

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.



CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSION
DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO
FIBROREFORZADO

POR

MIZAEEL IZAGUIRRE GONZALEZ

COMO REQUISITO PARCIAL
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRIA EN INGENIERIA CON ESPECIALIDAD EN
ESTRUCTURAS

DICIEMBRE 2006

T

TA683.5.B3

19

2006

c.3

1090016766

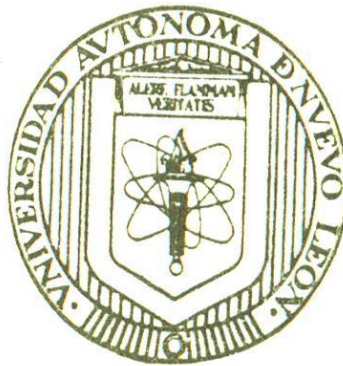
1090016766



1090016766

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



T
TA683.5.B3
I9
2006
C.3
C.3

CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSION
DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO
FIBROREFORZADO

POR

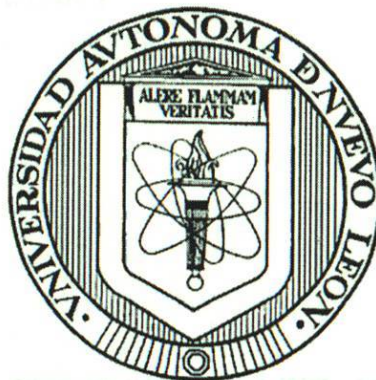
MIZAEEL IZAGUIRRE GONZALEZ

COMO REQUISITO PARCIAL
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRIA EN INGENIERIA CON ESPECIALIDAD EN
ESTRUCTURAS

DICIEMBRE 2006

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS DE
CONCRETO FIBROREFORZADO**

Por

MIZAEEL IZAGUIRRE GONZÁLEZ

**Como requisito parcial para obtener el grado de
MAESTRIA EN INGENIERÍA con especialidad en
Estructuras**

Diciembre, 2006



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

ING. LAZARO VARGAS GUERRA
DIRECTOR DEL DEPTO. ESCOLAR Y
DE ARCHIVO DE LA U.A.N.L.
TORRE DE RECTORIA
PRESENTE.-

Estimado Ing. Vargas:

Por este conducto me permito comunicarle que el **ING. MIZAEEL IZAGUIRRE GONZALEZ**, pasante de la **MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL** ha solicitado su examen de grado, para lo cual a cubierto la totalidad de los requisitos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales de nuestra Institución. Le pido amablemente girar las instrucciones necesarias para el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin otro particular de momento me es grato enviarle un cordial saludo y reiterarme a sus respetables órdenes.

ATENTAMENTE,
"ALERE FLAMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria a 30 de Noviembre del 2006.

ING. JUSTINO CÉSAR GONZÁLEZ ÁLVAREZ M. en I.
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO

C.c.p. Archivo.



DIVISION DE ESTUDIOS
DE POSGRADO



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

“CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO FIBROREFORZADO.”

Aprobación de la tesis:

M.I. LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ
Evaluador

DR. KONSTANTIN SOBOLEV
Evaluador

M.I. JUSTINO CESAR GONZALEZ ALVAREZ
Subdirector de Estudios de Posgrado



DIVISION DE ESTUDIOS
DE POSGRADO

30 de noviembre del 2006

ING. JUSTINO CESAR GONZALEZ ALVAREZ, M. EN I.
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Presente.-

Estimado Ing. González Álvarez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Evaluador de la tesis: "CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSION DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO FIBROREFORZADO", que presenta el **Ing. Mizaél Izaguirre González**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, me permito informar a usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictaminó que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, me encuentro a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que considere usted pertinente,

Atentamente:
"ALERE FLAMMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L.


M.I. LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ
Profesor Evaluador



29 de noviembre del 2006

ING. JUSTINO CESAR GONZALEZ ALVAREZ, M. EN I.
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Presente.-

Estimado Ing. González Álvarez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Evaluador de la tesis: "CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO FIBROREFORZADO", que presenta el **Ing. Mizaél Izaguirre González**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, me permito Informar a usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, me encuentro a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que considere usted pertinente,

Atentamente:
"ALERE FLAMMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L.


DR. KONSTANTIN SOBOLEV
Profesor Evaluador





ING. JUSTINO CÉSAR GONZÁLEZ ÁLVAREZ M. en I.

Subdirector de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería Civil de la UANL

Presente:

Por medio de la presente nos dirigimos a Usted de la manera más atenta posible, para informarle que ha sido **CONCLUIDA** la Tesis de Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural del **ING. MIZAEEL IZAGUIRRE GONZÁLEZ**, con matrícula No. **0286644**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ciencias. El nombre de la Tesis es el siguiente **“CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO FIBROREFORZADO”**, la cual fue realizada bajo la Dirección de sus servidores.

Agradeciendo de antemano su apoyo para las gestiones respectivas, sin más por el momento nos despedimos quedando a sus respetables órdenes para cualquier aclaración que considere pertinente.

Atentamente

“ ALERE FLAMMAM VERITATIS “

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 13 de noviembre de 2006

Dr. César Antonio Juárez Alvarado
Asesor de la tesis

Dr. Pedro Leobardo Valdez Tamez
Asesor de la tesis

Dr. Konstantin Sobolev
Co-Asesor de la Tesis

c.c.p. archivo

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi más sincero agradecimiento al Dr. Cesar Antonio Juárez Alvarado, por su atinada asesoría y decidido apoyo durante el desarrollo de esta investigación; agradezco así mismo al Dr. Pedro L. Valdéz Taméz por su apoyo como coasesor de este trabajo en la parte relativa a Tecnología del Concreto.

Agradezco también al Ing. José Román Villa Bárcenas y al estudiante de licenciatura de Ingeniería Civil, Israel Ruano Vargas, por formar parte importante para la realización de la presente investigación, en lo referente a la instrumentación del acero de refuerzo y realización de los ensayos.

Reconozco y agradezco el apoyo de los jefes de los departamentos: Ingeniería Estructural y Materiales de Construcción y Tecnología del Concreto, MEC. Luis M. Aranda Maltez y Dr. Alejandro Durán Herrera, respectivamente, por las facilidades otorgadas para el uso de sus instalaciones y equipo para la ejecución de este trabajo.

De igual manera agradezco a los jóvenes estudiantes de la Licenciatura de Ingeniería Civil que me auxiliaron en el desarrollo de la etapa experimental de esta investigación

Mi agradecimiento es también para la Dirección de la Facultad de Ingeniería Civil y la Subdirección de Estudios de Posgrado de la misma Facultad, por su apoyo para la realización de mis estudios de maestría.

Agradezco a la Universidad Autónoma de Nuevo León por su apoyo real y decidido a la formación académica.

DEDICATORIAS

*A Quién me da la vida,
y con cada día, una oportunidad de ser mejor...*

*A mi familia...
por soportar mi ausencia,
y muchas veces, mi virtual presencia.*

*Mi potencial es un regalo de Dios para mí,
Lo que yo haga con mi potencial es mi regalo para Él.*

Mizael Izaguirre González



TABLA DE CONTENIDO

Tabla de contenido	v
Lista de tablas.	viii
Lista de figuras	ix
Nomenclatura	xii
Resumen	xiv

Capítulo	Página
1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Generalidades	2
1.1.1 Formación de grietas diagonales	7
1.1.2 Tensión diagonal antes de la aparición de grietas	8
1.1.3 Causa de la falla de cortante por tensión diagonal	9
1.1.4 Fuerzas internas que actúan en la falla de cortante por tensión diagonal	10
1.1.5. Forma en la que actúan los esfuerzos de cortante	12
1.1.6. Refuerzo tradicional en el alma (estribos verticales, diagonales y barras inclinadas)	13
1.1.7 Las fibras de acero como una opción de refuerzo por cortante	16
1.2 Antecedentes	18
1.3 Planteamiento del problema	20
1.4 Justificación	20
1.5 Objetivos.	22
1.6 Metas	22
1.7 Hipótesis	22
2. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES	23
2.1 Definición de los materiales	24

2.2	Diseño de las mezclas de concreto	25
2.2.1	Introducción	25
2.2.2	Diseño de la granulometría y propiedades físicas de los agregados	25
2.2.3	Optimización de mezclas de concreto	27
2.3	Propiedades del acero de refuerzo	32
2.3.1	Procedimiento de instrumentación en acero longitudinal y transversal	34
2.4	Propiedades físicas de las fibras de acero	39
3.	MÉTODO DE EXPERIMENTACIÓN	40
3.1	Definición de elementos experimentales	41
3.2	Dimensionamiento de las vigas	42
3.3	Determinación del acero de refuerzo longitudinal	43
3.4	Preparación de cimbras metálicas	45
3.5	Identificación de los especímenes	45
3.6	Fabricación de los especímenes	46
3.6.1	Dosificación de los materiales.	46
3.6.2	Procedimiento de mezclado	48
3.6.3	Fabricación de especímenes cilíndricos	49
3.6.4	Fabricación de vigas	50
3.6.5	Curado de las vigas	52
3.7	Descripción de los ensayos en vigas	52
3.7.1	Sistema de carga y arreglo de los ensayos	52
3.7.2	Desarrollo de los ensayos	53
4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	55
4.1	Introducción	56
4.2	Resistencia de cilindros de concreto sometidos a	

la compresión	57
4.3 Resistencia del acero de refuerzo sujeto a tensión	57
4.4 Resistencia nominal teórica a cortante de las vigas	60
4.5 Resistencia experimental en las vigas sin refuerzo transversal	60
4.5.1 Modo de falla	61
4.5.2 Comportamiento fuerza cortante-desplazamiento vertical	64
4.5.3 Comportamiento fuerza cortante-deformación unitaria del acero longitudinal	65
4.5.4 Influencia en la fuerza cortante de la relación A/C para las diferentes fracciones de fibra utilizada.	67
4.6 Resistencia experimental en vigas con refuerzo transversal	69
4.6.1 Modo de falla	69
4.6.2 Comportamiento fuerza cortante-desplazamiento vertical	72
4.6.3 Comportamiento fuerza cortante-deformación unitaria del acero longitudinal	74
4.6.4 Comportamiento fuerza cortante-deformación unitaria del acero transversal	78
4.6.5 Influencia en la fuerza cortante de la relación A/C para las diferentes fracciones de fibra utilizada	80
5. CONCLUSIONES	82
6. RECOMENDACIONES	85
REFERENCIAS	88
APÉNDICES	94
APÉNDICE A. TABLAS Y GRÁFICAS DE RESULTADOS	95
APÉNDICE B. DISEÑO DE LAS VIGAS	165
APÉNDICE C. FOTOGRAFÍAS	171

LISTA DE TABLAS

Tabla		Página
1.	Distribución granulométrica del agregado grueso, ASTM C-33.	26
2.	Distribución granulométrica del agregado fino, ASTM C-33.	27
3.	Propiedades físicas de los agregados	27
4.	Proporcionamiento de mezclas de prueba para $f_c = 380 \text{ kg/cm}^2$ (kg de material/20 L de concreto)	29
5.	Proporcionamiento de mezclas de prueba para $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (kg de material/20 L de concreto)	31
6.	Proporciones de mezcla definitiva para $f_c = 380 \text{ kg/cm}^2$ (A/C = 0.55)	32
7.	Proporciones de mezcla definitiva para $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (A/C = 0.85)	30
8.	Relación de especímenes de prueba	41
9.	Designación y características de los especímenes	47
10.	Proporcionamiento final de materiales en kg/m^3	48
11.	Promedio de resistencias a la compresión de cilindros de concreto al momento de los ensayos de las vigas; Etapa A, relación A/C = 0.55	58
12.	Promedio de resistencias a la compresión de cilindros de concreto al momento de los ensayos de las vigas; Etapa B, relación A/C = 0.85.	58
13.	Resultados de ensayos a tensión del acero de refuerzo longitudinal	59
14.	Resultados de ensayos a tensión del acero de refuerzo transversal	59
15.	Resistencia nominal a cortante para las relaciones A/C	60

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1. Distribución de esfuerzos en una viga sometida a cargas uniformes.	6
2. Requerimientos de equilibrio en el claro de cortante de una viga	10
3. Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales V_1 y horizontales V_2	12
4. Tipos de refuerzo en el alma (estribos verticales, barras inclinadas y estribos inclinados	16
5. Distintas geometrías en las fibras de acero	17
6. Fibras de acero utilizadas para reforzar la matriz de concreto	24
7. Determinación del revenimiento del concreto	30
8. Arreglo de probeta de varilla para su ensayo	33
9. Localización de deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo transversal y longitudinal	34
10. Fabricación de estribos e instrumentación del acero de refuerzo	38
11. Detalle de dimensiones generales de las vigas	42
12. Arreglo del refuerzo y ubicación de deformímetros eléctricos en las vigas	43
13. Ubicación del acero de refuerzo transversal y longitudinal	44
14. Arreglo de colocación de varillas y estribos	45
15. Mezclado del concreto	49
16. Fabricación de cilindros	50
17. Transportación del concreto y colocación en las cimbras	50
18. Vibrado del concreto	51
19. Arreglo de ensayos	54
20. Gráfica de Esfuerzo contra la Deformación unitaria del acero utilizado como refuerzo transversal	59

21.	Gráfica de Esfuerzo contra la deformación unitaria del acero utilizado como refuerzo longitudinal	60
22.	Distribución de grietas en vigas de etapa A (relación A/C = 0.55)	62
23.	Distribución de grietas en vigas de etapa B (relación A/C = 0.85)	63
24.	Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.55	65
25.	Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.85	65
26.	Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado, para diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.55	66
27.	Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado, para diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.85	67
28.	Efecto en la fuerza cortante de la relación A/C, para las diferentes fracciones de fibra	68
29.	Desprendimiento de fibras en zona de falla; viga con relación A/C = 0.85;	68
30.	Ruptura de fibras en zona de falla; viga con relación A/C = 0.55;	69
31.	Distribución de grietas en vigas de etapa A (relación A/C = 0.55)	70
32.	Distribución de grietas en vigas de etapa B (relación A/C = 0.85)	71
33.	Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.55	73
34.	Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.85	73
35.	Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado, para diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.55	74

36.	Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado, para diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.85	75
37.	Influencia de la combinación estribos-fibra en la Fuerza cortante máxima de las vigas ensayadas; relación A/C = 0.55	77
38.	Influencia de la combinación estribos-fibra en la Fuerza cortante máxima de las vigas ensayadas; relación A/C = 0.85	77
39.	Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; estribo a 10 cm del apoyo; relación A/C = 0.55	78
40.	Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; estribo a 20 cm del apoyo; relación A/C = 0.55	79
41.	Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; estribo a 10 cm del apoyo; relación A/C = 0.85	79
42.	Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; estribo a 20 cm del apoyo; relación A/C = 0.85	80
43.	Efecto en la Fuerza cortante de la relación A/C, para las diferentes fracciones de fibra	81

NOMENCLATURA

CRFA	Concreto reforzado con fibras
A/C	Relación agua/cemento
ACI	Instituto Americano del Concreto
AG	Agregado
As	Área de acero longitudinal
ASTM	Sociedad Americana de Pruebas y Materiales
Av	Área de acero por cortante
bw	Ancho del alma
C	Compresión
cm	Centímetros
cm ²	Centímetros cuadrados
d	Peralte efectivo
Es	Módulo de elasticidad del acero
f _c	Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días de edad
Fu	Esfuerzo último
f _v	Esfuerzo de tensión diagonal
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero
kg	Kilogramos
L	Litros
m ³	Metros cúbicos
Mm	Milímetros
Mn	Momento nominal
Mu	Momento último
P	Carga concentrada
SG	"Strain Gage"

T	Tensión
V	Fuerza cortante externa
V_1	Esfuerzos cortantes verticales
V_2	Esfuerzos cortantes horizontales
V_a	Resistencia al cortante del agregado
V_c	Resistencia al cortante del concreto
V_d	Fuerza de dovela
V_n	Resistencia nominal cortante
V_s	Resistencia nominal al cortante del acero
V_u	Resistencia al cortante último
ϵ	Deformación unitaria
ρ	Porcentaje de acero
σ	Esfuerzo de compresión
Φ	Diámetro

RESUMEN

El uso de fibras de acero en combinación con los estribos como refuerzo transversal representa una alternativa más para contrarrestar estos efectos de cortante por tensión diagonal.

La presente investigación pretende dar una alternativa más de solución al problema del cortante por tensión diagonal en estructuras de concreto, usando fibras de acero en combinación con el refuerzo transversal conocido tradicionalmente como estribos.

La hipótesis de trabajo sostiene que la adición de fibras al concreto mejorará la resistencia última al cortante por tensión diagonal, al presentarse cargas externas que produzcan altos niveles de esfuerzos cortantes; además, de que se mejorará la ductilidad del elemento produciendo un múltiple agrietamiento en la matriz de concreto.

Los principales resultados indican que el concreto sin fibra presenta una falla frágil al incrementarse la fuerza cortante; sin embargo, al agregar fibras de acero se logra aumentar considerablemente la ductilidad y la capacidad de carga, obteniéndose un múltiple agrietamiento y un adecuado control de grietas de cortante por tensión diagonal.

Conviene entonces fabricar con este material elementos constructivos que estén sometidos a grandes esfuerzos de cortante por tensión diagonal. Sin embargo, es necesario investigar aun más sobre el comportamiento del concreto con fibras de acero para que se evidente la viabilidad de su uso en la construcción.

Capítulo 1

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

CAPÍTULO 1

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

1.1. Generalidades

Históricamente, las fibras han sido utilizadas para reforzar materiales frágiles: la paja, para los ladrillos de arcilla cocidos al sol; el pelo de caballo, para las molduras de yeso; el asbesto (hoy prohibido), para prefabricados con cemento Pórtland.

Recientemente, un amplio conjunto de materiales empleados en la ingeniería, tales como las cerámicas, los plásticos, el cemento y los productos de yeso han sido utilizados con incorporación de fibras para mejorar las propiedades del compuesto. Las propiedades que se busca mejorar incluyen: la resistencia a la tensión, la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad, la resistencia al agrietamiento, la durabilidad, la resistencia a la fatiga, la resistencia al impacto y la abrasión, la contracción, la expansión, las características térmicas y la resistencia al fuego.

Ensayos experimentales y patentes que involucran el uso de elementos de refuerzo de acero discontinuos, tales como clavos, segmentos de alambre astillas de metal, utilizados para mejorar las propiedades del concreto, datan desde 1910 (Naaman; 1985).

En 1950 aparecen estudios y patentes de aglomerados de cemento con fibras distribuidas al azar y en los años sesenta, diversos científicos publican artículos que despiertan el interés de la investigación académica e industrial sobre el tema. A partir de ese momento ha existido una actividad muy intensa

de investigación sobre estos materiales, a la vez que se ha propiciado la aplicación de dichos productos (Zollo, R., 1997)

A principios de los 60's apareció la primera investigación formal, hecha para evaluar el potencial de las fibras de acero como refuerzo del concreto (Romualdi, Batson; 1963); a partir de entonces, ha existido una actividad muy intensa de investigación y aplicaciones industriales de concreto reforzado con fibra.

Un elemento de concreto puede reforzarse mediante barras de acero verticales conocidas como estribos, sin embargo, algunos estudios (Shin et al., 1994) sugieren el uso de fibras de acero como un potencial refuerzo para la matriz de concreto.

Los materiales de cemento hidráulico reforzados con fibras suponen una amplia familia de productos. El comportamiento de estos materiales depende de la composición de la matriz, el mortero o el concreto, y del material de la fibra, su geometría, su distribución, su orientación y su concentración. Por ello, hay que admitir diferentes leyes de comportamiento dentro de los mismos.

Las fibras utilizadas pueden ser de acero, vidrio, sintéticas (acrílicas, carbono, nylon, poliéster, polietileno, polipropileno) y naturales (coco, sisal, lechuguilla, caña). Si se excluyen las fibras de acero, que pueden llegar a tener hasta medio milímetro de diámetro, las otras fibras tienen diámetros que varían de 10 a 100 micras. Sus resistencias oscilan entre 0,3 y 3,5 GPa, es decir, alcanzan valores hasta 10 veces con respecto al acero ordinario.

Una variable que influye en el comportamiento del compuesto es el espaciamiento, que es función del porcentaje de fibra y de su diámetro o volumen (ACI Committee 544, 1986).

Desde fines del siglo XVIII, se han construido estructuras con elementos de concreto reforzados con acero; lo anterior, con el fin de satisfacer diferentes necesidades estructurales y obras que la sociedad demanda. El diseño de una construcción debe considerar que ésta brinde la mejor opción para que cumpla los requisitos necesarios, tales como: economía, comodidad, durabilidad y funcionalidad en sus condiciones de servicio y principalmente el de ser segura

contra el colapso. La funcionalidad requiere que las deflexiones sean menores que las permisibles, y que las fisuras se mantengan en límites tolerables. Desde el punto de vista de seguridad, se requiere que la resistencia mecánica de la estructura sea adecuada para soportar todas las cargas externas que puedan llegar a actuar sobre ella en su vida de servicio.

En relación con la seguridad de las estructuras, principalmente de concreto reforzado, existen elementos, como las vigas, que poseen diferentes comportamientos como: la flexión longitudinal, la flexión lateral, el cortante por tensión diagonal y la torsión, entre otros. Por tal motivo, debemos considerar este tipo de comportamiento estructural a fin de prevenir situaciones que pudieran resultar perjudiciales al causar pérdidas humanas o económicas.

La falla de cortante en el concreto es conocida como frágil y catastrófica. Usualmente, en el diseño estructural, el cortante es resistido por un refuerzo transversal, como los estribos en las vigas. En algunos casos, sin embargo, el refuerzo requerido por cortante podría resultar exagerado y propiciar un congestionamiento; si las consideraciones de carga son severas, como en el caso de sismos, en donde las restricciones de espacios pudieran dificultar la colocación del refuerzo en secciones críticas.

Cuando los esfuerzos principales de tensión en el claro de cortante de una viga de concreto reforzado exceden la resistencia a tensión del concreto, se desarrollan grietas diagonales en el alma, causando eventualmente la falla del elemento antes de alcanzar la máxima resistencia a flexión. La naturaleza frágil del concreto causa el colapso que ocurre en un período corto, después de la aparición de la primera grieta.

El uso de las fibras de acero proviene de la idea básica de fortalecer la matriz de concreto ante estos esfuerzos de tensión. La distribución de las fibras en el concreto, conduce, en su conjunto, a un mejor comportamiento, debido a que se reduce la naturaleza frágil de este último. Como consecuencia del uso de las fibras de acero, se propicia que el compuesto presente mayor tenacidad, ya que éstas pueden absorber energía antes de llegar al colapso o falla del elemento. La adición de fibras de acero al concreto ayuda a convertir su

característica frágil en una dúctil. Esto se debe a que las fibras quedan uniformemente distribuidas y orientadas de manera aleatoria en todas direcciones en la masa de concreto.

El concreto reforzado con fibras tiene un mecanismo de comportamiento respecto al concreto simple tal, que la primera grieta se forma para cargas superiores, tanto más cuanto menor es el espaciamiento, estableciéndose, después de esa primera grieta, una etapa dúctil, tras alcanzarse una resistencia máxima, que depende del volumen, de la relación de aspecto (diámetro/longitud) y de la adherencia de las fibras.

Para las cantidades de fibra usuales, aumenta poco la resistencia en lo que respecta a la aparición de la primera grieta; sin embargo, aumenta significativamente en lo referente a la resistencia última. El refuerzo equivalente de las fibras es menor que el refuerzo tradicional unidireccional, sin embargo mejora considerablemente la tenacidad de los elementos, por su condición de isotropía.

La tensión diagonal se define como la distribución de los esfuerzos principales de tensión en forma diagonal al eje horizontal de un elemento, tal como se muestra en la figura 1.

Dados los problemas que se presentan en el comportamiento de las estructuras, se hará hincapié en el comportamiento de vigas fibroreforzadas, sometidas a cortante por tensión diagonal. Como se comentó antes, la falla de cortante es una falla frágil y difícil de predecir. Si una viga diseñada deficientemente por cortante se sobrecarga hasta la falla, se puede presentar un colapso por cortante en forma súbita, con la aparición de deformaciones relativamente pequeñas, presentándose por consiguiente anchos de grietas menores que los de flexión. Esto contrasta con la naturaleza de la falla a flexión; para vigas subreforzadas, la falla por flexión se inicia con una fluencia gradual en el acero a tensión, simultáneamente se presenta un agrietamiento obvio del concreto y grandes deformaciones que advierten sobre el problema y dan la oportunidad de tomar decisiones correctivas. Estas diferencias de comportamiento en flexión y cortante, por lo general originan que se coloque



acero de refuerzo por cortante en las vigas de concreto reforzado, con el objetivo de garantizar una falla a flexión antes de que ocurra la falla a cortante en caso de que el elemento se sobrecargue en exceso (Nilson, 1999).

En la figura 1 se muestra la distribución de los esfuerzos principales (f_t y f_c) de tensión y de compresión respectivamente para el caso de una viga rectangular simplemente apoyada y con carga uniformemente distribuida. En la figura se puede observar que las trayectorias de los esfuerzos interceptan al eje neutro aproximadamente a 45° . Cuando los esfuerzos principales de tensión llegan a ser excesivos, se desarrollan grietas aproximadamente perpendiculares a estas trayectorias de esfuerzo principal de tensión, o paralelas a las de compresión.

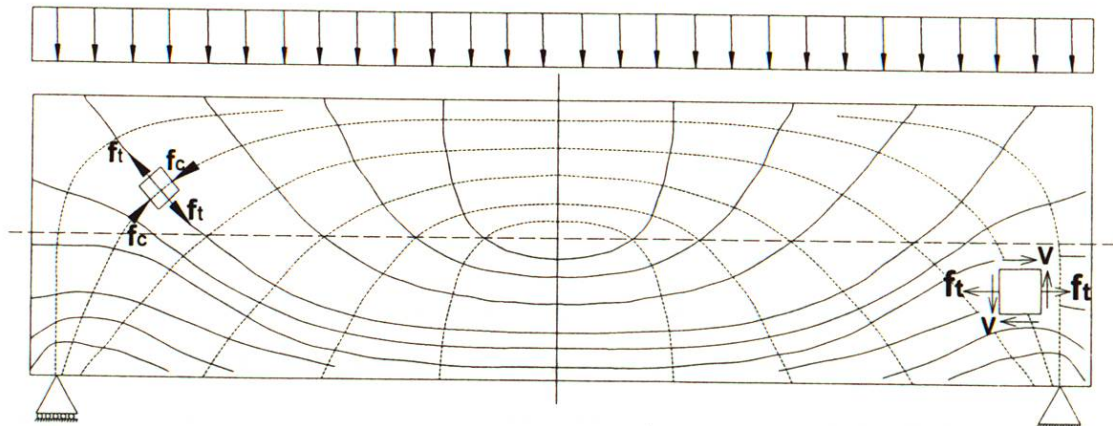


Figura 1. Distribución de esfuerzos en una viga sometida a cargas uniformes

Existen 3 tipos de falla en las vigas (González Cuevas et al, 1994), en los que predomina la fuerza cortante:

- Falla en tensión diagonal
- Falla en compresión por cortante
- Falla en adherencia por cortante

Básicamente, se puede decir que el modo de falla de una viga se determina por la esbeltez de la misma; es decir, su relación claro de cortante/peralte, donde el claro de cortante es la distancia de cada apoyo al punto más próximo de aplicación de la carga. Park ha demostrado que cuando existe una relación claro de cortante/peralte entre 1.5 y 7 para cargas concentradas, la falla que se

genera es de tensión diagonal, debido a que la resistencia de la viga a la tensión diagonal es menor que su resistencia en flexión. (Park et al, 1990).

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto, aproximadamente diez veces menor que su resistencia en compresión, se desarrollan grietas diagonales a lo largo de planos perpendiculares a los del esfuerzo principal de tensión (de aquí el término *grietas de tensión diagonal*). Este tipo de grietas surgen inmediatamente después de desarrollarse algunas grietas finas verticales de flexión en el centro del claro a medida que aumenta la carga externa, seguida por la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea en la región del apoyo; después de esto, 2 ó 3 grietas diagonales se desarrollan a una distancia aproximada de $1 \frac{1}{2}d$ a $2d$ del paño del apoyo (Nawy, 1988).

1.1.1 Formación de grietas diagonales.

La flexión y cortante se combinan en un miembro de concreto reforzado para crear un estado biaxial de esfuerzos como se mostró en la figura 1. Por lo tanto, cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a tensión del concreto, se generarán grietas. En las zonas donde existen grandes momentos flexionantes, estos esfuerzos son máximos en la fibra extrema a tensión del miembro produciendo grietas verticales a flexión, y en las zonas donde existe grandes esfuerzos de cortante se generan esfuerzos principales de tensión significativos, también conocidos como tensión diagonal, aproximadamente a 45° respecto al eje del miembro, lo que producirá grietas inclinadas.

Cerca del centro del claro, estas grietas inclinadas son extensiones de las grietas de flexión. Aunado a esto, por lo general, la carga de agrietamiento diagonal que se origina de la flexión y cortante es bastante más pequeña de lo que se esperaría del análisis de esfuerzos principales y de la resistencia a tensión del concreto, lo cual se debe a la presencia de esfuerzos de contracción, a la redistribución de esfuerzos cortantes entre las grietas de flexión y al debilitamiento local de una sección transversal por el refuerzo

transversal, que provoca un patrón regular de discontinuidades a lo largo de la viga (Park et al, 1990)

En la actualidad se reconoce que es aceptable el agrietamiento diagonal en condiciones de carga de servicio, siempre y cuando los anchos de las grietas permanezcan dentro de los límites permisibles para las grietas de flexión (Nilson, 1999).

1.1.2. Tensión diagonal antes de la aparición de grietas.

Las vigas de concreto reforzado, antes de la formación de grietas, tienen esfuerzos muy parecidos a los de una viga homogénea (Ferguson, 1969). De aquí que se hace énfasis en los esfuerzos de tensión diagonal. La grieta diagonal comienza a partir de la última grieta de flexión y se convierte gradualmente en una grieta inclinada, bajo la carga cortante. Estas grietas de tensión diagonal son casi perpendiculares a las trayectorias indicadas en la figura 1 para una viga cargada uniformemente. En una viga de concreto reforzado, las trayectorias serán muy semejantes, hasta que las grietas se abran, produciendo por lo regular grietas verticales debidas a la flexión en la mitad inferior de la viga. Las grietas por tensión diagonal, por lo general, se abren más o menos a 45° con respecto al eje de la viga, empezando por lo común en la parte superior de una grieta producida por flexión.

Este tipo de grietas no conduce de inmediato a la falla; aunque suele ser el caso en claros de cortante más grandes o, en otras ocasiones, una grieta nueva y menos inclinada hace que la falla sea súbita. Es típico que la grieta diagonal encuentre cierta resistencia conforme se mueve hacia arriba en la zona de compresión y se haga más inclinada. Al incrementar la carga, la grieta de tensión se extiende de modo gradual con una pendiente muy pequeña hasta que, por último, ocurre la falla repentina (frágil).

1.1.3. Causa de la falla de cortante por tensión diagonal.

Como se mencionó antes, la resistencia del concreto a la tensión es aproximadamente 10 veces menor que a la compresión; esta situación, aunada a que el diseño en una viga sea inadecuado, es decir, que la viga pueda ser débil para resistir las cargas externas factorizadas sin que se alcance su capacidad para resistir las fuerzas cortantes, podría eventualmente ocasionar la falla de cortante por tensión diagonal. La fuerza cortante es la resultante de todas las fuerzas verticales que actúan en una viga de una sección considerada; es decir, es la fuerza que la sección debe proveer para mantener el equilibrio vertical. Es por eso que se debe tomar especial cuidado en este tipo de detalles al realizar el diseño de vigas de concreto reforzado.

Es claro que el concreto puede fácilmente soportar la compresión diagonal, pero cuando el esfuerzo diagonal de tensión es demasiado grande, se produce una grieta de tensión diagonal. Evidentemente, la resistencia al cortante de una viga de concreto reforzado depende de la resistencia a tensión del concreto (2), es decir, la relación entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión es mucho menos favorable para concreto de alta resistencia que para concreto de baja resistencia. Ya que la falla por cortante es una falla del concreto en tensión diagonal, la sección crítica para el cortante en construcción monolítica no está en el apoyo mismo, a menos que el apoyo sea tal que una grieta de tensión diagonal se pueda extender hasta el mismo. Por lo tanto, una grieta a 45° aproximadamente, no se puede formar hasta que se alcance una sección a una distancia igual al peralte efectivo (d) del apoyo (esto supone que la tensión diagonal es suprimida en el apoyo por los esfuerzos de compresión de una columna o por el apoyo mismo), y el área máxima del refuerzo de cortante se calcula para la fuerza cortante en esa sección (Cowan, 1989).

1.1.4. Fuerzas internas que actúan en la falla de cortante por tensión diagonal

En la figura 2.a se muestra parte de una viga simplemente apoyada en la que la fuerza cortante es constante. Como se puede ver, aquí se identifican las fuerzas internas y externas que mantienen el equilibrio de este cuerpo libre, limitado en un lado por una grieta ocasionada por tensión diagonal.

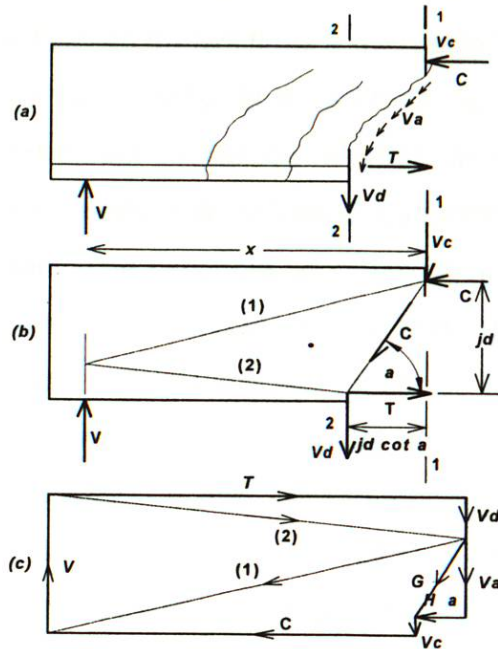


Figura 2. Requerimientos de equilibrio en el claro de cortante de una viga.

