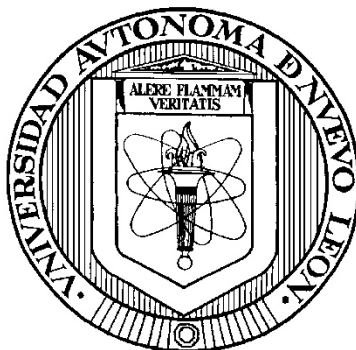


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ESTUDIO ANALÍTICO EXPERIMENTAL DEL EFECTO DE LA RELACIÓN
RANURA-PERALTE, EN LAS PROPIEDADES POST AGRIETAMIENTO DEL
CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO**

POR

ING. JOSÉ ABELARDO VALDEZ AGUILAR

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN MATERIALES DE
CONSTRUCCIÓN**

OCTUBRE, 2018

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



TESIS

**ESTUDIO ANALÍTICO EXPERIMENTAL DEL EFECTO DE LA RELACIÓN
RANURA-PERALTE, EN LAS PROPIEDADES POST AGRIETAMIENTO DEL
CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO**

POR

ING. JOSÉ ABELARDO VALDEZ AGUILAR

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN MATERIALES DE
CONSTRUCCIÓN**

DIRECTOR DE TESIS

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO

OCTUBRE, 2018



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FIC



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Presente:

Estimado Dr. Juárez Alvarado:

Por medio de la presente hago de su conocimiento que finalicé la revisión de (Tesis) con título **"Estudio analítico experimental del efecto de la relación ranura-peralte en las propiedades post-agrietamiento del concreto reforzado con fibras de acero"**, que presenta el **ING. JOSÉ ABELARDO VALDEZ AGUILAR**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad del documento, dictamino que el mismo es **APROBADO** y la fecha del examen de grado será el 19 de octubre de 2018.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente
"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 17 de septiembre de 2018

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
Asesor



SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FIC



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

Presente:

Estimado Dr. Juárez Alvarado:

Por medio de la presente hago de su conocimiento que finalicé la revisión de (Tesis) con título "**Estudio analítico experimental del efecto de la relación ranura-peralte en las propiedades post-agrietamiento del concreto reforzado con fibras de acero**", que presenta el **ING. JOSÉ ABELARDO VALDEZ AGUILAR**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad del documento, dictaminó que el mismo es **APROBADO** y la fecha del examen de grado será el 19 de octubre de 2018.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 17 de septiembre de 2018

DR. ANTONIO ALBERTO ZALDÍVAR CADENA
Evaluador



Av. Lázaro Cárdenas 2333 C.P.66266
Col. Zona Loma Larga Oriente
San Pedro Garza García, N.L.

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA U.A.N.L.
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO.
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO.**

Presente:

Estimado Dr. Juárez Alvarado:

Por medio de la presente hago de su conocimiento que finalicé la revisión de (Tesis) con título **"Estudio analítico experimental del efecto de la relación ranura-peralte en las propiedades post-agrietamiento del concreto reforzado con fibras de acero"**, que presenta el **ING. JOSÉ ABELARDO VALDEZ AGUILAR**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad del documento, dictamino que el mismo es **APROBADO**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente
San Pedro Garza García, N.L. a 18 de septiembre de 2018

M.C. PEDRO ALBERTO RAMÍREZ GARZA
Evaluador



COMPROBANTE DE CORRECCIÓN

Tesista: JOSE ABELARDO VALDEZ AGUILAR

Tema de la tesis: ESTUDIO ANALÍTICO EXPERIMENTAL DEL EFECTO DE LA RELACIÓN RANURA-PERALTE, EN LAS PROPIEDADES POST-AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

Este documento certifica la corrección DEFINITIVA Del trabajo de tesis arriba identificado, en los aspectos: ortográfico, metodológico y estilístico.

Recomendaciones adicionales: (NINGUNA)

Nombre y firma de quien corrigió:
Arq. Ramón Longoria Ramírez

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
Subdirector de Estudios de Posgrado

Ciudad Universitaria, a 24 de AGOSTO de 2018



AGRADECIMIENTOS

A Dios, porque sin él nada de esto hubiese sido posible y por ser un padre que me acompaña en cada momento, bueno y malo de mi vida.

En especial, Al Dr. César Antonio Juárez Alvarado, por ser pilar fundamental en el desarrollo de esta investigación: con su guía y asesoría acertada, desde el principio hasta el fin y sin la cual este proyecto no hubiera sido posible.

Al Dr. José Manuel Mendoza Rangel, por su valiosa orientación y ayuda, antes y durante mi llegada y estadía en el país.

A mi madre Ermelinda, a mis tías Ana, Consuelo, Daysi, Gladys y Beatriz; a mi tío Rigoberto, a mis hermanos Doria y Rony, a mis primos Ramón y Mauricio, a mi prima Bessy, a mis sobrinos Kaleb y Maia, a mi abuela Cristina y a mis amigos y casi hermanos Aída, Gío, Jeysom Y Andrés, por ser personas con las que Dios me ha bendecido, al tenerlas en mi vida.

A mis amigos y compañeros de generación: Aldrhyn Esquivel, Jorge Herrera de Casas, Gregorio Castruita, Guadalupe Martínez, y a mi amigo Ismael Narváez, quienes fueron parte importante, tanto en el desarrollo de esta investigación, como a lo largo de mi estadía en la República Mexicana. A ellos, muchas gracias.

Al M.C. José David Betancourth Mendoza, por su invaluable ayuda antes y durante mi estadía en México.

Al Ing. José Román Villa Bárcenas y al Ing. Pedro Ramírez Garza, por su valiosa ayuda a lo largo de estos dos años.

Al Dr. Antonio Alberto Zaldívar Cadena, por su ayuda y orientación a lo largo de esta investigación.

Al Sr. Ramiro Torres Pérez por su ayuda invaluable a lo largo de estos dos años.

Al cuerpo académico y administrativo del Instituto de Ingeniería Civil y a toda aquella persona que directa o indirectamente contribuyó a que esto fuese posible.

A los Estados Unidos Mexicanos, por permitirme no sólo recibir educación en sus hermosas tierras sino conocer su muy interesante cultura y su exquisita gastronomía.

A la Agencia Mexicana de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AMEXCID) de la Secretaría de Relaciones Exteriores, por su valiosa ayuda y por darme la oportunidad de conocer nuevas fronteras.

A mi patria Honduras, por darme la dicha de haber nacido en sus tierras y poder sentirme orgulloso de ello.

“Esta tesis corresponde a los estudios realizados con una beca de excelencia otorgada por el Gobierno de México, a través de la Secretaría de Relaciones Exteriores.”

DEDICATORIA

*A aquel que me da la vida y
me permite ser una mejor persona día con día ...*

*A mi familia por soportar mi ausencia
y mis esporádicas estadias...*

*A doña Beatriz González “Tía Bache” (Q.D.D.G) por haber formado parte de
la etapa más hermosa de mi infancia y haber estado en mi vida por estos 26
años, siempre estará en mis recuerdos y mi corazón.*

*Todo lo puedo en Cristo, que me fortalece
Filipenses 4:13.*

ÍNDICE DE CONTENIDO

LISTA DE TABLAS	vii
LISTA DE FIGURAS.....	ix
NOMENCLATURA.....	xiii
RESUMEN	xv
CAPÍTULO I	1
1. Descripción del proyecto de investigación	2
1.1 Las fibras como material de construcción.	2
1.1.1 Clasificación.	2
1.1.2 Fibras minerales.	4
1.1.2.4.1 Polipropileno	8
1.1.2.4.2 Poliéster.....	8
1.1.2.4.3 Nylon.....	8
1.1.3 Fibras de acero.	11
1.1.3.1.1 De acuerdo con su proceso de manufactura [UNE-EN 14889-1, 2008; ASTM A 820, 2004].	11
1.1.3.1.2 De acuerdo con la forma de su sección transversal [ACI 544.1R-96, 2002]..	11
1.2 Concreto reforzado con fibras de acero (CRFA).	14
1.2.1 Concreto reforzado convencionalmente versus CRFA.	16
1.2.2 Propiedades en estado fresco	17
1.2.3 Propiedades en estado endurecido	18
1.2.4. Principales aplicaciones del CRFA.	20
1.3 Mecánica de fractura.....	21
1.3.1 Evolución histórica	21
1.3.2 Falla debido a la fractura.....	22
1.3.3 Mecánica de fractura elástica lineal (MFEL).....	24
1.4 Mecánica de fractura en estructuras de concreto.	26
1.4.1 Mecánica de fractura no lineal.....	26
1.4.2 Aplicación de la mecánica de fractura.	28
1.4.3 Modelos de fractura para el concreto	30
1.4.4 Mecánica de fractura en concreto reforzado con fibras de acero (CRFA).....	30
1.5 Trabajo de fractura (WF) en CRFA	32
1.5.1 Método del trabajo de fractura (WF)	32
1.5.2 Obtención de la curva carga-desplazamiento, curva carga-cmod de un CRFA ...	32

1.6 Energía de fractura (G_F) en CRFA	35
1.7 Antecedentes	37
1.7.1 Resistencia mecánica a la compresión en CRFA.....	37
1.7.2 Resistencia mecánica a la tensión por flexión en CRFA	38
1.7.3 Resistencia residual post agrietamiento en CRFA.	39
1.7.4 Energía de fractura	41
1.8 Planteamiento del problema.	42
1.9 Hipótesis	44
1.10 Objetivos	44
1.10.1 Objetivo general.....	44
1.10.2 Objetivos específicos	44
1.11 Justificación	45
CAPÍTULO II.....	48
2. Metodología	48
2.1 Metodología experimental	48
2.1.1 Materiales y caracterización.....	48
2.1.2 Descripción de los materiales	48
2.1.3 Caracterización de los materiales.....	51
2.1.4. Diseño de mezclas.....	55
2.1.5. Pruebas en estado fresco.	63
2.1.6. Pruebas en estado endurecido.	64
2.2 Metodología Teórica	77
2.2.1 Determinación de la energía de fractura (G_F)	77
2.2.1.1.1 Estimación de la energía de fractura en concreto simple (G_F) modelo propuesto por Bazant & Becq-Giraudon.....	78
Capítulo III.....	84
<i>Análisis y discusión de resultados</i>	84
CAPÍTULO III.....	85
3. Análisis y discusión de resultados	85
3.1 Caracterización de materiales	85
3.1.1 Cemento portland	85
3.1.2 Agregado grueso y fino.....	85
3.1.3 Fibra de acero:.....	87
3.1.4 Aditivos químicos:	87
3.2. Pruebas en estado endurecido.....	87

3.2.1 Resistencia mecánica a la compresión.....	87
3.2.2 Modulo de elasticidad	88
3.2.3 Ensaye a tensión por flexión (3PB)	90
3.2.4 Carga en el límite proporcional (Flop).....	90
3.2.5 Esfuerzos en el límite proporcional (flop).	103
3.2.6 Curvas carga – cmod.....	114
3.2.7 Curvas carga – desplazamiento (s).....	124
3.2.9 Esfuerzos residuales característicos (resistencia residual característica) (fRkj). 155	
3.3 Clasificación de la respuesta post agrietamiento	167
3.3.1 Clasificación según el código modelo 2010 (MC-2010).....	167
3.3.2 Determinación de la energía de fractura (GF)	169
Capítulo IV	181
<i>Conclusiones y Recomendaciones</i>	181
CAPITULO IV	182
4. Conclusiones y recomendaciones	182
4.1 Conclusiones.....	182
4.2 Recomendaciones	184
5. Referencias	186
6. Anexos.	194
CURRICULUM VITAE.....	195

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
1. Propiedades de diversas fibras utilizadas en el ramo constructivo.....	10.
2. Relación a/c y contenidos límite de cemento.....	57.
3. Proporcionamiento utilizado para la mezcla de referencia (0% de fibra).....	59.
4. Proporcionamiento utilizado para la serie 1 (0.25% de fibra).....	62.
5. Proporcionamiento utilizado para la serie 2 (0.50% de fibra).....	63.
6. Factor k_x en función del número de especímenes.....	75.
7. Densidad del cementante utilizado en la investigación.....	85.
8. Densidad y absorción del agregado grueso y fino.....	85.
9. Analisis granulométrico del agregado grueso.....	86.
10. Analisis granulométrico del agregado fino.....	86.
11. Densidad y porcentaje de sólidos del aditivo químico utilizado.....	87.
12. Resistencia mecánica a la compresión (f'_{cr}) de las series realizadas.....	87.
13. Analisis de Flop mediante la prueba de Grubb, para cada relación a/d, referencia.....	93.
14. Analisis de Flop mediante la prueba de Grubb, para cada relación a/d, serie I.....	97.
15. Analisis de Flop mediante la prueba de Grubb, para cada relación a/d, serie II.....	101.
16. Cargas promedio en el límite proporcional para las tres series estudiadas.....	103.
17. Esfuerzos en lop (flop) para cada relación a/d, serie de referencia.....	105.
18. Esfuerzos en lop (flop) para cada relación a/d, serie I.....	108.
19. Esfuerzos en lop (flop) para cada relación a/d, serie II.....	111.
20. Esfuerzos finales en lop (flop) para cada relación a/d, serie I.....	135.
21. Esfuerzos finales en lop (flop) para cada relación a/d, serie II.....	142.
22. Esfuerzos normales promedios (fR_j), serie I.....	148.
23. Esfuerzos normales promedios (fR_j), serie II.....	149.
24. Esfuerzos ($flop$) y (fR_j) finales.....	154.
25. Esfuerzos normales (fR_j) Vs esfuerzos normales característicos (fR_{kj}). Serie I.....	157.
26. Esfuerzos normales (fR_j) Vs esfuerzos normales característicos (fR_{kj}). Serie II.....	161.
27. Clasificación de la resistencia residual, con base en la relación a/d. Series I y II.....	168.

28. Energía de fractura en concreto simple.....	170.
29. Trabajos de fractura (WF), serie I, $a/d= 0-0.33$	171.
30. Trabajos de fractura (WF), serie II, $a/d= 0-0.33$	172.
31. Energía de fractura (GF), serie I, $a/d= 0-0.33$	173.
32. Energía de fractura (GF), serie II, $a/d= 0-0.33$	174.
33. Energía de fractura (GF) calculada en los dos modelos estudiados.....	178.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Pagina
1. Clasificación de las fibras según su origen.....	3.
2. Clasificación según su módulo de elasticidad.....	3.
3. Fibra de vidrio.....	5.
4. Fibra de jute.....	6.
5. Izquierda (Fibra de pelo de caballo) derecha (otras fibras naturales).....	7.
6. Fibras de polipropileno.....	8.
7. Tipos y formas de fibras de acero.....	12.
8. Formas y tipos comunes de fibras de acero.....	13.
9. Curva carga deflexión Concreto normal vs CRFA.....	16.
10. Mecanismo de transmisión de esfuerzos en un CRFA (puenteo).....	17.
11. Principio de energía superficial.....	24.
12. Modos básicos de fractura.....	25.
13. Esquematación de los tipos de mecánica de fractura.....	26.
14. Comportamiento por fractura de los materiales.....	27.
15. Evolución de la ZPF en el concreto.....	29.
16. Gráfica carga-deflexión para la obtención del trabajo de fractura.....	32.
17. Vista lateral y sección transversal de una viga ranurada en su tramo medio, sometida al ensaye 3PB.....	33.
18. Dimensiones de los especímenes a utilizar en el trabajo de investigación para los ensayes a tensión por flexión.....	33.
19. Medición del desplazamiento en el tramo medio, a través de un transductor LVDT.....	34.
20. Colocación típica del transductor LVDT.....	34.
21. Colocación típica del sensor CMOD.....	34.
22. Control de apertura de grieta por las fibras con ganchos en los extremos.....	40.
23. Fibra utilizada en la investigación.....	50.
24. Caracterización del agregado grueso.....	52.
25. Determinación del PVSS del agregado fino.....	53.
26. Análisis granulométrico de los agregados.....	54.
27. Pesaje de la muestra de aditivo antes de ser ingresada al horno.....	55.

28. Medición de las propiedades del concreto en estado fresco.....	58.
29. Mezcladora de flujo inverso	59.
30. Procedimiento de llenado de las vigas.....	60.
31. Llenado y vibrado de uno de los especímenes fabricados.....	60.
32. Pruebas realizadas en estado fresco	64.
33. Ensaye a compresión realizado en un espécimen de la serie II.....	65.
34. Espécimen cilíndrico de la serie I, siendo sometido a la prueba de módulo de elasticidad.....	65.
35. Espécimen prismático tipo fabricado (a/d) = 0.....	67.
36. Espécimen prismático antes de ser sometido a la prueba a flexión de 3 puntos (3PB).....	67.
37. Espécimen prismático tipo (a/d) = 0.08.....	68.
38. Espécimen prismático (a/d) = 0.16.....	68.
39. Espécimen prismático (a/d) = 0.33.....	68.
40. Sensores utilizados.....	69.
41. Puente Wheatstone utilizado para la obtención de los datos proporcionados por los sensores cmod y lvdt.....	69.
42. Posición del espécimen antes de ser rotado para su posterior ranurado.....	70.
43. Espécimen prismático antes de ser ranurado en húmedo.....	70.
44. Curva carga-cmod representando la carga en el límite proporcional F_L	71.
45. Flop en un rango de 0.05 mm.....	71.
46. Módulo de elasticidad (M.E) de las series fabricadas.....	89.
47. Cargas en el límite proporcional (Flop) serie de referencia.....	92.
48. Flop promedio, versus relación ranura/peralte (a/d).....	94.
49. Cargas en el límite proporcional (Flop) serie I.....	96.
50. Flop promedio versus relación ranura/peralte (a/d) serie I.....	98.
51. Carga en el límite proporcional (Flop) serie II.....	100.
52. Flop promedio versus relación ranura/peralte (a/d) serie II.....	102.
53. Esfuerzo en el límite proporcional (flop) referencia.....	104.
54. Esfuerzo en el límite proporcional (flop) serie I.....	107.
55. Esfuerzo en el límite proporcional (flop) serie II.....	110.

56. Curvas carga-cmod serie I.....	117.
57. Curvas carga-cmod serie II.....	122.
58. Curvas carga-desplazamiento serie I.....	127.
59. Curvas carga-desplazamiento serie II.....	132.
60. Esfuerzos residuales normales serie I (a/d=0).....	136.
61. Esfuerzos residuales normales serie I (a/d=0.08).....	137.
62. Esfuerzos residuales normales serie I (a/d=0.16).....	138.
63. Esfuerzos residuales normales serie I (a/d=0.33).....	139.
64. Esfuerzos residuales normales serie II (a/d=0).....	143.
65. Esfuerzos residuales normales serie II (a/d=0.08).....	144.
66. Esfuerzos residuales normales serie II (a/d=0.16).....	145.
67. Esfuerzos residuales normales serie II (a/d=0.33).....	146.
68. Esfuerzos normales promedios (fR_j) Vs relación a/d, serie I.....	150.
69. Esfuerzos normales promedios (fR_j) Vs relación a/d, serie II.....	150.
70. Comparación de esfuerzos residuales series I Y II a/d= 0.....	151.
71. Comparación de esfuerzos residuales series I Y II a/d= 0.08	151.
72. Comparación de esfuerzos residuales series I Y II a/d= 0.16	152.
73. Comparación de esfuerzos residuales series I Y II a/d= 0.33	152.
74. Desempeño post agrietamiento de CRFA con diferentes dosificaicones de fibra.....	154.
75. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie I, a/d= 0.....	158.
76. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie I, a/d= 0.08	158.
77. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie I, a/d= 0.16	159.
78. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie I, a/d= 0.33	159.
79. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie II, a/d= 0.....	162.
80. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie II, a/d= 0.08	162.
81. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie II, a/d= 0.16.....	163.
82. Efecto del C.V en las resistencias residuales características,serie II, a/d= 0.33.....	163.
83. Resistencias residuales características (fR_k), serie I.....	165.
84. Resistencias residuales características (fR_k), serie II.....	166.
85. Energía de fractura en concreto simple.....	170.
86. Efecto de la relación a/d en la disipación de energía en la etapa post agrietamiento..	175.

87. Coeficiente de correlación para la curva WF, Vs tamaño inicial de ligamento, serie I.	177.
88. Coeficiente de correlación para la curva WF, Vs tamaño inicial de ligamento, serie II.	178.
89. Energía de fractura (GF) obtenida, serie I.....	179.
90. Energía de fractura (GF) obtenida, serie II.....	179.

NOMENCLATURA

ACI = Instituto Americano del Concreto.

ASTM = Asociación Americana de Ensayo de Materiales.

a = Profundidad de ranura.

b = Base del espécimen.

CPO = Cemento Portland ordinario.

d = Peralte del espécimen.

$\frac{a}{d}$ = *Relación ranura – peralte.*

$\frac{a}{c}$ = *Relación agua – cemento.*

CMOD = Apertura de la boca de la ranura.

CMOD1 = Apertura de la boca de la ranura de 0.5 milímetros.

CMOD2 = Apertura de la boca de la ranura de 1.5 milímetros.

CMOD3 = Apertura de la boca de la ranura de 2.5 milímetros.

CMOD4 = Apertura de la boca de la ranura de 3.5 milímetros.

CRFA = Concreto reforzado con fibras de acero.

C.V = Coeficiente de variación.

f'cr = Resistencia mecánica a la compresión.

Flop = Carga en el límite proporcional.

flop ,Mr = Resistencia a la tensión por flexión.

fRj = Resistencia residual normal.

fR1 = Resistencia residual normal a CMOD1.

fR2 = Resistencia residual normal a CMOD2.

$fR3$ = Resistencia residual normal a CMOD3.

$fR4$ = Resistencia residual normal a CMOD4

$fRkj$ = Resistencia residual característica.

$fRk1$ = Resistencia residual característica a CMOD1.

$fRk2$ = Resistencia residual característica a CMOD2.

$fRk3$ = Resistencia residual característica a CMOD3.

$fRk4$ = Resistencia residual característica a CMOD4.

Gf = Energía de fractura inicial.

GF = Energía de fractura final.

hsp = Longitud de ligamento.

L = Longitud total del espécimen.

l = Longitud entre los apoyos.

$LVDT$ = Transductor de desplazamiento lineal.

$M.E$ = Módulo de elasticidad.

S = Desviación estándar.

s = Desplazamiento en el tramo medio.

Vf = Volumen de fibra.

WF = Trabajo de fractura.

RESUMEN

En el ámbito de la construcción se van actualizando constantemente tanto los procesos constructivos como los materiales utilizados, lo que conlleva a un estudio más detallado de los efectos de éstos en aplicaciones generales del ámbito mencionado.

Dicho lo anterior, en esta investigación se analizará el efecto de uno de los materiales de construcción que ha ganado popularidad como material de refuerzo en elementos de concreto.

Dicho material es la fibra de acero. El propósito principal de este estudio será el evaluar el efecto que tiene en la etapa pre y post agrietamiento la disminución del peralte efectivo de un espécimen de concreto no reforzado y reforzado con fibras de acero; ésto mediante una ranura inducida en su tramo medio, la cual se realizará con diferentes profundidades. La relación de esta última con el peralte total del espécimen será conocida en esta investigación como relación ranura/peralte (a/d), tomando en cuenta el efecto que conlleva la adición de estas fibras en cuanto a su resistencia mecánica a la compresión, su módulo de elasticidad, la carga en el límite proporcional, la resistencia a la tensión por flexión y, más significativamente, en las propiedades residuales mediante el control del agrietamiento que estas puedan generar, utilizándose para esto un tipo de fibra lisa y con ganchos en los extremos, en dos cantidades diferentes de 20 kg/m^3 y 40 kg/m^3 , equivalentes a porcentajes en adición de 0.25% y 0.50 % respectivamente y relaciones ranura-peralte de 0, 0.08, 0.16, 0.33 equivalentes a profundidades de ranurado de 0 mm, 13 mm, 25 mm y 50 mm, respectivamente; obteniéndose al final de la investigación resultados concluyentes en cuanto a la poca o nula contribución de las fibras de acero en la resistencia mecánica a la compresión, su aporte significativo en el módulo de elasticidad, el incremento considerable en la capacidad de disipación de energía en la etapa post agrietamiento (energía de fractura) de

especímenes de concreto reforzado y observándose en términos generales que el aumento de la relación ranura-peralte , aunque disminuye la carga pico a la cual aparece la primera grieta, generó un comportamiento residual más eficiente, al obtenerse clasificaciones de resistencias mayores, a medida que se incrementó dicha relación (a/d) .

Capítulo I

Descripción del proyecto de investigación

CAPÍTULO I

1. Descripción del proyecto de investigación

1.1 Las fibras como material de construcción.

Desde hace mucho tiempo diversos materiales han sido utilizados como materias primas en el ramo de la construcción, ya sea por su disponibilidad y/o abundancia, o por las mejoras que se generan al hacer uso de éstos como componente primario en una estructura o elemento constructivo, en específico. Uno de estos materiales son las fibras, que han sido utilizadas desde tiempos antiguos para reforzar materiales frágiles, como por ejemplo: la fibra de paja y la fibra de pelo de caballo, que se utilizaron para mejorar las propiedades de los ladrillos cocidos al sol y la mampostería de mortero, respectivamente. [ACI 544.1R-96, 2002].

Una fibra es un material de refuerzo pequeño y discreto de formas variadas y elaborados con materiales tales como: acero, vidrio, plástico, carbón y materiales naturales, entre otros. [ACI 440.2R-08; Anejo 14, EHE-08; Behbahani & Nematollahi, 2011; Rai & Joshi, 2014].

1.1.1 Clasificación.

Como se mencionó con anterioridad, el uso de fibras en el ramo de la construcción ha sido muy común desde tiempos antiguos, utilizando no sólo un material en específico sino más bien una amplia gama de éstos; por lo cual es de importancia significativa distinguirlas unas de otras mediante varias clasificaciones, dependiendo su origen, su uso y/o sus características físicas; por lo tanto, se pueden clasificar las fibras de la forma siguiente:

1.1.1.1 clasificación según su origen

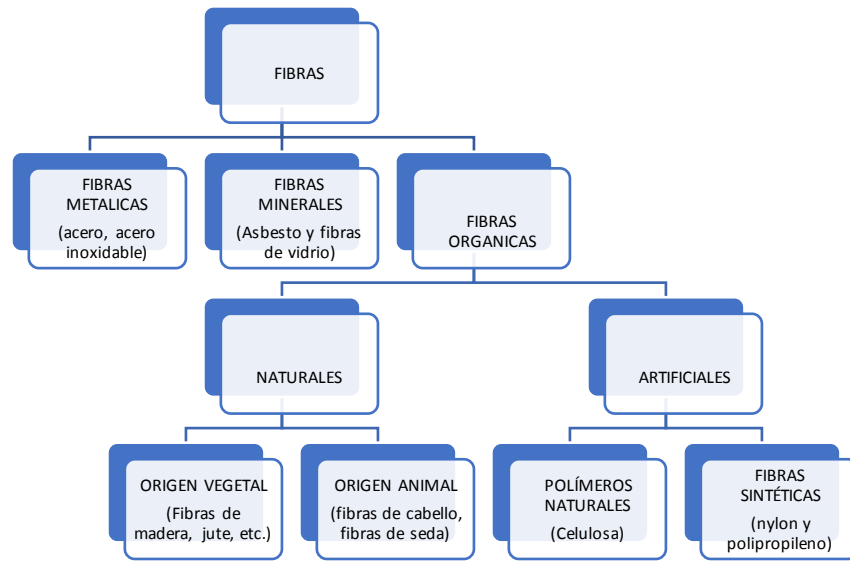


FIGURA 1. Clasificación de las fibras según su origen, adaptada [Behbahani & Nematollahi, 2011].

1.1.1.2 clasificación según su módulo de elasticidad

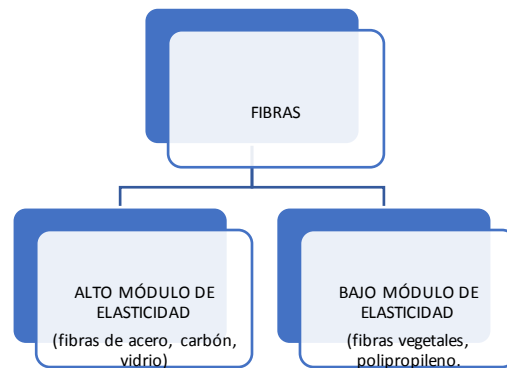


FIGURA 2. Clasificación según su módulo de elasticidad (en base al módulo elástico del concreto), adaptada de [Behbahani & Nematollahi, 2011].

1.1.1.3 clasificación según su uso.

Fibras estructurales: aquellas que le proporcionan una mayor energía de rotura al concreto en masa. [Orbe et al, 2015]

Fibras no estructurales: aquellas que, sin considerar en el cálculo esta energía, suponen una mejora ante determinadas propiedades, como por ejemplo: el control del agrietamiento por

retracción, el incremento de la resistencia al fuego, la abrasión, el impacto y otros. [Orbe et al, 2015].

El tema de fibras metálicas (específicamente las fibras de acero), se discutirá de manera detallada en el apartado 1.1.3.

1.1.2 Fibras minerales.

1.1.2.1 Fibras de vidrio:

La primera investigación respecto al uso de fibras de vidrio como materia prima para diversas actividades data de principios de los años 60, (siglo XX), donde se hizo uso de vidrio convencional de borosilicato. pero los resultados de las pruebas dieron a conocer que la reactividad entre las fibras de vidrio de borosilicato y la pasta de cemento reduce la resistencia del concreto. El avance en las investigaciones ha resultado en la creación de las fibras de vidrio resistentes a los álcalis, las cuales, a pesar de que aumentaron la durabilidad a largo plazo, fueron observadas otras fuentes de pérdida de resistencia. Una fuente conocida es la rigidización de los filamentos por la infiltración de partículas de hidróxido de calcio (producto de la hidratación del cemento) entre los haces de las fibras. La reactividad con los álcalis y la hidratación del cemento son la base para las dos teorías más aceptas sobre la pérdida de la resistencia y de la ductilidad, principalmente en concreto reforzado con fibras de vidrio en áreas externas [Kosmatka et al, 2004]

Las fibras de vidrio se producen en un proceso en el que el vidrio fundido se estira en forma de filamentos, a través del fondo de un tanque de platino caliente. Normalmente, 204 filamentos se extraen simultáneamente y se solidifican mientras se enfrían fuera del tanque [Shakor et al, 2011]



FIGURA 3. *Fibra de vidrio, tomada de [Rai & Joshi, 2014]*

Como se observa en la figura 1 del apartado 1.1.1.2, en la siguiente categoría se tienen las fibras orgánicas, que se subdividen en dos clasificaciones: naturales y artificiales, respectivamente, teniendo entre las *fibras naturales, específicamente las de origen vegetal, las siguientes:*

1.1.2.2 Fibras de jute:

Como se ha documentado con el paso de los años y a través de toda la historia, las fibras de origen natural han sido utilizadas en gran medida debido a su abundancia, bajo costo, y su aspecto amigable con el medio ambiente. [Xie et al, 2010]

Uno de los ejemplos claros de esto es la fibra de jute, que puede ser muy útil como refuerzo del concreto, pero que no sólo contribuirá en mejorar las propiedades del concreto, sino que también explorará el uso del jute y restringirá la utilización de polímeros, que son perjudiciales para el medio ambiente. [Zakaria et al, 2016].

De igual manera, la adición de fibra de yute aporta resultados favorables para las propiedades mecánicas de los materiales compuestos de concreto, para una longitud y contenido de fibra en particular. Más específicamente, se encuentra que la resistencia a la compresión, a la flexión y a la tensión mejora significativamente para un contenido de volumen de 0.1 y 0.25% y una longitud de fibra de 10 y 15 mm. [Zakaria et al, 2016].



FIGURA 4. *Fibra de jute, tomada de [Zakaria et al, 2016].*

En lo correspondiente a las fibras naturales en la categoría de *origen animal* se tienen:

1.1.2.3 Fibras de pelo de caballo

Históricamente, el pelo de caballo ha sido utilizado en morteros, con el propósito de mejorar las propiedades y el desempeño final de éstos [Jiang, 2003], Lo que conlleva a considerar las propiedades que poseen este tipos de fibras que pudiesen ser benéficas, al ser utilizadas con materia prima en obras de infraestructura. Cabe destacar, de igual manera, que este material se ha utilizado como material de refuerzo en concreto, esto con el objetivo de evaluar sus efectos sobre la resistencia al corte, la compresión, el aplastamiento, la resistencia a la flexión y el control de fisuración y, en aspectos ecológicos, reducir los problemas ambientales creados por la descomposición de los pelos de caballo [Azimi, 2017].

La fibra de pelo de caballo presenta buena compatibilidad para mejorar las propiedades de elementos de concreto reforzado. Por lo tanto, estas fibras a través del mecanismo de puenteo de grietas o mecanismo de extracción restringen la apertura de grietas, incrementando de igual manera la ductilidad hasta cierto límite. Además, las fibras capilares pueden llegar a mejorar la resistencia a la tensión de elementos de concreto reforzado para evitar el agrietamiento por tensión diagonal. Por lo tanto, es de considerar que las fibras de pelo de

caballo, con una cantidad adecuada, podrían mejorar las propiedades específicas de los elementos de concreto. [Azimi, 2017].



FIGURA 5. Izquierda (Fibra de pelo de caballo) derecha (otras fibras naturales). tomada de [Azimi, 2017; Rai & Joshi, 2014].

Prosiguiendo en la descripción de las fibras más comúnmente utilizadas en el ámbito constructivo, se tienen las fibras de carácter orgánico pero que en manera directa el hombre ha intervenido, entre las cuales están:

1.1.2.4 Fibras sintéticas

Son las fibras fabricadas por el hombre y que son resultado de la investigación y el desarrollo de las industrias petroquímicas y textiles. Los tipos de fibras usadas en concreto son: acrílicas, aramida, carbón, nylon, poliéster, polietileno y polipropileno.

Las fibras sintéticas pueden reducir la retracción plástica y consecuentemente la fisuración y pueden ayudar el concreto después que se fisura. [Kosmatka et al, 2004].

Los problemas asociados con las fibras sintéticas incluyen: (1) baja adherencia fibra-matriz; (2) pruebas de desempeño no concluyentes para volúmenes bajos de fibras de polipropileno, polietileno, poliéster y nylon; (3) bajo módulo de elasticidad de las fibras de polipropileno y polietileno. [Kosmatka et al, 2004].

Las fibras sintéticas no son un sustituto del refuerzo primario en el concreto ya que contribuyen poco o nada en la resistencia. A diferencia del refuerzo estructural, las fibras

sintéticas proporcionan beneficios, mientras que el concreto todavía se encuentra en estado plástico. [Rai & Joshi, 2014].

1.1.2.4.1 Polipropileno

Las fibras de polipropileno son uno de los tipos de fibra sintéticas con mayor uso en concretos premezclados. Las fibras de polipropileno son hidrofóbicas, por lo que no absorben agua y no tienen ningún efecto sobre los requerimientos del agua de mezcla del concreto. Véase figura 6. [Rai & Joshi, 2014].



FIGURA 6. *Fibras de polipropileno, tomada de [Kosmatka et al, 2004].*

1.1.2.4.2 Poliéster

Aunque no son tan ampliamente utilizadas como las fibras de polipropileno, varios fabricantes ofrecen fibras de poliéster, las que vienen en forma de monofilamentos, en longitudes de 0,75 a 2 pulgadas. [Rai & Joshi, 2014].

1.1.2.4.3 Nylon

Al igual que las fibras de poliéster, las fibras de nylon solo se presentan en forma de monofilamentos, lo que principalmente las distingue de las fibras de polipropileno y poliéster es su naturaleza hidrofílica. Los fabricantes de fibra de nylon también informan que sus fibras tienen mayores relaciones de aspecto (relación de longitud a diámetro) que las hechas de

polipropileno. Por lo tanto, se pueden agregar en dosis más pequeñas para producir los mismos efectos de refuerzo. Usualmente no se necesita más de 1 libra por yarda cúbica. (1lb/yd³) [Rai & Joshi, 2014].

En la tabla 1 se resume la variación en las propiedades físicas de diversas fibras utilizadas en el ramo constructivo.

TABLA 1. Propiedades de diversas fibras utilizadas en el ramo constructivo. Adaptada de [Kosmatka et al, 2004].

Tipo de fibra	Densidad relativa (gravedad específica)	Diámetro, μm (0.001 pulg.)	Resistencia a tracción, MPa [kg/cm ²] (ksi)	Módulo de elasticidad, MPa [kg/cm ²] (ksi)	Deformación en la rotura, %
Acero	7.80	100-1000 (4-40)	500-2600 [5,100-27,000] (70-380)	210,000 [2100,000] (30,000)	0.5-3.5
Vidrio E	2.54	8-15 (0.3-0.6)	2000-4000 [20,000-41,000] (290-580)	72,000 [730,000] (10,400)	3.0-4.8
RA	2.70	12-20 (0.5-0.8)	1500-3700 [15,000-38,000] (220-540)	80,000 [820,000] (11,600)	2.5-3.6
Sintética Acrílica	1.18	5.17 (0.2-0.7)	200-1000 [2,000-10,000] (30-145)	17,000-19,000 [170,000-190,000] (2,500-2,800)	28-50
Aramida	1.44	10-12 (0.4-0.47)	2000-3100 [20,000-32,000] (300-450)	62,000-120,000 [630,000-1220,000] (9,000-17,000)	2-3.5
Carbón	1.90	8-9 (0.3-0.35)	1800-2600 [18,000-27,000] (260-380)	230,000-380,000 [2300,000-3800,000] (33,400-55,100)	0.5-1.5
Nylon	1.14	23 (0.9)	1000 [10,000] (140)	5,200 [53,000] (750)	20
Poliéster	1.38	10-80 (0.4-3.0)	280-1200 [2900-12,000] (40-170)	10,000-18,000 [100,000-180,000] (1,500-2,500)	10-50
Poliétileno	0.96	25-1000 (1-40)	80-600 [800-6100] (11-85)	5,000 [50,000] (725)	12-100
Polipropileno	0.90	20-200 (0.8-8)	450-700 [4600-7100] (65-100)	3,500-5,200 [36,000-53,000] (500-750)	6-15
Natural Celulosa de madera	1.50	25-125 (1-5)	350-2000 [3600-20,000] (51-290)	10,000-40,000 [100,000-400,000] (1,500-5,800)	
Sisal			280-600 [2900-6100] (40-85)	13,000-25,000 [130,000-250,000] (1,900-3,800)	3.5
Coco	1.12-1.15	100-400 (4-16)	120-200 [1200-2000] (17-29)	19,000-25,000 [190,000-250,000] (2,800-3,800)	10-25
Bambú	1.50	50-400 (2-16)	350-500 [3600-5100] (51-73)	33,000-40,000 [340,000-410,000] (4,800-5,800)	
Yute	1.02-1.04	100-200 (4-8)	250-350 [2500-3600] (36-51)	25,000-32,000 [250,000-330,000] (3,800-4,600)	1.5-1.9
Pasto elefante		425 (17)	180 [1800] (26)	4,900 [50,000] (710)	3.6

1.1.3 Fibras de acero.

En lo que respecta al uso de fibras metálicas como materia prima en elementos de concreto reforzado, se hablara del tipo más común, que son las fibras de acero; definiéndose éstas como pequeños y discretos filamentos de acero que tienen una relación de su longitud a diámetro (es decir, relación de aspecto) en el intervalo de 20 a 100, con cualquiera de las diversas secciones transversales disponibles, y que son lo suficientemente pequeñas para ser fácil y aleatoriamente dispersas en una mezcla de concreto fresco, haciendo uso de procedimientos de mezclado convencional. [Behbahani & Nematollahi, 2011; Anejo 14, EHE-08; ACI 544.1R-96, 2002; Orbe et al, 2015].

1.1.3.1 Clasificación

1.1.3.1.1 De acuerdo con su proceso de manufactura [UNE-EN 14889-1, 2008; ASTM A 820, 2004].

Tipo I- Trefiladas en frío.

Tipo 2- Cortadas en láminas.

Tipo 3- Extraídas por rascado en caliente (virutas de acero)

Tipo 4- Otras fibras: como por ejemplo, fibras de acero fundidas.

1.1.3.1.2 De acuerdo con la forma de su sección transversal [ACI 544.1R-96, 2002].

Tipo I- Sección cuadrada.

Tipo 2- Sección circular.

Tipo 3- Sección creciente.

Las definiciones de este tipo de material pueden ser variadas, pero generalmente concuerdan en que son adecuadas para usarse en elementos de concreto o mortero, por lo que se tendrá que tener en consideración que el uso de barras de refuerzo convencionales no es el único medio de refuerzo de elementos de concreto, sino que existen otros medios por los cuales

proporcionarle al concreto características y propiedades que por sí solo no obtiene. -. [ACI 544.1R-96, 2002].

1.1.3.2 Tipos de fibras de acero.

Existe en el mercado una gran variedad de fibras que pueden considerarse estructurales (Véase figura 7). Cada tipo de fibra estructural puede requerir una dosificación diferente, que dé como resultado concretos con propiedades reológicas y resistencias muy diversas. [Orbe et al, 2015].

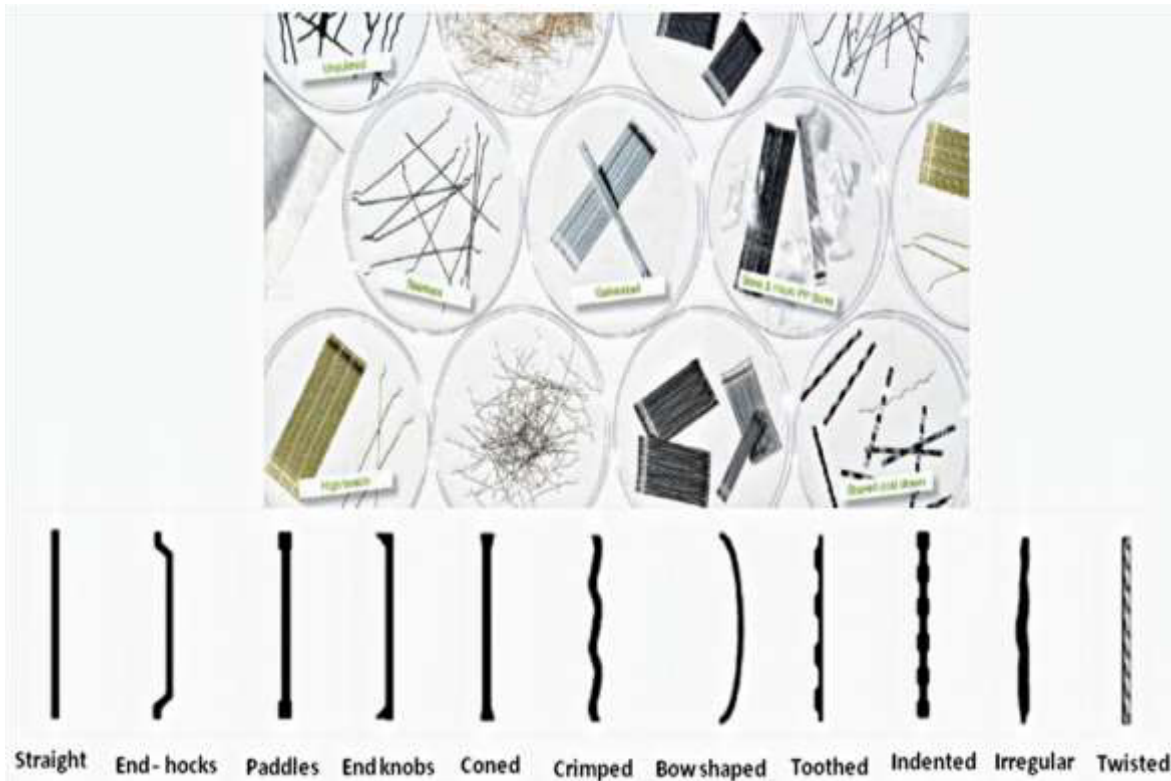


FIGURA 7. *Tipos y formas de fibras de acero. Fuente original Bekaert, tomada de [Orbe et al, 2015].*

Por lo general, se suele utilizar en gran medida dos tipos de fibras, en longitudes diferentes, siendo estas fibras de extremos conformados (fibras con ganchos) y fibras onduladas o rizadas, con longitudes de 50 y 60 mm, en ambos casos (Véase, figura 8).



FIGURA 8. *Formas y tipos comunes de fibras de acero, tomada de [Orbe et al, 2015].*

1.1.3.3 Propiedades físicas.

La resistencia, la rigidez y la habilidad de la fibra para unirse al concreto son propiedades importantes de este tipo de refuerzo. La unión depende de la relación de aspecto de las fibras. Las relaciones de aspecto típicas varían desde 20 a 100 y las longitudes se extienden desde 0.25 a 3 pulgadas (6.4 mm a 76 mm). Las fibras de acero tienen un módulo de elasticidad y resistencia relativamente altos. Éstas son protegidas de la corrosión a través de la alcalinidad de la matriz cementante y su unión a la matriz se puede mejorar mediante anclaje mecánico o rugosidad en su superficie. Cabe destacar que las cargas a largo plazo no influyen adversamente en las propiedades mecánicas de la fibra de acero. Generalmente, el esfuerzo mínimo de fluencia a tensión ronda entre 50, 000 PSI (345 MPa) – 80, 000 PSI (552MPa). [ASTM A 820; JSCE, ACI 544.1R-96, 2002].

Además, es recomendable que las fibras tengan un módulo de elasticidad al menos tres veces superior al del concreto (las fibras de acero tienen un módulo de elasticidad 7 veces superior al del concreto), elevada resistencia a la tensión y resistencia a la adherencia, con la matriz del mismo orden o incluso superior a la resistencia a tensión de dicha matriz, y un coeficiente de Poisson y coeficiente de dilatación térmica preferiblemente semejante al de la matriz. [Orbe et al, 2015].

1.1.3.4 Aspectos a considerar.

Es importante tener claros aspectos fundamentales como la cantidad de fibra de acero apropiada a utilizar. Se recomiendan cantidades de fibras de 0.25 y 1.5% [Chanh, 2005], Otra característica de gran importancia, aparte de su proceso de fabricación, es su parámetro numérico, llamado relación de aspecto, que se define como la longitud de la fibra dividida entre su diámetro [Aylie, H., & Okiyarta, A. W, 2015.] la cual puede tener gran influencia en la trabajabilidad, el aglutinamiento de las fibras en la matriz y la obstrucción de las fibras en el equipo de bombeo; recomendándose relaciones de aspecto (longitud/diámetro) no mayores que 100.[Orbe et al, 2015]. Las fibras de acero como punto clave se añaden al concreto sobre todo para mejorar la tenacidad, o la capacidad de absorción de energía, controlar el ancho y la propagación de la grieta, así como aumentar la resistencia a la tensión posterior al agrietamiento [Chanh, 2005; Abrishambaf et al, 2015]. La mejoría que se produce en el control del agrietamiento del concreto y el aumento de la tenacidad y ductilidad de éste, lo hace adecuado para soportar acciones dinámicas e impactos y una mayor resistencia post agrietamiento. [Orbe et al, 2015].

1.2 Concreto reforzado con fibras de acero (CRFA).

Como es de amplio conocimiento general, el concreto juega un papel vital como material de construcción en el mundo. Pero el uso de éste como material estructural está limitado en cierta medida por deficiencias tales como su fragilidad, su baja resistencia a la tensión y su baja resistencia al impacto y baja o nula ductilidad, entre otras. [Ragi, 2015; Selvamani et al, 2016.]

De igual manera, el concreto es ampliamente reconocido como un material de construcción rentable y versátil. Pero también tiene una serie de inconvenientes que son inherentes a su

composición. Por estándares de ingeniería generalmente aceptados, el concreto es relativamente frágil y carece de resistencia a la flexión. Aunada con estos problemas está la propensión de éste a agrietarse, tanto en su estado plástico (edad temprana) como en estado endurecido (a largo plazo). [Selvamani et al, 2016.]. Por lo tanto, las demandas de un material resistente al agrietamiento han dado como resultado el concreto reforzado con fibras de acero. Como su nombre lo dice, el concreto reforzado con fibra de acero es un material reforzado con pequeñas y discretas fibras metálicas, las que, al ser agregadas a una mezcla de concreto, se distribuyen aleatoriamente y actúan como supresores de grietas. La separación fibra-matriz y la extracción de éstas requiere más energía, lo que proporciona un aumento de la tenacidad y resistencia a las cargas cíclicas y dinámicas. [ACI 544.4R, 1999; Barros & Figueiras, 1999, Arciniegas et al, 2013;].

Igualmente es de importancia destacar que el elemento de concreto reforzado es un material compuesto que obtiene su resistencia a la compresión del concreto, y la resistencia a tensión del acero de refuerzo. [Aylie, H., & Okiyarta, A. W. , 2015.], considerando que un elemento de concreto reforzado, al momento que se presenta la primera grieta, éste no opone gran resistencia y tiende a fallar súbitamente, de aquí la importancia del uso del concreto reforzado con fibras de acero, que es un material compuesto elaborado con cemento hidráulico, agua, agregado fino, agregado grueso y pequeñas fibras (fibras de acero) discontinuas y dispersas dentro de la matriz, siendo una de las propiedades más importantes de éste su mayor resistencia al agrietamiento y a la propagación de grietas [Chanh, 2005], [Devi, T. K., & Singh, T. B., 2013]. Se pueden mencionar ciertas ventajas del concreto reforzado con fibras de acero, en comparación al concreto normal o simple como, por ejemplo:

1.2.1 Concreto reforzado convencionalmente versus CRFA.

El concreto no reforzado tiene una baja resistencia a la tensión y una baja capacidad de deformación en la fractura (Véase figura 9). Estas deficiencias se superan tradicionalmente mediante la adición de barras de refuerzo o acero de pretensado. El acero de refuerzo es continuo y está ubicado específicamente en la estructura para optimizar el rendimiento. Las fibras son discontinuas y generalmente se distribuyen al azar en toda la matriz de concreto [ACI 544.1R-96, 2002, Barros & Figueiras, 1999].



FIGURA 9. Curva carga deflexión Concreto normal Vs CRFA, adaptada de [ACI 544.1R-96, 2002; Orbe et al, 2015].

Es imperativo destacar que el proceso de transmisión de esfuerzos por el cual las fibras de acero contrarrestan el ensanchamiento de las grietas se da mediante un proceso de puenteo, como se puede observar en la figura 10, y mediante estos esfuerzos de tensión el concreto reforzado con fibras de acero falla únicamente después que la fibra de acero se ha roto y/o ha sido extraída de la matriz cementante [ACI 544.1R-96, 2002.]. La adición de fibras de acero

a la matriz cementante convierte la fragilidad del concreto normal en un concreto dúctil. [Devi, T. K., & Singh, T. B., 2013].

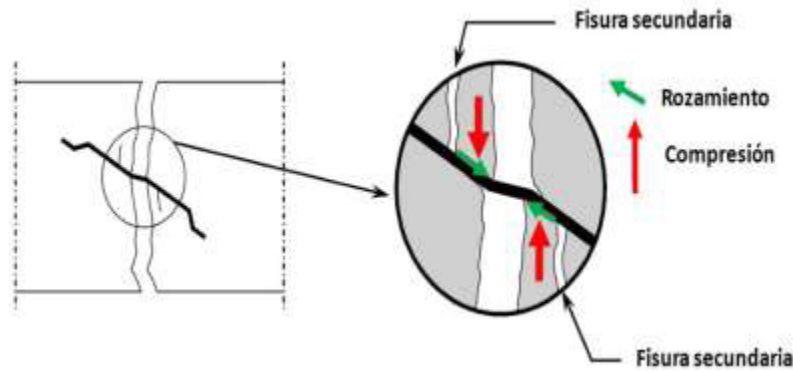


FIGURA 10. *Mecanismo de transmisión de esfuerzos en un CRFA (punteo), adaptada de [Orbe et al, 2015].*

1.2.2 Propiedades en estado fresco

Las propiedades en estado fresco de un CRFA son influenciadas por la relación de aspecto de la fibra, la geometría de la fibra, la fracción de volumen, las proporciones de la matriz, y las características de unión interfacial entre fibra – matriz.

Para aplicaciones de colados convencionales de CRFA, una adecuada trabajabilidad debe estar asegurada para permitir la colocación, consolidación, y acabado con un mínimo de esfuerzo, al tiempo que proporciona una distribución uniforme de la fibra, segregación y sangrado mínimo. Para una mezcla dada, el grado de consolidación influencia la resistencia y otras propiedades del material endurecido, para concretos simples.

En los niveles típicos de fracciones de volumen utilizados para el colado en sitio del CRFA. (0.25 A 1.25 en porcentaje de volumen), la adición de fibra de acero reducirá la medida del revenimiento en estos compuestos, en comparación con aquellos que no contienen fibras, en un intervalo de 1 a 4 pulgadas (2.5 a 10.2 cm). [ACI 544.1R-96, 2002; Figueredo & Ceccato, 2015]. Por lo tanto, la compactación por vibración mecánica se recomienda en la mayoría de

las aplicaciones del CRFA. Varios estudios han establecido que mezclas con revenimientos relativamente bajos pueden tener buenas propiedades de consolidación bajo vibración. Las características de pérdida de revenimiento con el tiempo para el CRFA y para concretos sin fibras son similares. Además de las consideraciones anteriores, la formación de bolas o erizos de fibras debe ser evitada. Una colección de fibras de acero delgadas largas, con una relación de aspecto mayor que 100, si son sacudidas juntas, tienden a entrelazarse para formar una estera, o bola, que es muy difícil de separar sólo mediante la vibración. Por otra parte, las fibras cortas con una relación de aspecto de menos de 50 no son capaces de entrelazarse y pueden ser fácilmente dispersadas por vibración. Sin embargo, se desea una alta relación de aspecto para muchas propiedades mecánicas mejoradas en el estado endurecido. La tendencia de una mezcla de CRFA de producir erizos de fibras en la mezcla en estado fresco ha sido encontrado ser una función del tamaño máximo, de la gradación general de los agregados usados en la mezcla, la relación de aspecto de la fibra, la fracción de volumen, la forma de la fibra, y el método de introducir las fibras a la mezcla. [ACI 544.1R-96, 2002].

1.2.3 Propiedades en estado endurecido

1.2.3.1 Comportamiento bajo carga estática

El mecanismo del refuerzo con fibras en el concreto ha sido extensamente estudiado en términos de la resistencia de las fibras al arrancamiento (pull - out) de la matriz resultando de una fractura de la unión interfacial entre matriz-fibra. Como una consecuencia de la naturaleza gradual del pull out (retirada, arranque) de la fibra, éstas aportan una ductilidad post agrietamiento a la matriz cementante que de otra manera se comporta y falla de manera frágil. [ACI 544.1R-96, 2002].

Estas mejoras en la ductilidad dependen de diversos factores, tales como del tipo y porcentaje de volumen de fibras presentes. Las fibras con una mayor resistencia al pull - out se fabrican

con un perfil ondulado o rizado, deformaciones en su superficie, o anclaje en el extremo provisto por ganchos, salida o la ampliación final. Estos tipos de fibra son más eficaces que las fibras uniformes rectas equivalentes de la misma longitud y diámetro. Por consiguiente, la cantidad de fibras requeridas para lograr un nivel dado de mejora en la resistencia y ductilidad usualmente es menor que la cantidad de fibras uniformes y rectas equivalentes. [ACI 544.1R-96, 2002; Orbe et al, 2015; Ragi, 2015; Figueredo & Ceccato, 2015].

