximo considerado en la zona de interés [2]. En ésta metodología, se definen claramente las zonas de formación de las articulaciones plásticas. Las barras de acero de refuerzo en las secciones deben ser cuidadosamente detalladas, con el fin de que la capacidad de ceder dúctilmente sea la esperada [67].

Debido al buen comportamiento estructural observado durante eventos sísmicos de gran magnitud, en algunas estructuras que tienen en común ciertas características de geometría y detallado del acero de refuerzo, actualmente los reglamentos para diseño sísmico utilizan la metodología de “*Diseño por Capacidad*”, el cual obliga a que la estructura trabaje dúctilmente [2].

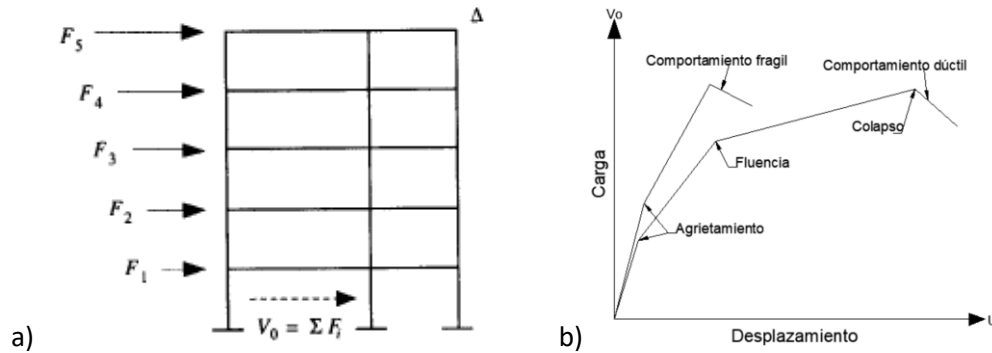


Figura 14. Relación carga-deformación de una estructura.

Es importante asegurar que en el caso extremo de que una estructura llegue a la falla, esta lo haga desarrollando un comportamiento dúctil; evitando que la estructura no falle en forma frágil, si no que sea capaz de soportar grandes deformaciones ante la acción del máximo evento sísmico considerado (ver Figura 14) [68]. El concepto de ductilidad se utiliza en los reglamentos de construcción para modificar los espectros elásticos de respuestas máximas, tomando en cuenta la capacidad que poseen las estructuras de disipar energía mediante deformaciones inelásticas. En pocas palabras, es correcto considerar articulaciones plásticas en el sistema, pero solamente en lugares específicos. Esto ocasiona que las estructuras sufran daño durante un sismo de gran intensidad, pero se mantengan en pie, cumpliendo con el objetivo primordial de salvar vidas humanas.

Esta metodología de diseño por capacidad es utilizada en México en los reglamentos de construcción actuales:

- Normas Técnicas Complementarias (NTC) para diseño por sismo
- Manual de diseño de Obras Civiles (CFE) Diseño por sismo

Y en Estados Unidos

- Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE7-10)

En los reglamentos se estipula un procedimiento que pueda ser aplicado para evaluar el comportamiento de estructuras de manera lineal, pero al mismo tiempo que cumpla con el comportamiento esperado de una estructura analizada no linealmente. En el código ASCE 7 se utilizan los factores de desempeño sísmico siguientes (ver Figura 15) [2]:

Factor de comportamiento dúctil (R), Este factor permite reducir el espectro elástico de diseño, siempre y cuando la estructura cumpla con ciertas características que permitan que se comporte de manera dúctil.

Factor de sobre-resistencia (Ω), es la relación entre la carga última y la carga en donde se genera la primera plastificación del sistema.

Factor de amplificación de desplazamiento (Cd), la relación entre el desplazamiento al alcanzar la generación de un mecanismo plástico de colapso del edificio y el desplazamiento existente al presentarse el primer evento de plastificación en la estructura.

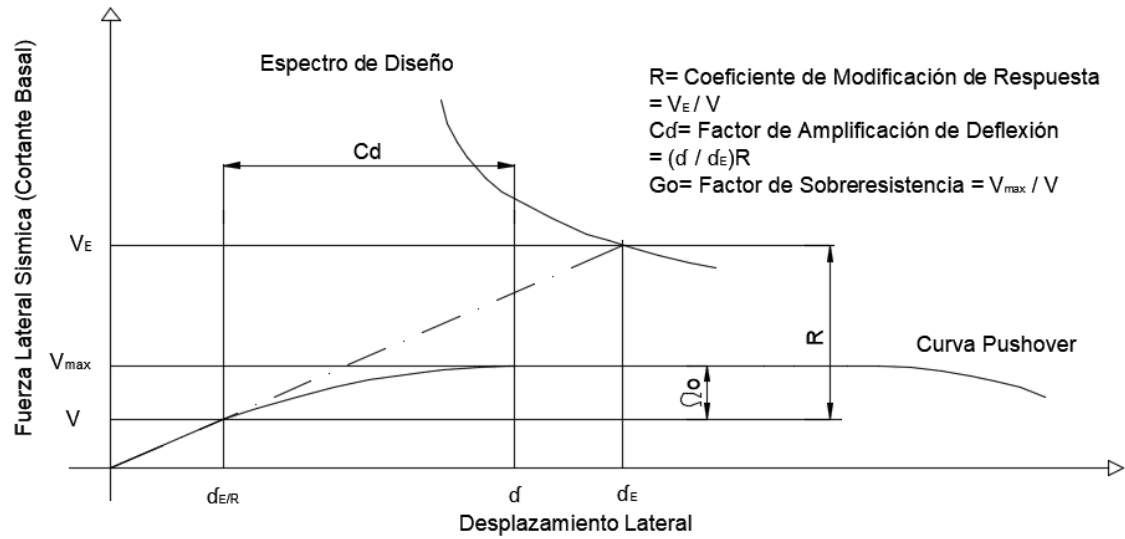


Figura 15. Factores de comportamiento sísmico según el FEMA.

Cabe destacar que los factores de desempeño sísmico son especificados en los diferentes reglamentos y manuales antes mencionados, y dependen del tipo de material de construcción, configuración del sistema y del mecanismo de disipación.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA PARA LA CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

En este capítulo se presenta la metodología utilizada para caracterizar los materiales utilizados (concreto y acero) para este proyecto de investigación, realizado en base a los estándares nacionales e internacionales [57-71]. El capítulo se dividirá en 4 etapas: (1) Descripción general, (2) Materiales para la fabricación del concreto, (3) Pruebas mecánicas para el concreto, y (4) Caracterización y prueba de tensión del acero.

3.1 Descripción general

El estudio experimental en este capítulo tiene como objetivo caracterizar el comportamiento estructural de los materiales mediante pruebas de laboratorio (tensión del acero, compresión y flexión del concreto). De la prueba a compresión de los cilindros de concreto se obtuvo la curva de esfuerzo-deformación unitaria (σ - ϵ). En cambio, para la prueba a flexión se utilizaron las vigas de concreto y se obtuvieron los diagramas de carga – deflexión ($P - d$). Similarmente, de la prueba a tensión de las varillas de acero de refuerzo se obtuvieron los diagramas σ - ϵ .

3.2 Materiales para la fabricación del concreto

3.2.1 Cemento y aditivo

Los materiales utilizados en esta investigación fueron adquiridos del mercado local. El cemento utilizado fue el CPC 30R, el cual cumple con la norma mexicana NMX-C-414 [69]. El aditivo empleado fue el súper-plastificante *plastol precast plus* [70], este tipo de aditivo ha sido empleado en investigaciones previas [42], dado que proporciona una mejor trabajabilidad de la mezcla y reduce la cantidad de grumos originados por las fibras de acero. La dosificación utilizada que demostró un mejor comportamiento es de 1.022 gr/kg de cemento.

3.2.2 Caracterización de los agregados gruesos y finos.

El análisis granulométrico del agregado grueso y fino, se realizó en base a la norma ASTM C-136 [71] y ASTM C 33 [72], cuyos resultados cumplen con la distribución de tamaños de partícula establecida por las normas antes mencionadas (ver Figura 16 y Figura 17).

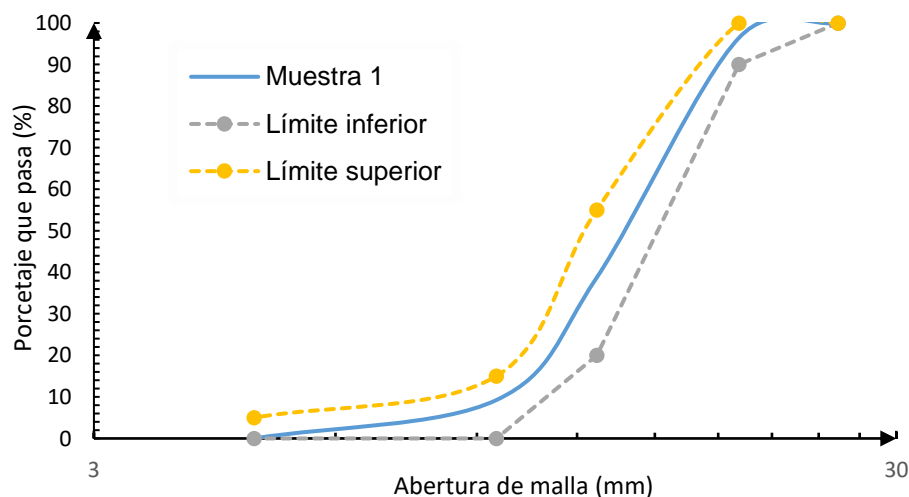


Figura 16. Gráfico de granulometría del agregado grueso.

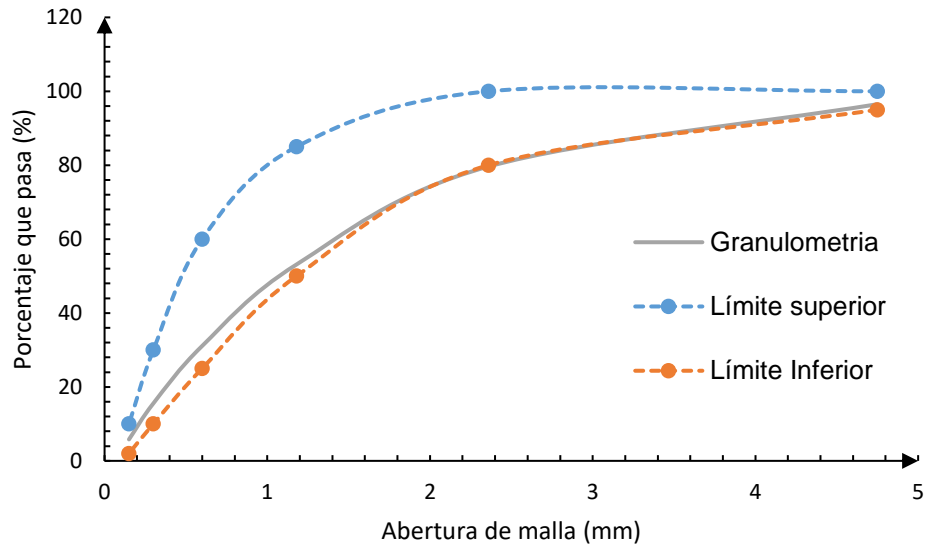


Figura 17. Gráfico de granulometría del agregado fino.

Se realizaron pruebas a los agregados de absorción (α), densidad (ρ), humedad (H_0) y peso volumétrico ($PVSS - PVSC$) siguiendo los lineamientos establecidos por la Asociación de Cemento Portland (PCA) (ver tabla 1). Datos esenciales a considerar para poder cumplir con las características y resistencia de diseño del concreto.

Tabla 1. Caracterización de los agregados gruesos y finos.

Pruebas (Caracterización)	Agregado Grueso	Agregado Fino
Peso Volumétrico Seco Suelto (PVSS) (kg/m³)	1491	1540
Peso Volumétrico Seco Compacto (PVSC) (kg/m³)	1587
Densidad (ρ) (gr/cm³)	2.59	2.71
Absorción (α) (%)	0.81	1.79
Módulo de Finura (MF)	3.18

La humedad de obra (HO) fue medida previo a realizar cada mezcla, con el objetivo de realizar las correcciones necesarias y cumplir con el diseño establecido.

3.2.3 Diseño de mezcla

El concreto utilizado alcanza una resistencia a compresión de $280 \frac{kg}{cm^2}$ ($27.46 Mpa$) a los 28 días ($f'c$), diseñado en base al Código ACI-211 [73], obteniendo una relación de agua-cemento (a/c) de 0.51. Se utilizó una sola resistencia a compresión de concreto con la finalidad de mantenerlo constante en todos los especímenes. Se realizaron mezclas de prueba con el objetivo de verificar 2 parámetros principalmente: resistencia a compresión del concreto a 28 días y revenimiento de 17 cm.

Las fibras de acero utilizadas tienen extremos en forma de gancho (end-hook) (ver Figura 18), en un porcentaje de 0.7%, este porcentaje es una relación de la densidad de la fibra (df) y la densidad del agua (da) $[\% \times df \times da]$. Lo anterior en base a los antecedentes y de las recomendaciones de la investigación realizada por Castruita y Juárez [42].

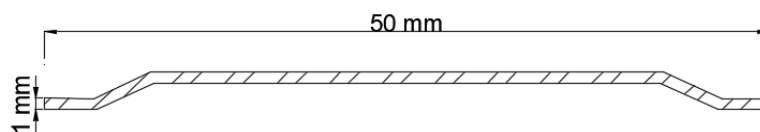


Figura 18. Fibra de acero tipo end-hook

3.3 Pruebas mecánicas para el concreto

3.3.1 Pruebas en estado fresco del concreto

La prueba de revenimiento es empleada para medir la trabajabilidad del concreto. El revenimiento generalmente se encuentra en un rango establecido de 2 cm a 18 cm, El revenimiento utilizado en este proyecto fue de 17 cm (ver Tabla 2), con el objetivo de obtener una mejor trabajabilidad y distribución del concreto con y sin fibras en la unión viga-columna, la cual posee un porcentaje alto de cuantía de barras de acero en el núcleo debido al diseño sismo-resistente. El procedimiento se realizó en base a la norma NMX-C-161-ONNCCE (ver Figura 19) [44].

Tabla 2. Revenimiento de las mezclas utilizadas.

<i>No. de Espécimen</i>	<i>Revenimiento (cm)</i>
<i>Esp. # 1 sin fibra</i>	17
<i>Esp. # 2 sin fibra</i>	18
<i>Esp. # 3 sin fibra</i>	18
<i>Esp. # 1 con fibras</i>	16
<i>Esp. # 2 con fibras</i>	16
<i>Esp. # 3 con fibras</i>	17



Figura 19. a) Levantamiento del cono, b) Medición del reventamiento obtenido.

3.3.2 Pruebas en estado endurecido del concreto

Para las pruebas en estado endurecido del concreto se realizaron especímenes cilíndricos de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura (ver Figura 20 a) con la finalidad de obtener: (1) resistencia máxima a compresión (f'_c), sin utilizar factores de corrección, (2) relación de Poisson (μ), (3) diagrama σ - ϵ y (4) módulo de elasticidad (E). También se realizaron vigas rectangulares de 15x15x50 cm (Ancho x Alto x Largo) (ver Figura 20 b). con la finalidad de obtener el diagrama carga-deflexión ($P - d$) y el módulo de ruptura (MR).

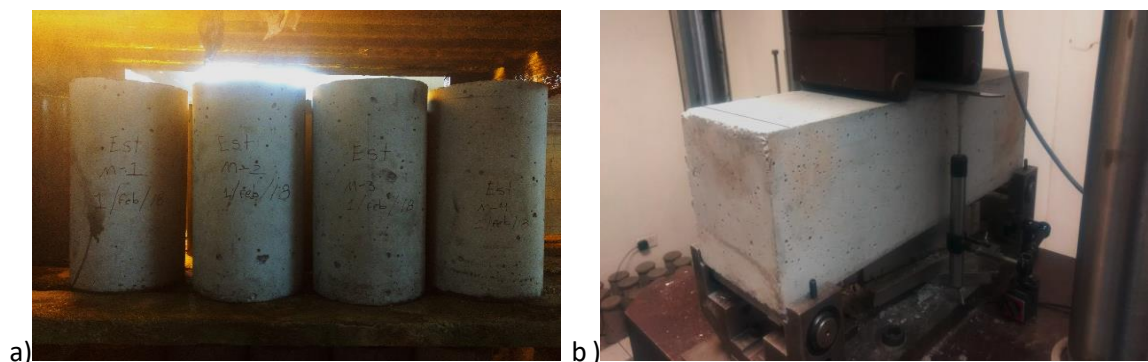


Figura 20. a) Cilindros de concreto b) Vigas de concreto.

3.3.2.1 Elaboración, curado y cabeceo de cilindros de concreto

Se realizaron 9 cilindros por cada espécimen unión viga-columna. La elaboración de los cilindros consistió en el llenado de moldes previamente engrasados (Figura 21 a). El llenado se realizó mediante 3 capas, cada una con su respectivo varillado (25 varillados) y 12 golpes con un mazo de goma alrededor del molde, como se indica en la norma NMX-C-159 [73] y ASTM-C-192 [74] (Figura 21 b). Posteriormente, se engrasó la superficie y se protegió con plástico para evitar la pérdida de humedad e impedir que se generaran grietas por contracción. Se realizó el retiro del molde a las 24 horas posteriores de la elaboración como se indica en la norma NMX-C-159. [75] Los cilindros se colocaron en el cuarto de curado durante 28 días, con una temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, como se indica en la norma ASTM-C-192 [74] (ver Figura 21 c).



Figura 21. a) Moldes para cilindros previamente engrasados, b) Elaboración de cilindros, c) Colocación de especímenes en el cuarto de curado.

El cabeceo de cilindros se realizó con azufre convencional, el cual es calentado a una temperatura de $140^{\circ}\text{C} \pm 10^{\circ}\text{C}$ en la olla eléctrica para fundir azufre. Posteriormente se realizó el cabeceo en cada una de las caras, utilizando el plato y los dispositivos necesarios para llevarlo a cabo. El tiempo tomado para el cabeceado de cada una de las caras fue de aproximadamente 2 minutos. El espesor del cabeceado fue de aproximadamente de 2 mm. Todo lo anterior realizado en base a la norma NMX-C-109-ONNCCE [76] (Figura 22).



Figura 22. Cabeceo de cilindros de concreto.

3.3.2.2 Prueba de resistencia a compresión de cilindros de concreto

(Módulo de elasticidad, esfuerzo máximo, relación de Poisson)

Para el procedimiento de la prueba a compresión de cilindros de concreto, se tomó como referencia la Norma ASTM C39 [45]. El ensayo se realizó por control de desplazamiento en la máquina Instron DX 600 con capacidad de carga de 60 ton. La velocidad de desplazamiento fue de 0.8 (mm/min) , con el propósito de igualar el tiempo de una prueba estándar de resistencia a compresión.

Para trazar de manera correcta la curva de σ - ϵ , se utilizaron 2 Transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT, por sus siglas en inglés), colocados en los anillos de módulo de elasticidad y a su vez conectados a un adquisidor de datos de 4 canales (*National Instruments*) (ver Figura 23).

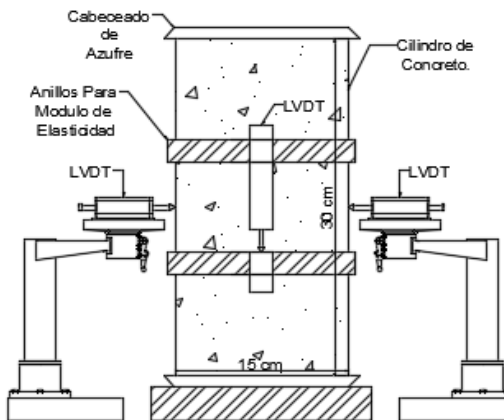


Figura 23. Instrumentación de los cilindros

Para obtener la deformación horizontal de los cilindros, se utilizaron 2 LVDTs colocados en el mismo eje horizontal sobre el punto medio del cilindro (ver Figura 24) conectados de igual manera al adquisidor de datos de 4 canales (*National Instruments*).



Figura 24. Instrumentación utilizada para los cilindros.

El esfuerzo máximo (f_c), se obtuvo utilizando la siguiente ecuación:

$$f_c = \frac{P}{A}$$

Donde:

f_c = Esfuerzo máximo de la prueba a compresión del concreto (MPa).

P = Carga máxima (N)

A = Área de la sección transversal del cilindro de concreto (mm^2).

La determinación del módulo de elasticidad se realiza mediante la siguiente ecuación obtenida de la norma ASTM C-469 [77].

$$E = \frac{(S_2 - S_1)}{(e_2 - 0.000050)}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad (Mpa).

S_2 = Esfuerzo correspondiente al 40% del esfuerzo máximo (MPa).

S_1 = Esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria 0.00005 (MPa).

e_2 = Deformación unitaria longitudinal correspondiente al esfuerzo S_2 (mm/mm).

La determinación de la relación de Poisson se obtuvo en base a la norma ASTM C-469 [77], utilizando la siguiente ecuación.

$$\mu = \frac{(Et_2 - Et_1)}{(e_2 - 0.000050)}$$

Donde:

μ = Relación de Poisson.

Et_2 = Deformación transversal unitaria a la altura media del espécimen, producida por el esfuerzo S_2 (mm/mm).

Et_1 = Deformación transversal unitaria a la altura media del espécimen producida por el esfuerzo S_1 (mm/mm).

e_2 = Deformación unitaria longitudinal correspondiente al esfuerzo S_2 (mm/mm).

3.3.2.3 Elaboración y curado de vigas de concreto

Las vigas fueron coladas como lo establece la norma NMX-C-161-ONNCCE [78] Y NMX-C-155-ONNCCE [79] en dos capas, se utilizó una mesa vibradora durante un tiempo de 2 minutos, los cuales iniciaron después de la primera capa de concreto (ver Figura 25). Para esta investigación se obtuvo una viga por cada tres mezclas realizadas, dando un total de 6. Las medidas de las vigas se mencionaron anteriormente y son las que establece la norma ASTM c1609/c1609M [80].



Figura 25. Colado de vigas, con medidas de 15 cm x 15 cm x 50 cm de longitud.

Posteriormente, se enrasó la superficie y se protegió con plástico para evitar la pérdida de humedad. Se realizó el desmoldeo 24 hrs después de su elaboración y fueron colocados en el cuarto de curado durante 28 días, de acuerdo a la norma ASTM-C-192 [78] y NMX-C-155-ONNCCE [79] (ver Figura 26).



Figura 26. Descimbrado y colocación en el cuarto de curado de las vigas.

3.3.2.4 Prueba de Corte Directo (Módulo de Ruptura)

La prueba de corte directo se utiliza para obtener el módulo de ruptura. Este valor es la resistencia a la tensión por flexión del concreto, obtenido mediante el ensaye a la flexión de una viga simple con carga en los tercios del claro (Figura 27 a). La prueba se realiza conforme lo marca la norma mexicana NMX-C-191-ONNCCE [81], ASTM C-78 [46] y ASTM c1609/c1609M [80]. El valor numérico del Módulo de ruptura suele aproximarse a 1.99 a 3.18 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión.