Se puede observar que la fuerza V transversal externa total será resistida por la combinación de tres fuerzas internas:

1. Una fuerza cortante a través de la zona de compresión V_c .
2. Una fuerza de dovela transmitida a través de la grieta mediante el refuerzo V_d de flexión.
3. Las componentes verticales de los esfuerzos cortantes inclinados v_a transmitidos a través de la grieta inclinada por medio de la trabazón de las partículas del agregado.

De esta manera, en la figura 2.c, se muestra un polígono de fuerzas que representa el equilibrio de cuerpo libre, y éste se expresa como:

$$V = V_c + V_a + V_d \quad (1)$$

Por lo tanto, esta ecuación nos representa la contribución de la zona de compresión, la trabazón del agregado y la acción de dovela a la resistencia cortante en una viga sin refuerzo en el alma.

La fuerza V_c se refiere a la fuerza que trata de cortar a la viga de manera directa en forma vertical, empezando por la zona de compresión (fibra superior de la viga). La fuerza cortante V_d se genera en el refuerzo a flexión de la viga al querer contrarrestar las fuerzas transmitidas a través de las grietas. Existen tres mecanismos que pueden desarrollar la resistencia de dovela a través de un plano cortante: la flexión de las varillas de refuerzo, la resistencia a cortante a través de las varillas y la torcedura del refuerzo. La fuerza V_d se puede expresar en términos de la resistencia de cedencia del acero de refuerzo.

Cuando ocurre desplazamiento cortante a lo largo de una grieta inclinada, cierta cantidad de cortante se transfiere por efecto de la acción de dovela del refuerzo de flexión. Una vez que ocurren grietas por desgajamiento, se reduce considerablemente la rigidez, y por consecuencia también disminuye la efectividad de la acción de dovela (Park et al, 1990). Sin embargo, la acción de dovela V_d es más notoria cuando se utiliza refuerzo transversal (estribos), debido a que una varilla de flexión puede apoyarse con mayor efectividad contra un estribo que esté doblado estrechamente contra ella. Aún así, se desarrollan grietas casi paralelas a las varillas de flexión antes que los estribos contribuyan a transmitir fuerzas de dovela. Por lo tanto, la rigidez del mecanismo de dovela dependerá considerablemente de la posición de una grieta relativa a los estribos adyacentes que podrían soportar una fuerza de dovela. La tercera y última fuerza interna que interviene para contrarrestar la fuerza V transversal es la del agregado, a través de la trabazón que existe entre los mismos. El avance de las grietas inclinadas hacia la zona de compresión hace que se produzcan rotaciones considerables en la viga, lo cual significa que se ha acabado la capacidad de dovela por parte del acero a flexión. La formación de grietas de dovela y grietas diagonales secundarias cerca del refuerzo a flexión afectan la acción de trabazón del agregado, que en esta etapa transmite la magnitud de la carga. Es decir, a medida que las grietas

diagonales se desplazan a la parte superior de la viga (fibra superior) y aumentan de espesor, las separación entre los agregados a través de la grieta es cada vez mayor, lo cual hace que haya menos fricción entre los agregados que están de uno y otro lado de la grieta por lo que la resistencia a la fuerza cortante por parte de la trabazón del agregado va en decremento. Después de la falla de los mecanismos de la trabazón del agregado y del de dovela, generalmente la zona de compresión no puede transmitir el cortante incrementado, además de la fuerza de compresión resultante de la flexión, por lo que falla la viga.

1.1.5. Forma en la que actúan los esfuerzos de cortante.

Después de que hemos visto cómo actúan las fuerzas internas y externas en la falla a cortante por tensión diagonal, es necesario saber cómo actúan los esfuerzos de cortante dentro de una viga de concreto.

Una fuerza cortante es el resultado de todas las fuerzas verticales que actúan en una viga en una sección considerada; esta fuerza, dentro de un elemento (ver figura 3.a), genera esfuerzos verticales v_1 y esfuerzos cortantes horizontales v_2 los cuales son iguales $v_1 = v_2 = v_{12}$ ya que si no fuera así, el elemento rotaría, lo cual indicaría que no existiría el equilibrio estático.

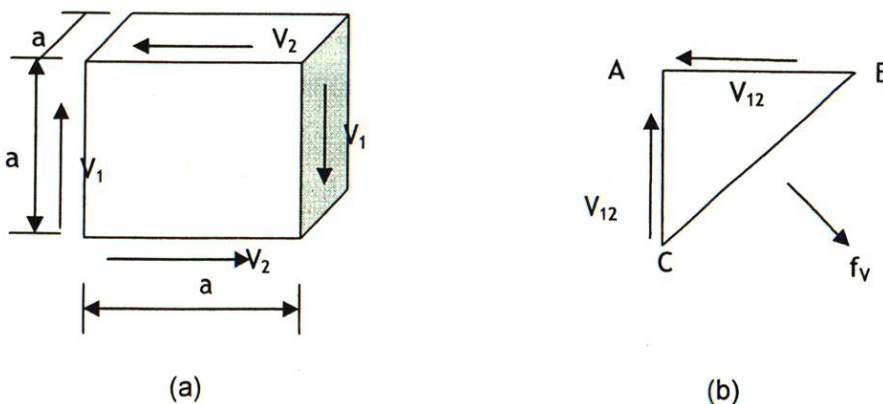


Figura 3. Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales v_1 y horizontales v_2 (a), la combinación de ambos producen esfuerzos de tensión diagonal f_v (b).

Si se corta el cubo a la mitad (figura 3.b) en diagonal; se verá que las componentes diagonales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales se combinarán para producir un esfuerzo de compresión diagonal en toda la sección a través de una diagonal, y un esfuerzo de tensión diagonal f_v perpendicular a la misma diagonal. Entonces, el concreto puede resistir la compresión diagonal con cierta facilidad; pero cuando los esfuerzos de tensión diagonal son demasiado grandes, se producirá una grieta por tensión diagonal.

La teoría de la distribución de esfuerzos cortantes puede ser correcta hasta que el concreto forme grietas de tensión diagonal; aunque, debido a la baja resistencia del concreto a la tensión esto cubre sólo una pequeña parte de las estructuras de concreto reales.

Las grietas de tensión diagonal tienden a ser perpendiculares a las trayectorias de los esfuerzos de tensión (ver figura 1) para una viga con carga uniformemente distribuida. Se sabe por experiencia que, en una viga de concreto reforzado, las trayectorias de esfuerzos máximos de tensión serán muy semejantes hasta que las grietas se abran, produciendo por lo regular grietas verticales debidas al momento flexionante en la mitad inferior de la viga.

1.1.6. Refuerzo tradicional en el alma (estribos verticales, diagonales y barras inclinadas).

Siempre que a toda estructura se le aplique carga, ésta no debe fallar súbitamente, es decir de manera frágil, la cual es una característica de muchas fallas por cortante; en lugar de esto, deben mostrar la suficiente ductilidad y advertencia en caso de colapso. Por tal razón, es de suma importancia usar refuerzo en el alma de una viga, para aumentar su capacidad para resistir las fuerzas de cortante por tensión diagonal. Sabemos de antemano que el refuerzo en el alma de una viga desempeña funciones importantísimas después de la aparición de una grieta por tensión diagonal; ya que además de disminuir el crecimiento y desarrollo de las grietas diagonales, conserva una profundidad mayor para la zona de compresión, lo que incrementa la capacidad en los claros de cortante de la viga para resistir fuerzas externas mayores. También,

cuando se usa el refuerzo transversal en forma de estribos, éstos mejoran la capacidad por adherencia del miembro, ya que tienden a evitar fallas por desprendimiento en el nivel del acero de refuerzo longitudinal. Por lo tanto, el refuerzo en el alma de una viga toma una porción importante de la fuerza cortante externa, y cuando el refuerzo actúa formando anillos cerrados, incrementa sustancialmente la capacidad de la zona de compresión, debido al efecto de confinamiento (González Cuevas et al, 1994).

Por lo tanto, después de que se desarrollan las grietas diagonales, el refuerzo en el alma aumenta la resistencia a cortante de la viga en cuatro maneras diferentes:

1. Las barras que atraviesan la grieta particular resisten parte de la fuerza cortante.
2. La presencia de las barras restringe el crecimiento de estas grietas diagonales y reduce su penetración dentro de la zona de compresión. Por lo tanto, hay mayor cantidad de concreto no fisurado en la cabeza de la grieta para resistir la acción combinada del cortante y de la compresión.
3. Los estribos también contrarrestan el ancho de las grietas de manera que las dos caras de la grieta permanecen en estrecho contacto.
4. Los estribos están distribuidos de manera que amarran el refuerzo longitudinal del cuerpo principal de concreto. Esto provee alguna medida de restricción contra el agrietamiento del concreto a lo largo del refuerzo longitudinal y aumenta la parte de fuerza cortante resistida por la acción de dovela ya mencionada (Nilson, 1999).

Basado en lo anterior, es necesario considerar las siguientes hipótesis: a) la zona comprimida del elemento toma solo esfuerzos normales de compresión, b) el refuerzo longitudinal de flexión toma solo esfuerzos normales de tensión, c) todas las tensiones diagonales son resistidas por el refuerzo diagonal después de la aparición de grietas y, d) las grietas inclinadas se extienden desde el refuerzo longitudinal a flexión, hasta el centroide de la zona de compresión. También, es conveniente mencionar que, dentro del alma, el

refuerzo puede ser de distintos tipos. En algunos casos, se aprovecha el acero longitudinal (varillas dobladas), doblándolo en zonas donde no sea requerido para tomar esfuerzos longitudinales (de tensión), de manera que atraviese las regiones donde puedan aparecer grietas por tensión diagonal. Aunque en la mayor parte de los casos, el refuerzo en el alma consta principalmente de estribos verticales, de los cuales cada estribo que atraviesa ejerce una fuerza $A_v f_y$ en la porción dada de la viga; además se sabe que un estribo intercepta grietas típicas de tensión diagonal aproximadamente a 45° donde se supone que el estribo soporta la componente vertical de los esfuerzos de tensión diagonal que originalmente trabajaban a través de la grieta en la longitud horizontal.

Es común, en otros casos, el uso de estribos inclinados donde las trayectorias de las grietas quedan cruzadas por barras inclinadas y espaciados horizontalmente entre sí a una distancia conveniente. El acomodo de estos estribos permite alinearse más estrechamente con los esfuerzos de tensión principal de la viga. También, contribuyen a soportar esta tensión en todas las etapas de carga y retardan sustancialmente la formación de las grietas por tensión diagonal. Por consiguiente, el cálculo del acero de refuerzo en el alma debe ser el adecuado y que éste se encuentre espaciado satisfactoriamente, de manera que cualquier grieta diagonal posible que aparezca, esté atravesada al menos por un estribo o una barra inclinada. De otra manera, el refuerzo en el alma no contribuiría a la resistencia al cortante de la viga, puesto que las grietas diagonales que pudieran formarse entre dicho refuerzo, ampliamente espaciado, produciría la falla de la viga con la misma carga que produce la falla cuando no está presente el refuerzo en el alma; en dado caso, la falla sería súbita. Cuando los estribos estén espaciados adecuadamente, la falla será inminente cuando éstos empiecen a fluir; pero esta fluencia provoca un ensanchamiento en las grietas con la consecuente reducción de los efectos benéficos de restricción descritos anteriormente en los puntos 2 y 4, donde se mencionan los beneficios del refuerzo en el alma, para contrarrestar las fuerzas cortantes.

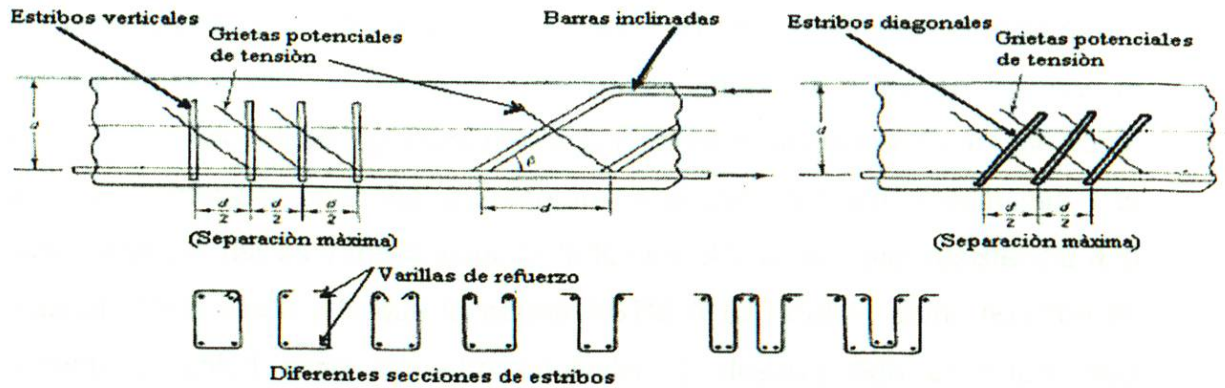


Figura 4. Tipos de refuerzo en el alma (estribos verticales, barras inclinadas y estribos inclinados).

1.1.7. Las fibras de acero, como una opción de refuerzo a cortante.

El concreto reforzado con fibra es un material que está siendo desarrollado de forma acelerada gracias a la utilización de nuevas fibras y técnicas adecuadas de aplicación del concreto.

Actualmente, existen fibras de diferentes materiales, y la selección de una de ellas depende del tipo de construcción que se vaya a realizar. Por mencionar algunas, existen fibras poliméricas (a base de polipropileno), fibras de vidrio, de carbono, orgánicas, metálicas, etc. Esta última es de nuestro interés para esta investigación.

Es necesario mencionar que las fibras de acero tienen diferentes aplicaciones, ya que son utilizadas en la construcción de pisos industriales y pavimentos, en pistas de aeropuertos, en concreto lanzado en túneles y minería, en taludes y protección de pendientes, etc. Aunque la principal aplicación que pretendemos darle en esta investigación es la de reforzar al concreto para estudiar su influencia en la resistencia de fuerzas cortantes ocasionadas por la tensión diagonal en vigas y de esta manera proponer recomendaciones al respecto.

Las fibras de acero se producen en diferentes geometrías, tanto en el sentido longitudinal como en su sección transversal, de alta resistencia a la

tensión, fabricadas a partir de alambres de acero conformados en frío, que en conjunto debido a su forma ondulada aseguran un funcionamiento óptimo de anclaje en la matriz de concreto. Cuando las fibras de acero se agregan al concreto tradicional, se logra una matriz con fibras dispersas en forma aleatoria, pero de distribución uniforme, que mejoran sus características mecánicas. Las características físicas y mecánicas de la fibra metálica, anclaje, resistencia a la tensión, dosificación y lo que la norma ASTM A 820 define como relación de aspecto (longitud entre diámetro equivalente), desempeñan un papel muy importante en los resultados de las pruebas; la norma mencionada, clasifica los distintos tipos de fibra metálica que hay disponibles en el mercado mundial. Dicha norma define los tipos de fibra metálica de acuerdo con su procedencia: Tipo I: Alambre rolando en frío; Tipo II: Lámina de acero; Tipo III: Extracción de fundición; Tipo IV: Otros. Mientras que la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles ha clasificado a las fibras de acero basándose en la forma de su sección transversal y establecen que existen fibras de *sección cuadrada*, *circular* y *sección variable (media luna)*.

La composición de las fibras de acero generalmente incluye carbón u otros componentes. En función de la aplicación del concreto fibroreforzado, se requerirá de diferentes morfologías, dosificaciones y composiciones minerales de las fibras.

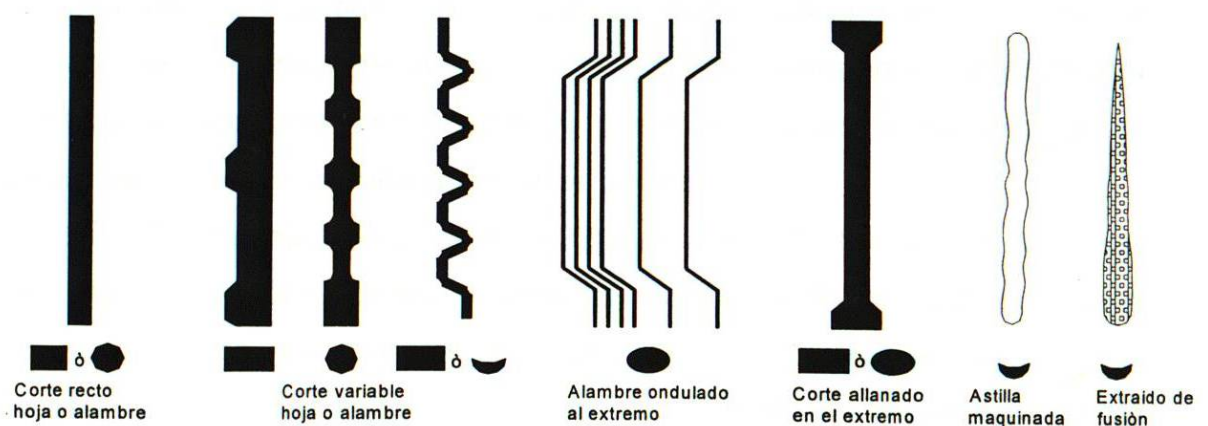


Figura 5. Distintas geometrías en las fibras de acero

1.2 Antecedentes.

Diversos estudios han demostrado la efectividad de las fibras como refuerzo para mejorar el comportamiento en cortante del concreto estructural.

Un elemento de concreto puede reforzarse mediante barras de acero verticales conocidas como estribos, sin embargo, algunos estudios (Shin et al., 1994) sugieren el uso de fibras de acero como un potencial refuerzo para la matriz de concreto.

Batson y Jenkins (Batson et al, 1972) sustituyeron estribos verticales en vigas reforzadas convencionalmente cargadas en flexión, por fibras de acero de diversas morfologías, tamaños y diferente concentración; concluyeron que las fibras de acero presentan algunas ventajas sobre los estribos verticales. Primero, las fibras se distribuyen aleatoriamente en el volumen de concreto con menores espaciamientos a los que se pueden lograr con las barras de refuerzo de menor diámetro. Segundo, la resistencia en la primera grieta y la resistencia última se incrementan con las fibras de acero.

Swamy y Bahia (Swamy et al, 1985) probaron vigas T y vigas rectangulares con fibras de acero onduladas de 50 mm de longitud y fracciones de volumen de hasta 1.2%, encontraron que la presencia de fibras de acero reduce las deformaciones por cortante, siendo esta situación más evidente conforme se aumentó el contenido de fibras. Las fibras incrementaron la resistencia a cortante en aproximadamente 80% y permitieron a las vigas alcanzar su capacidad en flexión, resultando en fallas dúctiles.

Li Ward y Hazma (Li Ward et al, 1992) probaron vigas sin estribos con fibras de polietileno, acrílico y de acero como refuerzo, variando los contenidos hasta 2%. Encontraron que mientras las vigas sin fibras fallaron en cortante por tensión diagonal, las vigas con fibras presentaron un incremento en la resistencia última de hasta un 183%, evitando la falla por cortante y alcanzando su resistencia última en flexión. Narayanan y Darwish (Narayanan et al, 1987) probaron vigas de concreto reforzado con fibras de acero en dosificaciones de hasta un 3% en volumen y encontraron que los patrones de agrietamiento en

dichas vigas fue similar al presentado por vigas de concreto reforzadas con estribos. Las fibras redujeron el espaciamiento de grietas en aproximadamente $1/5$, en comparación con las vigas con estribos, lo cual indica una redistribución de esfuerzos más uniforme en las vigas con fibras. Concluyeron que es necesario un volumen de fibra de al menos el 1%, para evitar la falla por cortante y cambiar el modo de falla de cortante por flexión, así mismo, encontraron que la resistencia a la compresión del concreto juega un papel muy importante y el incremento medido en la resistencia a cortante de vigas con matrices de alta resistencia fue muy superior.

Valle y Buyukozturk (Valle et al, 1993) investigaron fibras de polipropileno y de acero, reportaron incrementos significativos en la capacidad de carga y ductilidad. Similarmente a Narayanan y Darwish (1987), encontraron que las fibras son más efectivas en concreto de alta resistencia que en concreto de resistencia normal.

La inclusión de fibras de acero en el concreto mejora además de la resistencia en flexión y cortante del material la capacidad de deformación en tensión, dureza y ductilidad (Swamy, 1975). En flexión, la presencia de fibras puede mejorar el comportamiento en cuanto a deformación, cargas de servicio y resistencia última de elementos estructurales (Swamy y Al Ta'an, 1981). Otros estudios han encontrado que al aumentar la cantidad de fibras se incrementaba también la rigidez y ductilidad de las vigas (Ashour et al., 1992).

Es claro que las fibras de acero aportan amplios beneficios al reforzar al concreto convencional, por lo que al mezclarlas con este material y además utilizar refuerzo en el alma (estribos), podrían obtenerse buenos resultados que contribuyan a resistir las fuerzas cortantes que se presentan en un elemento estructural; la absorción de energía prácticamente ofrece una mayor capacidad de carga por lo que podría disminuirse el peralte o ancho de una viga según permitan los reglamentos de diseño; como ya se mencionó, las fibras de acero aportan resistencia al cortante, por lo que podrían mejorar tanto el patrón de grietas como disminuir el ancho de las mismas.

En la bibliografía no se ha encontrado información para definir en qué grado las fibras de acero por sí mismas pudiesen sustituir a los estribos verticales, contrarrestando los esfuerzos de cortante por tensión diagonal, así como el efecto que tienen al trabajar en conjunto con dichos estribos, para de esta manera poder presentar su aplicación benéfica en la construcción, dando recomendaciones acerca de los porcentajes y la morfología óptimos de fibra que permitan controlar el ancho y la cantidad de grietas diagonales, así como las deflexiones en el elemento.

1.3 Planteamiento del problema.

Una de las fallas estructurales que representan un mayor riesgo en estructuras de concreto, son las de cortante, originadas por la tensión diagonal, que se presentan comúnmente en las vigas. La característica principal de este tipo de falla es que se presenta en forma frágil, es decir, no existe advertencia alguna de cuándo se va a presentar la falla.

En ocasiones, el refuerzo requerido para soportar las fuerzas cortantes origina una alta densidad de acero en los elementos estructurales, lo que hace difícil la colocación y compactación del concreto. Por tal motivo, es conveniente buscar soluciones al problema mencionado, que permitan mejorar el comportamiento de las estructuras sometidas a cortante por tensión diagonal, proporcionándoles ductilidad, de modo que se evite la falla frágil. En este trabajo se propone la utilización de fibras de acero para mejorar el comportamiento de las estructuras de concreto, en este aspecto.

1.4 Justificación.

Las fibras metálicas usadas como refuerzo en el concreto han sido estudiadas para mejorar las capacidades mecánicas de los elementos estructurales de concreto reforzado; su principal aportación es incrementar la tenacidad, que representa la capacidad de absorber energía sin llegar al

colapso. En la presente investigación se estudia el comportamiento de vigas de concreto con y sin refuerzo en el alma y con fibras de acero con diferentes volúmenes (V_f) en ambos casos, sujetas a cargas estáticas que producen altos esfuerzos de corte por tensión diagonal. Cabe señalar, que el comportamiento por flexión no es considerado, ya que el acero de refuerzo convencional es adecuado para resistir estos esfuerzos, y por otro lado, las fibras de acero no mejoran sustancialmente la resistencia a la flexión de un elemento.

Se pretende que las fibras colocadas de manera aleatoria en el concreto generen elementos reforzados en todas direcciones. Por tal motivo, se espera que las vigas de concreto sometidas a esfuerzos de cortante puedan soportar la tensión diagonal mediante la aportación de las fibras involucradas y el refuerzo en el alma, de manera uniforme, en toda la sección o área donde se estén generando agrietamientos; además de que se puede aumentar la ductilidad del elemento, lográndose un mejor comportamiento del mismo en la carga última.

Las fibras metálicas ofrecen los siguientes beneficios al concreto:

- Incrementan el comportamiento dúctil del concreto, aumentando la capacidad de distribuir esfuerzos en toda la masa y por lo tanto, mayor capacidad de carga.
- Disminuyen el ancho de las grietas, tanto de cortante como de flexión, al estar orientadas en todas direcciones.
- Aumentan la resistencia al cortante. Esto se lograría satisfactoriamente, ya que la distribución en forma aleatoria de las fibras en el concreto, podría contrarrestar los esfuerzos de tensión diagonal y que junto con los estribos como refuerzo en el alma darían al elemento la capacidad para soportar cargas mayores.

1.5 Objetivos.

Objetivo general:

Diseñar y producir concreto fibroreforzado, que posea las propiedades mecánicas adecuadas para contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal.

Objetivos específicos:

- Evaluar el comportamiento en cortante, de las vigas de concreto reforzado con fibras de acero, al agrietarse por esfuerzos de tensión diagonal.
- Definir el porcentaje de fibra adecuado que incremente la ductilidad del concreto fibroreforzado.
- Aumentar la resistencia a cortante de las vigas de concreto fibroreforzado.

1.6 Metas.

1. Comparar la resistencia última a cortante por tensión diagonal en vigas de concretos fibroreforzados, con vigas de concreto sin fibras.
2. Comparar el efecto de las fibras en las deformaciones del acero de refuerzo transversal y su influencia en las deformaciones en el acero longitudinal.
3. Conocer el efecto que tienen las fibras de acero en el agrietamiento del concreto producido por los esfuerzos de tensión diagonal.
4. Obtener el grado de Maestría en Ciencias, mediante la presentación de este proyecto.

1.7 Hipótesis

La adición de fibras en las vigas de concreto reforzado producirá una matriz con fibras dispersas en forma aleatoria; pero de distribución uniforme, lo que mejorará las características mecánicas del elemento estructural, tales como la resistencia última al cortante por tensión diagonal y la ductilidad del elemento debido a la acción de las fibras, produciendo un múltiple agrietamiento en la matriz cementante.

Capítulo 2

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

CAPÍTULO 2

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

2.1 Definición de Materiales

Los materiales utilizados en esta investigación fueron: Cemento Portland tipo CPC 30R, agregados de caliza propios del Estado de Nuevo León, México, con tamaño máximo nominal de 1.27 cm (1/2") y de una graduación conforme a lo establecido en ASTM C 33 y agua potable. Como acero de refuerzo, varillas No. 5 (5/8" ϕ) con $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, alambrión de 0.635 cm (1/2") de diámetro con $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y fibras de acero de 2.5 cm de longitud, del tipo "Deformed Slit Sheet" según el ASTM A 820 (ver figura 6).

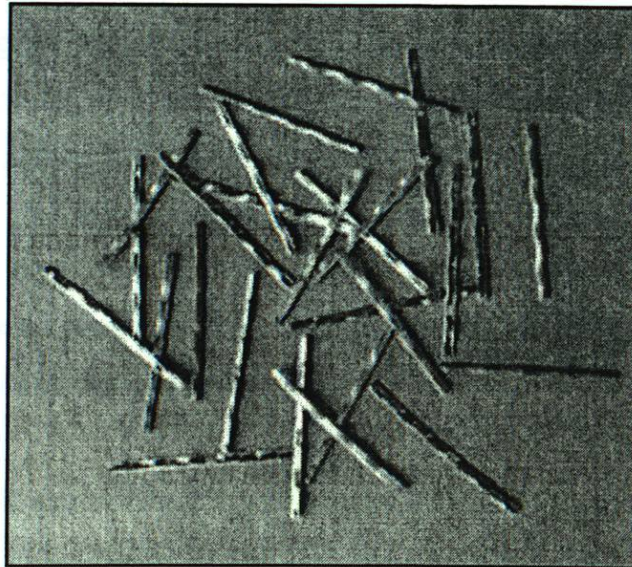


Figura 6. Fibras de acero utilizadas para reforzar la matriz de concreto

2.2 Diseño de las mezclas de concreto

2.2.1 Introducción.

El diseño de la mezcla es el proceso de selección de los componentes adecuados del concreto, determinando sus cantidades relativas con el propósito de producir un concreto de buena calidad, con ciertas propiedades mínimas, como son: conveniente trabajabilidad, resistencia y durabilidad.

Los métodos actuales de diseño de mezclas especifican valores límite respecto de un conjunto de propiedades que deben cumplirse según recomendaciones del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), éstas son usualmente:

- Relación agua/cemento.
- Contenido mínimo de cemento.
- Resistencia a la compresión mínima.
- Tamaño máximo del agregado.
- Trabajabilidad mínima, el módulo de finura de la arena.
- Granulometría de los agregados y
- Contenido de aire.

Debido a la gran variabilidad de las propiedades de los materiales que componen el concreto, se puede considerar al diseño de mezclas como un arte, esto es particularmente cierto cuando se trata de evaluar real y cuantitativamente las propiedades de la grava y la arena, y no debe de sorprender entonces que conviene verificar las proporciones calculadas haciendo mezclas de prueba y si es necesario efectuar ajustes hasta obtener la mezcla con las características deseadas.

2.2.2 Diseño de la granulometría y propiedades físicas de los agregados.

Los agregados constituyen alrededor del 75% en volumen de una mezcla típica de concreto. El término agregados comprende las arenas, gravas naturales y la piedra triturada utilizada para preparar morteros y concretos.

Este estudio se enfoca a la distribución de partículas, término conocido como "granulometría" que se define como la distribución de los tamaños de las partículas de un agregado, obtenida por el análisis de tamices según ASTM C-136-84 usando tamices de malla de alambre con aberturas cuadradas.

Para poder definir el tamaño máximo del agregado, se debe considerar el tamaño y la forma del elemento de concreto y la cantidad y distribución del acero de refuerzo. Por lo común, según el ACI 318-05, el tamaño máximo del agregado grueso no debe sobrepasar:

1. Un quinto de la dimensión más pequeña del miembro de concreto.
2. Tres cuartos del espaciamiento libre entre barras de refuerzo.
3. Un tercio del peralte del elemento, en las losas.

En las tablas 1 y 2, se presentan los diseños de las granulometrías para los agregados grueso y fino, basados en las normas ASTM C 136-84, mencionada anteriormente y la ASTM C 33-97.

Tabla 1

Distribución granulométrica del agregado grueso, ASTM C-33

MALLA No.	% QUE PASA	% RETENIDO INDIVIDUAL	ESPECIFICACIÓN ASTM C 33	
3/4"	100.0	0.0	100	100
1/2"	95.0	5.0	90	100
3/8"	55.0	40.0	40	70
4	7.5	47.5	0	15
8	2.5	5.0	0	5
P8	0.0	2.5	-	-

En la tabla 3, se muestran las propiedades físicas de los agregados utilizados.

Tabla 2

Distribución granulométrica del agregado fino, ASTM C-33

MALLA No.	% QUE PASA	% RETENIDO INDIVIDUAL	ESPECIFICACIÓN ASTM C 33	
3/8"	100.0	0.0	100.0	100.0
4	97.5	2.5	95.0	100.0
8	90.0	7.5	80.0	100.0
16	67.5	22.5	50.0	85.0
30	42.5	25.0	25.0	60.0
50	17.5	25.0	10.0	30.0
100	5.0	12.5	2.0	10.0
P100	0.0	5.0	—	—

Tabla 3

Propiedades físicas de los agregados

MATERIAL	DENSIDAD	PESO VOLUMÉTRICO	ABSORCIÓN
		kg/m ³	%
Ag. Fino	2.64	1670	1.3
Ag. Grueso	2.67	1500	0.6

2.2.3 Optimización de las mezclas de concreto

En esta investigación se manejaron dos tipos de resistencias a la ruptura del concreto (f_c): la primera con una resistencia $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ y la segunda con un $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$; por lo que fue necesario realizar el diseño de ambas mezclas.

Para el diseño de estas mezclas se utilizaron, tanto el método del ACI-211-81, que trata acerca de las prácticas estándar para definir el proporcionamiento de mezclas de concreto, como los criterios experimentales por parte de los investigadores relacionados en este ámbito; así mismo, se consideraron los datos estadísticos del comportamiento de los cementos estudiados en diferentes mezclas de prueba, realizadas en el Departamento de Tecnología del Concreto, del Instituto de Ingeniería Civil de la UANL.

Con el propósito de lograr las resistencias deseadas, se realizaron mezclas de prueba; para el caso del concreto de $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ fue necesario realizar tres, y cinco para el concreto de $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$. Con este procedimiento se optimizaron la combinación de agregados, la trabajabilidad y la consistencia.

Para verificar la resistencia y el revenimiento requeridos se fabricaron algunas mezclas de prueba, de las cuales se obtuvieron cilindros de concreto de 10.16 cm (4") de diámetro por 20.32 cm (8") de altura, siguiendo los lineamientos estipulados en la norma ASTM C-192-98, los cuales fueron ensayados a edades de 7, 14 y 28 días, de acuerdo con las recomendaciones del ACI-318-05 y con base en el método de ensaye del ASTM C-39-01. Las pruebas de revenimiento se realizaron según el método de ensaye del ASTM C-143-00.

El objetivo primordial de las mezclas de prueba, para esta investigación, fue obtener proporcionamientos que cumplieran con las resistencias de ruptura de $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ así como lograr un revenimiento que oscilara entre los 12 y 14 cm, a fin de tener un concreto trabajable al momento de adicionar las fibras de acero.

En cada uno de los proporcionamientos se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Obtener una relación Agua/Cemento (A/C) que permitiera llegar a las resistencias especificadas.
2. Tener un revenimiento conveniente para la fácil colocación y adecuada moldeabilidad del concreto fresco, lo cual llevaría a obtener un concreto de una consistencia media y una trabajabilidad satisfactoria.
3. Lograr un proporcionamiento con el menor consumo posible de cemento.