Las fibras de acero mejoran la ductilidad del concreto bajo todos los modos de carga, pero su eficacia en otros aspectos, tales como la resistencia mecánica a la compresión donde la resistencia última es solo ligeramente afectada por la presencia de fibras, con aumentos observados que varían de 0 a 15 por ciento con hasta un 1.5% en volumen de fibras; De igual manera, investigaciones llevadas a cabo a lo largo de los últimos años daban la impresión de que la resistencia a la flexión puede ser más del doble con un 4% en volumen de fibras en morteros; pero ahora se ha reconocido que la presencia de agregado grueso en conjunto con mezclas normales y consideraciones de colocación, limitan el máximo volumen práctico de fibras en el concreto de 1.5 a 2 %, destacando, por lo tanto, que la resistencia a la flexión del CRFA es aproximadamente de un 50 a un 70 por ciento más que la de la matriz de concreto no reforzado, en la prueba a flexión de tres puntos. [ACI 544.1R-96].

1.2.3.2 Comportamiento bajo cargas de impacto

Para caracterizar el comportamiento del concreto bajo cargas de impacto, los dos parámetros más importantes son la resistencia y la energía de fractura, debiendo hacerse dos comparaciones, que serían:

- 1) Diferencias entre el CRFA y concreto simple bajo cargas de impacto;
- 2) Diferencias entre el comportamiento del CRFA bajo cargas de impacto y cargas estáticas.

[ACI 544.1R-96].

1.2.3.3 Módulo de elasticidad

Cabe destacar que, en la práctica, cuando el porcentaje de volumen de fibras es menor que el 2%, el módulo de elasticidad del CRFA es generalmente tomado como igual a aquellos concretos o morteros sin fibras, aunque sí se observa un incremento sustancial y directamente proporcional del módulo de elasticidad de acuerdo con la cantidad de fibra para porcentajes menores que el antes mencionado [ACI 544.1R-96; Gul, Bashir & Naqash, 2014].

1.2.4. Principales aplicaciones del CRFA.

El concreto reforzado con fibra, específicamente fibras de acero, tiene diversos campos de aplicación en la actualidad, debido a las ventajas antes mencionadas que éste aporta en comparación con un concreto simple y con un refuerzo convencional, por lo que, entre los usos más comunes, se pueden mencionar: los pisos industriales, las pistas de aterrizaje y carreteras, los cimientos para máquinas y otros elementos expuestos a cargas dinámicas. Además, el concreto con este tipo de refuerzo se utiliza, por ejemplo, como revestimiento de las estructuras subterráneas o en actividades de reparación y/o renovación. Al mismo tiempo, se debe notar que el concreto reforzado con fibra se usa cada vez más como material para elementos estructurales, o elementos que absorben energía en el caso de estructuras expuestas a acción sísmica [ACI 544.1R-96; Curtis et al, 2007; Błaszczyński & Falek, 2015].

Por lo tanto, una vez presentados los aspectos referentes al CRFA, es de destacar que para evaluar las ventajas de éste en las aplicaciones en las que se desee implementar, es primordial establecer, en primera instancia, un concreto de referencia, para tener una guía y mantener un control de los especímenes que se fabriquen; por lo cual, para la determinación de un concreto de referencia que se considere apto y aceptable, se procede a calcular el módulo de ruptura o la resistencia a la flexión efectiva; la cual, para un consumo de cemento de 350

kg/m³ deberá estar en el intervalo de 4.3 MPa +/- 0.3 MPa. Dicho parámetro se calcula haciendo uso de la ecuación 1.

$$Mr = \frac{3FL}{(2(b*hs^2))} \quad (1)$$

Donde:

Mr = Resistencia a la tensión por flexión (MPa)

FL = Carga máxima (N)

b = Ancho o base del espécimen (m)

hs = Distancia entre el extremo superior del espécimen hasta la ranura. (m) [EN 14651-2005].

1.3 Mecánica de fractura

1.3.1 Evolución histórica

Los primeros experimentos en fractura se pueden atribuir a Leonardo da Vinci, quien proporcionó varias reglas que establecían los indicios de la causa de la fractura. Leonardo midió la resistencia de alambres de hierro, que fabricaba en su trefiladora y encontró que la resistencia variaba de forma inversa a la longitud de los alambres. Este resultado implicaba que los defectos del material gobernaban la resistencia de los alambres; un alambre más largo correspondía a un mayor volumen de material y consecuentemente a una mayor probabilidad de encontrar una zona defectuosa del alambre. Aunque estos resultados eran meramente cualitativos, Griffith estableció la conexión entre la fractura y el tamaño de los defectos en su primer trabajo publicado en el año 1920, aplicando el análisis de tensiones a un agujero elíptico, previamente tratado por Inglis siete años antes. Griffith utilizó el primer principio de la termodinámica para formular la teoría de la fractura, basada en el balance simple de energía. De acuerdo con esta teoría, una grieta se hace inestable y se produce la fractura, cuando el cambio de la energía tensional que resulta de un incremento de la grieta es

suficiente para superar la energía superficial del material. [Aranas & González;]. En sí, el nacimiento de la Mecánica de Fractura se debe a un grupo de investigadores del laboratorio de investigación naval de Washington D.C., quienes estudiaron el problema de la fractura en detalle. En los años 50, del siglo XX, el Dr. G.R. Irwin lideró este grupo de investigación, que después de estudiar los trabajos previos de Griffith, Inglis y otros, desarrolló un importante trabajo para extender los postulados de Griffith a los metales.

Por lo tanto, se puede definir, a grandes rasgos, el término “fractura” como la separación de un elemento o cuerpo en dos o más partes debido a los esfuerzos o temperaturas a las cuales está sometido. Este proceso de fractura suele darse en dos componentes: una iniciación del agrietamiento, seguido por una propagación de éstas, además destacar que con frecuencia la falla de un elemento estructural se inicia por un tipo de discontinuidad denominado grieta o fisura [Hillerborg, 1978].

1.3.2 Falla debido a la fractura

La fractura se describe de varias maneras, dependiendo del comportamiento del material bajo esfuerzo o incluso según su apariencia. Las fracturas pueden clasificarse como dúctiles o frágiles. Una breve descripción de ambos tipos de fractura se da a continuación. [Maleque & Salit, 2013].

1.3.2.1 Falla Frágil

En términos generales, se dice que un material es frágil, si no se puede realizar una deformación apreciable sin provocar su falla o rotura. Esto no implica necesariamente que su resistencia sea débil, (entendiendo por resistencia, la que normalmente se define en el ensayo de tensión o de compresión, como resultado del esfuerzo máximo que puede soportar un material justamente antes de la falla); sino más bien lo contrario; ya que, de hecho, los materiales cerámicos y pétreos de gran dureza presentan una falla frágil. Esta definición no

es precisa en absoluto; sino incompleta, ya que la ductilidad (propiedad inversa de la fragilidad) depende de las condiciones en las que el material se ha deformado; es decir, es imperativo describir la temperatura a la que se ha deformado el material y la velocidad de dicha deformación. La fractura frágil es un tipo de fallo, generalmente de los materiales estructurales, que normalmente se produce sin una deformación plástica previa y a velocidades muy elevadas, de 2000 m/s en los aceros, por ejemplo. La fractura se caracteriza generalmente por una hendidura con superficie plana, con mínimos labios de deformación plástica. Las fracturas frágiles no son tan comunes como las de fatiga o de plastificación generalizada; pero cuando ocurren son generalmente catastróficas y suponen importantes costos en daños materiales y, desgraciadamente, también a veces en vidas humanas. [Aranas & González, 2002; Pineau et al 2016; Maleque & Salit, 2013]. Cabe destacar que al usar el concreto reforzado con fibras de acero se evita este tipo de falla, debido a la ductilidad y tenacidad que este refuerzo aporta al elemento en conjunto, proporcionando mayor capacidad de deformación ante esfuerzos considerables.

1.3.2.2 Falla dúctil

Se caracteriza por un desgarro del material y por una deformación plástica significativa. La fractura dúctil puede tener una apariencia gris y fibrosa. Éstas se asocian con una sobrecarga de la estructura o grandes discontinuidades. Cabe destacar que, en el caso de los metales dúctiles, éstos experimentan deformación plástica observable antes de la fractura y tienen una apariencia de fractura de cono. [Maleque & Salit, 2013].

Según lo comentado en los apartados 1.1.4.1 y 1.1.4.2, se puede denotar que inicialmente la mecánica de fractura tuvo su orientación hacia materiales frágiles homogéneos, como el vidrio o a metales homogéneos frágiles-dúctiles. [ACI Committee 446, 1992; Balankin, 2000]. Pero a medida se ha ido avanzando y en el desarrollo a lo largo de la historia ha surgido

la necesidad de buscar alternativas en otros materiales que tengan las propiedades básicas para satisfacer ciertas necesidades, tanto personales como intelectuales, pero la aplicación de estos materiales en el diseño ingenieril ha traído consigo no pocos problemas y dificultades. Por ejemplo, desde la Edad de Piedra los problemas más importantes derivaban de la dificultad en el conformado de los materiales. En los primeros tiempos de la Edad de Bronce y en la Edad de Hierro las dificultades eran tanto de producción de los materiales como de conformación. [Aranas & González, 2002; Balankin, 2000].

1.3.3 Mecánica de fractura elástica lineal (MFEL).

En las primeras etapas de la mecánica de fractura se desarrolló la llamada solución elástica de esfuerzos para la fisura, la cual se idealizó mediante la representación de una elipse dentro de un sólido infinito (véase figura 11), en la cual se determinó que una expresión en términos de esfuerzos no era adecuada, dado que éstos tienden a infinito en la punta o vértice de la elipse. Con ello surgió el criterio de energía como base para los análisis de la mecánica de fractura elástica y lineal, MFEL. [Griffith, 1924].

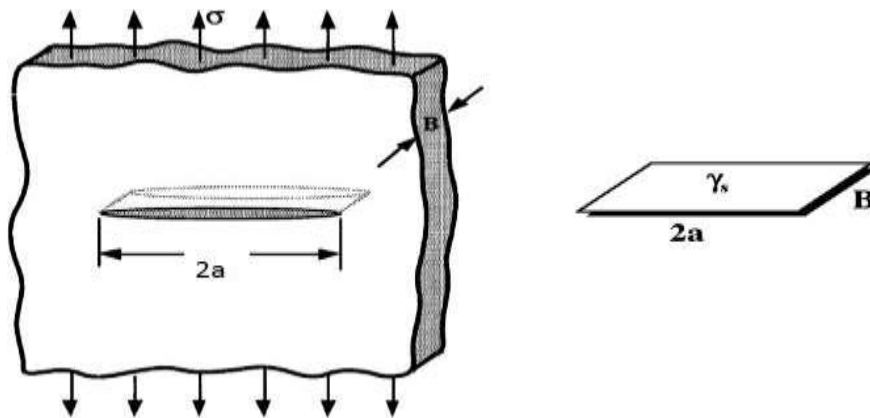


FIGURA 11. Principio de energía superficial, tomada de [Aranas & González, 2002].

Este principio incluye por primera vez el concepto de energía liberada en el proceso de fractura, al enunciar, basado en la primera ley de la termodinámica que “se puede formar

una grieta (o una grieta existente puede crecer) solamente si el proceso origina una disminución de la energía total o ésta permanece constante”. [Griffith, 1924].

Los modos de fractura que puede sufrir el cuerpo agrietado se muestran en la figura 12 y son:

a) Modo I apertura:

Corresponde a la separación de las caras de la fisura por cuenta de la aplicación de esfuerzos normales al plano de la fisura.

b) Modo II deslizamiento:

Se refiere al desplazamiento de los labios por la acción de fuerzas de corte de signo contrario y paralelas al frente de fisura.

c) Modo III desgarre:

Se refiere al desplazamiento y cizallamiento de los labios de la fisura por la acción de fuerzas de tensión perpendiculares al frente de fisura.

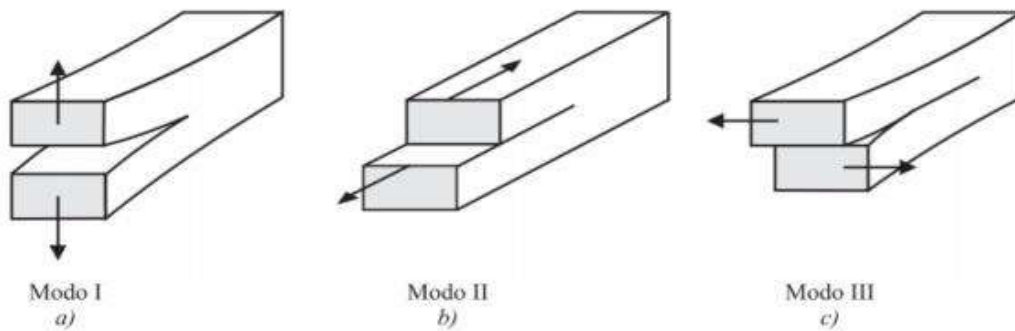


FIGURA 12. Modos básicos de fractura [Kumar & Barai, 2011].

1.4 Mecánica de fractura en estructuras de concreto.

1.4.1 Mecánica de fractura no lineal

El motivo de las desviaciones del comportamiento del concreto respecto a la mecánica de fractura elástica lineal es el desarrollo de una zona de proceso de fractura relativamente grande, que sufre un daño progresivo por ablandamiento debido al micro agrietamiento. El efecto de este micro agrietamiento sería: (1) reducir el flujo de energía que se puede liberar en la punta de la grieta; y (2), al mismo tiempo, para aumentar el área de superficie combinada de agrietamiento, para así mejorar la capacidad de absorción de energía de la zona de proceso de fractura. [ACI Committee 446, 1992].

En términos generales, se pueden distinguir dos tipos de mecánica de fractura no lineal: (1) dúctil (metales), y (2) no dúctil (concreto); (véase figura 13). A diferencia de la mecánica de fractura elástica lineal, la zona no lineal es grande para ambos tipos de mecánica de fractura no lineal. [ACI Committee 446 , 1992; Rao & Rao, 2014].

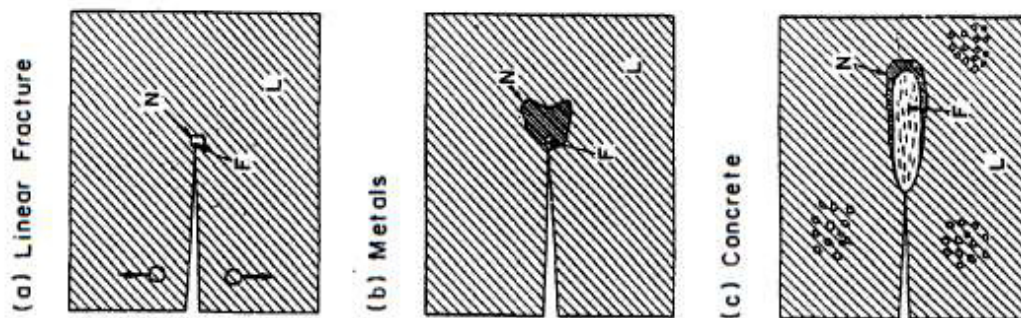


FIGURA 13. Esquematización de los tipos de mecánica de fractura a) Fractura lineal, b) Metales, c) Concreto, L= zona lineal, N= zona no lineal, F= ZPF, adaptada de [ACI Committee 446, 1992].

Pero a pesar de las características sobresalientes del concreto, tales como la resistencia al fuego, larga vida útil en condiciones normales y accidentales, facilidad en la construcción con un costo relativamente menor, entre otras, las estructuras de concreto generalmente

consisten en numerosas microgrietas que pueden provocar la fractura de las estructuras de concreto bajo cargas de servicio, carga accidental y / o exposición a condiciones ambientales regulares. Por lo tanto, una micro-fisura en el concreto puede convertirse en una fuente potencial de propagación de grietas que conduzca a una probable falla catastrófica. Para prevenir tales accidentes, es necesario predecir los mecanismos de falla de las estructuras, de modo que se pueda garantizar la seguridad de las estructuras de concreto a lo largo de la vida útil. Por lo tanto, la falla de estas suele implicar un crecimiento estable de grandes zonas de grietas y la formación de grandes fracturas antes de alcanzar la carga máxima. [ACI Committee 446, 1992; Trivedi et al 2015; Kim et al, 2010].

Cabe destacar que dentro de la mecánica de fractura se pueden distinguir tres tipos de materiales idealizados: los materiales frágiles, los dúctiles y los cuasi frágiles, cuyo comportamiento se caracteriza mediante sus curvas esfuerzo-deformación (véase figura 14). El concreto, junto con otros materiales cerámicos presenta un comportamiento cuasi frágil; es decir, intermedio entre frágil y dúctil, con una curva de ablandamiento posterior a la carga post- pico.

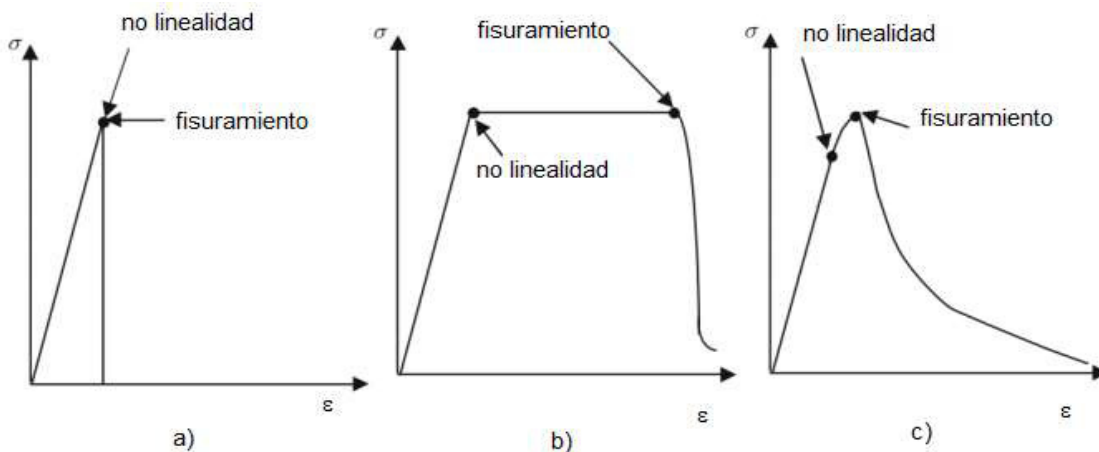


FIGURA 14. Comportamiento a fractura de los materiales a) frágil, b) dúctil, c) cuasi frágil, adaptada de [Bazant & Planas, 1998].

1.4.2 Aplicación de la mecánica de fractura.

La mecánica de fractura es una teoría de falla de gran utilidad, debido a que utiliza criterios energéticos, posiblemente junto con los criterios de resistencia, y que tiene en cuenta la propagación de la falla a través de la estructura.

Pero se pueden mencionar varias razones para aplicar la mecánica de fractura en las estructuras de concreto. [ACI Committee 446, 1992].

1.4.2.1 Energía requerida para la formación de grietas.

Desde el punto de vista estrictamente físico, debe reconocerse que mientras la iniciación de la grieta puede depender del esfuerzo, la formación real de éstas requiere una cierta energía (la energía de fractura) que representa la energía superficial de un sólido. Por lo tanto, deben utilizarse los criterios de energía. [ACI Committee 446, 1992].

1.4.2.2 Capacidad de absorción de energía y ductilidad.

El área bajo toda la curva carga – deflexión representa la energía que la estructura absorberá durante la falla. La consideración de esta energía es importante especialmente para la carga dinámica, y determina la ductilidad de la estructura. El análisis de límite plástico no proporciona información sobre la disminución de la carga después de la etapa post-pico y de la energía disipada en este proceso. Por lo tanto, se hace necesaria alguna forma de la mecánica de fractura. [ACI Committee 446, 1992].

Cabe destacar que el comportamiento a fractura del concreto se ve gobernado por el crecimiento, la extensión y la propagación de la grieta a través de la denominada zona de proceso de fractura (ZPF); a su vez, el crecimiento de ésta a través de la ZPF se ve influenciado por la resistencia del concreto, el tamaño y forma de los agregados, la presencia de adiciones y el calor de hidratación, entre otras. [Kumar & Barai, 2011; Trivedi et al, 2015].

En materiales frágiles, las energías elásticas se consumen en forma de energía superficial, sin ZPF [Rao & Rao, 2014] En materiales dúctiles, la ZPF es la zona plástica que puede consumir una cantidad considerable de energía, mucho más que la energía superficial. Para materiales cuasi frágiles, como es el caso del concreto, generalmente se forma una ZPF grande, que consume grandes cantidades de energía antes de la falla. Esto proporciona al concreto una respuesta post- pico no lineal (ablandamiento). [Rao & Rao, 2014].

Por lo tanto, los materiales cuasi frágiles, como el concreto y el mortero, no agotan su capacidad de carga una vez han alcanzado un esfuerzo igual a su resistencia última. En la figura 15 se diferencian de izquierda a derecha 3 zonas: la zona de grieta abierta, que no tiene posibilidad de transmitir esfuerzos entre los labios de la grieta, la zona en proceso de fractura, en la que el material ha superado su resistencia y se ha roto, pero continúa transmitiendo esfuerzos normales y tangenciales a través de los labios de la grieta y la zona de material sano, en el cual no se ha alcanzado la resistencia. En la zona de material sano, por la misma naturaleza del concreto, existe un micro agrietamiento a nivel microscópico. Por lo tanto, la zona de proceso de fractura o ZPF, es lo que distingue a un material cuasi frágil de los demás. [ACI Committee 446, 1992; Rao & Rao, 2014].

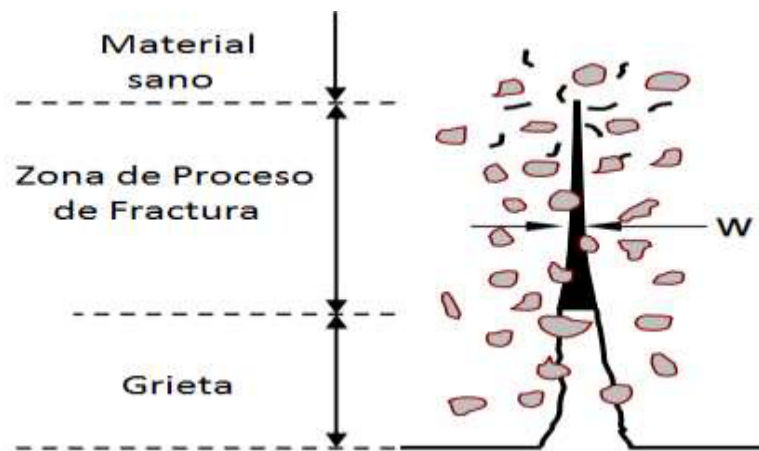


FIGURA 15. Evolución de la ZPF en el concreto, adaptada de. [Bui, 2007].

1.4.3 Modelos de fractura para el concreto

Como se ha discutido con anterioridad, los métodos tradicionales de la mecánica de fractura elástica lineal (MFEL) no describen de manera correcta el comportamiento a fractura del concreto; por lo que se requieren modelos de fractura en el ámbito no lineal, los cuales se pueden realizar a través del:

- a) Uso de elementos finitos con elementos de frontera.
- b) Uso de conceptos modificados de la MFEL.

Existen diversos modelos de mecánica de fractura no lineal, entre los que se pueden mencionar: el modelo de la grieta cohesiva [Dugdale,1960; Barenblatt, 1962; Hillerborg, 1978], el modelo de fractura de dos parámetros [Jenq & Shah, 1985], el modelo de fractura doble [Xu & ZHANG, 2008] y el método de grietas ficticias, que se utiliza para determinar las curvas carga-deflexión de concretos simples [Hillerborg et al, 1976; RILEM recommendation AAC13.1].

1.4.4 Mecánica de fractura en concreto reforzado con fibras de acero (CRFA)

En términos básicos, se sabe que la adición de fibras de acero al concreto, en una determinada fracción de volumen mejora su ductilidad [Balaguru et al, 1992; Gencel et al 2011], y que las fibras de acero, distribuidas aleatoriamente en la matriz, muestran su efecto después del agrietamiento de la matriz, al retrasar la formación de grietas y limitar la propagación de éstas al reducir el desplazamiento de apertura de la punta de la grieta [Banthia & Trottier, 1995; Kurihara et al, 2000]. Las fibras de acero en la matriz actúan como supresores de grietas mediante un mecanismo de puenteo (véase figura 10). Se someten a un proceso de extracción, retrasan la formación de grietas y limitan la propagación de éstas [Banthia & Trottier, 1995; Kurihara et al, 2000]. Es de importancia mencionar que el uso de fibras de acero aumenta en gran medida su absorción de energía y ductilidad [Wafa & Ashour, 1992], y que el

rendimiento de la fibra de acero depende del tipo que se use, su orientación en la matriz, la relación de aspecto (longitud / diámetro), la fracción de volumen y la resistencia a la tensión de la fibra, entre otros.

Luego de recapitular las ventajas de la adición de fibras de acero en el mecanismo de fractura de este material compuesto (CRFA), cabe mencionar que los mecanismos de endurecimiento adicionales que surgen de la presencia de fibras incluyen la flexión de la fibra y el trabajo interno de la fractura de la fibra [Beaudoin, 1990], pero el desarrollo de otros mecanismos de consumo de energía en el concreto aumentará, por lo tanto, aún más su resistencia a la fractura, esto debido a que la fibra puede consumir una gran cantidad de energía a través del puenteo de grietas, la extracción de fibras y / o la desunión de fibras - matriz [Li et al, 1995; Mindess, 1983].

Sin embargo, la fragilidad del concreto se incrementa con un aumento de su resistencia; cuanto mayor es la resistencia del concreto, menor es su ductilidad. La adición de fibras a la matriz de concreto contrarresta su fragilidad, produciendo materiales con un mayor rendimiento a la tensión, la dureza y la ductilidad. [RILEM PRO-31, 2003; RILEM PRO-39, 2007].

En comparación con el concreto simple, este material muestra una rama de ablandamiento más extendida, caracterizada por una resistencia a la tensión residual significativa y una mayor energía de fractura. [Bencardino et al, 2010]. Siendo este último un ingrediente básico para medir el proceso de fractura en estos materiales cuasi frágiles, cuya determinación es uno de los propósitos de esta investigación y de la cual se hablará en mayor detalle en el apartado siguiente.

1.5 Trabajo de fractura (WF) en CRFA

1.5.1 Método del trabajo de fractura (WF)

Este método fue propuesto inicialmente por Nakayama, 1965; Tattersal & Tappin, 1966; pero en sí su aplicación en las estructuras de concreto se debe a Hillerborg et al, 1976, Hillerborg, 1983; Hillerborg, 1985a-c y es un método muy efectivo para la estimación de la energía de fractura (G_F); además es un modelo muy atractivo debido a su simplicidad. Se define como el trabajo total necesario para fracturar el espécimen en dos partes, siendo ésta el área total bajo la curva carga-deflexión de dicho espécimen. [Bencardino et al, 2010]. (Véase, figura 16)

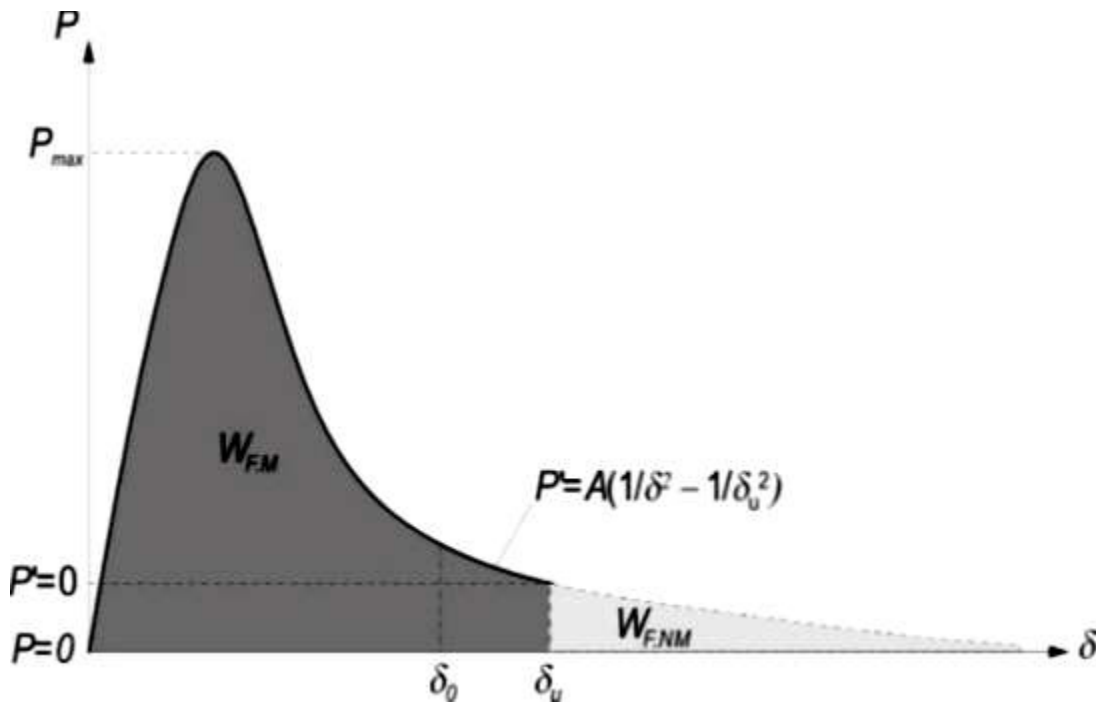


FIGURA 16. Grafica carga-deflexión para la obtención del trabajo de fractura, tomada de [Jano et al, 2017].

1.5.2 Obtención de la curva carga-desplazamiento, curva carga-cmod de un CRFA

Como se mencionó anteriormente, para la estimación del trabajo de fractura es necesaria la gráfica carga-desplazamiento o la carga-cmod del espécimen, la cual se obtiene por medio

del ensaye a flexión de tres puntos en vigas ranuradas o 3PB por sus siglas en inglés; (Véase, figura 17 y 18)

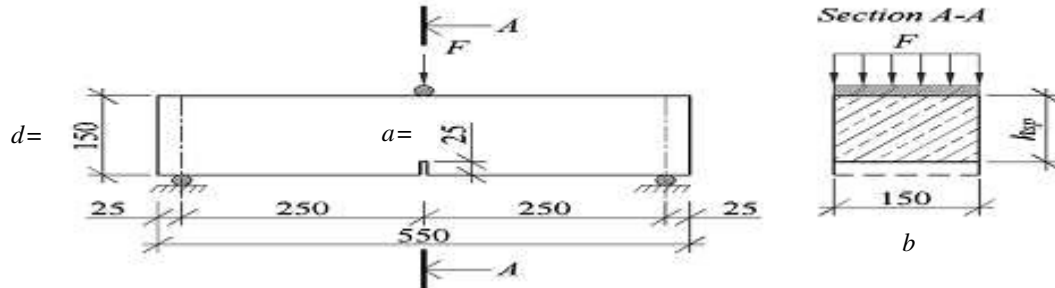


FIGURA 17. Vista lateral y sección transversal de una viga ranurada en su tramo medio sometida al ensayo 3PB, donde h_{sp} = distancia desde borde superior de la viga hasta parte superior de la ranura (medidas en milímetros), tomada de [Kelpša et al, 2014].

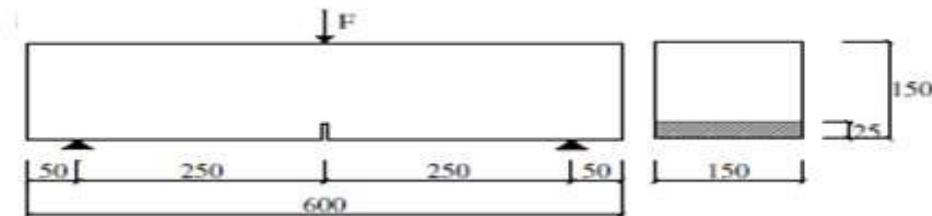


FIGURA 18. Dimensiones de los especímenes a utilizar en el trabajo de investigación para los ensayos a tensión por flexión (medidas en milímetros), tomada de [Bencardino, 2010].

La medición del desplazamiento en el tramo medio del espécimen se puede realizar por diferentes medios, entre los cuales están: a) A través de un transductor LVDT (Linear Variable Differential Transformer) (Véase, figura 19-20).

b) Mediante un sensor que mida la apertura de la boca de la ranura o CMOD (por sus siglas en inglés) (véase, figura 21). y aplicando la ecuación 2.

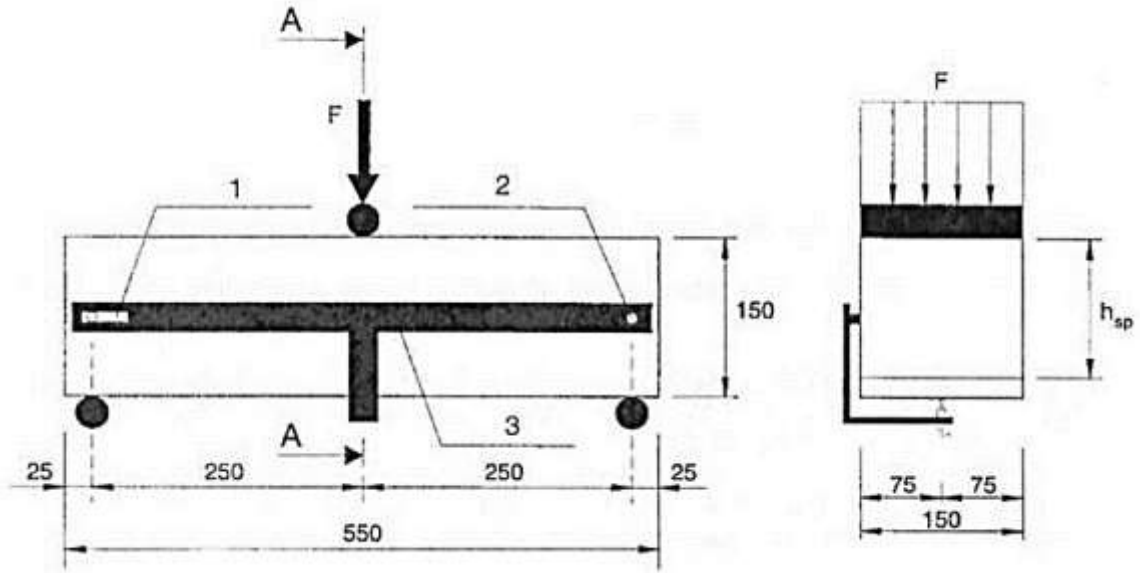


FIGURA 19. Medición del desplazamiento en el tramo medio a través de un transductor LVDT, 1= punto fijo, 2= punto giratorio, 3= marco rígido (medidas en milímetros), tomada de [EN 14651,2005].

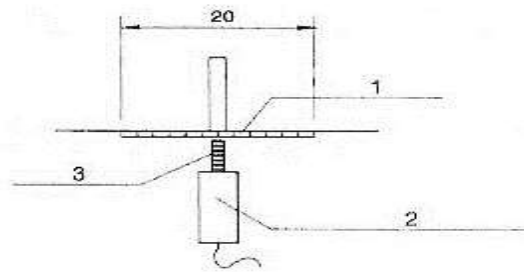


FIGURA 20. Colocación típica del transductor LVDT, donde 1= Placa de aluminio, 2= Transductor LVDT, 3= eje de resorte (medida en milímetros), tomada de [EN 14651,2005].

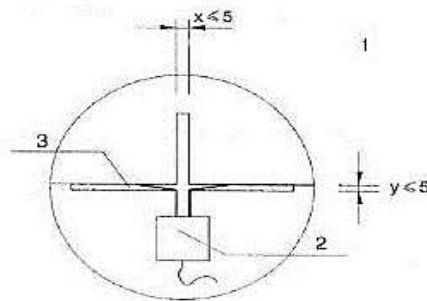


FIGURA 21. Colocación típica del sensor CMOD, donde 1= Detalle de ranura, 2= Transductor tipo clip CMOD, 3= placas de soporte (medidas en milímetros), tomada de [EN 14651,2005].

$$\delta = 0.85CMOD + 0.04 \quad (2)$$

1.6 Energía de fractura (G_F) en CRFA

Se ha dicho que la “Mecánica de la Fractura” no era aplicable al concreto, cuando lo que sí debería haberse dicho es que la “Mecánica de la Fractura”, en régimen elástico y lineal no es aplicable a elementos estructurales pequeños de concreto. Para elementos estructurales de dimensiones normales es preciso recurrir a la Mecánica de la Fractura en régimen no lineal, porque no puede despreciarse el tamaño de la zona de fractura en comparación con las otras dimensiones. [Planas & Elices, 1985a, Planas & Elices, 1985b, Malvar & Warren, 1988].

Hace ya algunas décadas se llevaron a cabo muchas investigaciones para obtener las propiedades a tensión del concreto, utilizando varios métodos, como el modelo de la grieta cohesiva. Pero la característica común de los métodos antes mencionados es el uso del concepto de la curva de ablandamiento para llegar a la energía de fractura del concreto. [Lee & Lopez, 2014].

Cabe mencionar que las fibras, al ser añadidas a la matriz, se distribuyen aleatoriamente, y ayudan a contrarrestar el ensanchamiento de grietas, pero uno de los aspectos esenciales del uso del concreto reforzado con fibras es que para que estas sean extraídas o se rompa la interfaz fibra- matriz se requiere mayor energía ocasionando un incremento sustancial en la tenacidad y resistencia a cargas cíclicas y dinámicas. [Barros & Figuerias, 1999; Balaguru & Shah, 1992; Gopalaratnam et al, 1991].

Las propiedades de fractura del material se caracterizan por sólo tres parámetros: la energía de fractura, el límite de fuerza uniaxial y el ancho de la banda de fisura (zona de proceso de fractura), siendo la energía de fractura del concreto el parámetro más importante en el comportamiento de fractura de éste, ya que describe el mecanismo de agrietamiento. El método comúnmente utilizado para medir la energía de fractura es el método de trabajo de

fractura recomendado por RILEM. [Trivedi et al,2015; Uday, 2017; Kazemi et al, 2004; Bencardino et al, 2010]. Antes que todo, es imperativo tener claro el concepto de energía de fractura, que ha sido definido de varias maneras por diversos autores. Por ejemplo, se puede decir que la energía disipada para la formación de una ZPF por delante de la punta de la grieta se denomina energía de fractura, esto según [Trivedi et al,2015; Uday 2017]. De igual manera, se puede definir como el trabajo total requerido para crear una unidad de área de una grieta, [Barros & Sena - Cruz, 2001; Bažant & Yu, 2004; Pajak & Ponikiewski, 2013; Nikbin et al 2017]. Como la viga se divide en dos partes, la energía de fractura se puede calcular estimando el área total bajo la curva carga-desplazamiento de la muestra y dividiendo ésta entre el área del ligamento inicial. Como se observa en la ecuación 3, y de una manera más detallada en la ecuación 4.

$$G_F = \frac{W_F}{b(d-a)} \quad (\text{Véase figura 17 para detalles}). \quad (3)$$

Donde:

W_f = trabajo de fractura (N.m)

b = ancho de la viga. (m)

d = peralte de la viga. (m)

a = Profundidad de ranura (m)

$b(d-a)$ = área de ligamento. (m²)

$$GF = \frac{w_0 + w_1 + w_2}{b(d-a)} = \frac{w_0}{b(d-a)} + \frac{m(1-a^2)g\delta_U}{b(d-a)} \quad (4)$$

[Guineas, Planas & Elices 1992; Malvar & Warren, 1988; Guinea et al, 1992; Barros & Figueiras, 1999; Karihaloo et al, 2003; Bencardino et al, 2010; Koksál et al, 2013; Cifuentes et al, 2012].

La estimación de esta propiedad del material puede ser muy útil, por ejemplo, para cuantificar el consumo de energía en la falla total de las estructuras, y para predecir la curva completa de carga-desplazamiento de ablandamiento posterior de una estructura. De igual manera, se calculará la energía de fractura por otros modelos diferentes, que se describirán con mayor detalle en el capítulo II.

1.7 Antecedentes

1.7.1 Resistencia mecánica a la compresión en CRFA

La resistencia mecánica a la compresión de un elemento de concreto reforzado es una propiedad física frecuentemente usada en los cálculos de diseño; destacando que esta propiedad física se ve influenciada por parámetros como la relación agua - cemento (a/c), la cantidad de cemento utilizada, etc. [Kazemi et al, 2004]. Diversos estudios se han llevado a cabo para analizar la influencia de las fibras de acero en la resistencia mecánica a la compresión de elementos de concreto, obteniéndose que cantidades de fibras alrededor del 3% tienen mayor influencia en la resistencia mecánica a la compresión, alcanzando incrementos de hasta el 11 al 24%, con la cantidad mencionada anteriormente. Otro punto que es de importancia en la resistencia mecánica a la compresión es la relación de aspecto de las fibras de acero, demostrándose que la relación de aspecto recomendada es de 50 y que un incremento en ésta puede conllevar a resultados adversos en el desarrollo de la resistencia mecánica a la compresión [Kim et al, 2010]. En otros ensayos llevados a cabo hasta con cantidades de fibras de acero del 5%, han determinado que la adición de este material de refuerzo no tiene un impacto significativo en la resistencia mecánica a la compresión, concordando de igual manera con otras investigaciones previas.[Kim et al, 2010; List & Contest, 2003; Shende et al, 2012] y que, en ciertos casos, si no se tiene cuidado en la

dosificación de las fibras dentro de la mezcla de concreto, éstas podrían incluso tener un efecto adverso [Rizzuti & Bencardino, 2014]. Es posible incluso lograr un incremento significativo en la resistencia mecánica a la compresión en CRFA mediante la sustitución o adición de cementantes. suplementarios y regímenes de curado adecuados [Yehia et al, 2016], en conclusión, luego de haber presentado lo encontrado en investigaciones anteriores, la adición de las fibras de acero por sí solas no mejoran la resistencia mecánica a la compresión.

1.7.2 Resistencia mecánica a la tensión por flexión en CRFA

Es de importancia hacer mención que en el concreto reforzado con fibras de acero la relación de aspecto y la cantidad de fibras utilizadas son los parámetros más importantes, que definen la resistencia a la tensión por flexión del concreto fibra reforzado. [Akash & Sambowo, 2014]. La influencia de las fibras de acero en la resistencia a la tensión por flexión se suele estudiar mediante ensayos de vigas ranuradas en el centro con una profundidad de 25 mm; esto para controlar el proceso de agrietamiento y forzar a que la primera grieta aparezca justamente por encima de la grieta inducida [EN 14651, 2005; Kelpša et al, 2015; Kelpša et al, 2014]. Estos ensayos han demostrado que las fibras de acero tienen poca influencia en la resistencia a la tensión por flexión del concreto, debido a que la influencia significativa de éstas se da una vez que el concreto se ha agrietado, que es aquí donde las fibras empiezan a trabajar. Estudios previos han analizado la influencia de las fibras en la resistencia a la tensión diametral, en los cuales se ha visto que con cantidades de fibras del 1 a 2% se puede obtener un incremento en esta propiedad de hasta un 12%, en comparación con el concreto simple y que con relaciones agua - cemento bajas y adicionando fibras de acero cortas se puede obtener un incremento en la resistencia a la tensión de hasta un 40% [Musmar, M, 2013]. También se puede considerar que los ensayos a flexión de vigas han demostrado que la resistencia al agrietamiento o módulo de ruptura y la deflexión asociada a esta resistencia no varían

significativamente al aumentar el contenido de fibra.[Meskenas et al, 2013] Se puede notar que estas investigaciones se han llevado a cabo con cantidades de fibras mayores que el 0.25% (20kg/m³), obteniéndose resultados de poco impacto en la adición de fibras de acero en la resistencia a la tensión por flexión antes del fallo de la matriz.

1.7.3 Resistencia residual post agrietamiento en CRFA.

La principal función de las fibras de acero es que una vez que la matriz se ha agrietado, proporcionarle resistencia residual post agrietamiento [Meskenas et al, 2013].Este parámetro suele calcularse por medio de ensayos a flexión de vigas ranuradas en el centro, con dimensiones de 150 mm x 150 mm y 550 mm, procurando la obtención de valores de resistencias residuales de 1.5 MPa para valores de CMOD de 0.5 y 1MPa para CMOD de 3.5 mm.[Sofi & Phaniumar, 2015; EN 14845-2, 2006]. Donde CMOD es la apertura de la boca de la ranura en el centro de la viga.

Investigaciones previas han analizado la importancia de las fibras de acero en esta etapa de los elementos de concreto, y comparadas con elementos de concreto simple; los cuales, al surgir la primera grieta, éstos fallan repentinamente, debido a la baja ductilidad y tenacidad que éstos poseen. [Meskenas et al, 2013]. Uno de los factores importantes para la obtención de un dato de valor de resistencia residual creíble y acorde a lo real es un correcto número de especímenes a ensayar, debido a que un número bajo incrementa la dispersión de los ensayos. [Carrillo & Silva, 2016; EN 14845-2,2006]. De igual manera, cabe destacar que mientras más esté alineada la fibra respecto a la dirección de la carga, más efectivo será el aporte de ésta a la resistencia residual post agrietamiento [Eik, 2014]. Es de considerar que la resistencia residual post agrietamiento y la energía de fractura están directamente relacionadas con la cantidad de fibras en el concreto, pues a mayor número de éstas, mayor incremento en la resistencia residual post agrietamiento; pero, de igual manera, no sólo este

factor influye en esta resistencia, sino también en la geometría y la orientación de la fibra. [Eik, 2014]. Del mismo modo, en investigaciones previas han utilizado la fibra con ganchos en los extremos (la cual se utilizará en esta investigación) para generar un mecanismo de anclaje adecuado para resistir con mayor eficiencia el pull - out, siendo este mecanismo de anclaje el de mayor influencia en la resistencia residual post agrietamiento que la cantidad de fibras presentes. Otro punto clave en el desempeño de un CRFA respecto a su resistencia post agrietamiento es el número de fibras que atraviesen las grietas (véase, figura 22), debido a que una cantidad insuficiente no proporcionará una correcta transferencia de esfuerzo y, por lo consiguiente, no evitará el ensanchamiento de las macro grietas. [Zhan et al, 2016; Kelpša et al, 2014].

Por lo tanto, basados en investigaciones realizadas previamente, se puede decir que la adición de fibras de acero a elementos de concreto tiene una mayor influencia en la resistencia después de la primera grieta, en comparación con el efecto en otras propiedades, con incrementos de hasta un 100%, en comparación con elementos de concreto simple. [Chanh, 2005]. Por lo tanto, se espera en esta investigación que el concreto tenga mayor desempeño al momento de aparecer la primera grieta y que la ductilidad y tenacidad incrementada gracias a la adición de fibras permita mayores deflexiones antes que el elemento de concreto falle en su totalidad.



FIGURA 22. Control de apertura de grieta por las fibras con ganchos en los extremos, adaptada de [Zhang & Meschke, 2016].

1.7.4 Energía de fractura

Como se mencionó con anterioridad, éste es un parámetro muy útil para conocer el proceso de fractura de materiales cuasi frágiles y, por ende, ha sido estudiado desde ya hace varios años, pudiendo mencionar algunos como Bencardino et al, 2010; Barros & Cruz 2001, que mediante ensayos a flexión de vigas ranuradas reforzadas con porcentajes de fibras de acero de 1% y 2% concluyó que el aumento en la cantidad de este refuerzo es proporcional con el incremento de la energía de fractura de este material compuesto (CRFA). Por otra parte, Uday, 2017, a través de ensayos a flexión en vigas de las mismas dimensiones, pero variando la relación ranura/peralte concluyó que la energía de fractura decrece a medida que se incrementa la relación ranura-peralte, (lo que igualmente se espera que sucede en esta investigación), y, de igual manera, que la deflexión en el espécimen tenga un comportamiento lineal en la etapa pre-pico, pero una vez superada esta etapa, la deflexión se incrementa abruptamente. [Trivedi, 2015], Al analizar este parámetro a través de vigas con diferente relación ranura peralte $(a/d) = 0.25$ y 0.33 , concluyó que la energía de fractura era el parámetro más útil en el análisis del comportamiento a fractura de elementos de concreto. [Kazemi et al, 2004], A través de ensayos a flexión en vigas con diferente profundidad de corte y aplicando 3 métodos para la estimación de la energía de fractura, concluyeron que la carga pico de elementos de CRFA, no varía, en comparación con aquellas de concreto simple utilizando cantidades de fibra hasta de 1.5%, lo que tiene sentido, ya que las fibras trabajan o su aporte significativo aparece una vez que el elemento de concreto se ha agrietado, observándose el aporte principal de las fibras en la cantidad de energía de fractura requerida y en la región post - pico, donde un incremento considerable en la ductilidad del elemento fue observada, en comparación con elementos de concreto simple; y que, al pasar del 0% al 1% en el contenido de fibras, la energía de fractura incrementó hasta 16 veces, y del 1% al

1.5% ésta incrementó hasta 30 veces; por lo tanto, definen a la energía de fractura como una propiedad del material.

Cabe destacar que existen diversos aspectos que tienen un efecto significativo en la cantidad de energía disipada en el proceso de fractura, por mencionar [Jenq & Shah, 1985], los cuales hacen mención de que el tamaño máximo del agregado tiene un efecto significativo en la cantidad de energía de fractura, obteniéndose incrementos de 21.1 N/m hasta 35.4 N/m, al incrementar el tamaño máximo del agregado de 4.75 a 19mm. Por otra parte [Shah et al, 1999], obtuvieron mediante investigación de elementos de concreto con diferentes relación agua/cemento (0.4 y 0.29) a la edad de 1 – 28 días, que la energía de fractura varía de 20.6 N/m a 37.5 N/m y de 36.7 N/m a 62.3 N/m, respectivamente, notándose un efecto considerable de la relación a/c en la cantidad de energía disipada en el proceso de fractura y observándose un efecto inversamente proporcional; es decir, al incrementar la relación a/c, la energía de fractura se verá disminuida y viceversa.

1.8 Planteamiento del problema.

El concreto es el material de construcción más utilizado a nivel mundial, debido a sus buenas propiedades mecánicas que permiten la construcción de edificaciones diversas; pero como todo material tiene sus defectos, el concreto, de igual manera, tiene sus desventajas, y una de las más significativas que presenta es su alta probabilidad de agrietarse, lo que resulta perjudicial, tanto en la reducción de la capacidad de carga para la cual el elemento está diseñado y el tiempo estimado de vida útil. Por lo esto se requiere controlar o reducir las grietas presentes en un elemento de concreto, ya sea mediante la implementación de nuevos procesos de construcción y/o materiales que controlen la propagación y crecimiento de estas

grietas dentro de la matriz, para así garantizar y asegurar la integridad física y mecánica de los elementos de concreto reforzado.

Las fibras, al reforzar el concreto, presentan un mecanismo de disipación de energía y control del proceso de agrietamiento en la etapa residual mucho mayor que el ofrecido por el concreto simple; por lo cual, investigaciones previas se centran específicamente en estudiar dichas capacidades mejoradas de este material compuesto, sin hacer tanto énfasis en términos cuantitativos del efecto significativo que puede llegar a tener el desempeño de las fibras en la etapa residual, a medida que el área efectiva de concreto se ve reducida. Por ende, en esta investigación se estudiará con mayor detalle el efecto en el desempeño post-agrietamiento que conlleva disminuir el área efectiva de concreto o área de ligamento mediante profundidades de ranurado variadas (0 mm, 13 mm, 25 mm, 50 mm) que generan igualmente diversas relaciones ranura-peralte (0, 0.08, 0.16 y 0.33), considerando detalles experimentales como el efecto que la dispersión de los resultados puede tener en aspectos analíticos, como su resistencia residual normal y característica. Esta investigación tuvo una duración de 2 años, a partir del mes de agosto de 2016, hasta julio de 2018, llevándose a cabo en las instalaciones del Instituto de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, contando con los recursos necesarios, como las materias primas para la elaboración de los especímenes, por ejemplo: cemento, agregados (grueso y fino), agua, aditivos químicos, fibras de acero y también el equipo adecuado para los respectivos ensayos. Todo proporcionado por el Instituto de Ingeniería Civil de la UANL.- También se obtuvo la ayuda económica de la beca otorgada por la Secretaría de Relaciones Exteriores (SRE) en el programa de la Agencia Mexicana de Cooperación Internacional (AMEXCID), mientras que las fibras de acero fueron facilitadas por una empresa de la ciudad de Monterrey, dedicada

tanto al rubro de la manufactura de materiales de construcción como a su ejecución en la obra.

1.9 Hipótesis

El incremento en la relación ranura-peralte (a/d) mejorará el desempeño del concreto reforzado con fibras de acero (CRFA) en la etapa post-agrietamiento. Esto evaluado mediante procedimientos experimentales y analíticos, valiéndose de diversos modelos matemáticos como el modelo propuesto por Hillerborg, (modelo 1), pendiente del trabajo de fractura vs área inicial de ligamento (modelo 2).

1.10 Objetivos

1.10.1 Objetivo general

Determinar experimental y analíticamente el desempeño en la etapa post-agrietamiento del concreto reforzado con fibras de acero a diversas profundidades de ranura y relaciones (a/d) usando modelos matemáticos para calcular la energía de fractura requerida para agrietar este tipo de material compuesto.

1.10.2 Objetivos específicos

- 1) Caracterizar los materiales utilizados en la investigación, mediante pruebas de pesos volumétricos, absorción y densidades, para conocer sus propiedades físicas y mecánicas, que permitan realizar el correspondiente diseño de mezclas.
- 2) Determinar el efecto de la adición de fibras de acero en la resistencia mecánica a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto, con respecto a especímenes sin fibra.
- 3) Cuantificar experimental y analíticamente la carga en límite proporcional (Flop), de especímenes de CRFA, a diferentes relaciones ranura-peralte (0.08, 0.16 y 0.33).

- 4) Determinar la resistencia a la tensión por flexión de especímenes de concreto ranurados en su tramo medio, a diversas relaciones ranura-peralte (0.08, 0.16 y 0.33), mediante el ensaye a flexión de 3 puntos (3PB) y clasificar la clase de resistencia residual obtenida con base en códigos internacionales.
- 5) Estimar analíticamente las resistencias residuales normales (fR_j) y características (fR_{kj}) para los especímenes de CRFA a diversas relaciones ranura-peralte (0.08, 0.16 y 0.33); como, a su vez, la diferencia existente entre ambas, haciendo uso de datos estadísticos como su desviación estándar y su coeficiente de variación.
- 6) Calcular analíticamente la energía de fractura requerida para agrietar un elemento de concreto a diferentes relaciones ranura/peralte y con dos dosificaciones diferentes de fibras de acero, a través de diversos modelos matemáticos: el modelo propuesto por Hillerborg, (modelo 1), pendiente del trabajo de fractura vs área inicial de ligamento (modelo 2).
- 7) Conocer el impacto que tiene el incremento en la relación (a/d) respecto a la energía de fractura, la resistencia residual post agrietamiento y en el desempeño final de las fibras de acero en la matriz.

1.11 Justificación

Como es de conocimiento general, el concreto es un material muy propenso a agrietarse, lo que compromete seriamente tanto su integridad física como sus propiedades mecánicas. Estos problemas se ven disminuidos significativamente al utilizar refuerzos diferentes a las barras de acero; como por ejemplo, las fibras de acero, conocidas por su aporte en la etapa residual, tanto en términos de disipación de energía como en el control del proceso de agrietamiento en la matriz. Por ello, surge la necesidad de estudiar más detalladamente la

capacidad de controlar este proceso a diversas secciones de concreto disponibles a agrietarse, mediante el incremento de la relación ranura-peralte y establecer si el aporte de las fibras de acero en dicha etapa residual se ve afectado o en cierto punto beneficiado. De igual manera se requiere cuantificar la energía de fractura generada en el proceso de agrietamiento, tanto en especímenes de concreto simple, como en aquellos reforzados con dos porcentajes de fibras diferentes, valiéndose para esto de modelos matemáticos, con los que se establecerán las diferencias existentes entre un concreto simple y uno reforzado con fibras, en términos de la energía disipada en el proceso de fractura.