Las vigas fueron ensayadas en una máquina Instron DX 600 con capacidad de carga de 60 toneladas, mediante control por desplazamiento con una velocidad de $0.05 \frac{mm}{min}$ como lo establece la norma ASTM c1609/c1609M [80]. La instrumentación utilizada fue la siguiente: un marco de carga y un LVDT para medir la deflexión en el tercio medio de la viga (ver Figura 27 b).

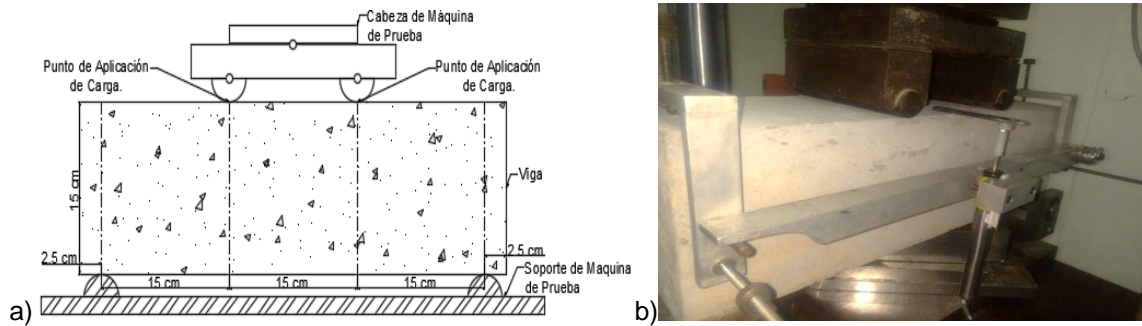


Figura 27. a) Vista lateral de la prueba a flexión a cuatro puntos. b) Instrumentación utilizada en la prueba.

El módulo de ruptura se calculó en base a la siguiente ecuación:

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$

Donde:

MR = módulo de ruptura (Mpa).

P = la carga (N).

L = Longitud del claro (mm).

b = Ancho promedio de la muestra, orientado para pruebas (mm).

d = Altura promedio de la muestra, orientada para pruebas (mm).

3.4 Caracterización y prueba de tensión del acero

El objetivo de esta prueba es determinar el comportamiento del acero hasta el punto de ruptura, obteniendo valores experimentales de esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria. Con estos valores experimentales se genera la curva $\sigma - \varepsilon$ y de esta gráfica se determina el módulo de elasticidad (E)

para cada una de las varillas ensayadas. Como se especifica en la norma NMX-C-407-ONNCCE [43].

Las varillas fueron ensayadas a tensión en la máquina Tinius Olsen, la cual cuenta con una capacidad de 200 ton. Para la medición de la deformación de las varillas se utilizó el equipo “*Epsilon Axial Extensometer*” colocado en el tramo central de la varilla (ver Figura 28) y conectado a un adquisidor de datos de 4 canales *National Instruments*.

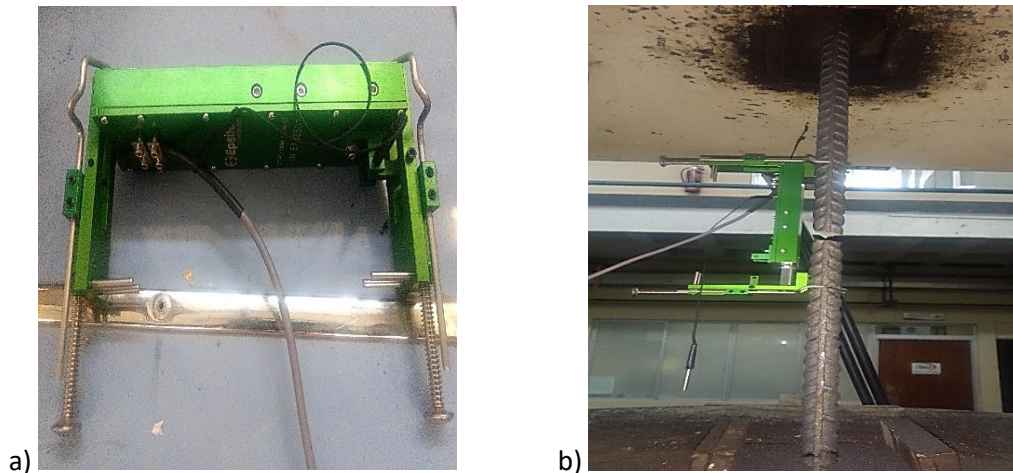


Figura 28. Prueba de tensión de varillas con el Épsilon.

El módulo de elasticidad se calculó con la siguiente relación:

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$$

Donde:

$\Delta \sigma$ = Esfuerzo en el punto de fluencia

$\Delta \epsilon$ = Deformación en el punto de fluencia

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA Y PROCESO DE FABRICACIÓN DEL ESPÉCIMEN UNIÓN VIGA-COLUMNA

La metodología se realizó en base a las recomendaciones de la norma ACI-374.2R [49], con el fin de establecer un orden en la etapa previa, durante y después de la experimentación; por lo que las actividades a realizar son las siguientes:

4.1 Espécimen

El diseño del espécimen se realizó siguiendo los códigos ACI-318 [47] y requerimientos aplicables para el diseño sismo-resistente de la unión viga-columna. El propósito de dicho diseño es lograr la formación de una articulación plástica en la viga, en la zona cercana a la conexión con la columna. Simultáneamente, la columna se diseña evitando la plastificación de la columna y daños asociados.

El espécimen se realizó a escala real, por lo que las medidas tanto de la viga y la columna son las siguientes:

La columna tiene una sección rectangular con dimensiones de 0.50 m x 0.90 m (altura, base), con un armado longitudinal formado por 16 varillas del # 6, y estribos cerrados con varillas del # 4, con una separación de 0.11 m (ver Figura 29).

La viga tiene una sección rectangular de 0.30 m x 0.50 m (base, altura), con un armado longitudinal formado por 8 varillas del número # 6 distribuidas en el lecho superior e inferior. El confinamiento está formado por estribos cerrados del # 3, con una separación de 0.10 m en el primer metro partiendo de la columna y de 0.15 m en el resto de la longitud (ver Figura 29).

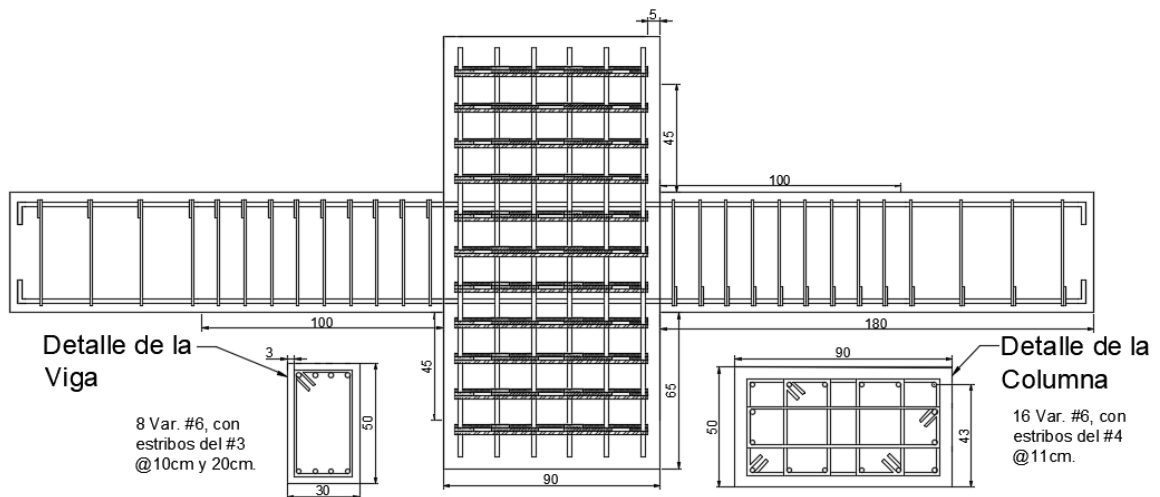


Figura 29. Detalle del espécimen junta viga-columna.

El espécimen fue construido bajo un estricto control de calidad, principalmente en la colocación y distribución del acero de refuerzo y calidad del concreto. Esto, con la finalidad de evitar variaciones importantes en los resultados a obtener entre los diferentes especímenes unión viga-columna.

4.1 Instrumentación y adquirentes de datos

Los desplazamientos de la viga serán medidos mediante la utilización de LVDTs y las deformaciones unitarias del acero con strain gauges (micro-measurements EA-06-250BG-120) (ver Figura 30 a). La distribución de los strain-gauges, se realizó estratégicamente de manera que permita obtener los datos más relevantes de la prueba (ver Figura 30 b).

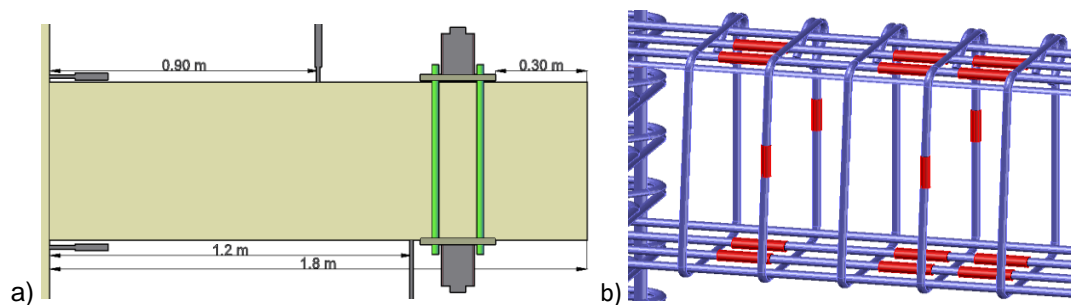


Figura 30. a) Colocación de strain gauges, vista en planta. b) Colocación de strain gauges vista en perspectiva.

Los datos de carga y deformación serán registrados con un adquirentes de datos (National Instruments) el cual cuenta con 4 canales para LVDTs y 16 canales para strain-gauges y celdas de carga. El equipo cuenta con capacidad de leer todos los canales a intervalos de 10 mediciones por segundo.

La distribución de los aparatos de medición (LVDTs, celdas de carga) se puede apreciar en la Figura 31.

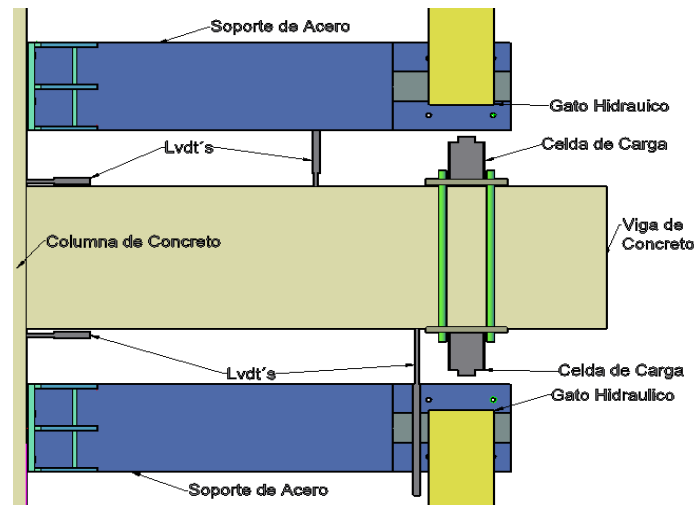


Figura 31. Distribución de la instrumentación externa de medición.

4.2 Configuración de pruebas y condiciones de control

La prueba está planteada de manera que simule el comportamiento real bajo acciones sísmicas considerando las condiciones y restricciones idealizadas durante el diseño estructural. La columna se consideró completamente rígida por lo que fue diseñada para soportar 2 veces el momento nominal de diseño (M_n) en el núcleo, con el objetivo de evitar algún daño. En cambio, la viga está diseñada para que se formen articulaciones plásticas en la junta.

Para lograr que la prueba funcionara de manera correcta, se utilizó una estructura de apoyo colocada en ambos extremos de la columna (Figura 32) con el fin de restringir el movimiento de la columna y minimizar errores en las mediciones de desplazamientos.

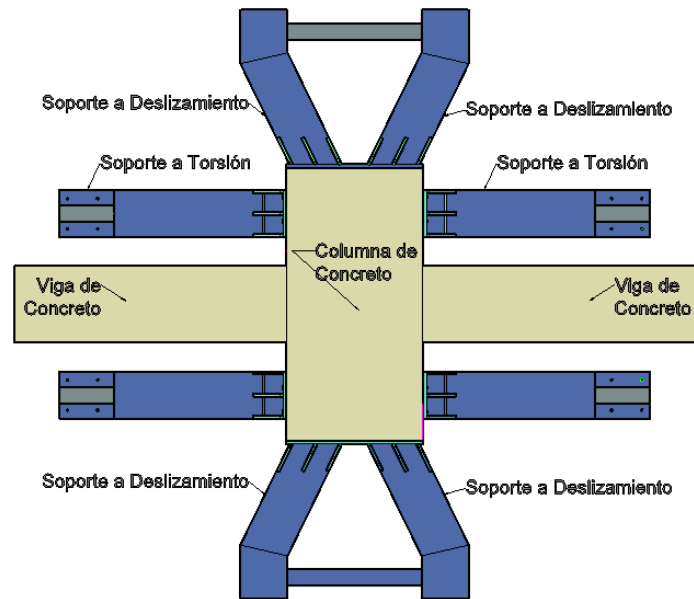


Figura 32. Estructura de apoyo para resistir el movimiento de la columna

Siguiendo las recomendaciones de la norma ACI 374.2R [49], el control de la prueba será en base a una historia de desplazamientos especificada en dicha norma. Los desplazamientos se aplicaron a la viga mediante dos cilindros hidráulicos unidireccionales, controlados manualmente, y colocados sobre el mismo eje perpendicular a la base de la viga (Figura 33). El desplazamiento aplicado se midió mediante un LVDT, colocado a un costado de la zona de aplicación de carga.

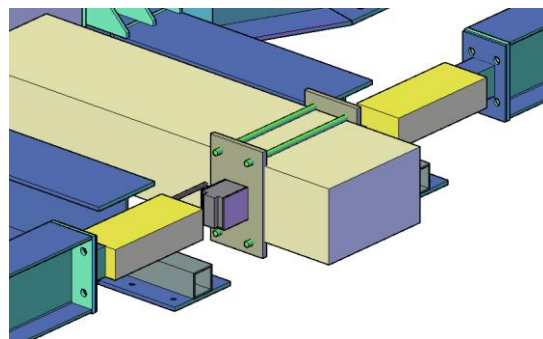


Figura 33. Punto de aplicación de cargas.

Las cargas serán aplicadas en el eje neutro de la base de la viga de manera cíclica, con una velocidad de carga cuasi-estática siguiendo el programa de desplazamientos que será mencionado en el siguiente subtema. Cabe destacar que la prueba será ejecutada de manera continua sin interrupciones, dadas las recomendaciones de la normativa ACI 374.2R [49].

4.3 Programa e historia de desplazamiento

La carga aplicada será de manera cíclica, conocida como carga unidireccional reversible. Para formar el programa de desplazamientos se tomó en cuenta las recomendaciones de la norma ACI 374.2R [49] la cual menciona que entre cada cambio de curvatura se realizarán por lo menos dos ciclos. Del mismo modo, la norma ACI 374.1 [50] recomienda que la secuencia de prueba garantice que la aplicación de los desplazamientos se incremente gradualmente en pasos, ni demasiado grandes ni demasiado pequeños. Tomando en cuenta lo anterior, se estableció el siguiente programa:

El primer desplazamiento que se le aplicará a la viga será de 2 mm y se irá incrementando en 1.25 veces el desplazamiento anterior, hasta llegar a un porcentaje de desplazamiento relativo ($\delta/L = \phi$), igual a 3.5%. Dando como resultado 30 ciclos (Figura 34).

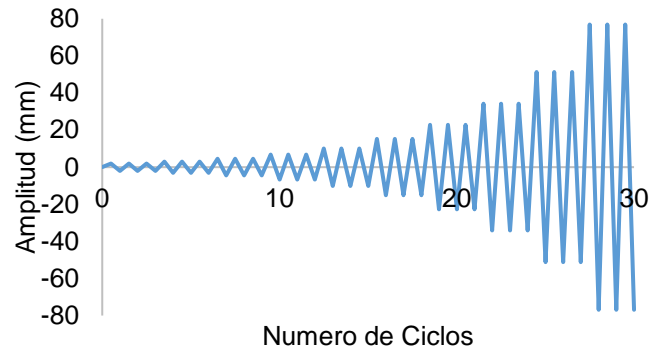


Figura 34. Gráfica de historia de deformaciones.

4.4 Observación experimental.

Además de la información obtenida mediante los diferentes medidores de desplazamiento y deformación unitaria (LVDTs, strain gauges), se realizarán observaciones durante la ejecución de la prueba, para evaluar el rendimiento global de la muestra. Dentro de los parámetros que se deben de observar son los siguientes:

- Iniciación del agrietamiento
- Anchos de fisura
- Patrones de grieta (para poder apreciar el modo dominante de deformación y el nivel de daño del concreto)

4.5 Detalles de la prueba

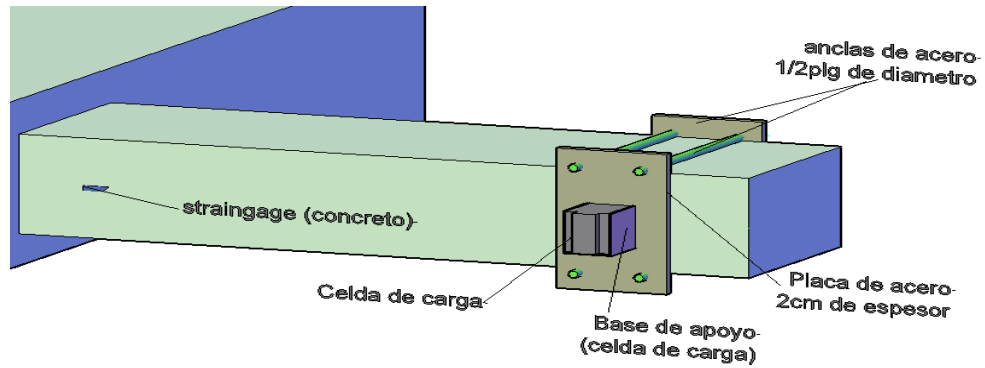


Figura 35. Base de apoyo para celda de carga, y punto de colocación del strain gauge para concreto.

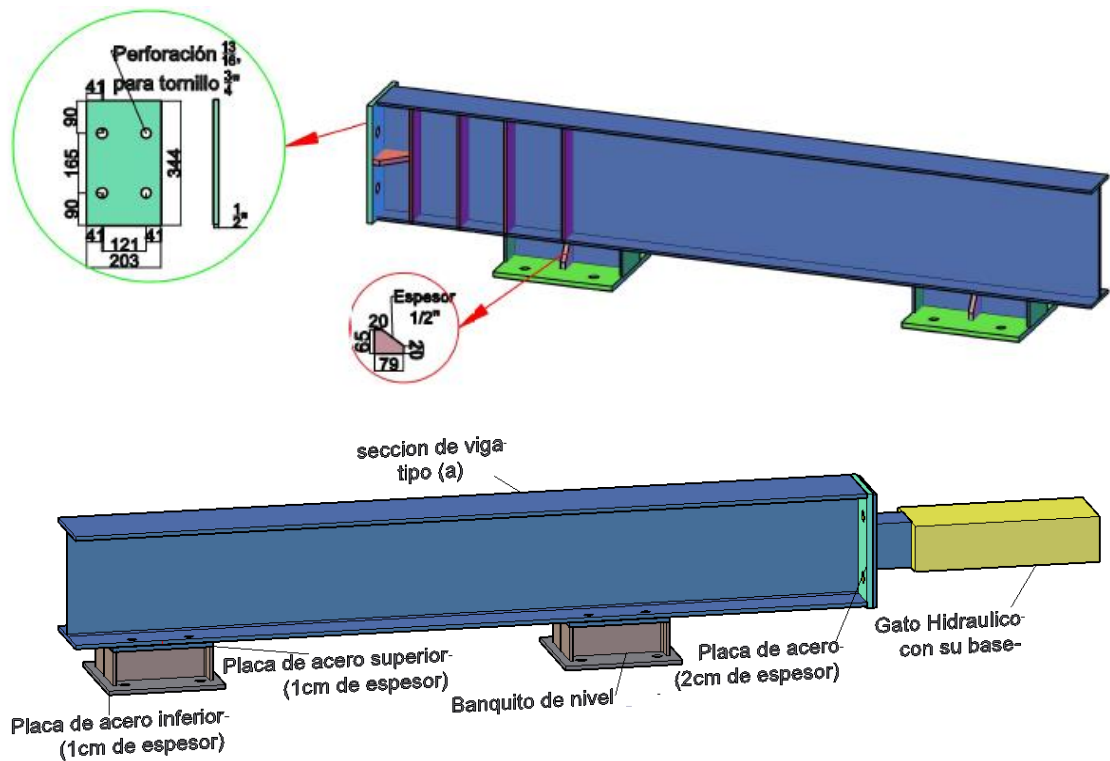


Figura 36. Base de apoyo para gato hidráulico.

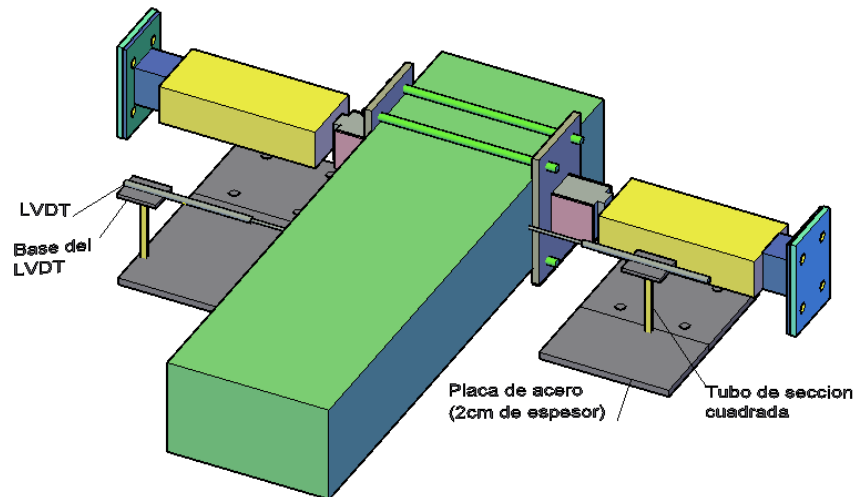


Figura 37. Distribución de LVDTs.

4.6 Fabricación de los especímenes.

4.6.1 Instrumentación

Para la instrumentación del acero de refuerzo de cada uno de los especímenes, se emplearon 12 strain-gauges distribuidos en ambas vigas con un total de 6 en cada una. En el acero de refuerzo longitudinal se colocaron 4 strain gauges y en el acero transversal se colocaron 2 strain gauges. Para su colocación se realizó un procedimiento previo, el cual consistía en pulir y limpiar la zona con acetona, acondicionador y neutralizador respectivamente (ver Figura 38a y Figura 38b).

Posteriormente se colocaron los strain-gauges y su respectiva terminal con ayuda de un pegamento especial (M-BOND 200 Adhesive, Micro Measurements), la terminal sirve como puente entre el strain gauge y el cableado utilizado para conectarlo con el adquisidor de datos (ver Figura 38 c), para colocar el cableado

se utilizó estaño en todas las conexiones. Las conexiones y strain gauges fueron protegidas con manguera y silicón para evitar el contacto con el agua.