Las mezclas de prueba fueron fabricadas en volumen de 20 litros de concreto. En la tabla 4 se presentan las cantidades de los materiales requeridos para producir las mezclas de prueba, a fin de obtener un concreto con $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 4

Proporcionamientos de mezclas de prueba para $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$
(kg de material/20 L de concreto)

MATERIAL	RELACIÓN A/C		
	0.55	0.60	0.65
AGUA DE REACCIÓN	3.67	3.67	3.67
CEMENTO	6.67	6.11	5.64
AG. FINO	13.77	13.04	14.10
AG. GRUESO	22.72	22.97	23.27
AIRE ATRAPADO, %	2.50	2.50	2.50
REVENIMIENTO OBTENIDO, cm	12.0	12.5	13.0

La trabajabilidad se considera como una propiedad del concreto que determina su capacidad de colocación y compactación apropiada, permitiendo su acabado sin segregación ni sangrado excesivo, así como moldeabilidad y adherencia con el acero de refuerzo. La consistencia forma parte de la trabajabilidad y se define como la capacidad de colocación de la mezcla de concreto, en la que se involucran propiedades de cohesión y viscosidad, se mide en términos de revenimiento. Cuanto mayor sea el revenimiento más manejable es la mezcla. En el método de diseño de mezclas de concreto del ACI-318-05, el revenimiento es una variable que sirve de base para el diseño, mientras que en el método de Mínimo Contenido de Vacíos, es una referencia para mejorar la mezcla de prueba, en el caso de que el revenimiento haya sido diferente del especificado.

En esta investigación, para cada mezcla de prueba se verificó la trabajabilidad del concreto mediante la prueba del revenimiento según el método de prueba ASTM C-143-00 (ver figura 7). Los revenimientos obtenidos en estas mezclas de prueba se indican en la tabla 4.

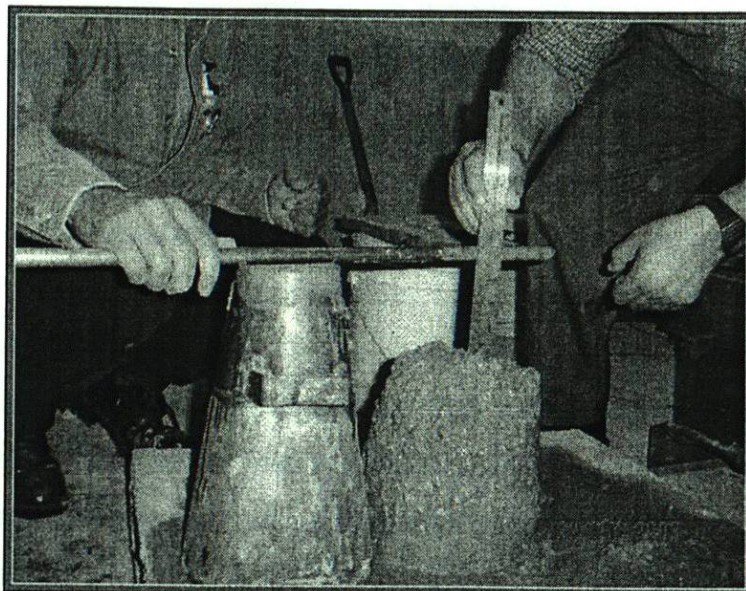


Figura 7. Determinación del revenimiento del concreto

Así mismo, a fin determinar la resistencia a compresión del concreto, de estas mezclas, se fabricaron 9 cilindros siguiendo lo indicado en la norma ASTM C-192-98, de los cuales fueron ensayados 3 cilindros por cada edad, siendo éstas de 7, 14 y 28 días. Según especifica el ACI-318-05, se deben ensayar tres cilindros por edad, con el objetivo de tener una mayor confiabilidad en los resultados. El método de ensaye utilizado se describe en la norma ASTM C-39-01.

Una vez obtenidos los resultados, tanto de resistencias a la compresión como de revenimientos, se optó por seleccionar el proporcionamiento de relación $A/C = 0.55$, debido a que éste se aproximó tanto a la resistencia especificada de $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ como al revenimiento de 12 cm. Esta condición permitiría tener un concreto trabajable; es decir, que una vez adicionadas las fibras de acero al concreto fresco se obtendría un adecuado manejo para la colocación del mismo, logrando un apropiado acomodo de partículas en todo el elemento y sin problemas de segregación.

Por otra parte, a fin de obtener el concreto con $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$, se realizaron cinco mezclas de tanteo cuyo proporcionamiento se muestra en la tabla 5, donde se incluyen también los revenimientos obtenidos en cada mezcla.

Para esta etapa, también se fabricaron cilindros estándar para cada una de las mezclas. Una vez obtenidos los resultados, tanto de resistencias a la compresión como de revenimientos, se optó por seleccionar el proporcionamiento de relación $A/C = 0.85$, debido a que ésta fue la que más se aproximó a la resistencia de ruptura de 200 kgf/cm^2 y un revenimiento de 12.5 cm , que está dentro del intervalo establecido para que el concreto fresco pudiese ser trabajable y colocado adecuadamente, una vez que se añadiesen las fibras de acero.

Tabla 5

Proporcionamiento de mezclas de prueba $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$
(kg de material/20 L de concreto)

MATERIALES	RELACIÓN A/C				
	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
AGUA	3.67	3.52	3.52	3.61	3.85
CEMENTO	5.64	5.05	4.70	4.51	4.53
AG. FINO	14.10	16.38	16.51	17.69	19.36
AG. GRUESO	23.27	21.82	21.98	20.73	18.38
AIRE ATRAPADO (%)	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
REVENIMIENTO OBTENIDO, cm	16.5	17.0	12.5	16.5	12.5

Finalmente, en las tablas 6 y 7 se muestran las cantidades de los ingredientes secos en kg/m^3 de concreto para dichas relaciones A/C .

Tabla 6

Proporciones de mezcla definitiva para $f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ ($A/C = 0.55$)

MATERIAL	kg/m ³ de concreto
AGUA	184
CEMENTO	334
AG. FINO	689
AG. GRUESO	1136
AIRE ATRAPADO, %	2.5

Tabla 7

Proporciones de mezcla definitiva para $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ ($A/C = 0.85$)

MATERIAL	kg/m ³ de concreto
AGUA	193
CEMENTO	227
AG. FINO	968
AG. GRUESO	919
AIRE ATRAPADO, %	2.5

2.3 Propiedades del acero de refuerzo

El refuerzo utilizado en las vigas de concreto es conocido como varillas de acero de cara circular y disponible en un amplio intervalo de diámetros con designaciones numéricas que representan octavos de pulgada de diámetro y disponibles usualmente para aplicarse en la construcción. Las corrugaciones tienen el propósito de aumentar la adherencia entre el acero y el concreto.

Las dos propiedades mecánicas principales que determinan los rasgos de una varilla de refuerzo son: el *límite o esfuerzo de fluencia* (F_y) (generalmente igual en tensión que en compresión) y el *módulo de elasticidad* (E_s). Este último es prácticamente el mismo para todos los aceros de refuerzo y su valor es del orden de $2,038,700 \text{ kgf/cm}^2$, (ACI-318 05). Adicionalmente, la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y en particular la del tramo inicial, tiene una

influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado.

Para obtener el F_y del acero de refuerzo, se realizan ensayos de varillas a tensión en una máquina universal de pruebas. Estos ensayos se encuentran estandarizados por las normas ASTM 370-88 y ASTM A7-55.

El espécimen por ensayar debe poseer en su totalidad su sección transversal tal como fue rolado y tener una longitud total de 50 cm, para que permita una longitud de calibración libre entre mordazas de 20 cm. Las dimensiones de la probeta deben determinarse con un micrómetro o vernier, con aproximación de 0.05 mm.

La probeta se coloca en las mordazas, ya sean lisas o tipo "V" dependiendo del tipo de espécimen (ver figura 8).

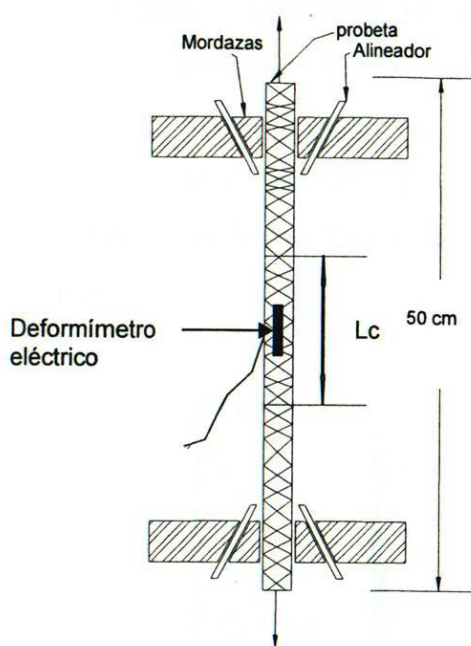


Figura 8. Arreglo de probeta de varilla para su ensayo.

Para caracterizar el acero de refuerzo se realizaron ensayos de tensión a tres especímenes de acero de refuerzo longitudinal y tres especímenes de refuerzo transversal, instrumentados con deformímetros eléctricos. Los ensayos se realizaron de acuerdo con la Norma ASTM A-370-88.

2.3.1 Procedimiento de instrumentación en acero longitudinal y transversal.

Previamente a la fabricación de las vigas, se colocaron deformímetros eléctricos, tanto en el acero de refuerzo longitudinal como en el transversal, a fin de determinar sus deformaciones y estimar los esfuerzos en los mismos durante los ensayos de las vigas fibroreforzadas.

En las vigas con refuerzo transversal se instrumentaron el primero y segundo estribo a 10 cm y a 20 cm a partir de cada extremo, así como una varilla del acero longitudinal al centro del claro, y en las vigas sin refuerzo transversal se instrumentó una varilla al centro del claro. La ubicación de los deformímetros eléctricos se muestra en la figura 9.

Primeramente se procedió a realizar el corte de las varillas del No.5 ($5/8''\phi$) de una longitud de 195 cm cada una; también se cortaron tramos de 75 cm de alambroón del No.2 ($1/4''\phi$) para formar los estribos que se usaron como refuerzo transversal.

Una vez hechos los cortes de los diferentes aceros y formados los estribos correspondientes; se continuó con la colocación de los deformímetros eléctricos en 16 varillas y 64 estribos.

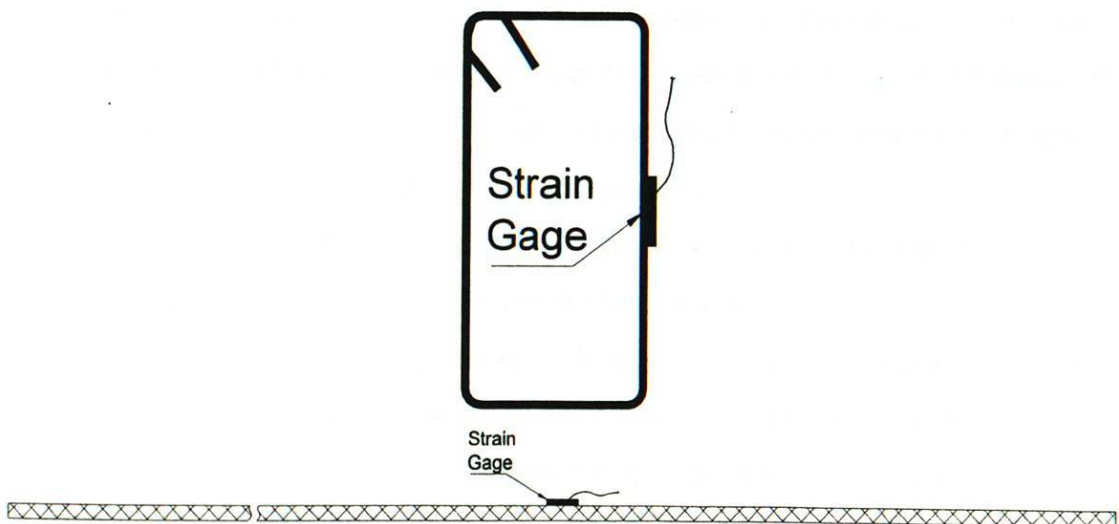


Figura 9. Localización de deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo transversal y longitudinal.

Para la colocación de los deformímetros eléctricos no se cuenta con un procedimiento estandarizado, por lo que se recurrió a uno recomendado por el fabricante, en este caso, Measurements Group; empresa que produce los deformímetros eléctricos que se utilizaron en la instrumentación, adaptándolo a las condiciones locales del Instituto de Ingeniería Civil de la UANL.

El propósito de colocar los deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo es que a través de ellos se puede conocer el estado de las deformaciones, al someter al acero a una carga axial, ya sea ésta de tensión o de compresión.

La extensometría eléctrica es una técnica que permite conocer el estado de esfuerzo de un cuerpo, a partir de la medida de su estado de deformaciones. Este es el principio de los deformímetros eléctricos.

En su forma más elemental, un medidor de deformación está constituido por un hilo metálico muy fino en forma de parrilla, montado sobre un soporte, de tal forma que la mayor parte de su longitud sea paralela a una dirección fija. El medidor de deformación actúa como elemento transductor, transformando la variación de una magnitud mecánica en una magnitud eléctrica.

A continuación se describe el procedimiento empleado para la colocación de los deformímetros eléctricos en varillas corrugadas:

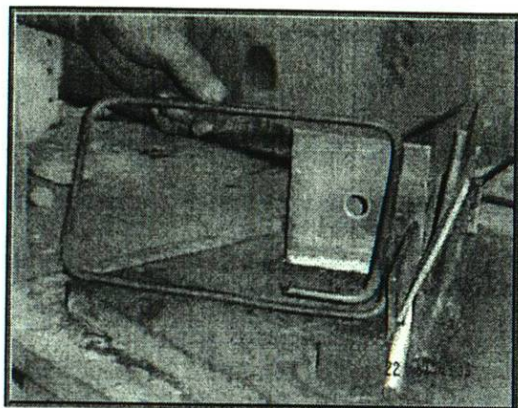
1. Se coloca el espécimen (varilla corrugada o lisa) en apoyos de madera.
2. Se lima (se lija) la varilla en la parte adecuada, donde será colocado el deformímetro eléctrico (generalmente es en el centro de la probeta). Por facilidad, es conveniente primero quitar las corrugaciones en la zona de trabajo, con la ayuda de un pulidor eléctrico.
3. Se coloca acetona en la parte limada, para limpiar la superficie.
4. Con una gasa o algodón, se retiran los óxidos.
5. Se utilizan las lijas (gruesas y finas) junto con el acondicionador de metales para eliminar las asperezas más finas; primero se debe utilizar la lija gruesa y luego la fina, para evitar que queden rugosidades.
6. Se aplica ácido diluido como neutralizador (amoníaco diluido al 7.5% en agua destilada), para neutralizar el ácido activo en la superficie de la varilla.

7. Se limpia una placa de vidrio con acetona para desengrasarla y posteriormente se seca con una gasa o algodón.
8. Con pinzas especiales se toma el deformímetro eléctrico de la matriz sin tocar los hilos, para evitar dañarlos, y se coloca en la superficie del vidrio.
9. Con unas tijeras se corta un par de terminales secundarias (uno en forma de "I" y otro en forma de "Y"), y se alinean adecuadamente al deformímetro eléctrico.
10. Utilizando cinta adhesiva de poco pegamento, se atrapa al deformímetro eléctrico, junto con las terminales secundarias.
11. Se levanta la cinta que contiene al deformímetro eléctrico y se coloca sobre la superficie de la varilla, alineándola con respecto a su eje.
12. Se pega un extremo de la cinta, y se aplica sobre la superficie de trabajo una gota del pegamento que unirá al deformímetro eléctrico con la varilla, inmediatamente después se pega toda la cinta que contiene adherido el deformímetro eléctrico.
13. Una vez hecho lo anterior, se coloca una banda de silicón, seguida de una lámina circular de acero en media luna, y sobre éste se coloca una prensa con la finalidad de distribuir la presión uniformemente sobre el deformímetro eléctrico, para que éste se adhiera adecuadamente.
14. Se deja secar dos minutos, aproximadamente, para que se adhiera correctamente el deformímetro eléctrico. Cabe señalar que el pegamento debe adherir tanto al deformímetro eléctrico como a las terminales secundarias.
15. Después de los dos minutos, se retiran los aditamentos, quedando solo la cinta adhesiva que envuelve al deformímetro eléctrico. Ésta se retira con Tolueno (rosin solvente), tratando de no dejar pegamento o barniz en la parte superficial del deformímetro eléctrico y de las terminales.
16. Posteriormente, se conecta mediante soldadura de estaño el deformímetro eléctrico con las terminales.
17. De las terminales saldrán los cables que conectarán al puente de medición, donde se registrarán las medidas de deformación unitaria.

18. Con un bisturí, se les retira 1 cm de revestimiento en los extremos de cada cable que se va a utilizar.
19. Posteriormente se trenzan los cables y se corta una parte del tramo sin revestimiento, de tal manera que queden 2 mm aproximadamente. Del otro extremo se dejan 3 cm, aproximadamente, sin revestimiento.
20. Utilizando una unidad portátil para soldar (cautín), se sueldan con estaño los cables que van en las terminales secundarias. La soldadura se aplica a una temperatura de 430° C.
21. Después de que se han soldado los cables a las terminales secundarias del deformímetro eléctrico, se comprueba el arreglo con un probador de instalación; el cual debe de proporcionar un error menor que el 1%.
22. Posteriormente, se coloca una capa de membrana impermeable que protege a la parrilla del deformímetro eléctrico.
23. Se conectan los cables que vienen de las terminales del deformímetro eléctrico al puente de medición, para verificar que se registren lecturas de deformación. Esta lectura no debe presentar variaciones; si esto ocurre significa que los cables no están correctamente conectados o existe un falso contacto en alguna unión.
24. Una vez conectados los cables, se debe ajustar el factor de medición especificado por el fabricante de los deformímetros eléctricos. Para el tipo de deformímetro eléctrico de esta investigación, el factor de medición fue de 2.11.
25. Si la lectura en el puente de medición se mantiene constante mientras la varilla no es sometida a algún tipo de esfuerzo, esto significa que la instrumentación del deformímetro eléctrico es correcta; en caso contrario, se debe verificar la falla, ya sea retirando completamente el deformímetro eléctrico o sólo verificando los puntos de unión en los cables y terminales.
26. Posterior a esto, se coloca una capa de neopreno sobre el deformímetro eléctrico, seguida de cinta metálica unida con un pegamento de alta

adherencia, con la finalidad de proteger el arreglo contra posibles golpes y entradas de líquidos que pudieran dañar al deformímetro eléctrico.

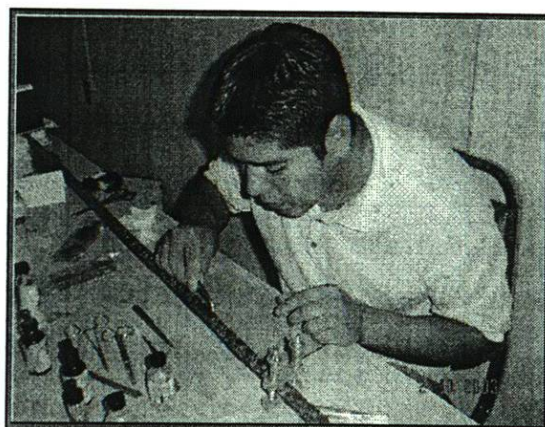
27. Por último, se procede a etiquetar la varilla con una identificación pertinente.



(a)



(b)



(c)

Figura 10. Fabricación de estribos(a) e instrumentación del acero de refuerzo (b) y (c)

2.4 Propiedades físicas de las fibras de acero

Las fibras utilizadas son de un acero con bajo contenido de carbono y del tipo "Deformed Slit Sheet" según la ASTM A 820 y laminadas en frío, con una resistencia a la tensión de 3 519 a 7 038 kgf/cm² (345 a 690 MPa), con la ductilidad suficiente para permitir dobleces de 180° sin romperse. Por cada 454 g de acero se obtienen 16 000 fibras derechas de 2.54 cm/m³ concreto, según el fabricante.

Las dimensiones nominales de la fibra son de 0.25 x 1.2 x 25.00 mm y se fabrican con una tolerancia de 0.0508 mm.

Capítulo 3

MÉTODO DE EXPERIMENTACIÓN

CAPÍTULO 3

MÉTODO DE EXPERIMENTACIÓN.

3.1 Definición de los elementos experimentales.

Se fabricaron 16 series de dos especímenes de viga, idénticos cada una, para un total de 32 especímenes; ocho series de vigas para la relación A/C de 0.85 ($f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$) y ocho series para la relación A/C de 0.55 ($f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$); para cada relación A/C, cuatro series de vigas se hicieron con refuerzo transversal (estribos) y 4 series sin refuerzo transversal. Para estudiar el efecto de las fibras como refuerzo en la matriz de concreto, en ambos casos se varió la fracción de volumen de fibras, agregando los siguientes porcentajes con respecto al volumen total de la mezcla: 0%, 0.5%, 1.0%, 1.5% (ver Tabla 8).

Tabla 8
Relación de especímenes de prueba

RELACIÓ N A/C	VOLUMEN DE FIBRA (%)								TOTAL ESPECÍMENES
	VIGAS CON REFUERZO TRANSVERSAL				VIGAS SIN REFUERZO TRANSVERSAL				
	0.0	0.5	1.0	1.5	0.0	0.5	1.0	1.5	
0.55	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	16
	2	2	2	2	2	2	2	2	
0.85	Serie 5	Serie 6	Serie 7	Serie 8	Serie 5	Serie 6	Serie 7	Serie 8	16
	2	2	2	2	2	2	2	2	
TOTAL									32

3.2 Dimensionamiento de las vigas

Las dimensiones de las vigas de concreto reforzado fueron de 200 cm x 15 cm x 25 cm (Ver figura 11). En la investigación de R. Park (Park et al, 1990) se comprende que al contar con claros relativamente grandes, las grietas que se presentan en las vigas tienden a ser más bien de flexión que de cortante por tensión diagonal, de ahí que en esta investigación se consideró experimentar con claros menores que 200 cm.

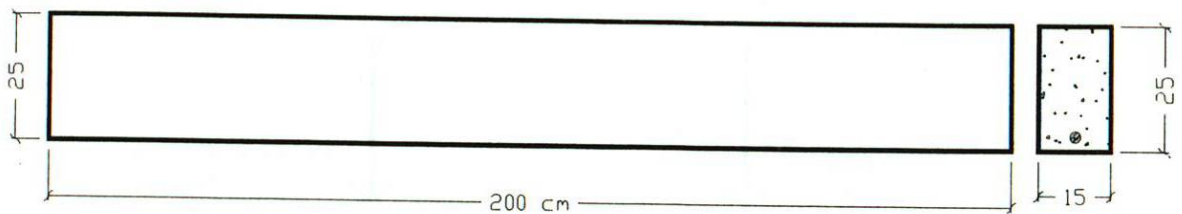


Figura 11. Detalle de dimensiones generales de las vigas, en cm

Por otra parte, las investigaciones realizadas por Park (1990) demuestran que para una relación del claro de cortante/peralte (a/d) entre 1.5 y 7, se propician altas fuerzas cortantes en los extremos de las vigas y la falla que se presenta es de cortante, por lo que en esta investigación, el claro de cortante, que es la distancia del apoyo al punto de aplicación de carga más próximo, se determinó igual a 50 cm (ver figura 12).

Cabe señalar que para el dimensionamiento de las vigas también influyeron las condiciones del lugar donde se realizaron las pruebas, tales factores son: el tamaño y la capacidad de los equipos de aplicación de carga (cilindros hidráulicos, celdas de carga, etc.), la separación de las anclas de los apoyos (bancos de carga), las dimensiones de los elementos que conforman el marco de carga, así como la nivelación de los equipos de aplicación de carga que intervienen dentro de los ensayos de las vigas.

3.3 Determinación del acero de refuerzo longitudinal

Con base en la justificación dimensional de las vigas, se calculó la carga teórica de falla; tal cálculo consiste en igualar la resistencia nominal al cortante con el cortante último, que es igual a la carga de aplicación P , a 50 cm del apoyo de la viga de ensayo (ver figura 12). Por lo tanto, si la carga última P , es igual al cortante nominal, entonces la carga de aplicación es igual a la resistencia a cortante del acero transversal de refuerzo más la resistencia a cortante del concreto simple.

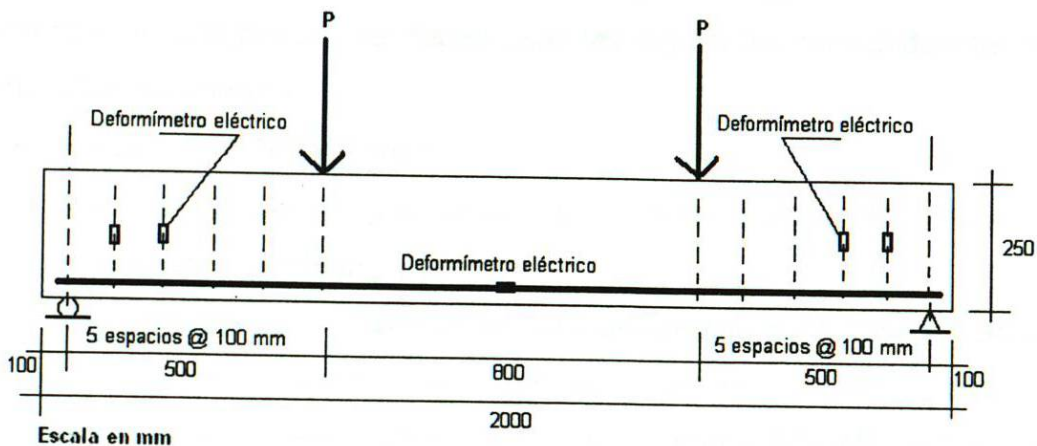


Figura 12. Arreglo del refuerzo y ubicación de los deformímetros eléctricos en las vigas

Una vez que se ha calculado la carga de aplicación P ; se calcula, conforme a lo descrito en el código del ACI-318-05, la cuantía de acero de refuerzo longitudinal. Posteriormente se calcula el número, el diámetro y el acomodo de las varillas de refuerzo. Los cálculos se realizan considerando que $\Phi V_n < \Phi M_n$, a fin de producir una falla por cortante.

La separación de estribos se definió de acuerdo con lo establecido por el ACI-318-05, donde se indica que su separación máxima no debe ser mayor que la mitad del peralte efectivo ($0.5d$).

Igualando $\Phi V_n = V_u$ se obtuvo la carga P teórica; esto debido al diagrama de cortantes que se obtiene con el arreglo de colocación de las cargas; es decir, en todo el claro de cortante $V_u = P$. Por lo tanto, $V_n = P/\Phi$, entonces se tiene que

$P = (V_s + V_c)\Phi$. Realizando los cálculos correspondientes presentados en el Apéndice 2 de esta investigación, se obtiene que:

- Etapa A ($f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$):

$$P_{\text{Teórica}} = 7\,476 \text{ kgf}$$

- Etapa B ($f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$):

$$P_{\text{Teórica}} = 6\,535 \text{ kgf}$$

Una vez encontrada la carga teórica P y del mismo arreglo de cargas, se obtuvo el diagrama de momentos donde $M_u = 50 \text{ cm} \times P$; y realizando las operaciones correspondientes se calcula que para asegurar una falla de tipo cortante y no por flexión, se deben usar las siguientes cantidades de acero como refuerzo a flexión:

- Etapa A ($f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$):

Acero de refuerzo = 3 varillas #5 con un área de acero total = 5.94 cm^2

- Etapa B ($f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$):

Acero de refuerzo = 3 varillas #5 con un área de acero total = 5.94 cm^2

Con esta área de acero a flexión se revisó que el momento nominal (M_n) sea mayor que el momento último (M_u). Por lo tanto si $M_n > M_u$ y además de que $\frac{M_n}{M_u} > \frac{V_n}{V_u}$, se asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

Donde V_n el cortante nominal y V_u es el cortante último.

La localización del refuerzo longitudinal (varillas) y transversal (alambrión) dentro de la viga se muestra en la figura 13; en la figura 14 se muestra el arreglo del armado de acero longitudinal y transversal.

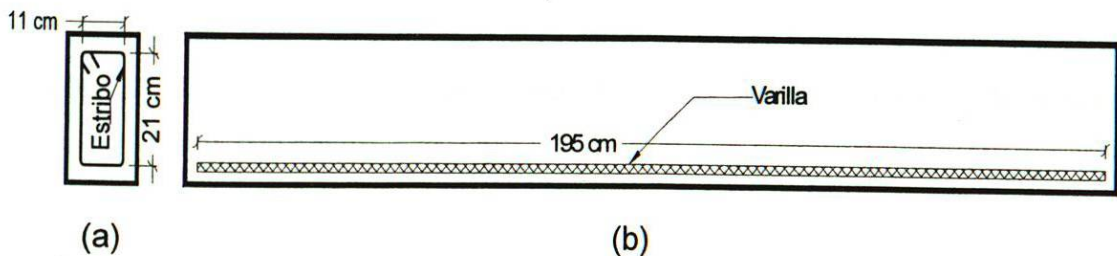


Figura 13. Ubicación del acero de refuerzo transversal (a) y longitudinal (b)

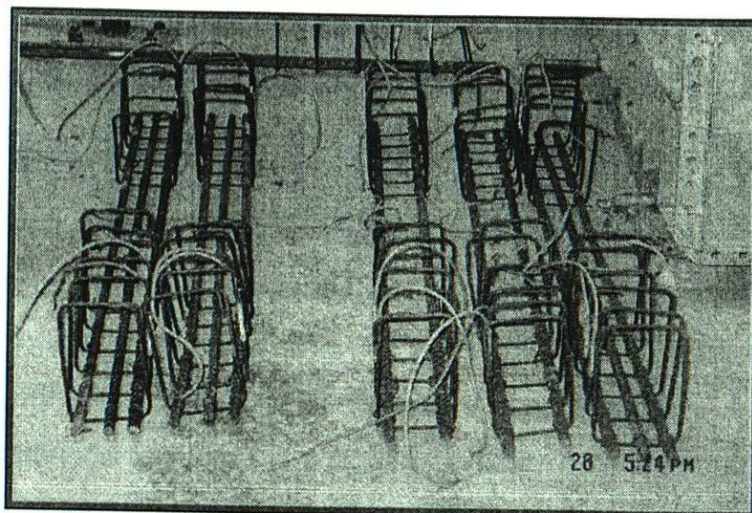


Figura 14. Arreglo de colocación de varillas y estribos

3.4 Preparación de cimbras metálicas.

La preparación de cimbras se realizó una vez que se tuvieron designadas las dimensiones de las vigas. Las cimbras utilizadas eran metálicas, ajustables a diferentes claros con longitudes variables de 100 cm, peraltes hasta de 50 cm y anchos fijos de 15 cm. Para ajustar a las dimensiones requeridas, todos sus extremos se deben encontrar unidos mediante tornillos, lo que hace fácil y preciso el dimensionamiento para la fabricación de las vigas de concreto.

En cuanto al armado de las cimbras, primeramente fue necesario limpiar totalmente las caras interiores, liberándolas de cualquier objeto o escombros que pudieran contener y que pudiera afectar la geometría de las vigas; para ello se utilizaron espátulas y/o fibras de alambre. Una vez realizada la limpieza de todas las piezas que conformaban a la cimbra, éstas fueron unidas mediante tornillos, ajustándolas hasta lograr las dimensiones deseadas: 15 cm x 25 cm x 200 cm.

3.5 Identificación de los especímenes.

En la tabla 9 se muestra la designación utilizada para identificar cada uno de los especímenes de prueba, según sus características en el proyecto experimental,

considerando la resistencia del concreto, la presencia o no de refuerzo transversal (estribos), el porcentaje de fibra utilizado y el número de espécimen.

3.6 Fabricación de los especímenes.

La fabricación, el colado y el vibrado del concreto se realizaron siguiendo los lineamientos indicados en la norma ASTM C-192-98, "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory".

La fabricación de las vigas se realizó bajo un estricto control de calidad, cuidando los siguientes aspectos importantes:

- El proceso de dosificación de materiales por masa.
- El tiempo de mezclado.
- La colocación del concreto fresco dentro de los moldes.
- El vibrado.
- El curado después del fraguado final.
- El curado después de los siete días del colado de las vigas, hasta su ensayo.

El control de cada una de las etapas del proceso es de gran importancia para disminuir la variabilidad en la fabricación de las vigas, ya que se obtienen vigas con las mismas características en el estado fresco y endurecido, mejorando la confiabilidad tanto de la resistencia como la homogeneidad en todos los elementos.

3.6.1 Dosificación de los materiales.

El proceso de fabricación consistió primeramente en pesar todos los materiales para cada viga (agua, cemento, agregado fino, agregado grueso y fibras de acero). En la tabla 10 se presentan las proporciones utilizadas para producir el concreto utilizado en la fabricación las vigas, para cada una de las series.

Tabla 9

Designación y características de los especímenes

DESIGNACIÓN	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg/cm ²)	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL	% DE FIBRAS
A-CE-0.0-1	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.0
A-CE-0.0-2	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.0
A-CE-0.5-3	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.5
A-CE-0.5-4	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.5
A-CE-1.0-5	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.0
A-CE-1.0-6	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.0
A-CE-1.5-7	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.5
A-CE-1.5-8	200	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.5
A-SE-0.0-9	200	3 vs. No. 5	NO	0.0
A-SE-0.0-10	200	3 vs. No. 5	NO	0.0
A-SE-0.5-11	200	3 vs. No. 5	NO	0.5
A-SE-0.5-12	200	3 vs. No. 5	NO	0.5
A-SE-1.0-13	200	3 vs. No. 5	NO	1.0
A-SE-1.0-14	200	3 vs. No. 5	NO	1.0
A-SE-1.5-15	200	3 vs. No. 5	NO	1.5
A-SE-1.5-16	200	3 vs. No. 5	NO	1.5
B-CE-0.0-01	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.0
B-CE-0.0-02	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.0
B-CE-0.5-03	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.5
B-CE-0.5-04	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	0.5
B-CE-1.0-05	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.0
B-CE-1.0-06	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.0
B-CE-1.5-07	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.5
B-CE-1.5-08	380	3 vs. No. 5	12 est. Alambón ϕ 6.35 mm	1.5
B-SE-0.0-09	380	3 vs. No. 5	NO	0.0
B-SE-0.0-10	380	3 vs. No. 5	NO	0.0
B-SE-0.5-11	380	3 vs. No. 5	NO	0.5
B-SE-0.5-12	380	3 vs. No. 5	NO	0.5
B-SE-1.0-13	380	3 vs. No. 5	NO	1.0
B-SE-1.0-14	380	3 vs. No. 5	NO	1.0
B-SE-1.5-15	380	3 vs. No. 5	NO	1.5
B-SE-1.5-16	380	3 vs. No. 5	NO	1.5

Donde:

A: Identifica las vigas fabricadas con concreto de 200 kg/cm²B: Identifica las vigas fabricadas con concreto de 380 kg/cm²

CE: Identifica las vigas con estribos; SE: Identifica las vigas sin estribos

0.0, 0.5, 1.0 y 1.5: Indican el % de fibra adicionada a la mezcla.