Capítulo II

Métodología

CAPÍTULO II

2. Metodología

2.1 Metodología experimental.

2.1.1 Materiales y caracterización

Es imperativo en todo trabajo de investigación que antes de entrar de lleno en éste, se deban conocer los materiales con los que se trabajará, describiendo de manera general, pero con la mayor certeza posible, las propiedades de cada material individual, que son de relevancia significativa para etapas posteriores del trabajo que se esté desarrollando. Mencionado lo anterior, se procederá a dar una breve descripción de los materiales básicos utilizados en esta investigación y la normatividad observada.

2.1.2 Descripción de los materiales

2.1.2.1 Cemento Portland

Éste es el cemento hidráulico de uso más común, que se obtiene a través de la pulverización del clinker con el sulfato de calcio (yeso) y que consiste principalmente en silicatos, aluminatos y ferro aluminatos de calcio. [Kosmatka et al, 2004].

En esta investigación se utilizó un cemento portland ordinario de la marca CEMEX CPO 40, que cumple las especificaciones de la norma mexicana NMX – C- 414-ONNCCE, y que puede utilizarse en la construcción de todo tipo de elementos o estructuras de concreto simple o armado.

2.1.2.2 Agregados

Generalmente los agregados se dividen en dos grupos: finos y gruesos (áridos). Como los agregados constituyen alrededor del 60% al 75% del volumen total del concreto, su selección

es muy importante. Éstos deben componerse de partículas con una resistencia mecánica adecuada. [Kosmatka et al, 2004].

2.1.2.2.1 Agregado grueso

Se puede definir como el material obtenido de manera natural o de la trituración de rocas, escoria de alto horno, escoria volcánica, concreto reciclado o una combinación de éstos; que es retenido por la criba 4.75 mm (malla No. 4) y que pasa por la criba 90 mm (malla No. 3 1/2"). [NMX-C-111,2004]. El agregado grueso utilizado en esta investigación fue grava de caliza triturada de la región, con un tamaño máximo de 19 mm (malla ¾ pulg).

2.1.2.2.2 Agregado fino

Es el material obtenido de manera natural o de la trituración de rocas, escoria volcánica, concreto reciclado o una combinación de éstos u otros; que pasa por la criba 4.75 mm (malla No. 4) y se retiene en la criba 0.075 mm (malla No. 200). [NMX-C-111,2004]. El agregado fino utilizado en esta investigación fue arena caliza triturada de la región.

2.1.2.3 Fibras de acero

Como se describió en el apartado 1.1.3, las fibras de acero son un material cuya finalidad es mejorar las propiedades post agrietamiento de elementos de concreto, generando incrementos considerables en la ductilidad y tenacidad de éstos, en comparación a con estructuras elaboradas con concreto simple o con refuerzo tradicional (barras de acero).

Las fibras utilizadas en esta investigación fueron del tipo "Hook End" o ganchos en los extremos (véase figura 23) con una longitud (L) de 50 mm y un diámetro (d)= 1 mm, y una relación de aspecto (L/d) igual a 50. Estas fibras no son más que filamentos de acero de alta resistencia con dobleces en sus extremos, fabricados con alambres de bajo carbón, estirados en frío, las cuales se utilizan como acero de refuerzo en estructuras de concreto, en diferentes

largos y diámetros, dependiendo de su aplicación. Estas fibras fueron proporcionadas por la empresa DEACERO S.A de C.V. (véase anexo 1. Para detalles de ficha técnica fibra P50-100)

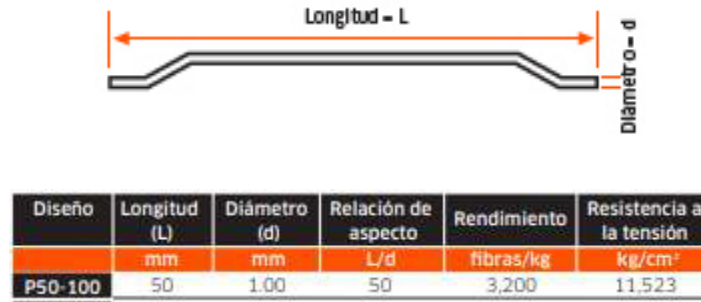


Figura 23. Fibra utilizada en la investigación (Tomada de la ficha técnica de la fibra DEACERO P50-100).

2.1.2.4 Aditivos químicos

Los aditivos son aquellos ingredientes del concreto que, además del cemento portland, del agua y de los agregados, se adicionan a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado. [Kosmatka et al, 2004].

En esta investigación se trabajó con un aditivo químico de la compañía BASF, específicamente el MasterGlenium®3035 (véase anexo 2, para ficha técnica), que es un reductor de agua de clase completa para concreto. Es un aditivo de nueva generación, compuesto con base en cadenas de éteres poli carboxílicos modificados, desarrollado para la industria del concreto premezclado en climas cálidos, donde se requiere de alta resistencia, durabilidad, y que además se mantenga la trabajabilidad.

2.1.3 Caracterización de los materiales

2.1.3.1 Cemento portland

2.1.3.1.1 Densidad

Se estimó mediante la norma ASTM C188 -95: (“Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement”), y haciendo uso del frasco de LE CHATELIER. Dicho dato fue de relevancia para la obtención de la cantidad de cemento a utilizar en la etapa posterior de la investigación llamada “diseño de mezcla.”

2.1.3.2 Agregado grueso

2.1.3.2.1 Densidad y absorción

A éste se le determinaron sus propiedades físicas tales como: densidad relativa, absorción mediante la norma NMX-C-164-ONNCCE-2002: (“DETERMINACION DE LA MASA ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGUA DEL AGREGADO GRUESO”), (Véase figura 24a).

A este agregado, igualmente, se le determinó su peso volumétrico seco suelto (PVSS) y su peso volumétrico varillado seco (PVVS), (véase figura 24b) datos que fueron de utilidad para la obtención de la cantidad requerida de este material.



Figura 24. *Caracterización del agregado grueso a) determinación de la masa específica (densidad), b) determinación del PVVS.*

2.1.3.3 Agregado fino:

2.1.3.3.1 Densidad y absorción

De igual manera, se le determinaron a este agregado las propiedades físicas mencionadas anteriormente en el apartado 2.1.3.2.1, por medio de la norma NMX- C- 165 – ONNCCE- 2014: (“DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ABSORCION DE AGUA DEL AGREGADO FINO”).

Además de las propiedades mencionados con anterioridad, a este material se le determinó su peso volumétrico seco suelto (PVSS) (véase figura 25).



Figura 25. *Determinación del PVSS del agregado fino*

2.1.3.3.2 Análisis granulométrico

Se obtuvieron las propiedades granulométricas de los agregados, tales como módulo de finura (agregado fino) (véase figura 26a), tamaño máximo del agregado (agregado grueso) (véase figura 26b) mediante las normas NMX – C – 077 – 1997 – ONNCCE (“INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN - AGREGADOS PARA CONCRETO -ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO - MÉTODO DE PRUEBA”) y ASTM C136/C136M-05: (“**Historical Standard:** Método de Ensayo Normalizado para la Determinación Granulométrica de Agregados Finos y Gruesos”).



a)

b)

Figura 26. Análisis granulométrico de los agregados. *a) agregado fino antes del tamizado, b) pesaje de la muestra de agregado grueso a ser analizada.*

2.1.3.4 Fibra de acero:

2.1.3.4.1 Rendimiento y resistencia a la tensión

Se utilizó una fibra lisa con ganchos en los extremos denominada P50-100 por su productor, cuyas propiedades fueron tomadas según su ficha técnica (véase anexo 1, para detalles de ésta).

2.1.3.5 Aditivos químicos:

2.1.3.5.1 Densidad y porcentaje de sólidos

Se le estimaron estas propiedades al aditivo MasterGlenium®3035 según los procedimientos descritos en la norma ASTM C494/C494M-04: (“Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete”). (véase figura 27).



Figura 27. *Pesaje de la muestra de aditivo antes de ser ingresada al horno.*

2.1.4. Diseño de mezclas

Una vez obtenidas las propiedades de las materias primas a utilizar, esto mediante la etapa previa que es su caracterización, se procedió con la siguiente etapa, que consistió en determinar las cantidades de cada una a utilizar en la etapa de diseño de mezclas, esto sustentado mediante recomendaciones en normativas y códigos internacionales.

2.1.4.1 Concreto de referencia:

En esta etapa de la investigación fue imperativo la obtención de un concreto que cumpliera con ciertas especificaciones para ingresar en la magnitud de lo comparable, por lo cual fue importante tener en consideración lo siguiente:

2.1.4.1.1 Composición y propiedades

Debido a que se trabajó con un concreto reforzado con pequeñas fibras de acero (CRFA), los concretos de referencia fueron seleccionados de acuerdo con el producto final o sistema en el cual las fibras de acero estarán trabajando. Igualmente, todo fabricante de fibras deberá

proporcionar las características principales de su producto final. [EN 14845-1, 2007 “*Test methods for fibres in concrete-Part 1: Reference concretes*”].

Las proporciones del concreto de referencia debieron ser ajustadas dentro de los límites prescritos en la tabla 2, esto para lograr una resistencia a la tensión por flexión promedio, definida en la misma tabla. [EN 14845-1, 2007 “*Test methods for fibres in concrete-Part 1: Reference concretes*”].

2.1.4.1.2 Relación agua/cemento (a/c)

La relación agua/material cementante, como es de conocimiento general, fue parámetro clave para la obtención de las propiedades que se requieran, tanto en estado fresco como en estado endurecido y fue la que se estipula en la tabla 2.

2.1.4.1.3 Contenido máximo de cemento

El contenido máximo de cemento, igualmente, es un parámetro de gran importancia en la obtención de las propiedades requeridas en el diseño y fue estimado según se presenta en la tabla 2.

TABLA 2. Relación a/c y contenidos límite de cemento. Adaptada de [EN 14845-1, 2007 “Test methods for fibres in concrete-Part 1: Reference concretes].

Resistencia a la tensión por flexión	Relación agua/cemento (a/c)		Contenido máximo de cemento
	Tamaño máximo del agregado		
Mpa.	8 mm - 10 mm	16 mm - 20 mm	Kg/m ³
4.3 ± 0.3	0.55 ^b	0.55 ^a	350
5.8 ± 0.4	0.45 ^b	0.45 ^b	400
a Mezcla principal			
b Mezclas opcionales			

2.1.4.1.4 Consistencia

La consistencia de un concreto de referencia (sin fibras), será determinada ya sea:

- De acuerdo con la norma EN 12350-3 y deberá lograrse una clase Vebe V3 (10 -6 segundos).
- Según la norma EN 12350-4 y deberá lograrse una clase de compactación C2.

Fue la primera opción la utilizada en esta investigación (véase figura 28a). De igual manera, se tuvo en cuenta que la consistencia debía ser adecuada para lograr una correcta colocación del concreto libre de sangrado y segregación. [EN 14845-1, 2007 “Test methods for fibres in concrete-Part 1: Reference concretes]. Igualmente se midió el revenimiento obtenido en las

mezclas realizadas para su correcta colocación y consolidación en los moldes, según la normativa ASTM C143/C143M-05. “Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. (véase figura 28b).



a)

b)

Figura 28. *Medición de las propiedades del concreto en estado fresco. a) cronometraje del tiempo Vebe, b) Prueba de revenimiento.*

2.1.4.1.5 Diseño de mezcla para el concreto de referencia. ($v_f = 0\%$)

Una vez mencionados los parámetros a considerar, se procedió con el diseño de mezclas, dándose a conocer en primera instancia aquella que sirvió para la elaboración de los especímenes con un $v_f = 0\%$. Cabe mencionar que este proporcionamiento está diseñado con base en los parámetros dictados por la norma (EN- 14845-1), donde se dicta que el concreto de referencia debe tener un módulo de ruptura en el intervalo de 4.3 MPa +/- 0.3 MPa. De igual manera, dicha mezcla se sometió a pruebas en estado fresco, para obtener los parámetros deseados, tanto de revenimiento como de tiempo Vebe (6s – 10s). En la tabla 3 se presentan las proporciones utilizadas para esta mezcla de control y/o referencia (0% de

fibra), como también se pueden observar los resultados obtenidos en las pruebas en estado fresco, anteriormente mencionadas.

TABLA 3. *Proporcionamiento utilizado para la mezcla de control (0% de fibra).*

<i>Material</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	350	kg/m ³
Aditivo	1.9	ml/kg
Grava (T.M 19 mm)	810	kg/m ³
Arena	1027.05	kg/m ³
Agua	192.5	kg/m ³
Fibra	0	kg/m ³
Contenido de aire	1.8	%
Revenimiento	13	Cm
Tiempo Vebe	6	S

2.1.4.1.6 Preparación del concreto.

La preparación del concreto se hizo como sigue:

- Se preparó una bachada de concreto cuyo volumen estaba entre el 50% - 90% de la capacidad de la mezcladora. (véase figura 29).
- Se vertieron todos los agregados en la mezcladora, se añadió la mitad del agua de la bachada y se mezcló durante dos minutos;
- Se prosiguió con la mezcla, añadiendo el cemento y la otra mitad del agua de la bachada, conteniendo el aditivo, durante el minuto siguiente.
- Cabe destacar que el tiempo total de mezclado no excedió los 5 minutos.



Figura 29. *Mezcladora de flujo inverso utilizada.*

2.1.4.1.7 Elaboración de los especímenes.

El llenado de las vigas se realizó según lo indica la norma EN 14651 y como se observa en la figura 30, donde el llenado en el centro del molde era el doble que en los extremos, hasta llenarlo a una capacidad del 90%. Una vez hecho esto, se procedió con el vibrado de los especímenes, a través de una mesa vibratoria con una frecuencia de 60 Hz y un tiempo promedio de 90 segundos; se continuaba llenando la viga sin varillar y cuando ésta estaba llena en su totalidad se enrasaba aún manteniendo el vibrado de la mesa, para la correcta consolidación del espécimen. (véase figura 31).

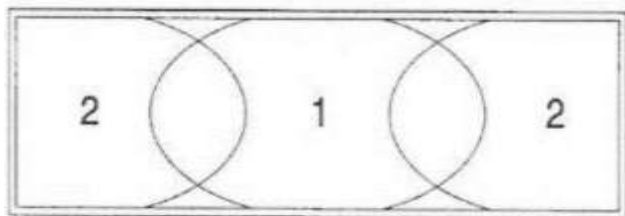


Figura 30. Procedimiento de llenado de las vigas (tomada de UNE EN 14651, 2005).



Figura 31. Llenado y vibrado de uno de los especímenes fabricados.

Cabe mencionar que en este tipo de concretos de referencia, donde las fibras son añadidas, se debió tener el cuidado de agregarlas en la etapa y forma correcta, según lo estipuló el fabricante. [EN 14845-1, 2007 “Test methods for fibres in concrete-Part 1: Reference concretes].

2.1.4.1.8 Almacenado y curado.

los especímenes de concreto se curaron en los moldes durante 24 horas después de su colado a (20 ± 2) °C, bajo láminas de polietileno o con una humedad relativa no inferior al 95%. Luego se desmoldaron y se curaron durante 27 días a (20 ± 2) °C.

Después de este tiempo de curado, los especímenes debieron ser ensayados. [EN 14845-1, 2007 “Test methods for fibres in concrete-Part 1: Reference concretes].

2.1.4.2. Contenido de fibra

Cuando el desempeño de la fibra está siendo evaluado a través de su adición al concreto de referencia, la cantidad de añadidas de éstas fueron las requeridas para lograr un nivel de desempeño según lo estipula EN 14845-2,2006 “Test methods for fibres on concrete-Part 2: Effect on concrete.

2.1.4.3 Serie 1- Concreto con 0.25% de fibras de acero en adición:

Este concreto contó con las mismas proporciones que el concreto de referencia en cuanto a relación agua/cemento, contenido de cemento y cantidad de agregados, haciendo mención que se le adicionó un contenido de fibras mínimo del 0.25%, lo que equivale a 20Kg/m³ de concreto, procurándose el desempeño requerido por la normativa EN 14845-2,2006 “Test methods for fibres in concrete-Part 2: Effect on concrete]. Llevándose a cabo el mismo procedimiento que fuese requerido y que se ha presentado en los apartados 2.1.4.1.1 – 2.1.4.1.8 y cuyas proporciones se observan en la tabla 4.

TABLA 4. *Proporcionamiento utilizado para la serie 1 (0.25% de fibra).*

<i>Material</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	350	kg/m ³
Aditivo	1.9	ml/kg
Grava (T.M 19 mm)	810	kg/m ³
Arena	1027.05	kg/m ³
Agua	192.5	kg/m ³
Fibra	20	kg/m ³
Contenido de aire	2.5	%
Revenimiento	11.5	cm
Tiempo Vebe	7	s

2.1.4.4 Serie 2- Concreto con 0.5% de fibras de acero en adición:

Este concreto contó con las mismas proporciones que el concreto de referencia en cuanto a relación agua/cemento, contenido de cemento y cantidad de agregados, haciendo mención que se le adicionó un contenido de fibras de acero del 0.5% lo que equivale a 40Kg/m³ de concreto, procurando obtener el desempeño requerido por la normativa EN 14845-2,2006 [“Test methods for fibres in concrete-Part 2: Effect in concrete]. Llevándose a cabo el mismo procedimiento que fuese requerido y que se ha presentado en los apartados 2.1.4.1.1 – 2.1.4.1.8. Y cuyas proporciones se observan en la tabla 5.

TABLA 5. *Proporcionamiento utilizado para la serie 2 (0.50% de fibra).*

<i>Material</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	350	kg/m ³
Aditivo	1.9	ml/kg
Grava (T.M 19 mm)	810	kg/m ³
Arena	1027.05	kg/m ³
Agua	192.5	kg/m ³
Fibra	40	kg/m ³
Contenido de aire	2.8	%
Revenimiento	10.5	cm
Tiempo Vebe	9	s

2.1.5. Pruebas en estado fresco.

Como se mencionó en el apartado 2.1.4.1.4, se debió asegurar una consistencia adecuada, para una correcta colocación del concreto libre de sangrado y segregación, por lo cual fue imperativo realizar diversas pruebas en estado fresco, para cuidar la fabricación de un concreto con las propiedades mínimas requeridas. Entre las pruebas realizadas se pueden mencionar las siguientes y observarlas según se presentan en la figura 28:

- Tiempo Vebe para determinar la docilidad y trabajabilidad de la mezcla (UNE- EN – 12350-3). (véase figura 28a).
- Consistencia y trabajabilidad de la mezcla mediante la prueba del revenimiento ASTM C143/C143M-08. (Véase figura 28b).

En términos generales, las pruebas realizadas al concreto en estado fresco pueden observarse en la figura 32.

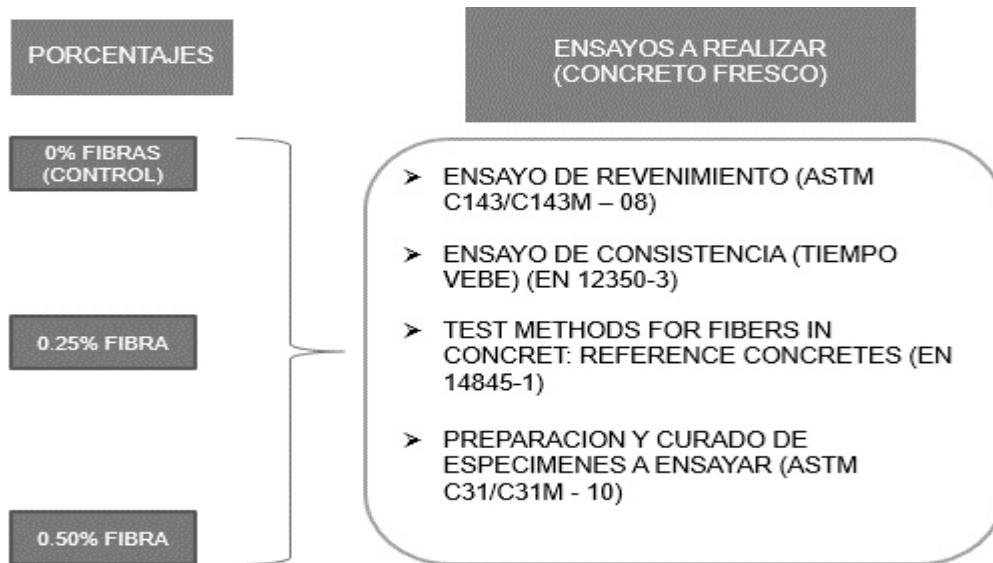


Figura 32. *Pruebas en estado fresco realizadas.*

2.1.6. Pruebas en estado endurecido.

Una vez que el periodo de curado se cumplió según lo establecido y presentado en el apartado 2.4.1.6, se procedió a someter los especímenes fabricados (cilíndricos y prismáticos) a los ensayos correspondientes, para la obtención de sus propiedades específicas tales como:

2.1.6.1 Resistencia mecánica a la compresión

Esta prueba se realizó según lo estipula la normativa ASTM C39/C39M-16b la cual es un método estándar para la determinación de la resistencia mecánica a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto, ensayando en este caso especímenes cilíndricos de 100 mm x 200 mm (diámetro y longitud respectivamente). (véase figura 33).



Figura 33. *Ensaye a compresión realizado en un espécimen de la serie II.*

2.1.6.2 Modulo de elasticidad.

Esta prueba se llevó a cabo en especímenes cilíndricos de 100 mm x 200 mm (diámetro y longitud respectivamente) y se realizó siguiendo lo estipulado en la normativa ASTM C469/C469M-14, “Standard test method for static modulus of elasticity and poisson’s ratio of concrete in compression”. Esto para determinar el aporte de las fibras de acero a esta propiedad del concreto a través de las cantidades de éstas utilizadas en la investigación. (véase figura 34).



Figura 34. *Especimen cilíndrico de la serie I, siendo sometido a la prueba de módulo de elasticidad.*

2.1.6.3 Ensaye a tensión por flexión (3PB)

Esta prueba se llevó a cabo en especímenes prismáticos de 150 mm x 150 mm x 600 mm (véase figuras 35-36), donde se obtuvieron resultados como la carga en el límite proporcional (Flop); pero, más que todo, se evaluó el efecto de la adición de las fibras de acero en el desempeño post agrietamiento, mediante ensayos a tensión por flexión en vigas ranuradas (manejándose para efectos de esta investigación 3 profundidades de ranura (a): 13mm, 25mm y 50mm, y sus correspondientes relaciones ranura/peralte (a/d), (0.08, 0.16, 0.33 respectivamente). (véase figuras 37-39). Esto se realizó mediante los fundamentos presentados en la normativa EN 14651” Test methods for metallic fibered concrete: Measuring the flexural tensile strength (Lop, residual). En el programa experimental se ha utilizado el método de lectura directa en la abertura de la boca de la ranura (CMOD) por sus siglas en inglés “crack mouth opening displacement”, midiendo dicha abertura mediante un extensómetro tipo clip de marca Épsilon, como se puede observar en la figura 40a. Para la medición del desplazamiento en el tramo medio del espécimen se utilizó un sensor LVDT (Linear Variable Differential Transformer), de la marca Vishay, (véase figura 40b). La instrumentación de la prueba permitió la adquisición de señales análogas por medio de un puente Wheatstone de la marca VISHAY (véase figuras 41a y 41b). El sistema de registro de datos fue directamente a las salidas electrónicas de CMOD, mientras que el registro de carga se hizo mediante una máquina universal de la marca Intrón con capacidad de 60 Toneladas.

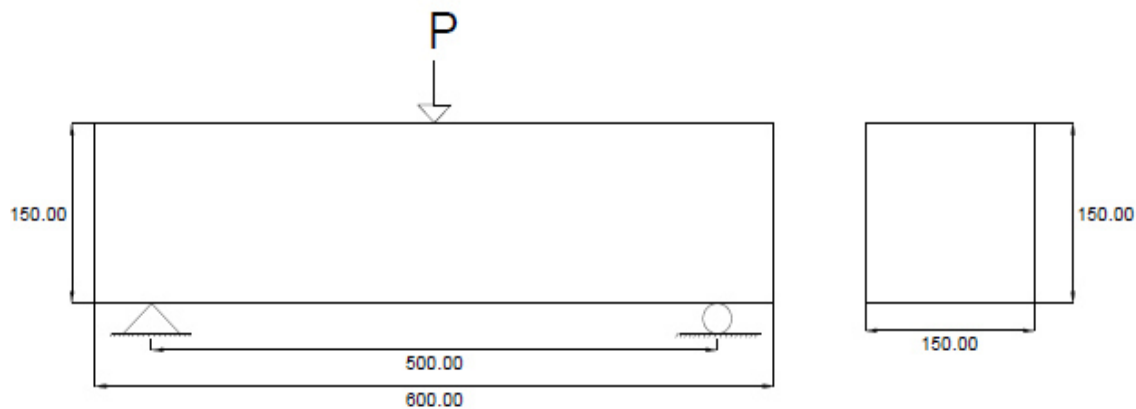


Figura 35. *Especimen prismático tipo fabricado ($a/d = 0$). (dimensiones en milímetros).*



Figura 36. *Especimen prismático antes de ser sometido a la prueba a flexión de 3 puntos (3PB).*

Se utilizó el aserrado en húmedo para hacer las ranuras en las muestras de ensayo. Los especímenes se rotaron 90° alrededor de su eje longitudinal y luego se hizo el corte a través de la anchura de la muestra en la mitad de su tramo. (Véase figuras 42-43).

Es de importancia hacer mención igualmente que el procedimiento de corte se realizó mediante procedimientos normalizados, el cual fue el siguiente:

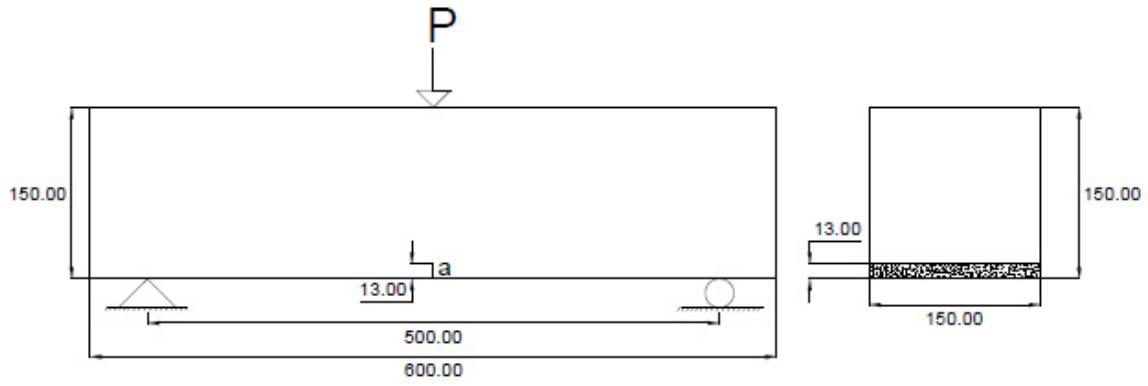


Figura 37. *Espécimen prismático tipo ($a/d = 0.08$). (dimensiones en milímetros).*

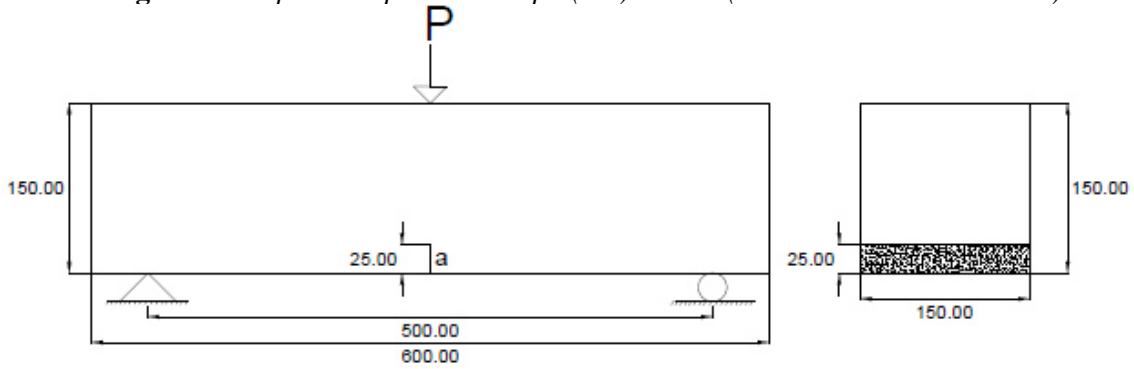


Figura 38. *Espécimen prismático ($a/d = 0.16$). (dimensiones en milímetros)*

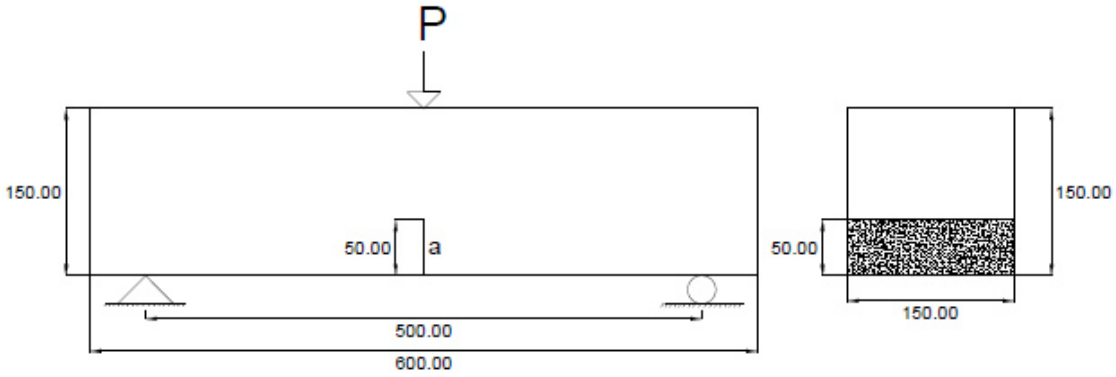
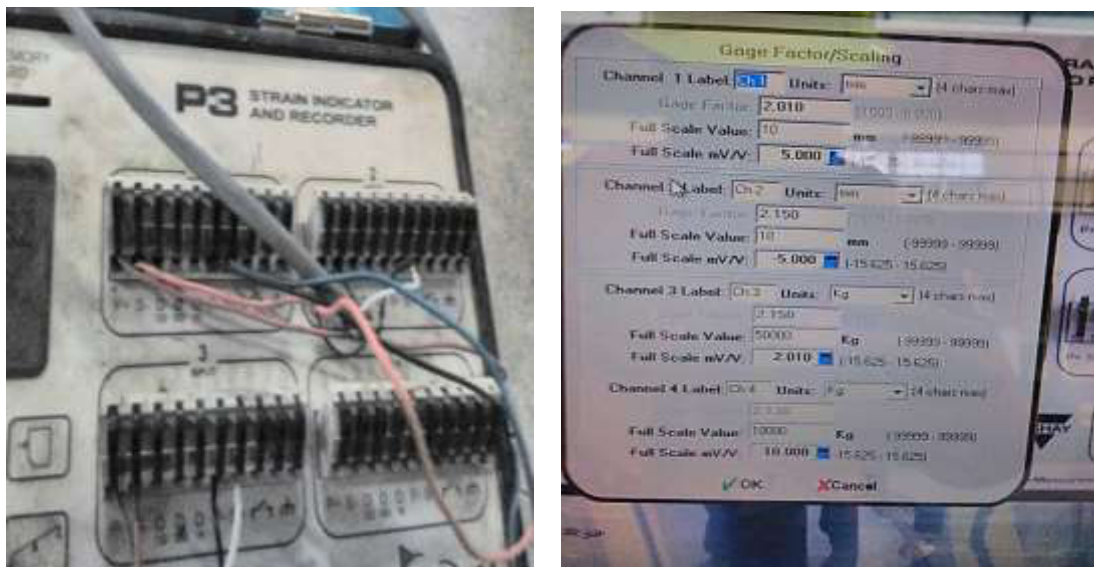


Figura 39. *Espécimen prismático ($a/d = 0.33$). (dimensiones en milímetros).*



a) b)

Figura 40. Sensores utilizados. a) sensor tipo clip para la medición del *cmod*, b) sensor LVDT para la medición del desplazamiento en el tramo medio.



a) b)

Figura 41. Puente Wheatstone utilizado para la obtención de los datos proporcionados por los sensores *cmod* y LVDT. a) Estructura física, b) medio de calibración digital.

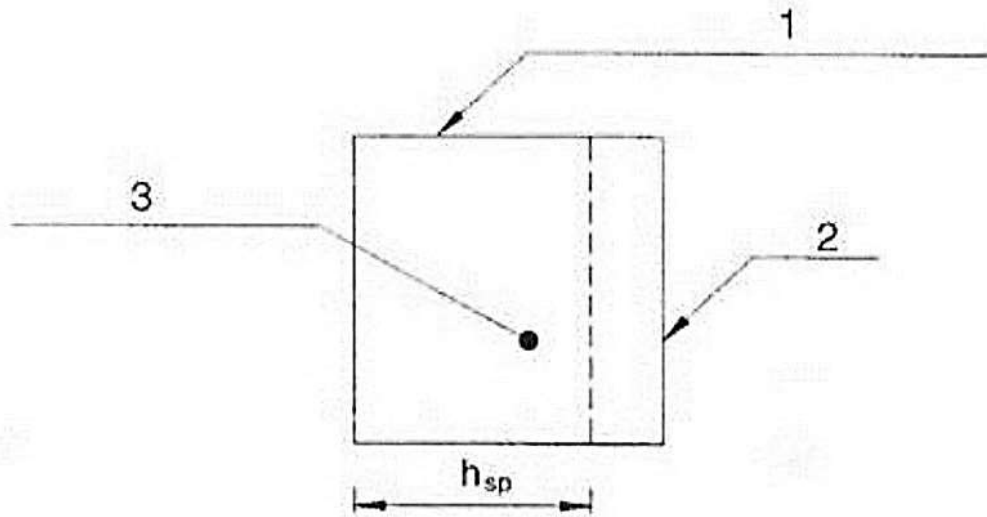


Figura 42. Posición del espécimen antes de ser rotado para su posterior ranurado (adaptada de UNE EN 14651, 2005).

Donde:

1= Superficie de colado del espécimen.

2= Ranura.

3= Sección transversal del espécimen.

h_{sp} = Distancia del extremo superior del espécimen hasta la cara superior de la ranura.



Figura 43. Espécimen prismático antes de ser sometido al procedimiento de ranurado en húmedo.

2.1.6.3.1 Determinación de la carga en el límite proporcional (Flop).

Mediante el ensaye a tensión por flexión de tres puntos se obtuvieron resultados, tanto en la etapa pre-agrietamiento como en la etapa residual de especímenes de CRFA. Uno de estos resultados obtenidos fue la carga en el límite proporcional o la carga a la primera grieta (Flop), que es igual al valor más alto de la carga registrada hasta un desplazamiento o cmod de 0,05 mm. (véase figura 44-45). [Barros et al 2003; Bencardino et al 2010].

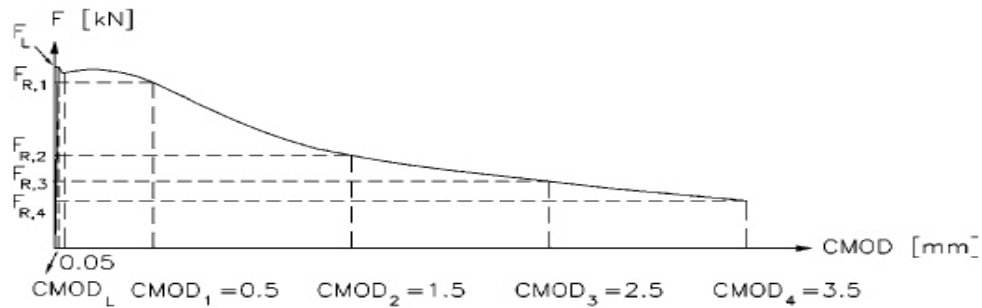


Figura 44. Curva carga-cmod representando la carga en el límite proporcional en este caso manejada como F_L (adaptada de Barros et al, 2003).

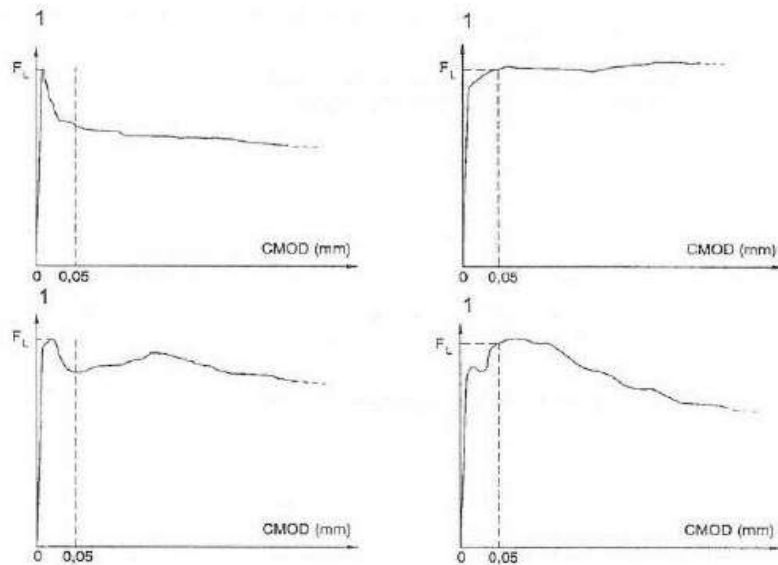


Figura 45. Flop en un rango de 0.05 mm. (adaptada de EN 14651, 2005)

2.1.6.3.2 Prueba de Grubb para la aceptación o descarte de datos anómalos.

Generalmente en una investigación es imperativo realizar un análisis de los resultados obtenidos para determinar la viabilidad de que éstos sean representativos de un comportamiento apropiado, de acuerdo con los procedimientos de ensaye establecidos; por lo tanto, la normativa utilizada en la investigación recomienda el uso de la prueba de Grubb, de acuerdo con ISO 5725-2:1994, para el descarte de cualquier dato que pueda ser considerado como una anomalía; es decir, aquel resultado que se encuentre distante del conjunto de datos obtenidos. [EN 14845-2, 2006].

La prueba de Grubbs utiliza una estadística de prueba, T , que es la diferencia absoluta entre el valor atípico, X_0 , y el promedio de la muestra (\bar{X}), dividida entre la desviación estándar de la muestra (s), como se presenta en la ecuación 5, esto para descartar aquellos valores atípicos de cada serie.

$$T_{cal.} = |X_0 - \bar{X}|/s \quad (5)$$

En este caso:

X_0 : Valor atípico.

La prueba maneja factores (T_{tab}), para diversos límites de confiabilidad, de acuerdo con el número de ensayos realizados. Para este caso, se utilizaron factores para un nivel de confiabilidad del 95 % y un número de ensayos de 6 y 5. Estos factores se denominaron como T_{cal} . Y fueron 1.822 y 1.672, respectivamente, y si este factor T_{tab} resulta ser menor que el factor T_{cal} , el resultado procede a ser rechazado.

Para efecto de esta investigación, se representaron los resultados obtenidos tanto de F_{lop} , f_{lop} y $(fR)_j$ en un gráfico con dos límites establecidos: máximo y mínimo, que no son más que la suma y la diferencia, respectivamente, de la media de la muestra y su desviación estándar.

Los datos que se encontraron fuera de estos límites fueron sometidos a la prueba de Grubb para establecer su aceptación o rechazo.

2.1.6.3.3 Esfuerzos en lop (flop), resistencia a la tensión por flexión (Mr.).

Ésta se calculó haciendo uso de la ecuación 1 del apartado 1.2.4, destacando que los esfuerzos obtenidos en el límite proporcional (flop) son igualmente conocidos como la resistencia a la tensión por flexión (Mr.) de los especímenes ensayados.

2.1.6.3.4 Curvas carga-cmod.

Cabe hacer mención que el concreto simple es un material que al agrietarse opone poca o nula resistencia, sin la posibilidad de soportar grandes deflexiones o esfuerzos, una vez esto ha sucedido; por lo cual tiende a fallar súbitamente una vez ha alcanzado su carga máxima. Esto dificultó y por ende no fue posible llevar a cabo una medición prolongada, tanto del cmod o su desplazamiento en el tramo medio para aquella serie con 0 kg/m^3 , por lo que la posibilidad de la construcción de una curva que refleje este poco o nulo comportamiento no se llevó a cabo, caso contrario a aquellos que cuentan con fibras de acero como refuerzo. Por ende, se graficaron únicamente los resultados obtenidos en cuanto a carga-cmod y carga de desplazamiento de las series que cuentan con fibras de acero como refuerzo (serie I y serie II), describiendo el comportamiento de acuerdo con la relación ranura-peralte (a/d) específica para cada serie, el valor último de cmod medido no fue menor que 4mm según lo comenta [EN 14651, 2005]. Tomando en este caso un valor de cmod final de 5 mm en los ensayos, cabe destacar igualmente que para la obtención de las curvas correspondientes a una profundidad de corte de 00 mm y relación ranura peralte (a/d) = 0, se utilizó la ecuación 4 donde se relaciona el desplazamiento con el cmod.

2.1.6.3.5 Curvas carga-desplazamiento (s)

Estas curvas se obtuvieron mediante el ensaye a flexión de tres puntos (3PB), en vigas ranuradas en su tramo medio, donde el desplazamiento de éstas respecto a la carga aplicada fue medida mediante un sensor LVDT, como se comentó en el apartado 2.1.6.3

Recapitulado lo anterior se presentan únicamente las curvas obtenidas para las series I y II de acuerdo con lo comentado en el apartado 2.1.6.3.4

Para objetos de cálculo (referido a la energía disipada en el proceso de fractura (GF) que se presentara más adelante) se consideraron útiles los resultados obtenidos hasta un desplazamiento igual hasta 3mm, [Barros et al, 2005; Bencardino et al, 2010], presentándose, por lo tanto, las gráficas carga-desplazamiento no menores que este valor antes mencionado.

2.1.6.3.6 Esfuerzos residuales normales (f_{Rj})

Como se ha documentado, el aporte de las fibras de acero como refuerzo tiene un impacto más significativo en la etapa residual, respecto a aquella antes de la aparición de la primera grieta. De aquí la importancia de analizar la contribución de éstas en esta etapa post agrietamiento, mediante los esfuerzos generados, a cada valor específico de cmod medido.

La determinación de éstos fue mediante la ecuación 1, donde la carga (F) fue aquella equivalente para un valor de cmod en específico (véase figura 44). Es decir, la carga $F_{R,1}$ fue la obtenida a un valor específico de cmod igual a 0.5mm (CMOD₁), $F_{R,2}$ aquella carga igual a un cmod de 1.5 mm (CMOD₂), $F_{R,3}$ la carga a un cmod igual a 2.5 mm (CMOD₃) y $F_{R,4}$ la carga a un cmod igual a 3.5 mm (CMOD₄). Por lo tanto, los esfuerzos normales obtenidos (f_{R1} - f_{R4}), fueron los equivalentes al calculado con la carga con su misma denominación.

Éstos fueron analizados según se comentó en el apartado 2.1.6.3.2, para aceptar o descartar cualquier resultado errado.

2.1.6.3.7 Esfuerzos residuales característicos (resistencia residual característica) (fR_k).

El concepto de resistencia *característica* corresponde a la probabilidad que el 95% de los resultados obtenidos superen dicho valor, considerando que los resultados de resistencia se distribuyen de acuerdo con una curva estadística de tipo normal. [Molins & Arnau, 2012].

En esta investigación, la determinación de las resistencias residuales características (fR_k) se llevó a cabo mediante el procedimiento establecido en las recomendaciones publicadas por [Barros et al 2003]). En él se relata que el valor característico de la resistencia (fR_k) ya sea del valor del límite de proporcionalidad (f_{lop}) o residual post agrietamiento (fR_j) se puede estimar a partir de un determinado número de ensayos n , mediante la ecuación 6, donde fR_j corresponde al valor medio de la resistencia obtenida en el punto j , es decir el valor del esfuerzo medio normal obtenido para un valor de c_{mod} específico, S corresponde a la desviación estándar de la muestra, mientras que k_x es un factor estadístico que depende del número de especímenes. Éstos se presentan en la tabla 6. Los valores de k_{xknown} corresponden para casos donde el coeficiente de variación total de toda la población es conocido (hecho que implica la realización de innumerables ensayos), mientras que $k_{xunknown}$ se utiliza para aquellos casos en que sólo se conoce la desviación estándar de la muestra y se tiene un número limitado de ensayos. Por consiguiente, en las series en que se ensayan 6 y 5 especímenes se utilizaron factores $k_{xunknown} = 2.18$ y 2.33 respectivamente.

$$fR_k = fR_j - k_x S \text{ (N/mm}^2\text{)} \tag{6}$$

TABLA 6. Factor k_x en función del número de especímenes. (adaptada de Barros et al, 2003).

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_{xknown}	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
$k_{xunknown}$	-	-	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

2.1.6.3.8 Clasificación según el código modelo 2010 (MC-2010).

La Fédération Internationale du Béton (fib) aprobó en el marco de su 11ª Asamblea General, el día 29 de octubre de 2011 en Lausana, el nuevo Código Modelo 2010 "MC-2010". En él se establece una clasificación específica para los concretos reforzados con fibras a través de la resistencia residual característica (f_{Rk}) obtenidos a través de ensayos de tensión por flexión de 3 puntos sobre vigas con ranura.

La clasificación de la respuesta post-agrietamiento de este tipo de concreto se definió mediante la combinación de un número y de una letra, por ejemplo "3c". El significado de estos caracteres va asociado con los valores que la resistencia residual característica tomó para distintos valores de la apertura de grieta en el ensayo a tensión por flexión (CMOD, *crack mouth opening displacement*) Por lo tanto, se hizo necesario conocer la resistencia residual característica en los puntos 1 (f_{R1k} , CMOD=0.5mm) y 3 (f_{R3k} , CMOD=2.5mm) (véase figura 44). El número denota el intervalo donde se ubica la resistencia residual característica del CRFA para el punto 1 (f_{R1k}), definiéndose mediante dos números consecutivos indicados en la serie mostrada a continuación y cuya notación corresponde al menor de los valores de dicho intervalo. [fib, 2010; Molins & Arnau, 2012].

Serie de intervalos de resistencia residual característica f_{R1k} :

1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0 (N/mm²)

La letra indica las características de la respuesta post-agrietamiento mediante la evaluación de la relación existente entre las resistencias residuales características en los puntos 3 y 1 (f_{R3k}/f_{R1k}). Ello permite distinguir si esta respuesta es plástica perfecta, con ablandamiento o endurecimiento. La notación correspondiente a esta relación es la que se indica a continuación:

a si $0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.7$ - ablandamiento

b si $0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.9$ - ablandamiento suave

c si $0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.1$ - plástico perfecto

d si $1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.3$ - suave endurecimiento

e si $1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k}$ - endurecimiento

De esta forma, el CRFA del ejemplo citado (clasificación “3c”) presentaría una resistencia residual característica f_{R1k} entre 3.0 y 4.0 N/mm² y una relación f_{R3k}/f_{R1k} entre 0.9 y 1.1. [fib, 2010; Molins & Arnau, 2012].

2.2 Metodología Teórica

2.2.1 Determinación de la energía de fractura (GF)

2.2.1.1 Energía de fractura en concreto simple ($V_f=0\%$)

La estimación de la energía necesaria para el crecimiento de grietas en estructuras de concreto ha sido un tema de interés desde la aplicación de la mecánica de fractura en este material. Para el concreto como un material cuasi-frágil, la energía de fractura ha sido demostrado ser un índice efectivo en el diseño seguro de estructuras, pero debido que el comportamiento no lineal de este en el proceso de fractura es muy complejo, los debates sobre la predicción precisa de la energía de fractura por medio de fórmulas disponibles aún se mantienen. [Nikbin; Rahimi & Allahyari, 2017].

Hoy en día, es obvio que emplear la teoría de la mecánica de fractura para diseñar elementos de concreto con el fin de remediar todo tipo de fallas frágiles, da como resultado estructuras más confiables, rentables y más seguras [Ince, 2012]. Éste concepto se establece mediante numerosos tipos de investigaciones, tanto experimentales como analíticas [Beygi et al, 2013; Beygi et al 2014; Nikbin et al, 2015]. Además, eventos desastrosos estructurales bien conocidos, tales como la falla del Viaducto Cypress en Oakland, CA causada por el terremoto

de Loma Prieta en 1989, la falla de la Presa del Arco Malpasset en los Alpes Marítimos franceses en 1959, el fracaso del viaducto Hanshin en Kobe como resultado del terremoto Hyogo-Ken Nambu en 1995, el fracaso del puente Schoharie Creek en la autopista de Nueva York y el repentino y explosivo fallo de la plataforma petrolera Sleipner A en 1991, revelan la necesidad de considerar la mecánica de fractura para el diseño de estructuras de concreto [Bazant & Becq-Giraudon, 2002]. A pesar de que esta fue iniciada por Griffith ya en 1921 este concepto se mantuvo inaplicable para el concreto debido al desarrollo inadecuado de la teoría de la mecánica de fractura individual para este como un material heterogéneo en comparación con materiales homogéneos como el acero. [Bazant & Becq-Giraudon, 2002].

Para la estimación de la energía de fractura en concreto simple se trabajó con modelos propuestos por diversos autores, los cuales se desglosan a continuación.

2.2.1.1.1 Estimación de la energía de fractura en concreto simple (GF) modelo propuesto por Bazant & Becq-Giraudon.

Estos autores proponen la estimación de la energía de fractura con base en diversos parámetros, tales como el tamaño máximo del agregado, la relación agua/cemento (a/c), la forma del agregado (redondeada o triturada) y la resistencia mecánica a la compresión obtenida. Dicho modelo propuesto se presenta en las ecuaciones 7 – 8 y se expresan en términos de Newtons sobre metro (N/m).

$$Gf = a_0 \left(\frac{f_c}{0.051} \right)^{0.46} \left(1 + \left(\frac{d_a}{11.27} \right) \right)^{0.22} \left(\frac{w}{c} \right)^{-0.3} \quad (7)$$

Donde:

a_0 = factor de corrección de acorde a la forma del agregado (1 y 1.44 para agregado redondeado y triturado respectivamente.)

f_c = Resistencia mecánica a la compresión obtenida en cilindros (MPa).

d_a = Tamaño máximo del agregado (mm).

$\left(\frac{w}{c}\right)$ = Relación agua/cemento.

Cabe destacar que en esta ecuación 7 se maneja una G_f inicial que representa el área bajo la tangente inicial de la curva de ablandamiento y que es independiente del tamaño y la geometría de la muestra.

Por lo cual, la energía total de fractura (GF) que no es más que el trabajo total requerido para crear una unidad de área de una grieta, se calcula mediante la ecuación 8.

$$GF = 2.5Gf \quad (8)$$

Donde:

GF = Energía de fractura total (N/m).

2.2.1.1.2 Estimación de la energía de fractura en concreto simple (GF) modelo propuesto por CEB-FIP model code 1990.

La estimación de la energía de fractura en concreto simple para este modelo toma en cuenta nada más dos parámetros, tales como el tamaño máximo del agregado y la resistencia a la compresión obtenida. Dicho modelo se presenta en la ecuación 9 y cuyo resultado final viene expresado en Newtons sobre metro (N/m).

$$GF = (0.0469d_{max}^2 - 0.5d_{max} + 26) \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.7} \quad (9)$$

Donde:

d_{max} = Tamaño máximo del agregado (mm).

f_c = Resistencia mecánica a la compresión obtenida en cilindros (MPa).

GF = Energía de fractura total (N/m).

2.2.1.1.3 Estimación de la energía de fractura en concreto simple (GF) modelo propuesto por la Asociación Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE).

En este modelo se consideran los mismos parámetros considerados en el modelo presentado en el apartado 2.2.1.1.2, que son: el tamaño máximo del agregado y la resistencia mecánica a la compresión. Dicho modelo se presenta en la ecuación 10, y su valor final se expresa en Newtons sobre metro (N/m).

$$GF = 10(d_{max})^{0.33}(f_c)^{0.33} \quad (10)$$

Donde:

d_{max} = Tamaño máximo del agregado (mm).

f_c = Resistencia mecánica a la compresión obtenida en cilindros (MPa).

GF = Energía de fractura total (N/m).

2.2.1.2 Energía de fractura en CRFA ($V_f > 0\%$).

Como se ha comentado en el capítulo I, uno de los principales aportes de las fibras de acero al ser utilizadas como refuerzo en especímenes de concreto, es la capacidad de disipación de energía en la etapa post agrietamiento, al controlar el proceso de agrietamiento en la etapa residual, por esto el estudio de esta propiedad se hace imperativo al utilizar este tipo de material como refuerzo y, por ende, se procedió al análisis de 3 modelos propuestos por diversos autores para la estimación de esta energía de fractura del material, con motivos principalmente de evaluar el efecto que tendrá la relación (a/d) en esta etapa de disipación de energía en CRFA y por último, pero no menos importante, evaluar el modelo con mayor certidumbre de estos tres, para la estimación de dicha propiedad, con base en los resultados finales obtenidos.

2.2.1.2.1 Método del trabajo de fractura de Hillerborg, (modelo I)

Este método que fue adoptado por el RILEM TC-50, y que se describió brevemente en el apartado 1.1.7.1 en carácter descriptivo, fue uno de los tres modelos a utilizar en la investigación para calcular teóricamente la energía disipada por elementos de concreto reforzado con fibras de acero en la etapa post agrietamiento, en dicho modelo el trabajo necesario para fracturar el espécimen en dos partes se calcula al estimar el área bajo la curva carga – desplazamiento, al tramo medio de la viga. Este resultado se denomina “trabajo de fractura.”

Posterior a esto, la energía de fractura fue calculada al dividir este trabajo de fractura entre el área inicial del ligamento, que no es más que el producto de la base del espécimen por la distancia hsp. Este método se basa en la suposición de que toda la viga, excepto en un área estrecha alrededor de la zona de grietas, tiene un comportamiento elástico, por lo que no existe lugar para la disipación de energía, excepto la zona de propagación de grietas, y el trabajo de fractura es absorbido por las caras agrietadas. Cabe destacar que la energía de fractura será calculada hasta un cmod igual a 3.5 mm (desplazamiento igual a 3mm), debido a que, para fines de diseño, se considera útil únicamente la energía disipada hasta estos valores, como igual se mencionó brevemente en el apartado 2.1.6.3.5. [Barros et al, 2005; Bencardino et al, 2010]. En términos generales, en este modelo se utilizó la ecuación 11 y el resultado final se expresa en Newtons sobre metro (N/m).

$$GF = \frac{(W_0) + m(1 - a^2)gS_u}{b(d - a_0)} \quad (11)$$

Donde:

W_0 = Trabajo de fractura inicial, correspondiente a la carga aplicada. (N.m)

m = Masa del espécimen entre los apoyos. (Kg).

a = Relación existente entre la longitud total del espécimen y la longitud entre los apoyos (L/l).

g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/s²).