Figura 38. a) Pulido de zona, b) Colocación de químicos, c) Colocación y soldado de strain gauge.

4.6.2 Preparación de las cimbras.

Se utilizó cimbra de madera con triplay de 9 mm para las caras en contacto con el espécimen para obtener un buen acabado (ver Figura 39). Del mismo modo para los soportes y nivelación del espécimen se utilizaron barrotes y polines, todo lo anterior unido mediante tornillos para facilitar el descimbrado y reutilización de la cimbra (ver Figura 39).



Figura 39. a) Armado de la caja, b) Colocación de soportes laterales, c) Cimbra terminada.

4.6.3 Dosificación de materiales

El material a utilizar se colocó a un costado de la zona de colado. Se observó que el material tenía diferentes humedades por lo que se procedió a homogenizarlo (ver Figura 40).

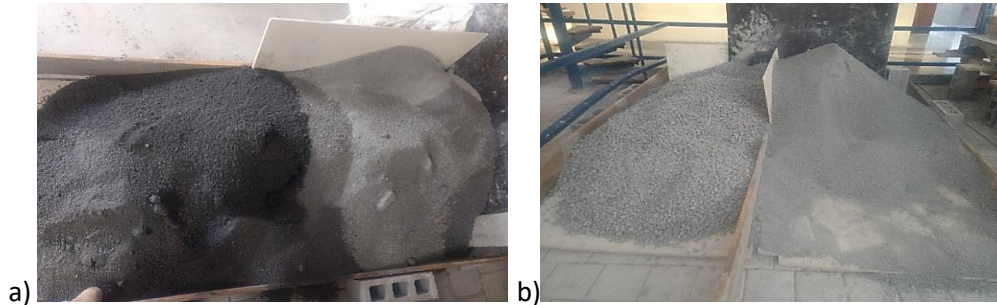


Figura 40. a) Material no homogenizado, b) Material homogenizado.

El material (grava, arena, cemento, agua) se pesó en una báscula digital de 100 kg marca Torrey (ver Figura 41 a), del mismo modo el aditivo se pesó en una báscula digital de 20 kg marca Torrey con una precisión de miligramos (Figura 41 b).

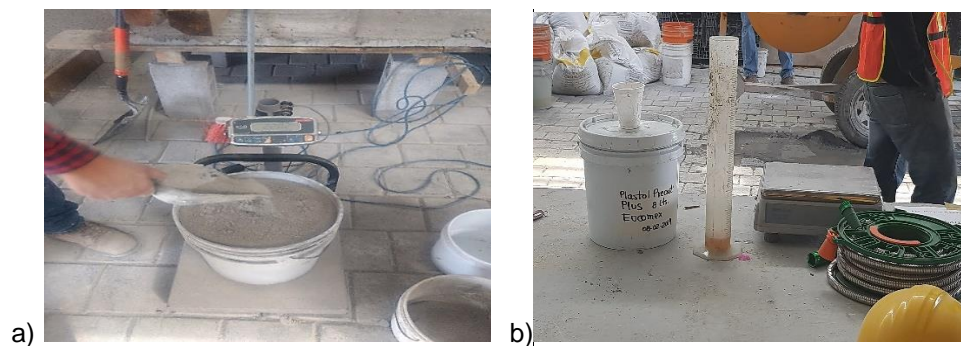


Figura 41. Dosificación del material

4.6.4 Procedimiento de mezclado

Las mezclas se realizaron mediante dos revolvedoras, con el objetivo de optimizar el tiempo de colado y evitar la generación de juntas frías en el espécimen. Las revolvedoras utilizadas cuentan con una capacidad de 90 litros, la primera es eléctrica marca M Power Cipsa y la segunda de gasolina marca Nexus. El procedimiento utilizado se tomó en base al código europeo EN 14845-1 [82] (ver Figura 42).



Figura 42. a) Realizando la mezcla, b) Colocación del aditivo a la mezcla de concreto.

4.6.5 Vibrado del espécimen.

El tiempo total de colado de los especímenes fue de 3 horas aproximadamente. Se coló en tres capas, en cada capa se le extrajo el aire atrapado con un vibrador marca BOSCH, con un diámetro de 1" (ver Figura 43 a). El tiempo que duró el vibrador sumergido en cada punto de la mezcla de concreto fue de 3 a 5 segundos (ver Figura 43 b), obteniendo un buen acabado (ver Figura 43 c).



Figura 43. a) Vibrado del concreto, b) Esparcimiento del concreto, c) terminado final.

4.6.6 Curado de especímenes

Los especímenes fueron curados durante los primeros 28 días, humedeciéndolos con agua y cubriéndolo con plástico para evitar que se pierda humedad y se generaran grietas por contracción (ver Figura 44).



Figura 44. Colocación de plástico, para evitar pérdida de humedad.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS Y RESULTADOS

5.1. Introducción

En este capítulo se presenta el análisis de resultados obtenidos de las diferentes pruebas para la caracterización de los materiales, como son el acero de refuerzo y el concreto. Estas pruebas incluyeron: (1) prueba a tensión de barras de acero corrugado grado 42, (2) prueba de compresión en cilindros de concreto y (3) prueba de flexión a 4 puntos de vigas de concreto.

5.2. Caracterización del acero de refuerzo.

En esta sección se analizan y discuten los resultados obtenidos de las pruebas experimentales a tensión de barras de acero grado 42. Las barras ensayadas fueron de # 3, # 4 y # 6, las cuales se utilizaron para el armado de los especímenes unión viga-columna. Se utilizó como referencia la norma NMX-C-407.ONNCCE [43], para presentar los datos de caracterización (E, e, σ) en conjunto con los gráficos $\sigma - \varepsilon$ correspondientes.

5.2.1. Barras #3.

Se tomaron 5 muestras de varilla de acero corrugada #3 para las pruebas de tensión, de las cuales una obtuvo un error de medición (varilla No. 5). Se observa que el esfuerzo de fluencia se encuentra en un rango comprendido entre 479.15 *MPa* y 523.38 *MPa*, ambos valores cumplen con el esfuerzo mínimo requerido para el acero grado 42 (411.88 *MPa*). Esto indica que tiene un 23% de sobre-resistencia respecto al valor nominal. Del mismo modo, el módulo de elasticidad se encuentra cercano al valor teórico de $2,100,000 \frac{Kg}{cm^2}$ (205,939.65 *MPa*) con excepción de la barra número 4, cuyo valor resultó mayor.

El esfuerzo máximo y último resultaron similares para las 4 muestras ensayadas, así como la deformación última se encuentra en el rango de 0.096 *mm/mm* hasta 0.13 *mm/mm* (ver Tabla 3)

Tabla 3. Resultados de las varillas de acero corrugada número 3.

		<i>Esfuerzo de fluencia (MPa)</i>	<i>Deformación de fluencia $\frac{mm}{mm}$</i>	<i>Módulo de Elasticidad (MPa)</i>	<i>Esfuerzo Maximo (MPa)</i>	<i>Esfuerzo Ultimo (MPa)</i>	<i>Deformación Ultima $\frac{mm}{mm}$</i>
<i>Varillas # 3 (3 / 8 ")</i>	<i>Varilla No. 1</i>	514.85	0.0025	201,901.62	794.15	773.01	0.096
	<i>Varilla No. 2</i>	479.22	0.0024	198,026.25	766.68	736.18	0.134
	<i>Varilla No. 3</i>	549.17	0.0030	183,057.46	818.46	802.39	0.119
	<i>Varilla No. 4</i>	523.40	0.0019	280,193.52	822.38	804.14	0.101
	promedio	516.66	0.00245	215,794.71	800.42	778.93	0.1125
	NORMA ACI 318	411.87	0.003	205,939.65	----	----	----

Se puede apreciar en los gráficos $\sigma - \varepsilon$ un comportamiento según lo establece la norma NMX-C-407 ONNCCE [43] para las varillas de acero corrugado, particularmente en fluencia y ductilidad en la zona de endurecimiento por deformación (ver Figura 45). Las deformaciones últimas obtenidas de las varillas tienen un promedio de 0.1124 mm/mm .

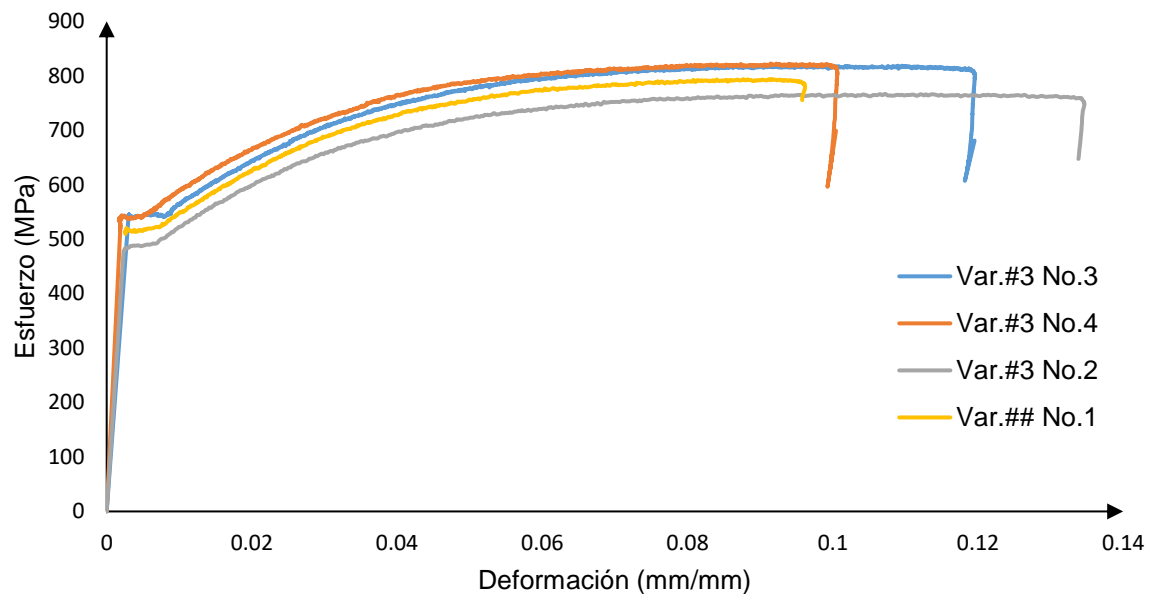


Figura 45. Gráfico $\sigma - \varepsilon$ de las varillas de acero corrugado #3.

5.2.2. Barras #4.

Se tomaron 5 especímenes de varilla de acero corrugada #4, los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6, donde se describen los resultados de la prueba a tensión. Se puede observar que el valor del esfuerzo de fluencia se encuentra en un rango comprendido entre 478 MPa hasta 490.30 MPa , ambos valores cumplen con el esfuerzo mínimo requerido para el acero grado 42 (411.88 MPa) según la norma NMX-C-407 ONNCCE [43], por lo que se tiene un 15% de

sobre-resistencia en promedio. De igual manera el módulo de elasticidad se encuentra cerca de $2,100,000 \frac{Kg}{cm^2}$ ($205,939.65 MPa$). El esfuerzo máximo y último resultaron similares para las 5 muestras ensayadas, igual que la deformación última se encuentra en el rango de $0.097 mm/mm$ hasta $0.12 mm/mm$.

Tabla 4. Resultados de las varillas de acero corrugado número 4.

		<i>Esfuerzo de fluencia (MPa)</i>	<i>Deformación de fluencia $\frac{mm}{mm}$</i>	<i>Módulo de Elasticidad (MPa)</i>	<i>Esfuerzo Maximo (MPa)</i>	<i>Esfuerzo Ultimo (MPa)</i>	<i>Deformación Ultima $\frac{mm}{mm}$</i>
<i>Varillas # 4 (1 / 2 ")</i>	<i>Varilla No. 1</i>	478.86	0.0021	228,028.43	753.21	739.91	0.1058
	<i>Varilla No. 2</i>	490.32	0.0025	198,430.87	762.06	752.72	0.1030
	<i>Varilla No. 3</i>	485.43	0.0025	195,737.57	754.48	752.22	0.0975
	<i>Varilla No. 4</i>	487.70	0.0021	230,049.21	760.78	751.44	0.1075
	<i>Varilla No. 5</i>	489.25	0.0026	189,633.24	758.87	742.10	0.1224
	Promedio	486.31	0.0024	208,375.86	757.88	747.68	0.1072
	NORMA ACI 318	411.87	0.003	205,939.65	----	----	----

El comportamiento que se aprecia en los gráficos $\sigma - \epsilon$ cumple la norma NMX-C-407 ONNCCE [43]. Además, en este caso los gráficos son semejantes en la zona elástica y en la zona de fluencia. Se observan diferencias en la deformación unitaria correspondiente al punto de ruptura, debido a que la falla no se presentó en la zona en donde se colocó el Epsilon Axial Extensometer (ver Figura 46).

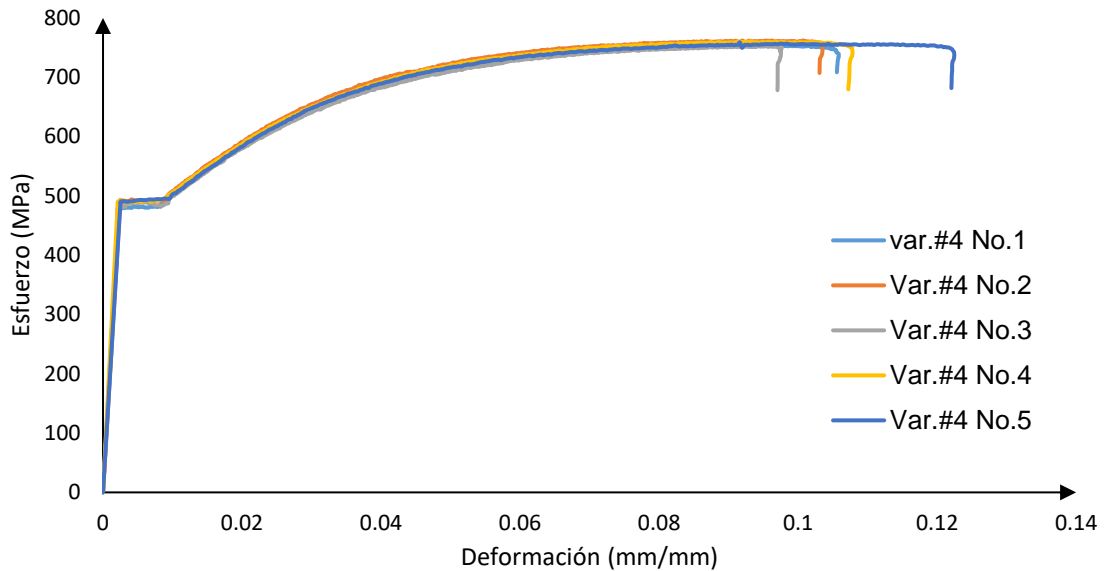


Figura 46. Gráfico $\sigma - \varepsilon$ de barras #4.

5.2.3. Barras #6.

Se tomaron 5 especímenes de varilla de acero corrugada # 6, los resultados de la prueba a tensión se presentan en la Tabla 5. Se puede observar que el valor del esfuerzo de fluencia se encuentra en un rango comprendido entre 452.98 *MPa* hasta 627.63 *MPa*, ambos valores cumplen con el esfuerzo mínimo requerido para el acero grado 42 (411.88 *MPa*) según la norma NMX-C-407 ONNCCE [43]. En este caso se observó un esfuerzo de sobre-resistencia promedio de un 10%, despreciando la varilla No.2, debido a que los resultados no se asemejan al promedio del resto de las muestras ensayadas. En cuanto el módulo de elasticidad medido del total de las muestras con excepción de la muestra No. 2 se encuentra dentro de los valores esperados en el rango de 2,100,000 $\frac{Kg}{cm^2}$ (205,939.65 *MPa*) según la norma NMX-C-407 ONNCCE [43].

Los valores del esfuerzo máximo y último son similares y la deformación última se encuentra en el rango de 0.102 mm/mm hasta 0.176 mm/mm.

Tabla 5. Resultado de las varillas de acero corrugado #6.

		<i>Esfuerzo de fluencia (MPa)</i>	<i>Deformación de fluencia (mm/mm)</i>	<i>Modulo de Elasticidad (MPa)</i>	<i>Esfuerzo Maximo (MPa)</i>	<i>Esfuerzo Ultimo (MPa)</i>	<i>Deformación Ultima (mm/mm)</i>
<i>Varillas # 6 (3/4")</i>	<i>Varilla No. 1</i>	452.98	0.0015	294,144.74	730.84	718.65	0.102
	<i>Varilla No. 2</i>	627.63	0.0015	418,417.07	759.88	693.75	0.129
	<i>Varilla No. 3</i>	469.89	0.0023	204,301.09	770.66	691.40	0.169
	<i>Varilla No. 4</i>	458.74	0.0022	209,472.73	762.33	693.38	0.176
	<i>Varilla No. 5</i>	477.63	0.0023	207,663.91	777.89	758.07	0.134
Promedio		497.37	0.0020	228,895.62	760.32	711.05	0.142
NORMA ACI 318		411.87	0.003	205,939.65	----	----	----

El comportamiento que se aprecia en las gráficas $\sigma - \varepsilon$ cumple la norma NMX-C-407 ONNCCE [43], principalmente en la zona de endurecimiento por deformación, mientras que la meseta de ductilidad resultó ser pequeña en comparación a las varillas #3 (3/8") y #4 (1/2"). En este caso, los gráficos en la zona de rango lineal se observan que son similares (ver Figura 47). La deformación última promedio de las varillas ensayadas es de 0.142 mm/mm.

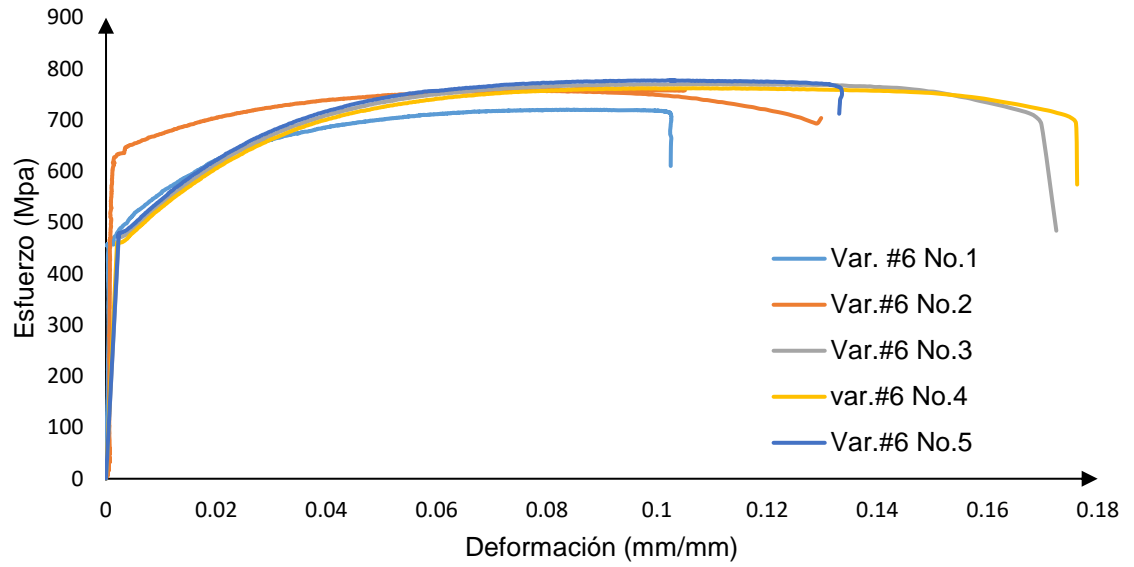


Figura 47. Gráfico de Esfuerzo-deformación de las varillas de acero corrugado # 6.

5.3. Caracterización del concreto

En esta sección se analizan y discuten los resultados obtenidos de las pruebas experimentales para la caracterización del concreto (vigas y cilindros) según las normas ASTM C39 [45], ASTM C-469 [77], ASTM C1609/C1609M[80], NMX-C-191-ONNCCE [81] y ASTM C-78 [46]. Además, son descritos los patrones de agrietamiento y fallas observadas según recomendaciones de la norma ACI 374.1-05 [50].

5.3.1. Comportamiento a compresión de los cilindros de concreto sin la adición de fibras de acero (FA).

5.3.1.1. Unión uno sin FA ($E - 1$)

Se presentan los resultados de los ensayos correspondientes a los cilindros de concreto sin la adición de fibras de acero, correspondiente al espécimen unión viga-columna 1 ($E - 1$) (ver Tabla 6). En las tablas se encuentra la información del esfuerzo máximo ($f'c$), el módulo de elasticidad (E), la deformación vertical (e) y la relación de Poisson (μ) para cada uno de los cilindros ensayados.

Tabla 6. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen unión viga-columna 1 ($E - 1$), sin la adición de fibras de acero.

	Número de Cilindro	$f'c$ (MPa)	E (MPa)	ϵ al esfuerzo máximo (mm/mm)	μ
Especimen 1 junta viga – columna. (E – 1)	Cilindro #1	26.26	17,508.11	0.0024	0.319
	Cilindro #2	24.56	23,066.01	---	0.198
	Cilindro #3	27.05	22,901.32	0.0023	0.454
	Cilindro #4	23.09	19,367.65	0.0023	0.193
	Cilindro #5	28.39	22,883.08	0.0018	0.135
	Cilindro #6	28.33	34,389.31	0.0013	0.126
	Cilindro #7	29.51	22,607.43	0.0025	0.201
	Cilindro #8	24.49	21,503.08	0.0026	0.182
	Cilindro #9	25.96	----	0.0017	0.131
	PROMEDIO	26.63	23,028.25	0.0021	0.22
NORMA	ACI 318	----	22,559.55	0.002-0.003	≈ 0.20

Los resultados muestran un promedio experimental del esfuerzo máximo ($f'c$) de 26.63 MPa. De igual manera el promedio del módulo de elasticidad obtenido fue de 23,028.25 MPa, valor dentro el rango establecido en la norma ASTM C-469 [77]. Las deformaciones obtenidas se encuentran dentro del rango de 0.0017 (mm/mm) hasta 0.0026 (mm/mm), con excepción del cilindro # 6 con un valor de 0.0013 (mm/mm), obteniendo un promedio general de 0.0021 (mm/mm). Del mismo modo el promedio de relación de poisson obtenido es de 0.22.

En la Figura 48 se muestran las curvas representativas de los ensayos a compresión de 8 de los 9 cilindros de concreto a 28 días correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna ($E - 1$), el cilindro 2 ($C - 2$) no se representa debido a errores de medición. De igual manera se muestra el promedio y la desviación estándar superior e inferior. La curva después del esfuerzo máximo

se pudo obtener debido al control por desplazamiento con el que se realizó la prueba.