El último número, indica el No. de espécimen.

Tabla 10
Proporcionamiento final de materiales en kg/m^3

Materiales	% de fibras			
	0,0	0,5	1,0	1,5
$f_c = 380 \text{ kgf/cm}^2$ (A/C = 0,55)				
	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4
Agua	184	184	184	184
Cemento	334	334	334	334
Ag. Fino	689	684	679	674
Ag. Grueso	1136	1128	1120	1112
Fibra	0	39	78	117
Aire atrapado, %	2.5	2.5	2.5	2.5
$f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ (A/C = 0,85)				
	Serie 5	Serie 6	Serie 7	Serie 8
Agua	193	193	193	193
Cemento	227	227	227	227
Ag. Fino	968	961	956	948
Ag. Grueso	919	913	906	900
Fibra	0	39	78	117
Aire atrapado, %	2.5	2.5	2.5	2.5

3.6.2 Procedimiento de mezclado.

Una vez que se pesaron las cantidades de materiales, se procedió a preparar mezclas de concreto para cada serie de dos vigas; primeramente se introdujo en una revolvedora convencional una lechada con la misma relación A/C de la mezcla, para evitar perder agua de mezclado en la pared de la revolvedora; posteriormente se ingresaron en la revolvedora los agregados grueso y fino, con aproximadamente la tercera parte del agua de mezclado; éstas se mezclaron durante 2 min, con el propósito de homogeneizarlos; en seguida se añadió la mitad del cemento y la mitad del agua restante, mezclando durante 1 min. Inmediatamente después se agregó todo el cemento y el resto del agua, mezclando durante 2 min. Finalmente, se agregó la fibra, de manera aleatoria, para que ésta se distribuyera homogéneamente en el concreto, completando el

mezclado durante 2 min adicionales; El tiempo de mezclado total fue de aproximadamente 7 min.

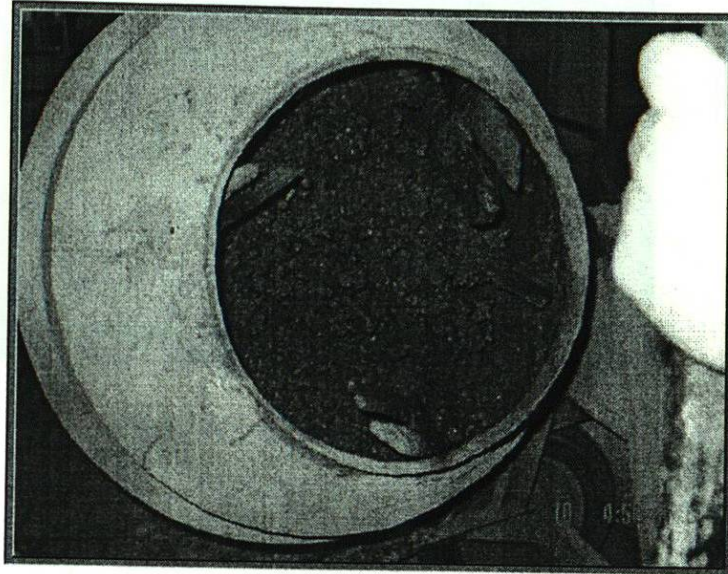


Figura 15. Mezclado del concreto

3.6.3 Fabricación de especímenes cilíndricos.

Una vez terminado el mezclado, se realizó la prueba de revenimiento. Esta prueba se basa en el método de prueba ASTM C143-00 "Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete". Con el mismo concreto utilizado para medir el revenimiento se fabricaron 3 cilindros sin fibra, de 10.16 x 20.32 cm para cada viga y 3 cilindros con fibra, de 10.16 cm x 20.32 cm, siguiendo las normas ASTM C 39-01.

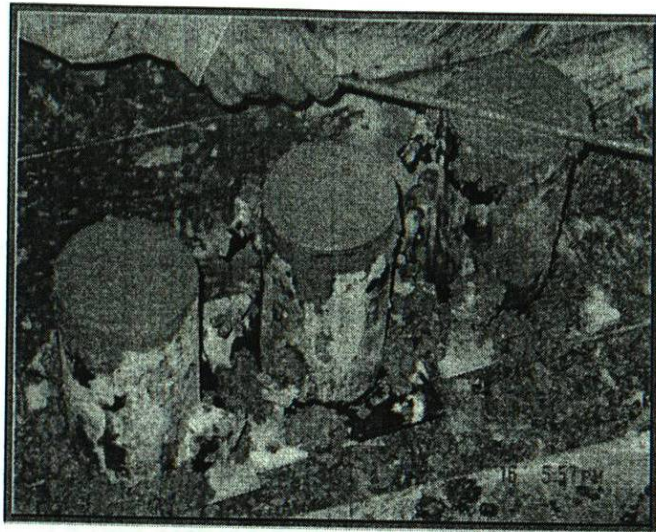
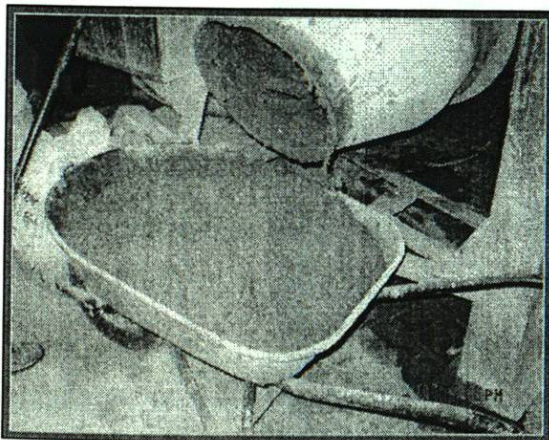


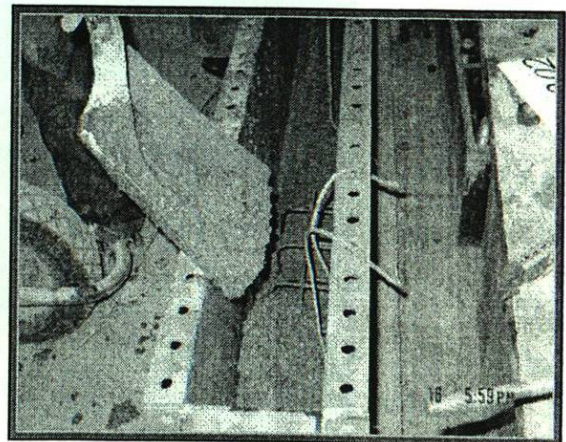
Figura 16. Fabricación de cilindros

3.6.4 Fabricación de las vigas.

Simultáneamente a la fabricación de los cilindros, se vació el concreto en carretillas para ser transportado a las cimbras metálicas, como se puede observar en la figura 17. El proceso de colado de las vigas requirió aproximadamente 20 minutos, desde el momento en que se terminó el mezclado, hasta que se realizó el acabado final en la superficie del concreto.



(a)



(b)

Figura 17. Transportación del concreto (a) y colocación en las cimbras (b)

El vibrado interno es de gran importancia, debido a que permite eliminar el aire atrapado en el concreto fresco y evitar los huecos o discontinuidades que pudieran perjudicar la resistencia y la calidad del mismo. Se deben atender cuidadosamente el tiempo y la separación de la vibración; ya que un mal procedimiento podría ocasionar una segregación en el concreto y por tal motivo la mezcla de concreto ya no sería homogénea en todo el elemento, debido al desacomodo de las partículas. Por tal razón, se optó por realizar el colado en dos capas: primero se vertió concreto hasta llegar a un medio del peralte de la viga por fabricar, luego se introdujo el vibrador en tramos de 30 cm., aproximadamente, y a una profundidad de 3 cm, a partir de la base de la cimbra; evitando hacer contacto con el refuerzo, para no ocasionar posibles desacomos de las varillas y los estribos y/o desprendimiento de los deformímetros eléctricos. Una vez colada la primera capa y realizado el vibrado, se procedió a colocar el resto del concreto, siguiendo el mismo procedimiento seguido para la primera capa, sólo que ahora el vibrador se introdujo hasta la mitad del peralte de la viga. Finalmente, se le dio a la superficie de la viga un acabado para que ésta quedara completamente nivelada, sin que presentaran agregados o fibras en la superficie del concreto.

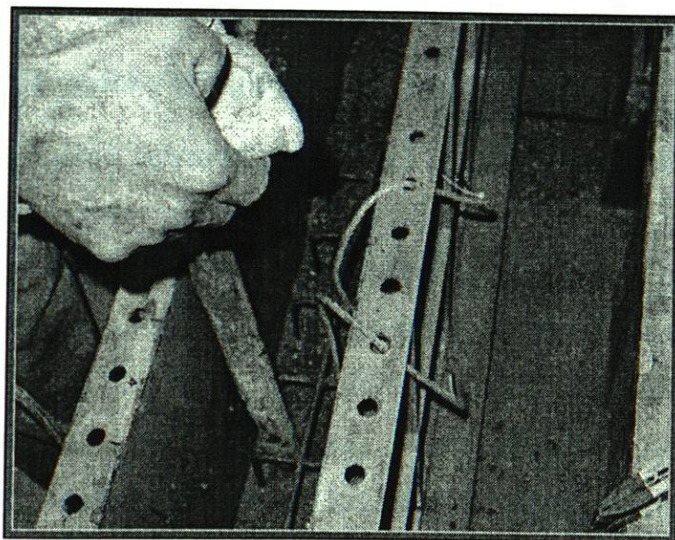


Figura 18. Vibrado del concreto

3.6.5 Curado de las vigas.

Una vez que el concreto fue colocado en las cimbras y terminado su fraguado final, inmediatamente, comenzó el curado. En este caso, el curado de todas las vigas se realizó mediante lámina de agua de aproximadamente 1 cm en la superficie de las vigas, evitando que se produjera socavación al verter el agua. El curado mediante este método se realizó durante un tiempo de siete días después de fabricar cada viga.

Después de siete días de fabricadas las vigas, se procedió a descimbrar las mismas e inmediatamente se les aplicó un curado mediante membrana de líquido viscoso, colocándola en todas las caras de los elementos. Este tipo de curado se mantuvo durante 21 días, hasta completar los 28 días; pues ésta fue la fecha programada para su ensayo.

La membrana utilizada fue de derivados parafínicos y solventes alifáticos, la que al ser aplicados sobre la superficie de concreto recién colado, forma una película que evita la evaporación excesiva de agua.

3.7 Descripción de los ensayos en vigas.

3.7.1 Sistema de carga y arreglo de los ensayos.

Todas las vigas fueron ensayadas a los 28 días de edad, aplicando cargas concentradas a 50 cm de los apoyos,

La carga se aplicó con un cilindro hidráulico accionado por una bomba manual, apoyado contra un marco de carga anclado a la losa de reacción. El cilindro hidráulico aplicó las cargas a un perfil metálico tipo cajón y éste a las vigas de concreto por medio de barras triangulares de acero, macizas, colocadas y niveladas sobre las vigas en los puntos seleccionados para ello.

Todas las vigas fueron ensayadas colocándolas, simplemente apoyadas, sobre la losa de reacción. Se aplicaron las cargas concentradas a través del sistema de carga mencionado anteriormente; la carga se midió por medio de

una celda de carga con aproximación de 5.12 kg, habilitada al pistón del cilindro hidráulico. Se colocó también un indicador mecánico micrómetro de 0.0254 cm (0.001") para medir el desplazamiento vertical al centro del claro (deflexión) durante el desarrollo de los ensayos (ver figura 19).

3.7.2 Desarrollo de los ensayos.

Previamente a cada ensayo, se procedió a retirar en forma manual la membrana de curado del elemento, cada viga fue colocada y nivelada sobre los apoyos simples habilitados para ello; se colocaron en medición ceros los aparatos que registrarían la carga, las deformaciones en los deformímetros eléctricos y el desplazamiento vertical al centro del claro. Se aplicó una precarga de aproximadamente el 5 % de la capacidad estimada en cada viga, para el ajuste de accesorios y equipo de medición. En seguida se retiró dicha precarga y se procedió a aplicar la carga, en incrementos sensiblemente iguales, hasta completar la carga de falla. Para cada incremento se registraron las deformaciones en los deformímetros eléctricos y el desplazamiento vertical al centro del claro. Se fue registrando la carga correspondiente a la aparición de la primera grieta y de las subsiguientes, así como también el desarrollo de las mismas, hasta la carga de falla.

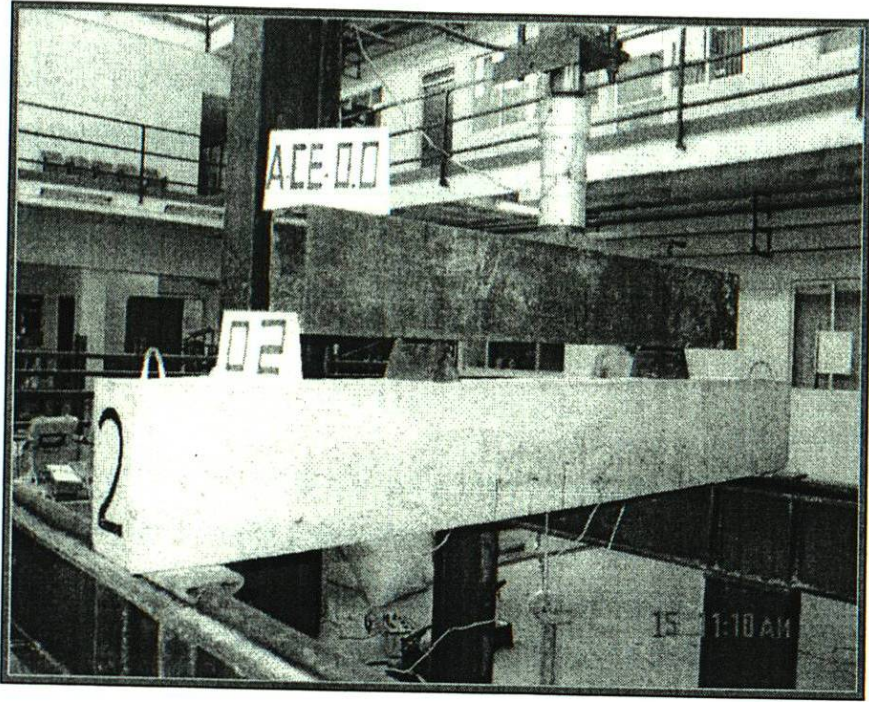


Figura No.19. Arreglo de ensayos

Capítulo 4

DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

CAPÍTULO 4

DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.

4.1 Introducción.

La incorporación de fibras a la matriz de concreto proporciona tenacidad al compuesto (Metha et al., 1998), sin embargo, en esta investigación se estudió la aportación en la resistencia al cortante por tensión diagonal que tienen las fibras de acero, aleatoriamente distribuidas en la matriz cementante.

Se presentan los resultados de las pruebas a cortante por tensión diagonal realizadas en 32 vigas de concreto fibroreforzado, se comparan las gráficas del comportamiento a cortante para las relaciones A/C de 0.55 y 0.85 y los esfuerzos en el acero de refuerzo longitudinal y transversal en función del volumen de fibra ($V_f = 0.0\%$, 0.5% , 1.0% y 1.5%) adicionado a la mezcla.

La resistencia a cortante para cualquier sección de una viga, en la zona del refuerzo en el alma, se obtiene de acuerdo con las recomendaciones del código del American Concrete Institute (ACI 318-2005). Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión, la resistencia al cortante que proporciona el concreto (V_c) es la siguiente:

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_{ud}}{M_u} \right) b_w d \quad (2)$$

donde:

V_c = Resistencia nominal a cortante, proporcionada por el concreto.

f_c = Resistencia a la ruptura del concreto a los 28 días de edad.

ρ_w = Relación $A_s/b_w d$.

A_s = Área del acero de refuerzo longitudinal.

V_u = Fuerza cortante factorizada en la sección.

M_u = Momento factorizado en la sección.

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal.

b_w = Ancho del alma de la sección transversal.

Además, V_c no debe ser mayor a

$$0.93\sqrt{f'_c}b_wd \quad (3)$$

así como,

$$\frac{Vud}{M_u} \leq 1.0 \quad (4)$$

adicionalmente, la resistencia al cortante que proporciona el acero de refuerzo (V_s) se define por el mismo código del ACI de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (5)$$

donde:

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero de refuerzo transversal.

A_v = Área de refuerzo de cortante en un espacio "s".

f_y = Resistencia de fluencia especificada, del acero de refuerzo.

s = Separación centro a centro del refuerzo transversal.

4.2 Resistencia de cilindros de concreto sometidos a compresión.

En el Apéndice 1 se presentan los resultados de los ensayos efectuados para determinar las resistencias a la compresión de los cilindros de concreto, obtenidos durante la fabricación de las vigas. El promedio de estas resistencias, al momento de los ensayos, se muestra en las tablas 11 y 12.

4.3 Resistencia del acero de refuerzo sujeto a tensión.

En el Apéndice 1 se muestran las tablas con resultados de los ensayos de resistencia a la tensión, en probetas del acero utilizado como refuerzo transversal, así como del utilizado como refuerzo longitudinal; en las tablas 13 y 14 se muestra un resumen de los resultados y en las figuras 20 y 21 se muestran las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos realizados.

Tabla 11

Promedio de resistencias a la compresión de cilindros de concreto al momento de los ensayos de las vigas; Etapa A, relación A/C = 0.55

VIGA	ESFUERZO DE RUPTURA PROMEDIO DE TRES CILINDROS kg/cm ²
A-CE-0.0-01	415
A-CE-0.0-02	404
A-CE-0.5-03	386
A-CE-0.5-04	396
A-CE-1.0-05	379
A-CE-1.0-06	391
A-CE-1.5-07	392
A-CE-1.5-08	371
A-SE-0.0-09	389
A-SE-0.0-10	380
A-SE-0.5-11	370
A-SE-0.5-12	379
A-SE-1.0-13	396
A-SE-1.0-14	384
A-SE-1.5-15	372
A-SE-1.5-16	389

Tabla 12

Promedio de resistencias a la compresión de cilindros de concreto al momento de los ensayos de las vigas; Etapa B, relación A/C = 0.85

VIGA	ESFUERZO DE RUPTURA PROMEDIO DE TRES CILINDROS kg/cm ²
B-CE-0.0-01	196
B-CE-0.0-02	193
B-CE-0.5-03	196
B-CE-0.5-04	180
B-CE-1.0-05	183
B-CE-1.0-06	179
B-CE-1.5-07	185
B-CE-1.5-08	194
B-SE-0.0-09	212
B-SE-0.0-10	216
B-SE-0.5-11	194
B-SE-0.5-12	212
B-SE-1.0-13	185
B-SE-1.0-14	190
B-SE-1.5-15	211
B-SE-1.5-16	214

Tabla 13

Resultados de ensayos a tensión del acero de refuerzo longitudinal

Especimen	Esfuerzo, kgf/cm ²						% de elongación en 203 mm.
	Fluencia		Máximo		Ruptura		
	Individual	Promedio	Individual	Promedio	Individual	Promedio	
1	4295	4294	7289	7268	6726	6739	12.2
2	4250		7291		6670		12.2
3	4336		7223		6821		12.2

Tabla 14

Resultados de ensayos a tensión del acero de refuerzo transversal

Especimen	Esfuerzo, kgf/cm ²					
	Fluencia		Máximo		Ruptura	
	Individual	Promedio	Individual	Promedio	Individual	Promedio
1	2772	2802	4269	7268	4041	6739
2	2747		4272		2993	
3	2887		4269		2778	

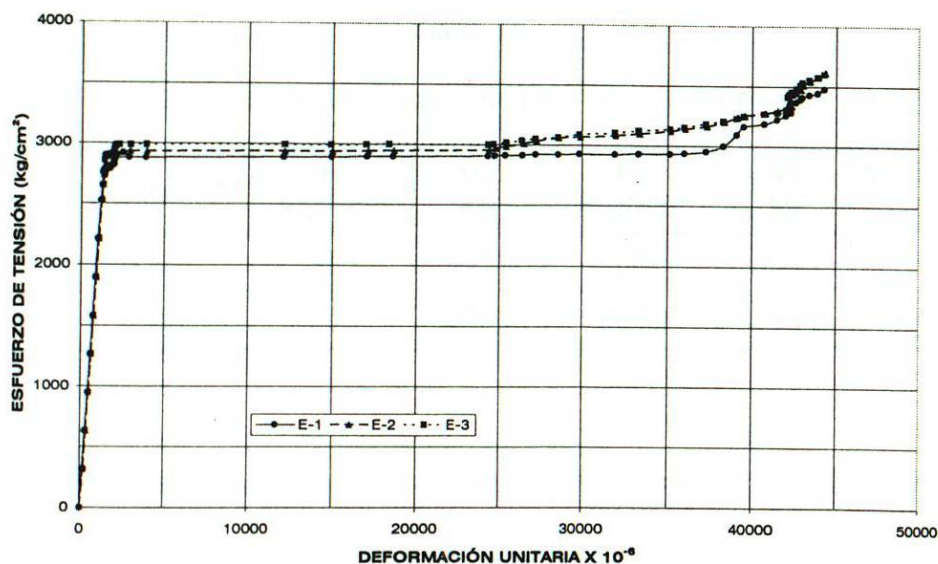


Figura 20. Gráfica esfuerzo vs. deformación unitaria del acero utilizado como refuerzo transversal.

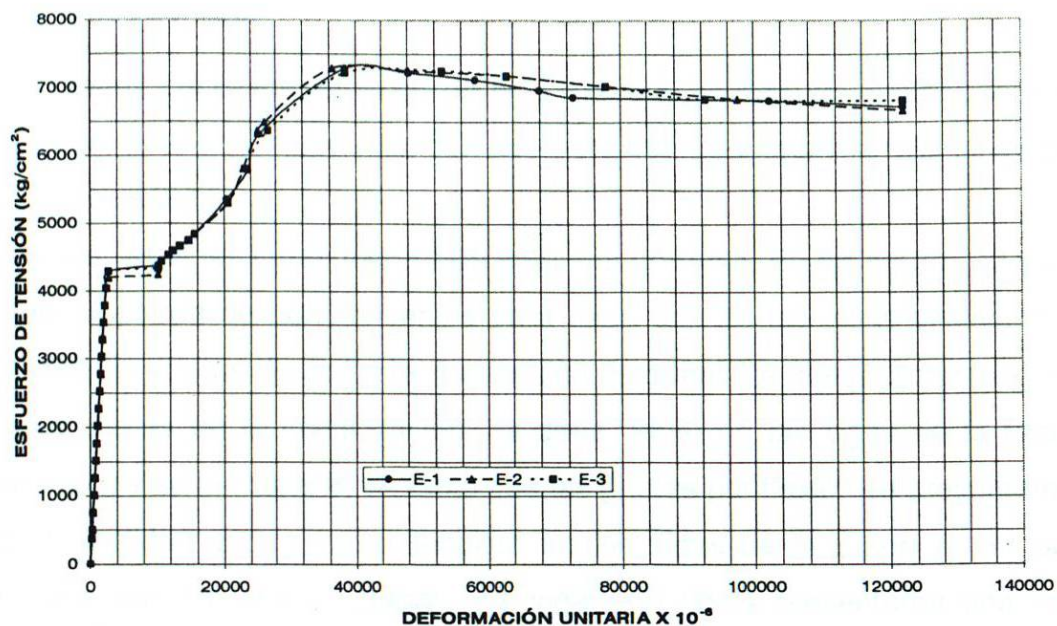


Figura 21. Gráfica esfuerzo vs. deformación unitaria del acero utilizado como refuerzo longitudinal.

4.4 Resistencia nominal teórica a cortante de las vigas.

En la tabla 15 se resumen los resultados de la resistencia teórica al cortante que se obtiene mediante las ecuaciones 2 y 5.

Tabla 15

Resistencia nominal a cortante para las relaciones A/C

ETAPA	Relación A/C	f_c kgf/cm ²	V_c Kg	F_y Kgf/cm ²	V_s kg	$V_n = V_c + V_s$ kg
A	0.55	383	3632	2800	3844	7476
B	0.85	195	2691	2800	3844	6535

4.5 Resistencia experimental en vigas sin refuerzo transversal

Los resultados que se presentan en este punto son los correspondientes a las vigas sin acero de refuerzo transversal, para la Etapa A (relación A/C = 0.55) y para la Etapa B (relación A/C = 0.85)

4.5.1 Modo de falla.

En todos los casos, el modo de falla fue muy similar: las grietas producidas fueron de un ancho importante, con una deflexión pequeña y la falla se presentó de manera súbita.

Todas las vigas presentaron falla frágil por cortante. En las figuras 22 y 23 se señala el patrón de agrietamientos para cada una de las vigas ensayadas. La cantidad de grietas de cortante por tensión diagonal fue sensiblemente igual en ambas etapas de la investigación; es decir, tanto en las vigas de la Etapa A como en las de la Etapa B; en tanto que las grietas por flexión se presentaron en mayor cantidad y de mayor longitud en las vigas de la Etapa A. Se puede observar que, en ambas etapas, las vigas sin fibras presentaron una menor cantidad de grietas, tanto de flexión, como de cortante; en la Etapa A, la cantidad de grietas por flexión aumenta al incrementar el porcentaje de fibra de 0.5% a 1.0%; sin embargo, al pasar de 1.0% a 1.5%, la densidad de dichas grietas se mantiene prácticamente igual. En el caso de la Etapa B, la cantidad de grietas por flexión es muy similar para los tres porcentajes de fibra utilizados, solamente para las vigas con 1.5% de fibra se aprecia una cantidad de grietas ligeramente menor, aunque de longitud sensiblemente mayor que las aparecidas en las vigas con 0.5% y 1.0%.

Por lo anterior, se infiere que una de las aportaciones de las fibras es uniformizar los esfuerzos en las vigas, ya que en la medida que se incrementa el V_f se incrementa la cantidad de grietas, sin embargo, éstas se presentan con menor ancho y longitud, debido a que las fibras proporcionan mayor entrelazamiento entre el agregado y la pasta de cemento en la viga.

Por consiguiente, las fibras de acero por sí mismas, sin la presencia de refuerzo transversal (estribos), al parecer no contribuyen a mejorar la ductilidad en el comportamiento a flexión de las vigas.

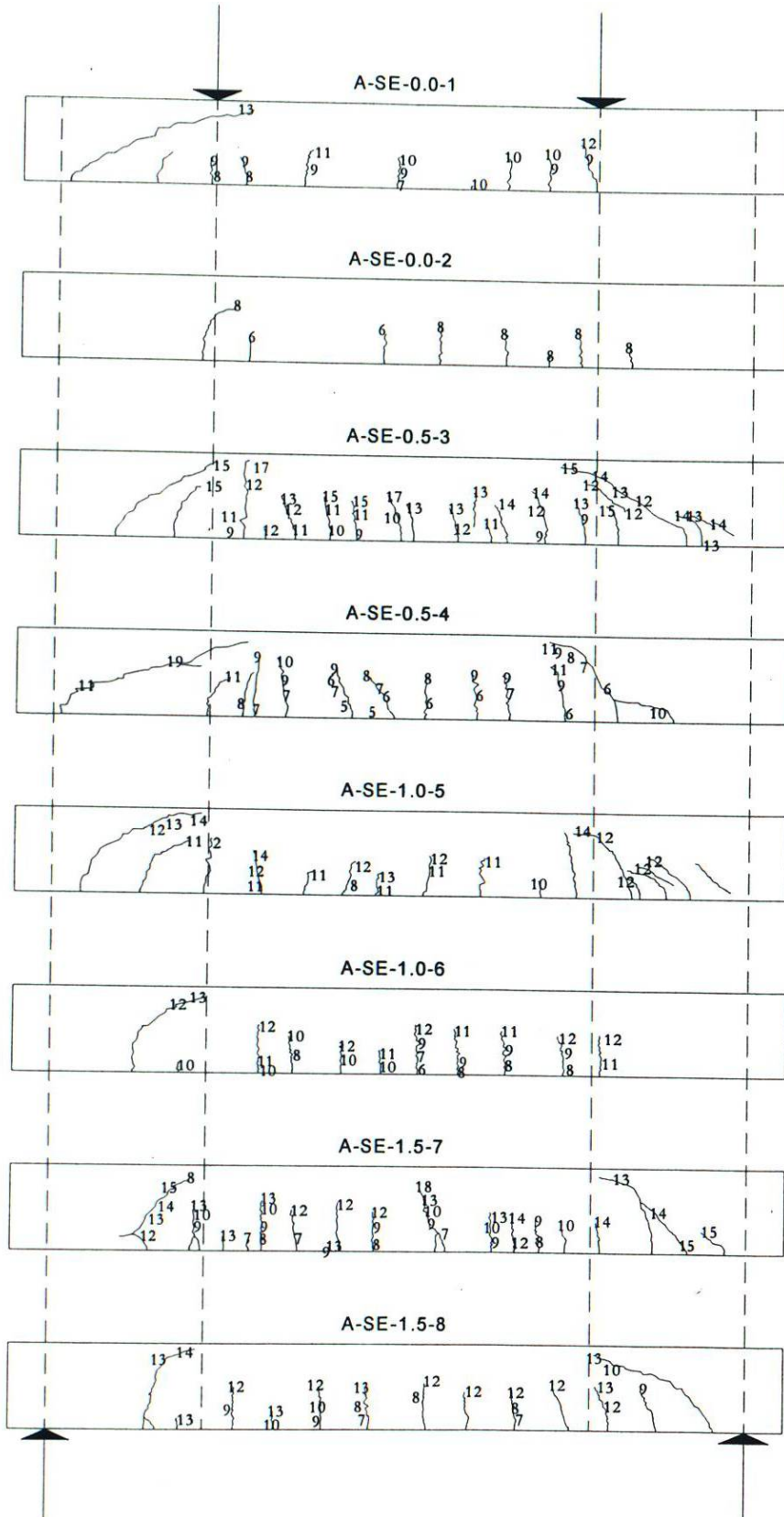


Figura 22. Distribución de grietas en las vigas de la etapa A (relación A/C = 0.55)

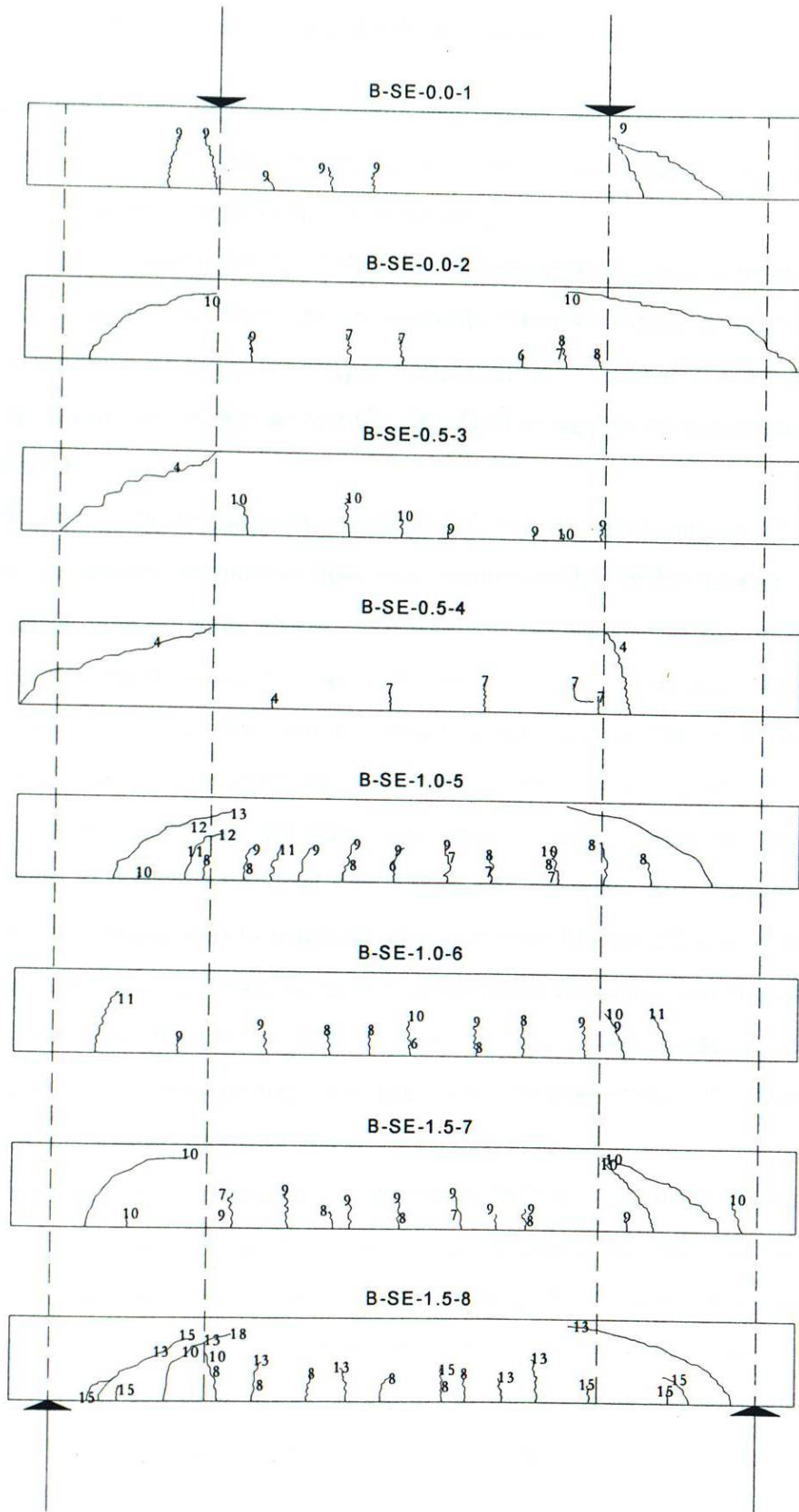


Figura 23. Distribución de grietas en las vigas de la etapa B (relación A/C = 0.85)

4.5.2 Comportamiento fuerza cortante-desplazamiento vertical.

En este punto se discute el comportamiento de las vigas de concreto fibroreforzado en lo referente al desplazamiento vertical al centro del claro, a medida que se incrementa el porcentaje de fibra.