S_u = Desplazamiento o cmod ultimo medido.

b = Ancho del espécimen (m).

d = Peralte del espécimen. (m).

a_0 = Profundidad de ranura inicial. (m)

2.2.1.2.2 Pendiente del trabajo de fractura vs área de la zona inicial del ligamento, (modelo II).

En primera instancia, cabe definir a qué se le estará llamando ligamento en este modelo, el cual es la distancia comprendida entre la parte superior de la ranura, hasta el extremo superior del espécimen, conocida generalmente como hsp. Por consiguiente, se adopta como método alternativo para la estimación de la GF. Cada conjunto de vigas se representó frente al tamaño inicial del ligamento. Dado que se supone que el trabajo de fractura es proporcional a la superficie agrietada y que el área agrietada final es igual al área del ligamento inicial, los puntos para cada tipo de concreto deben estar en una línea recta que pasa por el origen, teóricamente. Para aumentar la precisión del procedimiento de ajuste, se añadieron puntos virtuales en el origen de los gráficos, indicando que se necesita energía cero para fracturar vigas ranuradas totalmente. La pendiente de la línea ajustada es la energía absorbida para que la grieta crezca una unidad en profundidad, así que cuando se dividió entre la base de la viga, (b), dio como resultado la energía que se necesita para producir una unidad de área de cara

agrietada. Para la aplicación de este modelo se trabajó con la ecuación 12. [Kazemi et al 2004]

$$GF = \left(\frac{1}{b}\right) \left(\frac{d*WF}{dl}\right) \quad (12)$$

Donde:

Gf = La energía de fractura. (N/m)

Wf = Trabajo de fractura (área bajo la curva carga - desplazamiento). (N.m)

b = Base de la viga. (m)

d = Peralte de la viga. (m)

l = d -a (Zona del proceso de fractura). (m)

Capítulo III

Análisis y discusión de resultados

CAPÍTULO III

3. Análisis y discusión de resultados

3.1 Caracterización de materiales

3.1.1 Cemento portland

3.1.1.1 Densidad

La densidad del cemento portland ordinario (CPO 40) utilizado en la investigación se observa en la tabla 7.

TABLA 7. *Densidad del cementante utilizado en la investigación.*

Material	Densidad
	(g/cm³)
CPO 40	3.10

3.1.2 Agregado grueso y fino

3.1.2.1 Densidad y absorción

Los resultados obtenidos de la caracterización del agregado grueso y fino se observan en la tabla 8.

TABLA 8. *Densidad y absorción del agregado grueso y fino*

<i>Agregado</i>	<i>Densidad (gr/cm³)</i>	<i>PVSS (Kg/m³)</i>	<i>PVVS (Kg/m³)</i>	<i>Absorción (%)</i>
Grueso	2.69	1537.81	1648.29	0.53
Fino	2.67	1684.96	-	1.21

3.1.2.2 Análisis granulométrico de los agregados

Los resultados obtenidos del análisis granulométrico realizado tanto al agregado grueso y fino se observan en la tabla 9 y 10 respectivamente.

TABLA 9. Análisis granulométrico del agregado grueso (TM= 19mm).

<i>MALLA No.</i>	<i>RETENIDO PARCIAL (gr)</i>	<i>RETENIDO PARCIAL (%)</i>	<i>RETENIDO ACUMULADO (%)</i>	<i>% PASA</i>	<i>% NORMA</i>
1"	0.0	0	0	100	100
3/4"	224.5	9.0	9.0	91.0	90-100
1/2"	1289.0	51.6	60.5	39.5	20-55
3/8"	653.0	26.1	86.7	13.3	0-10
4	283.0	11.3	98.0	2.0	0-5
P4	50.5	2.0	100.0	0.0	
SUMA	2500				
PESO INICIAL	2500				
ERROR	0				
TOLERANCIA	7.5				

TABLA 10. Análisis granulométrico del agregado fino.

<i>MALLA No.</i>	<i>RETENIDO PARCIAL (gr)</i>	<i>RETENIDO PARCIAL (%)</i>	<i>RETENIDO ACUMULADO (%)</i>	<i>% PASA</i>	<i>% NORMA</i>
4	0.0	0	0	100	100
8	26.5	8.8	8.8	91.2	95-100
16	70.0	23.3	32.2	67.8	80-100
30	64.0	21.3	53.5	46.5	50-85
50	47.5	15.8	69.3	30.7	25-60
100	25.5	8.5	77.8	22.2	10-30
P100	66.5	22.2	100.0	0.0	2-10
SUMA	300				
PESO INICIAL	300				
ERROR	0				
TOLERANCIA	0.8				
MF	2.42				

3.1.3 Fibra de acero:

3.1.3.1 Rendimiento y resistencia a la tensión

En cuanto a rendimiento, se puede mencionar la cantidad de 3200 fibras por kilogramo y una resistencia a la tensión de 11,523 kg/cm² (véase anexo 2 par detalles de ficha técnica).

3.1.4 Aditivos químicos:

3.1.4.1 Densidad y porcentaje de solidos

Los resultados obtenidos de la caracterización del aditivo químico utilizado se observan en la tabla 11.

TABLA 11. *Densidad y porcentaje de solidos del aditivo químico utilizado.*

<i>Aditivo</i>	<i>Densidad</i>	<i>Solidos</i>
	<i>(g/cm³)</i>	<i>(%)</i>
MásterGlenium 3035 ®	1.11	55.8

3.2. Pruebas en estado endurecido.

3.2.1 Resistencia mecánica a la compresión

Los resultados obtenidos luego de los ensayos a compresión en 72 especímenes cilíndricos de 100 mm x 200 mm (diámetro y longitud respectivamente), se observan en la tabla 12.

TABLA 12. *Resistencia mecánica a la compresión (f'_{cr}) de las series realizadas.*

<i>SERIE</i>	<i>MPa</i>	<i>Kg/cm²</i>
Referencia	39.21	395.98
Serie 1 (20 kg/m ³)	38.04	384.23
Serie 2 (40 kg/m ³)	39	393.89

Serie 1 – Vf= 0.25%,

Serie 2 – Vf= 0.5%

La resistencia mecánica a la compresión, como es de conocimiento amplio, es una de las propiedades de gran importancia y relevancia en el comportamiento de elementos de concreto reforzado, de aquí la importancia de su estudio, debido a que una resistencia adecuada acorde con las solicitudes a las que estará sometida la estructura durante su vida útil será sinónimo de una estructura que cumplirá la finalidad para la cual fue planeada, conceptualizada y ejecutada. Y esto no sólo aplica en elementos de concreto simple, sino también a aquellos especiales o compuestos que contienen un material diferente a los utilizados como refuerzo tradicional, como es el caso de las fibras de acero. Por lo tanto, se pueden observar en la tabla 11 los resultados obtenidos de los ensayos a compresión realizados en especímenes cilíndricos de 100 mm x 200 mm (ancho y alto respectivamente) realizados a tres series con diferentes cantidades de fibra de acero, en adición 0 kg/m³ (Control), 20 kg/m³ (Serie 1), 40kg/m³ (Serie 2), donde se puede denotar que la influencia de la adición de las fibras a la matriz en cantidades < al 1%, no tiene un efecto positivo o negativo significativo en esta propiedad, como igualmente lo comentan [Rizzuti & Bencardino, 2014; Yehia et al, 2016; Kim et al, 2010; List & Contest, 2003; Shende et al, 2012; Carrillo & Paramo, 2016], debido a cierto modo, por que la finalidad de la adición de las fibras de acero no es incrementar la resistencia mecánica a la compresión, sino más bien incrementar la capacidad de deformación antes de la falla y la absorción de energía, es decir, aspectos de ductilidad y tenacidad.

3.2.2 Modulo de elasticidad

Los resultados obtenidos luego de los ensayos de módulo de elasticidad realizados en especímenes cilíndricos de 100 mm x 200 mm (diámetro y longitud respectivamente), se observan gráficamente en la figura 46.

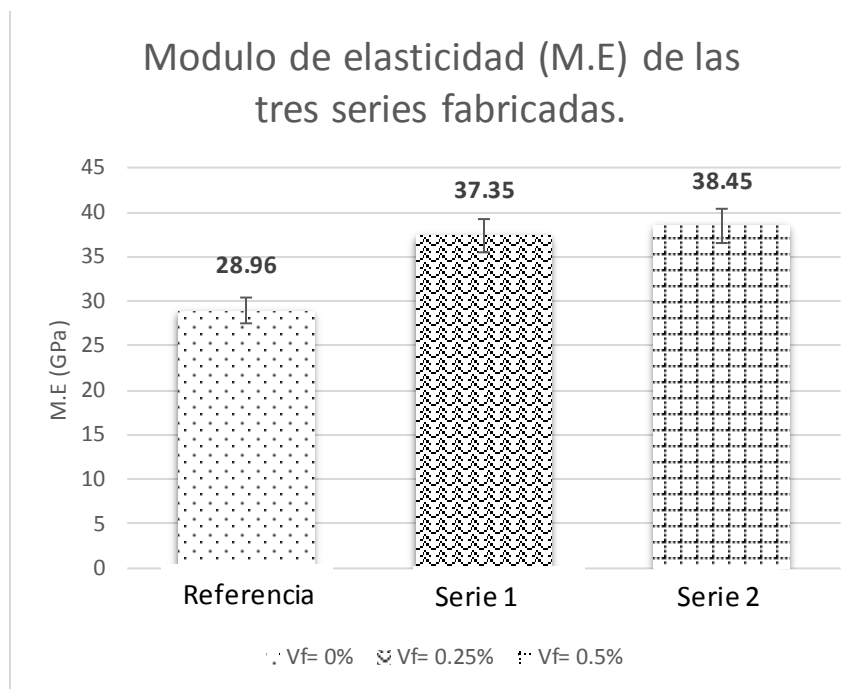


Figura 46. *Módulo de elasticidad (M.E) de las series fabricadas*

El módulo de elasticidad, al igual que la resistencia mecánica a la compresión, es un parámetro relevante en el estudio de las propiedades físicas del concreto y del comportamiento de éstos ante la aplicación de cargas. Por lo tanto, En la figura 46 se observan resultados finales de los ensayos de módulo de elasticidad realizados a especímenes cilíndricos de 100 mm x 200 mm (ancho y alto respectivamente) esto para tres series diferentes de concreto reforzado con fibras de acero (CRFA) (control, serie 1 y serie 2), donde se puede observar que este parámetro es directamente proporcional al aumento de este tipo de refuerzo; es decir, que a medida que se adiciona una mayor cantidad de fibras de acero como refuerzo, el módulo elástico del material incrementa, obteniéndose incrementos en el módulo de elasticidad al pasar de 0% -0.25 % y de 0% 0.5% en porcentajes de fibra de hasta 29% y 33% respectivamente. Otro punto a tener en consideración y que se puede observar en la figura 46 es que al incrementar de 0.25% a 0.50 % la cantidad de fibra de acero, el incremento en el módulo de elasticidad fue apenas de un 3%, esto concordando con lo

presentado por [ACI 544,2002; Carrillo & Paramo, 2016], los que comentan que para cantidades de fibra < al 2%, el módulo de elasticidad se considera igual que aquel concreto sin este refuerzo, aunque igualmente reconocen un incremento sustancial de dicho parámetro mediante la adición de fibras de acero y que igualmente se observa en la figura 46.

3.2.3 Ensaye a tensión por flexión (3PB)

A continuación se muestra la comparación de los resultados promedios de cada una de las series, con base en las profundidades de corte realizadas y su relación ranura-peralte (a/d), para analizar la influencia de estas variables, tanto en la carga a la primera grieta, como en la contribución de las fibras en la etapa residual.

Se elaboraron especímenes prismáticos de concreto según la norma europea [EN 14651, 2005] elaborándose 6 vigas de referencia y 6 vigas por cada porcentaje de fibra utilizado y para cada relación a/d, obteniéndose un total de 72 vigas.

3.2.4 Carga en el límite proporcional (Flop)

Como primer resultado a tener en consideración mediante los ensayos a tensión por flexión de tres puntos, es la carga en el límite proporcional (lop) (limit of proportionality), siendo ésta la carga resultante a un $cmod = 0.05$ mm, como se mencionó en el apartado 2.1.6.3.1

Esta carga representa, como su nombre bien lo dice, el límite donde la proporcionalidad carga-cmod o carga-desplazamiento deja de ser lineal, lo que representa la carga última que el concreto resistió, dando paso a la etapa residual, de la cual se discutirá en apartados siguientes;

3.2.4.1 Serie de referencia (0 kg/m³)

Se presentan en la tabla 13 las cargas en el límite proporcional obtenidas para las profundidades de ranura manejadas en la investigación (0 mm, 13 mm, 25 mm, 50 mm), Junto al factor obtenido (T_{cal}). en la prueba Grubb para estimar si los datos se consideran aceptados o no, respecto a su desviación estándar y promedio. Se manejó un factor ($T_{tab.}$)= 1.822 correspondiente a un número de ensayos de 6 y a un nivel de confiabilidad del 95%. En las figuras 47a – 47d se muestra una representación gráfica de la carga en el límite proporcional (F_{lop}) obtenidas para esta serie; éstas se representan con base en dos límites: máximo= media + desviación estándar y mínimo= media – desviación estándar. Como ejemplo del análisis llevado a cabo se puede mencionar la figura 47a, observándose que dos valores se encuentran fuera de estos límites. Éstos son los correspondientes a la carga obtenida en el espécimen V04 y V05, por lo tanto, se requirió el análisis de éstos mediante la prueba de Grubb. El resultado final de descarte o aceptación de resultados mediante la prueba antes mencionada, se da a conocer en la tabla 13.

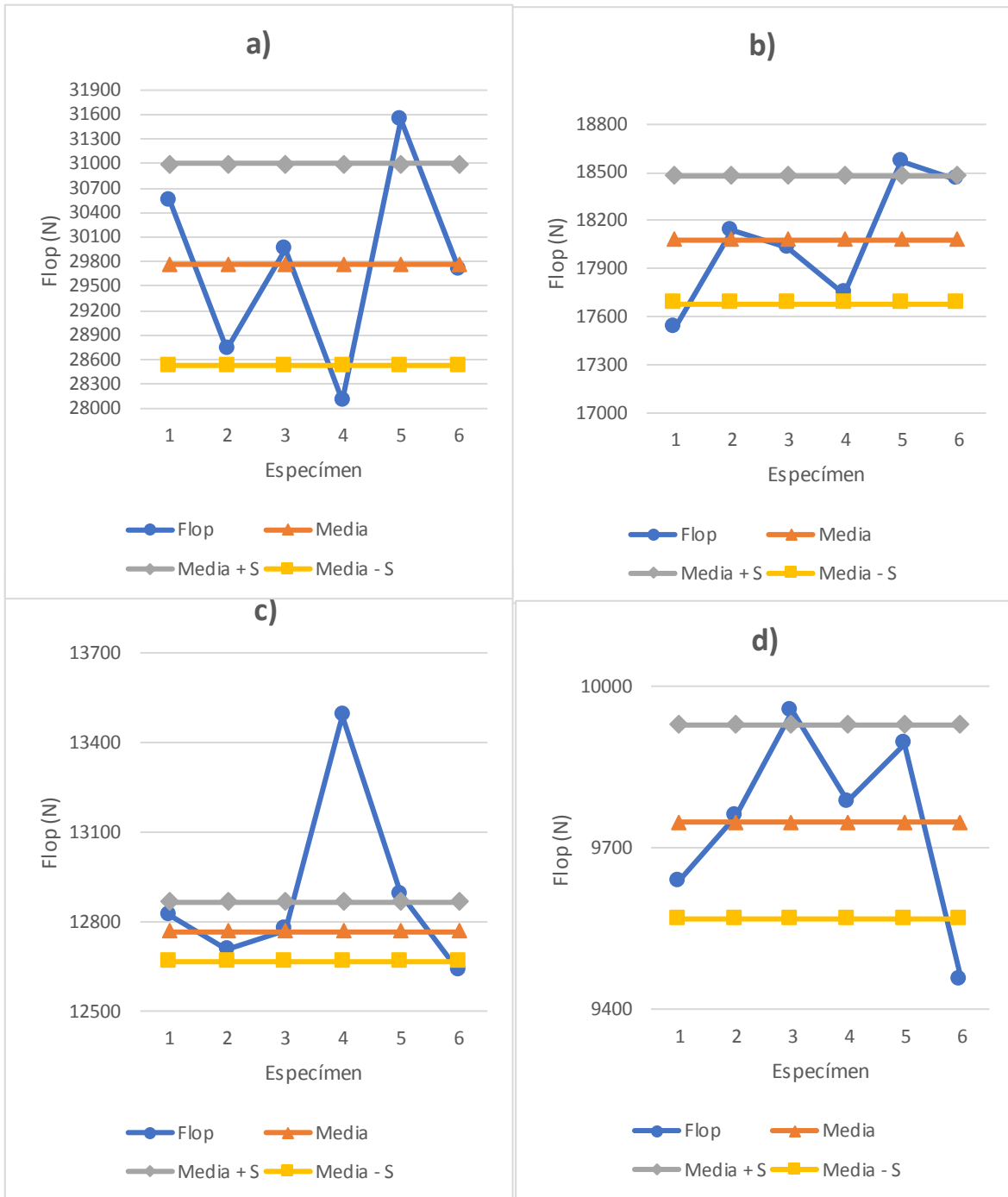


Figura 47. Cargas en el límite proporcional (Flop) respecto a su media, desviación estándar y su relación ad, /serie de referencia, a) = 0, b) = 0.08, c) = 0.16, d) = 0.33.

En la tabla 13 se puede notar que los especímenes tomados como ejemplo demostrativo correspondientes a la figura 47a, se encuentran por debajo del factor $T_{tab.}$, y por lo cual se

aceptan los 6 valores para estimar el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación final. En el caso de no ser aceptados, como lo es en el espécimen número cuatro (V04) de la relación a/d igual a 0.16 (figura 47c), dicho o dichos valores no formarán parte en los cálculos estadísticos finales mencionados previamente.

TABLA 13. Análisis de Flop mediante la prueba de Grubb para cada relación a/d estudiada (Referencia).

Espécimen	Flop (N)	Media (N)	S (N)	C.V (%)	Tcal	Ttab.	Aceptado
a/d=0							
V01	30558.15	29766.81	1238.33	4%	0.639	1.822	SI
V02	28733.49				0.834		SI
V03	29959.74				0.156		SI
V04	28095.84				1.349		SI
V05	31539.15				1.431		SI
V06	29714.49				0.042		SI
a/d=0.08							
V01	17530.47	18078.2	399.61	2%	1.37	1.822	SI
V02	18138.69				0.151		SI
V03	18030.78				0.118		SI
V04	17746.29				0.83		SI
V05	18570.33				1.231		SI
V06	18452.61				0.937		SI
a/d=0.16							
V01	12821.67	12764.77*	99.42*	1%*	0.206	1.822	SI
V02	12703.95				0.588		SI
V03	12772.62				0.365		SI
V04	13488.75				1.955		NO
V05	12890.34				0.016		SI
V06	12635.28				0.81		SI
a/d=0.33							
V01	9638.67	9747.65	180.17	2%	0.605	1.822	SI
V02	9758.31				0.059		SI
V03	9954.15				1.146		SI
V04	9785.13				0.208		SI
V05	9893.52				0.809		SI
V06	9456.12				1.618		SI

*= Datos calculados únicamente tomando en cuenta los valores de V01, V02, V03, V05 Y V06.

Una vez descartados o aceptados los resultados antes mencionados a través de la prueba de Grubb, se presentan las cargas (Flop) promedio gráficamente en la figura 48.

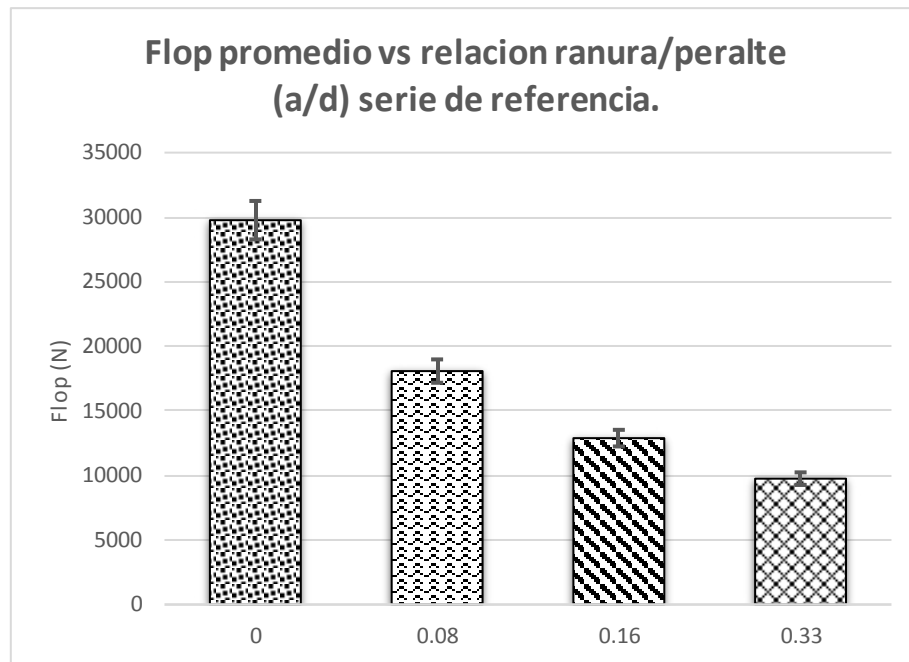


Figura 48. Flop promedio versus relación ranura/peralte (a/d).

Se puede destacar como punto final para esta serie de referencia, la importancia de controlar el proceso de agrietamiento mediante una ranura inducida se ve significativo, observándose que para los especímenes con un valor de $a=00$ mm la dispersión fue mayor en cuanto a aquellos en donde se tuvo control del proceso de agrietamiento y que a medida la relación ranura/peralte incrementa, la capacidad portante del elemento decrece, debido a la disminución de una zona de proceso de fractura (ZPF) que permita la disipación de energía en el proceso de agrietamiento, como igualmente lo comenta [Uday, 2017].

3.2.4.2 Serie 1 (20 kg/m³)

Se presentan en la tabla 14 las cargas en el límite proporcional obtenidas para las profundidades de ranura y relación (a/d) manejadas en la investigación (0 mm, 13 mm, 25 mm, 50 mm).

Éstas se presentan junto al factor obtenido (T_{cal}). en la prueba Grubb para estimar si los datos se consideran aceptados o no respecto a su desviación estándar y promedio, manejándose un factor ($T_{tab.}$)= 1.822 correspondiente a un número de ensayos de 6 y a un nivel de confiabilidad del 95%, mientras que en las figuras 49a - 49d se muestran representaciones gráficas de la carga en el límite proporcional (F_{lop}) obtenidas para esta serie (Serie I). Éstas se representan con base en dos límites: máximo: media + desviación estándar y mínimo: media – desviación estándar. Para efectos demostrativos y con el fin de ejemplificar se discuten los resultados obtenidos en la figura 49a, observándose que ciertos valores se encuentran fuera de estos límites; éstos son los correspondientes a la carga obtenida en los especímenes V01, V03 y V04; por lo tanto, se requirió el análisis de éstos mediante la prueba de Grubb. Los resultados finales para cada relación a/d en esta serie 1 se presentan en la tabla 14.

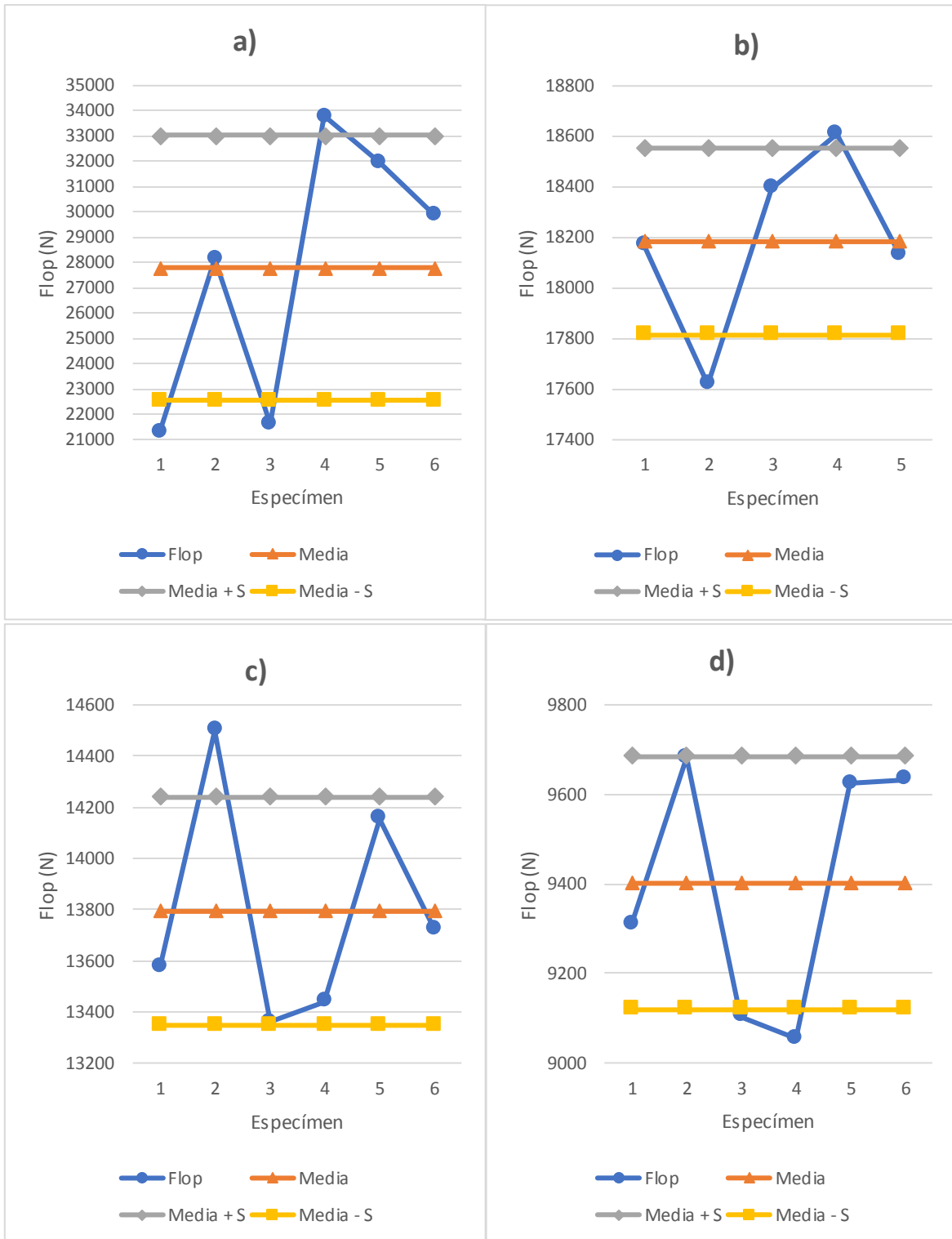


Figura 49. Carga en el límite proporcional (Flop respecto a su media, desviación estándar y relación a/d , serie I, $a) = 0$, $b) = 0.08$, $c) = 0.16$, $d) = 0.33$)

En la tabla 14 se puede observar que los especímenes tomados como ejemplo demostrativo correspondientes a la figura 49a, se encuentran por debajo del factor $T_{tab.}$, y, por lo cual dichos valores son aceptados y son considerados para estimar el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación final. En caso de no ser aceptados, dicho o dichos valores no formarán parte en los cálculos estadísticos finales mencionados previamente, lo que no fue el caso para las demás relaciones a/d en esta serie, estando todos los valores de Flop dentro del nivel de aceptación, según la prueba de Grubb.

TABLA 14. Análisis de Flop mediante la prueba de Grubb para cada relación a/d estudiada (Serie1).

<i>Espécimen</i>	<i>Flop (N)</i>	<i>Media (N)</i>	<i>S (N)</i>	<i>C.V (%)</i>	<i>Tcal</i>	<i>Ttab.</i>	<i>Aceptado</i>
<i>a/d= 0</i>							
V01	21356.37	27799.91	5246.21	19%	1.228	1.822	SI
V02	28154.70				0.068		SI
V03	21621.24				1.178		SI
V04	33805.26				1.145		SI
V05	31960.98				0.793		SI
V06	29900.88				0.400		SI
<i>a/d= 0.08</i>							
V01	18168.12	18183.816	370.10	2%	0.042	1.672	SI
V02	17618.76				1.527		SI
V03	18393.75				0.567		SI
V04	18609.57				1.150		SI
V05	18128.88				0.148		SI
-	-				-		-
<i>a/d= 0.16</i>							
V01	13577.04	13792.86	445.64	3%	0.484	1.822	SI
V02	14499.18				1.585		SI
V03	13361.22				0.968		SI
V04	13439.70				0.792		SI
V05	14155.83				0.814		SI
V06	13724.19				0.154		SI
<i>a/d= 0.33</i>							
V01	9309.69	9401.25	282.67	3%	0.324	1.822	SI
V02	9682.47				0.995		SI
V03	9103.68				1.053		SI
V04	9054.63				1.226		SI
V05	9623.61				0.787		SI
V06	9633.42				0.821		SI

Por lo tanto, una vez analizados los resultados anteriores, se presenta en la figura 50 una representación gráfica de Flop promedio, respecto a la relación ranura peralte (a/d), descartando o considerando los datos respecto al análisis previamente hecho.

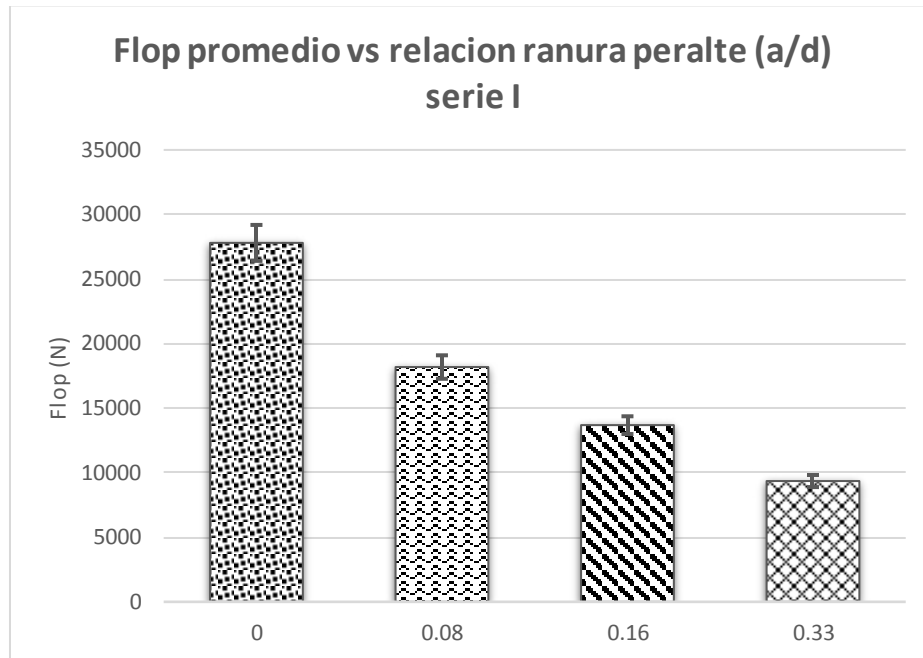


Figura 50. Flop promedio versus relación ranura/peralte (a/d) serie I.

Se puede destacar como punto final para esta serie I (20 kg/m^3), la importancia de controlar el proceso de agrietamiento mediante una ranura inducida, observándose que para los especímenes con un valor de $a=00 \text{ mm}$ la dispersión fue mucho mayor (19%), en cuanto a aquellos donde se tuvo control del proceso de agrietamiento y que, a medida la relación ranura/peralte incrementa, la capacidad portante del elemento decrece, debido a la disminución de una zona de proceso de fractura (ZPF) que permite la disipación de energía en el proceso de agrietamiento, como igualmente lo comenta [Uday, 2017].

3.2.4.3 Serie II (40 Kg/m³)

Se presentan en la tabla 15 las cargas en el límite proporcional obtenidas para las profundidades de corte manejadas en la investigación (0 mm, 13 mm, 25 mm, 50 mm).

Éstas se presentan igualmente junto al factor obtenido (T_{cal}), en la prueba Grubb para estimar si los datos se consideran aceptados o no respecto a su desviación estándar y promedio, manejándose un factor ($T_{tab.}$), dependiendo del número de ensayos realizados (n), con un nivel de confiabilidad del 95%.

En las figuras 51a – 51d se presentan gráficamente las cargas en el límite proporcional (F_{lop}) obtenidas para esta serie ($a=00\text{mm}$, $a/d=0$). Éstas se representan con base en dos límites: máximo: media + desviación estándar y mínimo: media – desviación estándar. Para fines demostrativos se comentarán los resultados de la figura 51a, observándose que ciertos valores se encuentran fuera de estos límites; éstos son los correspondientes a la carga obtenida en los especímenes V03 y V05, por lo tanto, se requirió el análisis de éstos mediante la prueba de Grubb. Los resultados finales obtenidos se dan a conocer en la tabla 15.

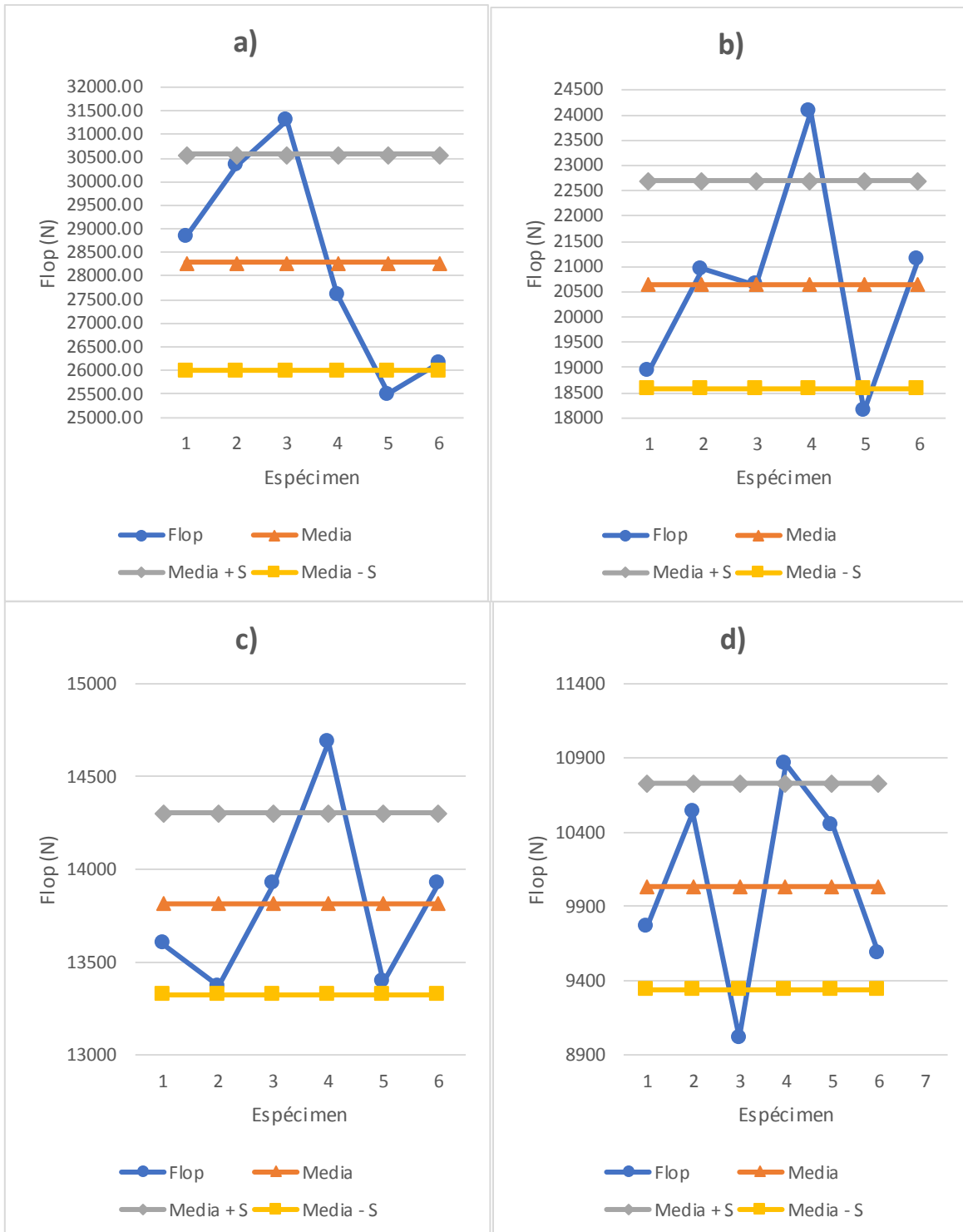


Figura 51. Carga en el límite proporcional (*Flop*) respecto a su media, desviación estándar y relación a/d , serie II, $a) = 0$, $b) = 0.08$, $c) = 0.16$, $d) = 0.33$.

En la tabla 15 se pueden observar que los especímenes tomados como ejemplo demostrativo correspondientes a la figura 51a, se encuentran por debajo del factor $T_{tab.}$, y por lo cual dichos valores son aceptados y considerados para estimar el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación final. En el caso de no ser aceptados, dicho o dichos valores no formarán parte en los cálculos estadísticos finales mencionados previamente, lo que no fue el caso para las demás relaciones a/d en esta serie, estando todos los valores de Flop dentro del intervalo de aceptación, según la prueba de Grubb.

TABLA 15. Análisis de Flop mediante la prueba de Grubb para cada relación a/d estudiada (Serie2).

<i>Espécimen</i>	<i>Flop (N)</i>	<i>Media (N)</i>	<i>S (N)</i>	<i>C.V (%)</i>	<i>Tcal</i>	<i>Ttab.</i>	<i>Aceptado</i>
<i>a/d= 0</i>							
V01	28831.59	28296.95	2290.426	8%	0.233	1.822	SI
V02	30352.14				0.897		SI
V03	31293.90				1.308		SI
V04	27624.96				0.293		SI
V05	25515.81				1.214		SI
V06	26163.27				0.932		SI
<i>a/d= 0.08</i>							
V01	18933.30	20641.875	2060.869	10%	0.829	1.822	SI
V02	20944.35				0.147		SI
V03	20630.43				0.006		SI
V04	24063.93				1.660		SI
V05	18138.69				1.215		SI
V06	21140.55				0.242		SI
<i>a/d= 0.16</i>							
V01	13596.66	13814	491	4%	0.443	1.822	SI
V02	13371.03				0.902		SI
V03	13920.39				0.217		SI
V04	14685.57				1.775		SI
V05	13390.65				0.862		SI
V06	13920.39				0.217		SI
<i>a/d= 0.33</i>							
V01	9760.95	10034	696	7%	0.392	1.822	SI
V02	10535.94				0.722		SI
V03	9015.39				1.464		SI
V04	10859.67				1.187		SI
V05	10447.65				0.595		SI
V06	9584.37				0.646		SI

Por lo tanto, una vez analizados los datos anteriormente presentados, se muestra en la figura 52 una representación gráfica de Flop promedio, respecto a la relación ranura - peralte (a/d) para la serie II (40Kg/m^3), descartando o aceptando cualquier dato respecto a lo obtenido por la prueba Grubb.

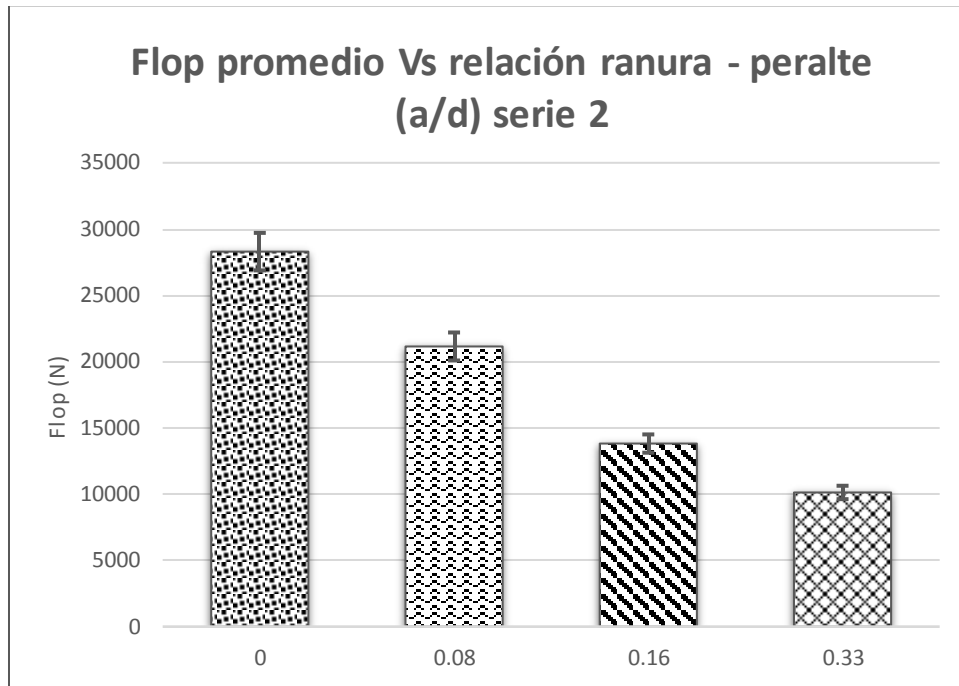


Figura 52. Flop promedio versus relación ranura/peralte (a/d) serie II.

Se puede destacar como punto final para esta serie II (40kg/m^3), que la serie con la relación ranura peralte 0.16 ($a= 25\text{mm}$) presentó la menor dispersión, en comparación con las otras tres profundidades de ranura y que, a medida que la relación ranura/peralte se incrementa, la capacidad portante del elemento decrece, debido a la disminución de una zona de proceso de fractura (ZPF) que permita la disipación de energía en el proceso de agrietamiento, como igualmente lo comenta Uday, 2017.

Para todas las series (referencia, serie 1 y serie 2), se puede denotar que, independientemente de la cantidad de fibra utilizada como refuerzo, las cargas en el límite proporcional se mantienen en valores muy cercanos para cada relación ranura/peralte (a/d) (véase tabla 16),

lo que indica que las fibras de acero no tienen influencia en esta etapa (carga a la primera grieta), destacando que la función principal de éstas comienza en la etapa post-agrietamiento controlando tanto el ensanchamiento con la propagación de las grietas en la matriz cementante. [Banthia & Trottier, 1995; Kurihara et al, 2000; Yehia et al, 2016; Meskenas et al, 2013; Carrillo & Silva, 2016; Kelpša et al, 2014; Kelpša et al, 2015].

TABLA 16. Cargas promedio obtenidas en el límite proporcional para las tres series estudiadas

<i>Serie</i>	<i>Referencia</i>	<i>Serie 1</i>	<i>Serie 2</i>
<i>a/d</i>	<i>Promedio (Flop)</i> (<i>N</i>)		
0	29766.81	27799.91	28296.95
0.08	18078.20	18183.82	21140.55
0.16	12885.44	13686.59	13814.12
0.33	9747.65	9354.82	10123.92

3.2.5 Esfuerzos en el límite proporcional (flop).

En esta etapa de la investigación se obtuvieron los esfuerzos en el límite proporcional, para las tres series estudiadas (referencia, serie I y serie II), analizándose cada valor con base en su media y desviación estándar, mediante la prueba de Grubb.

3.2.5.1 Serie de referencia (0kg/m³).

En primera instancia, en la figura 53, se presentan los esfuerzos en los obtenidos para las profundidades de ranurado y relaciones a/d manejadas en la investigación, (0mm, 13mm, 25mm, 50mm) y (0, 0.08, 0.16, 0.33) respectivamente, por otra parte, en la tabla 17 se presentan los esfuerzos obtenidos haciendo uso de la ecuación 1 para la serie antes mencionada.

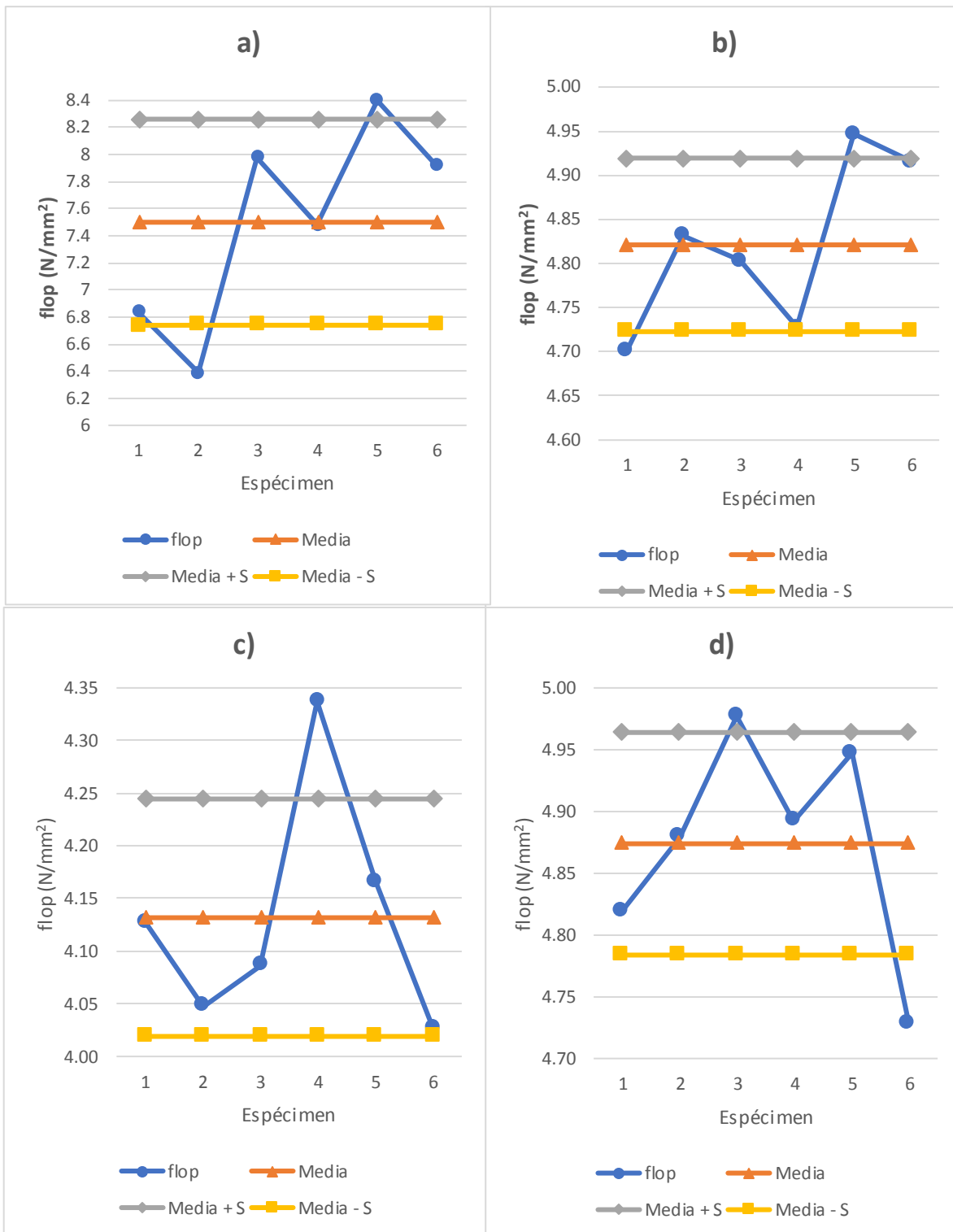


Figura 53. Esfuerzo en el límite proporcional (*flop*) respecto a su media, desviación estándar y relación *a/d*, serie referencia, *a*) = 0, *b*) = 0.08, *c*) = 0.16, *d*) = 0.33.

Al revisar la figura 53, se puede notar que los valores de esfuerzos correspondientes a los especímenes V02 y V05, V01 y V05, V04, V03 y V06 correspondientes a las figuras 53a, 53b, 53c y 53d respectivamente. Se encuentran fuera de los límites máximos y mínimos (media + desviación estándar, media -desviación estándar respectivamente), lo que requiere un análisis mediante la prueba de Grubb, para conocer si dichos datos serán o no descartados. Una vez realizada dicha prueba se obtuvieron factores $T_{cal} <$ que el factor T_{tab} , excepto para el espécimen V04 de la figura 53c, en el cual resultó ser que el factor T_{cal} era igual al T_{tab} , pero que de igual manera al no exceder dicho factor límite (1.822), este dato se acepta y será considerado en el cálculo de los resultados finales presentados en la tabla 17, al igual que los esfuerzos de los demás especímenes analizados mediante la prueba de Grubb.

TABLA 17. Esfuerzos en *lop (flop)* para cada relación *a/d*, serie de referencia.

flop						S	Media	C.V.
(N/mm²)								
V01	V02	V03	V04	V05	V06	(N/mm²)	(N/mm²)	(%)
a/d= 0.00								
6.84	6.39	7.98	7.48	8.4	7.92	0.76	7.5	10.16
a/d= 0.08								
4.7	4.83	4.8	4.73	4.95	4.92	0.1	4.82	2.04
a/d= 0.16								
4.13	4.05	4.09	4.34	4.17	4.03	0.11	4.13	2.73
a/d= 0.33								
4.82	4.88	4.98	4.89	4.95	4.73	0.09	4.87	1.85

Se puede mencionar según lo presentado en la tabla 17, que la mayor variación en los resultados se observó para aquella serie que no contaba con una ranura previamente hecha,

(relación $a/d= 0.00$), esto debido a que al no controlar la aparición de la primera grieta en una zona específica(parte superior de la ranura inducida, hasta extremo superior del espécimen), ésta puede aparecer en zonas no controladas y que varían de espécimen a espécimen, lo que por ende incrementa la dispersión en los resultados, obteniéndose en este caso un coeficiente de variación de un 10% , contrastado con el 1.85% para aquella serie con una $a/d= 0.33$. Otro punto que se puede observar es que la capacidad resistente del concreto a la aparición de la primera grieta se ve mermada hasta en un 35% cuando se pasa de una relación a/d de 0 a 0.33, lo que es algo lógico, ya que el área de ligamento (parte superior de la ranura inducida, hasta extremo superior del espécimen multiplicado por la base de este) se ve reducida y, por lo tanto, el área de concreto capaz de resistir los esfuerzos presentes es menor.

Igualmente, para esta serie de referencia se puede observar que para aquella profundidad de ranura de 25mm, equivalente a una relación $a/d= 0.16$, los esfuerzos en el límite proporcional o M_r , se mantienen en el intervalo de 4.3 ± 0.3 Mpa, que es lo que dicta la normativa, EN 14845 – 1 y que de igual manera se discutió en el apartado 1.2.4.

3.2.5.2 Serie 1 (20kg/m³)

En la figura 54 se presentan los esfuerzos en los obtenidos para las profundidades de ranurado y relaciones a/d manejadas en la investigación, (0mm, 13mm, 25mm, 50mm) y (0, 0.08, 0.16, 0.33), respectivamente. Por otra parte, en la tabla 18 se presentan los esfuerzos obtenidos haciendo uso de la ecuación 1, para la serie antes mencionada.

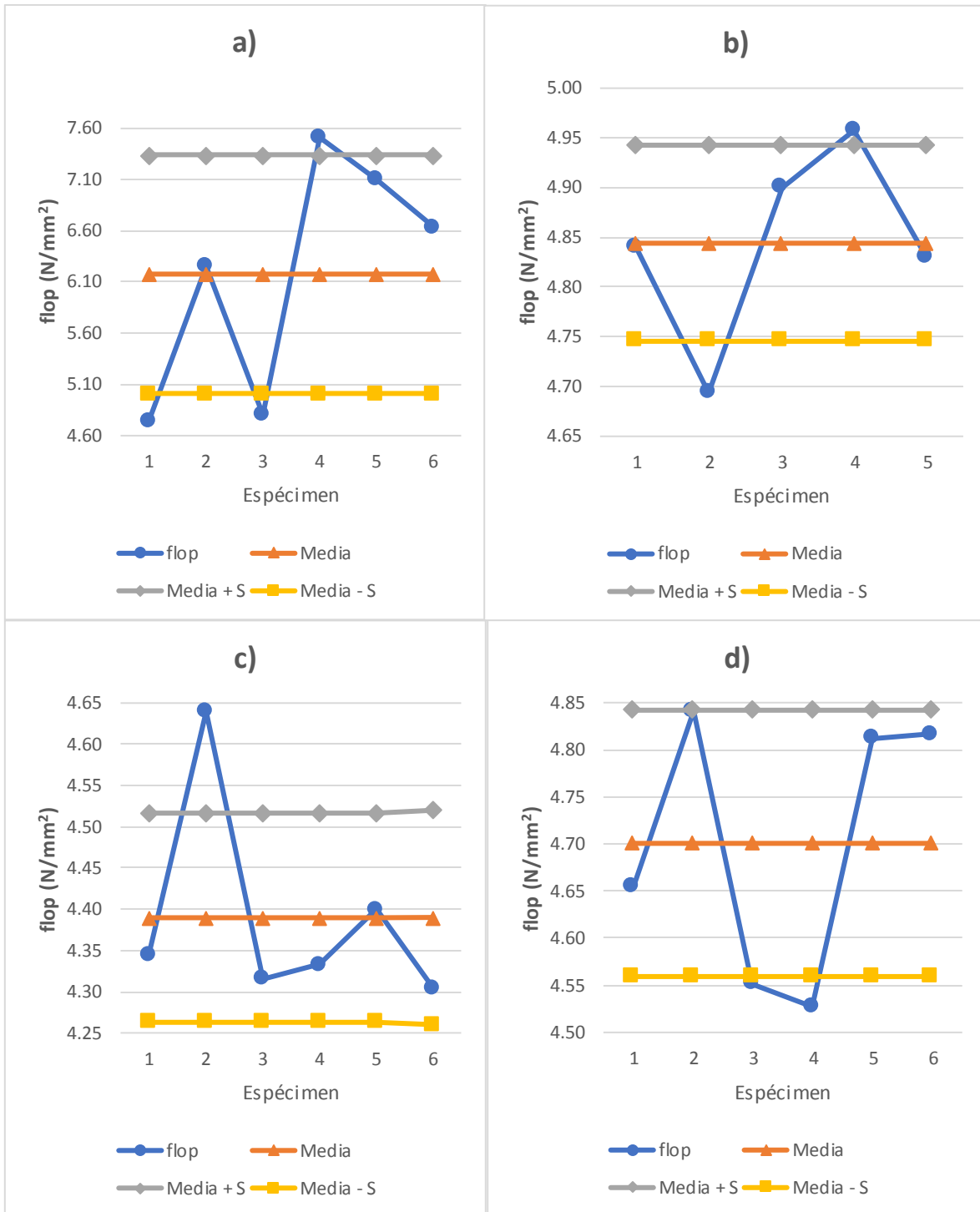


Figura 54. Esfuerzo en el límite proporcional (*flop*) respecto a su media, desviación estándar y relación a/d serie I, a) = 0, b) = 0.08, c) = 0.16, d) = 0.33.

Al revisar la figura 54, se puede observar que los valores de esfuerzos correspondientes a los especímenes V01, V03 y V04, V02 y V04, V02, V02, V03 y V04, correspondientes a las figuras 54a, 54b, 54c y 54d respectivamente, se encuentran fuera de los límites máximos y mínimos (media + desviación estándar, media -desviación estándar respectivamente), lo que requiere un análisis mediante la prueba de Grubb, para conocer si dichos datos serán o no descartados.

Una vez realizada dicha prueba, se obtuvieron factores $T_{cal} < T_{tab}$, excepto para el espécimen V02 de la figura 54c, en el cual resultó ser que el factor T_{cal} fue mayor que T_{tab} ; específicamente este valor fue 1.971, por lo que el valor de esfuerzo obtenido para dicho espécimen fue descartado y no fue tomado en cuenta en el cálculo de los datos finales (media, desviación estándar y coeficiente de variación), presentados en la tabla 18.

TABLA 18. Esfuerzos en *lop* (*flop*) para cada relación *a/d*, serie 1.

flop						S	Media	C.V.
(N/mm²)								
V01	V02	V03	V04	V05	V06	(N/mm²)	(N/mm²)	(%)
a/d= 0.00								
4.75	6.26	4.80	7.51	7.10	6.64	1.17	6.18	18.87
a/d= 0.08								
4.84	4.69	4.90	4.96	4.83	-	0.10	4.84	2.04
a/d= 0.16								
4.34	4.64	4.32	4.33	4.40	4.31	0.04*	4.34*	0.85*
a/d= 0.33								
4.65	4.84	4.55	4.53	4.81	4.82	0.14	4.70	3.01

*= Datos calculados sin considerar el valor de esfuerzo del espécimen V02.