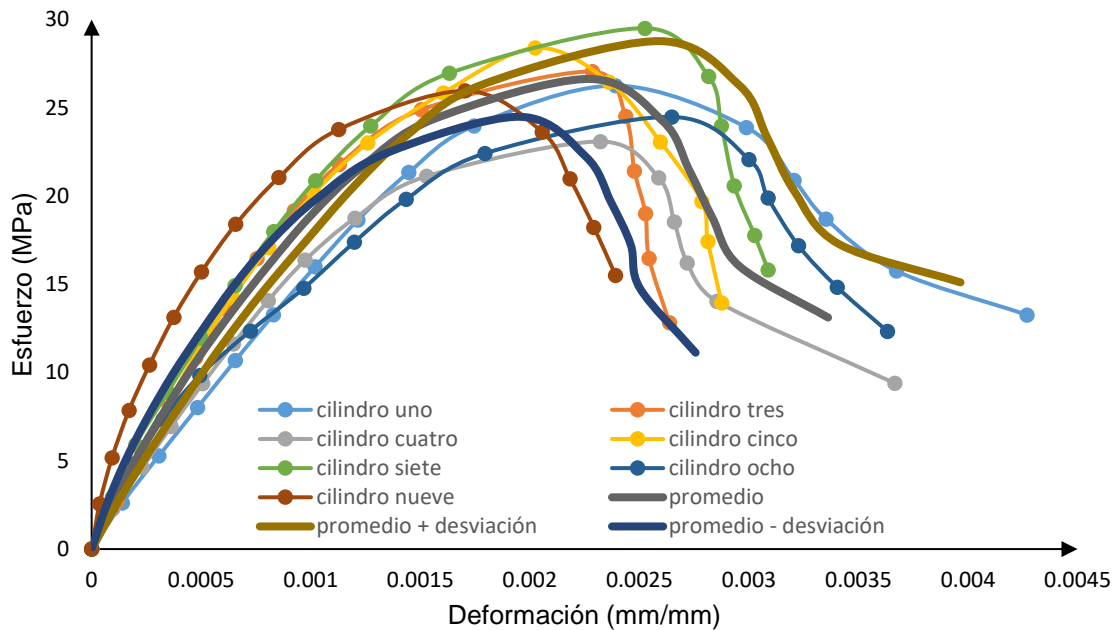


Figura 48. Gráficos Esfuerzo-deformación de cilindros de concreto para el espécimen 1 union viga-columna ($E - 1$).

5.3.1.2. Union dos sin FA ($E - 2$)

En la Tabla 7, se presentan los resultados de los ensayos correspondientes a los cilindros de concreto sin la adición de FA del espécimen union viga-columna 2 ($E - 2$). Se encuentra la información del esfuerzo máximo (f'_c), el módulo de elasticidad (E), la deformación vertical (ϵ) y la relación de Poisson (μ) para cada uno de los cilindros ensayados.

Se muestra un promedio experimental del esfuerzo máximo (f'_c) de 24.48 MPa. De igual manera, el promedio del módulo de elasticidad obtenido fue de 26,825.98 MPa, despreciando el valor del cilindro ($C - 3$), dado que se encuentra

fuera del rango del resto de los cilindros. Las deformaciones obtenidas se encuentran dentro del rango de 0.0017 (mm/mm) hasta 0.0039 (mm/mm), con excepción del cilindro #2 en el cual se obtuvo un error de medición y el cilindro (C – 3) con un valor de 0.0011 (mm/mm). En este caso se obtuvo una relación de poisson promedio de 0.31 sin considerar los valores de los cilindros (C – 3), (C – 4) y (C – 5).

Tabla 7. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen union viga-columna 2 sin la adición de fibras de acero (E – 2).

	Numero de Cilindro	f'c (MPa)	E (MPa)	ϵ al esfuerzo maximo (mm/mm)	μ
Especimen 2 junta viga – columna. (E – 2)	Cilindro #1	26.05	20,688.09	0.0037	0.30
	Cilindro #2	26.04	48,626.44	----	0.25
	Cilindro #3	22.75	----	----	----
	Cilindro #4	23.69	----	0.0017	----
	Cilindro #5	24.79	39,305.46	0.0027	----
	Cilindro #6	23.03	31,536.73	0.0028	----
	Cilindro #7	23.23	14,863.06	0.0039	0.22
	Cilindro #8	25.71	16,457.39	0.0032	----
	Cilindro #9	25.63	16,304.73	0.0032	----
	PROMEDIO	24.48	26,825.98	0.0028	0.25
NORMA	ACI 318	----	21,691.44	0.002-0.003	≈ 0.20

En la Figura 49 se muestran los gráficos Esfuerzo – deformación de los ensayos a compresión de 8 de los 9 cilindros de concreto a 28 días de curado del espécimen 2 unión viga-columna (E – 2), el cilindro 2 no se representa debido a errores de medición. así mismo se muestra el promedio y desviación estándar superior e inferior.

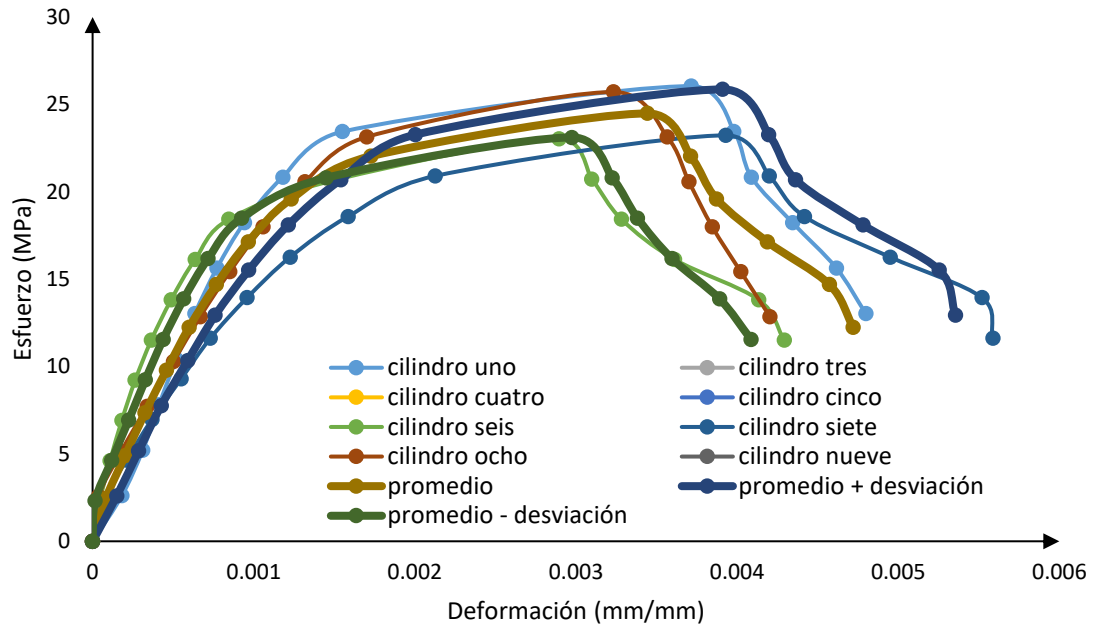


Figura 49. Gráficos Esfuerzo-Deformación de cilindros de concreto para el espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$).

5.3.1.3. Unión tres sin FA ($E - 3$)

En la Tabla 8, se presentan los resultados de los ensayos correspondientes a los cilindros de concreto ensayados a 28 días sin la adición de FA correspondientes al espécimen unión viga-columna ($E - 3$). En la tabla 8 se muestra la información referente al esfuerzo máximo ($f'c$), el módulo de elasticidad (E), la deformación vertical (ε) y la relación de Poisson (μ) para cada uno de los cilindros ensayados en base a las normas mencionadas anteriormente.

Se muestra un promedio experimental del esfuerzo máximo ($f'c$) de 23.50 MPa. De igual manera el promedio del módulo de elasticidad obtenido fue de 37,408.51 MPa, sin considerar el valor de los cilindros ($C - 1$), ($C - 2$), ($C - 3$) y ($C - 7$), los cuales presentaron errores de medición. Las deformaciones al

esfuerzo máximo obtenidas se encuentran dentro del rango de 0.0015 (mm/mm) hasta 0.0023 (mm/mm), con excepción de los cilindros ($C - 1$), ($C - 3$), ($C - 6$) y ($C - 9$), los cuales presentaron errores de medición. Para la relación de Poisson, únicamente se obtuvo un cilindro aceptable, el cual corresponde al cilindro ($C - 2$) con un valor de 0.23.

Tabla 8. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen unión viga-columna 3 sin la adición de fibras de acero.

	Numero de Cilindro	$f'c$ (MPa)	E (MPa)	ϵ al esfuerzo maximo (mm/mm)	μ
Especimen 3 junta viga – columna. (E-3)	Cilindro #1	25.89	----	----	----
	Cilindro #2	23.72	----	0.0022	0.23
	Cilindro #3	25.59	----	----	----
	Cilindro #4	23.56	34,767.40	0.0015	----
	Cilindro #5	21.69	49,687.9	0.0018	----
	Cilindro #6	21.41	29,699.7	----	----
	Cilindro #7	23.58	----	0.0015	----
	Cilindro #8	23.80	30,800.66	0.0023	----
	Cilindro #9	22.27	42,086.88	----	----
	PROMEDIO	23.50	37,408.51	0.0019	0.23
Norma	ACI 318	----	21,252.95	0.002-0.003	≈ 0.20

En la Figura 50, se muestran los gráficos Esfuerzo – deformación para el caso de los cilindros de concreto ensayados a 28 días del espécimen 3 unión viga-columna ($E - 3$), así mismo se muestra el promedio y desviación estándar superior e inferior.

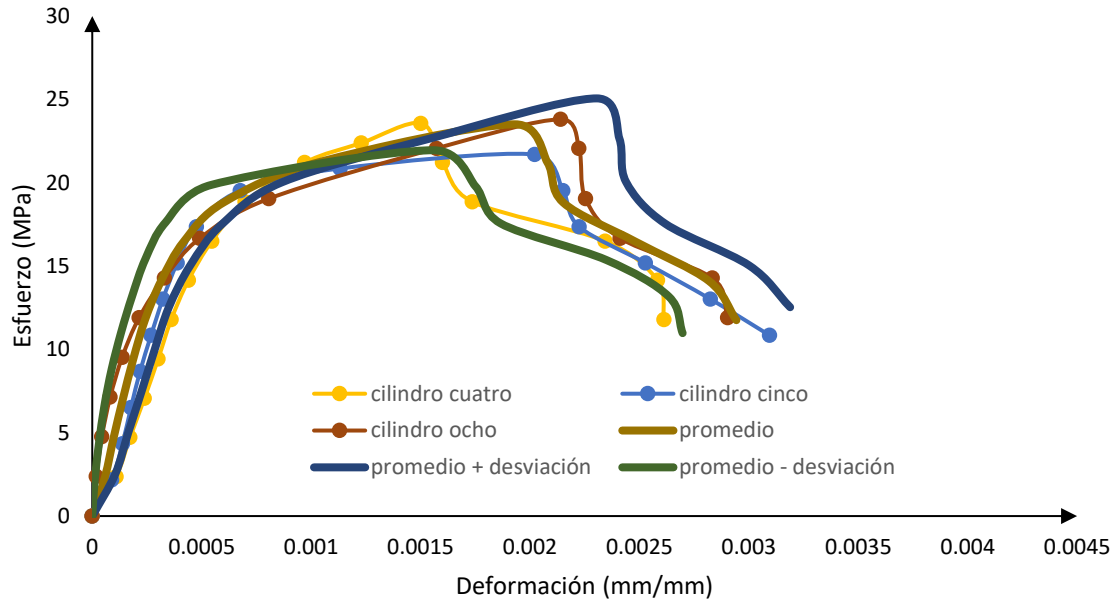


Figura 50. Gráficos Esfuerzo-deformación de cilindros de concreto para el espécimen 3 unión viga-columna.

Los cilindros presentaron modos de falla en forma de grietas que se distribuían de manera dispersa y en todas direcciones en el total del contorno de los cilindros. Conforme avanzaba el tiempo de la prueba los patrones de falla se hacían más evidentes (Figura 51 a-b).



Figura 51. Patrones de falla en cilindros de concreto

5.3.2. Comportamiento a compresión de los cilindros de concreto con la adición de fibras de acero.

5.3.2.1 Unión uno con fibra de acero adicionada ($E_f - 1$)

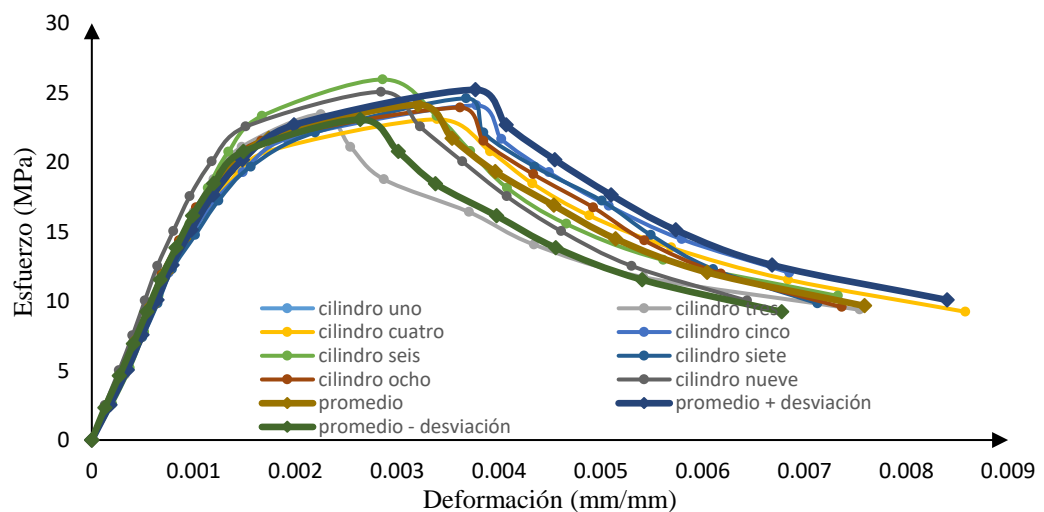
En la Tabla 9 se describen los resultados de los ensayos correspondientes a los cilindros de concreto ensayados a 28 días correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con la adición de fibras de acero ($E_f - 1$). En la tabla se encuentra la información del esfuerzo máximo (f'_c), el módulo de elasticidad (E), la deformación vertical (e) y la relación de Poisson (μ) para cada uno de los cilindros ensayados.

A partir de las muestras evaluadas, se obtuvo un promedio experimental del esfuerzo máximo (f'_c) de 24.14 MPa. De igual manera el promedio del módulo de elasticidad (E) obtenido fue de 16787.58 MPa, sin considerar el valor de los cilindros ($C_f - 1$) y ($C_f - 2$). Los cuales presentaron valores fuera del rango del resto. Las deformaciones al esfuerzo máximo obtenidas se encuentran dentro del rango de 0.0021 (mm/mm) hasta 0.0037 (mm/mm), con excepción del cilindro # 1 el cual obtuvo un valor de 0.0012 (mm/mm) y se descartó para obtener el promedio, el cual fue de 0.0030 (mm/mm). Se obtuvo un promedio de Poisson de 0.22 valor obtenido sin considerar los cilindros ($C_f - 2$), ($C_f - 4$), ($C_f - 5$), ($C_f - 6$) y ($C_f - 8$) debido a errores de medición.

Tabla 9. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen 1 unión viga-columna con la adición de fibras de acero ($E_f - 1$).

	Numero de Cilindro	f'c (MPa)	E (MPa)	ϵ al esfuerzo maximo $\left(\frac{\text{mm}}{\text{mm}}\right)$	μ
Especimen 1 junta viga – columna con fibra.	Cilindro #1	22.44	----	----	0.18
	Cilindro #2	24.68	----	0.002151	----
	Cilindro #3	23.45	15911.26	0.00225	----
	Cilindro #4	23.08	16640.76	0.00339	0.28
	Cilindro #5	24.08	16176.40	0.003776	----
	Cilindro #6	25.95	16416.91	0.002856	----
	Cilindro #7	24.60	15947.00	0.003678	0.22
	Cilindro #8	23.92	17593.13	0.003617	----
	Cilindro #9	25.06	18827.64	0.002841	0.19
		PROMEDIO	24.14	16787.58	0.0030
Norma	ACI 318	----	21,540.14	0.002-0.003	≈ 0.20

En la Figura 52 se muestran los gráficos Esfuerzo – Deformación para el caso de los cilindros de concreto del espécimen 1 unión viga-columna ($E_f - 1$), así mismo se muestra el promedio y desviación estándar superior e inferior.

**Figura 52.** Gráficos σ - ϵ de cilindros de concreto para el espécimen 1 unión viga-columna con FA adicionada ($E_f - 1$).

5.3.2.2 Unión dos con fibra de acero adicionada ($E_f - 2$)

En la Tabla 10 se muestra un promedio experimental del esfuerzo máximo ($f'c$) de 23.45 MPa. De igual manera el promedio del módulo de elasticidad (E) obtenido fue de 23,688.55 MPa, sin considerar el valor de los cilindros ($Cf - 1$), ($Cf - 6$), ($Cf - 7$) y ($Cf - 9$), los cuales presentaron errores de medición o valores fuera del rango del resto de cilindros. Las deformaciones al esfuerzo máximo obtenidas se encuentran dentro del rango de 0.0017 (mm/mm) a 0.0036 (mm/mm), con excepción del cilindro ($Cf - 9$) cuyo valor obtenido fue de 0.0013 (mm/mm) valor muy bajo al del resto. El valor del promedio sin considerar el cilindro ($Cf - 9$) fue de 0.0022 (mm/mm). El promedio de la relación de poisson corresponde a 0.28, sin considerar los cilindros ($Cf - 2$), ($Cf - 3$), ($Cf - 4$), ($Cf - 6$), ($Cf - 7$), ($Cf - 8$).

Tabla 10. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen 2 unión viga-columna con la adición de fibras de acero ($E_f - 2$).

	Numero de Cilindro	$f'c$ (MPa)	E (MPa)	ϵ al esfuerzo maximo ($\frac{mm}{mm}$)	μ
Especimen 2 union viga - columna con fibra. ($E_f - 2$)	Cilindro #1	21.12	----	0.0022	0.31
	Cilindro #2	21.51	19,138.88	0.0017	---
	Cilindro #3	----	15,614.67	----	----
	Cilindro #4	26.06	28,546.91	0.0018	----
	Cilindro #5	23.63	14,028.18	0.0036	0.38
	Cilindro #6	26.27	----	0.0033	----
	Cilindro #7	22.50	----	----	----
	Cilindro #8	23.46	----	0.00170	0.16
	Cilindro #9	23.10	----	----	----
	PROMEDIO	23.45	19,332.16	0.0022	0.28
Norma	ACI 318	----	21,230.32	0.002-0.003	≈ 0.20

En la Figura 53 se muestran los gráficos σ - ϵ para el caso de los cilindros de concreto ensayados a 28 días correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($Ef - 2$), así mismo se muestra el promedio y desviación estándar superior e inferior. Para el promedio y desviación estándar de los gráficos no se consideraron los cilindros ($Cf - 5$), ($Cf - 6$), ($Cf - 7$) debido a errores de medición.

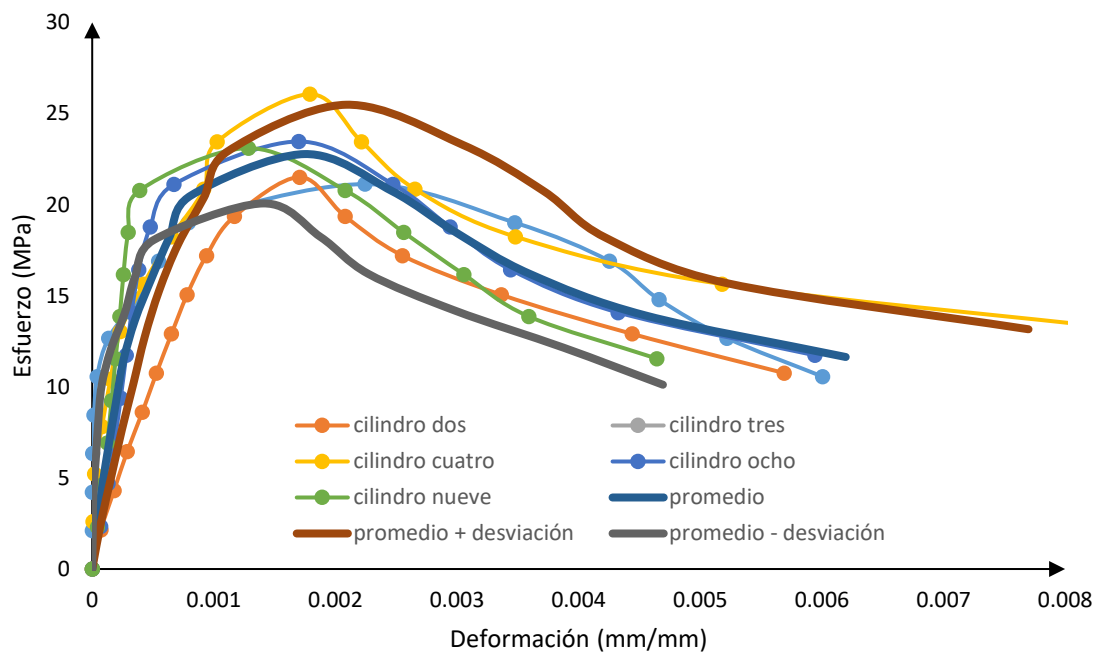


Figura 53. Gráficos σ - ϵ de cilindros de concreto para el espécimen 2 unión viga-columna con FA adicionada ($Ef - 2$).

5.3.2.3 Unión tres con fibra de acero adicionada ($Ef - 3$)

En la Tabla 11 se muestran los resultados de los ensayos correspondientes a los cilindros de concreto ensayados a 28 días, correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna con la adición de FA ($Ef -$

3). En la tabla se encuentra la información del esfuerzo máximo ($f'c$), el módulo de elasticidad (E), la deformación vertical (ϵ) y la relación de poisson (μ) para cada uno de los cilindros ensayados.

Se observa un promedio experimental del esfuerzo máximo ($f'c$) de 24.08 MPa. El promedio del módulo de elasticidad (E) obtenido fue de 20,891.08 MPa, sin considerar el valor de los cilindros ($Cf - 1$), ($Cf - 4$) y ($Cf - 6$) los cuales presentaron errores de medición o valores fuera del rango del resto de cilindros. Las deformaciones al esfuerzo máximo obtenidas se encuentran dentro del rango de 0.0024 (mm/mm) hasta 0.0035 (mm/mm). El valor del promedio fue de 0.0031 (mm/mm). El módulo de poisson se obtuvo un promedio de 0.25, considerando únicamente los cilindros ($Cf - 2$), ($Cf - 4$) y ($Cf - 8$).

Tabla 11. Propiedades Mecánicas del concreto para el espécimen 3 unión viga-columna con la adición de FA ($Ef - 3$).

	Numero de Cilindro	$f'c$ (MPa)	E (MPa)	ϵ al esfuerzo maximo $\frac{mm}{mm}$	μ
Especimen 3 union viga – columna con fibra. (Ef – 3)	Cilindro #1	20.70	----	----	----
	Cilindro #2	24.50	17,526.94	----	0.27
	Cilindro #3	24.58	22,947.50	0.0024	----
	Cilindro #4	26	----	0.0035	0.31
	Cilindro #5	25.12	----	0.0031	----
	Cilindro #6	24.49	----	0.0034	----
	Cilindro #7	24.42	24,536.6	0.0029	----
	Cilindro #8	21.84	19,752.64	0.0026	0.17
	Cilindro #9	25.08	19,691.72	0.0035	----
	PROMEDIO	24.08	20,891.08	0.0031	0.25
Norma	ACI 318	----	21,513.43	0.002-0.003	≈ 0.20

En la Figura 54 se encuentran los gráficos σ - ϵ para el caso de los cilindros de concreto ensayados a 28 días correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna ($Ef - 3$), así mismo se muestra el promedio y desviación estándar superior e inferior. Para el promedio y desviación estándar de los gráficos no se consideraron los cilindros ($Cf - 1$), ($Cf - 2$) y ($Cf - 3$) debido a errores de medición.