En la figura 24 (relación $A/C = 0.55$), se puede observar que a medida que se aumenta el volumen de fibra, se incrementa la resistencia a cortante en el elemento y también se logra un mayor desplazamiento con respecto a las vigas sin fibras; sin embargo, el aumento más significativo se dio sólo al pasar de 1.0% a 1.5% de fibra.

Para el caso de de la Etapa B (relación $A/C = 0.85$) en la figura 25 se aprecia que el desplazamiento registrado fue muy similar en todos los casos, por lo que se puede decir que en esta etapa, la presencia de las fibras por sí mismas no contribuyó a mejorar el comportamiento de las vigas en cuanto a la ductilidad.

El principal efecto que tuvieron las fibras fue el incremento de la resistencia a cortante, conforme se aumentó el volumen de las mismas. Para la Etapa A y $V_f = 1.5\%$ el incremento fue del 49% con respecto a las vigas sin fibra y de un 128% respecto al cortante nominal (ver figura 24), en tanto que para la Etapa B y $V_f = 1.0\%$ el incremento en la resistencia a cortante fue de 27% en comparación con las vigas sin fibras y 154% respecto al cortante nominal (ver figura 25). Este comportamiento puede ser debido a que las fibras adicionadas, permitieron reducir el ancho de las grietas debidas a la tensión diagonal, logrando una redistribución de esfuerzos en el alma.

Se pudo observar que la fuerza cortante de falla en las vigas fibroreforzadas con $V_f = 1.5\%$ fue de 27% y 49% superior a la fuerza de falla de las vigas de concreto sin fibras, para relaciones A/C de 0.85 y 0.55, respectivamente.

Se observó también que, al incrementar el porcentaje de fibra, únicamente para el caso de la Etapa A y $V_f = 1.5\%$, se incrementó significativamente la ductilidad de las vigas, siendo dicho incremento del 129 % con respecto a las vigas sin fibras de refuerzo; en el resto de los casos, no se presentó un aumento importante de la ductilidad, al aumentar el % de refuerzo (ver figuras 24 y 25).

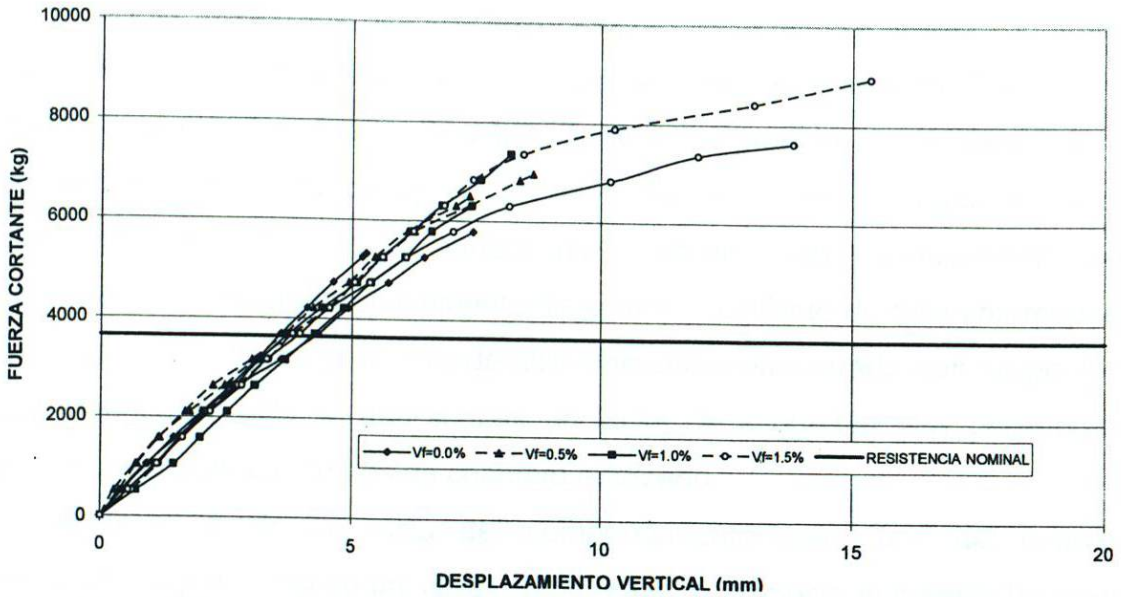


Figura 24. Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.55

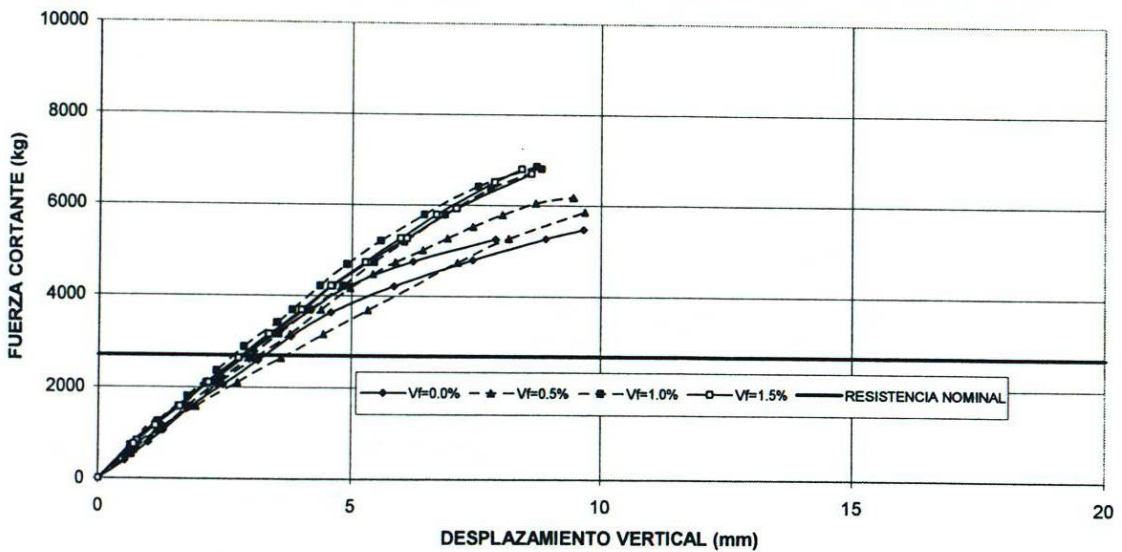


Figura 25. Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.85

4.5.3 Comportamiento fuerza cortante-deformación unitaria del acero longitudinal.

En lo referente al efecto del volumen de fibras en las deformaciones unitarias del acero longitudinal, se encontró que tiene una influencia limitada ya que en ningún caso se alcanzó la fluencia en el acero mencionado.

El acero longitudinal se mantuvo elástico cuando se alcanzó la fuerza cortante de falla y se apreció un comportamiento relativamente frágil de las vigas ensayadas (ver figuras 26 y 27). Durante las pruebas en el laboratorio, se observó esta baja ductilidad en el comportamiento de las vigas sin acero transversal, además de poco agrietamiento; sin embargo, es importante hacer hincapié en el importante incremento de la fuerza cortante de falla con respecto a las vigas sin fibras y la considerable diferencia encontrada con respecto al valor teórico de falla, lo que sugiere un factor de seguridad muy conservador para el diseño de elementos de concreto reforzado.

Desde el punto de vista del comportamiento estructural del concreto reforzado, la presencia de las fibras como refuerzo adicional le permite tener una mayor eficiencia en su refuerzo convencional, ya que se logran mayores capacidades de carga con la reducción en los esfuerzos y deformaciones en el acero longitudinal.

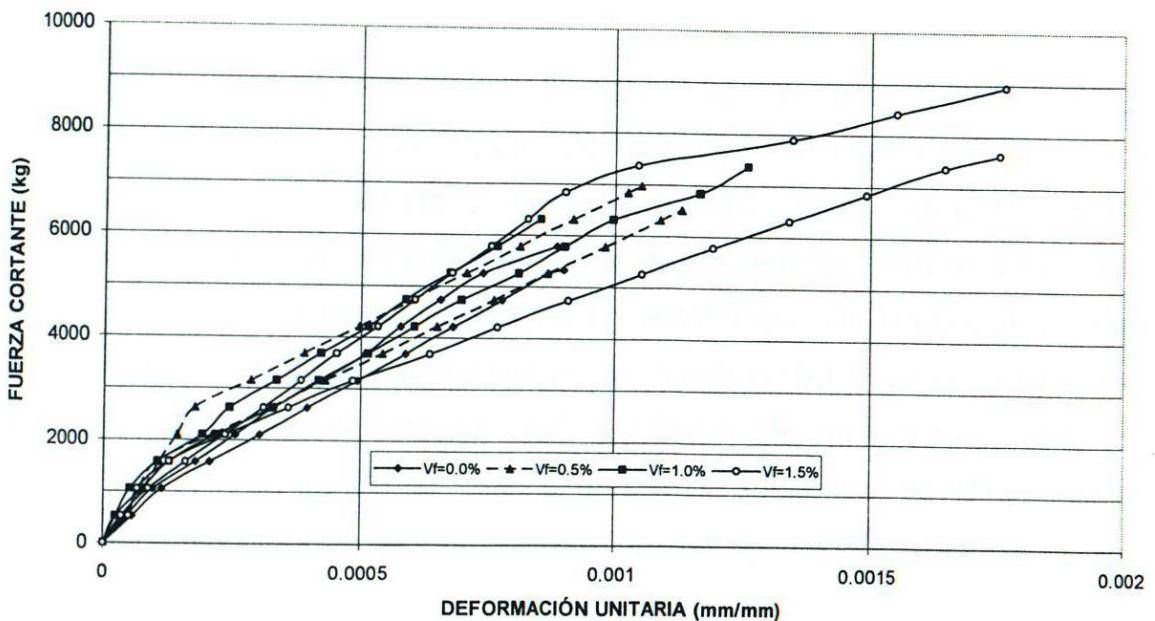


Figura 26. Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado para diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.55

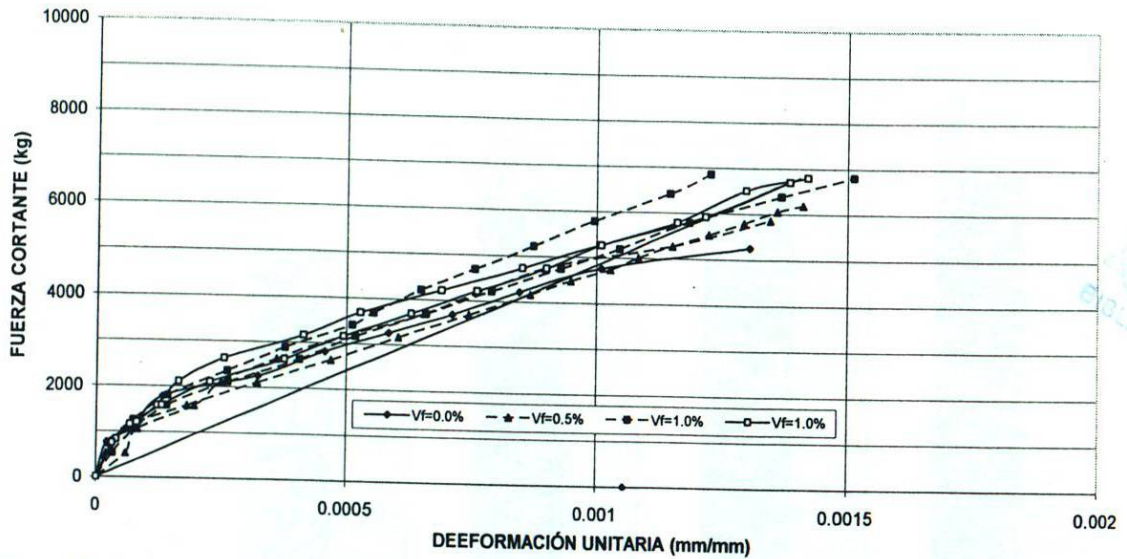


Figura 27. Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado para diferente fracción de volumen; relación $A/C = 0.85$

4.5.4 Influencia en la Fuerza Cortante de la relación A/C para las diferentes fracciones de fibra utilizada.

Se pudo apreciar un aumento en la resistencia a cortante al incrementar la resistencia del concreto (ver figura 28); como se observa en la figura, el incremento se presentó en todos los casos, siendo mayor para el $V_f = 1.5\%$, donde el incremento fue del orden del 23%; aparentemente, esto se debe a que las fibras desarrollan toda su resistencia por adherencia con el concreto, lo cual se demuestra con la ruptura de un mayor porcentaje de las mismas en las zonas de falla de las vigas con relación $A/C = 0.55$, a diferencia de las vigas con relación $A/C = 0.85$ donde se aprecia un mayor porcentaje de fibras que se desprenden respecto a la masa de concreto (ver las figuras 29 y 30).

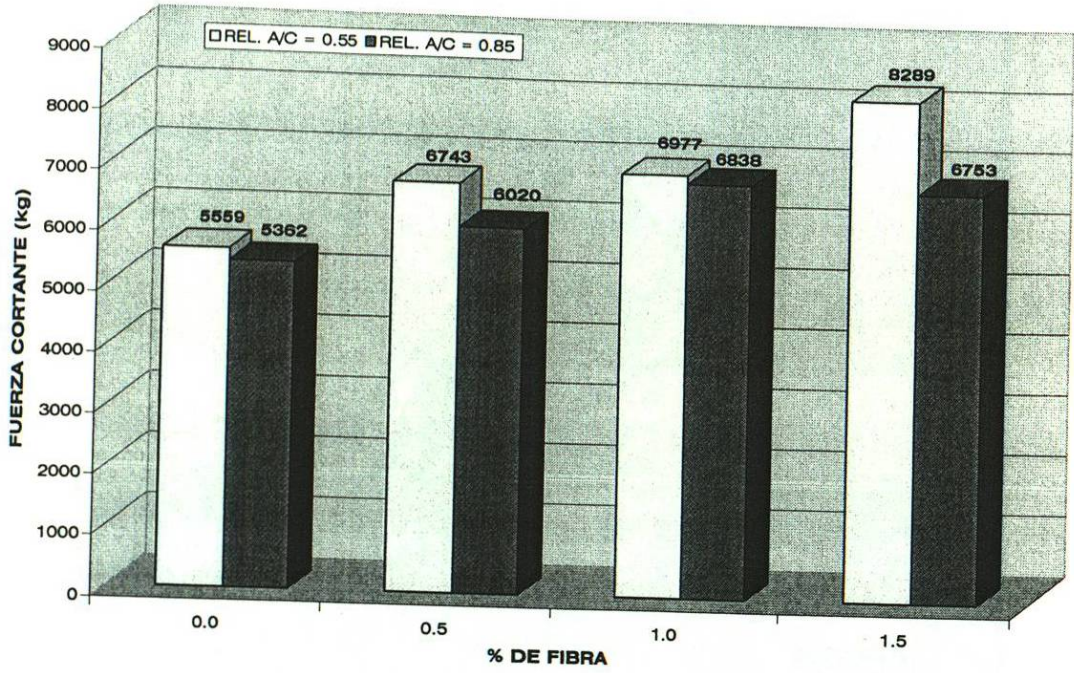


Figura 28. Efecto en la fuerza cortante de la relación A/C, para las diferentes fracciones de fibra.

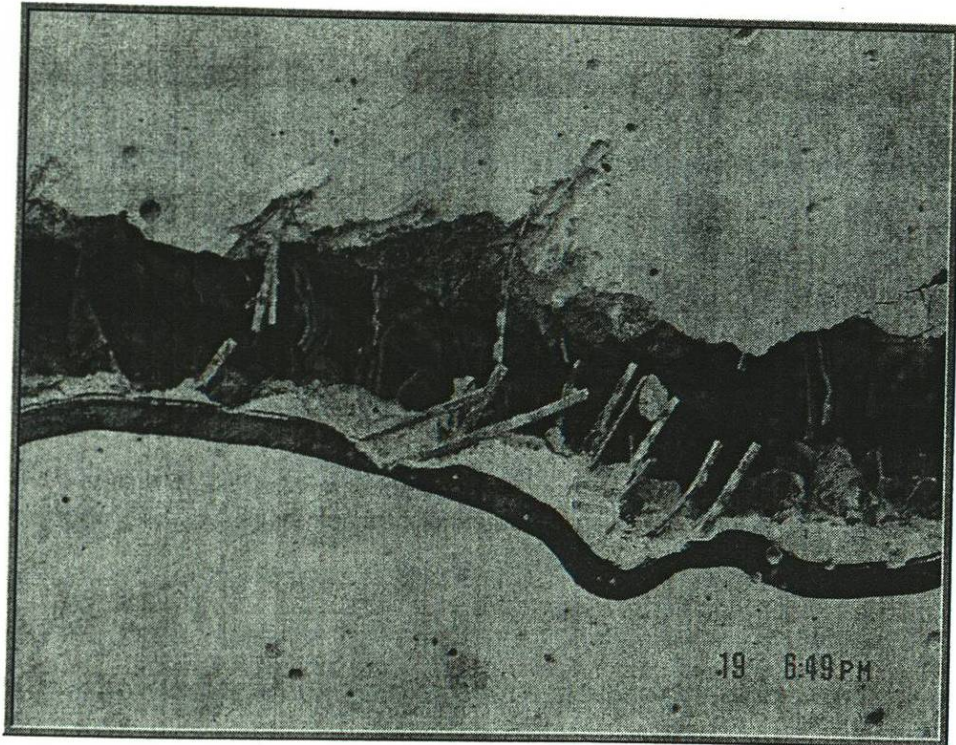


Figura 29. Desprendimiento de fibras en zona de falla; Viga con relación A/C = 0.85;

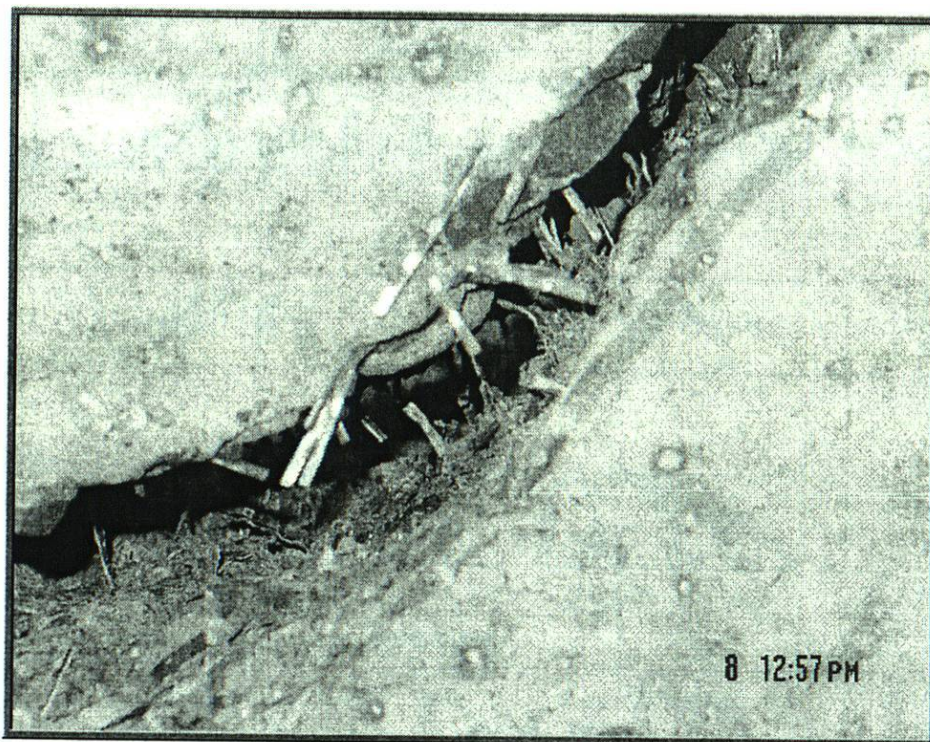


Figura 30. Ruptura de fibras en zona de falla; viga con relación $A/C = 0.55$;

4.6 Resistencia experimental en vigas con refuerzo transversal

4.6.1 Modo de falla.

En las figuras 31 y 32 se muestran dibujos donde aparece el patrón de agrietamientos para cada una de las vigas ensayadas. Las vigas de la Etapa A presentaron grietas de cortante por tensión diagonal y grietas por flexión en mayor cantidad y longitud, respectivamente, que las vigas de la Etapa B. Se puede observar que las vigas sin fibras (A-CE-0.0-1 y 2) presentaron una menor cantidad de grietas tanto de flexión como de cortante en comparación con las vigas de mayor porcentaje de fibra (1.5%), esto seguramente se debe a que las fibras al estar distribuidas aleatoriamente en la matriz de concreto toman y redistribuyen los esfuerzos de tensión; del mismo modo, las vigas sin fibras presentan grietas de flexión con una longitud que sobrepasa la mitad del peralte

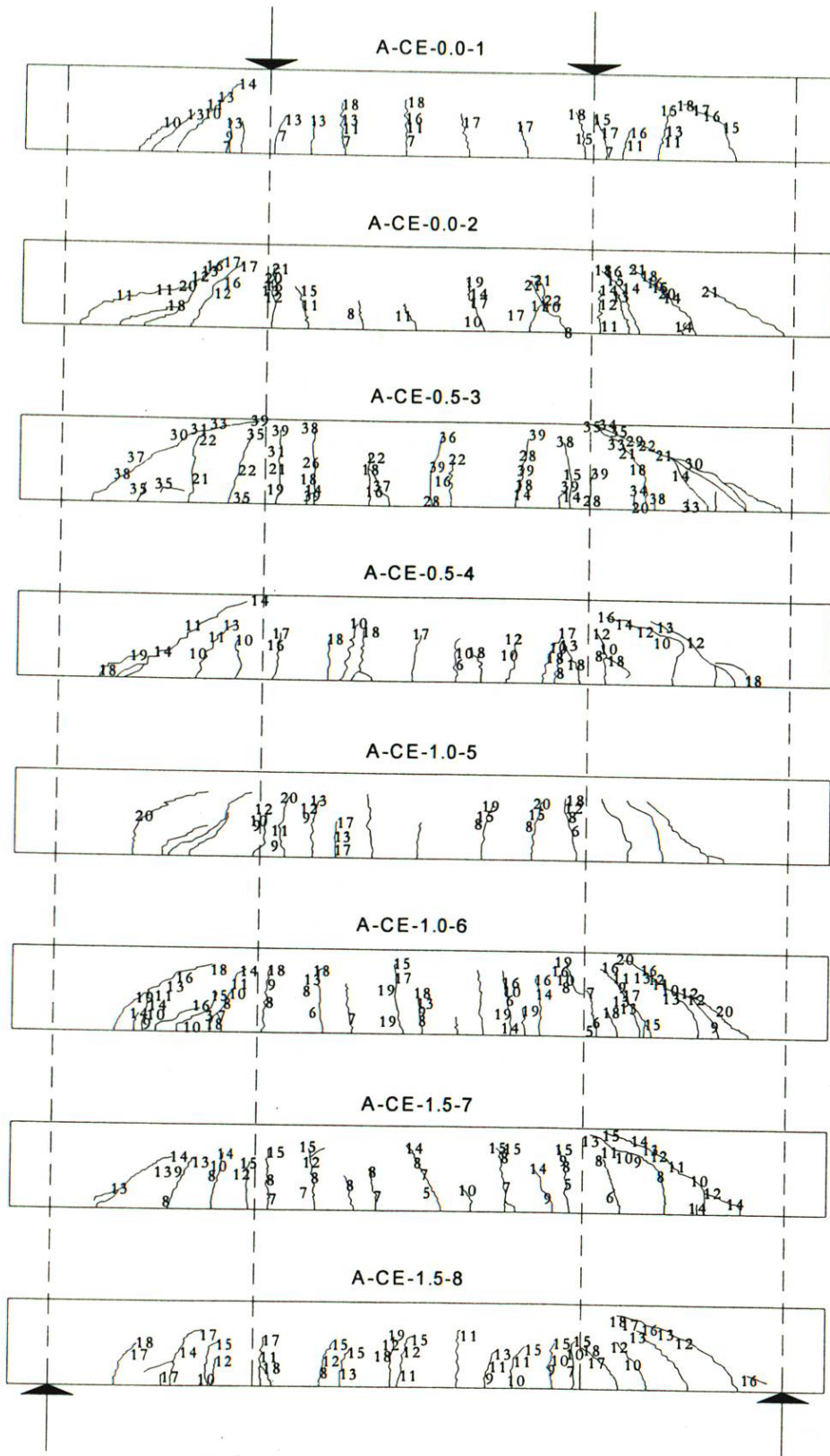


Figura 31. Distribución de grietas en las vigas de la Etapa A (relación A/C = 0.55)

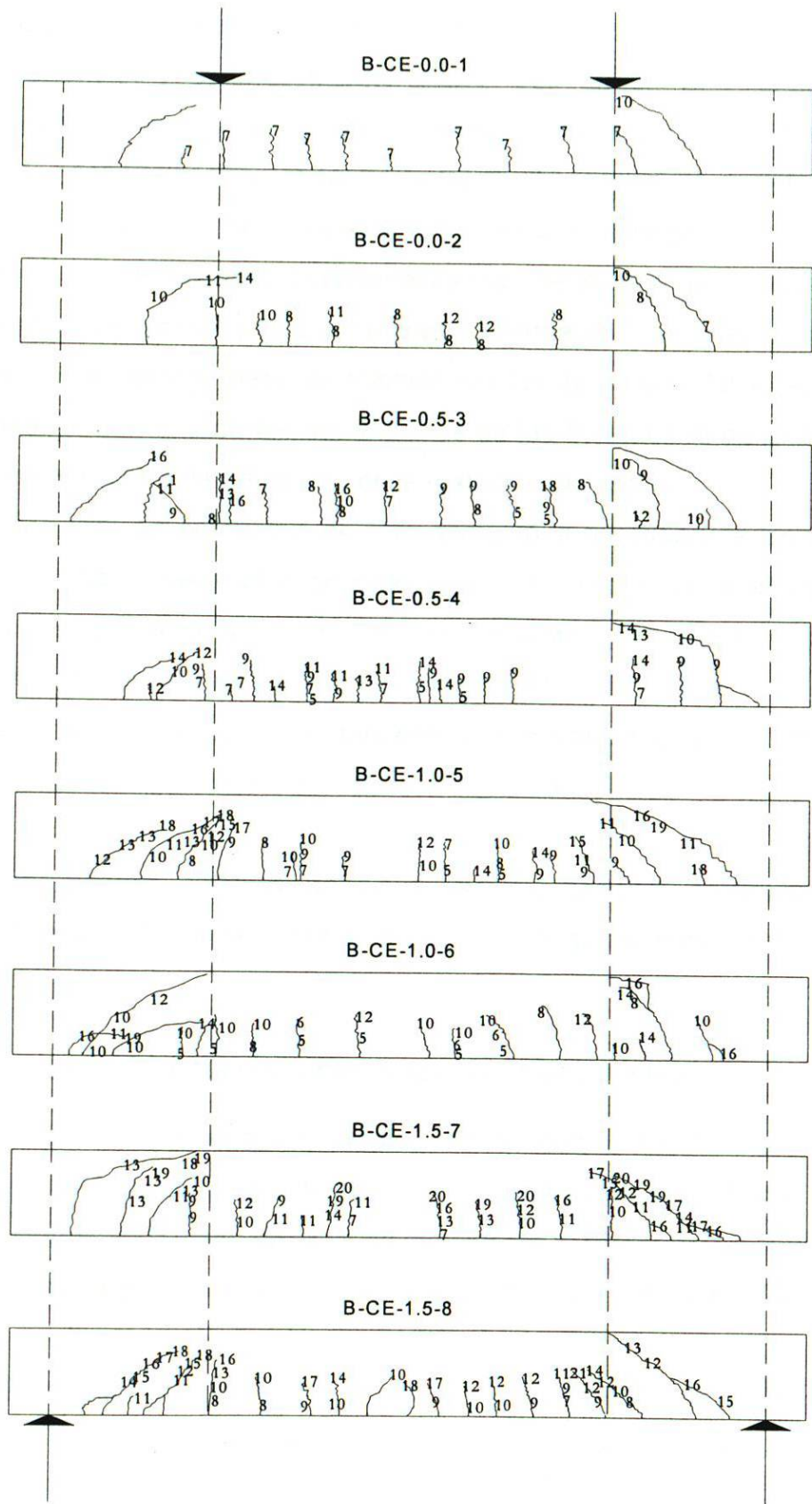


Figura 32. Distribución de grietas en las vigas de la Etapa B (relación A/C = 0.85)

(aproximadamente $\frac{3}{4}$ del peralte), en cambio, las vigas con mayor porcentaje de fibra (A-CE-1.5-7 y 8) presentaron grietas por flexión con longitudes de aproximadamente un $\frac{1}{2}$ del peralte; también, se observa que a medida que aumenta la cantidad de fibra, el ancho de las grietas disminuye, debido a que las fibras proporcionan mayor entrelazamiento entre el agregado y la pasta de cemento en la viga, tomando también esfuerzos de tensión, por lo que el acero de refuerzo longitudinal presenta menos deformación, lo cual disminuye el agrietamiento en la viga para los mismos niveles de carga. Por lo anterior, se puede deducir que una de las aportaciones de las fibras es la de uniformar los esfuerzos en el acero de refuerzo y en la matriz de concreto.

El incremento del porcentaje de fibra aumentó la ductilidad de las vigas; en las vigas sin fibras las grietas se produjeron con anchos importantes, con un desplazamiento vertical, al centro del claro, de 6 mm y la falla se presentó de manera súbita, pero a medida que se aumentó el porcentaje de fibra, las vigas mostraron más ductilidad, presentándose desplazamientos de 15 mm para el caso de volumen de fibra de 1.5% así como grietas de menor ancho y en mayor cantidad.

Por consiguiente, podemos decir que las fibras de acero, combinadas con el refuerzo transversal (estribos) trabajan en conjunto proporcionando ductilidad a las vigas.

4.6.2 Comportamiento fuerza cortante-desplazamiento vertical.

En lo referente al desplazamiento vertical que presentan las vigas de concreto fibroreforzado, se puede observar en las figuras 33 y 34 que a medida que se aumenta el volumen de fibra, se incrementa la resistencia a cortante en el elemento y también se logra una mayor ductilidad con respecto a las vigas sin fibras.

Para la relación $A/C = 0.55$ y $V_f = 1.5\%$ el incremento en la resistencia a cortante fue de 66% con respecto a las vigas sin fibra y un 135% respecto al cortante nominal (ver figura 33), en tanto que para la relación $A/C = 0.85$ y

$V_f = 1.5\%$ el incremento en la resistencia a cortante fue de 54%, en comparación con las vigas sin fibras y 55%, respecto al cortante nominal (ver figura 34).

Este comportamiento puede atribuirse a que las fibras adicionales, permitieron reducir el ancho de las grietas debidas por efecto de la tensión diagonal, logrando una redistribución de esfuerzos en el refuerzo del alma, haciéndolo más eficiente.

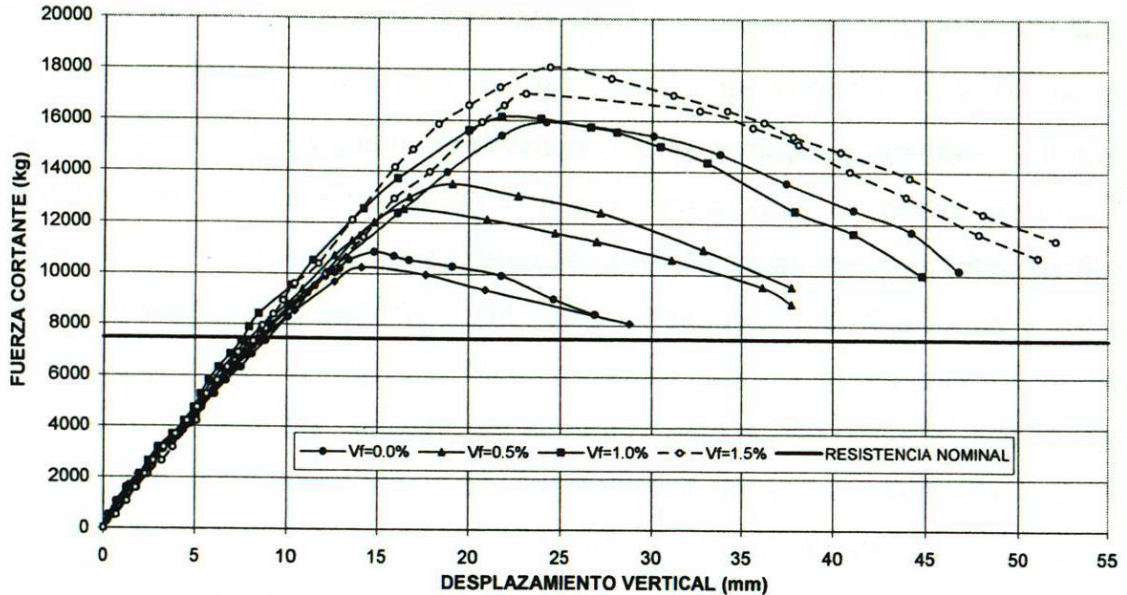


Figura 33. Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.55

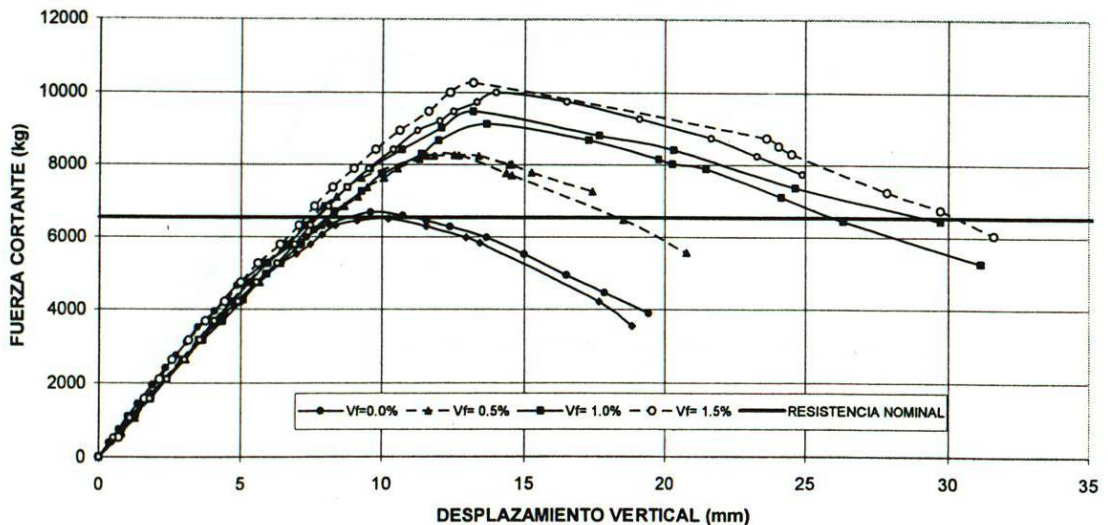


Figura 34. Efecto de la fracción de volumen en la ductilidad de las vigas de concreto fibroreforzado; relación A/C = 0.85

4.6.3 Comportamiento Fuerza cortante-Deformación unitaria en el acero longitudinal.

En esta investigación se midieron las deformaciones unitarias por tensión en el refuerzo longitudinal, en la medida en que se fue incrementando la fuerza cortante y el volumen de fibras en la matriz de concreto.