Se puede mencionar según lo presentado en la tabla 18, que la mayor variación en los resultados se observó para aquella serie que no contaba con una ranura previamente hecha, (relación $a/d= 0.00$), esto debido a que al no controlar la aparición de la primera grieta en una zona específica(parte superior de la ranura inducida, hasta extremo superior del espécimen), esta puede aparecer en zonas no controladas y que varían de espécimen a espécimen, lo que por ende incrementa la dispersión en los resultados, obteniéndose en este caso un coeficiente de variación de un 18.87% , contrastado con el 0.85% para aquella serie con una $a/d= 0.16$. Otro punto que se puede observar es que la capacidad resistente del concreto a la aparición de la primera grieta se ve mermada hasta en un 24%, cuando se pasa de una relación a/d de 0 a 0.33, lo que es algo lógico, ya que el área de ligamento (parte superior de la ranura inducida, hasta el extremo superior del espécimen multiplicado por la base de este) se ve reducida y, por lo tanto, el área de concreto capaz de resistir los esfuerzos presentes es menor. Es de destacar que esto varía en el caso de pasar de una relación a/d de 0.16 a una de 0.33, donde el esfuerzo en el límite proporcional (flop) se vio incrementado, por lo cual es de importancia considerar que, aunque la carga a la primera grieta sea menor para una relación a/d , el área de ligamento tiene una influencia considerable en el esfuerzo a la primera grieta o en la aparición de ésta. Igualmente, para esta serie con 20 kg/m^3 se puede observar que para aquella profundidad de ranura de 25mm, equivalente a una relación a/d igual a 0.16, los esfuerzos en el límite proporcional o M_r , se mantienen en el intervalo de $4.3 \pm 0.3 \text{ Mpa}$, excepto el del espécimen V02 de la figura 54c; pero éste fue descartado, según la prueba de Grubb.

3.2.5.3 Serie 2 (40kg/m³)

En la figura 55 se presentan los esfuerzos en lop obtenidos para las profundidades de ranurado y relaciones a/d manejadas en la investigación, (0mm, 13mm, 25mm, 50mm) y (0, 0.08, 0.16, 0.33), respectivamente. Por otra parte, en la tabla 18 se presentan los esfuerzos obtenidos haciendo uso de la ecuación 1, para la serie antes mencionada.

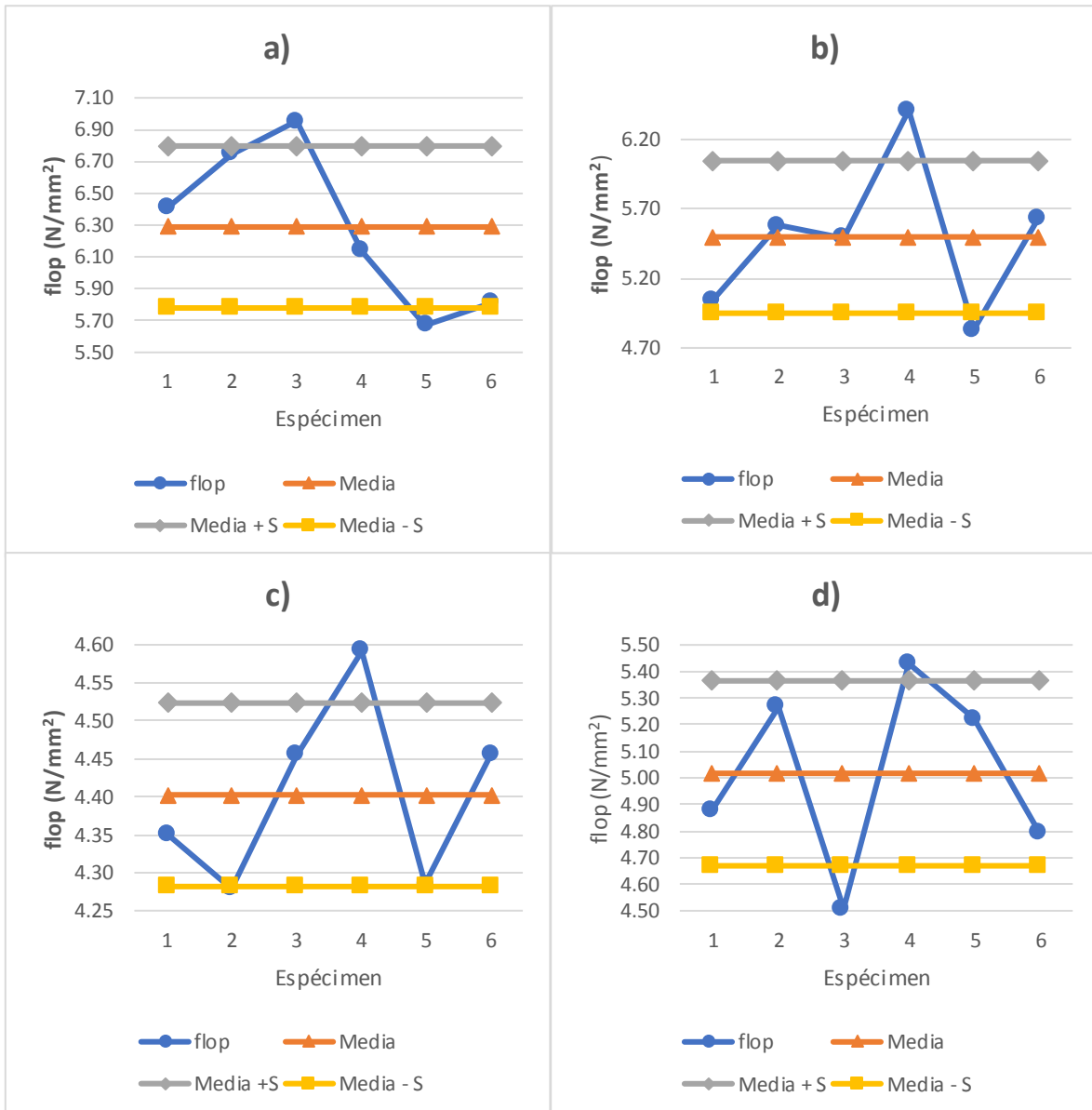


Figura 55. Esfuerzo en el límite proporcional (*flop*) respecto a su media, desviación estándar y relación *a/d* serie 2, $a) = 0$, $b) = 0.08$, $c) = 0.16$, $d) = 0.33$.

Al revisar la figura 55, se puede observar que los valores de esfuerzos correspondientes a los especímenes V03 y V05, V04 y V05, V02 y V04, V03 y V04, correspondientes a las figuras 55a, 55b, 55c y 55d respectivamente, se encuentran fuera de los límites máximos y mínimos (media + desviación estándar, media -desviación estándar respectivamente), lo que requiere un análisis mediante la prueba de Grubb, para conocer si dichos datos serán o no descartados. Una vez realizada dicha prueba, se obtuvieron factores $T_{cal} <$ que el factor T_{tab} , por lo que estos valores de esfuerzos obtenidos se tomaran en cuenta en el cálculo de los datos finales (media, desviación estándar y coeficiente de variación), presentados en la tabla 19.

TABLA 19. Esfuerzos en *lop* (*flop*) para cada relación *a/d*, serie 2.

flop						S	Media	C.V.
(N/mm²)								
V01	V02	V03	V04	V05	V06	(N/mm²)	(N/mm²)	(%)
a/d= 0.00								
6.41	6.74	6.95	6.14	5.67	5.81	0.51	6.29	8.09
a/d= 0.08								
5.04	5.58	5.50	6.41	4.83	5.63	0.55	5.50	9.98
a/d= 0.16								
4.35	4.28	4.45	4.59	4.29	4.45	0.12	4.40	2.74
a/d= 0.33								
4.88	5.27	4.51	5.43	5.22	4.79	0.35	5.02	6.93

Se puede mencionar según lo presentado en la tabla 19, que la mayor variación en los resultados se observó para aquella serie que contaba con una ranura previamente hecha de 13mm (relación $a/d= 0.08$). Esto puede atribuirse a que al ser una profundidad de ranurado pequeña, el control del proceso de agrietamiento puede acercarse a aquel obtenido cuando no se tiene una ranura previamente hecha; es decir, una relación $a/d= 0$, obteniéndose en este caso un coeficiente de variación para la relación a/d de 0.08 mayor en un 3% que el obtenido para a/d igual a 0.33.- Otro punto que se puede observar, es que la capacidad resistente del concreto a la aparición de la primera grieta se ve mermada hasta en un 20%, cuando se pasa de una relación a/d de 0 a 0.33, lo que es lógico, ya que el área de ligamento (parte superior de la ranura inducida, hasta el extremo superior del espécimen, multiplicado por la base de éste) se ve reducida y, por lo tanto, el área de concreto capaz de resistir los esfuerzos presentes es menor. Es de destacar que esto varía en el caso de pasar de una relación a/d de 0.16 a una de 0.33, donde el esfuerzo en el límite proporcional (flop) se vio incrementado, por lo cual es de importancia considerar que, aunque la carga a la primera grieta sea menor para una relación a/d , el área de ligamento tiene una influencia considerable en el esfuerzo a la primera grieta o en la aparición de esta. Igualmente, para esta serie con 40kg/m^3 se puede observar que para aquella profundidad de ranura de 25mm, equivalente a una relación a/d igual a 0.16, los esfuerzos en el límite proporcional o M_r , se mantienen en el rango de 4.3 ± 0.3 Mpa.

Como puntos finales de los esfuerzos en el límite proporcional o resistencia a la tensión por flexión para las tres series estudiadas, se puede mencionar que en aquellas con profundidad de ranura= 0mm y relación a/d igual a 0 se obtuvo generalmente mayor dispersión en los resultados, esto debido a que como no se controla el proceso de agrietamiento y la concentración de esfuerzos que genera la aparición de la primera grieta puede darse en otras zonas que, a diferencia de los especímenes con ranura inducida, generalmente aparecía justamente en la cara superior del corte hecho; es decir, la distancia existente entre la parte superior de la ranura y el extremo del espécimen, teniéndose así un control del proceso de agrietamiento, tomando en cuenta igualmente que en estos especímenes ranurados, cualquiera de ellos en los cuales la grieta no apareciese por encima de la ranura inducida, era sinónimo de descarte, lo cual sucedió en la serie 1, $a= 13\text{mm}$, $a/d= 0.08$, donde la macro - grieta apareció en un lugar distinto al antes mencionado en el espécimen V06; por lo cual, en esta serie sólo se tomaron en cuenta 5 de los 6 especímenes ensayados.

Otro punto para hacer mención es que la menor dispersión en los resultados para las series estudiadas se obtuvo generalmente en una profundidad de ranura de 25mm y una relación a/d igual a 0.16, por lo que, igualmente, la norma EN 14651, 2005, en su apartado 7.3 “Notching of test specimens”, sugiere esta profundidad de corte para la evaluación de la resistencia a la tensión por flexión.

3.2.6 Curvas carga – cmod

Cabe hacer mención que el concreto simple es un material que al agrietarse opone poca o nula resistencia, sin la posibilidad de soportar grandes deflexiones o esfuerzos, por lo que tiende a fallar súbitamente una vez que se ha alcanzado su carga máxima. Por lo tanto, no se puede obtener una medición prolongada, tanto de la apertura de la boca de la ranura o cmod por sus siglas en inglés o de su desplazamiento en el tramo medio, lo que dificulta la posibilidad de la construcción de una curva que refleje este poco o nulo comportamiento del concreto en la etapa residual, caso contrario a aquellos que cuentan con fibras de acero como refuerzo. Por ende, se presentan a continuación los resultados obtenidos en cuanto a carga-cmod de las series que cuentan con este refuerzo (serie 1 y serie 2), describiendo el comportamiento acorde con la relación ranura-peralte (a/d) presente. Y como se comentó en apartados anteriores, mediante el ensayo a flexión de tres puntos en vigas ranuradas en su tramo medio se obtendrán las curvas cargas-cmod correspondientes para cada serie estudiada. El valor último de cmod medido no fue menor que 4mm, según lo comenta [EN 14651, 2005]. Tomando en este caso un valor de cmod final de 5 mm en los ensayos, cabe destacar igualmente que para la obtención de las curvas correspondientes a una profundidad de corte de 0mm y relación ranura peralte (a/d) igual a 0, se utilizó la ecuación 2, donde se relaciona el desplazamiento (s) con el cmod.

3.2.6.1 (serie 1).

Mencionado lo anterior, se presentan las curvas cargas – cmod obtenidas en este caso para la serie de 20 kg/m³ de fibra de acero (serie 1). Para esto, véanse las figuras 56a-56d, para las profundidades de ranurado 0 mm, 13 mm, 25 mm y 50 mm, con una relación ranura – peralte (a/d) igual a 0, 0.08, 0.16 y 0.33, respectivamente.

La figura 56a muestra los resultados obtenidos en el ensayo a tensión por flexión de tres puntos (3PB) para los especímenes de la serie 1 y una profundidad de ranura de 0 mm. Se pudo observar que la mayoría de los especímenes (V01, V02, V03, V04) mostraron un comportamiento muy similar entre ellas, obteniéndose dos resultados ligeramente discordantes, que proporcionan una resistencia menor (V05, V06). Este hecho generó que la dispersión de los resultados se viera afectada, de igual manera y, en términos generales, se puede notar que para los especímenes V01, V02, V03 y V04 los esfuerzos se mantienen ascendentes hasta un c_{mod} igual a 2mm, luego de esto tienden a mantenerse constantes. Caso contrario, se observa en los especímenes V05 y V06, que se mantienen en valores de esfuerzos más bajos que el resto, mostrando una tendencia constante desde el comienzo de la etapa residual.

En la figura 56b se muestran los resultados obtenidos en el ensayo a tensión por flexión de tres puntos (3PB) para los especímenes de la serie I y una profundidad de ranura de 13 mm. Se puede observar que la mayoría de los especímenes (V02, V03, V04) muestran un comportamiento muy similar entre ellos, obteniéndose dos resultados ligeramente discordantes que proporcionan una resistencia menor (V01, V05). Este hecho genera que la dispersión de los resultados se vea afectada, de igual manera y en términos generales se puede notar que para los especímenes V02, V03, V04 los esfuerzos se mantienen ascendentes hasta un c_{mod} igual a 2 mm, luego de esto tienden a descender. Caso contrario se observa en los especímenes V01 y V05, que se mantienen en valores de esfuerzos más bajos que el resto, mostrando una tendencia constante desde el comienzo de la etapa residual hasta el término del ensayo.

La figura 56c muestra los resultados obtenidos en el ensayo a tensión por flexión de tres puntos (3PB) para los especímenes de la serie 1 y una profundidad de ranura de 25 mm. Para

esta profundidad de ranura y relación a/d , se observa un comportamiento en la etapa residual muy similar desde el espécimen V01 hasta el V06, alcanzando en promedio una carga en la etapa residual del 33% de la carga a la primera grieta (Flop). De igual manera, se puede mencionar que los especímenes presentan en su mayoría un máximo rendimiento a través de una etapa ascendente hasta un c_{mod} de 2.5 m; luego de superado este valor, la carga comienza a descender constantemente hasta el final del ensaye; esto excepto para el espécimen V01, en el que dicho comportamiento ascendente se mantiene hasta un c_{mod} de 3.3, aproximadamente.

Por último, pero no menos importante, en la figura 56d se dan a conocer los resultados obtenidos para una profundidad de ranura de 50mm y una relación a/d igual a 0.33. En ésta se puede observar que se muestra un comportamiento variado en cuanto a la respuesta de los especímenes, donde V01, V02 y V05 muestran una respuesta idéntica en esta etapa residual, V03 y V04 presentan un rendimiento mayor en cuanto a los tres anteriormente mencionados, debido a que éstos presentan su mayor desempeño hasta un c_{mod} de 3.5 mm, aproximadamente. Caso contrario a V03 y V04, que después de este valor ascienden aún más hasta el final del ensaye. Caso contrario y como punto aislado es lo ocurrido por V06, que, aparte de presentar un rendimiento menor que los otros 5 especímenes, mantiene un comportamiento constante desde el inicio de la etapa residual hasta el fin del ensaye.

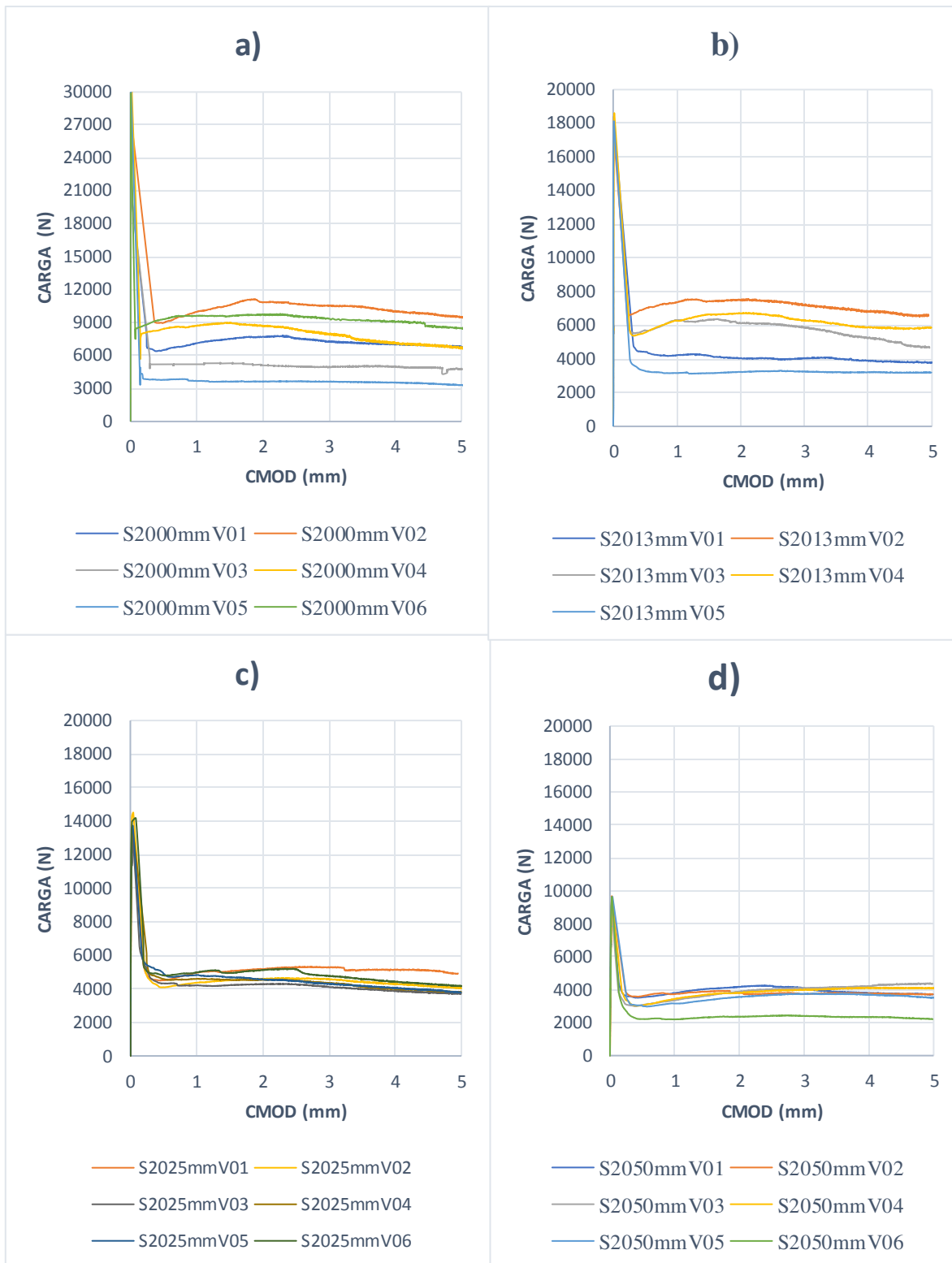


Figura 56. Curvas carga-cmod de las diversas relaciones a/d estudiadas, serie 1, a) = 0, b) = 0.08, c) = 0.16, d) = 0.33.

En términos generales, en los resultados obtenidos para esta serie 1 se puede observar que a medida que la relación ranura/ peralte aumenta, desciende la capacidad de carga del concreto a la primera grieta, debido a que una menor zona de concreto opondrá resistencia a la aparición de la primera grieta.

Cabe denotar, igualmente, que para la serie con una relación ranura-peralte igual a 0.16, los especímenes tuvieron un comportamiento menos distante entre ellos, en comparación con las otras tres relaciones, lo que genera un control del proceso de agrietamiento con menos variación que el resto. De igual manera, cabe destacar que la parte residual en todas las relaciones a/d manejadas en esta serie, estuvo considerablemente por debajo de la carga a la primera grieta del concreto. Esto se debe sobre todo a la cantidad de refuerzo utilizado, ya que a este porcentaje (0.25%) la cantidad de fibras capaces de transmitir esfuerzos entre las caras agrietadas es insuficiente para lograr igualar e incluso superar aquella carga alcanzada por el concreto antes de esta etapa residual; pero igualmente, es de considerar que aunque la cantidad de fibras utilizada en esta serie no genere un endurecimiento, la ductilidad y la tenacidad de los especímenes de concreto se ve mejorada en comparación con aquellos que no contaban con este tipo de refuerzo; ya que al aparecer la primera grieta éstos no fallan inmediatamente, sino que, por el efecto de las fibras, éstos son capaces de deformarse según la carga sea aplicada, caso contrario en aquellos sin refuerzo, donde al fracturarse fallaban súbita y casi instantáneamente.

De igual manera, para fines posteriores de cálculo de la energía disipada en este proceso de fractura (Energía de fractura, GF), se recomienda un desplazamiento de 3mm, equivalentes a un c_{mod} de 3.5; es decir, que la energía disipada hasta estos valores se considera útil para fines de cálculo, [Barros et al, 2005; Bencardino et al, 2010].

3.2.6.2 (serie 2).

En este apartado se presentan las curvas cargas – cmod obtenidas para la serie 2. Para esto véanse las figuras 57a-57d, para las profundidades de ranurado 0 mm, 13 mm, 25 mm y 50 mm con una relación ranura – peralte (a/d) igual a 0, 0.08, 0.16 y 0.33 respectivamente.

Para los resultados presentados en la figura 57a, correspondientes a una relación $a/d=0$, se observa un comportamiento variado de los especímenes, donde V01, V03, V04, V05, presentan un desempeño mayor que los especímenes V02 y V06, donde V04 alcanza su máximo desempeño a un cmod igual a 2 mm, valor del cual comienzan a descender hasta el final del ensaye. Caso distinto sucede en V01 y V05, donde este último alcanza su rendimiento máximo a un cmod equivalente a 1.5 mm. Ahora cabe destacar que el bajo desempeño presentado en V02 y V06 no sólo generara que la dispersión de los resultados aumente debido a que se mantienen alejados del comportamiento general de los otros 4 especímenes, sino que no presentan un comportamiento ascendente como los demás, sino más bien se mantiene constante como es el caso de V06 y totalmente descendente como V02. Esta variación en los comportamientos se puede atribuir al poco control del proceso de agrietamiento que se tiene en estos especímenes sin ranura, lo que genera un comportamiento más variado y distante, en comparación con aquellos donde se controla la aparición de la primera grieta a través de una ranura previamente hecha.

En la figura 57b se puede observar que las curvas presentan un comportamiento ascendente y cercano entre ellas, excepto para los especímenes V03 y V05, los cuales tienen un desempeño menor. A diferencia de aquella serie con 0 mm de ranura y $a/d = 0$, se observa una tendencia en el comportamiento post - agrietamiento de estos especímenes la que es un comportamiento ascendente hasta un cmod igual a 2mm, para los especímenes V01, V02, V04, V06. Luego de que este valor es superado, su rendimiento en la etapa residual se ve

reducido constantemente hasta llegar al final del ensaye; caso distinto se puede observar en los especímenes V03 y V05, donde su máximo desempeño lo obtienen en un c_{mod} igual a 1.7 mm aproximadamente, luego de esto comienzan a descender constantemente. Pero, en términos generales, se observa una tendencia en el comportamiento de los especímenes a diferencia de aquellos con a/d igual a 0.

Para la figura 57c se presentan los resultados obtenidos para una relación a/d igual a 0.16, notándose que, debido a la dispersión aleatoria de las fibras en la matriz, se observa un comportamiento variado de los especímenes en la etapa residual, pero a pesar de su respuesta variada en términos de rendimiento, se observa una tendencia que es ascendente en términos generales. Por ejemplo, los especímenes V01, V03 y V04 presentan una pendiente ascendente hasta un c_{mod} igual a 2 mm, valor después del cual su rendimiento se ve disminuido y decrece constantemente a medida que el ensaye continúa. Para el caso de los especímenes V06 y V05, éstos alcanzan un rendimiento máximo a un c_{mod} igual a 1.7 mm aproximadamente. Y como caso aislado, pero no menos importante, se puede analizar el comportamiento de V02, que presenta un desempeño menor en cuanto a carga en la etapa residual, pero su tendencia se mantiene similar a V01, V03 Y V04, ascendente, hasta un $c_{mod} = 2$ mm y decrece a medida que este valor fue superado.

Como punto final de esta serie, en lo que respecta a las curvas cargas- c_{mod} obtenidas a través del ensayo a tensión por flexión de tres puntos (3PB), se presentan en la figura 57d, los resultados obtenidos para una relación a/d igual a 0.33, que se puede observar que los resultados mantienen una tendencia ascendente en el desempeño post - agrietamiento, caso tal que destaca entre todas las curvas el desempeño mostrado por V05 que, a diferencia de los demás, éste muestra un comportamiento superior, y cuyo comportamiento máximo se ve alcanzado, en general, hasta un $c_{mod} = 3.5$ mm. Igual es el caso de V03, en lo que respecta a

los especímenes V01, V02 y V04. Éstos alcanzan su máximo rendimiento de 1 mm antes que los especímenes V05 y V03, llegando a obtener su carga máxima en la etapa residual a un c_{mod} igual a 2.5 mm aproximadamente. Como caso aislado se tiene a V06, que alcanza cargas menores que todos generalmente, excepto V03, pero cuyo rendimiento mayor se obtiene a un $c_{mod} = 2.3$ mm, aproximadamente.

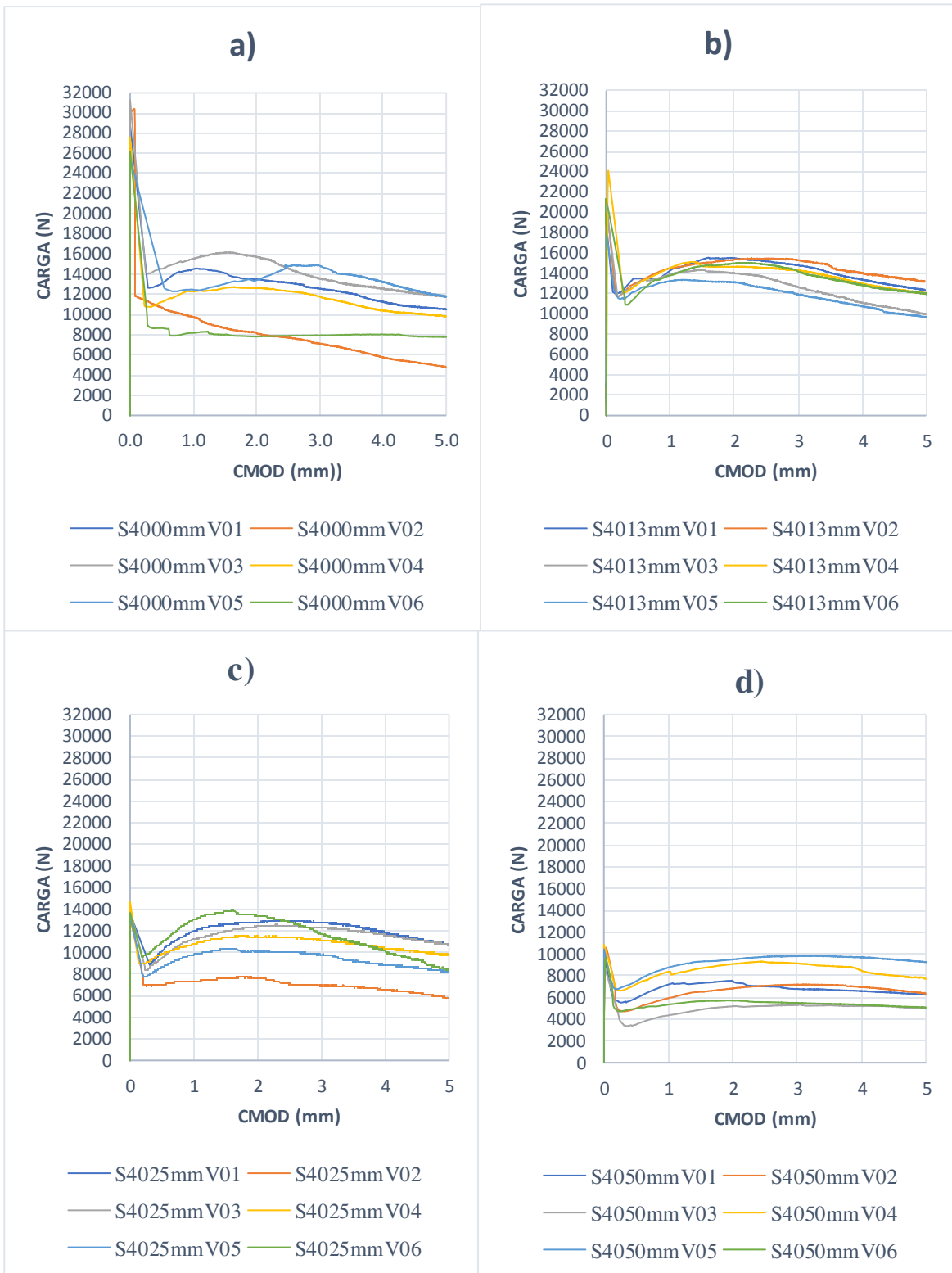


Figura 57. Curvas carga-cmod de las diversas relaciones a/d estudiadas, serie II, a) = 0, b) = 0.08, c) = 0.16, d) = 0.33.

Como puntos finales de estas curvas cargas- c_{mod} para las dos series estudiadas (Serie 1 y serie 2) se puede notar la influencia que tiene controlar el proceso de agrietamiento mediante una ranura previamente hecha, en comparación con aquellos especímenes donde no se tiene control de este proceso. Igualmente se observas, que a medida que la relación a/d se incrementa, la carga a la primera grieta se ve reducida.

Otro punto para tener en consideración es que el máximo desempeño de los especímenes en la etapa residual se obtuvo a valores de c_{mod} menores que 5 mm, incluso menores que los 4 mm, lo que denota en este caso un mayor desempeño de las fibras, como máximo a un 70% de la apertura de la boca de la ranura total medida.

Igualmente, se puede mencionar la importancia de la cantidad de fibras utilizadas, como también de la relación a/d en el desempeño post agrietamiento de este tipo de concreto, ya que en la serie 1, al contar con una cantidad de fibras de 0.25% (20kg/m^3) respecto al volumen del concreto, éstos presentaron un comportamiento de ablandamiento “softening behaviour”; es decir, una pendiente ascendente en cuanto a carga c_{mod} en la etapa lineal, hasta la aparición de la primera grieta, seguido por un descenso en la capacidad de carga debido al agrietamiento inestable. La resistencia a la apertura de la grieta parcialmente ofrecida por las fibras mediante los principales mecanismos fibra-matriz para el control del agrietamiento y debido a la naturaleza cuasi-frágil de este material, la formación de una grieta bajo carga va seguida directamente por su propagación repentina .[ACI 544.8R-16, 2016].

Este “softening behaviour” se mantiene incluso cuando se aumenta la cantidad de fibra de 20kg/m^3 – 40kg/m^3 , pero aquí es donde se ve el efecto más notorio de la relación ranura peralte, ya que al pasar de 0.08 a 0.16 en la serie II; ciertos especímenes, como por ejemplo V06 en la figura 57c muestran un leve “hardening behaviour” o es decir un suave comportamiento de endurecimiento; donde, para un c_{mod} aproximadamente de 1.7 mm, éste logra alcanzar e

incluso superar la carga a la primera grieta alcanzada por el concreto. Esto se debió posiblemente a una mayor cantidad de fibras efectivas que son aquellas que cumplen la función de controlar el proceso de agrietamiento y transmiten esfuerzos a través de las caras agrietadas, oponiendo resistencia a la apertura de la grieta por unidad de superficie presente en las caras agrietadas que generan un fenómeno de puenteo de esfuerzos mayor, en comparación con aquellas con relaciones ranura/peralte menores, pero con menos cantidad de fibras efectivas por unidad de superficie. De igual manera, el efecto de esta relación a/d en el desempeño post - agrietamiento del CRFA, será analizada con mayor detalle en los apartados 3.2.9 y 3.3.1, correspondientes a los esfuerzos característicos y a la clasificación de resistencia según el código modelo 2010 (MC 2010) de la fib (fédération internationale du béton.)

3.2.7 Curvas carga – desplazamiento (s)

Estas curvas se obtuvieron mediante el ensaye a flexión de tres puntos (3PB), en vigas ranuradas en su tramo medio, donde el desplazamiento de estas respecto a la carga aplicada fue medida mediante un transductor de desplazamiento (LVDT.)

Recapitulado lo anterior, se presentan únicamente las curvas obtenidas para las series 1 y 2 de acuerdo con lo comentado en el apartado 3.2.6.

Para objetos de cálculo, referido a la energía disipada en el proceso de fractura (GF), se consideran útiles los resultados obtenidos hasta un desplazamiento igual hasta 3mm; por lo tanto, las curvas carga-desplazamiento que se presentan a continuación están graficadas hasta un desplazamiento no menor que el antes mencionado.

3.2.7.1 Serie 1

En la figura 58 se presentan los resultados obtenidos para la serie 1, para las relaciones a/d manejadas en la investigación; por lo tanto, en la figura 58a se puede observar que los especímenes V03 y V05 presentan un desempeño menor, en comparación con V01, V02, V04 y V06. Esto traerá consigo un aumento en la dispersión de los resultados obtenidos al final.

Cabe mencionar que el desempeño máximo obtenido a un determinado desplazamiento es variado, prueba de ello es observar a estos últimos cuatro especímenes mencionados, cuyo desempeño máximo se ve alcanzado a un desplazamiento de 2mm aproximadamente, valor después del cual comienza a descender constantemente su pendiente, caso contrario lo observado en V03 y V05 que tienen a presentar un comportamiento constante desde el inicio hasta el final del ensaye.

En la figura 58b se presentan los resultados obtenidos para una profundidad de ranura igual a 13 mm y una relación a/d igual a 0.08 mm. Se puede notar que las curvas se encuentran más cercanas entre ellas, en comparación con aquella serie con a/d de 0, pero igualmente se observa que dos especímenes (en este caso V01 y V05) presentaron desempeños en la etapa residual menores que el resto de los demás, con una tendencia ni ascendente ni descendente, sino más bien constante en esta etapa residual, alcanzando un valor promedio alrededor de los 4000 Newtons, aproximadamente, caso contrario a lo observado en los demás especímenes (V02, V03, V04 Y V06), los que muestran un comportamiento ascendente hasta los primeros 2 mm de desplazamiento, valor después del cual su comportamiento decrece de manera constante hasta el final del ensaye, alcanzando cargas máximas, en promedio, de 6500 Newtons, aproximadamente.

En la figura 58c se presentan los resultados obtenidos en el ensayo a tensión por flexión de tres puntos (3PB) para los especímenes de la serie I con profundidad de ranura de 25 mm, y una relación $a/d = 0.16$. Se observó un comportamiento en la etapa residual muy similar desde el espécimen V01, hasta el V06, alcanzando en promedio una carga en la etapa residual del 33% de la carga a la primera grieta (Flop), de igual manera se puede mencionar que los especímenes presentan en su mayoría un máximo rendimiento a través de una etapa ascendente hasta un desplazamiento en su tramo medio de 2 mm aproximadamente, luego de superado este valor, la carga comienza a descender constantemente hasta el final del ensaye esto excepto para el espécimen V01, en el que dicho comportamiento ascendente se mantiene hasta un desplazamiento de 2.7 mm aproximadamente, notándose la caída de carga luego de superado este valor, lo cual puede atribuirse a la falla de las fibras que resistían al ensanchamiento de la propagación de las grietas en la matriz en esa etapa, mediante los principales mecanismos de control en la etapa post agrietamiento.

En la figura 58d, correspondiente a los resultados para la serie 1, una profundidad de ranura $a = 50$ mm y una relación ranura-peralte a/d igual a 0.33, se observa que las curvas presentan una desempeño ascendente desde el inicio del ensaye, excepto V06, que se sale de los límites de los otros especímenes y se mantiene por debajo de éstos, lo que puede afectar de cierta manera la dispersión de los esfuerzos obtenidos en esta etapa residual y de los cuales se hablará en apartados posteriores.

Igualmente se observó que los especímenes V03 y V04, presentaron un desempeño ascendente desde el inicio del ensaye. Caso contrario sucede con V01, V02 y V05, los cuales, al superar un desplazamiento de 3 mm, comienzan a decrecer en cuanto a términos de carga en esta etapa residual.

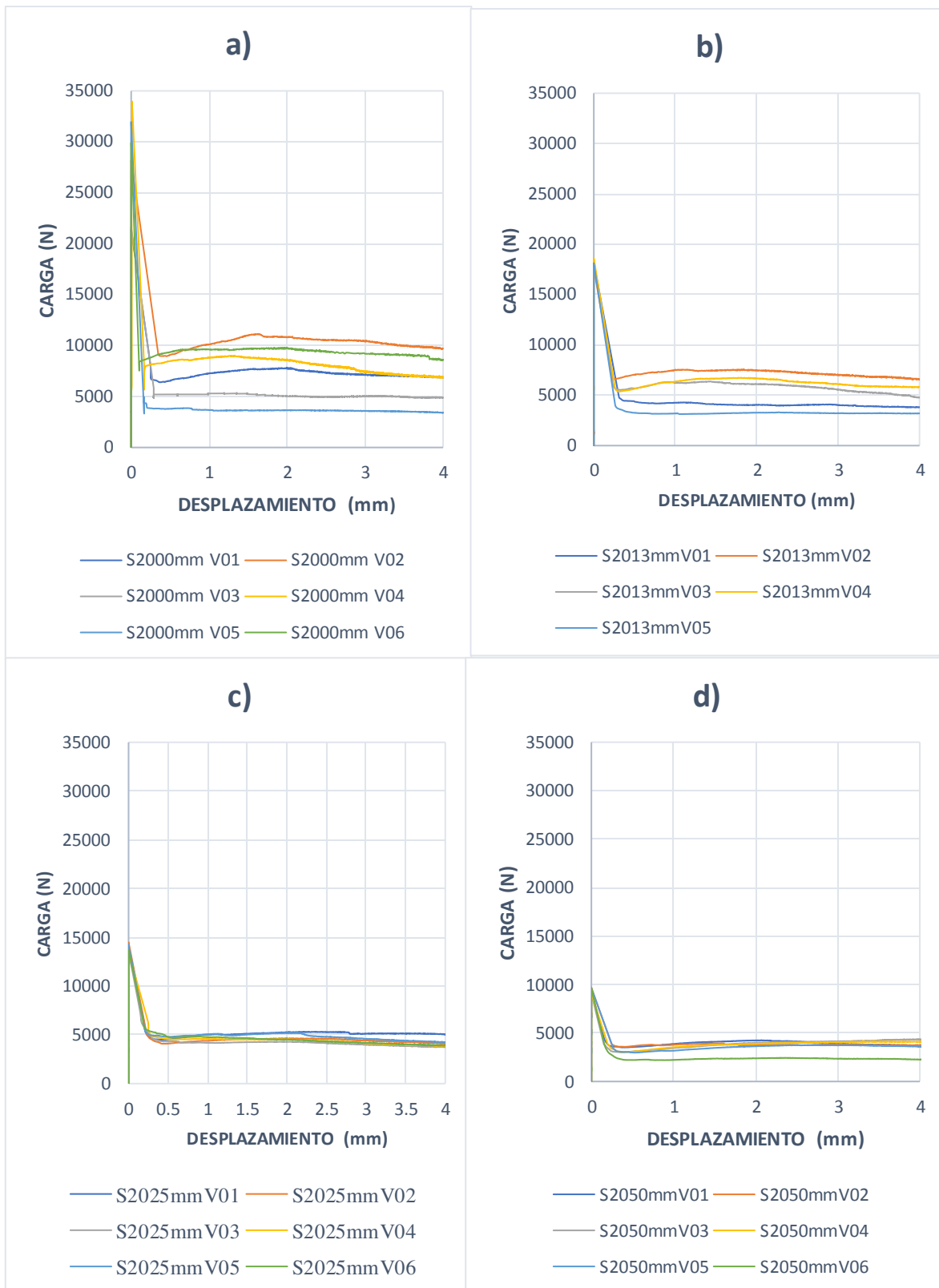


Figura 58. Curvas carga-Desplazamiento de las diversas relaciones a/d estudiadas, serie 1, $a) = 0$, $b) = 0.08$, $c) = 0.16$, $d) = 0.33$.

En términos generales, para esta serie 1 se puede mencionar, en cuanto a la tendencia que muestran aquellos especímenes que han sido ranurados en la etapa post agrietamiento, en cuanto al comportamiento variado observado en aquella serie donde se tiene una relación ranura - peralte $a/d = 0$, que da a conocer el efecto que tiene tener un control de este proceso de agrietamiento mediante una ranura previamente inducida.

De igual manera, cabe destacar que la parte residual en todas las relaciones a/d manejadas en esta serie, estuvo considerablemente por debajo de la carga a la primera grieta del concreto. Esto se debe más que todo a la cantidad de refuerzo utilizado, ya que a este porcentaje (0.25%) la cantidad de fibras capaces de transmitir esfuerzos entre las caras agrietadas es insuficiente para igualar e incluso superar aquella carga alcanzada por el concreto antes de esta etapa residual, pero igualmente es de considerar que aunque la cantidad de fibras utilizada en esta serie no genere un endurecimiento, la ductilidad y tenacidad de los especímenes de concreto se ve mejorada. Como ejemplo de esto se puede ver la figura 58c, donde luego de que se ha alcanzado la carga a la primera grieta, dicha carga cae súbitamente, para luego estabilizarse y mantenerse prácticamente constante en la etapa residual; es decir, gracias al efecto de las fibras el concreto es capaz de seguirse deformando mientras cierta carga es aplicada, caso contrario en aquellos que no contaban con este tipo de refuerzo, ya que al aparecer la primera grieta la capacidad de seguir resistiendo una carga aplicada es nula, ya que dichos especímenes fallan súbita e casi instantáneamente. he aquí uno de los aportes más considerables del uso de este tipo de refuerzo en especímenes de concreto.

Igualmente, para esta cantidad de fibra se presenta un “softening behaviour”, sin señales de que se genere algún incremento en la etapa residual que pueda llegar a alcanzar o incluso superar la carga a la primera grieta.

3.2.7.2 (serie 2).

En este apartado se presentan las curvas cargas – cmod obtenidas para la serie con 40 kg/m^3 de fibra de acero (serie 2), véanse por lo tanto las figuras 59a-59d, para las profundidades de ranurado 0 mm, 13 mm, 25 mm y 50 mm, con una relación ranura – peralte (a/d) igual a 0, 0.08, 0.16 y 0.33 respectivamente.

Para los resultados presentados en la figura 59a, correspondientes a una relación $a/d=0$, se observa un comportamiento variado de los especímenes donde V01, V03, V04, V05, presentan un desempeño mayor que los especímenes V02 y V06, donde V04 alcanza su máximo desempeño a un valor de desplazamiento igual a 1.5 mm aproximadamente, valor del cual comienzan a descender hasta el final del ensaye. Caso distinto sucede en V01 y V05, donde este último alcanza su rendimiento máximo a un desplazamiento equivalente a 2.5 mm, como V01 lo muestra en un desplazamiento igual a 1 mm. Ahora cabe destacar que el bajo desempeño presentado en V02 y V06 no sólo generara que la dispersión de los resultados aumente debido a que se mantienen alejados del comportamiento general de los otros 4 especímenes, sino que no presentan un comportamiento ascendente como los demás, sino que más bien se mantiene constante como es el caso de V06 y totalmente descendente como V02. Esta variación en los comportamientos se puede atribuir al poco control del proceso de agrietamiento que se tiene en estos especímenes sin ranura, lo que genera un comportamiento más variado y distante, en comparación con aquellos donde se controla la aparición de la primera grieta a través de una ranura previamente hecha.

En la figura 59b, se presentan los resultados obtenidos para la serie 2, con una relación ranura-peralte $(a/d) = 0.08$. En éstos se puede observar que presentan un comportamiento ascendente y cercano entre ellos, excepto por los especímenes V03 y V05, los cuales tienen un desempeño menor. Igualmente, a diferencia de aquella serie con 0 mm de ranura y $a/d = 0$,

se observa una tendencia más obvia en el comportamiento post - agrietamiento de estos especímenes, el cual es un desempeño ascendente hasta un valor de desplazamiento = 1.5 mm, luego de superado este valor se observa que las curvas tienen a mantenerse constante hasta 3 mm de desplazamiento, para posteriormente decrecer hasta el final del ensaye. Para los especímenes V01, V02, V04, V06, luego de que este valor es superado, su rendimiento en la etapa residual se ve reducido constantemente hasta llegar al final del ensaye. Caso distinto se puede observar en los especímenes V03 y V05, donde su máximo desempeño lo obtienen en un desplazamiento = 1.5 mm aproximadamente, luego de esto comienzan a descender.

Para la figura 59c se presentan los resultados obtenidos para la serie 2 y una relación $a/d=0.16$, notándose que, debido a la dispersión aleatoria de las fibras en la matriz, se observa un comportamiento variado de los especímenes en la etapa residual, pero a pesar de este tipo de respuesta, se observa una tendencia ascendente en términos generales. Por ejemplo, los especímenes V01, V03 y V04 presentan una pendiente ascendente hasta un desplazamiento igual a 2 mm, valor después del cual su rendimiento se ve disminuido y decrece constantemente a medida que el ensaye continúa. Para el caso de los especímenes V06 y V05, éstos alcanzan un rendimiento máximo a un desplazamiento igual a 1.5. Y como caso aislado, pero no menos importante, se puede analizar el comportamiento de V02, que presenta un desempeño menor en cuanto a carga en la etapa residual, pero su tendencia se mantiene parecida mas no igual al comportamiento presentado por V06 y V05, donde se alcanza una carga máxima en la etapa residual, aproximadamente a un desplazamiento igual a 1.7 mm, valor después del cual decrece constantemente hasta finalizar el ensaye.

Como punto final de esta serie, en lo que respecta a las curvas cargas-desplazamiento (s) obtenidas a través del ensayo a tensión por flexión de tres puntos (3PB), se presentan en la

figura 59d, los resultados obtenidos para una relación $a/d= 0.33$, en la que se puede observar que los resultados mantienen una tendencia ascendente en el desempeño post agrietamiento, caso tal que destaca entre los demás el desempeño mostrado por V05 que, a diferencia de los otros especímenes, éste muestra un comportamiento superior, y cuyo comportamiento máximo se ve alcanzado, en general, hasta un desplazamiento igual a 3.0 mm. En lo que respecta a V04, éste alcanza su máximo rendimiento 1 mm antes que V05, llegando a obtener su carga máxima en la etapa residual a un desplazamiento de 2.0 mm en lo que respecta a V06 que alcanza cargas menores que todos generalmente, excepto que V03; pero cuyo rendimiento mayor se obtiene igual a V04 a un desplazamiento de 2.0 mm. En el caso de V02, éste presenta un comportamiento ascendente hasta un desplazamiento de 2.5 mm, mientras que V01 obtiene su máximo rendimiento en términos de carga en la etapa residual a un desplazamiento aproximado de 1.0 mm, para luego permanecer constante y decrecer a partir de un valor de 1.6 mm de desplazamiento aproximadamente.

Se puede notar en esta serie que ciertos especímenes tienden a igualar en su etapa residual la carga máxima, como es el caso de V05, lo que puede generar un “hardening behaviour” o un comportamiento de endurecimiento leve, debido a una eficiente transmisión de esfuerzos a través de las caras agrietadas del espécimen con esta cantidad de fibra de acero (40 kg/m^3).

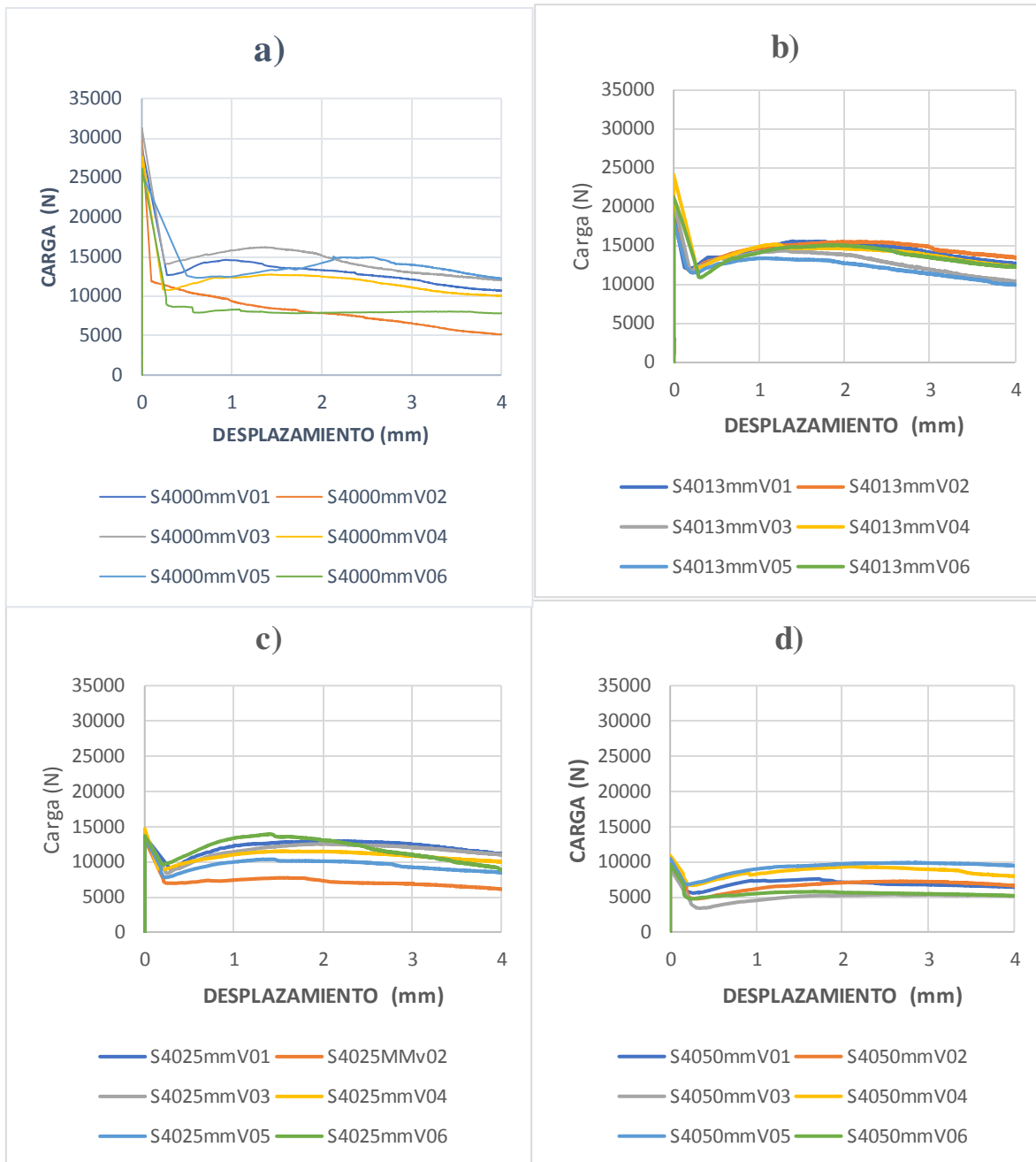


Figura 59. Curvas carga-Desplazamiento de las diversas relaciones a/d estudiadas, serie 2, a) = 0, b) = 0.08, c) = 0.16, d) = 0.33.

Como puntos finales de estas curvas carga- desplazamiento para las dos series estudiadas (serie 1 y serie 2) se puede notar la influencia que tiene controlar el proceso de agrietamiento mediante una ranura previamente hecha, en comparación con aquellos especímenes donde no se tiene control de este proceso. Igualmente observamos, que a medida que la relación a/d

se incrementa, la carga a la primera grieta se ve reducida, esto debido a que el área de concreto capaz de resistir los esfuerzos a la primera grieta se ve reducida, a medida que la profundidad de ranurado se incrementa.

Otro punto que tener en consideración es que el máximo desempeño de los especímenes en la etapa residual generalmente se dio a valores de desplazamiento menores que 4 mm incluso, lo que denota en este caso un mayor desempeño de las fibras como máximo a un 75% del desplazamiento máximo medido en los ensayos.

Igualmente, se puede mencionar la importancia de la cantidad de fibras utilizadas, como también la relación a/d en el desempeño post agrietamiento de este tipo de concreto, al controlar el ensanchamiento y la propagación de grietas a través de la matriz cementante.

3.2.8 Esfuerzos residuales normales (fR_j)

Como se ha comentado en apartados anteriores, el aporte de las fibras de acero como refuerzo tiene un impacto más significativo en la etapa residual, respecto a aquella antes de la aparición de la primera grieta. De aquí la importancia de analizar la contribución de éstas en la etapa post - agrietamiento, mediante los esfuerzos generados, a cada valor específico de c_{mod} medido.

3.2.8.1 Serie 1

En la tabla 19 se muestran los resultados obtenidos en la etapa residual, correspondientes a la serie 1 y para cada relación a/d manejada en la investigación; esto para los seis especímenes ensayados (V01-V06), comprendiendo los esfuerzos en l_{op} (f_{lop}) y los esfuerzos residuales fR_1 , fR_2 , fR_3 , fR_4 , correspondientes a un c_{mod} de 0.5mm, 1.5mm, 2.5 mm y 3.5 mm, respectivamente. Se puede notar que para la relación a/d igual a 0, al no tener un control del proceso de agrietamiento, los coeficientes de variación son un tanto elevados, con un máximo

de 36%, lo que conlleva de igual manera a analizar cualquier dato anómalo que se pueda encontrar fuera de los límites máximo y mínimo (media + desviación estándar y media-desviación estándar respectivamente). En primera instancia, se procedió con el análisis de los esfuerzos obtenidos a un $cmod = 0.5 \text{ mm}$ ($CMOD_1, fR_1$), observándose en la figura 60a, que los valores correspondientes a V05 y V06 se encuentran fuera de estos límites, por lo que al ser sometidos a la prueba Grubb se obtuvieron los factores $T_{cal} = 1.450$ y 1.017 para V05 y V06, respectivamente. Ambos resultaron menores que T_{tab} (1.822 para un número de ensayos $n = 6$ y nivel de confiabilidad del 95%); por lo tanto, ambos son considerados en los cálculos finales tanto de media, desviación estándar y coeficiente de variación para fR_1 .