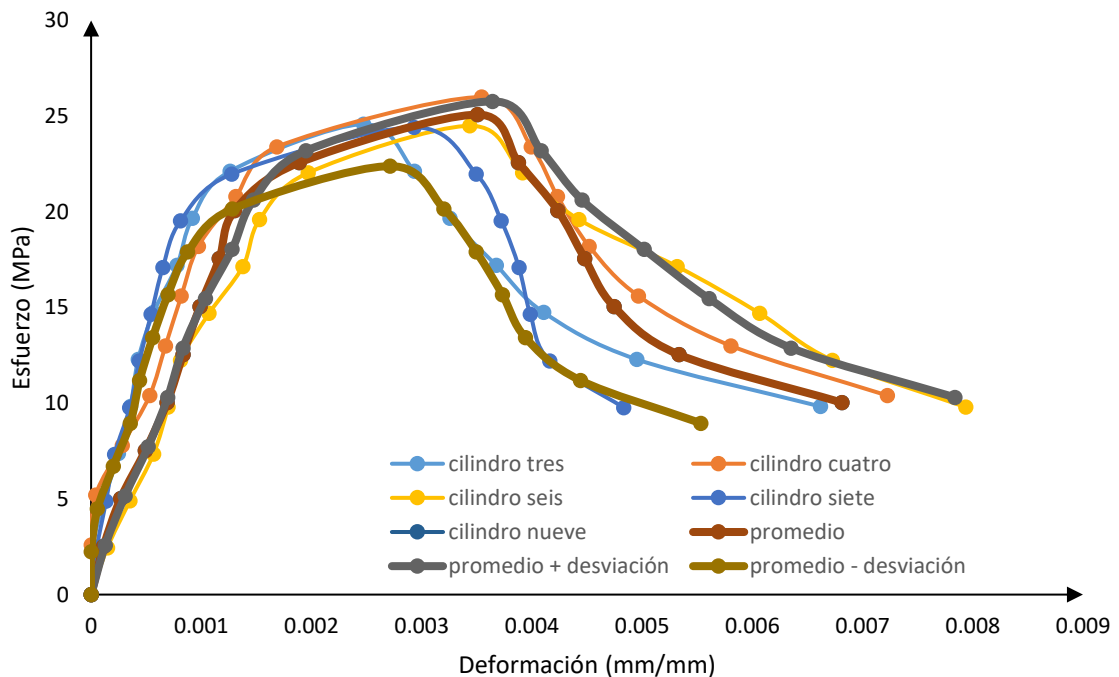


Figura 54. Gráficos σ - ϵ de cilindros de concreto para el espécimen 3 unión viga-columna con FA adicionada ($Ef - 3$).

5.3.3. Comparación entre gráficos σ - ϵ con y sin FA adicionada.

A continuación, se muestra la comparación del promedio de los gráficos σ - ϵ de los 6 especímenes unión viga columna. 3 especímenes con 0.7% de FA adicionada tipo end-hook y los otros 3 sin FA .

En la Figura 55 se observa poca diferencia en la rama de carga de los gráficos. A partir del esfuerzo máximo (f'_c) se aprecian diferencias en la rama de descarga, en ella se evalúan valores mayores de deformación lo cual se traduce a un aumento de ductilidad. De igual manera se aprecia que la pendiente de la rama de ablandamiento se reduce, indicando un mejor control en la degradación de rigidez del sistema debido al uso de *FA*.

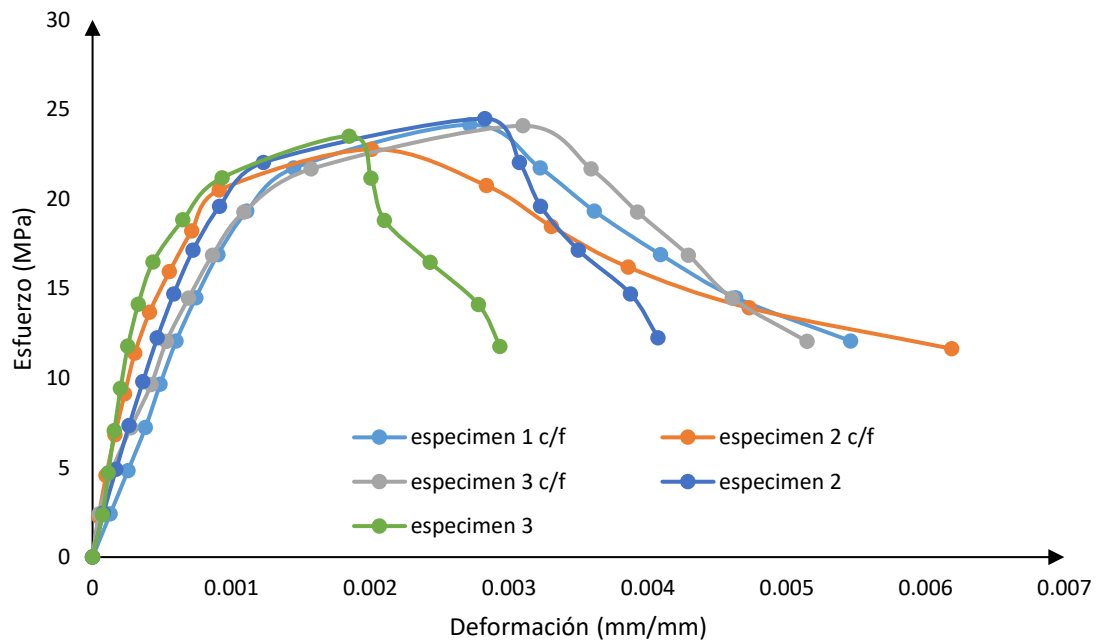


Figura 55. comparación del gráfico σ - ϵ promedio de los especímenes unión viga columna ($Ef - 1$), ($Ef - 2$), ($Ef - 3$).

5.3.4. Comportamiento a flexión de las vigas de concreto sin *FA*

Se presentan los resultados de los ensayos correspondientes a las vigas de concreto sin *FA* ensayadas a 28 días, correspondientes al espécimen junta viga-columna ($E - 1$), ($E - 2$), ($E - 3$) (ver Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14). Estas tablas reflejan los valores de carga máxima (P), deflexión (d) al tercio medio y el módulo de ruptura (MR) correspondiente para cada una de las vigas ensayadas.

5.3.4.1 Unión uno sin *FA* ($E - 1$)

En la Tabla 12 se muestran los valores obtenidos del ensaye a 4 puntos de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna, en donde se puede apreciar que el promedio máximo experimental de carga de 29.78 KN. La deflexión en el centro del claro de la viga se encuentra en un rango de 0.041 *mm* hasta 0.045 *mm*, con excepción de ($V - 3$) con un valor de 0.057 *mm*, el promedio experimental final corresponde a 0.043 *mm*.

Los valores obtenidos de módulo de ruptura para cada una de las vigas ensayadas son congruentes con el valor de carga aplicada, dado que, entre mayor carga, mayor fue el MR obtenido. En este caso el promedio obtenido corresponde a 3.97 MPa.

Tabla 12. Resultados de los ensayos experimentales de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna sin FA ($E - 1$).

	<i>Numero de viga</i>	<i>Carga Maxima (KN)</i>	<i>Deflexión (mm)</i>	<i>MR (MPa)</i>
<i>Especimen 1 union viga - columna. (E - 1)</i>	Viga #1	30.77	0.042	4.1
	Viga #2	27.43	0.041	3.69
	Viga #3	31.96	0.057	4.26
	Viga #4	28.03	0.041	3.74
	Viga #5	31.16	0.043	4.15
	Viga #6	29.35	0.045	3.91
	PROMEDIO	29.78	0.043	3.97
Norma	ASTM C1609 ACI 363	----	≈0.050	≈3.21

En la Figura 56 se muestran los gráficos Carga-Desplazamiento para el caso de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna ($E - 1$). Así mismo se muestra el promedio y desviación estándar superior e inferior.

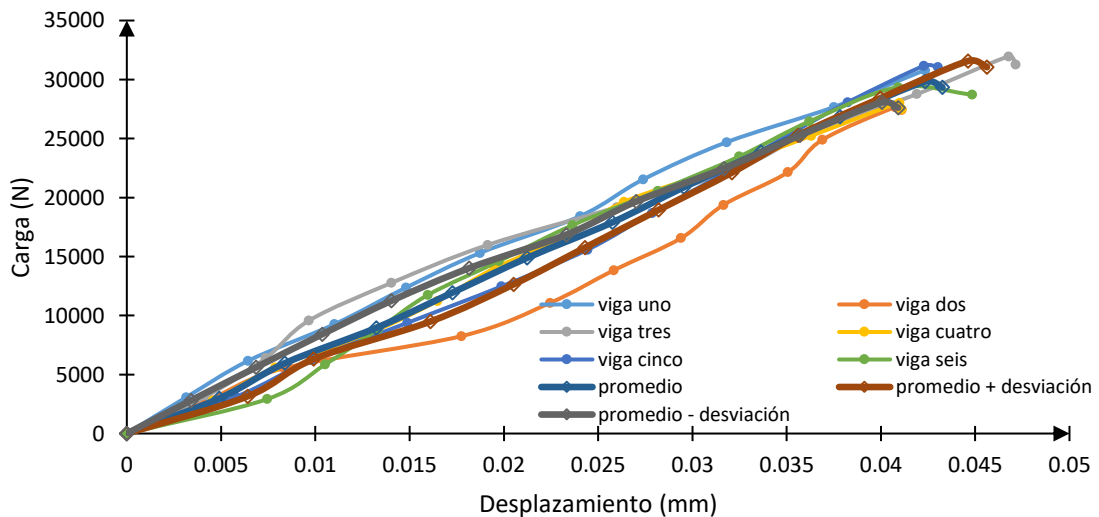


Figura 56. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna ($E - 1$).

5.3.4.2 Unión dos sin fibra de acero adicionada ($E - 2$)

En la Tabla 13 se muestran los valores obtenidos del ensaye a 4 puntos de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$), se aprecia que el promedio máximo experimental de carga es de 28.73 KN. La deflexión en el centro del claro de la viga se encuentra en un rango de 0.042 mm hasta 0.051 mm , cuyo promedio experimental final corresponde a 0.048 mm .

Los valores obtenidos de módulo de ruptura (MR) para cada una de las vigas ensayadas son congruentes con el valor de carga aplicada, dado que, entre mayor carga, mayor fue el MR obtenido. En este caso el promedio obtenido corresponde a 3.83 MPa.

Tabla 13. Resultados de los ensayos experimentales de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna sin FA ($E - 2$).

	<i>Numero de viga</i>	<i>Carga Maxima (KN)</i>	<i>Deflexión (mm)</i>	<i>MR (MPa)</i>
<i>Especimen 2 union viga - columna. (E - 2)</i>	Viga #1	28.89	0.045	3.58
	Viga #2	28.07	0.042	3.74
	Viga #3	----	----	----
	Viga #4	29.90	0.051	3.99
	Viga #5	29.36	0.049	3.78
	Viga #6	30.42	0.049	4.06
	PROMEDIO	28.73	0.048	3.83
Norma	ASTM C1609 ACI 363	----	≈0.050	≈3.09

En la Figura 57 se muestran los gráficos carga-desplazamiento para las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$). Las vigas presentan un comportamiento similar con excepción de la viga ($V - 3$), la cual al aproximarse a su carga y deflexión máxima se produjo un aumento brusco del desplazamiento, por ello no se expresó en el gráfico.

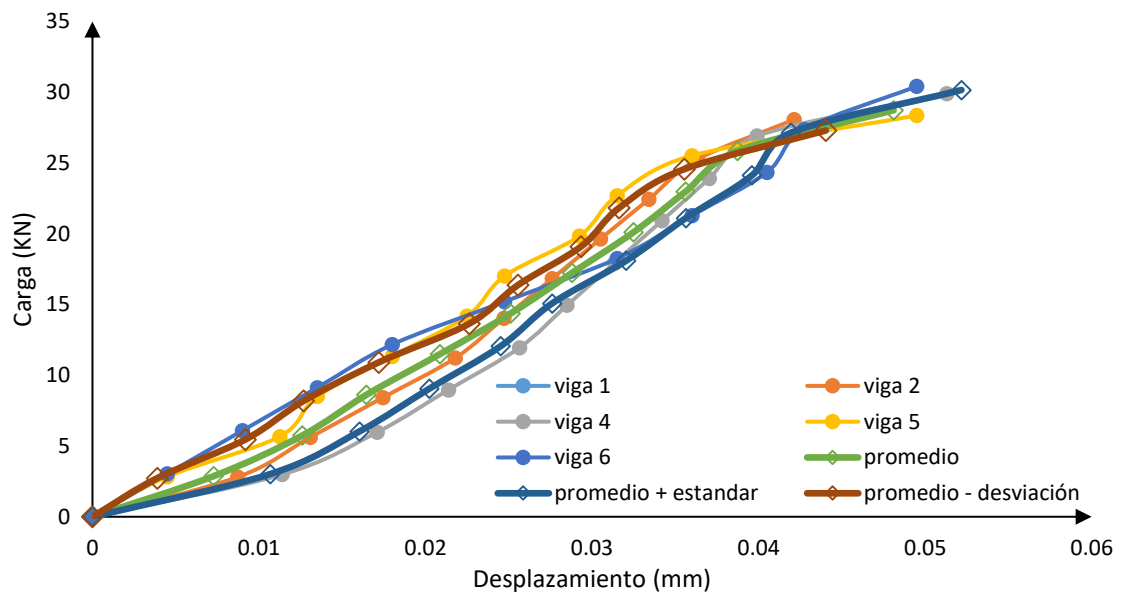


Figura 57. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$).

5.3.4.3 Unión tres sin FA ($E - 3$)

En la Tabla 14 se describen los valores obtenidos del ensaye a 4 puntos de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna ($E - 3$), se aprecia que el promedio máximo experimental de carga es de 28.27 KN. La deflexión en el centro del claro de la viga se encuentra en un rango de 0.039 mm hasta 0.054 mm, cuyo promedio experimental final corresponde a 0.047 mm.

Los valores obtenidos de módulo de ruptura (MR) para cada una de las vigas ensayadas son congruentes con el valor de carga aplicada, dado que, entre mayor carga, mayor fue el MR obtenido. En este caso el promedio obtenido corresponde a 3.77 MPa.

Tabla 14. Resultados de los ensayos experimentales de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna sin FA (E-3).

	<i>Numero de viga</i>	<i>Carga Maxima (KN)</i>	<i>Deflexión (mm)</i>	<i>MR (MPa)</i>
<i>Especimen 3 union viga – columna. (E – 3)</i>	Viga #1	26.64	0.039	3.55
	Viga #2	29.07	0.043	3.88
	Viga #3	28.54	0.049	3.81
	Viga #4	28.77	0.053	3.84
	Viga #5	28.04	0.054	3.74
	Viga #6	28.56	---	3.81
	PROMEDIO	28.27	0.047	3.77
Norma	ASTM C1609 ACI 363	----	≈0.050	≈3.04

En la Figura 58 se muestran los gráficos Carga-Desplazamiento para el caso de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna ($E - 3$). Presenta un comportamiento similar al de las muestras correspondientes a los especímenes ($E - 1$) y ($E - 3$).

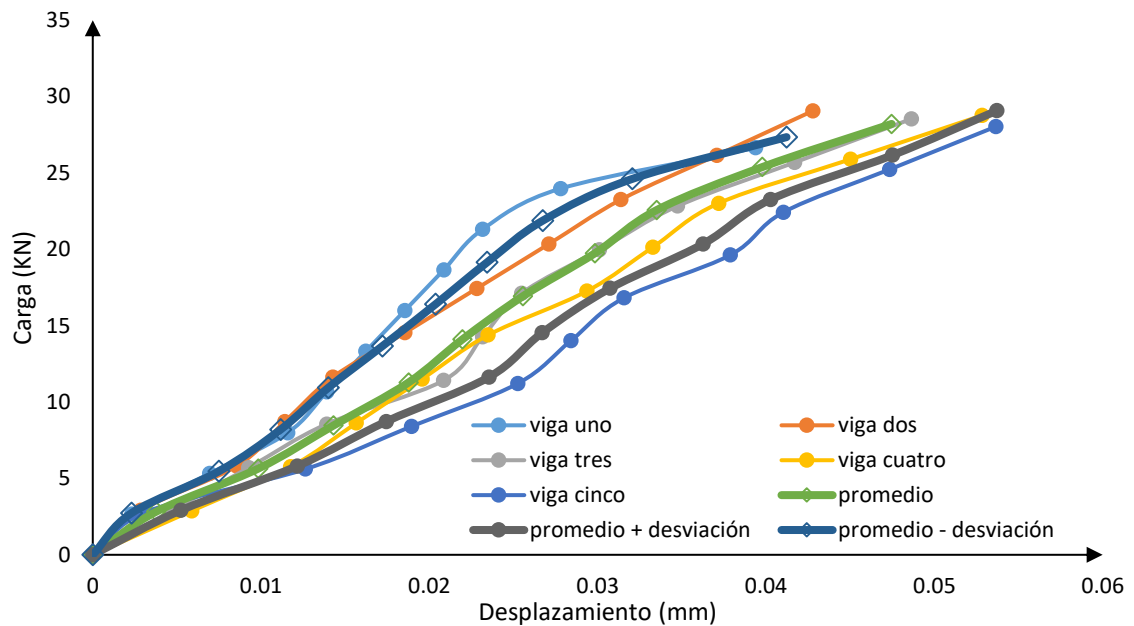


Figura 58. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes a espécimen 3 unión viga-columna ($E - 3$).

5.3.5. Comparación de los promedios de las vigas de concreto sin FA .

En la Figura 59 se muestran los gráficos promedio de carga-desplazamiento de las vigas de concreto ensayadas a 28 días correspondientes a los especímenes unión viga-columna sin FA . Los comportamientos presentados son similares hasta alcanzar un punto de carga y deflexión máxima, dichos valores marcan el instante de una falla frágil. La deflexión se encuentra en todo momento en el rango de 0.04 mm hasta 0.05 mm , este valor de deflexión se encuentra dentro de lo esperado y especificado en la norma ASTM c1609/c1609M [80].

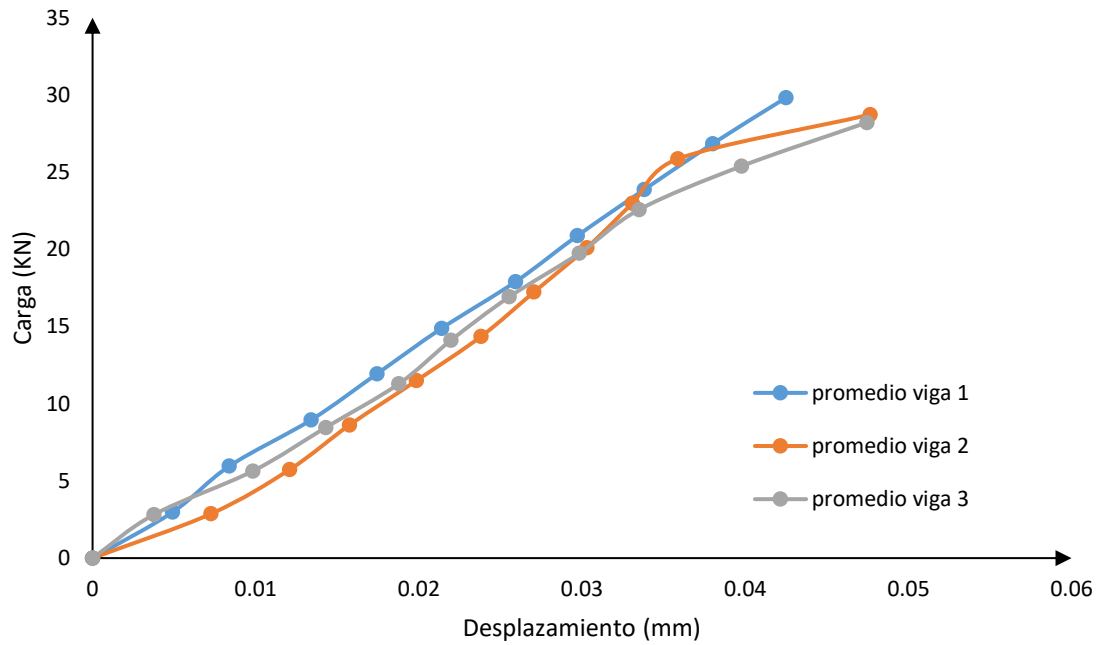


Figura 59. Gráficas de carga-deflexión de las vigas de concreto correspondientes al promedio de los especímenes unión viga-columna ($E - 1$), ($E - 2$), ($E - 3$).

5.3.6. Modos de falla de las vigas de concreto sin *FA*.

5.3.6.1 Unión uno sin *FA* ($E - 1$)

En la Figura 60, Figura 61 y Figura 62 se muestran los patrones de fallas de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna ($E - 1$). Las fallas se presentan en el tercio mediante una línea recta de extremo a extremo con un ángulo promedio de 8° .

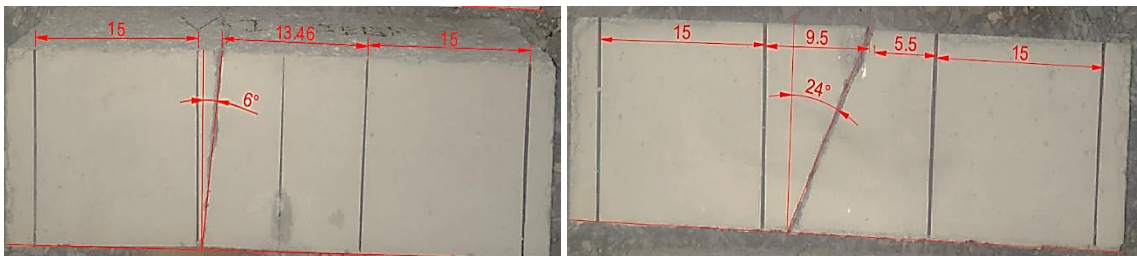


Figura 60. Modos de falla en vigas ($V - 1$) y ($V - 2$) del espécimen uno sin *FA* ($E - 1$).

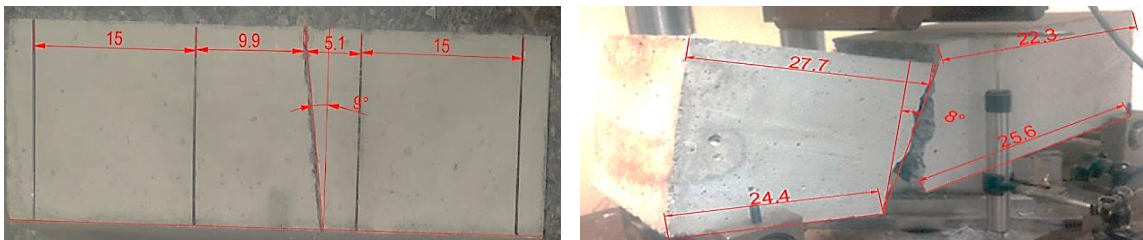


Figura 61. Modos de falla vigas ($V - 3$) y ($V - 4$) del espécimen uno sin *FA* ($E - 1$).