En las figuras 35 y 36 se observa la deformación unitaria que desarrolló el acero de refuerzo longitudinal, para las vigas con diferentes volúmenes de fibra.

Los resultados indican que la deformación de fluencia ($\epsilon_y = 0.0021$) se alcanzó en todas las vigas fibroreforzadas y que, a mayor porcentaje de fibra, se requiere de una fuerza cortante mayor, para que el acero alcance su deformación de fluencia, observándose que las vigas de concreto sin fibras fallaron sin presentar fluencia en el acero longitudinal (ver figuras 35 y 36). Se aprecia que todas las vigas con fibras registran fluencia en el acero longitudinal, antes de que fallen por cortante; sin embargo, esto puede deberse más al efecto del conjunto de fibras y el acero transversal en el alma, que a la acción individual de las fibras; ya que, como se vio en la sección 4.5.3, la presencia de las fibras por sí mismas no contribuye a que se alcance la fluencia en el acero longitudinal.

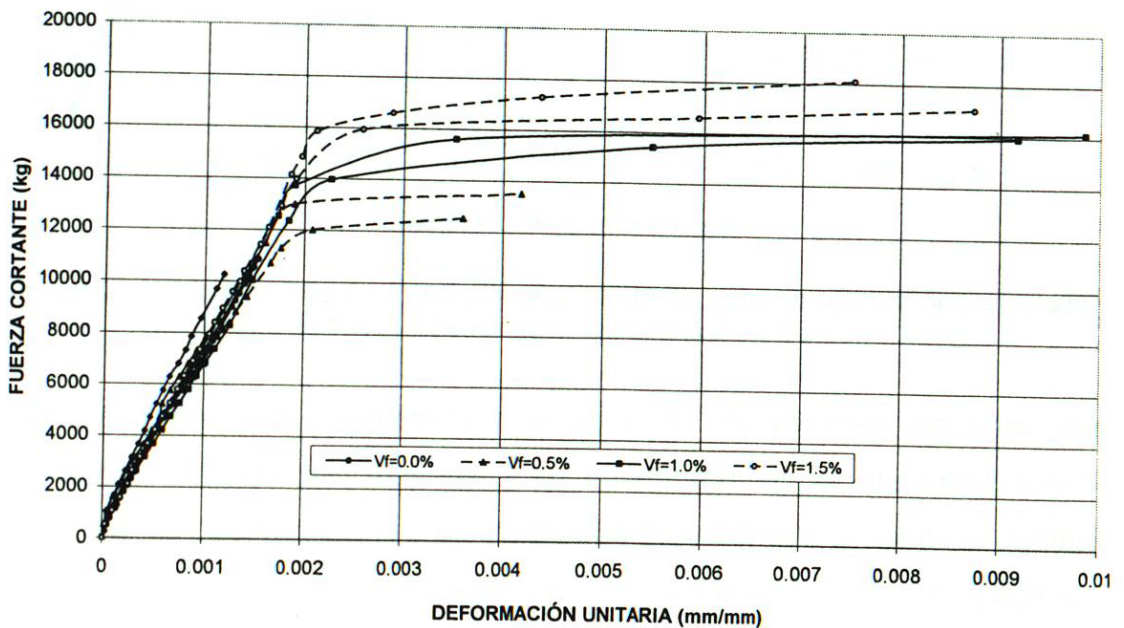


Figura 35. Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado, para diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.55

Por lo tanto, ahora se puede comprender que las varillas longitudinales constituyen una parte fundamental en los elementos sometidos a flexión y cortante.

En la figuras 35 y 36 se puede observar que, al aumentar el volumen de fibra, aumenta la deformación unitaria en el acero longitudinal, presentándose la mayor deformación para el $V_f = 1.0\%$. En comparación con las deformaciones de las vigas sin fibra, para el caso de la Etapa B (relación $A/C = 0.85$), el acero longitudinal presentó una deformación unitaria de un 300% más, en tanto que para la Etapa A (relación $A/C = 0.55$) la deformación unitaria aumentó hasta en un 600%.

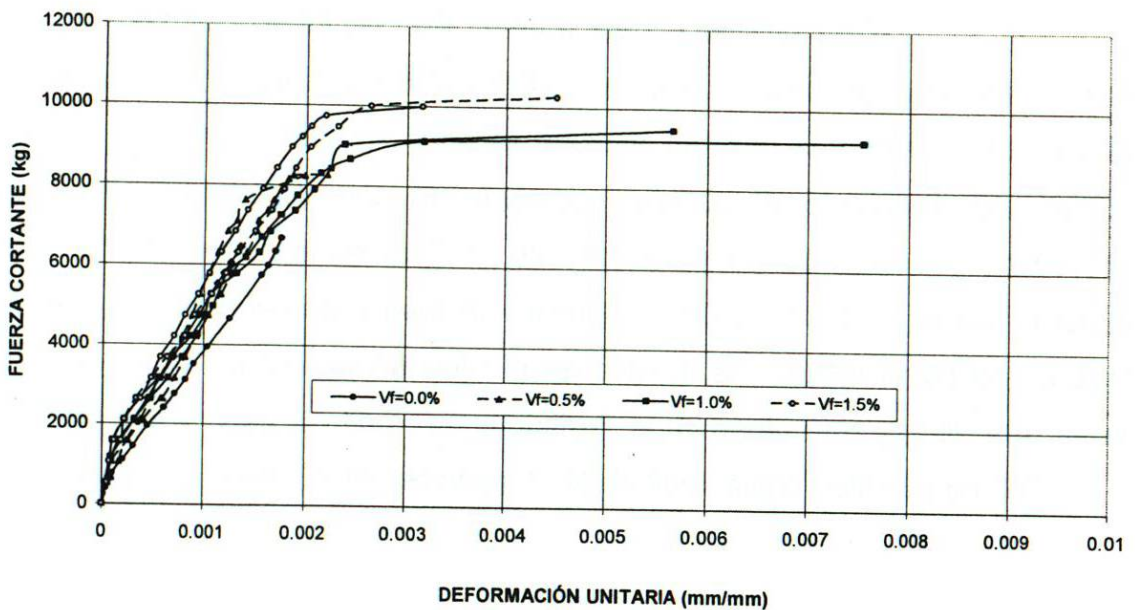


Figura 36. Deformaciones en el acero longitudinal de las vigas de concreto fibroreforzado, para diferente fracción de volumen; relación $A/C = 0.85$

Podemos notar que, a medida que aumenta el volumen de fibra, las deformaciones unitarias son mayores y se encuentran en el intervalo plástico. Pero también, se puede observar, en las figuras 35 y 36, que la cantidad de fibra no afecta considerablemente el comportamiento elástico del acero longitudinal; esto puede deberse a que mientras el concreto no falle, el acero longitudinal no presenta esfuerzos significativos al variar el porcentaje de fibra; sin embargo, existe una mayor capacidad de carga debido a la presencia de las fibras hasta

que el concreto falle y entonces se presentan variaciones en los esfuerzos debido a los diferentes contenidos de fibra.

En las figuras 37 y 38 se muestra el efecto de la combinación estribos-fibras en la Fuerza Cortante máxima de las vigas ensayadas.

En la figura 37 (relación $A/C = 0.55$), se puede apreciar, que al aumentar el volumen de fibra, la fuerza cortante máxima también aumenta; tanto para las vigas sin estribos, como para las vigas con estribos. En el caso de las vigas sin estribos, este aumento fue del 49%, en tanto que para las vigas con estribos, fue del 66%; en ambos casos para el volumen de fibra de 1.5%. La utilización de estribos, por sí misma, incrementó la resistencia a cortante hasta en un 90%, respecto a las vigas sin fibra; sin embargo, el aumento más significativo se dio por la combinación estribos-1.0% de fibra, siendo éste de 129%.

En la figura 38 (relación $A/C = 0.85$), se aprecia también que al aumentar el volumen de fibra, la fuerza cortante máxima también aumenta, tanto para las vigas sin estribos como para las vigas con estribos. En el caso de las vigas sin estribos, este aumento fue del 26%, en tanto que para las vigas con estribos, fue del 54%; en ambos casos para el volumen de fibra de 1.5%. La utilización de estribos por sí misma, incrementó la resistencia a cortante hasta en un 23%, respecto a las vigas sin fibra; sin embargo, el aumento más significativo se dio también para la combinación estribos-1.0% de fibra, siendo éste de un 50%.

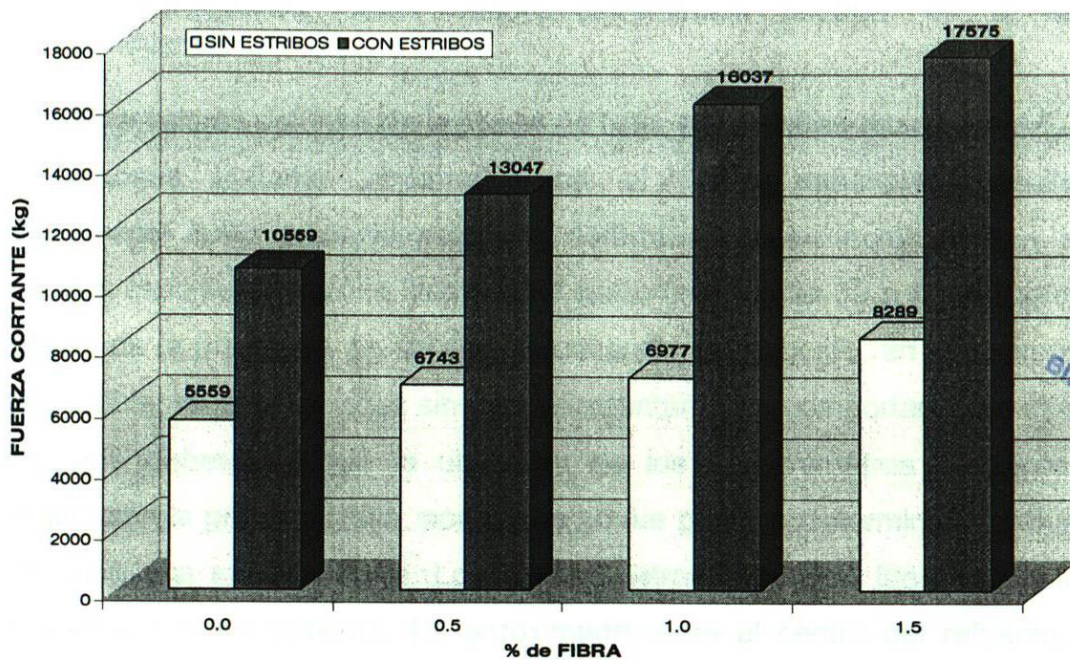


Figura 37. Influencia de la combinación estribos-fibra en la fuerza cortante máxima de las vigas ensayadas; relación A/C = 0.55.

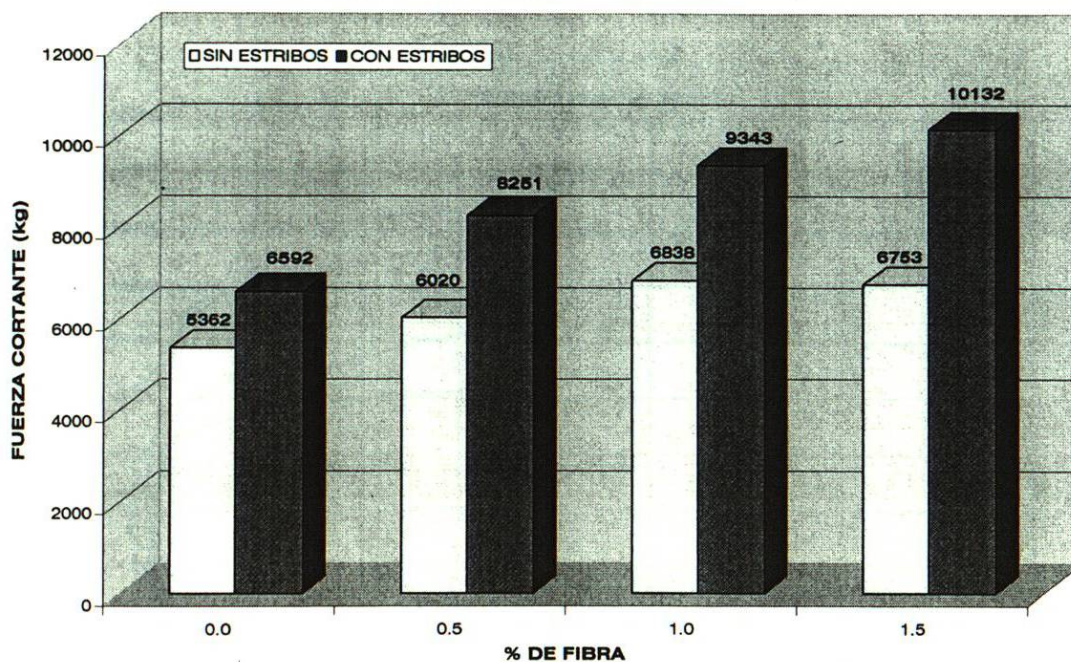


Figura 38. Influencia de la combinación estribos-fibra en la fuerza cortante máxima de las vigas ensayadas; relación A/C = 0.85

4.6.4 Comportamiento fuerza cortante-deformación unitaria, en el acero transversal.

Para valores del 70% de la fuerza de falla, para ambas relaciones A/C, las deformaciones unitarias registradas en el acero transversal resultaron prácticamente nulas; posteriormente, las deformaciones se incrementaron, pero en ningún caso se alcanzó la fluencia del acero (ver figuras 39 a 42); al parecer, el efecto de la presencia de fibra en el concreto es reducido, en lo referente a esta variable; ya que las vigas sin fibras presentaron un comportamiento similar. Esto pudo deberse a que la ubicación de los deformímetros eléctricos no coincidió con la grieta de falla, por lo que no fue posible determinar el esfuerzo de tensión real en esta zona. Los deformímetros eléctricos fueron colocados como se indicó en la figura 13, aproximadamente al centro del refuerzo; sin embargo, la aparición de las grietas es aleatoria y depende más de la presencia de microfisuras y planos de fallas potencialmente débiles en la matriz de concreto, por lo que resulta muy complejo ubicar un deformímetro en donde aparecerá una potencial grieta por tensión diagonal.

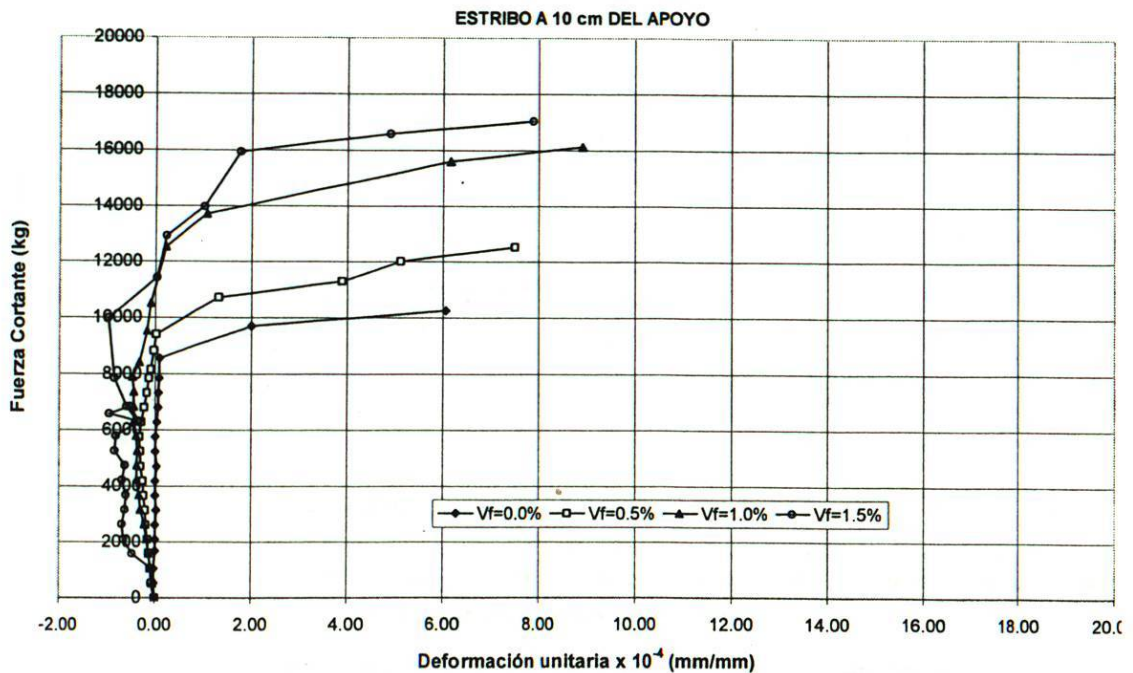


Figura 39. Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.55

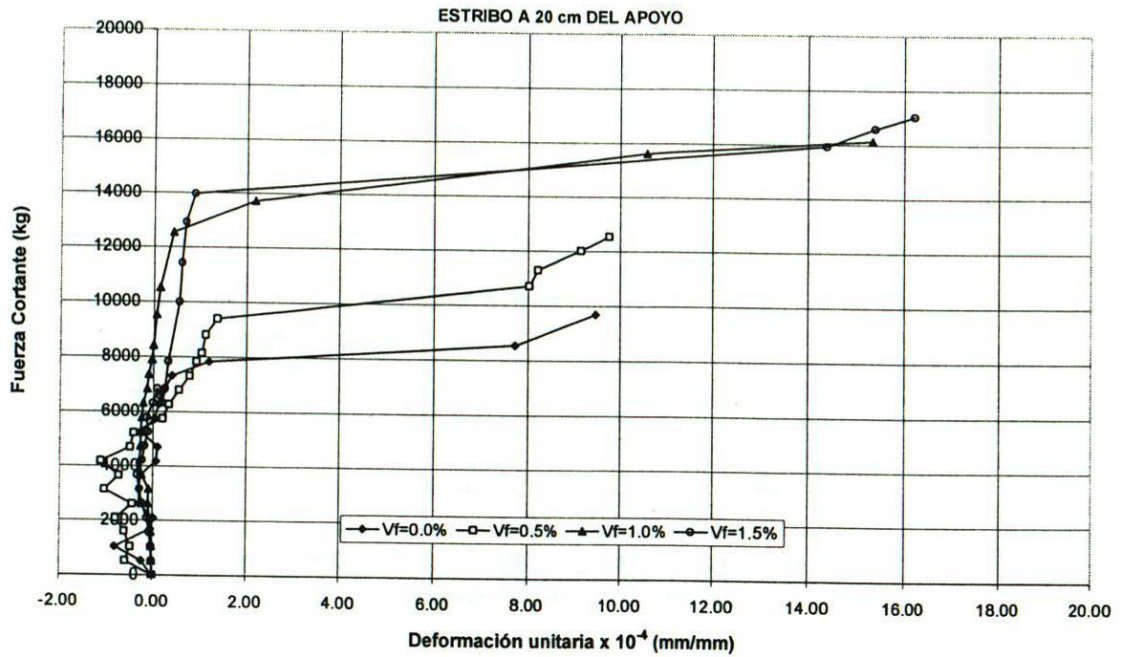


Figura 40. Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.55

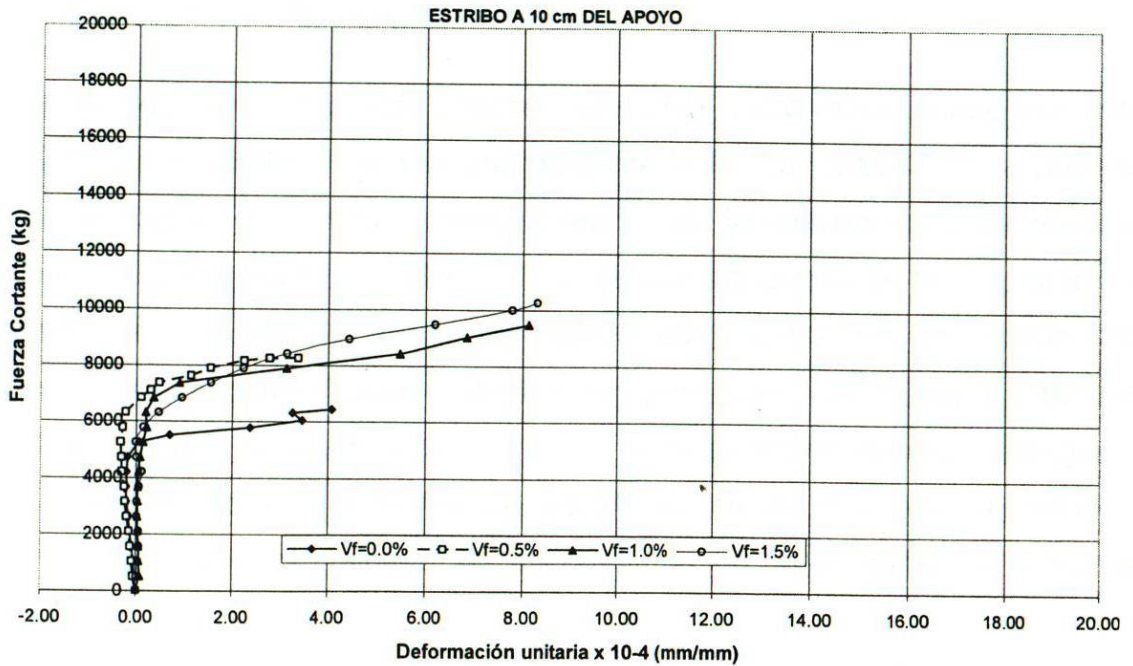


Figura 41. Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.85

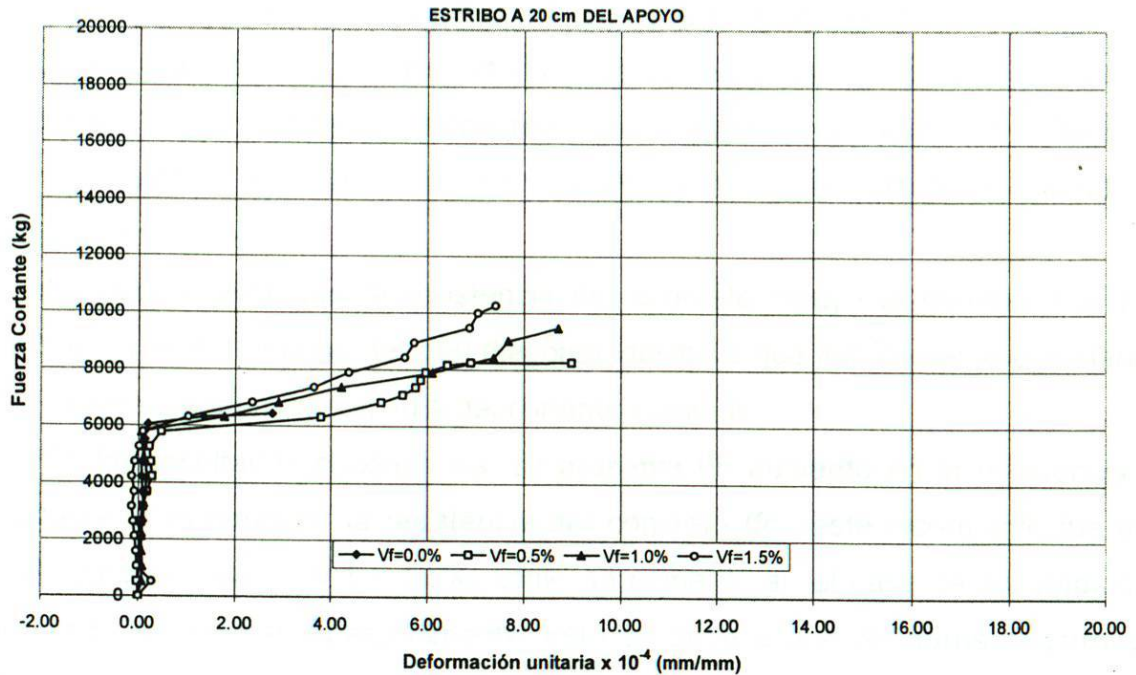


Figura 42. Deformaciones en el acero transversal para el concreto fibroreforzado con diferente fracción de volumen; relación A/C = 0.85

4.6.5 Influencia en la fuerza cortante de la relación A/C, para las diferentes fracciones de fibra utilizada.

Si las vigas no cuentan con refuerzo transversal, ni con fibra de acero en toda la matriz de concreto; a medida que aumente la fuerza cortante en la viga, se formarán grietas en la zona donde los esfuerzos de tensión son mayores a la resistencia a la tensión del concreto, lo cual causará la falla de la viga, si no se cuenta con el adecuado acero que resista estos esfuerzos de tensión. Sin embargo, el concreto simple contribuye en gran parte a resistir las fuerzas cortantes en la viga, debido a que existe un entrelazamiento entre los agregados y la pasta de cemento; además de que la acción de dovola en el refuerzo principal junto con el concreto no agrietado da un mejor apoyo a resistir el cortante.

La resistencia al cortante por parte del concreto aumenta, en la medida en que se incrementa su resistencia a la compresión; por lo tanto, entre mayor es la resistencia a la compresión del concreto, aumenta significativamente la capacidad de carga a cortante de las vigas; es decir, en la medida que disminuya en la

relación A/C, aumentará la resistencia a la compresión, así como a la tensión debido a que existe un mejor entrelazamiento entre los agregados y la matriz cementante que conforman el concreto. En la figura 43, se aprecia la influencia de la resistencia a la compresión del concreto, en la fuerza cortante de falla de las vigas ensayadas.

Se puede decir que la resistencia del concreto influye al contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal, debido a que teóricamente el cortante V_c es aproximadamente el 40% del cortante nominal.

En los resultados encontrados, se presenta un aumento en la resistencia a cortante al incrementar la resistencia del concreto (f_c), este incremento fue del 74% para el caso de $V_f = 1.5\%$; como se comentó en el caso de las vigas sin refuerzo transversal. Aparentemente, esto se debe a que las fibras desarrollan toda su resistencia por adherencia con el concreto (ver figuras 29 y 30).

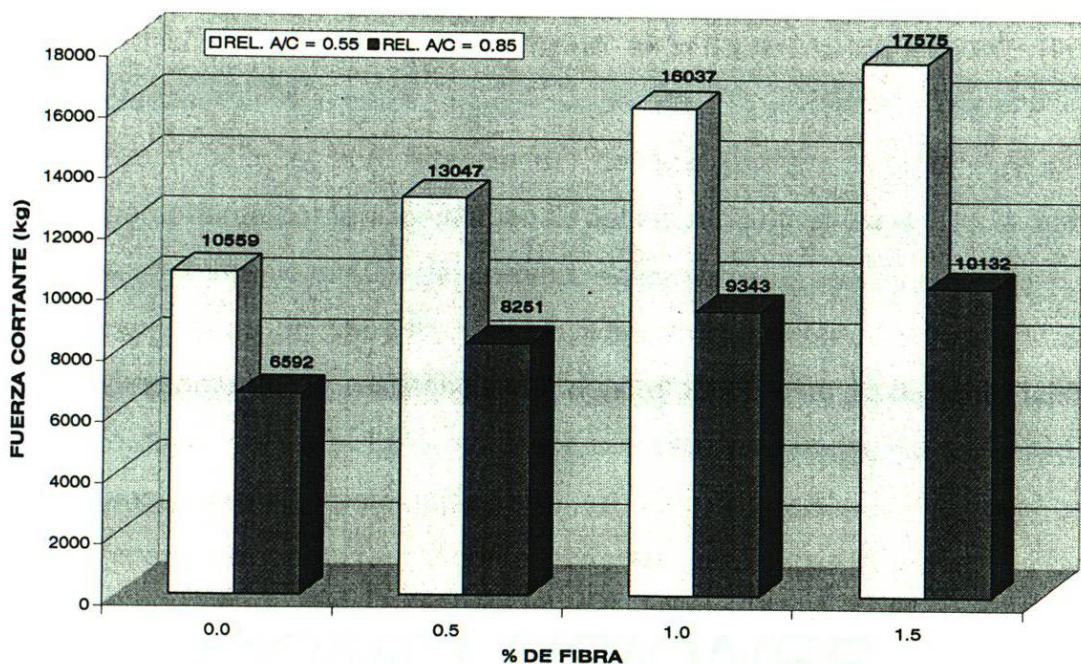


Figura 43. Efecto en la fuerza cortante de la relación A/C para las diferentes fracciones de fibra.

Los resultados encontrados indican que al bajar la relación A/C de 0.85 a 0.55 en las vigas, la fuerza cortante se incrementó hasta en un 74 %, la deflexión hasta en 78 % y la deformación unitaria en el acero longitudinal se incrementó 6 veces.

Capítulo 5

CONCLUSIONES

5. CONCLUSIONES

- 1.- Los resultados obtenidos para las vigas que carecen de acero transversal para reforzar el alma, muestran una reducción considerable de la ductilidad con respecto a las correspondientes vigas con refuerzo.
- 2.- Para las dos relaciones A/C , las vigas sin acero de refuerzo transversal presentan un comportamiento prácticamente lineal hasta que se presenta la falla de forma súbita y no presentan el comportamiento observado en la zona de descarga de las vigas con acero transversal.
- 3.- El refuerzo transversal es el que proporciona la ductilidad posterior a la fuerza cortante máxima y las fibras aportan una reducida influencia en este comportamiento; la presencia de dicho refuerzo permite llegar a alcanzar la deformación de fluencia en el acero longitudinal.
- 4.- La ausencia del acero transversal explica la falta de zonas de descarga en las curvas de la figuras 24 y 25, lo que indica un comportamiento frágil de las vigas.
- 5.- La aportación de las fibras en el incremento de la fuerza cortante de falla, con respecto a la teórica, resultó ser considerablemente mayor en las vigas con acero transversal para el caso de la relación A/C de 0.55, lo cual nos indica que a menor relación A/C resulta más efectiva la acción de las fibras trabajando en conjunto con el acero transversal.
- 6.- El múltiple agrietamiento presentado en los especímenes de prueba es propiciado por la presencia de las fibras en la matriz de concreto, que

trabajando en conjunto con el acero transversal produce un material compuesto fibroreforzado con buenas propiedades mecánicas, tales como: resistencia al cortante, ductilidad, distribución de los esfuerzos por tensión originando múltiple agrietamiento y finalmente aumentando la tenacidad.

Capítulo 6

RECOMENDACIONES

CAPÍTULO 6

RECOMENDACIONES

Con base en los resultados en este proyecto, podemos decir que es necesario desarrollar más investigación sobre el tema de resistencia al cortante por tensión diagonal del concreto reforzado con fibras de acero, a fin de reunir más elementos que permitan justificar la aplicación práctica del concreto fibroreforzado en nuestro medio.

A continuación se presentan las siguientes recomendaciones de investigación en lo referente a este proyecto:

1. Realizar estudios con un mayor número de especímenes por muestra, incluyendo un análisis estadístico, a fin de lograr mayor representatividad y confiabilidad de los resultados obtenidos (mínimo tres vigas idénticas por muestra).
2. Investigar el comportamiento de vigas de concreto reforzado con fibras de acero y refuerzo transversal, cuando formen parte de uniones con otros elementos estructurales y estén sometidas a elementos mecánicos de torsión y corte directo.
3. Estudiar el comportamiento de concreto reforzado con fibras de acero, sometido a cargas dinámicas que provoquen altos esfuerzos de cortante por tensión diagonal.
4. Estudiar el comportamiento del concreto reforzado con fibras de acero, en uniones de elementos estructurales sometidos a cargas dinámicas que provoquen altos esfuerzos de cortante por tensión diagonal.

5. Investigar el comportamiento que presentan las fibras de acero al trabajar en concretos de diferentes resistencias, por ejemplo: 150, 200, 300, 400, 500, y 600 kgf/cm².
6. Investigar la durabilidad de los concretos con fibras de acero cuando son expuestos a ambientes agresivos que generen alto grado de corrosión.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. ACI 318-05, Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios, pp. 13–14. State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete ACI Committee 544-1986.
2. ACI 318-05, Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios, pp. 40.
3. ACI 318-05; Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios, pp. 151–152.
4. ACI Committee 211 report, Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete, 1981. p. 3.
5. ACI Committee 544, Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 5, 1999, pp. 544.4R-1 – 544.4R-18.
6. ACI Committee 544, State-of-the-Art on Fiber Reinforced Concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 5, 1998, pp. 544.1R-1 – 544.1R-66.
7. Ashour S. A., Hasanain G. S., Wafa F. F., (1992), Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, March-April, pp. 176 – 184.
8. ASTM A7-55-T, Steel for Bridges and Buildings, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1955, p. 3.
9. ASTM A-820-96, Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996, p. 1 -3.
10. ASTM C-33-97, Standard Specification for Concrete Aggregates, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2001, pp. 2- 8.