Cabe mencionar que los valores de esfuerzos ($fR_2 - fR_4$) para esta relación a/d que se encontraron fuera de los límites (véase figura 60b-60d), fueron de igual manera analizados mediante la prueba de Grubb, obteniéndose factores T_{cal} en todos ellos, menores que el factor que la prueba dicta para un número de ensayos en específico (6 y 5) y para un grado de confiabilidad del 95%; caso similar a aquellos esfuerzos obtenidos para la relación a/d igual a 0.08 (véase figura 61a – 61d) que se encontraron fuera de los límites y que, mediante la prueba de Grubb, se llegó al hecho de que podían ser considerados en los resultados finales; pero este resultado no fue el mismo para las relaciones a/d siguientes, ya que para aquella con una profundidad de ranurado igual a 25mm y relación a/d equivalente a 0.16, el valor de esfuerzo (fR_4) correspondiente al espécimen V01 (véase figura 62d) no cumplió lo requerido por dicha prueba y, por ende, su valor fue descartado de los cálculos finales. Caso similar para la relación a/d igual a 0.33, donde los valores de esfuerzos $fR_2 - fR_4$ correspondientes al espécimen V06 (véase figura 63b - 63d), obtuvieron factores T_{cal} mayores a aquel estipulado por la prueba para un $n = 6$. Mencionado lo anterior, en la tabla 20 se presenta el

resumen de la serie 1 para cada relación a/d manejada en la investigación, y señalando cada dato que fue descartado de los cálculos finales.

TABLA 20. Esfuerzos en lop finales (flop) para cada relación a/d, serie 1.

Descripción	CMOD (mm)	fRj (N/mm ²)						S (N/mm ²)	Media (N/mm ²)	C.V. (%)
		V01	V02	V03	V04	V05	V06			
a/d= 0										
L.O.P.	0	4.75	6.26	4.8	7.51	7.1	6.64	1.17	6.18	18.87
CMOD ₁	0.5	1.45	1.99	1.16	1.87	0.84	2.07	0.5	1.56	31.83
CMOD ₂	1.5	1.66	2.35	1.17	1.99	0.8	2.13	0.6	1.69	35.38
CMOD ₃	2.5	1.67	2.38	1.12	1.87	0.82	2.15	0.6	1.67	36.09
CMOD ₄	3.5	1.58	2.34	1.12	1.63	0.8	2.05	0.57	1.59	35.88
a/d= 0.08										
L.O.P.	0	4.84	4.69	4.9	4.96	4.83	-	0.1	4.84	2.04
CMOD ₁	0.5	1.18	1.86	1.52	1.48	0.88	-	0.37	1.38	26.93
CMOD ₂	1.5	1.12	1.98	1.69	1.77	0.84	-	0.48	1.48	32.34
CMOD ₃	2.5	1.07	1.98	1.62	1.75	0.87	-	0.47	1.46	32.03
CMOD ₄	3.5	1.07	1.87	1.48	1.63	0.85	-	0.41	1.38	29.93
a/d= 0.16										
L.O.P.	0	4.34	4.64	4.32	4.33	4.4	4.31	0.04	4.34	0.85
CMOD ₁	0.5	1.45	1.31	1.4	1.48	1.49	1.53	0.08	1.44	5.52
CMOD ₂	1.5	1.61	1.44	1.36	1.46	1.53	1.47	0.09	1.48	5.74
CMOD ₃	2.5	1.7	1.48	1.38	1.45	1.61	1.4	0.12	1.51	8.24
CMOD ₄	3.5	1.64	1.41	1.29	1.33	1.43	1.31	0.06*	1.35*	4.63*
* = Valores calculados únicamente considerando los valores de V02-V06.										
a/d= 0.33										
L.O.P.	0	4.65	4.84	4.55	4.53	4.81	4.82	0.14	4.7	2.04
CMOD ₁	0.5	1.77	1.81	1.53	1.52	1.52	1.11	0.25	1.54	16.13
CMOD ₂	1.5	2.02	1.94	1.81	1.85	1.68	1.16	0.13*	1.86*	6.98*
CMOD ₃	2.5	2.11	1.88	2.02	1.96	1.84	1.21	0.11*	1.96*	5.58*
CMOD ₄	3.5	1.94	1.9	2.07	2.03	1.86	1.17	0.09*	1.96*	4.49*
* = Valores calculados únicamente con los valores de V01 - V05.										

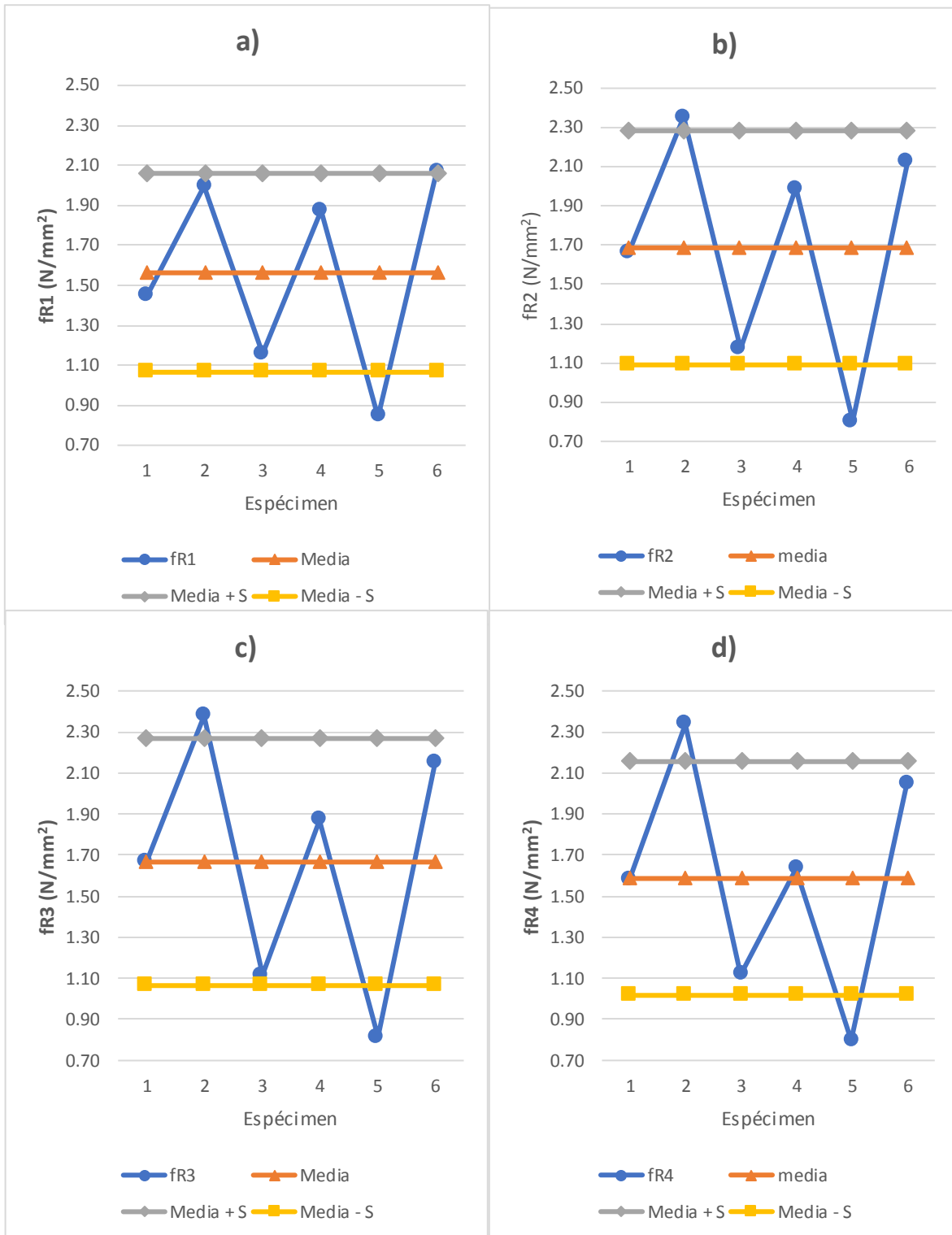


Figura 60. Esfuerzos residuales normales (fR_j) serie 1 obtenidos a una relación $a/d=0$, a) = $fR1$, b) = $fR2$, c) = $fR3$, d) = $fR4$.

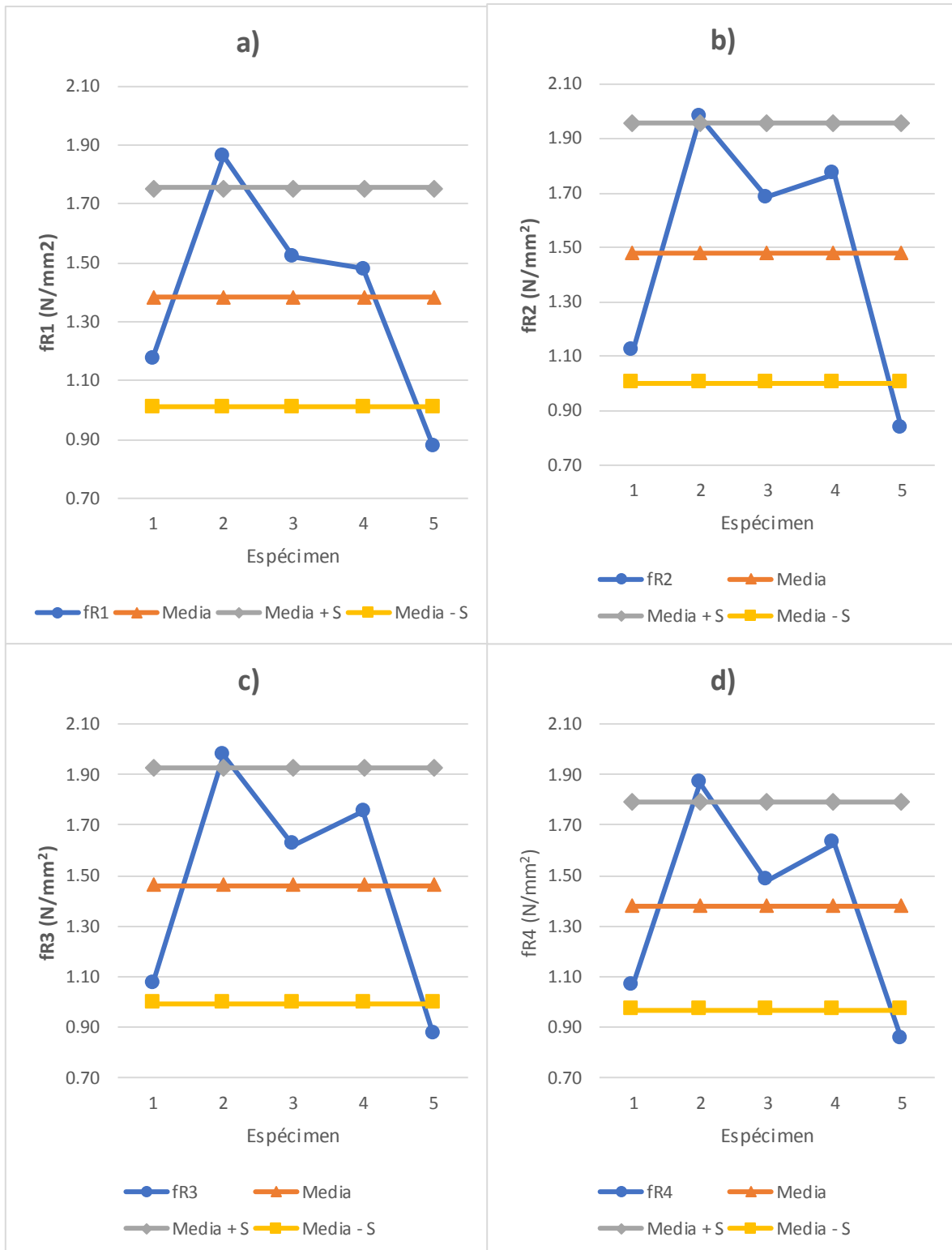


Figura 61. Esfuerzos residuales normales (fR_j) serie 1 obtenidos a una relación $a/d=0.08$, a) = $fR1$, b) = $fR2$, c) = $fR3$, d) = $fR4$.

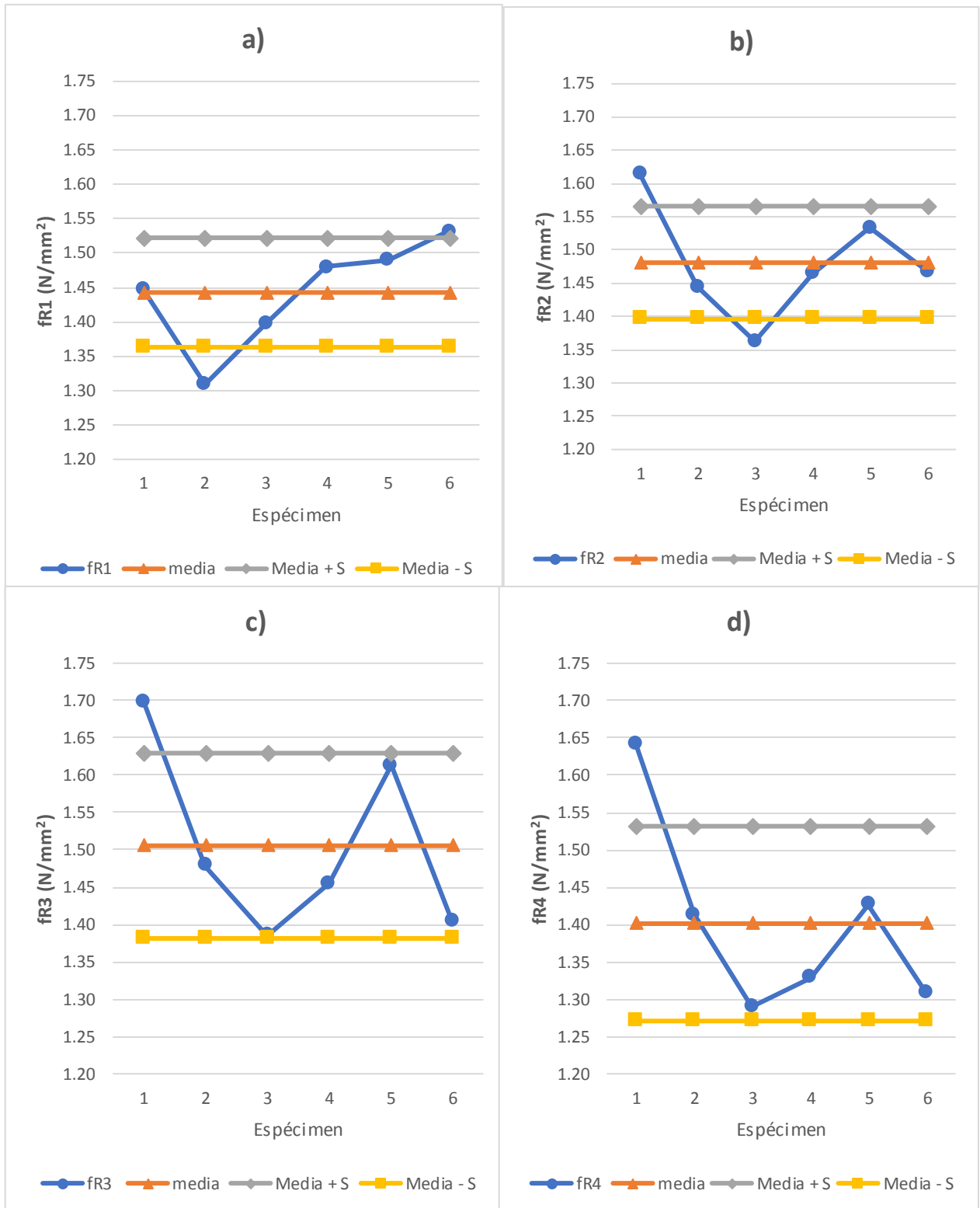


Figura 62. Esfuerzos residuales normales (fR_j) serie 1 obtenidos a una relación $a/d=0.16$, a) = $fR1$, b) = $fR2$, c) = $fR3$, d) = $fR4$.

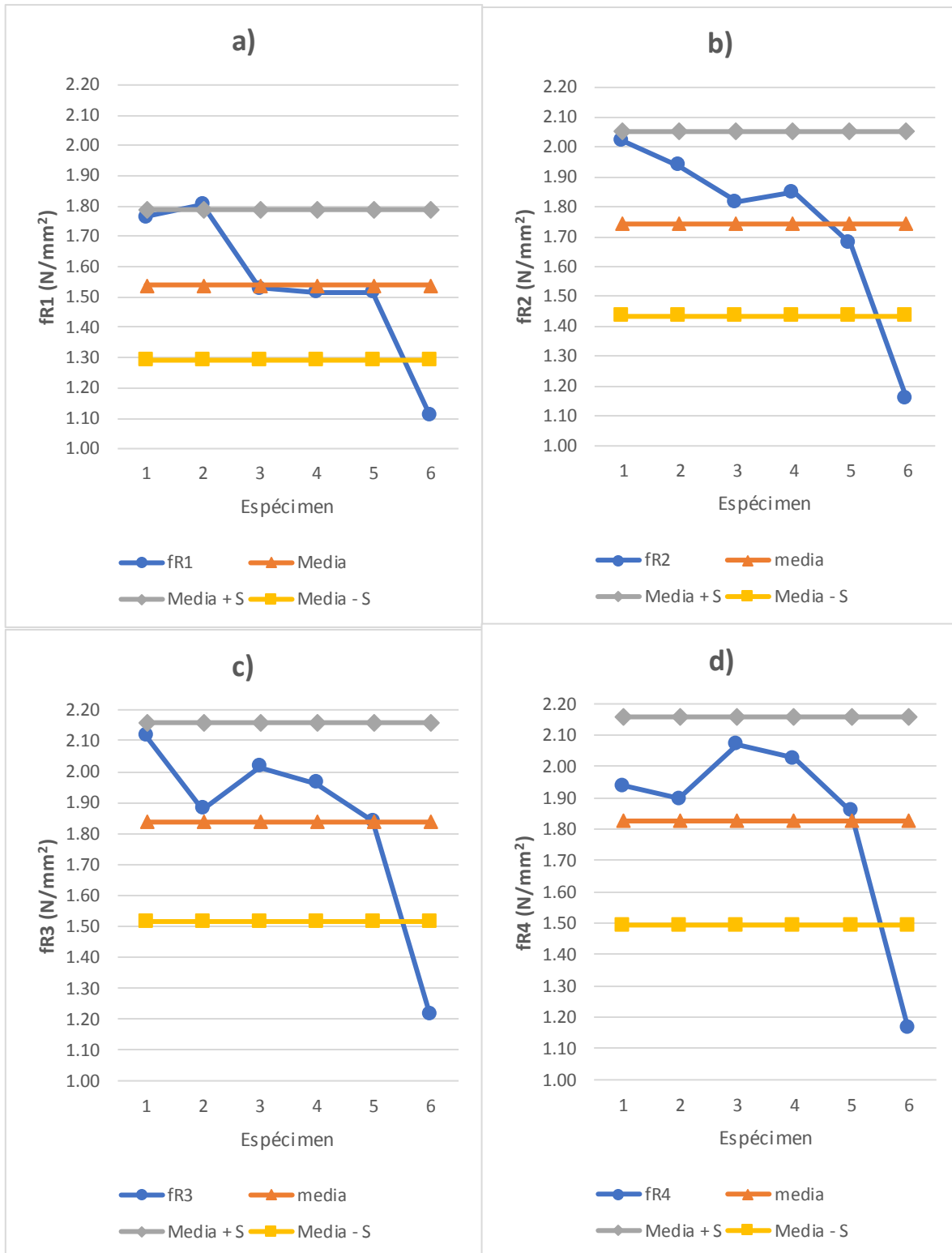


Figura 63. Esfuerzos residuales normales (fR_j) serie 1 obtenidos a una relación $a/d=0.33$, a) = fR_1 , b) = fR_2 , c) = fR_3 , d) = fR_4 .

Como puntos finales para esta serie, y con base en lo presentado en la tabla 20, donde se muestran los resultados obtenidos en la etapa residual para la serie 1 y una relación $a/d = 0.08$, esto para los cinco especímenes ensayados (V01-V05), comprendiendo los esfuerzos en lop (flop) y los esfuerzos residuales fR_1 , fR_2 , fR_3 , fR_4 , correspondientes a un $cmod$ de 0.5 mm, 1.5 mm, 2.5 mm y 3.5 mm respectivamente.

Se puede notar que para esta relación a/d se obtuvieron coeficientes de variación menores que la serie con $a/d = 0$, con un máximo de 32%, lo que conlleva de igual manera a analizar cualquier dato anómalo que se pueda encontrar fuera de los límites máximo y mínimo (media + desviación estándar y media-desviación estándar, respectivamente).

De igual manera, en la tabla 19 se muestran los resultados obtenidos en la etapa residual para la serie 1 y una relación $a/d = 0.16$, esto para los seis especímenes ensayados (V01-V06) comprendiendo los esfuerzos en lop (flop) y los esfuerzos residuales fR_1 , fR_2 , fR_3 , fR_4 , correspondientes a un $cmod$ de 0.5 mm, 1.5 mm, 2.5 mm y 3.5 mm, respectivamente.

Se puede notar que para esta relación a/d , se obtuvieron coeficientes de variación considerablemente bajos, con un máximo de 8%, que asemeja un mejor control en los resultados a estos 25 mm de profundidad de ranura, pero igualmente se analizó todo aquel dato anómalo encontrado.

Finalmente, en lo que respecta a esta serie 1, en la tabla 20 se muestran los resultados obtenidos en la etapa residual para una relación $a/d = 0.33$, esto para los seis especímenes ensayados (V01-V06), comprendiendo los esfuerzos en lop (flop) y los esfuerzos residuales fR_1 , fR_2 , fR_3 , fR_4 , correspondientes a un $cmod$ de 0.5mm, 1.5mm, 2.5 mm y 3.5 mm, respectivamente.

Se puede notar que para esta relación a/d , se obtuvieron coeficientes de variación relativamente bajos, con un máximo de 16%, que asemeja un mejor control en los resultados

a esta relación a/d . De igual manera se puede comentar que en aquellos especímenes con una profundidad de ranura mayor que 13mm se obtuvieron las menores variaciones en los resultados, lo que nos asemeja un control del proceso de agrietamiento más eficiente a relaciones a/d mayores a 0.08.

3.2.8.2 Serie 2

En la figura 64 se dan a conocer los cuatro esfuerzos residuales obtenidos (fR_1 - fR_4), comentando en primera instancia lo obtenido en la figura 64^a, donde los valores correspondientes a V03 y V06 se encuentran fuera de los límites máximo y mínimo, por lo cual se requirió su análisis mediante la prueba de Grubb, obteniéndose los factores T_{cal} = 1.407 y 1.529 para V03 y V06 respectivamente; ambos resultaron ser menores que T_{tab} (1.822 para un número de ensayos $n= 6$ y nivel de confiabilidad del 95%); por lo tanto, ambos son considerados en los cálculos finales tanto de media, desviación estándar y coeficiente de variación para fR_1 .

De igual manera para las demás figuras (64b - 64d), (65a - 65d), (66a - 66d), (67a - 67d), los esfuerzos que se encontraron fuera de estos límites máximo y mínimo fueron sometidos a la prueba de Grubb, obteniéndose para todos los casos factores T_{cal} menores que el límite propuesto por dicha prueba para un número de ensayos específico (6 y 5), obteniéndose un grado de confiabilidad del 95%. Mientras en la tabla 21 se muestran los resultados obtenidos en la etapa residual para la serie 2 y las relaciones a/d manejadas en la investigación, esto para los seis especímenes ensayados (V01-V06) para cada relación a/d , comprendiendo los esfuerzos en l_{op} (f_{lop}) y los esfuerzos residuales fR_1 , fR_2 , fR_3 , fR_4 , correspondientes a un c_{mod} de 0.5mm, 1.5mm, 2.5 mm y 3.5 mm, respectivamente.

TABLA 21. Esfuerzos en lop (flop) para cada relación a/d, serie 2.

Descripción	CMOD (mm)	fRj (N/mm ²)						S (N/mm ²)	Media (N/mm ²)	C.V. (%)
		V01	V02	V03	V04	V05	V06			
a/d= 0										
L.O.P.	0	6.41	6.74	6.95	6.14	5.67	5.81	0.51	6.29	8.09
CMOD ₁	0.5	2.9	2.38	3.24	2.5	2.83	1.93	0.46	2.63	17.46
CMOD ₂	1.5	3.14	1.93	3.59	2.81	2.9	1.78	0.7	2.69	26.11
CMOD ₃	2.5	2.93	1.71	3.24	2.74	3.29	1.76	0.71	2.61	27.14
CMOD ₄	3.5	2.68	1.45	2.9	2.45	3.1	1.78	0.65	2.39	27.11
a/d= 0.08										
L.O.P.	0	5.04	5.58	5.5	6.41	4.83	5.63	0.55	5.5	9.98
CMOD ₁	0.5	3.59	3.5	3.49	3.46	3.31	3.18	0.15	3.42	4.38
CMOD ₂	1.5	4.1	4	3.83	3.93	3.53	3.93	0.19	3.89	5.02
CMOD ₃	2.5	4.05	4.12	3.62	3.88	3.35	3.97	0.29	3.83	7.63
CMOD ₄	3.5	3.75	3.92	3.18	3.66	3.02	3.6	0.35	3.52	9.88
a/d= 0.16										
L.O.P.	0	4.35	4.28	4.45	4.59	4.29	4.45	0.12	4.4	2.74
CMOD ₁	0.5	3.15	2.24	2.78	3.08	2.6	3.48	0.44	2.9	15.26
CMOD ₂	1.5	4.02	2.43	3.83	3.55	3.3	4.41	0.68	3.59	19.04
CMOD ₃	2.5	4	2.37	3.88	3.56	3.28	3.68	0.59	3.46	17.08
CMOD ₄	3.5	3.98	2.2	3.85	3.38	2.94	3.53	0.66	3.31	19.89
a/d= 0.33										
L.O.P.	0	4.88	5.27	4.51	5.43	5.22	4.19	0.35	5.02	6.93
CMOD ₁	0.5	2.96	2.5	1.75	3.61	3.74	2.49	0.76	3	26.61
CMOD ₂	1.5	3.66	3.25	2.44	4.34	4.65	2.82	0.86	3.53	24.35
CMOD ₃	2.5	3.5	3.53	2.6	4.63	4.87	2.79	0.93	3.65	25.46
CMOD ₄	3.5	3.35	3.56	2.64	4.45	4.91	2.72	0.92	3.6	25.42

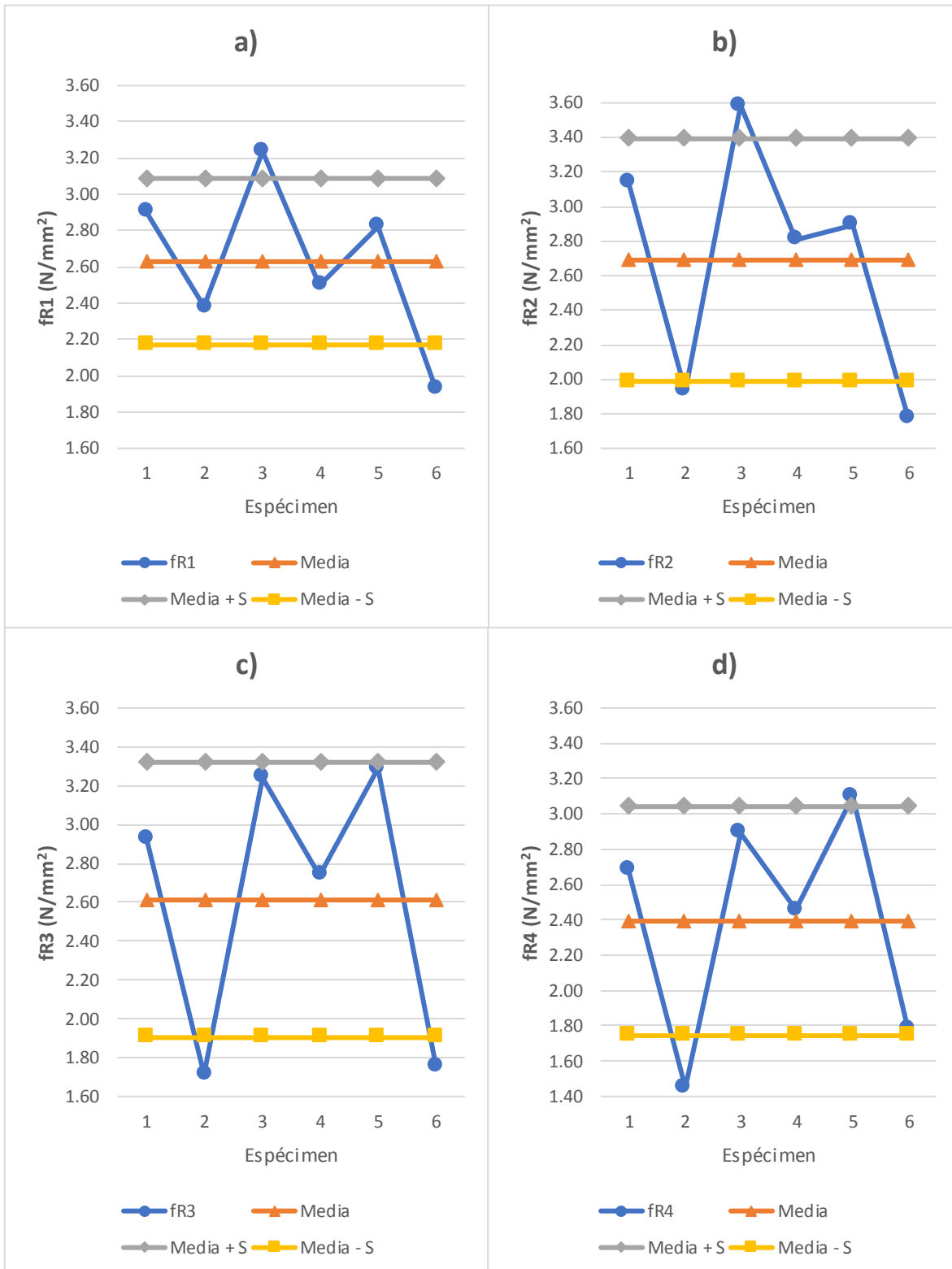


Figura 64. Esfuerzos residuales normales (fR_j) serie 2 obtenidos a una relación $a/d=0$ a) = $fR1$, b) = $fR2$, c) = $fR3$, d) = $fR4$.

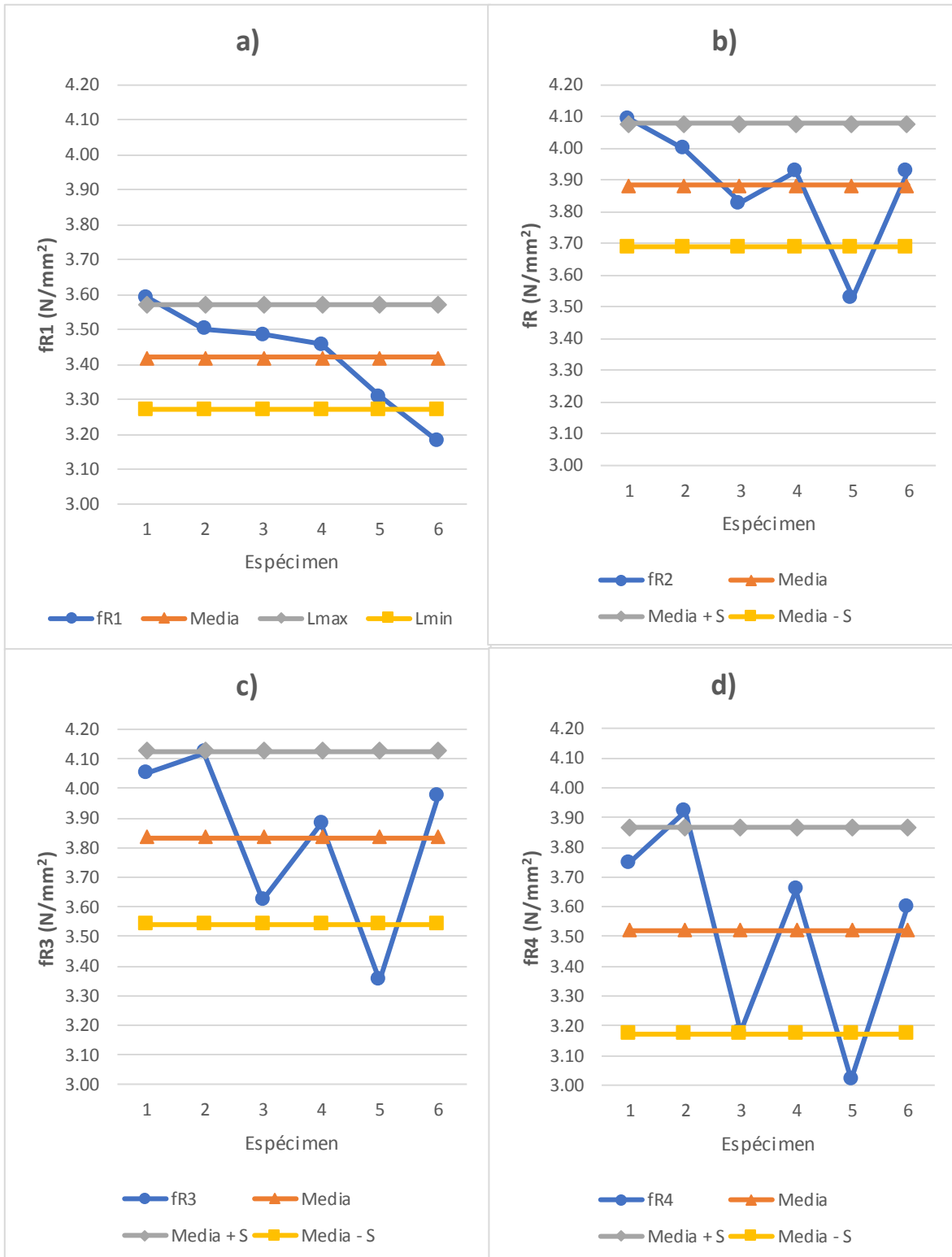


Figura 65. Esfuerzos residuales normales (fR_j) serie 2 obtenidos a una relación $a/d=0.08$ a) = $fR1$, b) = $fR2$, c) = $fR3$, d) = $fR4$.

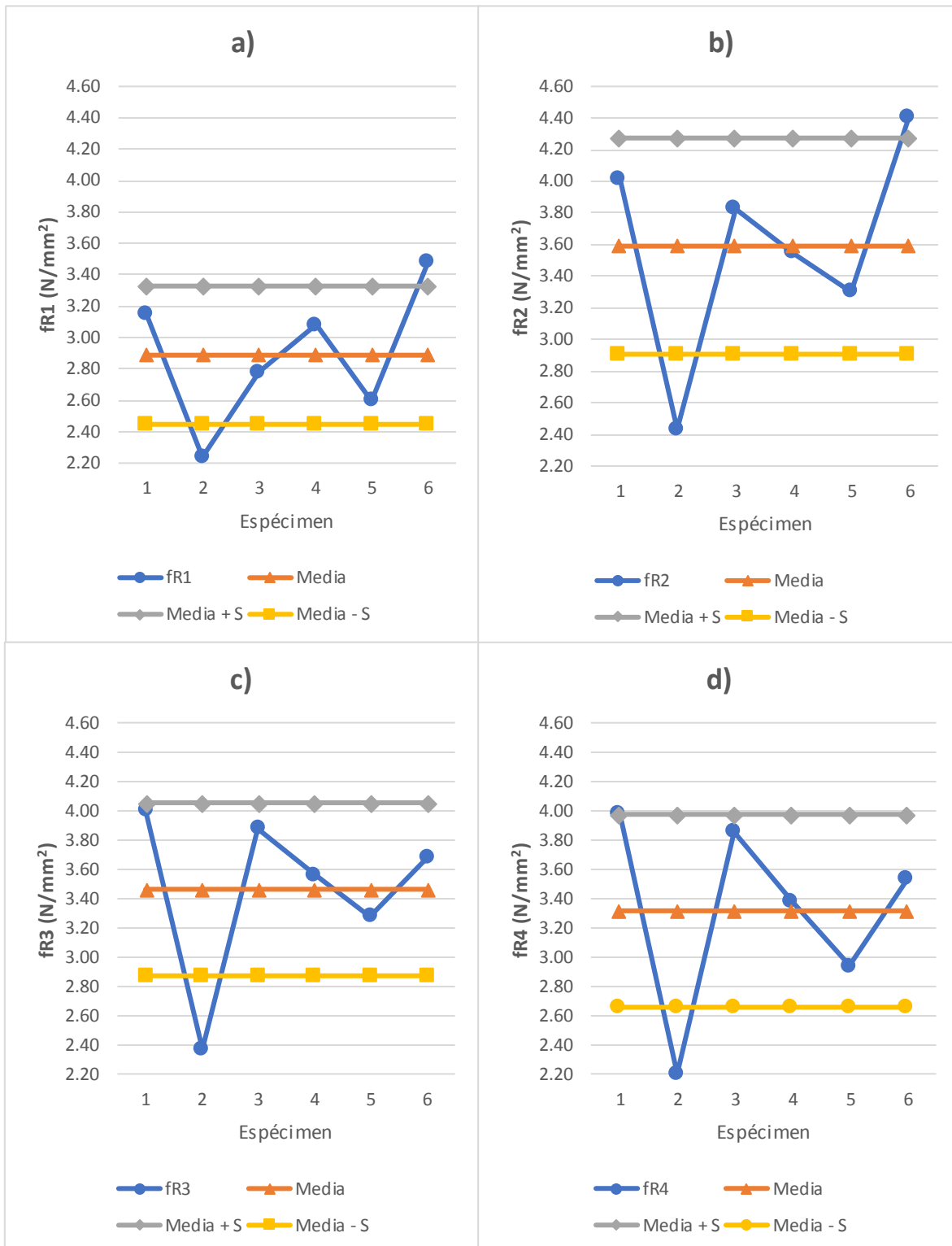


Figura 66. Esfuerzos residuales normales (fr_j) serie 2 obtenidos a una relación $a/d=0.16$ a) = $fr1$, b) = $fr2$, c) = $fr3$, d) = $fr4$.

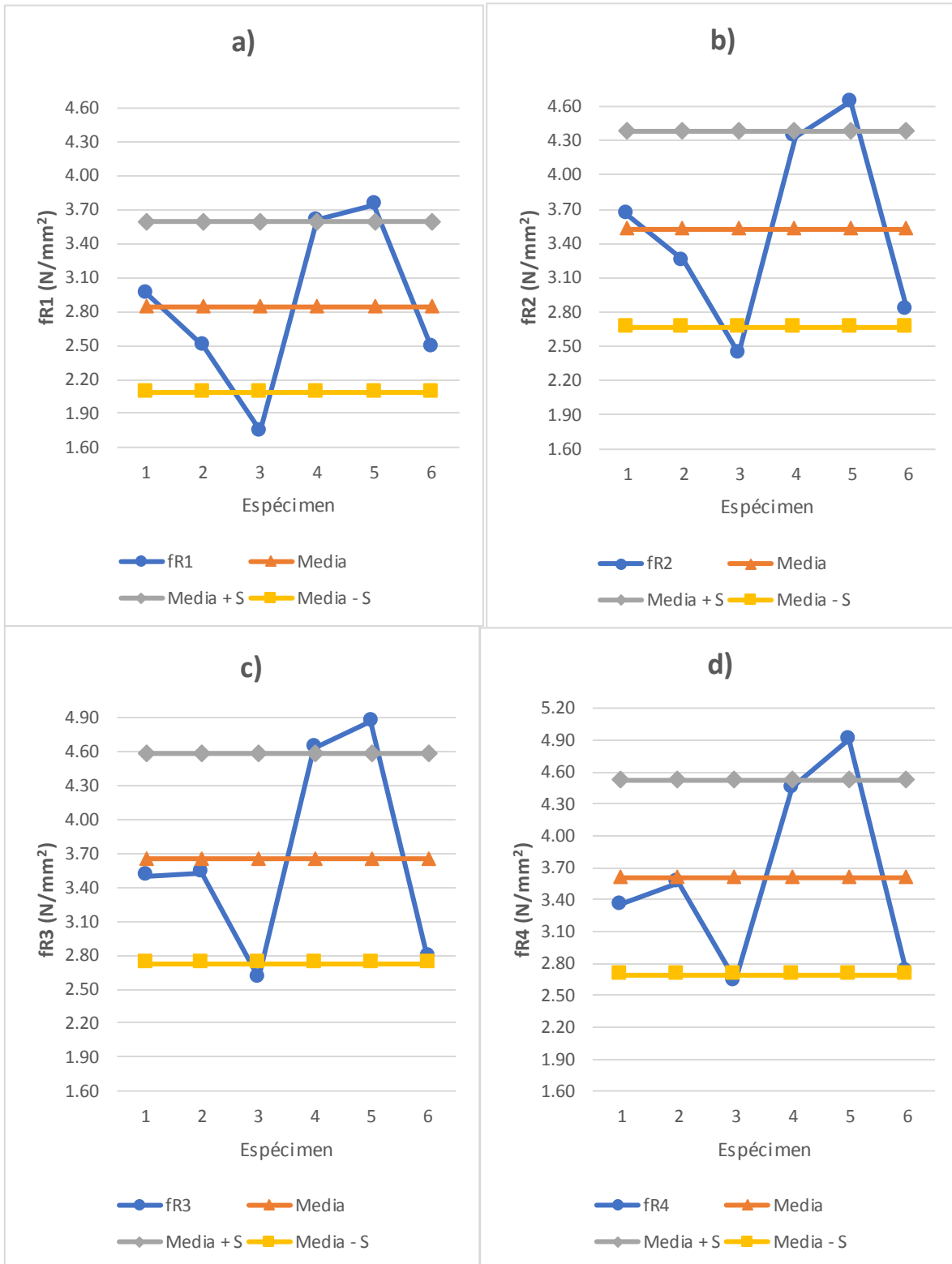


Figura 67. Esfuerzos residuales normales (fRj) serie 2 obtenidos a una relación a/d=0.33 a) = fR1, b) = fR2, c) = fR3, d) = fR4.

Se puede notar, según lo presentado en la tabla 20, que para esta relación $a/d=0$, al no tener un control del proceso de agrietamiento los coeficientes de variación son un tanto elevados, con un máximo de 27%. Esto se puede atribuir al hecho de que, al no haberse ranurado previamente, no se tiene control del proceso de agrietamiento, que igualmente conlleva de igual manera a analizar cualquier dato anómalo que se pueda encontrar fuera de los límites máximo y mínimo.

Igualmente, en dicha tabla se pueden observar los resultados obtenidos en la etapa residual para la relación a/d igual a 0.08, esto para los seis especímenes ensayados (V01-V06). Se notó que para esta relación $a/d=0.08$ se obtuvieron coeficientes de variación relativamente bajos, en comparación con aquella serie con $a/d=0$, con un máximo de 10%.

Para la relación a/d igual a 0.16 se obtuvieron coeficientes de variación relativamente mayores que los obtenidos en los especímenes con $a/d=0.08$, destacando que para toda esta serie se está utilizando una cantidad de fibra superior que la serie 1 y al aumentar la relación a/d es posible que la cantidad de fibras efectivas sea mayor y, por ende, la orientación al azar de estas en la matriz puede traer consigo un efecto considerable en la variación de los resultados.

En lo que respecta a la relación a/d igual a 0.33, se obtuvieron coeficientes de variación relativamente mayores, en comparación con aquella serie con $a/d=0.16$, siendo el máximo de hasta 26.61%. Visto esto, es importante considerar que la cantidad de las fibras efectivas presentes en las caras agrietadas puede ser mayor, a medida que se incrementa la relación a/d , lo que puede generar que la distribución aleatoria de éstas genere este efecto en la dispersión de los resultados. Igual es importante destacar que las mayores variaciones en los resultados se obtuvieron para aquella serie que no contaba con una ranura previamente hecha; es decir, una relación $a/d=0$, como se observa en la tabla 21, alcanzando un valor máximo

de 27%, lo que da a entender la importancia de controlar el proceso de agrietamiento mediante una ranura inducida en el tramo medio del espécimen, antes del ensaye.

3.2.8.3 Comparación de esfuerzos residuales normales series 1 y 2

Una vez presentados los resultados de manera individual con base en su relación ranura-peralte y siendo aceptados o descartados los datos no consistentes, mediante la prueba de Grubb, es imperativo hacer una comparación general entre ambas series, para evaluar el efecto de esta relación a/d y la cantidad de fibra en el desempeño por agrietamiento del CRFA.

En primera instancia, se presentarán los datos en conjunto para cada serie por separado, para evaluar el efecto de la relación a/d a una misma cantidad de fibra (véase tablas 22-23, figuras 68-69 para las series 1 y serie 2, respectivamente); en segunda instancia, se muestra una comparación de las dos series estudiadas respecto a la influencia de esta relación a/d en el desempeño residual del CRFA. (véase figuras 70-71) y como tercer punto en este apartado de los esfuerzos residuales normales (fR_j), se muestra una comparación general del rendimiento de cada serie en la etapa residual, basados en promedios finales obtenidos para cada una y en la cantidad de fibras utilizadas. (véase tabla 24 y figura 72).

TABLA 22. *Esfuerzos normales promedios (fR_j). serie I.*

a/d	Esfuerzos normales promedios (fR_j)				
	(N/mm²)				
	flop	fR₁	fR₂	fR₃	fR₄
0	6.18	1.56	1.69	1.67	1.59
0.08	4.84	1.38	1.48	1.46	1.38
0.16	4.34	1.44	1.48	1.51	1.35
0.33	4.70	1.54	1.86	1.96	1.96

TABLA 23. *Esfuerzos normales promedios (fRj). serie II.*

a/d	Esfuerzos normales promedios (fRj) (N/mm²)				
	flop	fR₁	fR₂	fR₃	fR₄
0	6.29	2.59	2.69	2.61	2.39
0.08	5.50	3.42	3.89	3.83	3.52
0.16	4.40	2.89	3.59	3.46	3.31
0.33	5.02	2.84	3.53	3.65	3.60

Se puede notar que, a medida que la relación a/d incrementa, la resistencia a la tensión por flexión (flop) disminuye; lo que, en términos generales, era algo esperado debido a que se está disminuyendo el área de concreto que es capaz de resistir las cargas aplicadas. Por otra parte, en la tabla 22 y en la figura 68 se puede notar que, independientemente de que la resistencia a la primera grieta se vea reducida con el incremento de a/d , esta variable genera un desempeño en la etapa residual, favorable, en cuanto esta relación aumenta, presentando un mayor desempeño a una relación a/d igual a 0.33, lo que da a entender que la resistencia residual aportada por las fibras de acero no dependerá tanto en la profundidad de ranurado hecha, sino más bien de la cantidad de fibras efectivas presentes en las caras agrietadas capaces de transmitir esfuerzos a través de éstas, destacando igualmente que el efecto significativo de la adición de las fibras de acero como refuerzo en el concreto es claramente en la etapa posterior al agrietamiento de la matriz cementante. Por otra parte, en la tabla 23 y figura 69 se observa que el mayor desempeño residual se obtuvo, en este caso, a una relación a/d menor que para la serie uno, lo que da a entender igualmente que, independientemente de la profundidad de ranurado que se tenga, el desempeño post agrietamiento dependerá más que todo de la cantidad de fibras efectivas capaces de transmitir esfuerzos a través de las caras agrietadas.

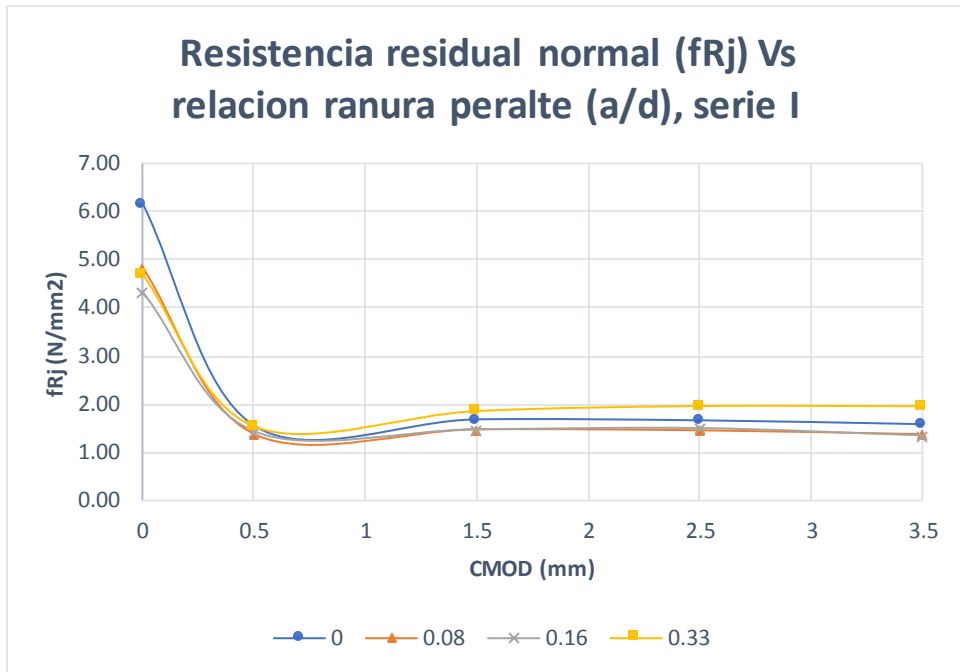


Figura 68. Esfuerzos normales promedios (f_{Rj}) Vs relación ranura/peralte (a/d), serie 1.

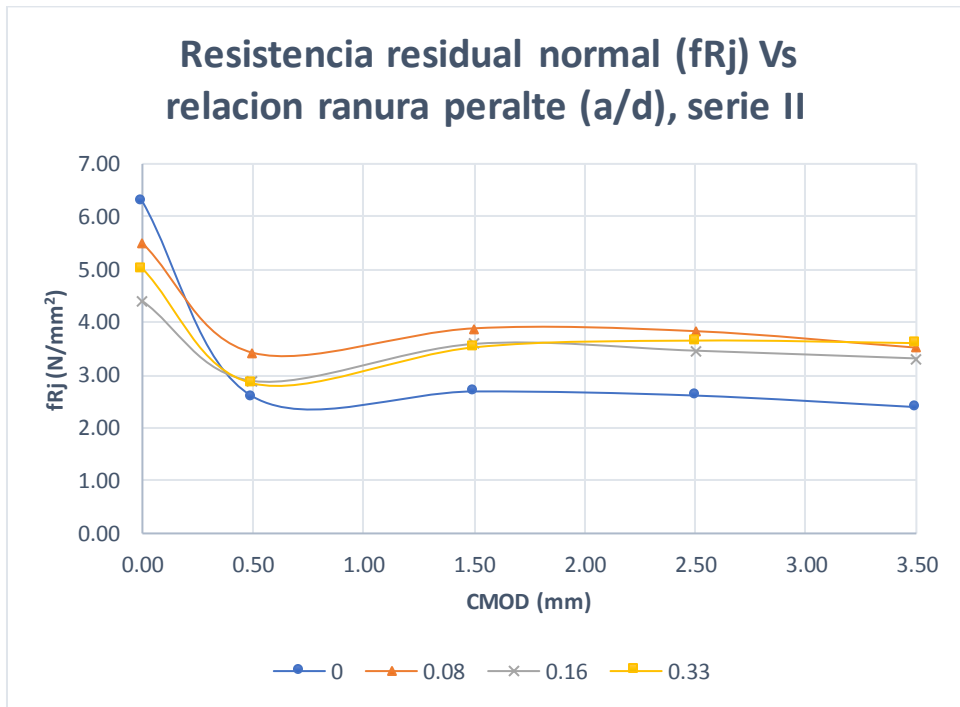


Figura 69. Esfuerzos normales promedios (f_{Rj}) Vs relación ranura/peralte (a/d), serie 2.

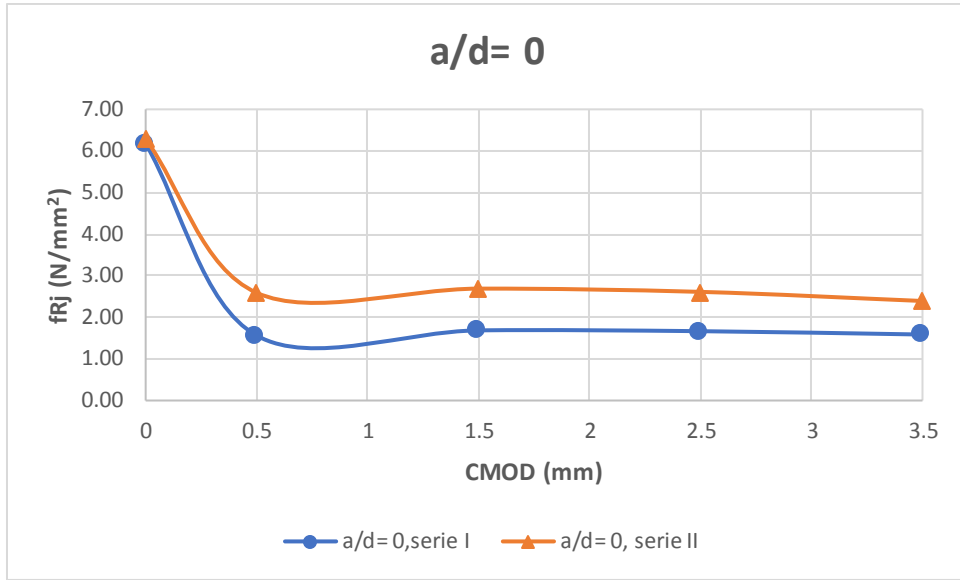


Figura 70. Comparación de esfuerzos residuales para las series I y II a una profundidad de ranura $a = 0\text{mm}$ y $a/d = 0$.

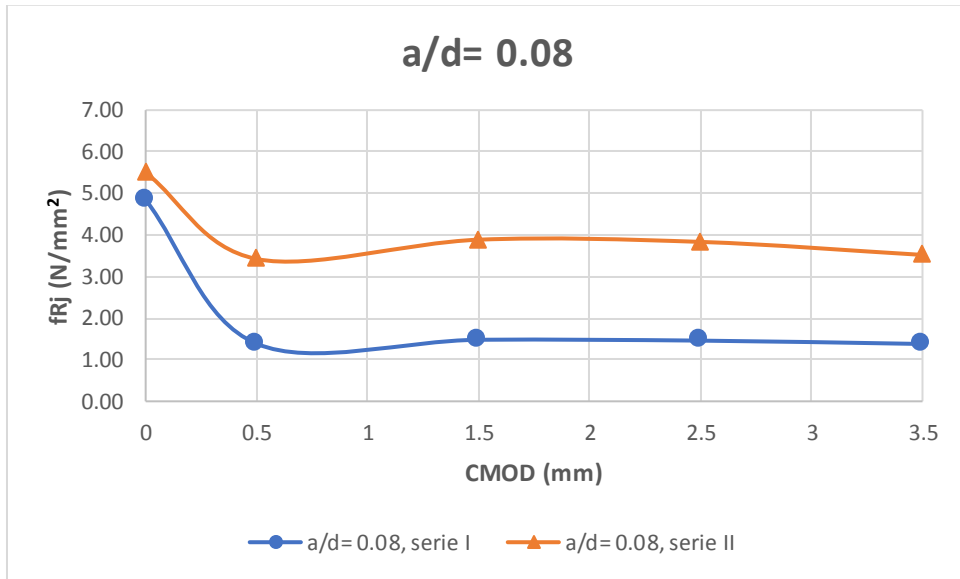


Figura 71. Comparación de esfuerzos residuales para las series I y II a una profundidad de ranura $a = 13\text{mm}$ y $a/d = 0.08$.