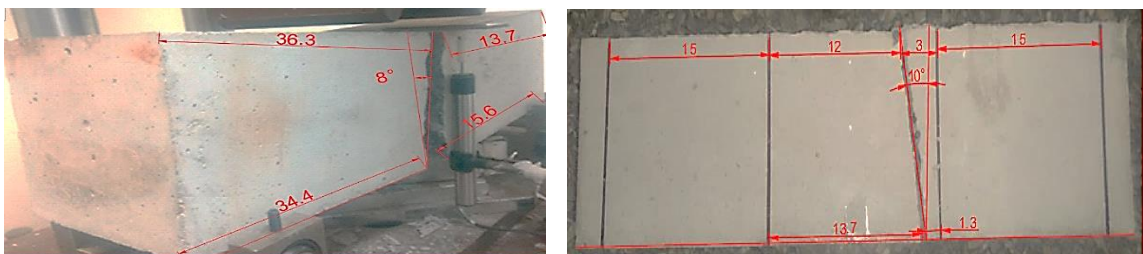


Figura 62. Modos de falla vigas ($V - 5$) y ($V - 6$) del espécimen uno sin *FA* ($E - 1$).

5.3.6.2 Unión dos sin FA ($E - 2$)

En la Figura 63, Figura 64 y Figura 65 se muestran los patrones de fallas de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($E - 2$). Las fallas se presentan en el tercio mediante una línea recta de extremo a extremo con un ángulo promedio de 5° .

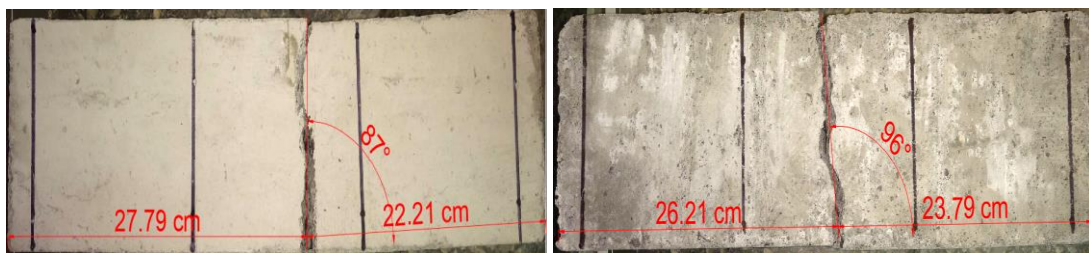


Figura 63. Modos de falla en vigas ($V - 1$) y ($V - 2$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).

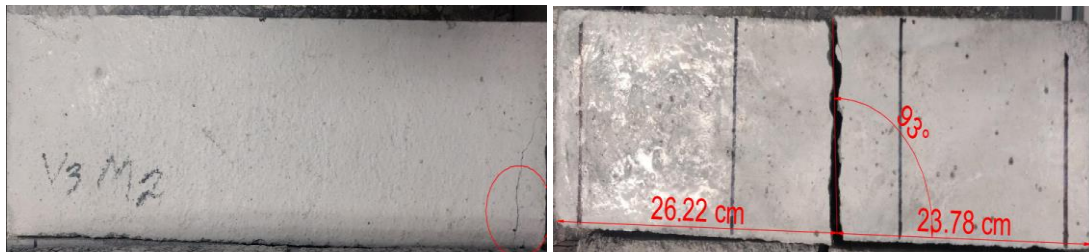


Figura 64. Modos de falla en vigas ($V - 3$) y ($V - 4$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).



Figura 65. Modos de falla en vigas ($V - 5$) y ($V - 6$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).

5.3.6.3 Unión tres sin FA ($E - 3$)

En la Figura 66, Figura 67 y Figura 68 se muestran los patrones de fallas de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna ($E - 3$). Las fallas se presentan en el tercio mediante una línea recta de extremo a extremo con un ángulo promedio de 5° .

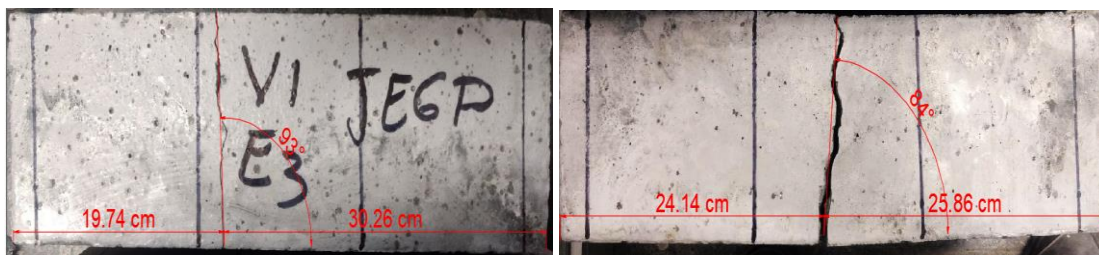


Figura 66. Modos de falla en vigas ($V - 1$) y ($V - 2$) del espécimen uno sin FA ($E - 3$).

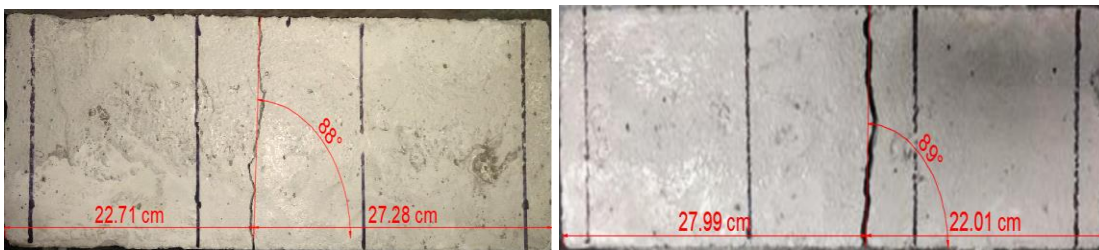


Figura 67. Modos de falla en vigas ($V - 3$) y ($V - 4$) del espécimen uno sin FA ($E - 3$).

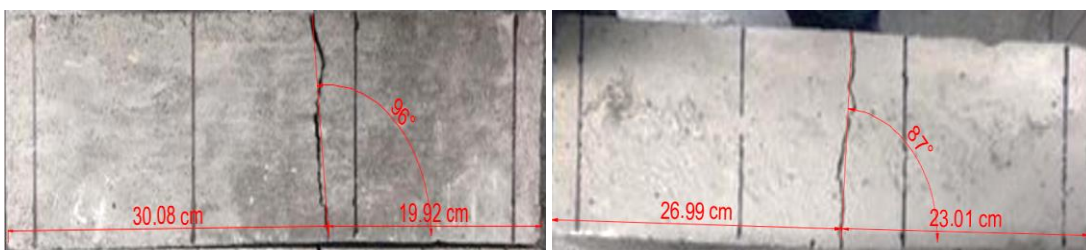


Figura 68. Modos de falla en vigas ($V - 5$) y ($V - 6$) del espécimen uno sin FA ($E - 2$).

5.3.7. Comportamiento de las vigas de concreto con FA (Ef).

5.3.7.1 Unión uno con FA ($Ef - 1$)

En la Tabla 15 se muestran los valores obtenidos del ensaye a 4 puntos de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con FA ($Ef - 1$), se aprecia que el promedio máximo experimental de carga es de 24.77 KN. La deflexión en el centro del claro de la viga se encuentra en un rango de 0.031 mm hasta 0.067 mm , cuyo promedio experimental final corresponde a 0.047 mm .

Los valores obtenidos de módulo de ruptura (MR) para cada una de las vigas ensayadas son congruentes con el valor de carga aplicada, dado que, entre mayor carga, mayor fue el MR . En este caso el promedio obtenido corresponde a 3.30 MPa.

Para el caso de las vigas de concreto con FA , la norma ASTM c1609/c1609M [80] pide que el eje en el que se representa la deflexión se divida en $L/600$ y $L/150$. En dichas deflexiones nos pide obtener la carga en dicho punto expresado en MPa. Los datos se aprecian en tabla 15, y gráficamente en la figura 69.

Tabla 15. Resultados de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con FA ($E_f - 1$).

	<i>Numero de viga</i>	<i>Carga Maxima (P_1) (KN)</i>	<i>Desplazamiento Elastico (δ_1) (mm)</i>	<i>MR (MPa)</i>	$\frac{P^D}{600}$ (KN)	$\frac{P^D}{150}$ (KN)	f^D_{600} (Mpa)	f^D_{150} (MPa)
<i>Especimen 1 union viga - columna. con FA (Ef - 1)</i>	Viga #1	25.08	0.032	3.34	18.99	17.96	2.53	2.39
	Viga #2	20.03	0.031	2.67	16.01	16.59	2.13	2.21
	Viga #3	29.37	0.060	3.92	19.41	22.08	2.59	2.94
	Viga #4	22.56	0.067	3.01	13.68	14.33	1.82	1.91
	Viga #5	25.10	0.062	3.35	---	---	---	---
	Viga #6	26.46	0.044	3.53	17.67	17.34	2.36	2.31
	promedio	24.77	0.047	3.30	17.15	17.66	2.29	2.35
Norma	- ASTM C1609 -ACI 363	----	≈0.050	≈3.07	----	----	----	----
Dato: $L/600 \Rightarrow 0.75\text{mm}$; $L/150 \Rightarrow 3\text{ mm}$								

En la Figura 69 se muestran los gráficos carga-desplazamiento para el caso de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con FA ($E_f - 1$). Se puede apreciar que después de llegar al límite elástico se genera una pequeña caída de la carga, pero posteriormente las fibras de acero comienzan a absorber los esfuerzos, provocando un control en la degradación de rigidez y un aumento considerable de ductilidad y mantener la capacidad de carga en un mismo rango, de igual manera se aprecia el promedio y la desviación estándar superior e inferior.

En los gráficos Carga-Desplazamiento se muestran marcados los puntos de interés que pide la norma ASTM c1609/c1609M [80]. Estos puntos se ubican mediante desplazamiento del espécimen $L/600 = 0.75\text{ mm}$ y $L/150 = 3\text{ mm}$. Una vez ubicando los puntos se proyecta la línea hasta la curva carga-desplazamiento de interés se obtiene la carga de dicho desplazamiento. Las cargas se identifican

mediante $P \frac{D}{600}$ y $P \frac{D}{150}$ respectivamente. En este caso nos enfocaremos en el gráfico promedio.

En la curva carga-desplazamiento promedio de la Figura 69 correspondiente al espécimen número 1 con $FA (E_f - 1)$, cuya caída de carga después de P_1 , se encuentra en un rango entre 15 KN y 16 KN, el comportamiento después de ese punto corresponde a una recuperación de carga que se encuentra entre 17 KN y 18 KN, cuyo valor se mantiene prácticamente constante hasta llegar al punto de desplazamiento de 3.5 mm, valor de desplazamiento máximo solicitado por la norma ASTM c1609/c1609M [80].

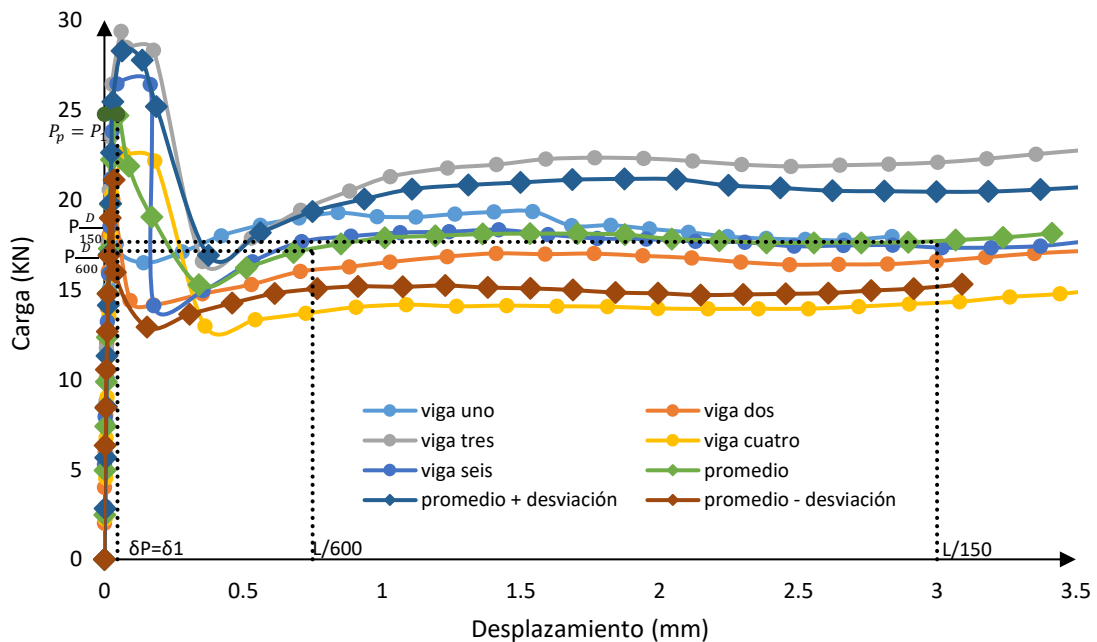


Figura 69. Graficas carga - desplazamiento espécimen 1 con $FA (E_f - 1)$.

5.3.7.2 Unión dos con $FA (E_f - 2)$

En la Tabla 16 se muestran los valores obtenidos del ensaye a 4 puntos de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna con $FA (E_f - 2)$, se aprecia que el promedio maximo experimental de carga es de 25.27 KN. La deflexión en el centro del claro de la viga se encuentra en un rango de 0.037 mm hasta 0.051 mm, cuyo promedio experimental final corresponde a 0.043 mm. El módulo de elasticidad (E) promedio obtenido corresponde a 3.30 MPa.

Tabla 16. Resultados de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna con $FA (E_f - 2)$.

	<i>Numero de viga</i>	<i>Carga Maxima (P_1) (KN)</i>	<i>Desplazamiento Elastico (δ_1) (mm)</i>	<i>MR (MPa)</i>	<i>P_{600}^D (KN)</i>	<i>P_{150}^D (KN)</i>	<i>f_{600}^D (Mpa)</i>	<i>f_{150}^D (MPa)</i>
Especimen 2 junta viga – columna. (Ef – 2)	Viga #1	27.68	0.046	3.69	25.02	22.92	3.33	3.05
	Viga #2	27.06	0.037	3.61	26.52	29.11	3.54	3.88
	Viga #3	23.58	0.044	3.14	20.17	19.94	2.69	2.66
	Viga #4	23.91	0.035	3.19	15.30	14.35	2.04	1.91
	Viga #5	23.76	0.051	3.17	18.35	22.56	2.45	3.01
	Viga #6	26.66	0.046	3.42	24.40	24.97	3.25	3.33
	promedio	25.27	0.043	3.37	22.28	22.26	2.88	2.97
Norma	-ASTM C1609 -ACI 363	----	≈0.050	≈3.03	----	----	----	----
Dato: $L/600 \Rightarrow 0.75mm$; $L/150 \Rightarrow 3 mm$								

En la Figura 70 se muestran los gráficos Carga-Desplazamiento para el caso de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna con $FA (E_f - 2)$. Se puede apreciar que la caída de carga despues de P_1 , se encuentra en un rango entre 19 KN Y 20 KN, el comportamiento después de ese punto es muy similar al obtenido del espécimen 1 con $FA (E_f - 1)$, dado

que se obtiene una recuperación de carga que llega hasta un valor de 23 KN y 24 KN y la variación se mantiene prácticamente constante hasta llegar a los 3.5 mm.

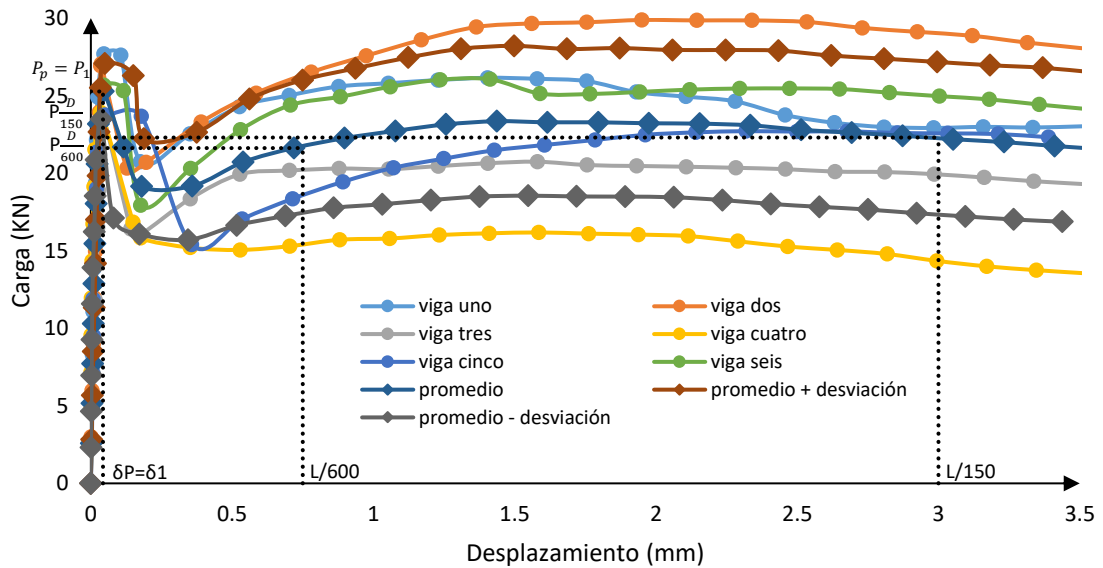


Figura 70. Graficas carga - desplazamiento espécimen 2 con FA ($E_f - 2$).

5.3.7.3 Unión tres con FA ($E_f - 3$)

En la Tabla 17 se muestran los valores obtenidos del ensaye a 4 puntos de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna con FA ($E_f - 3$), se aprecia que el promedio máximo experimental de carga es de 27.37 KN. La deflexión en el centro del claro de la viga se encuentra en un rango de 0.034 mm hasta 0.055 mm, cuyo promedio experimental final corresponde a 0.039 mm. El módulo de elasticidad (E) promedio obtenido corresponde a 3.65 MPa.

Tabla 17. Resultados de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna con FA ($E_f - 3$).

	<i>Numero de viga</i>	<i>Carga Maxima (P_1) (KN)</i>	<i>Desplazamiento Elastico (δ_1) (mm)</i>	<i>MR (MPa)</i>	P_{600}^D (KN)	P_{150}^D (KN)	f_{600}^D (Mpa)	f_{150}^D (MPa)
<i>Especimen 3 junta viga – columna. (Ef – 3)</i>	Viga #1	32.15	0.039	4.28	19.72	15.39	2.63	2.05
	Viga #2	24.78	0.036	3.30	20.78	21.42	2.77	2.86
	Viga #3	28.63	0.035	3.82	11.95	13.11	1.59	1.75
	Viga #4	27.57	0.055	3.68	15.46	14.86	2.06	1.98
	Viga #5	27.32	0.034	3.64	18.91	14.98	2.52	2.00
	Viga #6	23.78	0.036	3.17	25.22	26.07	3.36	3.48
	promedio	27.37	0.039	3.65	18.67	17.64	2.49	2.35
Norma	-ASTM C1609 -ACI 363	----	≈0.050	≈3.07	----	----	----	----
Dato: $L/600 \Rightarrow 0.75\text{mm}$; $L/150 \Rightarrow 3\text{ mm}$								

En la Figura 71 se aprecia el grafico carga-desplazamiento correspondiente al espécimen número 3 con FA ($E_f - 3$), cuya caída de carga después de P_1 , se encuentra en un rango entre 17 KN Y 18 KN, en este caso también se obtiene una recuperación de la carga hasta llegar a una deflexión de 2 mm, posterior a esto se aprecia una pequeña caída de carga pero siempre dentro del rango anteriormente establecido.

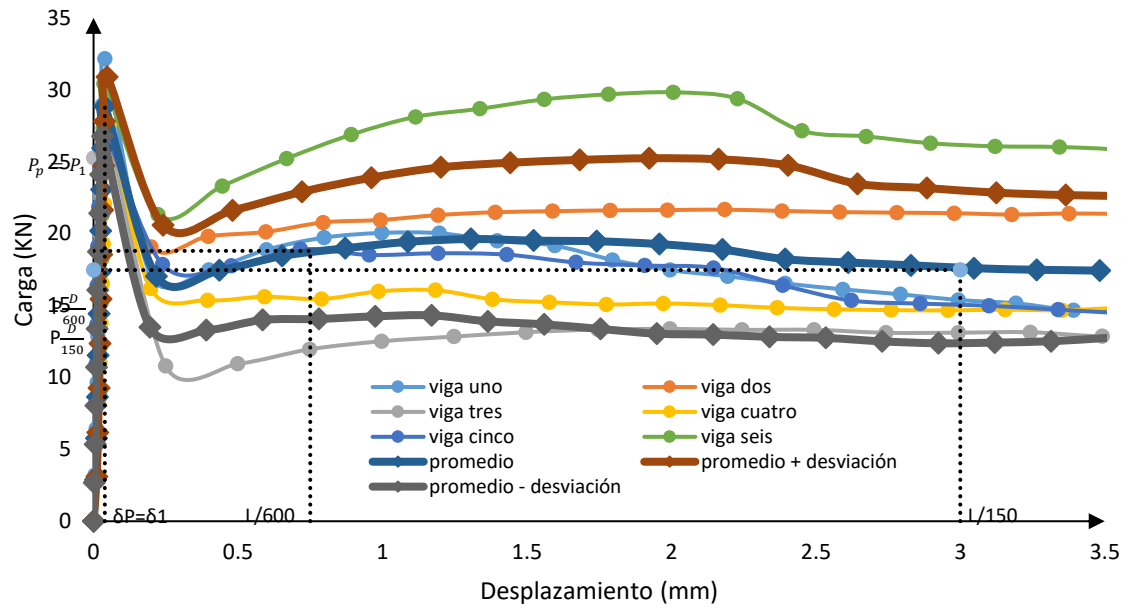


Figura 71. Graficas carga - desplazamiento espécimen 3 con FA ($E_f - 3$).

5.3.8. Modos de fallas de vigas con FA

5.3.8.1 Espécimen uno sin FA ($E_f - 1$)

En la Figura 72, Figura 73 y Figura 74 se muestran los patrones de fallas de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 1 unión viga-columna ($E_f - 1$). Las fallas se presentan en el tercio medio de la viga provocado por la manera de aplicación de carga lo cual genera un momento máximo en dicho tercio. Se observa que las vigas presentaron una grieta en el tercio medio, pero debido al uso de FA las 2 partes de las vigas no se separaron, si no que quedaron flexionadas y unidas por las fibras de acero.