11. ASTM C-39-01, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2001, pp. 1- 4.
12. ASTM C-136-84, Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1984, pp. 1-5.
13. ASTM C-143-00, Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2000, p. 1 - 3.
14. ASTM C 192-98, Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1999, p. 6.
15. ASTM C-370-88, Standard Test Method for Moisture Expansion of Fired Whiteware Products, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1999, p. 2.
16. ASTM E-8-85, Standard Methods of Tension testing of metallic materials, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, p. 130 -139.
17. Batson, G, Jenkins, E. y Spatney, R. Steel Fibers as Shear Reinforcement in Beams, ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 69, No. 10, Oct. 1972, pp 640-644.
18. Frosch R. J., Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 6, November-December, 2000, pp. 814 – 820.
19. González, C., Robles (1994), Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa, pp. 159 – 178.
20. G. Nawy, (1988), Concreto reforzado (Un enfoque básico), Prentice Hall Hispanoamericana, pp. 153-204.
21. H. Nilson, (1999), Diseño de estructuras de concreto, Mc Graw Hill, Duodécima Edición, pp.105-121.
22. J. Cowan, (1989), Diseño de estructuras de concreto, Continental, pp.188-199.

23. Khuntia M., Stojadinovic B., Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 5, September-October, 2001, pp. 648 – 656.
24. Kwak K. H., Suh J., Thomas Hsu C. T., (1991), Shear-Fatigue of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 2, March-April, pp. 155 – 160.
25. Li, V. Ward y Hamza, A., Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement, *ACI Materials Journal*, V. 89, No. 5, Sep.-Oct. 1992, pp. 499-508.
26. M. Ferguson, (1969), Fundamentos del concreto reforzado, Continental, pp. 121-133.
27. Metha, K. Monteiro, P., (1998), Concreto; estructura, propiedades y materiales, Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, pp. 197 - 286.
28. Mirsayah A. A., Banthia N., Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 5, September-October, 2002, pp. 473 – 479.
29. Naaman, A. E., Fiber Reinforcement for Concrete, *Concrete International: Design and Construction*, Vol. 7, No. 3, Mar. 1985, pp 21-25.
30. Narayanan, R., y Darwish, I. Y. S., Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 3, May-June 1987, pp 216-227.
31. Noghabai, K., Beams of Fibrous Concrete in Shear and Bending: Experiment and Model, *J. Structural Engineering*, Vol. 126, No. 2, February, 2000, pp. 243 – 251.
32. Padmarajaiah S. K., Ramaswamy A., Behavior of Fiber-Reinforced Prestressed and Reinforced High-Strength Concrete Beams Subjected to Shear, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 5, September-October, 2001, pp. 752 – 761.
33. Park, P., Paulay, T., (1990), Estructuras de concreto reforzado, Limusa Noriega, Nueva Edición, pp. 288 – 294.

34. RILEM TC 162-TDF, Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete Sigma-Epsilon-Design Method, Materials and Structures, RILEM Publications SARL, Vol. 36, No. 262, 2003, pp. 560 – 567.
35. Romualdi, J. P. y Batson, G. B., Mechanics of Crack Arrest in Concrete, *J. Eng. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 89, No. EM3, June 1963, pp.147-168).
36. Shaaban A. M., Gesund H., Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Plates, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 3, July-August, 1994, pp. 406 – 414.
37. Shah S. P., Fiber Reinforced Concrete, Concrete International, American Concrete Institute, Vol. 12, No. 3, March, 1990, pp. 81 – 82.
38. Shin S. W., Oh J. G., Ghosh S. K., (1994), Shear Behavior of Laboratory-Sized High Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers, SP-142-10, American Concrete Institute, pp. 181-200.
39. Steve H. Kosmatka y William C. Panarese, (1992), Diseño y control de mezclas de concreto, IMCYC, primera edición, pp.84-87.
40. Swamy, R. N. y Bahia, H. M., The Effectiveness of steel Fibers as Shear Reinforcement, *Concrete International*, V. 7, No. 3, Mar. 1985, pp. 35-40.
41. Swamy, R. N., Fibre Reinforcement of Cement and Concrete. *Materials and Structures, Research and Testing* (RILEM, Paris) V. 8, No. 45, May-June 1975, pp 235-254.
42. Swamy R. N., Jones R., Chiam T.P., Influence of Steel Fibers on the Shear Resistance of Lightweight Concrete I-Beams, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 1, January-February, 1993, pp. 103 – 114.
43. Swamy, R. N., y Al Ta'an, S. A., Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams made with Steel Fiber Concrete, ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 78, No. 5, Sep-Oct 1981, pp 395-405.
44. Tan K. H., Murugappan K., Paramasivam P., Shear Behavior of Fiber Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 1, January-February, 1993, pp. 3 – 11.



45. Tan K. H., Murugappan K., Paramasivam P., Steel Fibers as Shear Reinforcement in Partially Prestressed Beams, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 6, November-December, 1995, pp. 643 – 652.
46. Theodorakopoulos D. D., Swamy N., Contribution of Steel Fibers to the Strength Characteristics of Lightweight Concrete Slab-Column Connections Failing in Punching Shear, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 4, July-August, 1993, pp. 342 – 355.
47. Valle, M. y Buyukozturk, O., Behaviour of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear, ACI Materials Journal, V. 90, No. 2, Mar-Apr. 1993, pp. 122-133.
48. ZOLLO, R., (1997), Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development, *Cement and Concrete Composites* 19, pp. 102-122.

APÉNDICES

Apéndice A

***TABLAS Y GRÁFICAS
DE RESULTADOS***

VIGAS CON ESTRIBOS
ETAPA A; RELACIÓN A/C = 0.55

*COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-
DESPLAZAMIENTO VERTICAL
AL CENTRO DEL CLARO*

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-0.0-01	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
256	0.2
512	0.4
768	0.7
1152	1.0
1280	1.2
1536	1.5
1792	1.9
2048	2.2
2304	2.5
2560	2.8
2816	2.9
3072	3.3
3328	3.6
3584	4.0
3840	4.4
4096	4.7
4352	4.9
4608	5.2
4864	5.4
5120	5.7
5376	6.0
5632	6.3
5888	6.6
6144	6.9
6400	7.2
6656	7.5
6912	7.7
7168	8.2
7424	8.5
7680	8.8
7936	9.2
9000	10.7
9250	11.1
9525	11.5
9900	12.1
10050	12.6
10200	12.9
10550	13.4
10860	14.8
10700	15.9
10550	16.7
10300	19.1
9950	21.8
9050	24.6
8450	26.9

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-0.0-02	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
523	0.4
1045	0.9
1685	1.4
2090	1.9
2613	2.6
3136	3.3
3658	4.0
4181	4.7
4703	5.2
5226	5.8
5749	6.4
6271	7.1
6794	7.8
7316	8.5
7839	9.3
8550	10.4
9700	12.6
10257	14.1
9975	17.6
9400	20.9
8100	28.8

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-0.5-03	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
523	0.5
1045	0.9
1607	1.4
2090	2.1
2613	2.6
3136	3.2
3658	4.0
4181	4.7
4703	5.2
5226	5.7
5749	6.2
6271	7.0
6794	7.6
7316	8.2
7839	9.0
8845	10.3
10060	12.1
11497	14.0
13000	16.7
13522	19.1
13065	22.7
12412	27.2
10975	32.9
9537	37.7

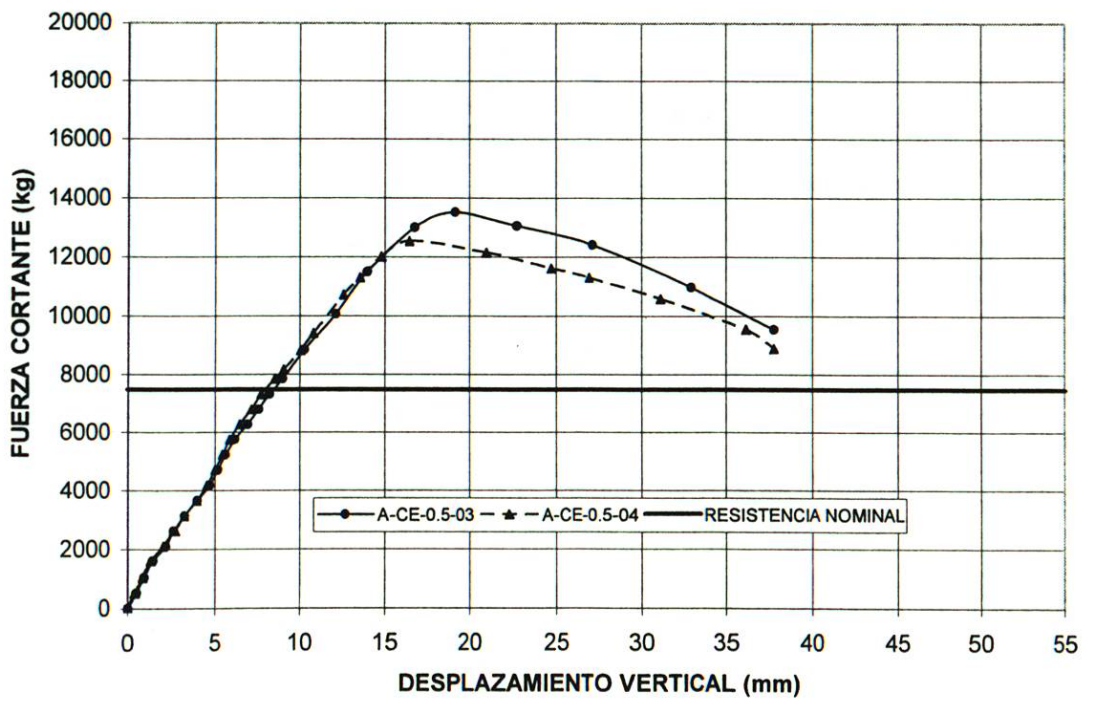
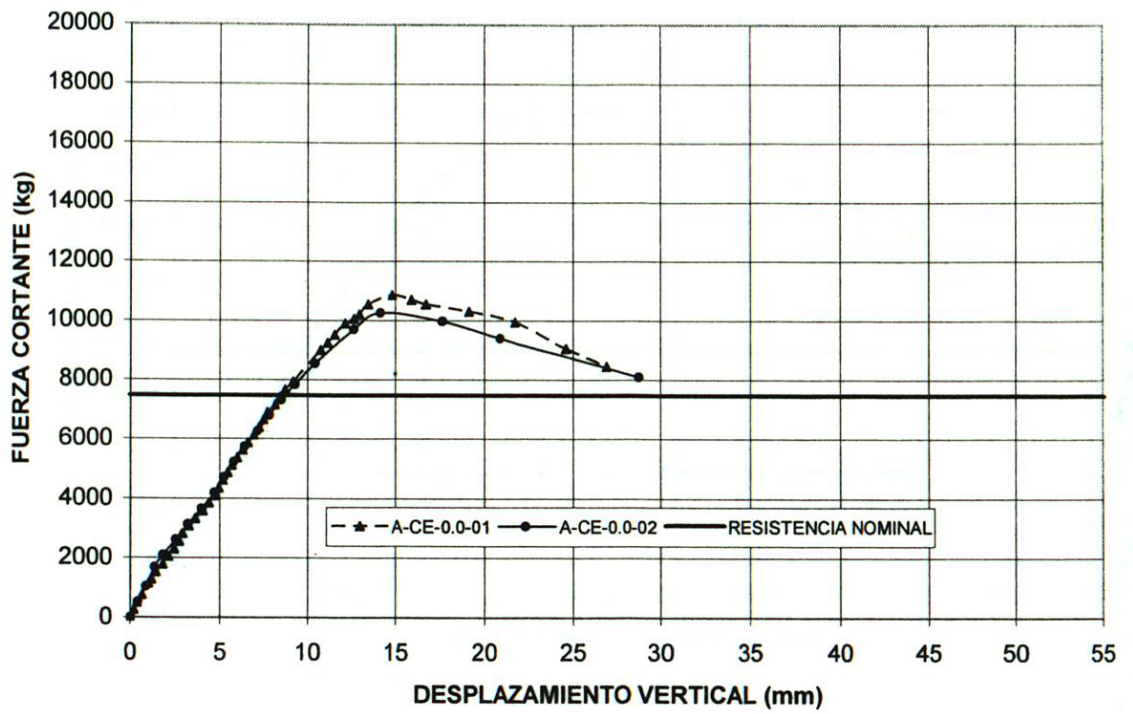
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-0.5-04	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
523	0.4
1045	0.8
1607	1.3
2090	2.0
2613	2.6
2613	2.7
3136	3.2
3658	3.9
4181	4.5
4703	5.0
5226	5.5
5749	5.9
6271	6.5
6794	7.2
7316	7.8
7839	8.6
8153	9.1
8819	10.0
9407	10.8
10713	12.6
11301	13.6
12020	14.8
12542	16.4
12150	21.0
11628	24.7
11301	27.0
10583	31.1
9537	36.1
8884	37.7

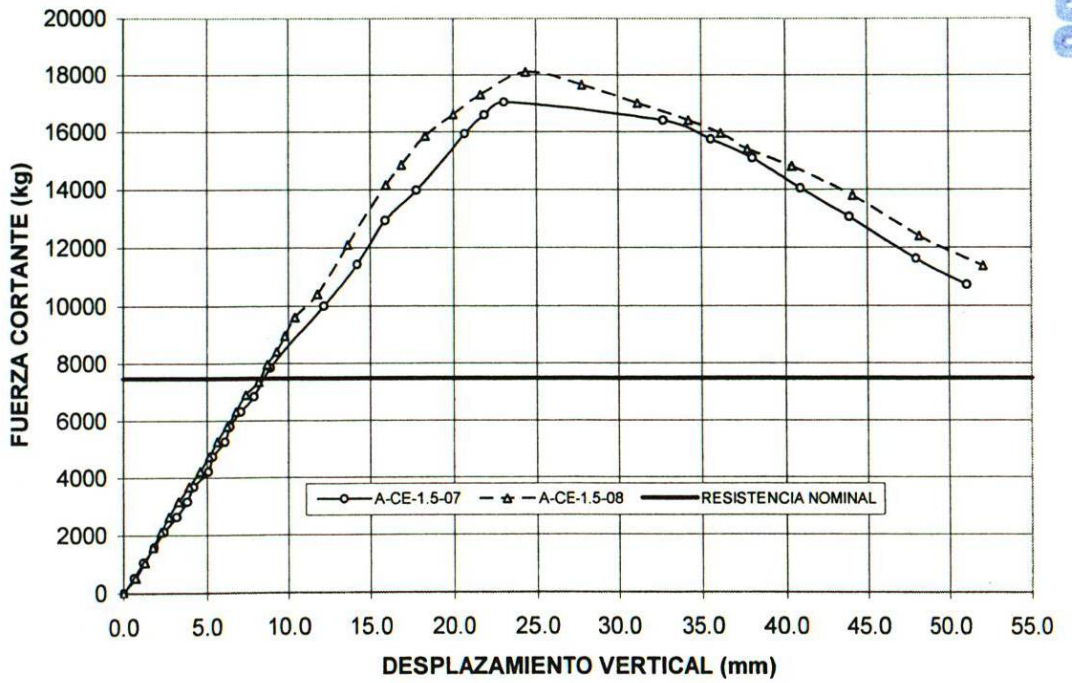
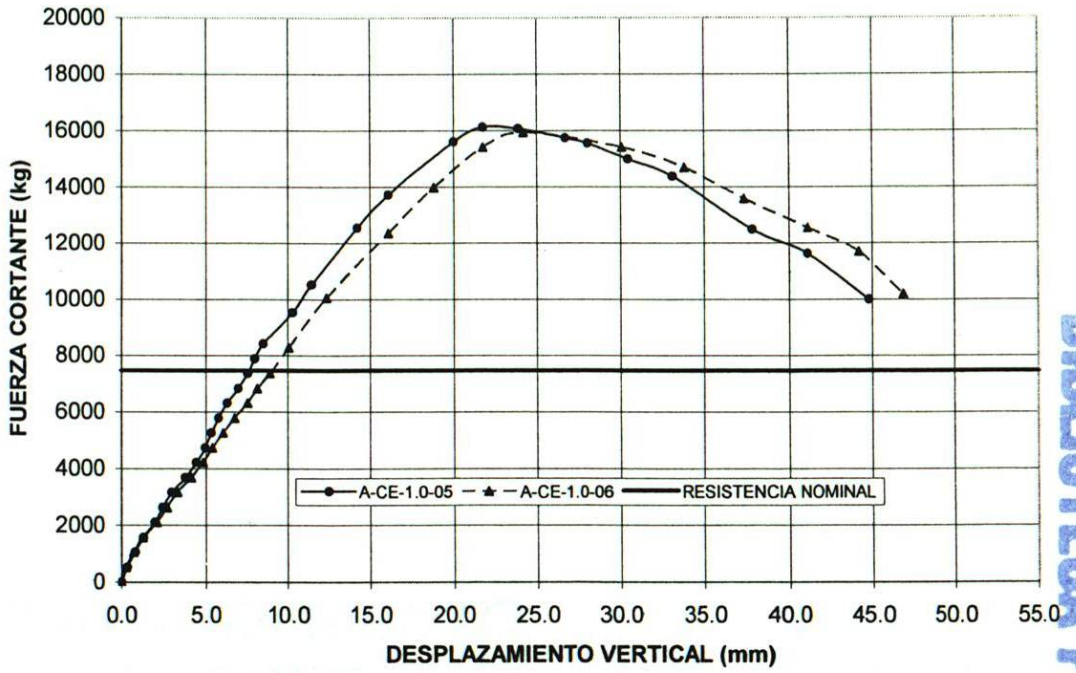
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-1.0-05	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.3
1053	0.8
1579	1.3
2105	2.0
2632	2.5
3158	3.0
3684	3.8
4211	4.4
4737	5.0
5263	5.3
5790	5.8
6316	6.3
6842	7.0
7368	7.6
7895	8.0
8421	8.5
9537	10.3
10517	11.4
12542	14.2
13718	16.1
15613	20.0
16135	21.8
16070	23.9
15743	26.7
15547	28.1
14999	30.5
14372	33.1
12490	37.9
11628	41.1
9995	44.8

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-1.0-06	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.3
1053	0.7
1579	1.3
2105	2.1
2632	2.7
3158	3.3
3684	4.1
4211	4.8
4737	5.4
5263	6.0
5790	6.8
6316	7.5
6842	8.1
7368	8.9
8296	10.1
10060	12.3
12346	16.1
13980	18.8
15417	21.8
15939	24.2
15417	30.1
14698	33.8
13588	37.4
12542	41.1
11693	44.2
10191	46.8

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-CE-1.5-07	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.6
1053	1.2
1579	1.8
2105	2.5
2632	3.2
3158	3.8
3684	4.2
4211	5.1
4737	5.4
5263	6.1
5790	6.5
6316	7.1
6842	7.9
7839	8.9
9995	12.1
11432	14.2
12934	15.9
13980	17.8
15939	20.7
16593	21.9
17050	23.1
16397	32.7
15743	35.6
15090	38.1
14045	40.9
13065	43.9
11628	47.9
10713	51.1

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPECIMEN A-OE-1.5-08	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.7
1053	1.3
1579	1.8
2105	2.3
2632	2.8
3158	3.3
3684	3.9
4211	4.6
4737	5.1
5263	5.6
5790	6.2
6316	6.8
6900	7.4
7350	8.2
7950	8.7
8400	9.3
8950	9.8
9600	10.4
10400	11.7
12100	13.6
14150	16.0
14850	16.9
15850	18.3
16600	20.0
17300	21.7
18100	24.4
17650	27.8
17000	31.2
16400	34.2
15950	36.2
15400	37.8
14800	40.4
13800	44.1
12400	48.1
11375	52.1





*COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-DEFORMACIÓN
UNITARIA EN EL REFUERZO
LONGITUDINAL*

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-0.0-01	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
256	0.000025
512	0.000048
768	0.000079
1152	0.000133
1280	0.000151
1536	0.000179
1792	0.000215
2048	0.000251
2304	0.000287
2560	0.000323
2816	0.000338
3072	0.000374
3328	0.000410
3584	0.000446
3840	0.000482
4096	0.000520
4352	0.000556
4608	0.000592
4864	0.000628
5120	0.000678
5376	0.000714
5632	0.000750
5888	0.000786
6144	0.000867
6400	0.000903
6656	0.000939
6912	0.000975
7168	0.001012
7424	0.001048
7680	0.001084
7936	0.001120
9000	0.001270
9250	0.001305
9525	0.001344
9900	0.001397
10050	0.001418
10200	0.001439
10550	0.001489
10860	0.001532

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-0.0-02	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
523	0.000021
1045	0.000040
1685	0.000122
2090	0.000161
2613	0.000228
3136	0.000287
3658	0.000354
4181	0.000415
4703	0.000471
5226	0.000538
5749	0.000606
6271	0.000673
6794	0.000757
7316	0.000824
7839	0.000876
8550	0.000968
9700	0.001115
10257	0.001187

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-0.5-03	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
523	0.000025
1045	0.000051
1607	0.000108
2090	0.000185
2613	0.000239
3136	0.000323
3658	0.000407
4181	0.000490
4703	0.000574
5226	0.000599
5749	0.000683
6271	0.000767
6794	0.000850
7316	0.000934
7839	0.001018
8845	0.001179
10060	0.001374
11497	0.001604
13000	0.001899
13522	0.004192

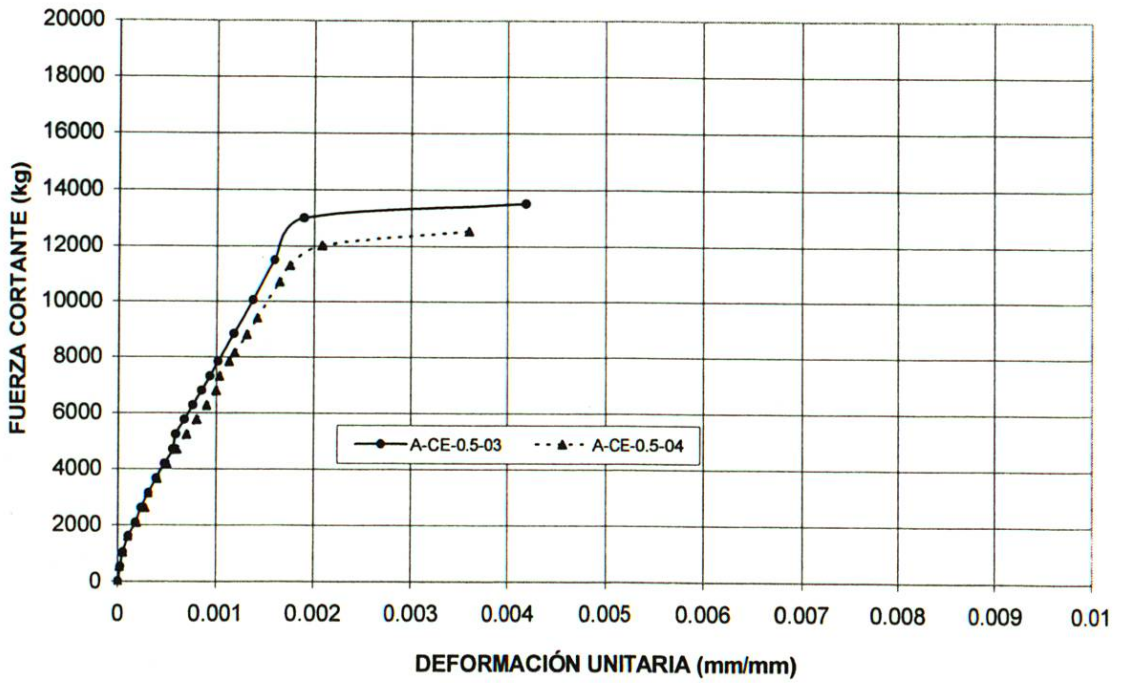
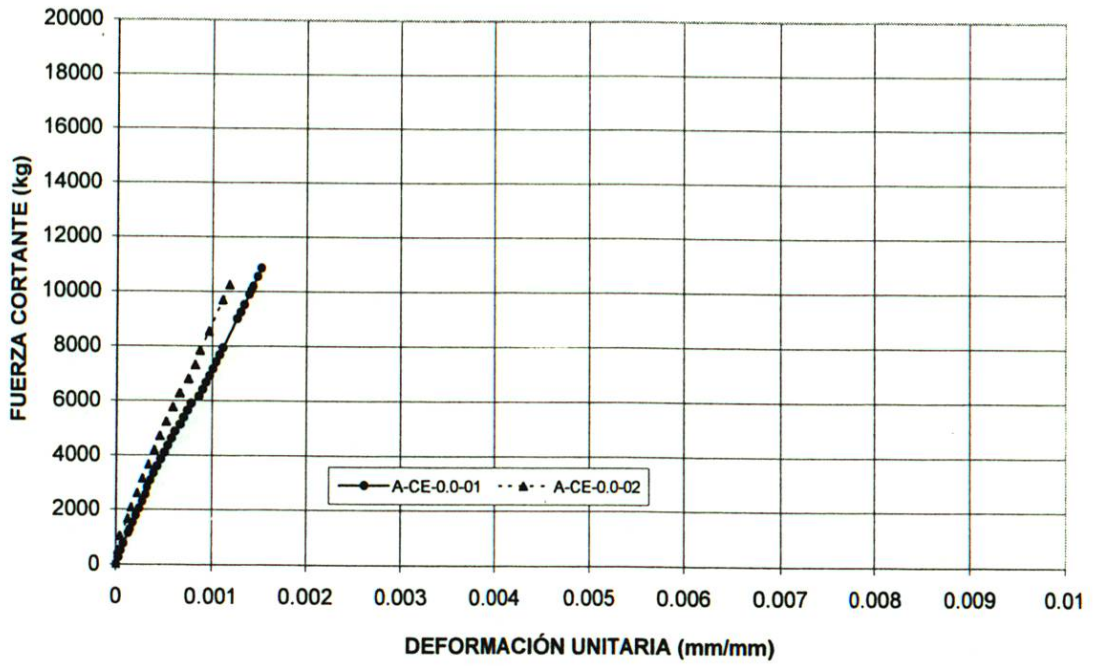
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-0.5-04	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
523	0.000020
1045	0.000052
1607	0.000105
2090	0.000194
2613	0.000290
2613	0.000290
3136	0.000321
3658	0.000417
4181	0.000513
4703	0.000609
5226	0.000705
5749	0.000801
6271	0.000901
6794	0.000997
7316	0.001033
7839	0.001129
8153	0.001187
8819	0.001309
9407	0.001417
10713	0.001657
11301	0.001765
12020	0.002075
12542	0.003589

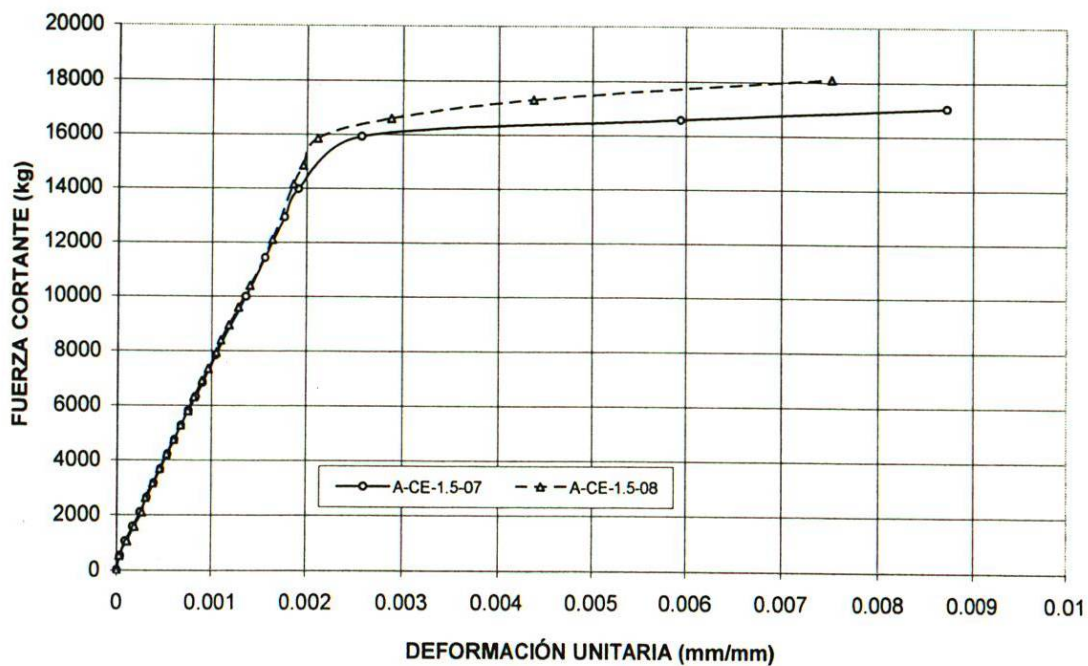
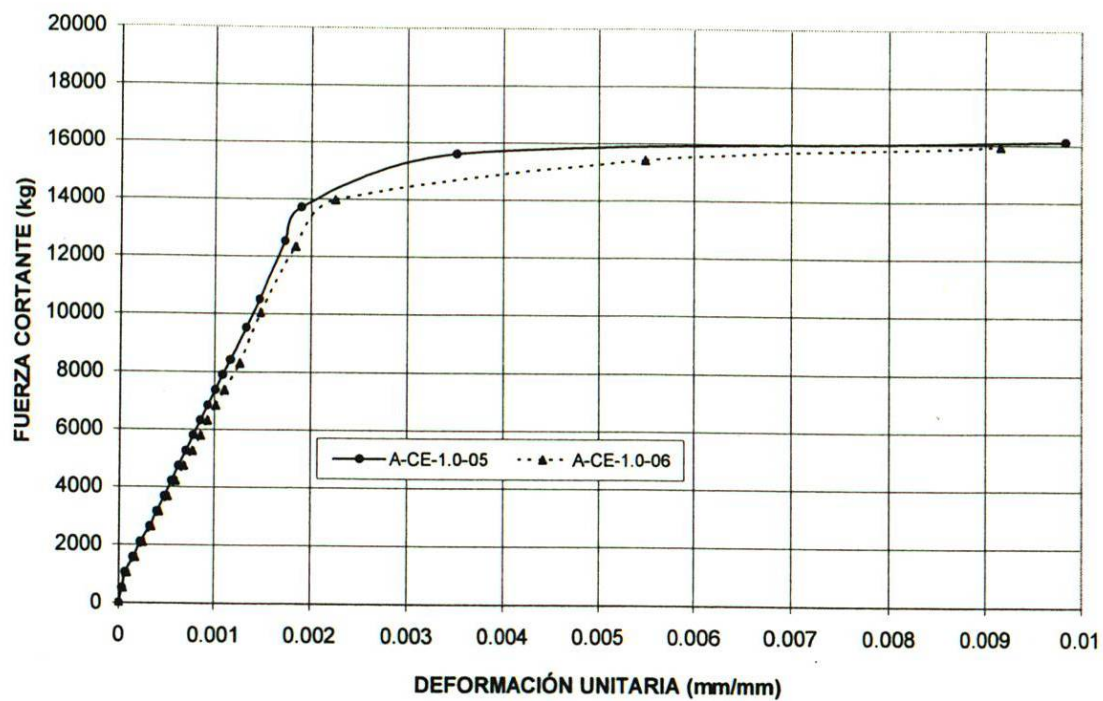
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-1.0-05	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000034
1053	0.000067
1579	0.000142
2105	0.000218
2632	0.000319
3158	0.000394
3684	0.000476
4211	0.000551
4737	0.000627
5263	0.000702
5790	0.000778
6316	0.000853
6842	0.000929
7368	0.001009
7895	0.001084
8421	0.001160
9537	0.001320
10517	0.001460
12542	0.001733
13718	0.001902
15613	0.003512
16135	0.009836

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-1.0-06	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000040
1053	0.000077
1579	0.000163
2105	0.000249
2632	0.000334
3158	0.000420
3684	0.000512
4211	0.000598
4737	0.000684
5263	0.000769
5790	0.000855
6316	0.000929
6842	0.001015
7368	0.001101
8296	0.001252
10060	0.001471
12346	0.001844
13980	0.002251
15417	0.005500
15939	0.009164