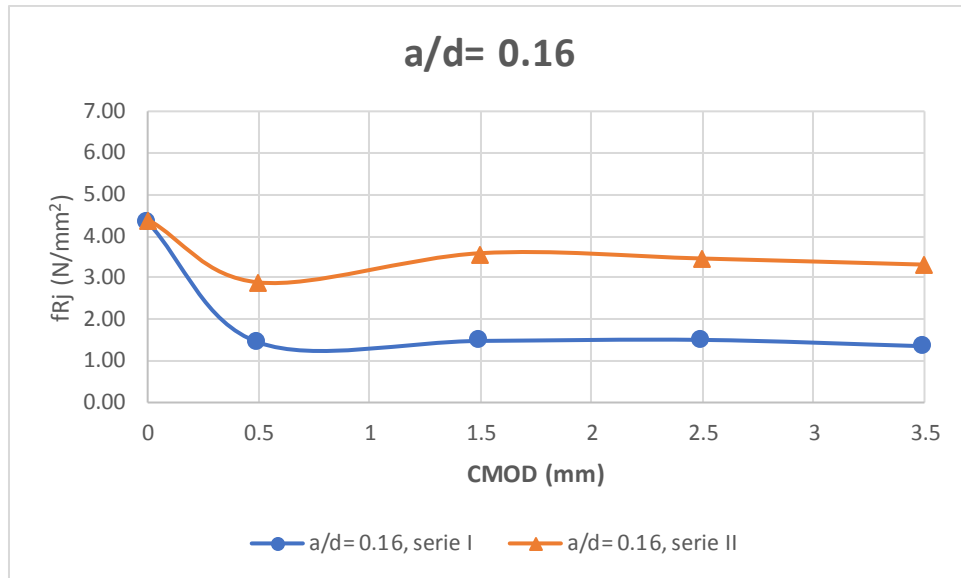


Figura 72. Comparación de esfuerzos residuales para las series I y II a una profundidad de ranura $a = 25\text{mm}$ y $a/d = 0.16$.

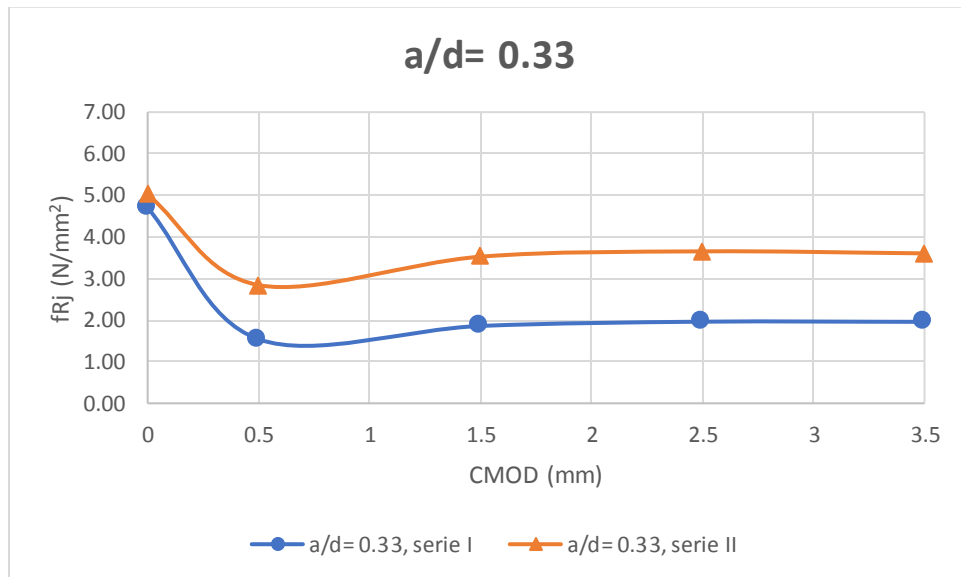


Figura 73. Comparación de esfuerzos residuales para las series I y II a una profundidad de ranura $a = 50\text{mm}$ y $a/d = 0.33$.

En cuanto a la resistencia a la tensión por flexión, observa en las cuatro gráficas que ésta no varía significativamente con el incremento en la cantidad de fibras utilizadas, debido a que en esta etapa se considera que únicamente el concreto está oponiendo resistencia a agrietarse, respecto la carga es aplicada. Caso contrario se observa en la etapa residual en donde sí se ve un incremento considerable al pasar de 20 kg/m^3 – 40 kg/m^3 de contenido de fibras.

Por otra parte se puede notar que para aquella serie en la que no se contaba con un corte previo, (es decir una relación $a/d=0$) que controlase el proceso de agrietamiento, el rendimiento de las fibras al incrementar su porcentaje se vio disminuido claramente en comparación con aquellas que sí contaban con una ranura ($a/d > 0$), previamente hecha, esto se debe a que, al no tener un control del proceso de agrietamiento en la matriz, la concentración de esfuerzos se puede dar, o las micro grietas pueden aparecer en zonas donde la cantidad de fibras capaces de transmitir esfuerzos o de mantener y controlar este micro agrietamiento es insuficiente respecto a otras; mientras al inducir una ranura que controle la zona donde aparecerá la primera grieta en todos los especímenes ensayados, (siempre y cuando se siga un procedimiento de fabricación previo controlado y adecuado) se garantiza una cantidad mínima de fibras efectivas que pueden variar de un espécimen a otro, pero cuya variación será mucho menor en comparación con aquellos especímenes en los que la zona de aparición de la primera grieta es incierta ($a/d = 0$).

Igualmente se puede observar que el incremento en la cantidad de fibras alcanza un rendimiento máximo a una relación a/d igual a 0.16 ($a=25\text{mm}$); es decir, al incrementar ésta las fibras por supuesto siguen trabajando, pero el efecto en el desempeño post agrietamiento de pasar de 20 kg/m^3 (0.25%) a 40 kg/m^3 (0.5%) es menor hasta en un 22%.

Cabe destacar que este comportamiento no es definitivo, ni del todo concluyente; es más que todo una tendencia, que se puede mantener o variar esto debido a que el medio más adecuado de representar el aporte de las fibras en la etapa residual es a través de sus esfuerzos residuales característicos (f_{Rjk}), que son aquellos donde se toman en cuenta parámetros cuantitativos y estadísticos tales como el número de especímenes ensayados, la media y desviación estándar obtenida en los resultados. Éstos se discuten en mayor grado en el apartado siguiente, ya que además, mediante parámetros proporcionados tanto por el Rilem TC 162 como por el código

modelo MC 2010 se llegará a una conclusión definitiva del efecto de la relación ranura peralte (a/d) en el comportamiento post agrietamiento del CRFA.

TABLA 24 Esfuerzos (f_{lop}) y (f_{Rj}) finales

Media, desviación estándar y coeficiente de variación	Esfuerzos normales promedios finales (f_{lop}) y (f_{Rj}) (N/mm^2)				
	f_{lop}	f_{R_1}	f_{R_2}	f_{R_3}	f_{R_4}
Serie 1					
\bar{x}	5.02	1.48	1.63	1.65	1.57
S (N/mm^2)	0.8	0.08	0.18	0.23	0.28
C.V. (%)	16	6	11	14	18
Serie 2					
\bar{x}	5.3	2.94	3.42	3.39	3.21
S (N/mm^2)	0.8	0.35	0.51	0.54	0.56
C.V. (%)	15	12	15	16	17

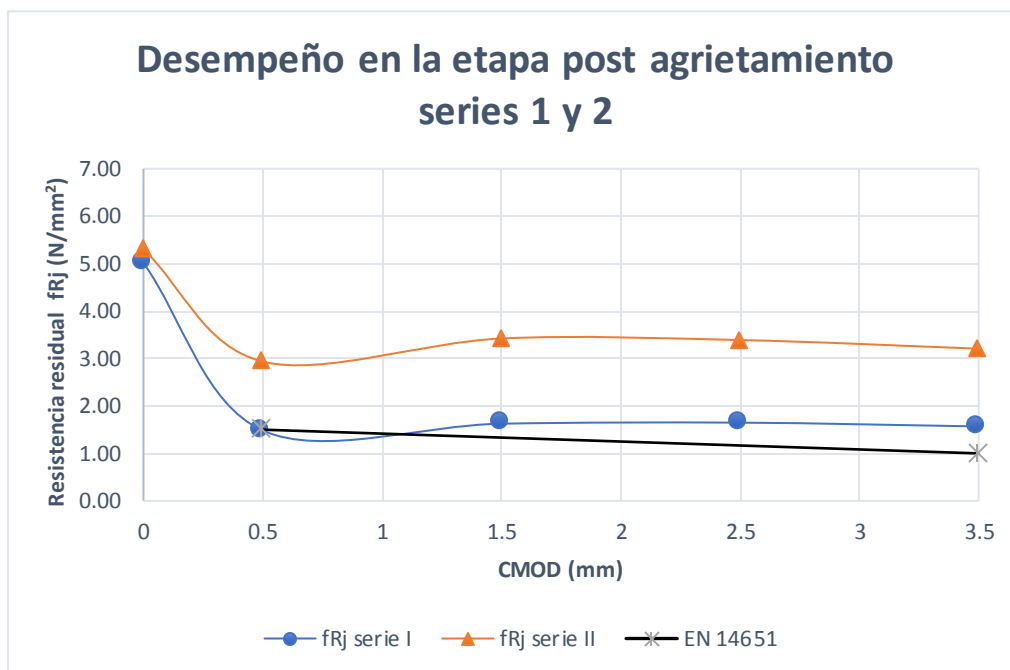


Figura 74. Desempeño post agrietamiento de CRFA con diferentes dosificaciones de fibra ($20 kg/m^3$ y $40 kg/m^3$).

Se utilizaron en esta investigación dos cantidades de fibras equivalentes a $20 kg/m^3$ y $40 kg/m^3$ (serie 1 y serie 2 respectivamente), esto con el fin de analizar el efecto en la etapa post agrietamiento, que trae consigo el variar la cantidad de este refuerzo. Dicho lo anterior, se pueden mencionar ciertos datos concluyentes respecto al comportamiento mostrado; uno de

ellos es, como se ha venido comentando el efecto de las fibras en la etapa previa al agrietamiento de la matriz, punto que fue previamente discutido en este mismo apartado, y cuyo valor, según se observa en la tabla 24, varió apenas un 6%, siendo la diferencia de una serie a otra menor a 0.30 N/mm^2 , lo que hace énfasis en el poco efecto que tienen las fibras en esta etapa y que de igual manera se puede ver en la figura 74. Caso contrario se observa en la etapa residual, donde la adición de fibras en una cantidad mayor utilizada en la serie 1, genera un incremento en los esfuerzos residuales de casi dos veces lo obtenido para esta primera serie, resultando desempeños mayores hasta en un 110%, con cantidades de 40 kg/m^3 respecto a lo obtenido con cantidades de 20 kg/m^3 . Otro punto que cabe comentar es que para cantidades de 20 kg/m^3 , los requerimientos mínimos establecidos por normativas internacionales donde se establecen valores de esfuerzos de 1.5 N/mm^2 a un c_{mod} de 0.5 mm y 1 N/mm^2 a un c_{mod} de 3.5 mm , se ven apenas levemente superados, como se observa en la figura 74. Caso contrario se presenta con el doble de esta cantidad utilizada, la cual supera con creces este requerimiento mínimo establecido; por lo cual se recomendaría utilizar cantidades de esta fibra mayores o iguales a 20 kg/m^3 (0.25%), siempre y cuando en las etapas, tanto en estado fresco como en estado endurecido del CRFA, se tenga un control adecuado y controlado de acuerdo con los requerimientos presentados en las normativas mencionadas en esta investigación y que el proyecto en cuestión lo permita.

3.2.9 Esfuerzos residuales característicos (resistencia residual característica) (f_{Rk})

En este apartado se presentan los resultados de las resistencias normales (f_{Rj}) y características (f_{Rk}) para cada relación a/d, tanto para las series 1 y 2 en forma de tabla, como en forma gráfica, complementados de igual manera por los datos correspondientes a su resistencia promedio, desviación estándar y coeficiente de variación. Luego de presentados

estos datos individuales, se dará a conocer mediante tablas y gráficos un resumen comparativo de las dos series estudiadas.

3.2.9.1 Serie 1

En la tabla 25 y en las figuras 75-78, se dan a conocer los datos de resistencias residuales normales (fR_j) y las resistencias residuales características (fR_{kj}), para las relaciones ranura/peralte (a/d) de 0, 0.08, 0.16 y 0.33, observando la influencia que llega a tener la variación obtenida en los cálculos finales de esta resistencia característica. Este procedimiento de cálculo se llevó a cabo mediante lo comentado en el apartado 2.1.6.3.7, destacando que para esta relación a/d se tuvo un número de ensayos $n= 6$.

TABLA 25. Esfuerzos normales (fR_j) vs esfuerzos normales característicos, (fR_{kj}). Serie 1.

Descripción	CMOD (mm)	fR_j (N/mm ²)	C.V. (%)	S (N/mm ²)	fR_{kj} (N/mm ²)
		Media			
a/d=0					
L.O.P	0	6.18	18.87	1.17	3.64
CMOD ₁	0.5	1.56	31.83	0.5	0.48
CMOD ₂	1.5	1.69	35.38	0.6	0.39
CMOD ₃	2.5	1.67	36.09	0.6	0.36
CMOD ₄	3.5	1.59	35.89	0.57	0.35
a/d=0.08					
L.O.P	0	4.84	2.04	0.1	4.61
CMOD ₁	0.5	1.38	26.93	0.37	0.52
CMOD ₂	1.5	1.48	32.34	0.48	0.36
CMOD ₃	2.5	1.46	32.03	0.47	0.37
CMOD ₄	3.5	1.38	29.93	0.41	0.42
a/d=0.16					
L.O.P	0	4.34	0.85	0.04	4.26
CMOD ₁	0.5	1.44	5.52	0.08	1.27
CMOD ₂	1.5	1.48	5.74	0.09	1.3
CMOD ₃	2.5	1.51	8.24	0.12	1.23
CMOD ₄	3.5	1.35	4.63	0.06	1.22
a/d=0.33					
L.O.P	0	4.7	3.01	0.14	4.39
CMOD ₁	0.5	1.54	16.13	0.25	1
CMOD ₂	1.5	1.86	6.98	0.13	1.58
CMOD ₃	2.5	1.96	5.58	0.11	1.72
CMOD ₄	3.5	1.96	4.49	0.09	1.77

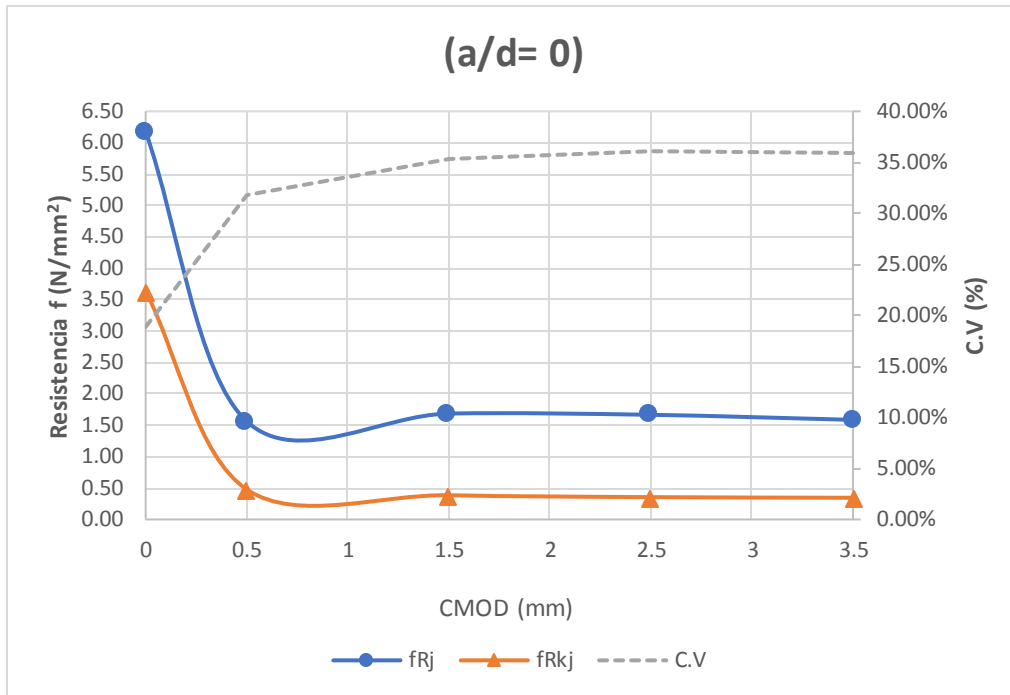


Figura 75. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (fRkj) serie 1, a/d= 0.

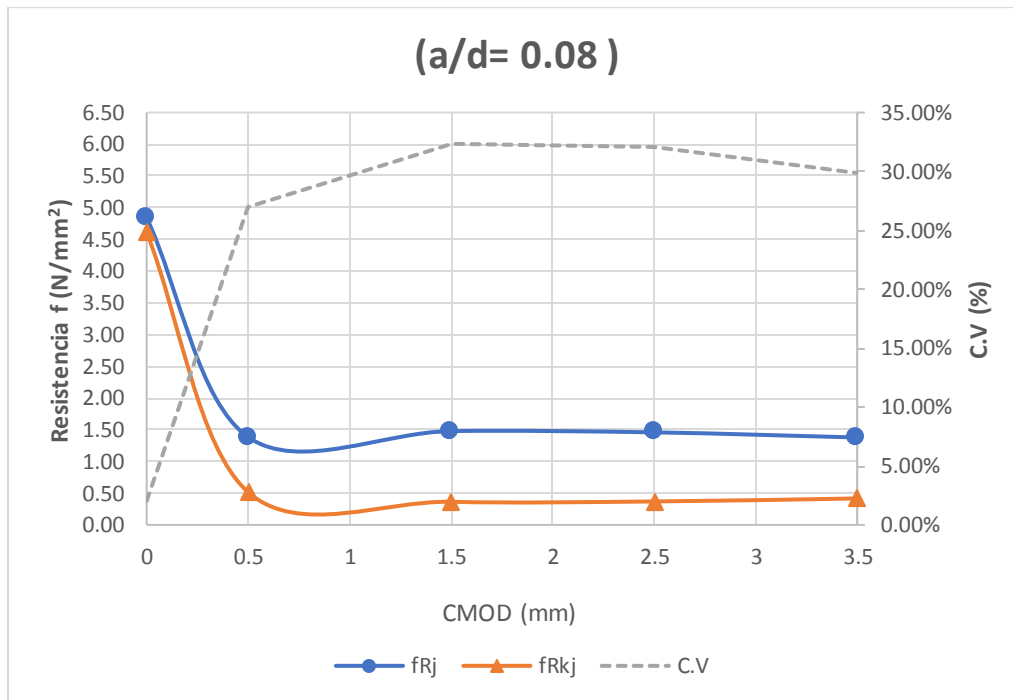


Figura 76. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (fRkj) serie 1, a/d= 0.08.

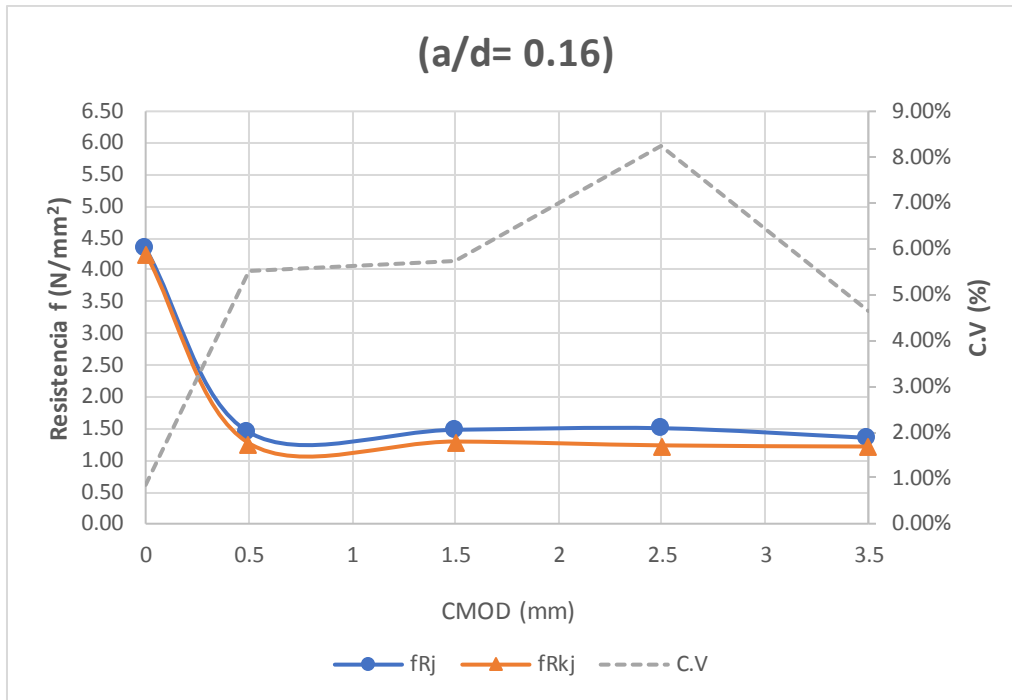


Figura 77. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (f_{Rkj}), serie 1, $a/d= 0.16$.

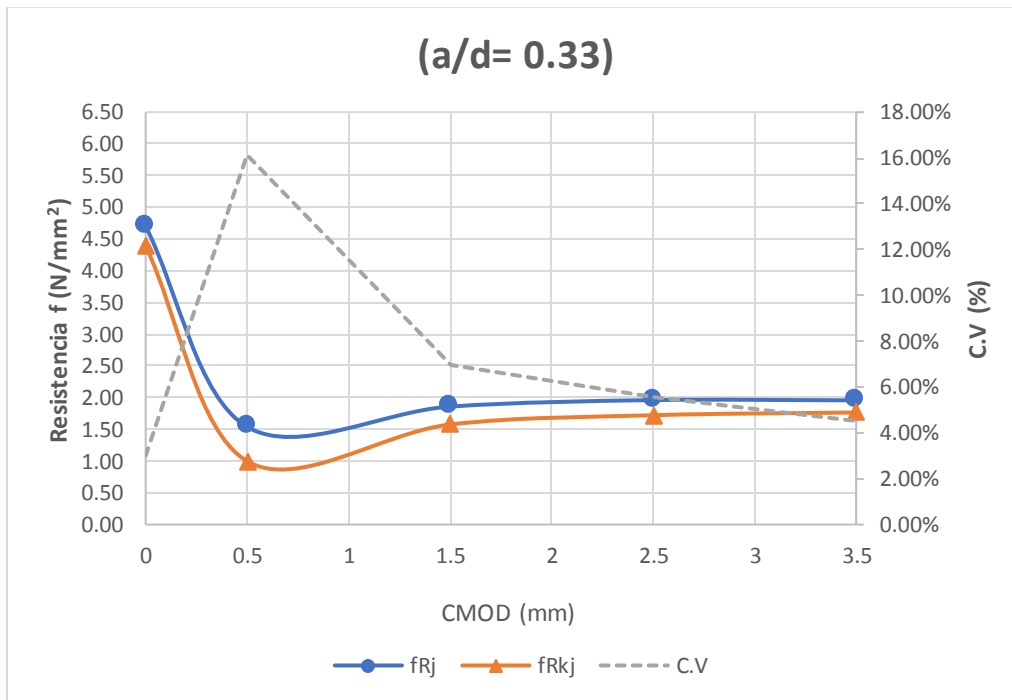


Figura 78. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (f_{Rkj}), serie, $a/d= 0.33$.

Al analizar los resultados se puede observar la considerable sensibilidad que la resistencia característica (f_{Rkj}) guarda con el coeficiente de variación, debido a que, para un mismo valor medio de f_{Rj} , cuanto mayor es la dispersión entre los resultados de la serie, menor resultan ser los valores de f_{Rkj} obtenidos. Esto se puede observar mayormente reflejado en aquella donde $a/d=0$, debido a que no se tiene un control del proceso de agrietamiento y la variación de los resultados obtenidos es considerablemente mayor, observándose valores de hasta un 36% (véase tabla 24) que trae consigo, por ejemplo, que la resistencia media original para un $CMOD_3$ igual a 1.67 N/mm^2 , en términos de resistencia residual característica, no alcance ni los 0.5 N/mm^2 ; es decir, se obtuvo una reducción del 78%.

Se puede observar que, a medida que la relación a/d se incrementa, la dispersión en los resultados se ve considerablemente reducida; es decir, se tiene más control en el proceso de agrietamiento, lo que genera resultados más cercanos entre ellos. Es imperativo señalar, de igual manera, que para esta cantidad de fibra el rendimiento máximo en la etapa residual, en términos de variación de resistencia normal (f_{Rj}) a resistencia característica (f_{Rkj}), se presentó a una relación a/d igual a 0.16, y que al pasar de esta a 0.33 la variación en los resultados se vio afectado con un máximo de 16%, en comparación con el máximo de 8% para $a/d=0.16$.

Por lo tanto, se puede destacar que, para esta cantidad de fibra, el incremento de la relación ranura - peralte se considera óptimo en el control del proceso de agrietamiento, hasta una relación igual a 0.16 (25 mm de profundidad de ranura), al obtenerse una menor disminución en la resistencia residual característica final (f_{Rkj}). Esto no quiere decir que al incrementar la relación a/d , el efecto de las fibras no sea benéfico, ya que se observaron variaciones mucho menores en cuanto a aquellos especímenes con relaciones $a/d=0$.

3.2.9.2 Serie 2

En la tabla 26 y en las figuras 79 - 82, se dan a conocer los datos de resistencias residuales normales (fR_j) y las resistencias residuales características (fR_{kj}), para las relaciones ranura/peralte (a/d) = 0, 0.08, 0.16 y 0.33 respectivamente, observando la influencia que llega a tener la variación obtenida en los cálculos finales de esta resistencia característica. Este procedimiento de cálculo se llevó a cabo mediante lo comentado en el apartado 2.1.6.3.7.

TABLA 26. Esfuerzos normales (fR_j) vs esfuerzos normales característicos, (fR_{kj}). Serie 2.

Descripción	CMOD (mm)	fR_j (N/mm ²)	C.V. (%)	S (N/mm ²)	fR_{kj} (N/mm ²)
		Media			
a/d=0					
L.O.P	0	6.29	8.09	0.51	5.18
CMOD ₁	0.5	2.59	19.38	0.5	1.5
CMOD ₂	1.5	2.69	26.11	0.7	1.16
CMOD ₃	2.5	2.61	27.14	0.71	1.07
CMOD ₄	3.5	2.39	27.11	0.65	0.98
a/d=0.08					
L.O.P	0	5.5	9.98	0.55	4.3
CMOD ₁	0.5	3.42	4.38	0.15	3.09
CMOD ₂	1.5	3.89	5.02	0.19	3.46
CMOD ₃	2.5	3.83	7.63	0.29	3.19
CMOD ₄	3.5	3.52	9.88	0.35	2.76
a/d=0.16					
L.O.P	0	4.4	2.74	0.12	4.14
CMOD ₁	0.5	2.89	15.26	0.44	1.93
CMOD ₂	1.5	3.59	19.04	0.68	2.1
CMOD ₃	2.5	3.46	17.08	0.59	2.17
CMOD ₄	3.5	3.31	19.89	0.66	1.88
a/d=0.33					
L.O.P	0	5.02	6.93	0.35	4.26
CMOD ₁	0.5	2.84	26.61	0.76	1.19
CMOD ₂	1.5	3.53	24.35	0.86	1.65
CMOD ₃	2.5	3.65	25.46	0.93	1.63
CMOD ₄	3.5	3.6	25.42	0.92	1.61

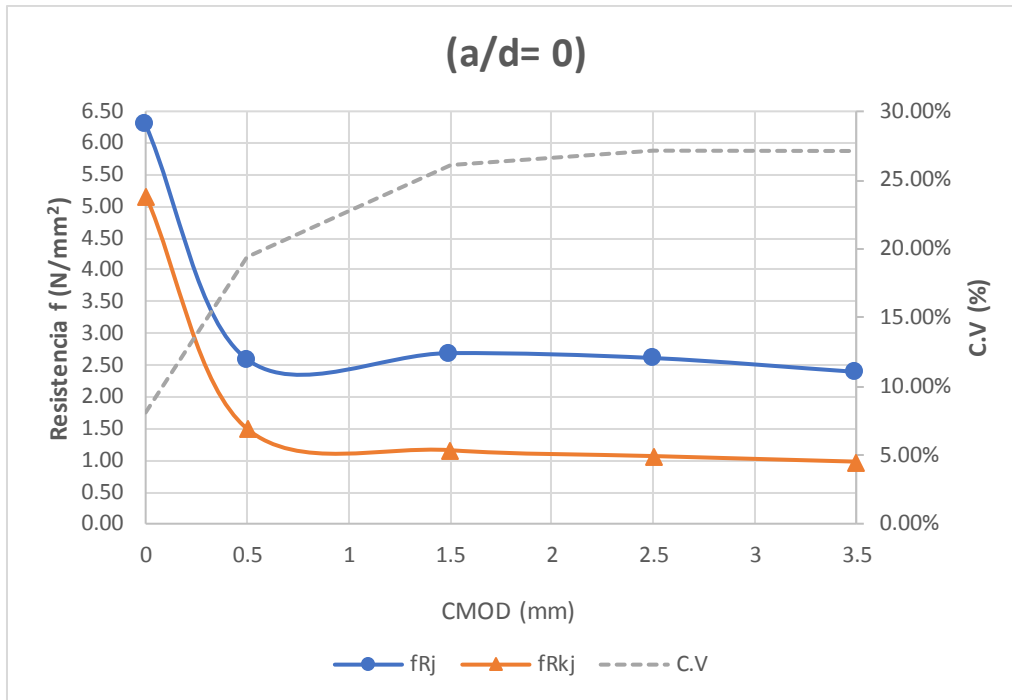


Figura 79. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (fR_{kj}), serie 2, $a/d= 0$.

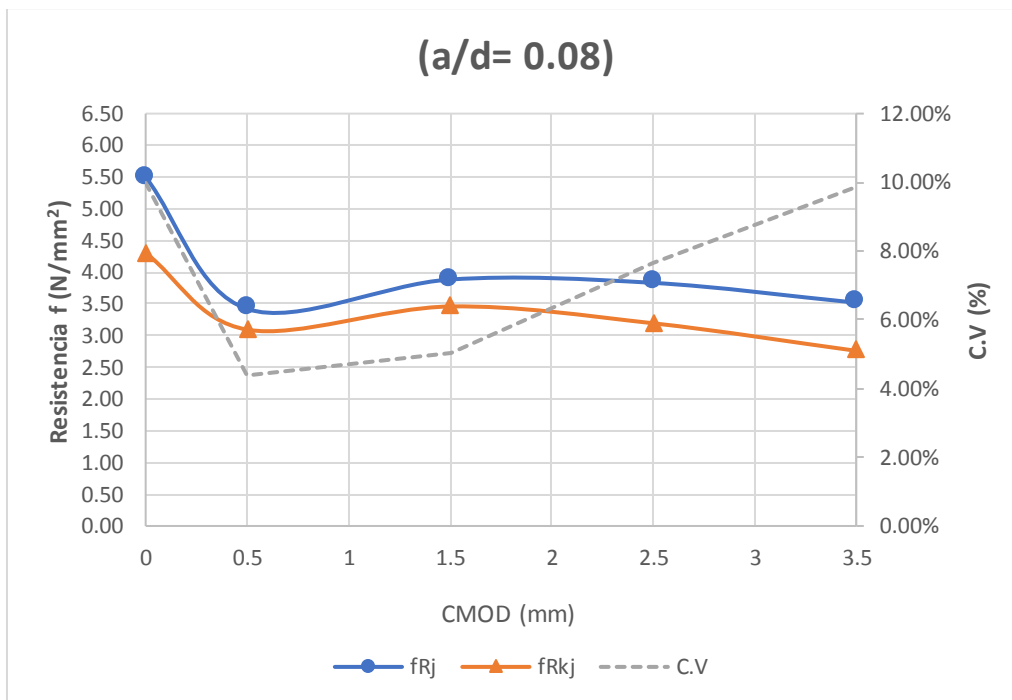


Figura 80. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (fR_{kj}), serie 2, $a/d= 0.08$.

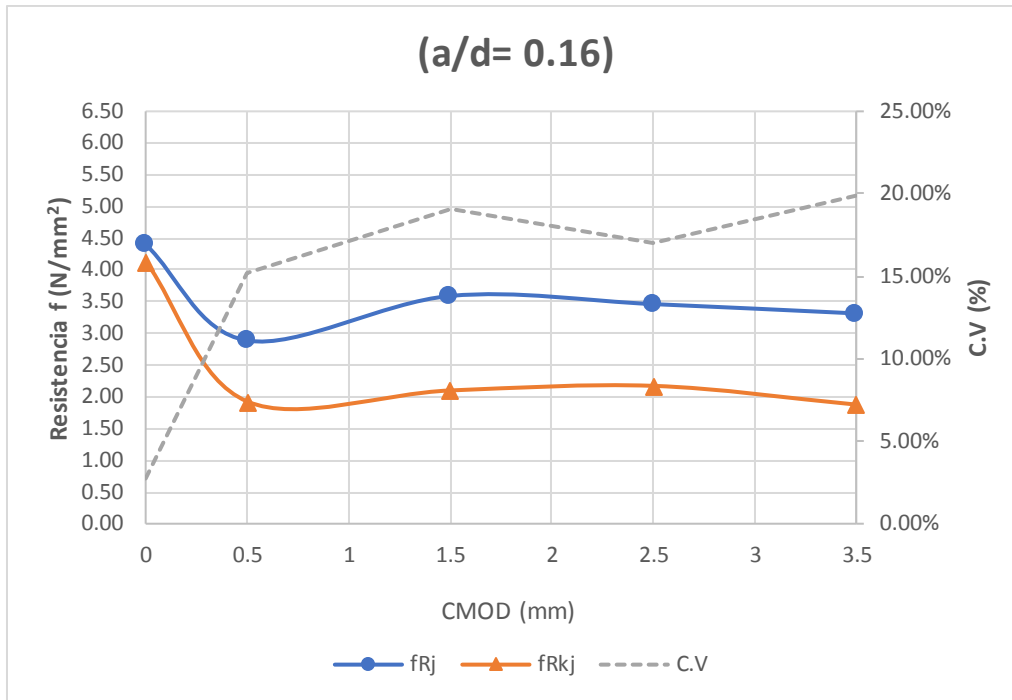


Figura 81. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (fR_{kj}), serie 2, $a/d= 0.16$.

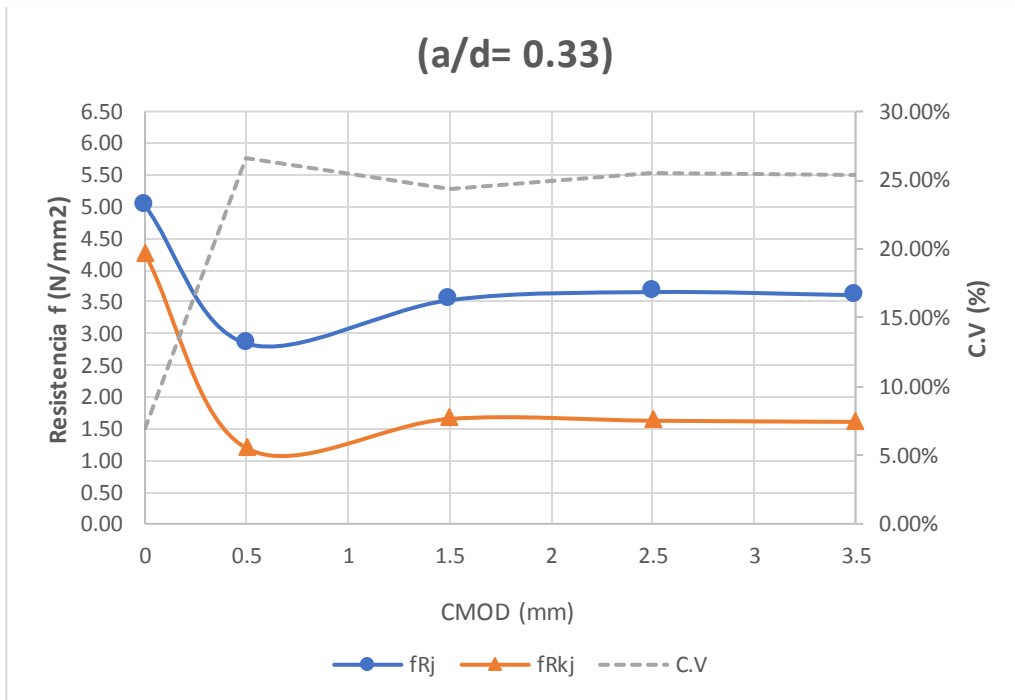


Figura 82. Efecto del C.V en las resistencias residuales características (fR_{kj}), serie 2, $a/d= 0.33$.

Al analizar los resultados se puede observar la considerable sensibilidad que la resistencia característica (fR_{kj}) guarda con el coeficiente de variación, debido a que para un mismo valor

medio de fR_j cuanto mayor es la dispersión entre los resultados de la serie, menores resultan ser los valores de fR_{kj} obtenidos. Esto se ve mayormente reflejado en aquella donde $a/d=0$, debido a que no se tiene un control del proceso de agrietamiento, las variaciones de los resultados obtenidos son considerablemente mayores, observándose valores de hasta un 27% (véase tabla 26) que trae consigo, por ejemplo, que la resistencia media original para un $CMOD_3$ igual a 2.61 N/mm^2 , en términos de resistencia residual característica no alcance ni los 1.0 N/mm^2 ; es decir, se obtuvo una reducción del 59%.

Para esta serie se puede observar que, a medida que la relación a/d se incrementa, la dispersión en los resultados se ve reducida; es decir, se tiene más control en el proceso de agrietamiento, lo que genera resultados más cercanos entre ellos; pero a diferencia de la serie 1, esta serie, al tener una mayor cantidad de refuerzo en la matriz, propicia que se encuentren en mayor medida fibras efectivas en las zonas donde se requieran y que cumplan en mayor grado la función de controlar el crecimiento de las grietas internas; pero esto, a su vez, trae consigo un incremento en la variación de su orientación dentro de la matriz cementante, que genera que al pasar de 0.08 a 0.16 en relación a/d , la dispersión aumente. Pero, en términos generales, al controlar el proceso de agrietamiento mediante especímenes con $a/d > 0$ nuestra la resistencia residual característica se verá menos afectada, en comparación con aquellas series con $a/d=0$.

Por lo tanto, se puede destacar que, para esta cantidad de fibra, el incremento de la relación ranura peralte es óptimo en el control del proceso de agrietamiento hasta una relación igual a 0.08 (25 mm de profundidad de ranura), al obtenerse una menor disminución en la resistencia residual característica final (fR_{kj}). Sin desmeritar el rendimiento obtenido a 0.16 y 0.33, ya que el desempeño en la etapa residual dependerá más que nada de la cantidad de

fibras efectivas que sean capaces de transmitir esfuerzos a través de las caras agrietadas del espécimen.

3.2.9.3 Comparación de las series 1 y 2.

Una vez dados a conocer los datos individuales para cada serie, se presenta de manera gráfica, en las figuras 83-84, un resumen de las resistencias residuales características obtenidas para cada serie fabricada (serie 1 y serie 2).

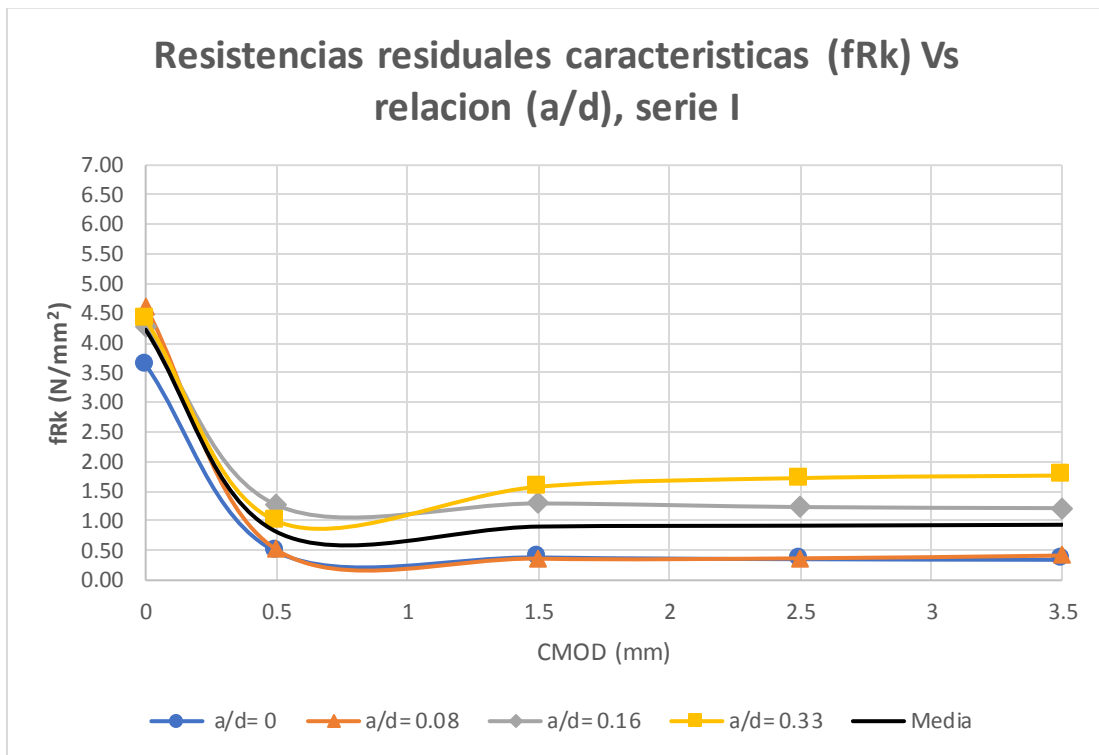


Figura 83. Resistencias residuales características (fRk) serie 1.

Se puede observar que, a diferencia de lo presentado en la figura 69, la etapa residual en las series con $a/d < 0.16$, se ve más distante de la ofrecida por aquellas series con 0.16 y 0.33, esto debido generalmente a sus mayores coeficientes de variación obtenidos en las resistencias residuales normales, lo que indica una relevante sensibilidad de las resistencias residuales características con el coeficiente de variación, al generarse un efecto inversamente proporcional. Se puede igualmente hacer mención que la tendencia se mantuvo, es decir, a

mayor relación ranura - peralte el desempeño de las fibras en la etapa residual fue mayor, generalmente a $cmod > 1$ mm.

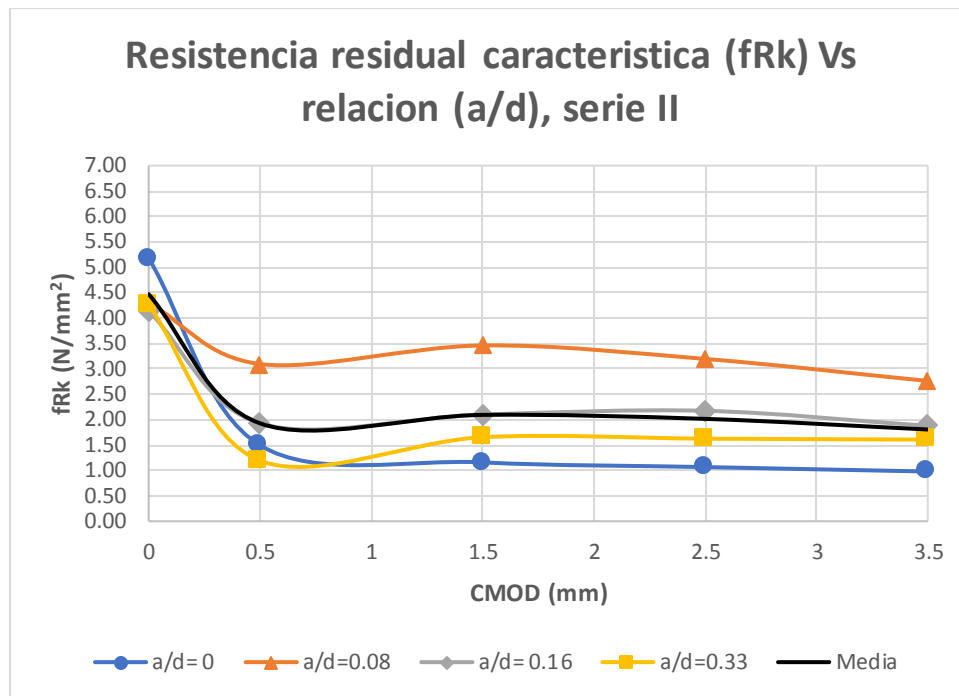


Figura 84. Resistencias residuales características (fRk) serie II.

Se puede observar que, a diferencia de lo presentado en la figura 69, la etapa residual en las series con $a/d = 0.33$, se ve más distante de la ofrecida por aquellas series con 0.08 y 0.16, esto debido a que para 0.33 la variación obtenida en las resistencias residuales normales fue mayor que en 0.08 y 0.16, lo que indica una relevante sensibilidad de las resistencias residuales características con el coeficiente de variación, al generarse un efecto inversamente proporcional. Cabe mencionar, para esta serie, que al tener un contenido de fibras mayor en la matriz, los resultados fueron más variados, en comparación con lo presentado en la serie 1, a un contenido de fibra más bajo, notándose que las resistencias residuales, a una relación a/d de 0.16, tiene un comportamiento casi idéntico al promedio obtenido de toda la serie; es decir, los resultados para dicha relación (a/d) podrían tomarse como el comportamiento que mejor asemeja al desempeño promedio presentado en esta serie, como igual sucede en la serie

1, pero en menor medida. Por ello se puede comentar como la más apropiada para el control del proceso de agrietamiento en la etapa residual una relación $a/d= 0.16$ (profundidad de ranura de 25 mm respecto a un peralte de 150 mm).

De forma general, los resultados muestran que la obtención de una resistencia característica cercana a la resistencia normal media obtenida experimentalmente requiere una dispersión muy baja entre los ensayos, la cual puede lograrse con el incremento del número de éstos, hecho que disminuirá el factor de incertidumbre estadístico (k_x , véase apartado 2.1.6.3.7 capítulo II), al mismo tiempo que debería disminuir también la variación de los resultados.

3.3 Clasificación de la respuesta post agrietamiento

3.3.1 Clasificación según el código modelo 2010 (MC-2010).

3.3.1.1 Serie I (20kg/m³).

En la tabla 27 se presentan las clasificaciones resistentes obtenidas según las indicaciones del MC-2010 (véase apartado 2.1.6.3.8) para ambas series estudiadas (1 – 2). Respecto a las relaciones (a/d) manejadas en la investigación, aquellas que no presentan clasificación se debe a que no alcanzaron una resistencia residual característica mínima de 1N/mm^2 .

TABLA 27. Clasificación de la resistencia residual en base a la relación a/d. Serie 1 y 2.

SERIE 1	CMOD ₁	CMOD ₃	f_{R3k}/f_{R1k}	Clasificación	Respuesta post agrietamiento
	= 0.5mm	= 2.5mm			
a/d	f_{R1k}	f_{R3k}			
	(N/mm ²)	(N/mm ²)			
0	0.48	0.36	0.74	-	-
0.08	0.52	0.37	0.72	-	-
0.16	1.27	1.23	0.97	1c	Plástica perfecta.
0.33	1	1.72	1.73	1e	Endurecimiento.
SERIE 2	CMOD ₁	CMOD ₃	f_{R3k}/f_{R1k}	Clasificación	Respuesta post agrietamiento
	= 0.5mm	= 2.5mm			
a/d	f_{R1k}	f_{R3k}			
	(N/mm ²)	(N/mm ²)			
0	1.5	1.07	0.71	-	-
0.08	3.09	3.19	1.03	3c	Plástica perfecta.
0.16	1.93	2.17	1.13	1d	Suave endurecimiento.
0.33	1.19	1.63	1.36	1e	Endurecimiento.

En la tabla 27 (serie 1) se puede observar claramente el efecto que tiene el incremento de la relación a/d en el comportamiento y desempeño post agrietamiento del concreto reforzado con fibras de acero, al notarse que en relaciones $a/d < 0.16$, no se alcanza una resistencia residual característica mínima, para poder clasificar su comportamiento residual, por lo que el aporte de las fibras a estas profundidades bajas de ranura es insuficiente. Pero, a medida que se incrementa dicha relación a/d, las fibras presentan un mejor comportamiento en comparación con lo antes mencionado, observándose un comportamiento plástico perfecto a 0.16 de a/d, y un comportamiento de endurecimiento para $a/d = 0.33$. De igual manera se observa en la tabla 26 (serie 2) que, a medida que la relación a/d se incrementa, el desempeño en la etapa residual de las fibras de acero se ve mejorado, llegando con una ranura máxima de 50mm ($a/d = 0.33$) a presentar un comportamiento de endurecimiento, es decir que el

contenido de fibras presentes es suficientemente alto para exhibir un comportamiento de ablandamiento por deformación en tensión, pero un comportamiento de endurecimiento al estar sometido a flexión, destacando que la respuesta post-agrietamiento a flexión presenta una carga ascendente, con incremento del desplazamiento u deflexión después del punto donde ha aparecido la primera grieta.[ACI 544.8R-16, 2016].

Esto da a entender que, aunque la carga a la primera grieta se vea disminuida por aumentar la profundidad de ranura y por ende la relación a/d , las fibras pueden llegar a igualar e incluso superar la carga última alcanzada por el concreto, ya que el desempeño de éstas en la etapa residual no dependerá tanto de las cantidad de fibras totales en una superficie agrietada, sino de la cantidad de fibras efectivas que tengan una contribución latente en el control del agrietamiento y propagación de éste en la matriz cementante. Se observó que para contenidos bajos de fibras y relaciones $a/d < 0.16$ no se alcanzan los requerimientos mínimos de resistencia residual característica, para ser clasificada con base en lo dictado por el código modelo 2010, MC-2010, visto esto más significativo en la serie 1.

3.3.2 Determinación de la energía de fractura (GF)

3.3.2.1 Energía de fractura en concreto simple ($V_f = 0\%$).

En la tabla 28, como en la figura 85, se presentan los resultados de energía de fractura obtenidos para los tres modelos mencionados en el apartado 2.2.1, considerando un tamaño máximo del agregado de 19 mm, un factor a_0 igual a 1.44, una relación agua cemento de 0.55 y una resistencia mecánica a la compresión de 40 MPa.

TABLA 28. *Energía de fractura en concreto simple analizada por tres modelos distintos.*

Modelo	GF (N/m)
Bazant & Becq-Giraudon	113.50
CEB-FIP	86.67
JSCE	88.52

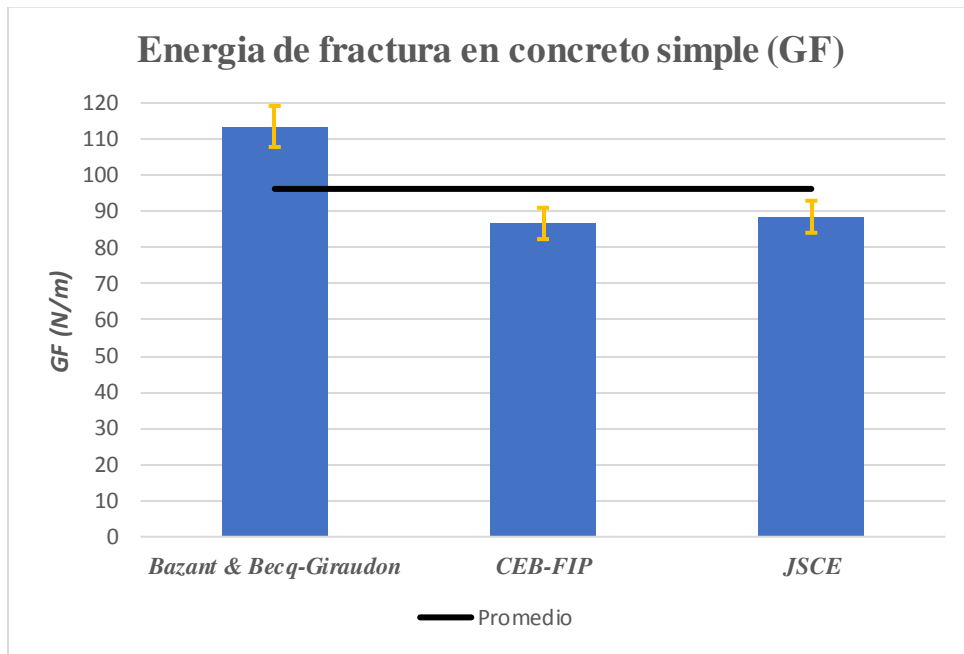


Figura 85. *Energía de fractura (GF) en concreto simple, calculada por tres modelos diferentes.*

Se puede observar que los datos obtenidos por los modelos propuestos por la CEB-FIP y por la JSCE, guardan una estrecha relación entre ellos, caso contrario al propuesto por Bazant & Becq-Giraudon, pero en términos generales en el concreto simple fabricado se necesitan en promedio 96.23 N/m para crear una unidad de grieta.

3.3.2.2 Energía de fractura (GF) en CRFA ($V_f > 0\%$).

3.3.2.2.1 Método del trabajo de fractura propuesto por Hillerborg, (modelo I)

En este apartado se darán a conocer los resultados de energía de fractura obtenidos para el primero de los modelos estudiados, con base en cada relación a/d manejada, pero como punto inicial en las tablas 29 Y 30 se presentan los trabajos de fractura obtenidos para cada relación a/d , correspondientes a la serie 1 y 2 respectivamente.

TABLA 29. Trabajos de fractura (WF), serie I, $a/d = 0 - 0.33$.

Trabajos de fractura (WF)				
(N.m)				
$a/d = 0$				
Espécimen	WF (N.m)	Media (N.m)	S (N.m)	C.V (%)
V01	27.34	27.91	8.96	32
V02	39.36			
V03	20.5			
V04	31.36			
V05	14.98			
V06	33.91			
$a/d = 0.08$				
V01	16.85	21.67	6.26	29
V02	26.67			
V03	27.69			
V04	23.7			
V05	13.42			
$a/d = 0.16$				
V01	30.8	21.05	5.41	26
V02	19.67			
V03	16.87			
V04	16.94			
V05	18.27			
V06	23.75			
$a/d = 0.33$				
V01	14.24	12.79	1.96	15
V02	13.91			
V03	13.33			
V04	13.42			
V05	12.92			
V06	8.89			

TABLA 30. Trabajos de fractura (WF), serie 2, $a/d=0-0.33$.

Trabajos de fractura (WF)				
(N.m)				
$a/d=0$				
Espécimen	WF (N.m)	Media (N.m)	S (N.m)	C.V (%)
V01	49.01	43.37	9.88	23
V02	31.76			
V03	54.01			
V04	43.88			
V05	50.62			
V06	30.91			
$a/d=0.08$				
V01	51.12	49.28	2.82	6
V02	51.75			
V03	47.43			
V04	50.94			
V05	44.44			
V06	50.02			
$a/d=0.16$				
V01	42.53	37.46	6.55	17
V02	25.94			
V03	40.6			
V04	38.28			
V05	34.11			
V06	43.3			
$a/d=0.33$				
V01	33.85	34.65	8.32	24
V02	33.14			
V03	25			
V04	42.47			
V05	46.23			
V06	27.23			

Una vez presentada la primera etapa de cálculo que consiste en estimar el trabajo necesario que requiere fracturar un espécimen de CRFA, se proecdió a presentar en las tablas 31 y 32, los resultados de energía de fractura obtenida para ambas series (1 y 2), dándose a conocer de igual manera con su media, su desviación estándar y su coeficiente de variación.

TABLA 31. Energía de fractura (GF), serie 1, $a/d=0-0.33$.