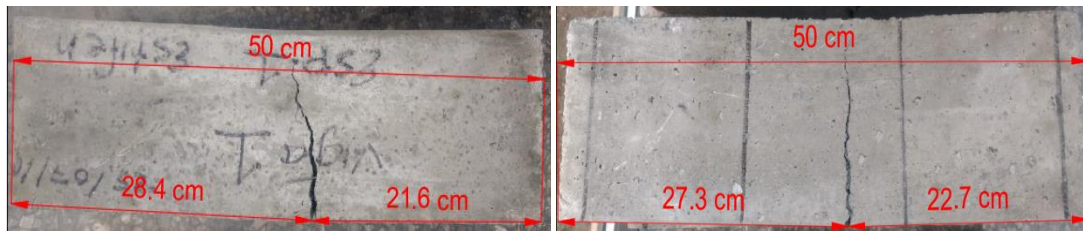


Figura 72. Modos de falla de las vigas ($V_f - 1$) y ($V_f - 2$) del espécimen uno con FA ($E_f - 1$).

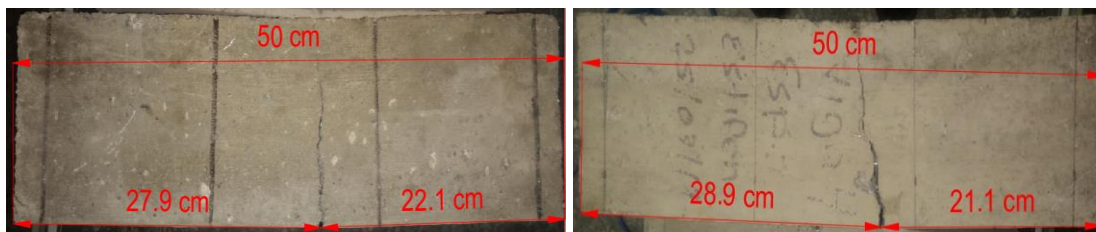


Figura 73. Modos de falla de las vigas ($V_f - 3$) y ($V_f - 4$) del espécimen uno con FA ($E_f - 1$).

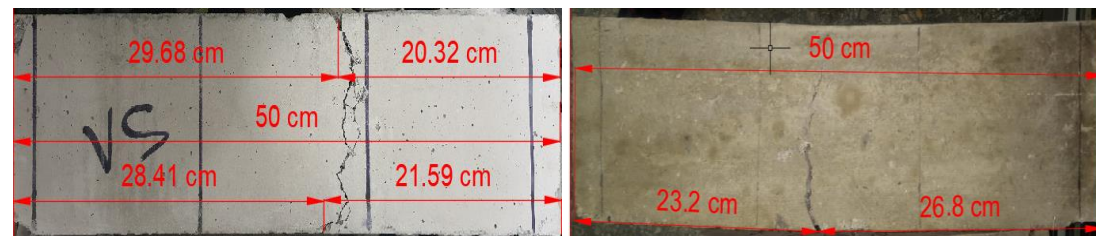


Figura 74. Modos de falla de las vigas ($V_f - 5$) y ($V_f - 6$) del espécimen uno con FA ($E_f - 1$).

5.3.8.2 Espécimen uno sin FA ($Ef - 2$)

En la Figura 75, Figura 76 y Figura 77 se muestran los patrones de fallas de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 2 unión viga-columna ($Ef - 2$). Las fallas se presentan en el tercio medio de la viga provocado por la aplicación de carga, lo cual genera un momento máximo en dicho tercio. La grieta generada no provoco que se partiera la viga, debido al uso de FA las vigas no se partieron, si no que quedaron flexionadas y unidas por las fibras de acero.

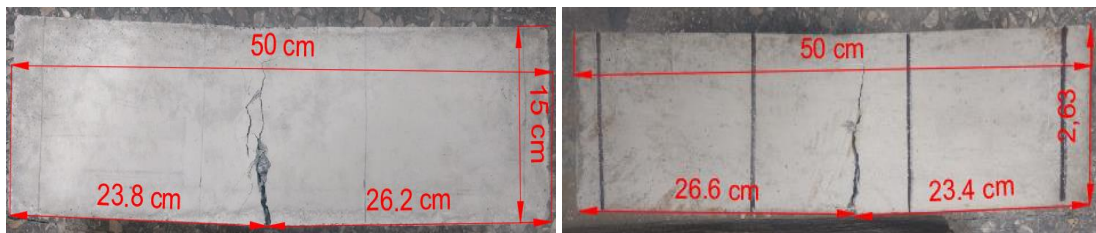


Figura 75. Modos de falla de las vigas ($Vf - 1$) y ($Vf - 2$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).

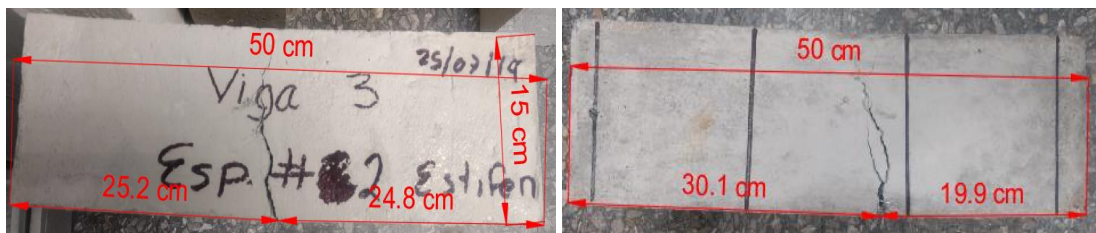


Figura 76. Modos de falla de las vigas ($Vf - 3$) y ($Vf - 4$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).

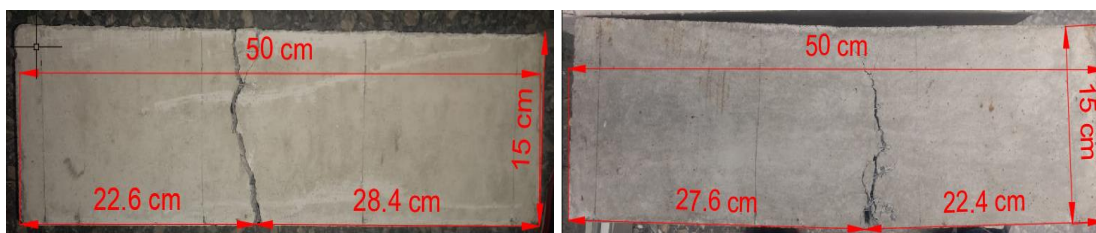


Figura 77. Modos de falla de las vigas ($Vf - 5$) y ($Vf - 6$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 2$).

5.3.8.3 Espécimen uno sin FA ($Ef - 3$)

En la Figura 75, Figura 76 y Figura 77 se muestran los patrones de fallas de las vigas de concreto correspondientes al espécimen 3 unión viga-columna ($Ef - 3$). Las fallas se presentan en el tercio medio de la viga provocado por la manera de aplicación de carga lo cual genera un momento máximo en dicho tercio. Se observa que las vigas no se partieron debido al uso de FA, si no que quedaron flexionadas y unidas por las fibras de acero.

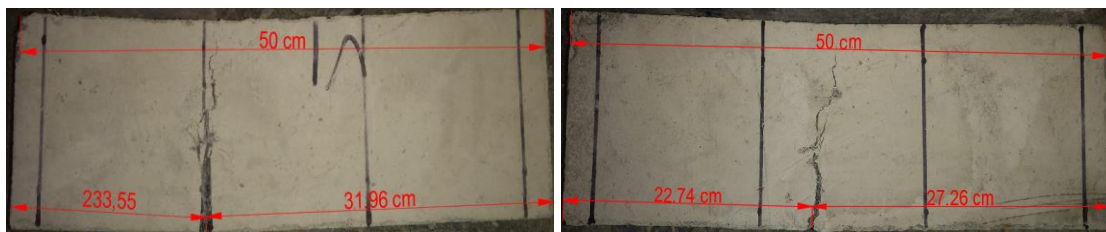


Figura 78. Modos de falla de las vigas ($Vf - 1$) y ($Vf - 2$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 3$).

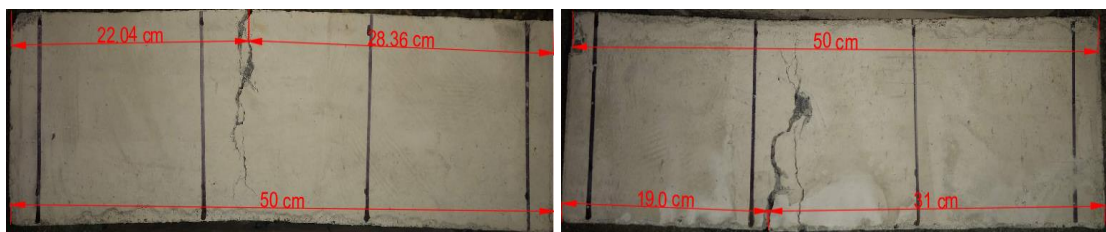


Figura 79. Modos de falla de las vigas ($Vf - 3$) y ($Vf - 4$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 3$).

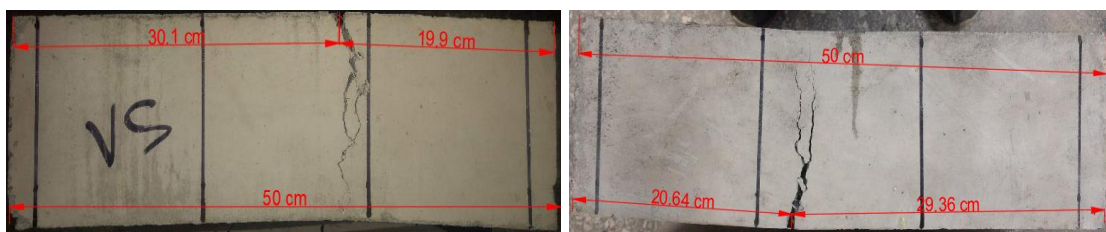


Figura 80. Modos de falla de las vigas ($Vf - 5$) y ($Vf - 6$) del espécimen 2 con FA ($Ef - 3$).

5.3.9. Comparación del área bajo la curva entre especímenes con y sin FA (V y V_f).

El área bajo la curva representa la tenacidad que es capaz de tener un material, la tenacidad es la energía de deformación total que es capaz de absorber un material hasta antes de fallar.

El área obtenida para las vigas de concreto sin FA se midió hasta el punto de ruptura, mientras que para las vigas de concreto con FA el área se obtuvo hasta una deflexión de $L/150$, lo que en este caso corresponde a 3 mm. En la siguiente tabla se muestra el valor de las áreas obtenidas del gráfico carga-desplazamiento promedio de cada espécimen unión viga-columna.

Tabla 18. Comparación del área bajo la curva entre los promedios de las vigas a flexión, con y sin FA .

	Unión	Área bajo la curva (J)
Viga promedio con FA (V_f)	Uno	59.84
	Dos	66.79
	Tres	56.58
Viga promedio sin FA (V)	Uno	0.64
	Dos	0.71
	Tres	0.72

En la Figura 81 se muestra gráficamente el valor del área promedio de las vigas de concreto con y sin FA . Se puede apreciar que existe una diferencia muy

marcada entre vigas con y sin *FA*, esto debido a que las vigas sin *FA* presentan una falla frágil, mientras que las que tienen *FA* presentan una falla dúctil, debido a la conexión entre las *FA* y la matriz cementante.

La diferencia promedio entre las vigas con y sin *FA* es de 88.5 veces, lo que nos lleva a concluir que las *FA* aportan una gran ductilidad. La variación entre los diferentes promedios de las vigas con *FA* no es demasiada dado que están en un rango de 56.6 J a 66.8 J lo que equivale a un 18% como máximo. Lo mismo sucede con las vigas sin *FA* dado que se encuentran en un rango de 0.64 J a 0.72 J lo que equivale a un 12% como máximo.

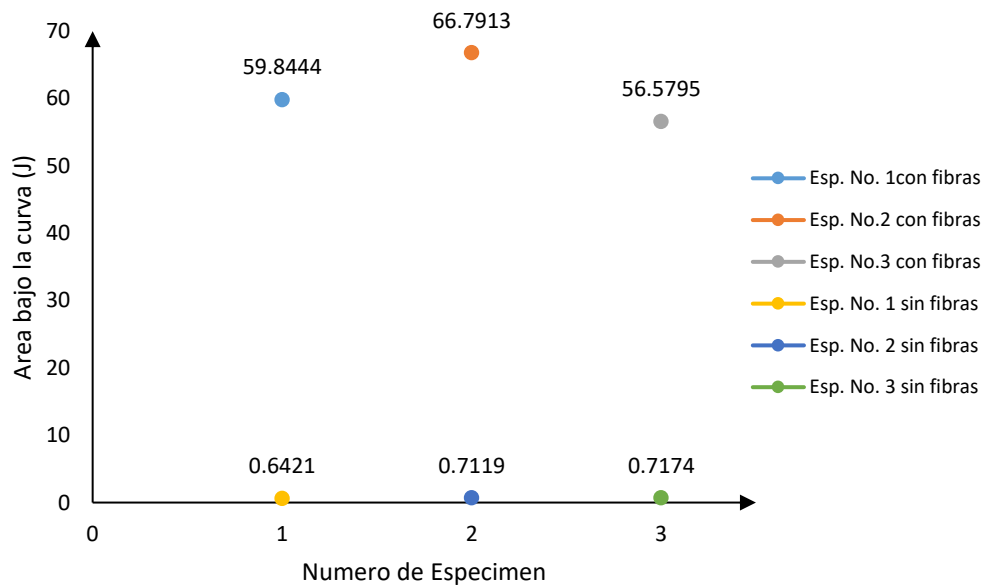


Figura 81. Representación gráfica del área bajo la curva de las vigas sometidas a flexión, con y sin *FA*.

5.3.10. Análisis y recomendaciones del ensaye al espécimen unión viga-columna sin FA ($E - 1$).

La prueba se realizó según lo establecido en la metodología descrita en el capítulo 4 (ver Figura 82), la cual se planteó dada la limitante de no contar con un cilindro hidráulico de doble acción con la capacidad necesaria de empuje y tirón para lograr alcanzar el momento último (M_u).

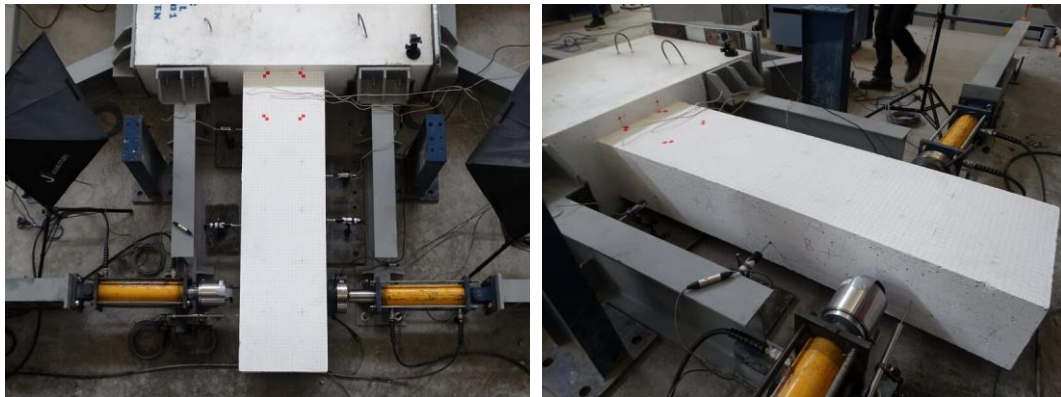


Figura 82. Ensaye de unión viga columna ($E - 1$), sin FA , según lo establecido en el capítulo 4.

El ensaye se realizó (ver Figura 83) y se observó que al utilizar dos cilindros hidráulicos funcionando únicamente a empuje se vuelve complicado el controlar la descarga, la cual ocurre de manera brusca ocasionando que el aparato de medición (LVDT) no detectara más de 4 puntos de desplazamiento en el tiempo (ver Figura 84), obteniendo unos gráficos del ciclo histerético fuera de lo esperado según la literatura [34-40].



Figura 83. Ensayo de la unión viga columna ($E - 1$) sin FA.

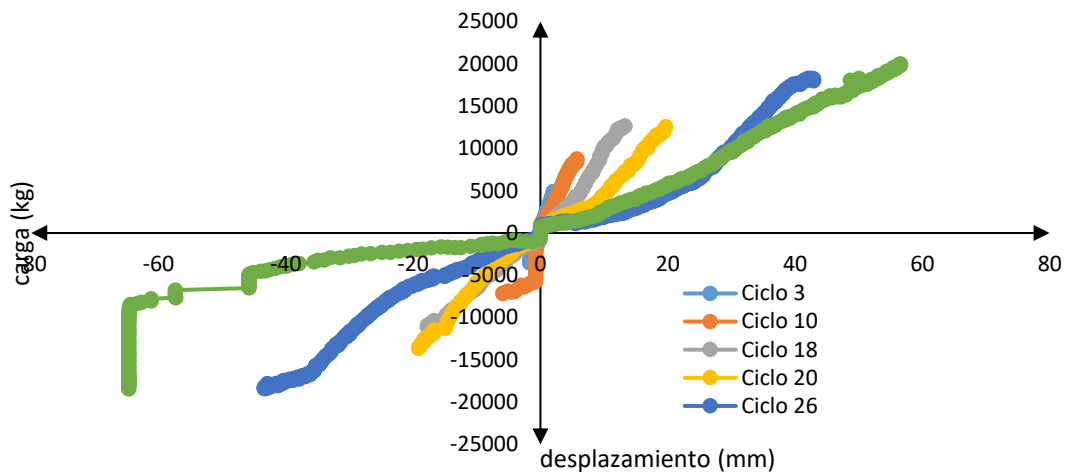


Figura 84. Gráficos de ciclos histeréticos obtenidos.

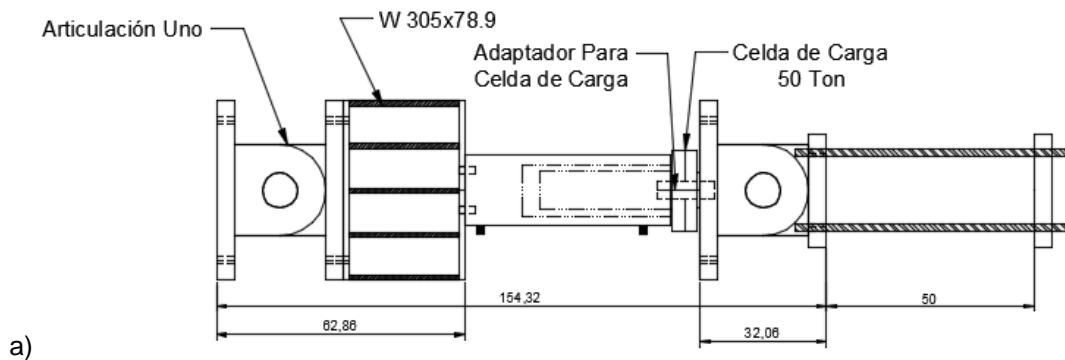
Por lo anterior se procedió a utilizar únicamente un cilindro reversible con la capacidad de empuje y retracción necesaria para generar la AP, en este caso se consideró una capacidad de 100 Ton de empuje y 45 Ton. de tirón (ver Figura 85).



Figura 85. Cilindro hidráulico reversible de 100 Ton. de empuje y 45 Ton. de tirón.

Durante el transcurso de la prueba se apreció que el aditamento que une la celda de carga con el vástago de los cilindros hidráulicos se forzó, debido al desplazamiento impuesto a la viga provocando un pequeño pandeo en el accesorio antes mencionado.

Para evitar que se dañe el aditamento que une el vástago de los cilindros hidráulicos y la celda de carga se planteó el uso de una nueva articulación que se encuentre entre la celda de carga y la viga de concreto, obteniendo el siguiente conjunto de accesorios que permita la aplicación de la carga completamente en la cara de la viga sin generar esfuerzos extras que puedan llegar a alterar la prueba (ver Figura 86).



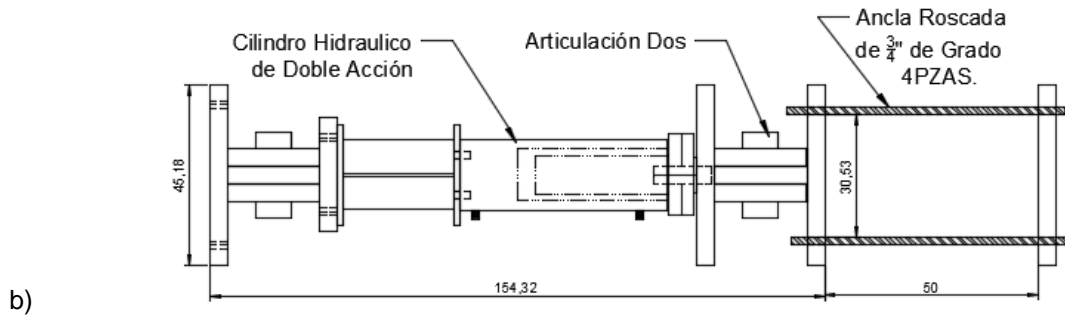


Figura 86. Propuesta del nuevo soporte para el cilindro hidraulico reversible de 100 Ton. de empuje y 45 Ton. de tirón. a) vista superior, b) vista lateral.

En los ciclos posteriores al número 22, se presentaron desplazamientos de hasta medio centímetro del soporte de acero que impide el movimiento de la unión V-C. Por ello, en base a la experiencia adquirida se realizaron unos ajustes y recomendaciones para evitar lo antes mencionado.

5.3.11. Patrones de agrietamiento del espécimen unión viga-columna sin $FA (E - 1)$.

En el espécimen ensayado ($E - 1$), las grietas que se analizaron fueron las visibles en la cara de la viga, dichas grietas se presentaron a lo largo de la longitud plástica, calculada conforme lo marca en código de diseño ACI-318 [47].

Las primeras grietas que aparecieron fueron a flexión cercanas al paño de la columna, seguidas por grietas diagonales formadas dependiendo de la dirección de aplicación de la carga formando un patrón en forma de "X" (ver Figura 88).

Las grietas a flexión y diagonales crecieron en número y tamaño hasta alcanzar un porcentaje de deformación relativa de 2% y una carga de 17 Ton. (ver Figura 89). Posteriormente no se generaron nuevas grietas, sin embargo, el ensanchamiento continuó y comenzó el desconchamiento ocurrido principalmente en el paño de la columna (ver Figura 90). La prueba se continuó hasta alcanzar el porcentaje de deformación relativa de 4.6% y una carga de 19.3 Ton. (ver Figura 91).

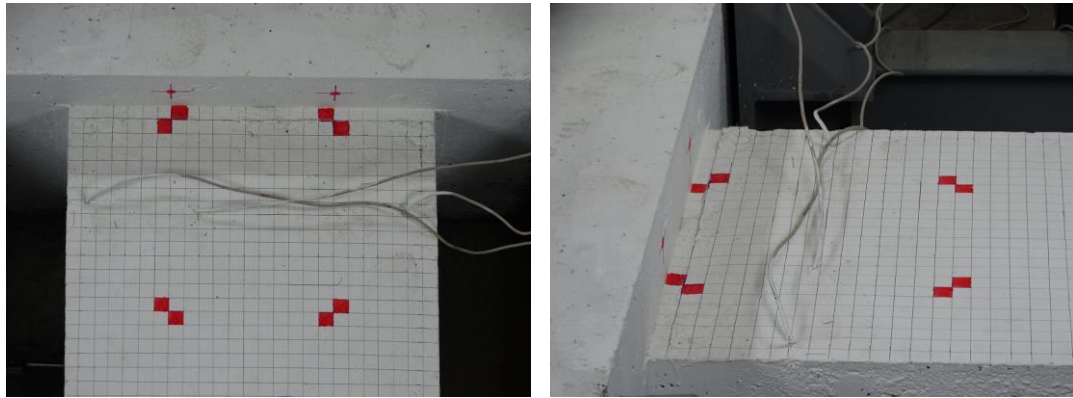


Figura 87. primeras apariciones de fisuras y microgrietas del espécimen (*E - 1*).

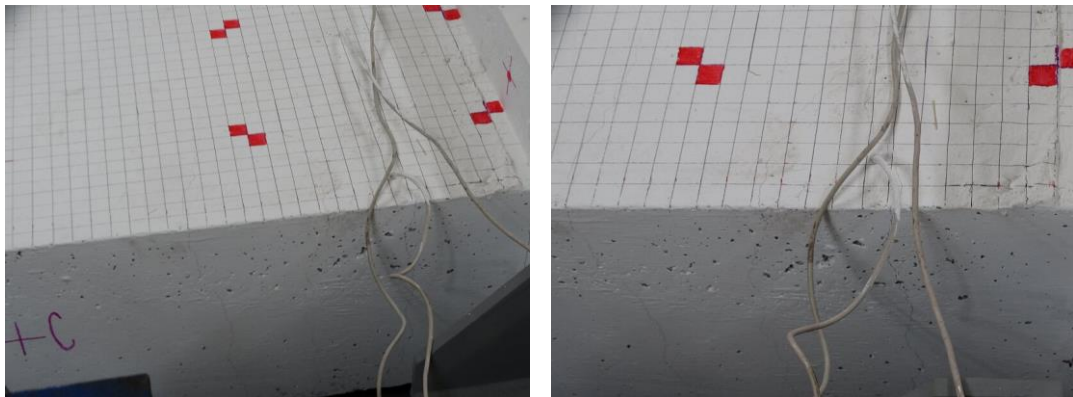


Figura 88. Primeras apariciones de grietas diagonales (*E - 1*).

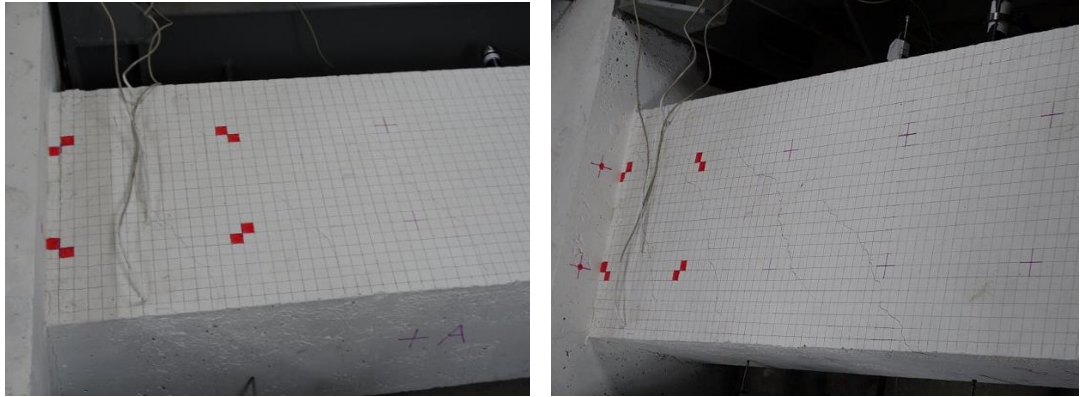


Figura 89. Reproducción e inicio de ensanchamiento de las grietas diagonales ($E - 1$).

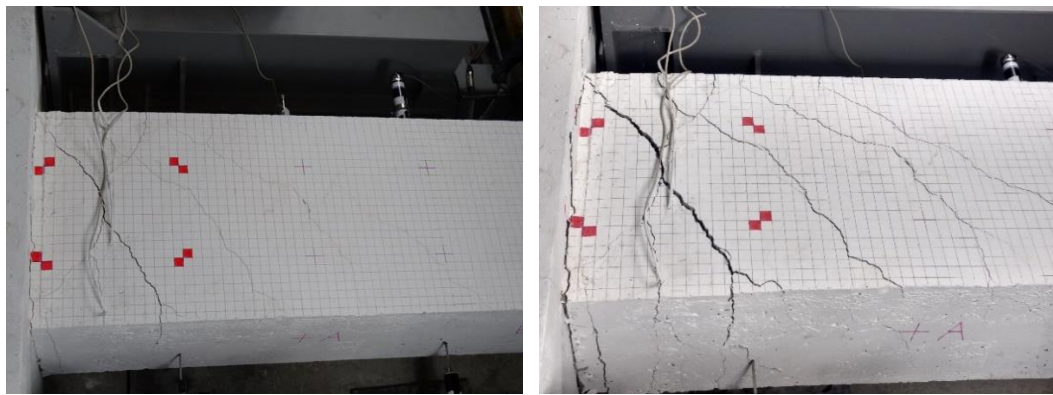


Figura 90. Ensanchamiento de grietas e inicio de desconchamiento en el paño de la columna ($E - 1$).

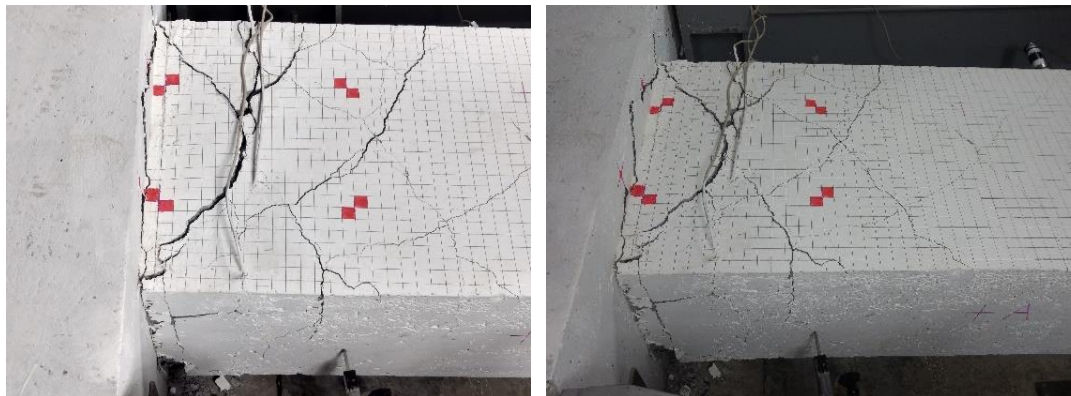


Figura 91. Patrones de grietas al término de la prueba del espécimen ($E - 1$).

CAPITULO 6

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que al menos el LVDT con el que se tiene el control del desplazamiento de la viga, sea apoyado en la columna mediante un brazo (perfil), dado que la columna es muy rígida y como se estableció en el diseño no presentó daño. Esto generará que no se altere el control por desplazamiento de la prueba (ver Figura 92).

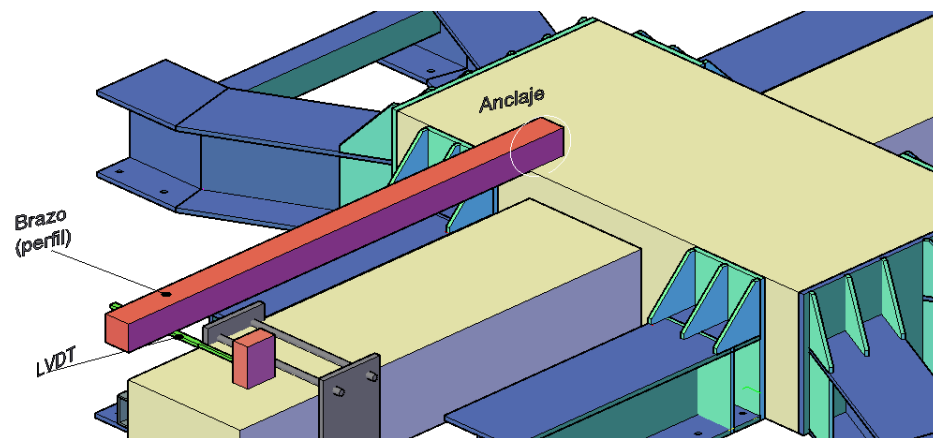


Figura 92. brazo de perfil para colocación del LVDT de control.

2. Para evitar el desplazamiento del soporte de la unión V-C, se recomienda colocar Pequeños topes en algunas anclas, para eliminar el juego que se genera entre el ancla utilizada (3/4") y el orificio de la losa de reacción, el cual en este caso es cuadrado con medida de 2.5 cm por lado (ver Figura 93).

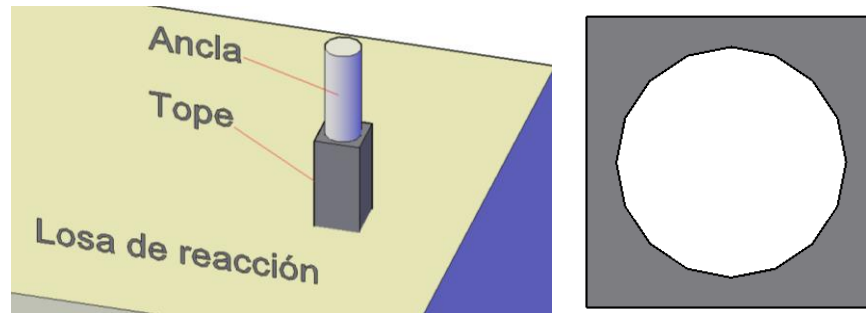


Figura 93. Dibujo de la modificación del contacto del ancla con la losa de reacción.

3. En base a los resultados obtenidos en el concreto con *FA*, se espera que el comportamiento de la unión viga columna (unión v-c) adquiriera un mejor comportamiento en el control de la degradación de rigidez, una mayor ductilidad y un aumento en la disipación de energía del sistema.
4. El patrón y el ancho de grietas presentes en la viga formaron un patrón de "X", se espera que con el uso de *FA*, se reduzca el número y el tamaño del ancho de las grietas
5. Se recomienda continuar con el análisis fotogramétrico de la unión viga columna, para poder obtener la curvatura y desplazamientos y posteriormente pueda ser utilizada como una alternativa viable para este tipo de análisis.
6. Se recomienda continuar con las pruebas experimentales del resto de las uniones V-C con y sin *FA*, obtener los ciclos histeréticos y realizar la comparación de disipación de energía.
7. También se recomienda realizar un análisis numérico, utilizando los resultados de la presente investigación para la calibración del mismo, y posteriormente mejorarlo con investigaciones futuras hasta poder realizar una predicción precisa con diferentes volúmenes de *FA*.

CONCLUSIONES

1. Al utilizar 0.7% de *FA*, el concreto no genero diferencias significativas en el valor del esfuerzo mximo. presentó un efecto mínimo en el comportamiento a compresión de los cilindros hasta el punto del esfuerzo máximo, ensayados a los 28 días.
2. Posterior al esfuerzo máximo en las curvas σ - ϵ se apreció un incremento en la ductilidad debido al efecto del uso de *FA*.
3. Al utilizar *FA* en el ensaye de las vigas se obtuvo un incremento de 88.5 veces en el área bajo la curva (tenacidad) del gráfico p-d, en comparación con las vigas sin *FA*.
4. El aumento de ductilidad se presenta después de la carga máxima, instante en el que se activan las *FA*.
5. El módulo de ruptura no presentó una mejora con el porcentaje de 0.7% de *FA* utilizado. Investigaciones mencionan que con porcentajes mayores del 1% de *FA* el módulo de ruptura aumenta considerablemente.
6. Las investigaciones realizadas de trabajos anteriores, así como los ajustes presentes, permite esperar que el soporte sea capaz de rigidizar la unión V-C e impedir alguna rotación o desplazamiento que pueda llegar a alterar las mediciones obtenidas en la zona de la viga. Por ello es necesario tomar encuentra las recomendaciones mencionadas en el capítulo 5.3.10 de la presente investigación.

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN

- [1] O. M. González Cuevas and F. R. Fernández Villegas, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado," p. 802, 2005.
- [2] ATC, "Quantification of building seismic performance factors," *Fema*, no. June, p. 421, 2009.
- [3] S. Foo and A. Davenport, "Seismic hazard mitigation for buildings," *Nat. Hazards*, vol. 28, no. 2–3, pp. 517–535, 2003.
- [4] 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.
- [5] L. M. Megget, "Anchorage of Beam Reinforcement in Seismic Resisance Reinforced Concrete Frames." New Zealand, p. 68, 1971.
- [6] B. J. Smith, "Exterior Reinforced Concrete Joints With Low Axial Load Under Seismic Loading." New Zealand, p. 86, 1972.
- [7] R. N. Patton, "Behavior Under Seismic Loading of Reinforced Concrete Beam-Column Joints With Anchorage Blocks." New Zealand, p. 94, 1972.
- [8] T. Paulay and A. Scarpas, "Behaviour of Exterior Beam-Column Joints," *Bull. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 3, pp. 131–144, 1981.
- [9] H.-J. L. and S.-Y. Yu, "Cyclic Response of Exterior Beam-Column Joints with Different Anchorage Methods," *Struct. J.*, vol. 106, no. 3, 2009.
- [10] C. E. C. M. J. F. C. G. Karayannis, "Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Crossed Inclined Bars Under Cyclic Deformations," *Earthq. Engng Struct*, no. February, pp. 881–897, 2008.
- [11] M. K. E. D. Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs, "An experimental study on cyclic behaviour of reinforced concrete connections," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 34, no. 4, pp. 565–575, 2007.
- [12] 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.
- [13] 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.
- [14] 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.

- [15] L. Key and D. Id, "544.1r-96," pp. 0–15.
- [16] ACI Committee 544, "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete Reported by ACI Committee 544," *ACI Struct. J.*, vol. 96, no. Reapproved, 2002.
- [17] P. Cristina, "Hormigones con Fibras de Acero Características Mecánicas Hormigones con Fibras de Acero Características Mecánicas," *Master*, vol. 1, p. 81, 2010.
- [18] R. Park and T. Paulay, *Reinforced Concrete Structures*, 1st ed. New Zealand: JOHN WILEY and SONS, 1975.
- [19] R. N. F. Do Carmo and S. M. Lopes, "Required plastic rotation of RC beams," *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, vol. 159, no. 2, pp. 77–86, 2006.
- [20] S. H. Park, S. M. Choi, Y. S. Kim, Y. W. Park, and J. H. Kim, "Hysteresis behavior of concrete filled square steel tube column-to-beam partially restrained composite connections," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 66, no. 7, pp. 943–953, 2010.
- [21] T. Simões, H. Costa, D. Dias-da-costa, and E. Júlio, "Influence of fibres on the mechanical behaviour of fibre reinforced concrete matrixes," vol. 137, pp. 548–556, 2017.
- [22] M. Ook and A. C. Bordelon, "Age-dependent properties of fiber-reinforced concrete for thin concrete overlays," *Constr. Build. Mater.*, vol. 137, pp. 288–299, 2017.
- [23] K. C. Reddy and K. V. L. Subramaniam, "Analysis for multi-linear stress-crack opening cohesive relationship : Application to macro-synthetic fiber reinforced concrete," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 169, pp. 128–145, 2017.
- [24] 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.
- [25] N. Buratti, C. Mazzotti, and M. Savoia, "Post-cracking behaviour of steel and macro-synthetic fibre-reinforced concretes," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 5, pp. 2713–2722, 2011.
- [26] 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.
- [27] 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.
- [28] K. Marar, Ö. Eren, and H. Roughani, "The influence of amount and aspect ratio of fibers on shear behaviour of steel fiber reinforced concrete," *KSCE J. Civ. Eng.*, vol. 00, no. 0000, pp. 1–7, 2016.
- [29] 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.
- [30] Z. You, Y. Ding, and C. Niederegger, "Replacing Stirrups of Self-Compacting Concrete Beams with Steel Fibers," *Trans. Tianjin Univ.*, vol. 16, no. 6, pp. 411–416, Dec. 2010.

- [31] C. E. Chalioris, "Steel fibrous RC beams subjected to cyclic deformations under predominant shear," *Eng. Struct.*, vol. 49, pp. 104–118, 2013.
- [32] L. Soufeiani, S. N. Raman, M. Z. Bin Jumaat, U. J. Alengaram, G. Ghadyani, and P. Mendis, "Influences of the volume fraction and shape of steel fibers on fiber-reinforced concrete subjected to dynamic loading – A review," *Eng. Struct.*, vol. 124, pp. 405–417, 2016.
- [33] L. Shan and L. Zhang, "Experimental Study on Mechanical Properties of steel and polypropylene fibre-reinforced concrete," *Appl. Mech. Mater.*, vol. 584–586, pp. 1355–1361, 2012.
- [34] X. wen Liang, Y. jun Wang, Y. Tao, and M. ke Deng, "Seismic performance of fiber-reinforced concrete interior beam-column joints," *Eng. Struct.*, vol. 126, pp. 432–445, 2016.
- [35] 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.
- [36] 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.
- [37] 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.
- [38] 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.
- [39] S.-J. Jang, D.-H. Kang, K.-L. Ahn, W.-S. Park, S.-W. Kim, and H.-D. Yun, "Feasibility of Using High-Performance Steel Fibre Reinforced Concrete for Simplifying Reinforcement Details of Critical Members," *Int. J. Polym. Sci.*, vol. 2015, pp. 1–12, 2015.
- [40] 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.
- [41] E. Esmaeeli, J. A. O. Barros, J. Sena-cruz, H. Varum, and J. Melo, "Assessment of the efficiency of prefabricated hybrid composite plates (HCPs) for retrofitting of damaged interior RC beam – column joints," *Compos. Struct.*, vol. 119, pp. 24–37, 2015.
- [42] G. Castruita, "FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESTUDIO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LA SUSTITUCIÓN PARCIAL DEL REFUERZO TRANSVERSAL POR FIBRAS DE ACERO A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS . Por GREGORIO CASTRUITA VELÁZQUEZ .," 2018.
- [43] C. D. E. La, C. Y. Edificación, M. Componentes, and Y. S. Estructurales, "407Organismo Nacional De Normalización Y " Building Industry - Deformed Still Bars From Billet and Ingot for," 2001.
- [44] Y. L. A. Edificación, N. Mexicana, S. Y. Servicios, and P. La, "Y CERTIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN - CONCRETO FRESCO - MUESTREO BUILDING INDUSTRY - FRESH CONCRETE – SAMPLING," 2014.

- [45] C. C. Test, T. Drilled, C. Concrete, and B. Statements, "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens 1," vol. i, no. October, pp. 1–7, 2005.
- [46] ASTM, "ASTM C78/C78M - 02 - Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)," *ASTM Int.*, pp. 1–3, 2002.
- [47] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. 2014.
- [48] M. De Concreto, *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado Fax* : .
- [49] ACI Structural Journal, "Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulaed," p. 22, 2013.
- [50] "Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary ACI-374.1, ACI Committee 374."
- [51] U. del país V.- FCI, "Propiedades elásticas de los materiales," vol. 2, no. December, pp. 1–4, 2014.
- [52] ACI 318-14, *The Reinforced Concrete Design Handbook*, vol. 3, no. 14. 2016.
- [53] C. A. Rodríguez Vázquez, "Patrones Y Mecanismos De Fractura En Los Materiales Compuestos De Matriz Polimérica Reforzados Con Fibras," p. 112, 2013.
- [54] X. M. Zhao, Y. F. Wu, and A. Y. T. Leung, "Analyses of plastic hinge regions in reinforced concrete beams under monotonic loading," *Eng. Struct.*, vol. 34, pp. 466–482, 2012.
- [55] L. F. A. Bernardo and S. M. R. Lopes, "Plastic analysis and twist capacity of high-strength concrete hollow beams under pure torsion," *Eng. Struct.*, vol. 49, pp. 190–201, 2013.
- [56] E. R. Tamariz, "es el coeficiente de resistencia a la fatiga , es el exponente de resistencia a la fatiga , y es el número de ciclos para la falla .," no. 777, pp. 1–15.
- [57] C. Zanuy, L. Albajar, and P. De Fuente, "El proceso de fatiga del hormigón y su influencia estructural The fatigue process of concrete and its structural influence," vol. 61, pp. 385–399, 2011.
- [58] E. VAZQUEZ, "METODOLOGIA PARA EL ESTUDIO DE LAS PRUEBAS DE FATIGA EN UNA ALEACION TRABAJADA DE ALUMINIO," *TESIS*, 2004. | |
- [59] G. Dieter "Mechanical Metallurgy", 1988.
- [60] E. Medina, "EVALUACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS INELASTICO EN SAP PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO," 2010.
- [61] P. Sengupta and B. Li, "Modified Bouc-Wen model for hysteresis behavior of RC beam-column joints with limited transverse reinforcement," *Eng. Struct.*, vol. 46, pp. 392–406, 2013.
- [62] A. G. Kay Dora, M. A. Tukiari, and N. H. Hamid, "Experimental hysteresis loops validation using HYSTERES program for beam-column joints under lateral cyclic loading," vol. 030012, p. 030012, 2016.

- [63] G. Velázquez, "Mecanica de Fractura", 2004 .
- [64] "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures," FEMA 440, 2005.
- [65] M. ingenier, R. Soto, "Estudio comparativo de analisis sismicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el calculo de la curvatura de capacidad", 2010.
- [66] Bazan-Meli, *Diseño sísmico*, 2010.
- [67] B. Namuche, I. Civil, P. Pozo, I. Civil, and D. Ph, "Diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alterativa de diseño"
- [68] P. R and P. T, "Estructuras de concreto reforzado." p. 408, 1988.
- [69] C. Y. Edificación and C. Y. Edificación, "Especificación y tolerancia Especificación y tolerancia," no. 0155, pp. 33–34, 2005.
- [70] EUCLID GROUP EUCOMEX, "Plastol precast plus."
- [71] E. C. Nacional, R. Calzada, and A. Azul, "Norma técnica guatemalteca," no. 502.
- [72] ASTM C33 "Standar Specification for Concrete Aggregates ASTM C33" .
- [73] K. W. Day *et al.*, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal , Heavyweight , and Mass Concrete (ACI 211 . 1-91)," no. Reapproved, pp. 1–38, 2002.
- [74] "Método de prueba estándar para fabricación y curado en laboratorio de especímenes de concreto," pp. 1–19.
- [75] NMX-C-159-ONNCCE "Concreto-Elaboración y curado de especímenes en el laboratorio."
- [76] NMX-C-160-ONNCCE"Concreto- Elaboración y curado en obra de especimenes de concreto", 2008.
- [77] American Society for Testing and Materials, "ASTM C469-02: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression," *ASTM Stand. B.*, vol. 04, pp. 1–5, 2002.
- [78] NMX-C-161-ONNCCE"Concreto- Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto", 2008 .
- [79] NMX-C-155-ONNCCE "Concreto- Concreto hidraulico industrializado- Especificaciones" pp. 1–7, 2010.
- [80] ASTM International C1609/C1609M, "Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete Using Beam With Third-Point Loading " no. April, pp. 1–9, 2010.
- [81] ONNCCE, "Feterminación de la resistencia a flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro", pp. 1–14, 2004.
- [82] EN 14845-1 European Standard "Test methods for fiber in concrete",2007.