Energía de fractura (GF)				
(N/m)				
$a/d=0$				
Espécimen	GF (N/m)	Media (N/m)	S (N/m)	C.V (%)
V01	1263.87	1288.56	398.11	31
V02	1797.68			
V03	959.26			
V04	1441.45			
V05	714.19			
V06	1554.9			
$a/d=0.08$				
V01	873.39	1107.31	304.31	27
V02	1350.57			
V03	1400.2			
V04	1206.25			
V05	706.12			
$a/d=0.16$				
V01	1654.08	1159.33	277.34	24
V02	1099.61			
V03	941.06			
V04	946.92			
V05	1009.75			
V06	1304.58			
$a/d=0.33$				
V01	1022.07	924.6	130.75	14
V02	999.66			
V03	960.7			
V04	966.51			
V05	933.33			
V06	665.36			

TABLA 32. Energía de fractura (GF), serie 2, $a/d= 0 - 0.33$.

Energía de fractura (GF)				
(N/m)				
$a/d= 0$				
Espécimen	GF (N/m)	Media (N/m)	S (N/m)	C.V (%)
V01	2226.93	1976.32	439.29	22
V02	1460.97			
V03	2450.16			
V04	1998.46			
V05	2299.28			
V06	1422.09			
$a/d= 0.08$				
V01	2541.02	2451.36	136.96	6
V02	2571.27			
V03	2360.64			
V04	2532.56			
V05	2216.17			
V06	2486.53			
$a/d= 0.16$				
V01	2261.91	2019.59	336.09	17
V02	1432.05			
V03	2185.08			
V04	2069.61			
V05	1836.91			
V06	2332.01			
$a/d= 0.33$				
V01	2328.8	2383.8	555.05	23
V02	2283.87			
V03	1739.47			
V04	2905.11			
V05	3155.94			
V06	1889.57			

Una vez presentados de manera individual los resultados (respecto a su relación a/d para cada serie) se hace una representación gráfica del efecto de la relación ranura – peralte (a/d) en la

disipación de energía en la etapa post agrietamiento, con base en los datos presentados en las tablas anteriores (véase figura 86), Cabe destacar que se obtuvo un promedio de energía requerido para formar una unidad de grieta (GF) de 1119.95 N/m y 2207.77 N/m para la serie 1 y 2 respectivamente, mediante los procedimientos de cálculo descritos en este modelo, mencionados en el apartado 2.2.1.2.1.

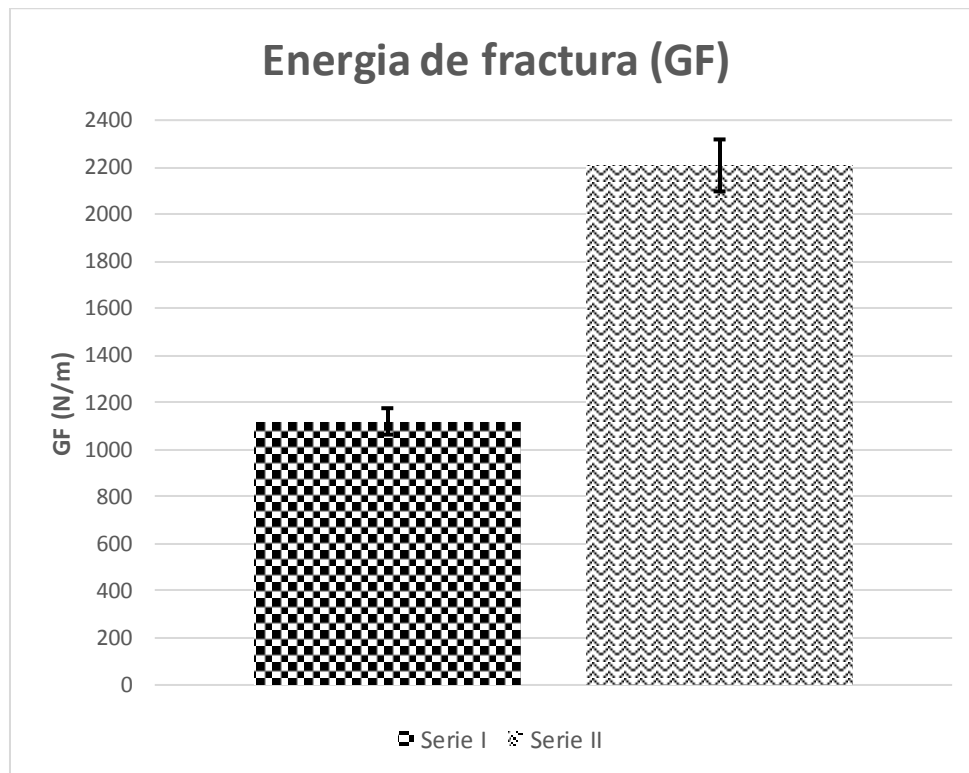


Figura 86. Efecto de la relación a/d en la disipación de energía en la etapa post agrietamiento en CRFA.

Se puede observar, tanto en el trabajo como en la energía de fractura, que a medida la relación a/d se incrementa éstas disminuyen, lo que da a entender que es más fácil que se genere o una grieta crezca en unidad de área, a medida que se incrementa la relación a/d . Esto más que todo para la serie 1, pero ésta no es la tendencia final, debido a que si se observa por ejemplo, la tabla 31 correspondiente a la serie 2 (específicamente relaciones a/d iguales a 0.08 y 0.33

donde al utilizar una cantidad de fibras de 40 kg/m^3 se requiere mayor energía para que una grieta siga creciendo o una nueva aparezca, esto debido a que las fibras de acero oponen mayor resistencia a que esto suceda. Por ello es importante notar que el trabajo y la energía de fractura requerida en la etapa post agrietamiento dependerá más que todo de la cantidad de fibras efectivas presentes en las caras agrietadas y la capacidad de éstas de transmitir esfuerzos en la etapa residual, que generen curvas cargas-cmod o carga-desplazamiento, donde la parte residual tienda a alcanzar o superar la carga a la primera grieta alcanzada por el concreto.

Otro punto a tener en cuenta es que la energía de fractura requerida para agrietar aquellos especímenes de concreto simple es mucho menor que la generada para aquellos con porcentajes de fibra mayores que el 0%, notándose un incremento de energía de fractura al pasar de 0% - 0.25% de 9 veces y al pasar de 0% - 0.5% la energía de fractura fue casi 20 veces mayor, lo que denota un claro aporte de las fibras en esta propiedad del material, observándose claramente que la energía de fractura mantiene una relación directamente proporcional y cercana con la cantidad de fibra utilizada, como se puede observar en la figura 86, donde al pasar de 0.25% (serie 1) – 0.5% (Serie 2), se obtuvo un incremento promedio de 1087.82 N/m, equivalentes al 97%.

3.3.2.2 Pendiente del trabajo de fractura vs área de la zona inicial del ligamento, (modelo II).

Como medio alternativo en la estimación de la energía de fractura (GF), se estudió este modelo matemático para evaluar su acertada o no predicción de esta propiedad con base en lo obtenido en el modelo I, como en el efecto que tiene aspectos estadísticos en la variación y congruencia de sus resultados finales obtenidos y, por ultimo pero no menos importante, buscar alternativas de cálculo que permitan evaluar en este caso el efecto de la disminución

del ligamento específico comprendido entre la parte superior de la ranura, hasta la parte superior del espécimen, mediante un incremento en esta relación ranura/peralte, mediante profundidades de ranura. Consecuentemente, en las figuras 87 – 88 se muestran las curvas de trabajo de fractura-longitud inicial del ligamento para las series 1 y 2 respectivamente, las cuales fueron requeridas en el procedimiento de cálculo analítico para estimar dicha energía disipada, según se comentó en el apartado 2.2.1.2.2.

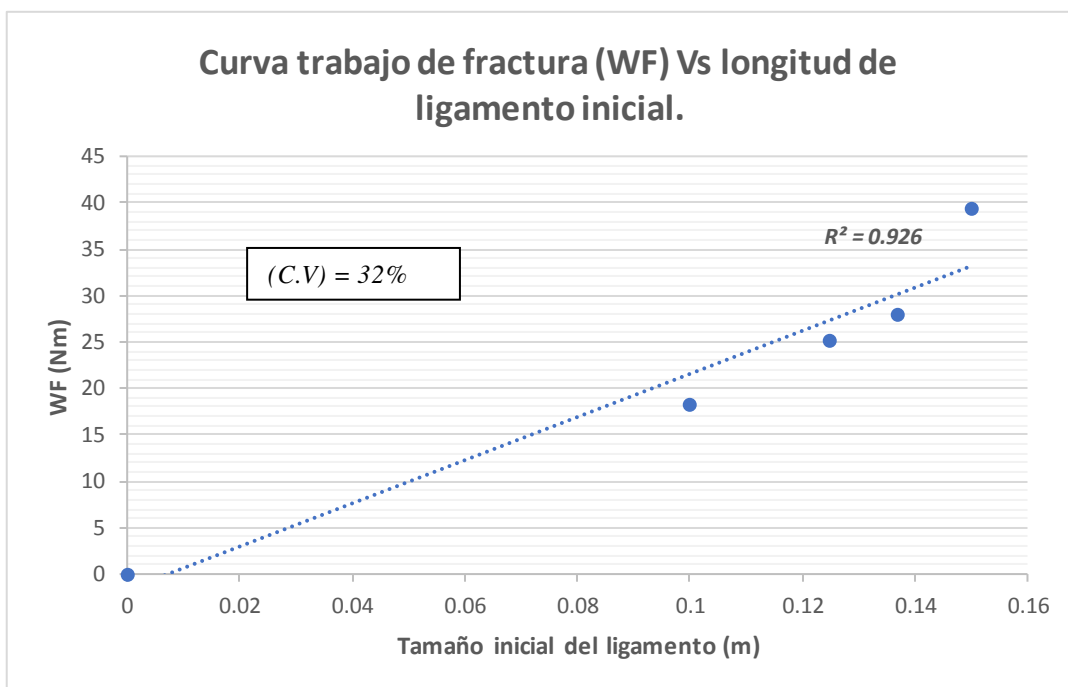


Figura 87. Coeficiente de correlación para la curva WF vs tamaño inicial de ligamento serie 1.

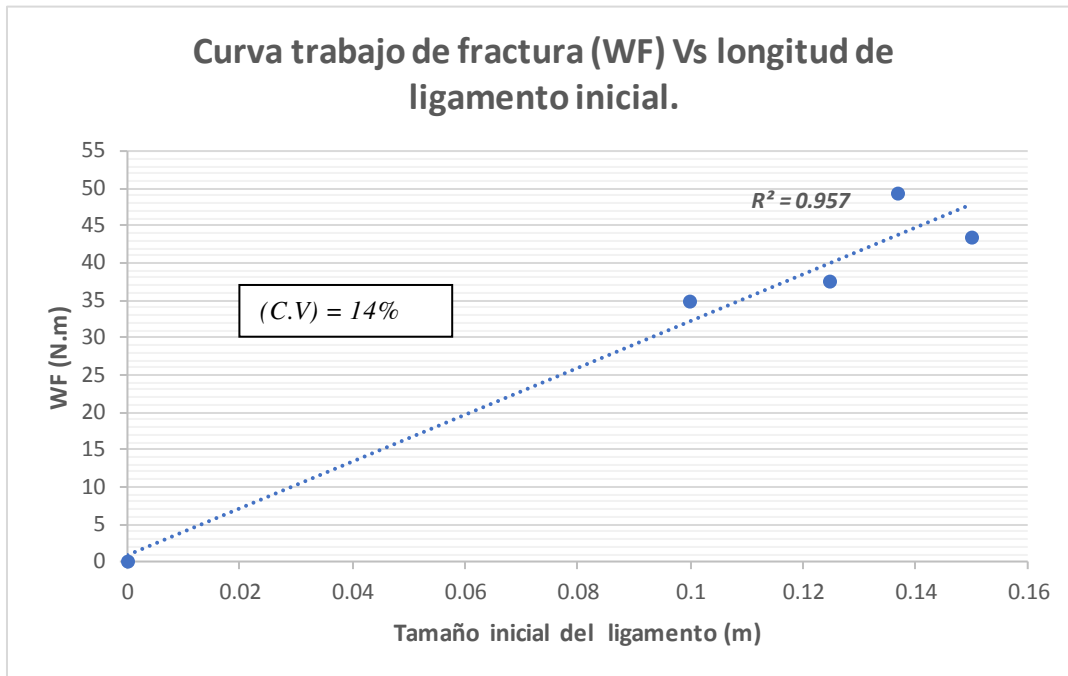


Figura 88. Coeficiente de correlación para la curva WF vs tamaño inicial de ligamento serie 2.

El cálculo de la energía de fractura para este modelo arrojó resultados relativamente cercanos a aquellos obtenidos mediante el modelo I. Dichos valores pueden verse en la tabla 33 (GF II), figuras 89 - 90 comparándose igual con los obtenidos mediante la aplicación del modelo I (GF I).

Tabla 33. Energía de fractura (GF) calculada por los dos modelos estudiados.

Series	(GF) (N/m)		ΔGF (N/m)	ΔGF (%)
	GF (I)	GF (II)		
Serie I	1119.95	1549.2	429.25	38.33
Serie II	2207.77	2089.07	118.70	5.38

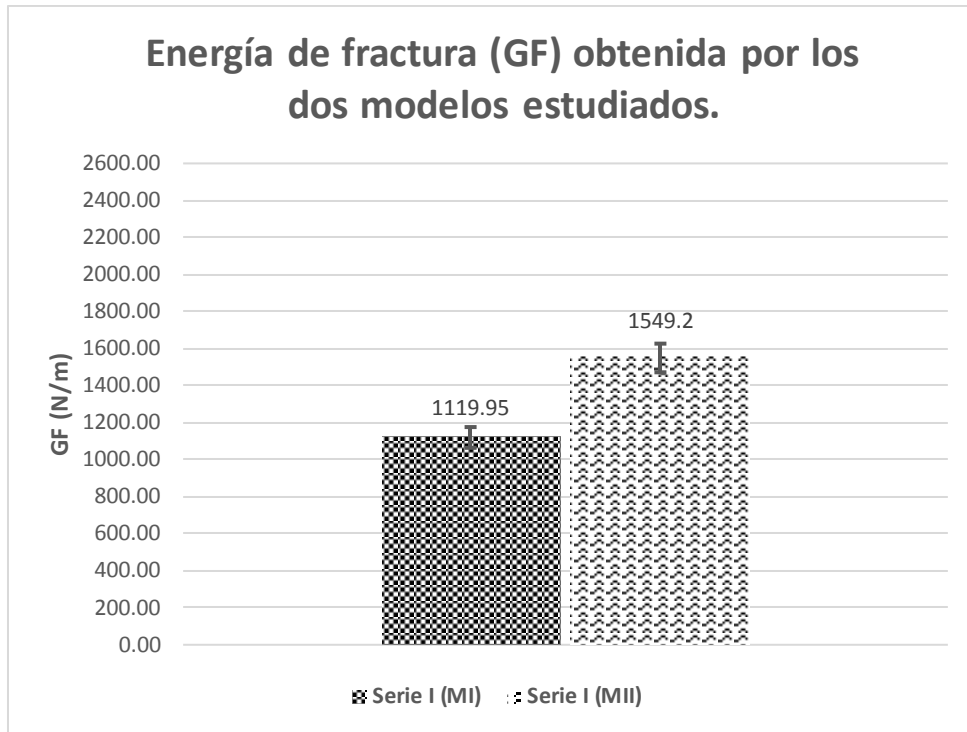


Figura 89. *Energía de fractura (GF) obtenida por dos modelos matemáticos distintos serie I.*

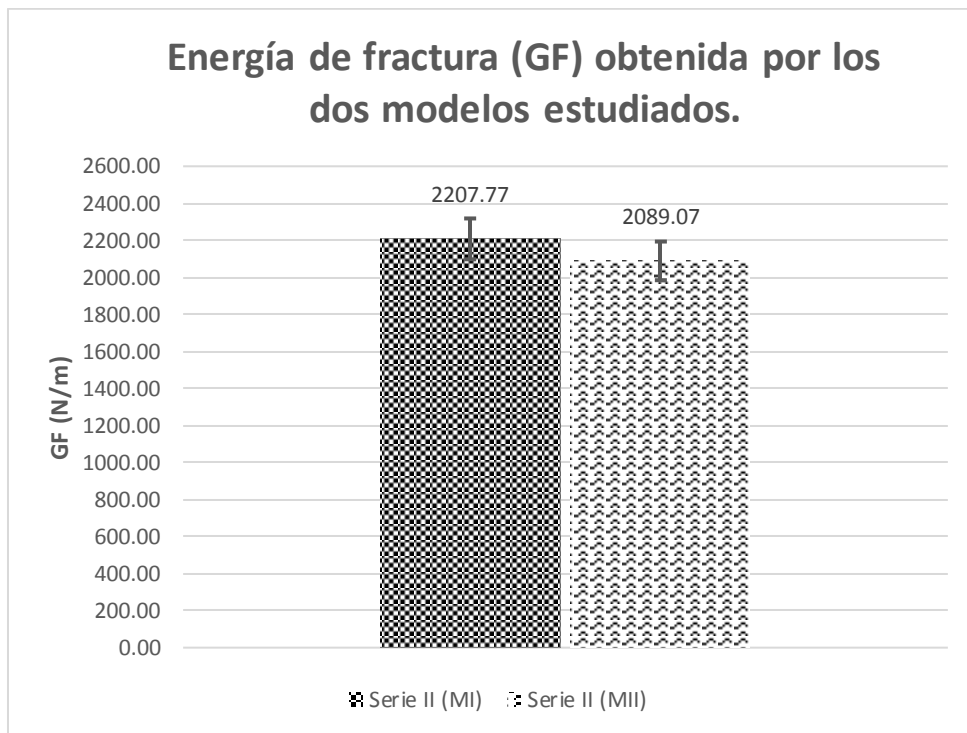


Figura 90. *Energía de fractura (GF) obtenida por dos modelos matemáticos distintos serie 2.*

Se puede observar que ambos modelos guardan una estrecha cercanía en sus resultados, viéndose más significativo para aquel volumen de fibra (V_f) de 0.5%, pero cabe destacar que el segundo modelo tiene un detalle que no es de pasar por alto y es su estrecha relación con la variación de los resultados, ya que al obtener coeficientes de variación mayores el R^2 se verá reducido, lo que conlleva a que los resultados finales obtenidos resulten con el menor coeficiente de variación posible, que significa la fabricación de un gran número de especímenes, por ejemplo, pero al momento de que este valor sea elevado, los resultados obtenidos no serán del todo correctos y aceptables.

Capítulo IV

Conclusiones y Recomendaciones

CAPITULO IV

4. Conclusiones y recomendaciones

4.1 Conclusiones

Con base en lo desarrollado en esta investigación y a los resultados obtenidos se presentan a continuación estas conclusiones:

1. La resistencia mecánica a la compresión no se vio afectada significativamente por la adición de fibras de acero, manteniéndose ésta en valores de 40 MPa, para las tres series estudiadas.
2. El módulo de elasticidad se vio influenciado por la adición de las fibras de acero, ya que al comparar la serie de referencia con la serie (40 kg/m³) ésta se incrementó porcentualmente hasta en un 32%.
3. La carga en el límite proporcional (Flop) o carga a la primera grieta fue un valor que no se vio afectado por la adición de las fibras al concreto, debido a que el concreto resiste las cargas aplicadas; sin embargo, esta carga a la primera grieta se reduce conforme la relación ranura – peralte se incrementa.
4. Los esfuerzos en el límite proporcional disminuyen a medida que la profundidad de ranurado aumenta; es decir, el concreto se vuelve más propenso a la aparición de la primera grieta.
5. Se mejoró el desempeño post - agrietamiento o residual con un incremento en la cantidad de fibra de 20 kg/m³ a 40 kg/m³, para la serie 1 y 2, respectivamente, observando que dicho desempeño no dependió de la profundidad de ranurado, sino más bien de la cantidad y orientación de las fibras.

6. Para la serie 1 solamente la relación $a/d = a 0.16$ ($a = 25\text{mm}$) cumple lo estipulado por la normativa, EN 14651, para la serie 2 todas las relaciones a/d excepto la de 0.33 cumplen estos parámetros de esfuerzos residuales mínimos, que permiten ser considerados para aplicaciones estructurales.
7. En los especímenes que no tuvieron una ranura previamente inducida no fue posible clasificar su resistencia residual, debido a que no cumplen los mínimos requeridos por el código modelo 2010 de la fib y que el desempeño post agrietamiento de las fibras no fue el adecuado.
8. Para cantidades bajas de fibra (en este caso 20 kg/m^3) y relaciones a/d pequeñas (< 0.16), no fue posible alcanzar una clasificación mínima de resistencia residual, ya que éstas no alcanzaron los valores mínimos requeridos por el código modelo 2010 de la fib.
9. La mayor clasificación de resistencia residual fue la obtenida para la relación a/d igual $= 0.33$ ($a = 50\text{mm}$), lo que implica que el desempeño en la etapa post agrietamiento no depende del concreto en sí, sino más bien del aporte de las fibras, obteniéndose una respuesta de endurecimiento.
10. La energía de fractura se vio considerablemente incrementada con la adición de fibras y los dos modelos matemáticos utilizados para la estimación de la energía de fractura presentaron similitud en sus resultados, sobre todo para contenidos de fibra altos.
11. A medida que la relación a/d se vio incrementada, el aporte de las fibras en la etapa post agrietamiento fue mayor, tal como se predijo en la hipótesis de trabajo de esta investigación.

4.2 Recomendaciones

Con base en lo desarrollado en esta investigación y en los resultados obtenidos, se sugiere lo siguiente:

1. Estudiar el efecto en las propiedades en estado fresco y en estado endurecido, sobre todo el efecto en la etapa post agrietamiento, de otro tipo de fibra diferente al utilizado en esta investigación.
2. Evaluar resistencias a la compresión mayores que 40 MPa.
3. Usar cantidades de fibras superiores al 0.5% (40 kg/m³).
4. Manejar profundidades de ranurado y relaciones a/d diferentes a las aquí estudiadas.

Referencias.

5. Referencias

- [1] Abrishambaf, A., Cunha, V. M. C. ., & Barros, J. A. O. (2015). The influence of fibre orientation on the post- cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete, (January). <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.31.04>
- [2] ACI Committee 440. (2008). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems.
- [3] ACI Committee 446. (1992). *FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE · STRUCTURES Part, I* (Vol. 140).
- [4] ACI Committee 544. (2002). State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete Reported (ACI 544.1R-96 Reapproved 2002). *ACI Structural Journal*, 96(Reapproved), 66.
- [5] ACI Committee 544 (1999). *ACI 544.4R “Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete”* (Vol. 88).
- [6] ACI Committee 544, (2016). *ACI 544.8R “REPORT ON INDIRECT METHOD TO OBTAIN STRESS-STRAIN RESPONSE OF FIBER-REINFORCED CONCRETE (FRC)”*.
- [7] Aenor. (2008). *UNE-EN 14889-1 Fibras para hormigón. Fibras para hormigón Parte 1: Fibras de acero Definiciones, especificaciones y conformidad* Enero. España.
- [8] Akash, S. A. S., & Sambowo, K. A. (2014). COMPRESSIVE STRENGTH AND MODULUS OF ELASTICITY OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE (SFRC) UNDER DIFFERENT TEMPERATURE CONDITIONS. *Jurnal Teknik Sipil Magister Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret*, II(1).20.
- [9] Arana, J. L., & González, J. J. (n.d.). MECÁNICA DE FRACTURA.Universidad del Pais Vasco.
- [10] Arciniegas, L., Peñuela, G., & León, J. (2013). Comportamiento del concreto reforzado con fibras de acero zp-306 sometido a esfuerzos de compresión behavior of zp-306 steel fiber reinforced concrete subjected to compressive stresses, 23, 117–134.
- [11] ASTM. (2004). A 820/ A 820M -04 “Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete”.
- [12] ASTM. (2003). C 188 - 95. “Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement.”
- [13] ASTM. (2004) C 136 - 04. "Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates".
- [14] ASTM. (2004) C494/C494M- 04. "Standard Specificaion for Chemical Admixtures for Concrete".
- [15] ASTM. (2005) C 143/C 143M - 05. "Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete".
- [16] ASTM, (2009), C39/C39M - 09a. "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. <https://doi.org/10.1520/C0039>."
- [17] ASTM, (2002), C 469 - 02. “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson ’ s Ratio of Concrete”.
- [18] Aylie, H., & Okiyarta, A. W. (2015). Experimental study of steel-fiber reinforced concrete beams with confinement. *Procedia Engineering*, 125, 1030–1035. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.158>
- [19] Azimi, S. J. (2017). Structural Behavior of Hair Fiber Reinforced Concrete Beams, 7(1), 39–48.
- [20] Balankin, A. S. (2000). Mecánica de fractura : pasado , presente y futuro. México,D.F.
- [21] Balaguru, P.N. and Shah, S.P. (1992) Fiber Reinforced Cement Composites. Mc

Graw Hill International Editions.

- [22] Banthia, N., & Trottier, J. (1995). Test Methods for Flexural Toughness Characterization of Fiber Reinforced Concrete: *Aci Materials Journal*, (January 1995).
- [23] Barros, J. A. O., & Figueiras, J. (1999). Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling, 1561(November). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1999\)11](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1999)11)
- [24] Barros, J. A. ., & Sena-Cruz, J. (2001). Fracture Energy of Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Mechanics of Composite Materials and Structures*, (September 2014). <https://doi.org/10.1080/107594101459815>
- [25] Barros, J. A. O., Madras, T., & Technion, K. K. (2003). RILEM TC 162-TDF: "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete"- sigma- epsilon-design method - Final Recommendation, (May 2016).
- [26] Barros, J.A.O, Pereira, E., Ribeiro, A., & Cunha, V. (2005). Self-compacting steel fibre reinforced concrete for precasted sandwich panels – experimental and numerical research.
- [27] BAŽANT, Z. y PLANAS, J. (1998). Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. Boca Raton, Florida: CRC Press. ISBN 0-8493-8284-X.
- [28] Bažant, Z. P., & Yu, Q. (2004). Size Effect in Fracture of Concrete Specimens and Structures: New Problems and Progress. *Acta Polytechnica*, 44(5), 7–15.
- [29] Bažant,ZP, Becq-Giraudon E, (2002). Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. *Cem Concr Res*;32:529–56.
- [30] Beaudoin, J.J, (1990). Handbook of Fibre Reinforced Concrete – Principles, Developments and Applications, Noyes Publications: New Jersey, USA.
- [31] Behbahani, H & Nematollahi, B. (2011). Steel Fiber Reinforced Concrete: A Review
- [32] Bencardino, F., Rizzuti, L., Spadea, G., & Swamy, R. N. (2010). Experimental evaluation of fiber reinforced concrete fracture properties. *Composites: Part B*, 41, 17–24. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2009.09.002>.
- [33] Beygi MHA, Kazemi MT, Nikbin IM, Amiri JV, (2013). The effect of water to cement ratio on fracture parameters and brittleness of self-compacting concrete. *Mater Des*;50:267–76.
- [34] Beygi MHA, Kazemi MT, Amiri JV, Nikbin IM, Rabbanifar S, Rahmani E, (2014).Evaluation of the effect of maximum aggregate size on fracture behavior of self compacting concrete. *Construct Build Mater*;55:202–11.
- [35] BUI, T.T, (2007). Numerical Simulation of Fracture in Plain and Fibre-Reinforced Concrete. PhD. School of Civil and Environmental Engineering. The University of New South Wales, p.
- [36] Carrillo, J., & Silva-Páramo, D. (2016). Ensayos a flexión de losas de concreto sobre terreno reforzadas con fibras de acero. *Ingeniería, Investigación Y Tecnología*, 17(3), 317–330. <https://doi.org/10.1016/j.riit.2016.07.003>
- [37] Ceb-Fip. CEB-FIP model code, (1990) 1990:460. doi:10.1680/ceb-fipmc1990.35430.
- [38] CEB-FIP model code. Fib model code for concrete structures, (2010). Doc Competence Cent Siegmur KästleK, Ger 2010.
- [39] Chanh, N. Van. (2005). Steel fiber reinforced concrete. In *The JSCE (Japan Society of Civil Engineers) - VIFCEA (Viet Nam Federation of Civil Engineering Associations) Joint Seminar on Concrete Engineering* (pp. 108–116).
- [40] Cifuentes, H., Alcalde, M., & Medina, F. (2012). Measuring the Size-Independent Fracture Energy of Concrete, (1), 54–59. <https://doi.org/10.1111/str.12012>

- [41] Curtis, J.P; Hills, D.A; Cook, M.D; Haskins, P.J ; Wood, A.D; Fenwick, A; House, J, (2007), The effect of fibre cross-sectional shape upon shock dissipation by fibrous composites, with potential application to insensitive munitions, Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering – COMPDYN, Crete, Greece.
- [42] Devi, T. K., & Singh, T. B. (2013). Effects of Steel Fibres in Reinforced Concrete. International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), 2(10), 2906–2913.
- [43] DUGDALE, D.S, (1960). Yielding of steel sheets containing slits. En: Journal of the Mechanics and Physics of Solids. Mayo, Vol. 8, No. 2, p. 100-104
- [44] Eik, M. (2014). Orientation of short steel fibres in concrete: measuring and modelling. Helsinki.
- [45] EN 14651 (2005) “Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)”
- [46] EN 14845-2, (2006). "Test methods for fibres in concrete - Part 2: Effect on concrete. In test methods for fibres in concrete - Part 2: Effect on concrete.
- [47] ENE 14845-1, (2007) “ Test Methods for fibres in concrete - Part 1: Reference concretes”.
- [48] ENE 12350-3, (2009) “ Testing fresh concrete. Vebe test”.
- [49] ENE 12350-4, (2009) “ Testing fresh concrete. Degree of compactability”.
- [50] Figueiredo, A. D., & Ceccato, R. M. (2015). Workability Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Using Slump and Ve- Be Test, (November). <https://doi.org/10.1590/1516-1439.022915>.
- [51] Gencil, O., Brostow, W., Datashvili, T., & Thedford, M. (2012). Workability and Mechanical Performance of Steel Fiber- Reinforced Self-Compacting Concrete with Fly Ash, (December 2014), 169–184. <https://doi.org/10.1163/092764411X567567>.
- [52] Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P., Batson, Criswell, M.E., Ramakrishnan, V. and Wecharatana, M. (1991) Fracture toughness of fiber reinforced concrete. ACI Mater. J., 88 (4), 339-353.
- [53] GRIFFITH, Alan Arnold (1924). The theory of rupture. En: Proceedings of the First International Conference of Applied Mechanics.p. 55-63
- [54] Guinea, G; Planas, J & Elices, M. (1992). Measurement of the fracture energy using three-point bend test: part 1 - 3. Materials and Structures.
- [55] Gul, M; Bashir, A & Naqash, J.A, (2014)“Study of Modulus of Elasticity of Steel Fiber Reinforced Concrete,” International Journal of Engineering and Advanced Technology, vol. 3, no. 4, pp. 304–309.
- [56] Hillerborg, A. (1978). A model for fracture analysis. (Report TVBM; Vol. 3005). Division of Building Materials, LTH, Lund University.
- [57] Hillerborg, A., Modeer, M., & Petersson, P.-E. (1976). ANALYSIS OF CRACK FORMATION AND CRACK GROWTH IN CONCRETE BY MEANS OF FRACTURE MECHANICS AND FINITE ELEMENTS. CEMENT and CONCRETE RESEARCH, 6, 773–782.
- [58] Hillerborg, A., 1983, "Examples of Practical Results Achieved by Means of the Fictitious Crack Model," in Preprints, Prager Symp. on Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concretes, Soils, ed. BaZant, Z. P., Northwestern Univ., Evanston, pp. 611-614.
- [59] Hillerborg, A., 1985a, "Numerical Methods to Simulate Softening and Fracture of Concrete," Fract. Mech. of Concrete: Structural Application and Numerical Calculation, eds. Sih, G. C., and DiTomasso, A., Martinus Nijhoff, Doordrecht-Boston, pp. 141-170.

- [60] Hillerborg, A., 1985b, "The Theoretical Basis of Method to Determine the Fracture Energy G_f of Concrete," *Mater. and Struct.* V. 18, No. 106, pp. 291-296 --
- [61] Hillerborg, A., 1985c, "Results of Three Comparative Test Series for Determining the Fracture Energy G_f of Concrete," *Mater. and Struct.*, V. 18, No. 107.
- [62] Ince R, (2012). Determination of concrete fracture parameters based on peak-load method with diagonal split-tension cubes. *Eng Fract Mech*;82:100–14.
- [63] ISO 5725-2:1994 ."Accuracy (trueness and precision) of measurement methods and results -- Part 2: Basic method for the determination of repeatability and reproducibility of a standard measurement method".
- [64] Jano, L., Canteli, A., Cifuentes, H., Calvente, M., & Castillo, E. (2017). Ajuste de la curva de fractura de hormigón como función de densidad perteneciente a la familia generalizada de extremos. *Anales de Mecánica de La Fractura*, 2, 271–278.
- [65] Japan Society of Civil Engineers.(JSCE), (2007)." STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES" "Design". 2007; 15:1–503.
- [66] JENQ, Y.S. y SHAH, S.P, (1985). Two parameter fracture model for concrete. En: *Engineering Materials ASCE*. Vol. 111, p. 1227-1241.
- [67] Jiang, L. 2003. Strain-hardening behavior of fiber reinforced concrete.
- [68] JSCE. (n.d.). JSCE-SF4-Method-of-Test-For-Flexural-Strength-and-Flexural-Toughness.pdf.
- [69] Karihaloo, B. L., Abdalla, A. H. M. A., & Injai, T. A. (2003). A simple method for determining the true specific fracture energy of concrete, (5), 471–481.
- [70] Kazemi, M. T., Naraghi, M., & Shahvari, F. V. (2004). FRACTURE ENERGY DETERMINATION OF SFRC FROM, (September), 359–368.
- [71] Kelpša, Š., Augonis, M., Daukšys, M., & Augonis, A. (2014). Analysis of Crack Width Calculation of Steel Fibre and Ordinary Reinforced Concrete Flexural Members. *JOURNAL OF SUSTAINABLE ARCHITECTURE AND CIVIL ENGINEERING*, 1(6). <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.5755/j01.sace.6.1.6336>
- [72] Kelpša, Š., Augonis, M., Daukšys, M., Augonis, A., & Žirgulis, G. (2015). Empirical calculation method of residual flexural tensile strength $f_{R,1}$ of SFRC. *MECHANIKA*, 21(4), 257–263.
- [73] Kim, W., Kwak, M., & Lee, J. (2010). Fracture properties of high-strength steel fiber concrete, 2–7.
- [74] Koksál, F., Sahin, Y., & Gencil, O. (2013). Fracture energy-based optimisation of steel fibre reinforced concretes, (January 2018). <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2013.04.018>.
- [75] Kosmatka, Steven; Kerkhoff, Beatrix; Panarese, William; Tanesi, J. (2004). *Diseño y Control de Mezclas de Concreto* (1st ed.). Skokie: Portland Cement Association.
- [76] KUMAR, Shailendra y BARAI, (2011) Sudhirkumar V. *Concrete fracture models and applications*. Berlin; Heidelberg: Springer, 9783642167645 3642167640.
- [77] Kurihara, N., Kunieda, M., Kamada, T., & Uchida, Y. (2000). Tension softening diagrams and evaluation of properties of steel fiber reinforced concrete, 65.
- [78] Lee, J., & Lopez, M. M. (2014). An Experimental Study on Fracture Energy of Plain Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 8(2), 129–139. <https://doi.org/10.1007/s40069-014-0068-1>
- [79] Li, V., Mishra, D., & Wu, H. (1995). Matrix design for pseudo-strain-hardening fibre reinforced cementitious composites. *Materials and Structures*, 586–595.

- [80] List, P., & Contents, B. (2003). Design and Control Design and Control of Concrete Mixtures. Construction. Retrieved from <http://www.cement.org/bookstore/supporting/cd100/EB001Frt.pdf>
- [81] Malvar, L. ., & Warren, G. E. (1988). Fracture Energy for Three-Point-Bend Tests on Single-Edge - Notched Beams, (September), 266–272.
- [82] Maleque, M. ., & Salit, M. . (2013). Mechanical Failure of Materials. <https://doi.org/10.1007/978-981-4560-38-2>
- [83] Meskenas, A., Gelazius, V., Kaklauskas, G., Gribniak, V., & Rimkus, A. (2013). A New Technique for Constitutive Modeling of SFRC. *Procedia Engineering*, 57, 762–766.
- [84] Mindess, S. (1983) 'The application of fracture mechanics to cement and concrete: a historical review', in *State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 50-FMC on Fracture Mechanics of Concrete*, (Ed. F. H. Wittmann), Elsevier, Netherlands.
- [85] Molins, C., & Arnau, O. (2012). Clasificación resistente de hormigón reforzado con fibras de acuerdo con el código modelo 2010 de la FIB en base a ensayos de flexotracción.
- [86] Nakayama, J., 1965, "Direct Measurement of Fracture Energies of Brittle Heterogeneous Material," *J. of the Amer. Ceram. Soc.*, V. 48, No. 11.
- [87] Nikbin, I. M., R, S. R., & Allahyari, H. (2017). A new empirical formula for prediction of fracture energy of concrete based on the artificial neural network. *Engineering Fracture Mechanics*, 186, 466–482. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.11.010>
- [88] Nikbin IM, Davoodi MR, Fallahnejad H, Rahimi S, Farahbod F, (2015). Influence of mineral powder content on the fracture behaviors and ductility of selfcompacting concrete. *J Mater Civ Eng*;28:4015147.
- [89] NMX-C-414-ONNCCE-2010. "Industria de la construcción- cementantes hidráulicos - especificaciones y métodos de ensayo."
- [90] NMX-C-111-ONNCCE-2004. "Industria de la construcción- agregados para concreto hidráulico- especificaciones y métodos de prueba".
- [91] NMX-C-164-ONNCCE-2002. "Industria de la construcción-agregados-determinación de la masa específica y absorción de agua del agregado grueso."
- [92] NMX-C-165- ONNCCE-2014."Industria de la construcción-agregados-deterinación de la densidad relativa y absorción de agua del agregado fino-método de ensayo."
- [93] NMX-C-077-ONNCCE-1997."Industria de la construcción-agregados para concreto-análisis granulométrico- método de prueba".
- [94] Orbe, A., Rojí, E., Cuadrado, J., & Losada, R. (2015). Estudio para la optimización de la composición de un HACFRA (hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero) estructural. *Informes de La Construcción*, 67(537).
- [95] Paja, M., & Ponikiewski, T. (2013). Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers. *Construction and Building Materials*, 47, 397–408. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.072>
- [96] Pineau, A., Benzerga, A., & Pardoën, T. (2016). Overview article Failure of Metals I – Brittle and Ductile Fracture, (January). <https://doi.org/10.1016/j.actamat.2015.12.034>
- [97] PLANAS, J., y ELIGES, M. (1985a): «Towards a measure of GF: An analysis of experimental results». *Proceedings Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete*. Lausanne.
- [98] PLANAS, J., y ELIGES, M. (1985b): «Fractura del hormigón en régimen lineal. Intentos para medir la energía de fractura GF». En este n." de *Informes de la Construcción*.
- [99] Rai, A., & Joshi, Y. P. (2014). Applications and Properties of Fibre Reinforced Concrete, 4(5), 123–131.
- [100] Rao, A. S., & Rao, G. A. (2014). Fracture Mechanics of Fiber Reinforced Concrete :

An Overview,

[101] RILEM Proceedings PRO 31, (2003). International RILEM Workshop on Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete: Background and Experiences (ISBN: 2-912143-38-1); Eds. B. Schnütgen and L. Vandewalle.

[102] RILEM Proceedings PRO 39 (2004). 6th International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes— BEFIB (ISBN: 2-912143-51-9); Eds. M. Di Prisco, R. Felicetti and G. A. Plizzari

[103] Rizzuti, L., & Bencardino, F. (2014). Effects of Fibre Volume Fraction on the Compressive and Flexural Experimental Behaviour of SFRC. *Contemporary Engineering Sciences*, 7(8), 379–390. 3(4), 517–524.

[104] RILEM Recommendation AAC13.1. Determination of the specific fracture.

[105] Selvamani, G., Duraisamy, S., & Sekar, A. (2016). A review on fiber reinforced concrete. *IJCIET*, 7(6), 1–8.

[106] Shah SP, Ouyang C, Marikunte S, Yang W, Becq-Giraudon E. A method to predict shrinkage cracking of concrete. *ACI Mater J* 1999;95:339–46.

[107] Shakor, E. P. N., & Pimplikar, P. S. S. (2011). Glass Fibre Reinforced Concrete Use in Construction. *IJTES*, 2(September).

[108] Shende, A. M., Pande, A. M., & Pathan, M. G. (2012). Experimental Study on Steel Fiber Reinforced Concrete for M-40 Grade. *International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES)*, 1(1), 43–48.

[109] Sofi, A., & Phanikumar, B. R. (2015). An experimental investigation on flexural behaviour of fibre - reinforced pond ash-modified concrete. *Ain Shams Engineering Journal*, 6(4), 1133–1142. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2015.03.008>.

[110] Srikanth Ragi (2015) A comparative and experimental study on the mechanical properties of various steel and glass fiber reinforced high strength concrete, *International Journal of Engineering and Technology*, Vol.2(4), pp 129 - 133.

[111] Tattersall, H. G., and Tappin, G., 1966, "The Work of Fracture and its Measurement in Metals, Ceramics and Other Materials," *J. of Mater. Sci.*, V. 1, No. 3 , pp . 296-301.

[112] Trivedi, N., Singh, R. K., & Chattopadhyay, J. (2015). A comparative study on three approaches to investigate the size independent fracture energy of concrete. *ENGINEERING FRACTURE MECHANICS*, 138, 49–62. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.03.021>.

[113] Uday, N. P. (2017). Experimental Determination of Fracture Energy by RILEM Method, (June 2015), 106–115. <https://doi.org/10.9790/1813-060301106115>.

[114] Universidad de Jaén. (2008). Anejo 14 “Recomendaciones para la utilizacion de hormigón con fibras.” Jaén.

[115] Wafa, F.F. & Ashour, S.A.,1992, Mechanical properties of high-strength fibre reinforced concrete, *ACI Mater. J.* 89(5):449-455.

[116] Xie, Y., Hill, C. A. S., Xiao, Z., Militz, H., & Mai, C. (2010). Composites : Part A Silane coupling agents used for natural fiber / polymer composites: A review. *Composites Part A*, 41(7), 806–819. <https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2010.03.005>

[117] XU, S & ZHANG, X, (2008). Determination of fracture parameters for crack, propagation in concrete using an energy approach. En: *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 75, p. 4292-4308

[118] Yehia, S., Douba, A., Abdullahi, O., & Farrag, S. (2016). Mechanical and durability evaluation of fiber-reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building*

Materials, 121, 120–133. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.127>.

[119] Zakaria, M., Ahmed, M., Hoque, M., & Islam, S. (2016). Scope of using jute fiber for the reinforcement of concrete material. *Textiles and Clothing Sustainability*. <https://doi.org/10.1186/s40689-016-0022-5>

[120] Zhan, Y., Asce, S. M., Meschke, G., & Asce, M. (2002). Multilevel Computational Model for Failure Analysis of Steel-Fiber – Reinforced Concrete Structures, 1–14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001154](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001154).

Anexos.

6. Anexos.



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Fibras **Deacero**

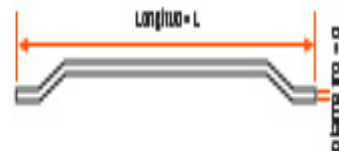


Diseño	Longitud (L)	Diámetro (d)	Relación de aspecto	Rendimiento	Resistencia a la tensión
	mm	mm	L/d	fibras/kg	kg/cm ²
P50-100	50	1.00	50	3,200	11,523
P50-75	50	0.75	67	5,700	12,542
L33-75	33	0.75	44	8,600	12,542

Las Fibras Deacero cumplen con las normas de calidad **ASTM A 820-11, UNE-EN-14889-1:2006**

Ejemplos para lectura de nomenclaturas

P50-100	L33-75
↓ P = Piso 50 = Longitud 100 = Diámetro en centésimas de mm	↓ L = Lanzado 33 = Longitud 75 = Diámetro en centésimas de mm





The Chemical Company

3	03 30 00	Concreto colado in situ
	03 40 00	Concreto prefabricado
4	03 70 00	Concreto masivo
	04 05 16	Refranco para mampostería

MasterGlenium® 3035

Aditivo reductor de agua de rango completo para concreto

Glenium® 3035*

Descripción

MasterGlenium® 3035 es un aditivo de nueva generación compuesto en base a cadenas de éteres policarboxílicos modificados, desarrollado para la industria del concreto premezclado en climas cálidos donde se requiere de alta resistencia, durabilidad, y que además se mantenga la trabajabilidad. El excelente efecto dispersante del aditivo MasterGlenium® 3035 lo hace ideal para la industria del concreto premezclado. Por su capacidad para trabajar con muy baja relación agua/cemento manteniendo el rendimiento, permite producir concreto de alta calidad sin el riesgo que supone la adición de más agua.

MasterGlenium® 3035 es un aditivo que no contiene cloruros, cumple con los requisitos de la norma ASTM C 494 para aditivos Tipo A y Tipo F y es compatible con todos los cementos que cumplen con los estándares ASTM y EN 197.

Usos recomendados

En concretos que requieren:

- Desarrollo de resistencias a edades tempranas
- Permanencia de la trabajabilidad por mayor tiempo durante los colados
- Acercado superior de la mezcla de concreto en estructuras con alto nivel de acero de refuerzo
- Obtención de relaciones agua/cemento del orden de 0.30 debido a reducción de agua hasta en un 40 %
- Mejorar la eficiencia en los costos de producción

Características

- Concreto reholístico con menor relación agua-cemento
- Sin segregación, ni exudación
- Requiere de poca vibración, aún en el caso de concreto con gran cuantía de refuerzo
- Excelente apariencia de la superficie
- Comparado con los superplastificantes tradicionales (en base a NSF2 o MSF3), al añadir MasterGlenium® 3035 se reduce el riesgo de retemplado del concreto en obra al añadir agua adicional, aún en clima cálido
- Comparado con superplastificantes tradicionales (en base a NSF o MSF), con MasterGlenium® 3035 se mejoran más las propiedades de ingeniería del concreto tales como la resistencia última e inicial, el módulo de elasticidad; la adherencia al acero, impermeabilidad, resistencia al ataque de químicos agresivos, la retracción y fluencia.

Notas: (1) EN 197 es el estándar europeo para concreto durable que considera 5 ambientes de exposición: 1 seco, 2a húmedo, 2b húmedo con congelamiento; 3 húmedo con congelamiento y sales de deshielo; 4a agua de mar, 4b agua de mar con congelamiento; 5a ambiente químico poco agresivo, 5b ambiente químico severamente agresivo.

(2) NSF (productos basados en naftaleno sulfonado);

(3) MSF (productos en base a melamina sulfonada formaldehído).

Desempeño

Lo que diferencia MasterGlenium® 3035 de los superplastificantes tradicionales (en base a NSF o MSF) es un nuevo mecanismo único de acción que mejora notablemente la efectividad de la dispersión del cemento. Los superplastificantes tradicionales como los sulfonatos de melamina y naftaleno están basados en polímeros que son adsorbidos por las partículas del cemento. Se acumulan en el área superficial de las partículas del cemento al principio del proceso de mezclado del concreto.

Los grupos sulfónicos de las cadenas de polímeros aumentan la carga negativa de la superficie de la partícula de cemento y dispersan estas partículas por repulsión eléctrica. Este mecanismo electrostático causa la dispersión de la pasta de cemento y la consecuencia positiva es que se requiere de menos agua de mezcla para obtener una determinada consistencia del concreto.

MASTER®
» BUILDERS
SOLUTIONS

MasterGlenium® 3035 tiene una estructura química diferente de la de los superplastificantes tradicionales. Consiste de polímeros de éter carboxílico con largas cadenas laterales. Al comienzo del proceso de mezclado se inicia el mismo mecanismo de dispersión electrostática que con los superplastificantes tradicionales, pero las cadenas laterales unidas a la estructura polimérica generan un impedimento estérico que estabiliza la capacidad de las partículas de cemento para separarse y dispersarse.

Con este proceso se obtiene concreto fluido con una gran reducción en el contenido de agua. La alcalinidad creada por la pasta de cemento permite que los polímeros de MasterGlenium® 3035 "se abran y progresivamente liberen" cadenas adicionales de polímeros que prevendrán la floculación (aglutinamiento) temprana o que la mezcla se rigidice.

Este mecanismo permite obtener comparado con los reductores de agua de alto rango tradicionales, mayor duración de la trabajabilidad, mayor reducción en el contenido de agua y resistencias iniciales superiores.

Recomendaciones de uso

Dosificación: La dosificación recomendada para el aditivo MasterGlenium® 3035 es de 1,200 mL por cada 100 kilogramos del material cementicio. Se pueden recomendar otro rango de dosificación (1,000 a 1,600 mL por cada 100 kg del material cementicio) en casos especiales dependiendo de las condiciones específicas del proyecto. En estos casos consulte al representante de ventas de BASF.

Mezclado: El mejor método para añadir MasterGlenium 3035 es el siguiente:

1. Mezcle el cemento y otros materiales cementicios, arena, agregado grueso y el agua de diseño hasta obtener una mezcla homogénea de consistencia pastosa. La reducción de agua óptima se obtiene al añadir MasterGlenium 3035 a la mezcla después de agregar el 50-70% del agua de mezclado. Evite agregar el aditivo a los agregados secos.
2. Añada MasterGlenium 3035 y mezcle de nuevo por 1 minuto para dispersarlo homogéneamente.
3. Continúe mezclando hasta obtener la trabajabilidad deseada.

Se obtienen los mejores resultados cuando se produce concreto fluido de revenimiento de 20-25 cm. Como el aditivo MasterGlenium 3035 está diseñado para la producción de concreto de muy alta calidad, el contenido de cemento puede ser relativamente alto.

Almacenamiento y manejo

Temperatura de almacenamiento: MasterGlenium 3035 debe almacenarse a temperaturas superiores a los 5°C. Si el aditivo llega a congelarse, descongele a 7 °C (45 °F) o a una temperatura mayor y homogeneice el producto por completo con una agitación mecánica ligera. No use aire presurizado para agitar.

Vida útil: MasterGlenium 3035 tiene una vida útil mínima de 12 meses. Dependiendo de las condiciones de almacenamiento, la vida útil puede ser mayor que la estipulada. Por favor entre en contacto con su representante de ventas de BASF para obtener recomendaciones en relación al uso y dosificación adecuados en caso de que el producto haya excedido su vida útil.

Presentación

MasterGlenium 3035 está disponible en tambores de 200 L (53 gal) , en totes de 1,000 L (264 gal) y a granel.

Documentos Relacionados

Hoja de Datos de Seguridad (SDS): MasterGlenium 3035.

Información Adicional

Para obtener información adicional sobre el aditivo MasterGlenium 3035 o su uso en el desarrollo de mezclas de concreto con características de desempeño especiales, entre en contacto con su representante de ventas de BASF.

La división de Construction Chemicals de BASF es el proveedor líder en soluciones para mejorar las características de colocación, bombeo, acabado y apariencia del concreto de alto desempeño usado en los mercados de premezclados, prefabricados, productos manufacturados de concreto, construcción subterránea y de pavimentos. Por más de 100 años hemos ofrecido productos confiables y tecnologías innovadoras y ahora conectamos a través de la marca Master Builders Solutions el conocimiento y experiencia mundial de profesionales en muchos campos para proporcionar soluciones sustentables a la industria de la construcción.

Notificación de garantía limitada

BASF garantiza que este producto está exento de defectos de fabricación y cumple con todas las propiedades técnicas contenidas en la Hoja Técnica vigente, si el mismo se usa como se instruye dentro de su vida útil. Resultados satisfactorios dependen no solamente de la calidad del producto sino también de muchos factores fuera del control de BASF. BASF NO EXTIENDE NINGUNA OTRA GARANTÍA, O AVAL, EXPRESA O IMPLÍCITA, INCLUYENDO GARANTÍAS DE COMERCIALIZACIÓN O ADECUACIÓN PARA UN FIN PARTICULAR CON RESPECTO A SUS PRODUCTOS. La única y exclusiva compensación del Comprador por cualquier reclamo relacionado a este producto, incluyendo pero sin limitarse a, reclamos relacionados con incumplimiento de garantía, negligencia, responsabilidad objetiva u otra causa, es el envío al comprador de un producto equivalente a la cantidad de producto que no cumple esta garantía o el reembolso de el precio original de compra del producto que no cumple esta garantía, a decisión exclusiva de BASF. Cualquier reclamo relacionado a este producto debe recibirse por escrito dentro de un (1) año de la fecha del envío y cualquier reclamo que no sea presentado dentro de ese periodo constituirá una renuncia por parte del Comprador a realizar algún reclamo y la aceptación expresa de la calidad del producto. BASF NO SERÁ RESPONSABLE POR NINGUN DAÑO ESPECIAL, INCIDENTAL, CONSECUENTE (INCLUYENDO LUCRO CESANTE) O PUNIBLE DE NINGÚN TIPO.

El Comprador debe determinar la idoneidad de los productos para el uso previsto y asume todo riesgo y responsabilidad asociada con ello. Esta información y toda recomendación técnica adicional están basadas en el conocimiento y experiencia actuales de BASF. Sin embargo, BASF no asume ninguna responsabilidad por proporcionar tal información y recomendación, incluida la medida en que tal información y recomendación pueda estar relacionada a derechos intelectuales existentes de terceros, derechos de patentes, tampoco se establecerá ninguna relación legal por o surgirá de, proporcionar tal información y recomendación. BASF se reserva el derecho de hacer cualquier cambio debido a progreso tecnológico o desarrollos futuros. El Comprador de este Producto(s) debe realizar una prueba de este producto(s) para determinar la idoneidad para la aplicación prevista del producto(s). El desempeño del producto descrito aquí debe verificarse por medio de prueba que debe realizarse por profesionales calificados.

¹A partir del 1o de enero de 2014, Glenium® 3035 pasa a ser MasterGlenium® 3035 como parte de la marca Master Builders Solutions.

© BASF Corporation 2014 - 01/14 ® Marca registrada de BASF en muchos países



Datos Personales.

Nombre: José Abelardo Valdez Aguilar

Lugar y fecha de nacimiento:
30 de diciembre de 1991
Juticalpa, Olancho,
Honduras.

Estado Civil: Soltero
Edad: 26
Dirección:
Calle Torreón #307A col.
Chapultepec 66450/ San
Nicolás de los Garza, N.L.
Teléfono Móvil:
8119951199
E-mail:
javabm18_2007@yahoo.es

CURRICULUM VITAE

Preparación académica

Licenciatura: Universidad Católica de Honduras. Programa De Ingeniería Civil (2009-2014)

Actualmente he concluido con mis estudios en la carrera de Ingeniería Civil. Recibiendo una educación enfocada en la construcción y aprobando cursos básicos como lo son topografía, dibujo constructivo (curso de AutoCAD), entre otras.

Experiencia laboral:

Ingeniero asistente en proyecto de pavimentación del tramo carretero: "Ciudad de catacamas-Parque arqueológico cuevas de talgua." Desde el mes de abril al mes de julio del 2014, en la constructora William y Molina S.A de C.V.

Ingeniero jefe de campo en proyectos de balastado realizados en Tegucigalpa M.D.C y el municipio de San Juan del Rancho departamento de La Paz, en periodos comprendidos entre el año 2015 hasta mediados del 2016 en la empresa Ingenieros Profesionales de la Construcción (IPC) S.A de C.V.

Posgrado: Universidad Autónoma de Nuevo León. Instituto de Ingeniería Civil

Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, de la Universidad Autónoma de Nuevo León, trabajando en una línea de investigación relacionada con la estimación del desempeño post-agrietamiento de concretos reforzados con fibras de acero a diferentes relaciones ranura-peralte.

Diplomados:

Diplomado en inglés para la comunicación internacional desarrollado en 540 horas de participación, realizado en las instalaciones de la Universidad Católica de Honduras campus Juticalpa 2009-2014.