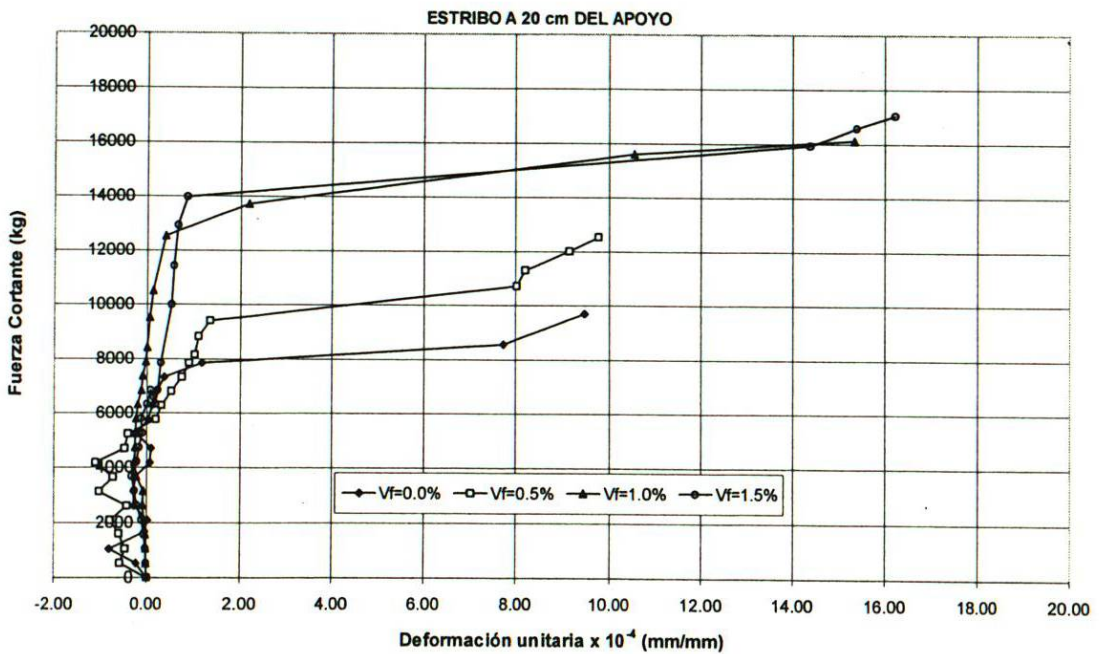
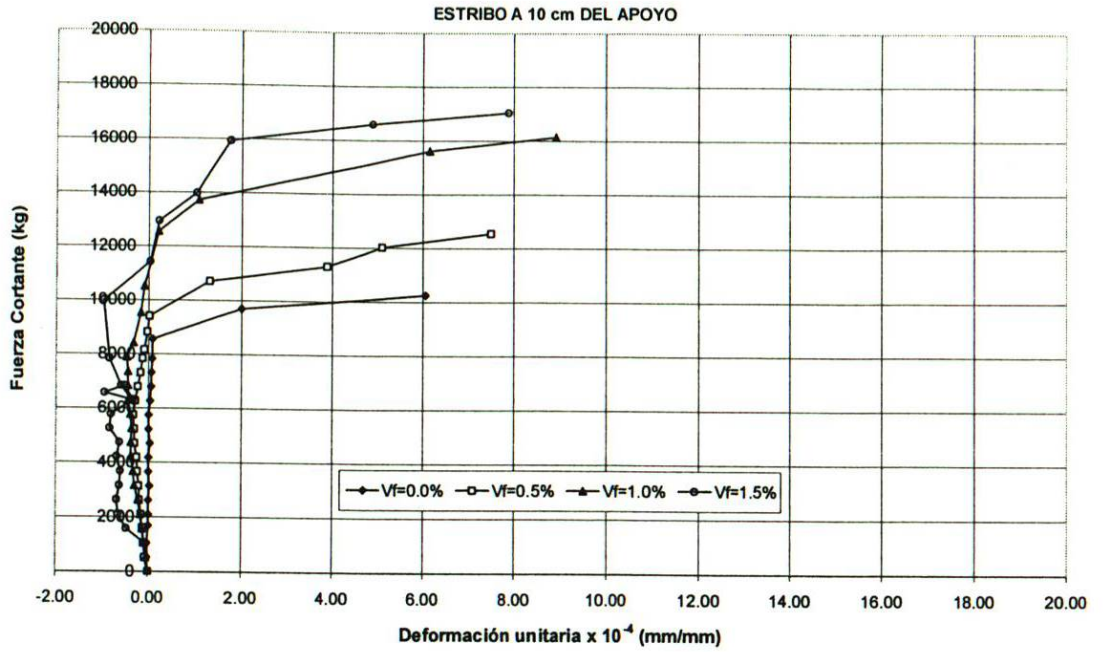
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-1.5-07	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000034
1053	0.000087
1579	0.000161
2105	0.000236
2632	0.000310
3158	0.000384
3650	0.000454
4211	0.000533
4737	0.000607
5263	0.000682
5790	0.000756
6316	0.000830
6842	0.000905
7839	0.001045
9995	0.001350
11432	0.001553
12934	0.001765
13980	0.001912
15939	0.002563
16593	0.005945
17050	0.00872

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-CE-1.5-08	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000025
1053	0.000101
1579	0.000178
2105	0.000254
2632	0.000295
3158	0.000371
3684	0.000448
4211	0.000524
4737	0.000600
5263	0.000677
5790	0.000753
6316	0.000811
6900	0.000896
7350	0.000961
7950	0.001048
8400	0.001099
8950	0.001179
9600	0.001273
10400	0.001389
12100	0.001630
14150	0.001862
14850	0.001964
15850	0.002109
16600	0.002872
17300	0.004382
18100	0.007511





*COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-DEFORMACIÓN
UNITARIA EN EL REFUERZO
TRANSVERSAL*



VIGAS CON ESTRIBOS
ETAPA B; RELACIÓN A/C = 0.85



***COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-
DESPLAZAMIENTO VERTICAL
AL CENTRO DEL CLARO***

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.0-01	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
395	0.4
753	0.7
1105	1.0
1443	1.4
1955	1.9
2412	2.3
2755	2.7
3110	3.1
3513	3.5
3944	4.1
4655	4.9
5748	6.7
5990	7.3
6350	8.1
6684	9.6
6590	10.7
6441	11.6
6284	12.4
5987	13.7
5524	15.0
4944	16.5
4454	17.8
3895	19.4

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.0-02	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.4
1118	0.7
1579	1.0
2105	1.4
2632	1.9
3158	2.3
3684	2.7
4211	3.1
4737	3.5
5263	4.1
5526	4.9
5790	6.7
6053	7.3
6316	8.1
6447	9.6
6500	10.7
6288	11.6
5982	12.4
5830	13.7
4211	15.0
3553	16.5

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.5-03	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.7
1053	1.3
1579	1.8
2105	2.4
2632	3.0
2632	3.1
3158	3.6
3684	4.3
4211	5.0
4737	5.7
5263	6.4
5790	7.0
6316	7.8
6842	8.7
7105	9.1
7368	9.5
7632	10.1
7895	10.5
8158	11.3
8243	11.8
8265	12.5
8245	13.4
8007	14.5
8010	14.6
7785	15.2
7258	17.4

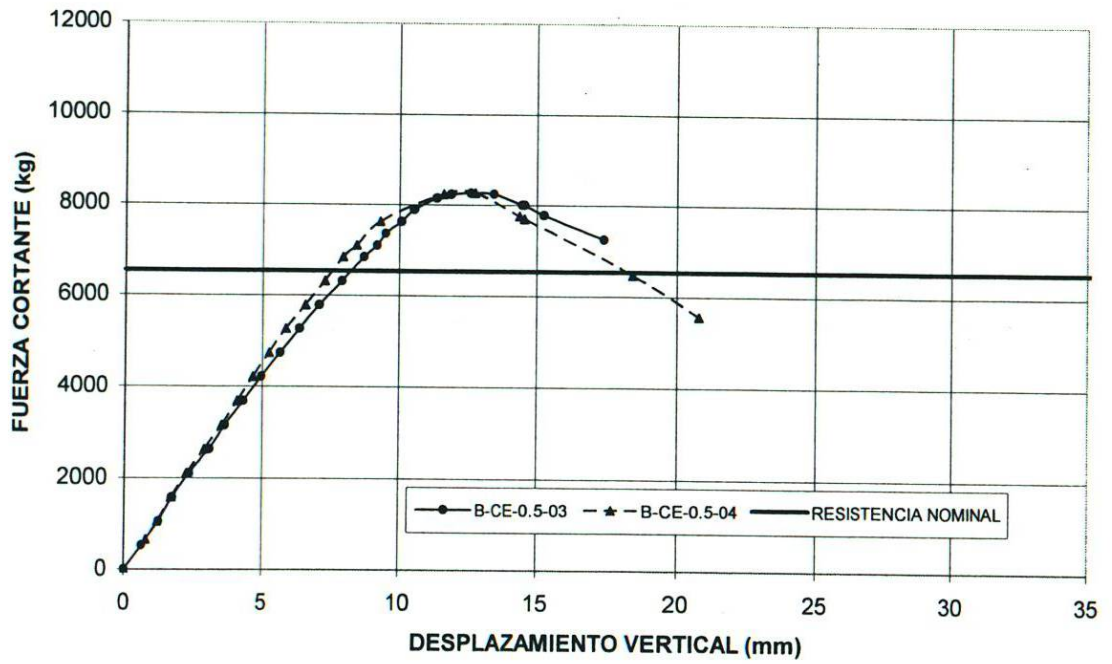
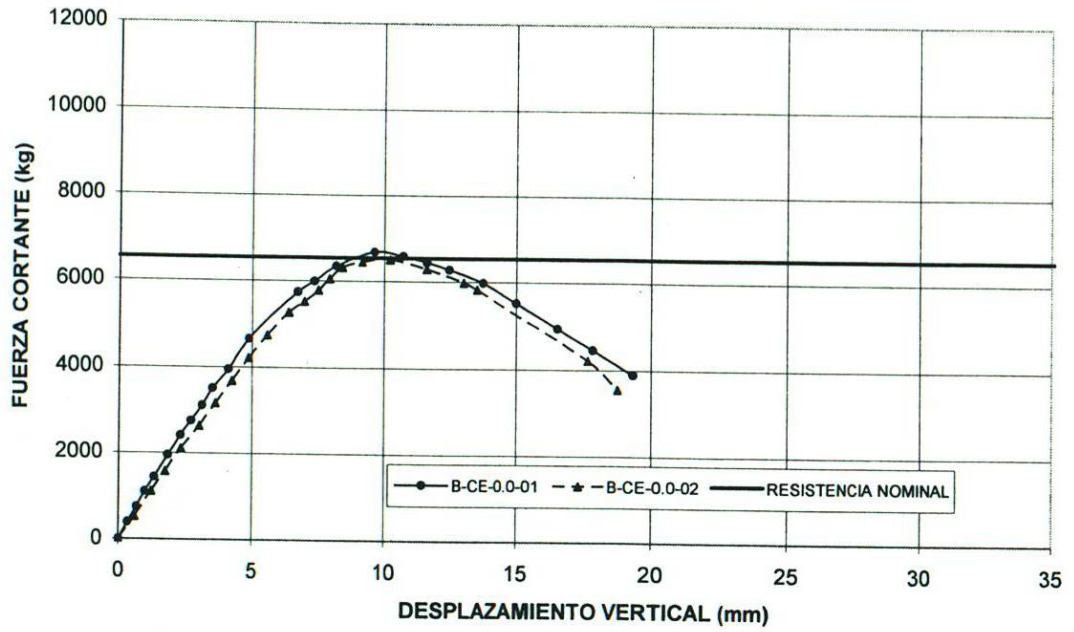
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.5-04	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
658	0.8
1053	1.2
1579	1.8
2105	2.3
2632	2.9
3158	3.5
3684	4.1
4211	4.6
4737	5.3
5263	5.9
5790	6.6
6316	7.2
6842	7.9
7105	8.4
7632	9.3
8238	11.6
8262	12.7
7764	14.4
7705	14.6
6466	18.5
5565	20.8

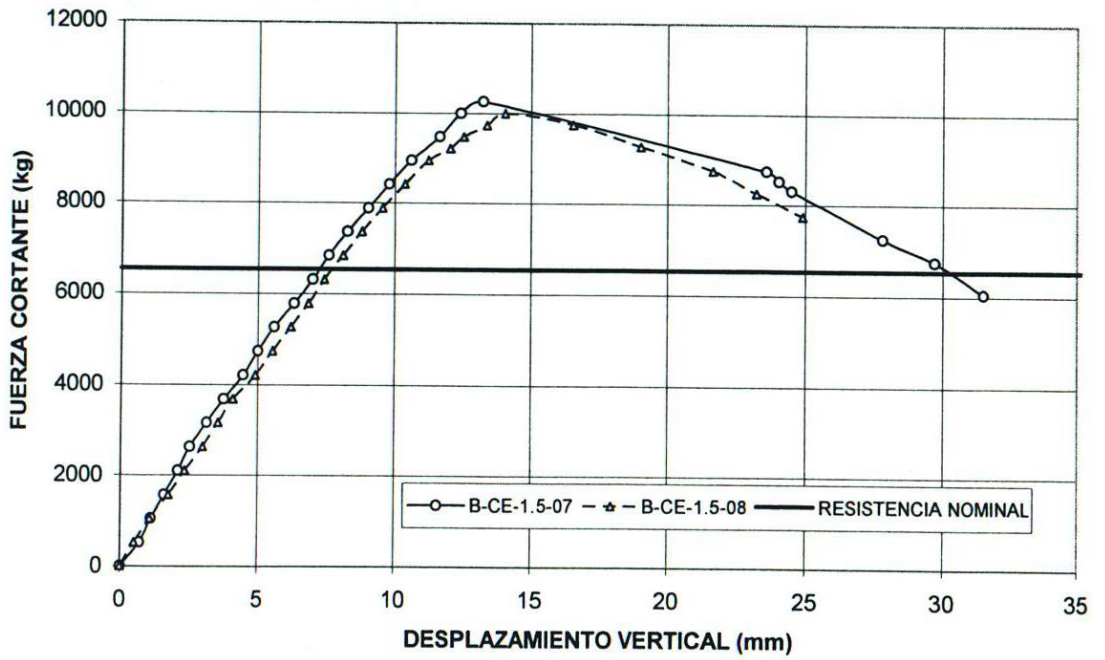
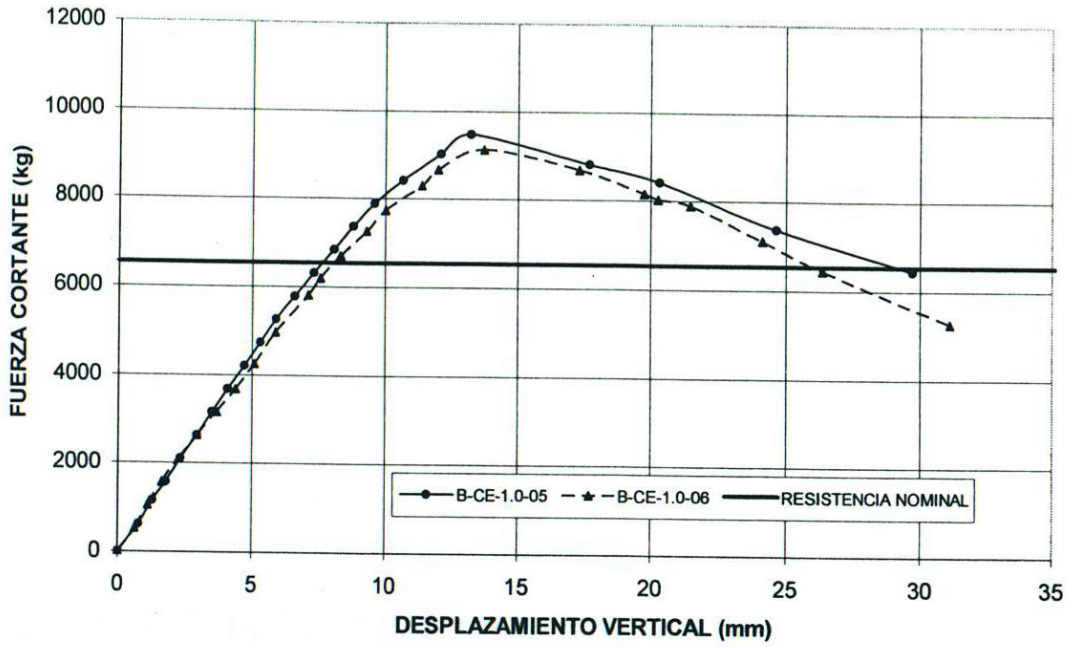
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.0-05	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
618	0.8
1163	1.3
1579	1.8
2105	2.4
2632	3.0
3158	3.5
3684	4.1
4211	4.7
4737	5.3
5263	5.9
5790	6.6
6316	7.3
6842	8.1
7368	8.8
7895	9.6
8421	10.7
9028	12.1
9474	13.2
8815	17.7
8421	20.3
7368	24.6
6447	29.7

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.0-06	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.6
1053	1.1
1579	1.7
2105	2.3
2632	3.0
3158	3.7
3684	4.4
4256	5.1
4968	5.9
5813	7.1
6193	7.6
6699	8.3
7260	9.3
7741	10.0
8301	11.4
8664	12.0
9129	13.7
8684	17.3
8157	19.8
8026	20.3
7895	21.5
7105	24.1
6447	26.3
5263	31.1

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.5-07	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.7
1053	1.1
1579	1.6
2105	2.1
2632	2.6
3158	3.2
3684	3.8
4211	4.4
4737	5.0
5263	5.6
5790	6.4
6316	7.0
6842	7.6
7368	8.3
7895	9.0
8421	9.8
8947	10.6
9474	11.6
10000	12.4
10263	13.2
8745	23.6
8521	24.0
8312	24.5
7256	27.8
6750	29.7
6053	31.5

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.5-08	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.5
1053	1.1
1579	1.8
2105	2.4
2632	3.0
3158	3.6
3684	4.1
4211	4.9
4737	5.6
5263	6.2
5790	6.9
6316	7.4
6842	8.1
7368	8.8
7895	9.5
8421	10.4
8947	11.2
9211	12.0
9474	12.5
9737	13.3
10000	14.0
9750	16.5
9269	19.1
8746	21.6
8253	23.2
7748	24.9





***COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-DEFORMACIÓN
UNITARIA EN EL REFUERZO
LONGITUDINAL***

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.0-01	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
395	0.000040
753	0.000099
1105	0.000201
1443	0.000305
1955	0.000449
2412	0.000605
2755	0.000710
3110	0.000812
3513	0.000897
3944	0.001038
4655	0.001253
5748	0.001568
5990	0.001634
6350	0.001702
6684	0.001755

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.0-02	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000035
1118	0.000088
1579	0.000184
2105	0.000318
2632	0.000449
3158	0.000573
3684	0.000695
4211	0.000816
4737	0.000948
5263	0.001067
5526	0.001133
5790	0.001198
6053	0.001264
6316	0.001326
6447	0.001357

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.5-03	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000057
1053	0.000098
1579	0.000256
2105	0.000409
2632	0.000578
2632	0.000591
3158	0.000710
3684	0.000811
4211	0.000926
4737	0.001043
5263	0.001170
5790	0.001276
6316	0.001420
6842	0.001521
7105	0.001534
7368	0.001625
7632	0.001683
7895	0.001751
8158	0.001820
8243	0.001866
8265	0.002215

BIBLIOTECA POSGRADO

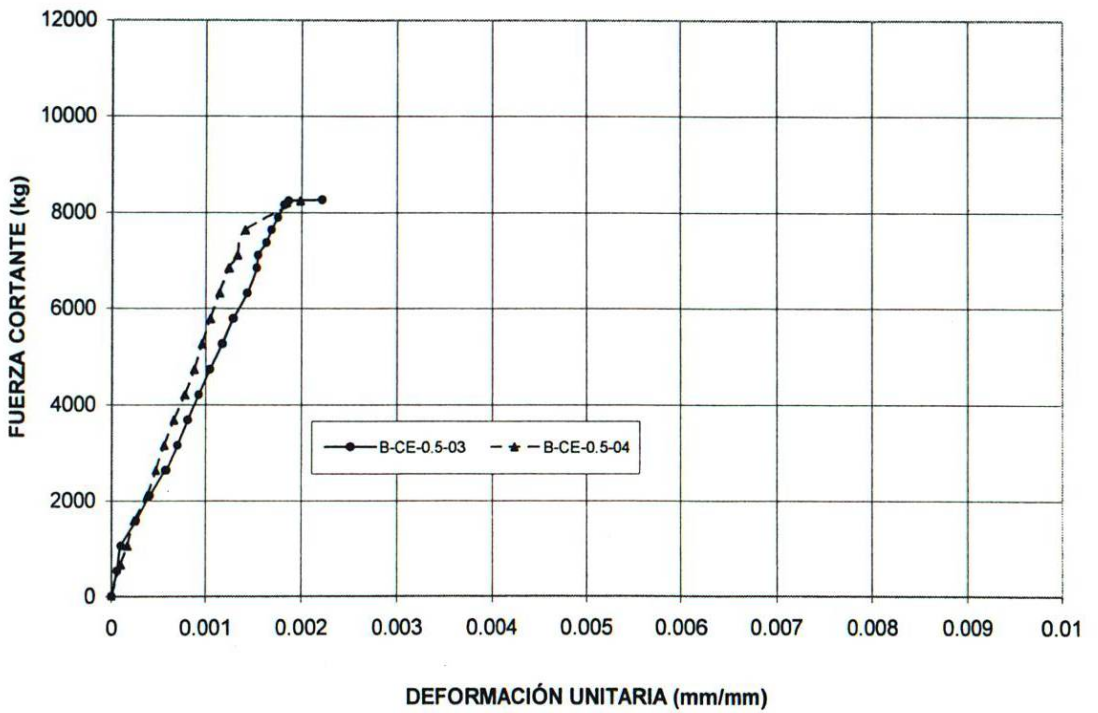
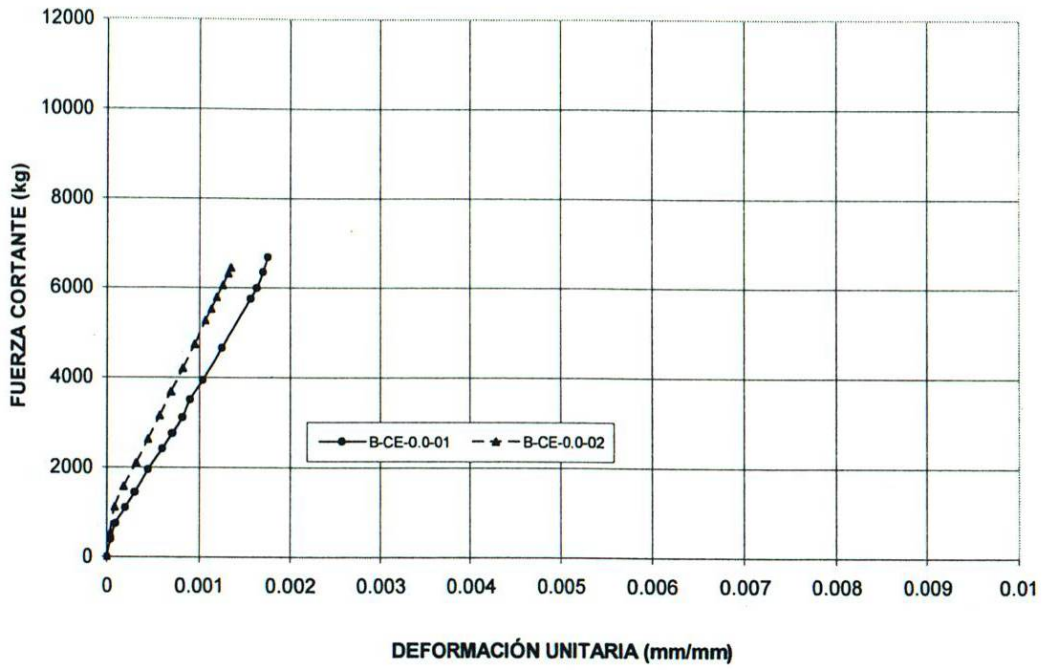
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-0.5-04	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
658	0.000095
1053	0.000164
1579	0.000235
2105	0.000378
2632	0.000475
3158	0.000565
3684	0.000669
4211	0.000781
4737	0.000878
5263	0.000958
5790	0.001045
6316	0.001142
6842	0.001232
7105	0.001319
7632	0.001399
8238	0.001987

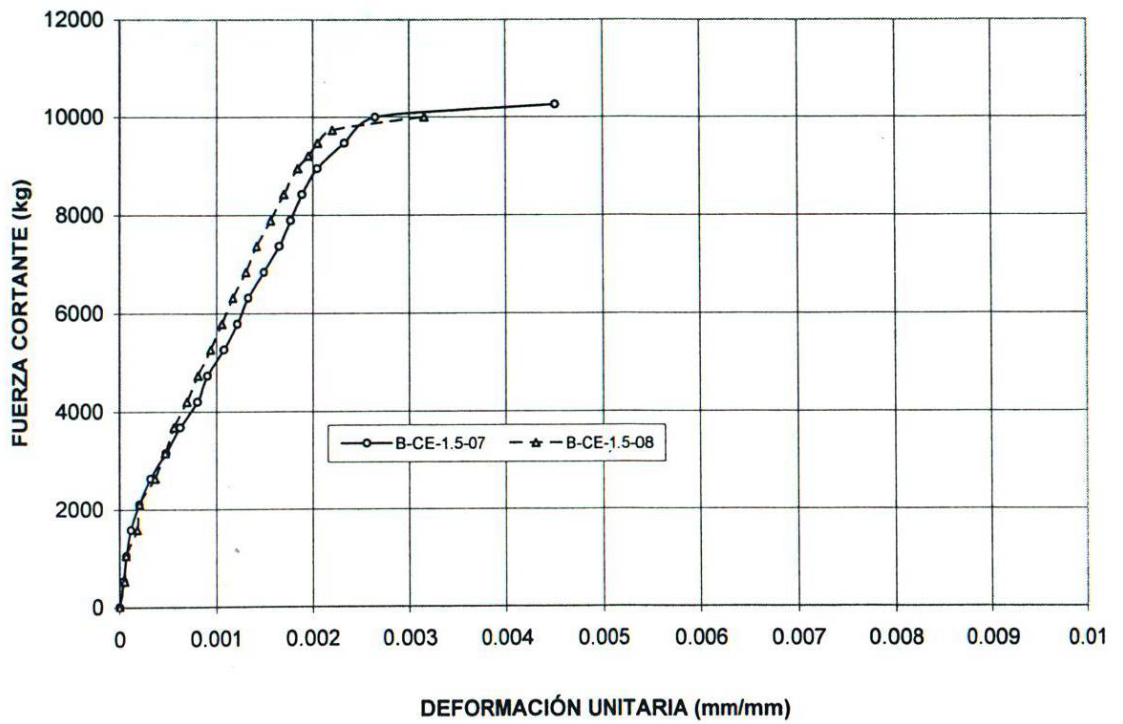
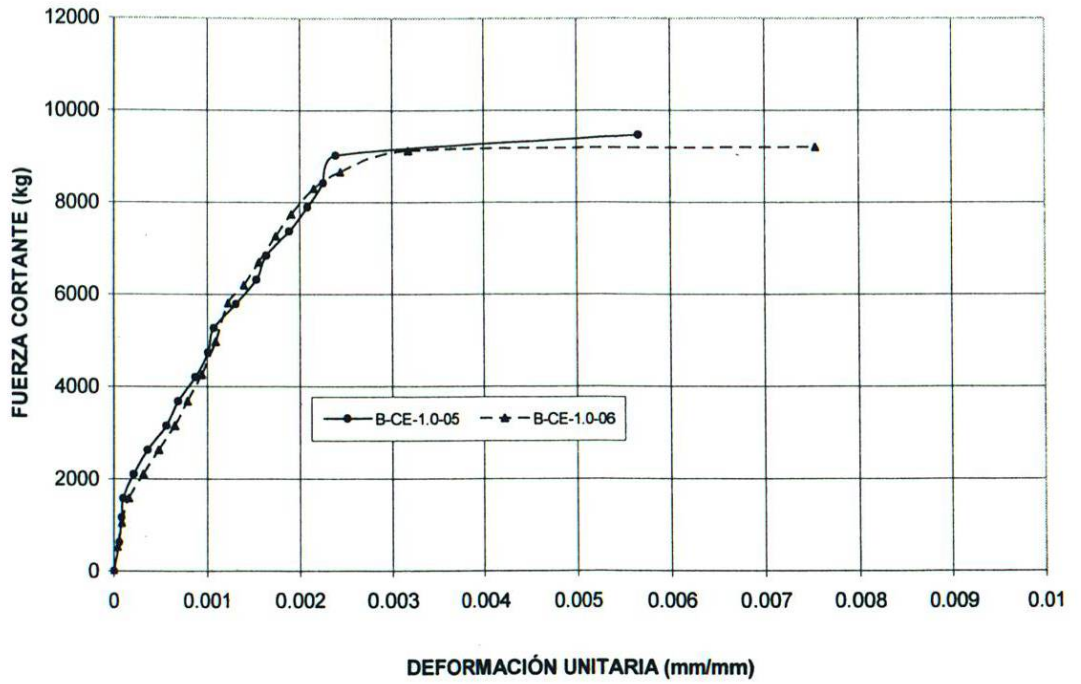
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.0-05	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
618	0.000063
1163	0.000086
1579	0.000104
2105	0.000217
2632	0.000365
3158	0.000558
3684	0.000682
4211	0.000869
4737	0.001006
5263	0.001072
5790	0.001322
6316	0.001546
6842	0.001650
7368	0.001888
7895	0.002083
8421	0.002254
9028	0.002389
9474	0.005662

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.0-06	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000045
1053	0.000091
1579	0.000165
2105	0.000318
2632	0.000480
3158	0.000645
3684	0.000782
4256	0.000937
4968	0.001090
5813	0.001231
6193	0.001410
6699	0.001569
7260	0.001749
7741	0.001910
8301	0.002150
8664	0.002442
9129	0.00317
9211	0.00754

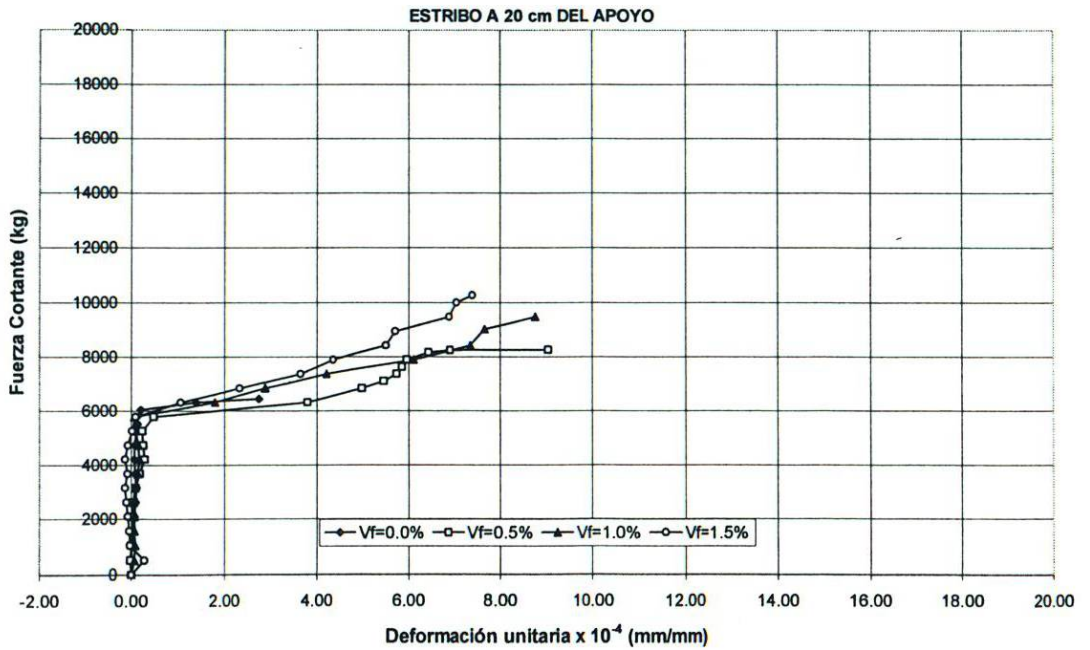
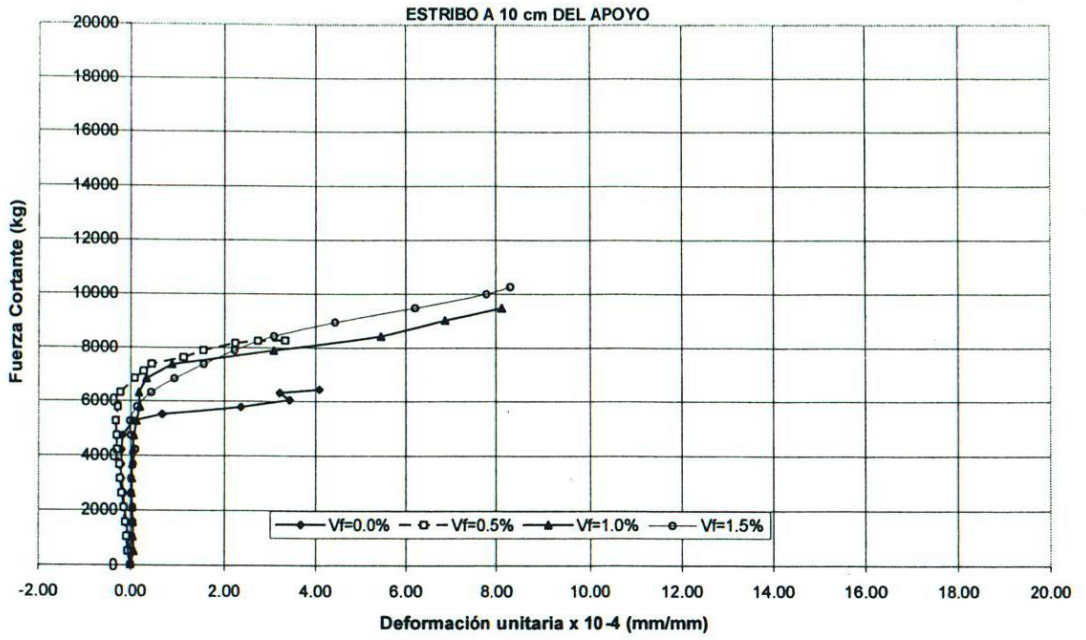
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.5-07	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000041
1053	0.000070
1579	0.000118
2105	0.000210
2632	0.000331
3158	0.000490
3684	0.000634
4211	0.000806
4737	0.000905
5263	0.001078
5790	0.001217
6316	0.001332
6842	0.001502
7368	0.001665
7895	0.001778
8421	0.001892
8947	0.002044
9474	0.002322
10000	0.002648
10263	0.004502

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-CE-1.5-08	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000050
1053	0.000068
1579	0.000187
2105	0.000214
2632	0.000377
3158	0.000483
3684	0.000571
4211	0.000700
4737	0.000808
5263	0.000939
5790	0.001054
6316	0.001170
6842	0.001304
7368	0.001424
7895	0.001576
8421	0.001708
8947	0.001850
9211	0.001955
9474	0.002049
9737	0.002197
10000	0.003147





***COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-DEFORMACIÓN
UNITARIA EN EL REFUERZO
TRANSVERSAL***



VIGAS SIN ESTRIBOS
ETAPA A; RELACIÓN A/C = 0.55

***COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-
DESPLAZAMIENTO VERTICAL
AL CENTRO DEL CLARO***

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-0.0-09	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.4
1053	0.9
1579	1.5
2105	2.2
2632	2.7
3158	3.6
3684	4.3
4211	4.9
4737	5.7
5263	6.5
5790	7.4

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-0.0-10	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.5
1053	0.9
1579	1.4
2105	2.0
2632	2.6
3158	3.1
3684	3.6
4211	4.1
4737	4.6
5263	5.2
5329	5.3

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-0.5-11	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.3
1053	0.7
1579	1.1
2105	1.8
2632	2.5
3158	3.1
3684	3.8
4211	4.5
4737	5.1
5263	5.6
5790	6.2
6316	7.4
6842	8.4
6974	8.6

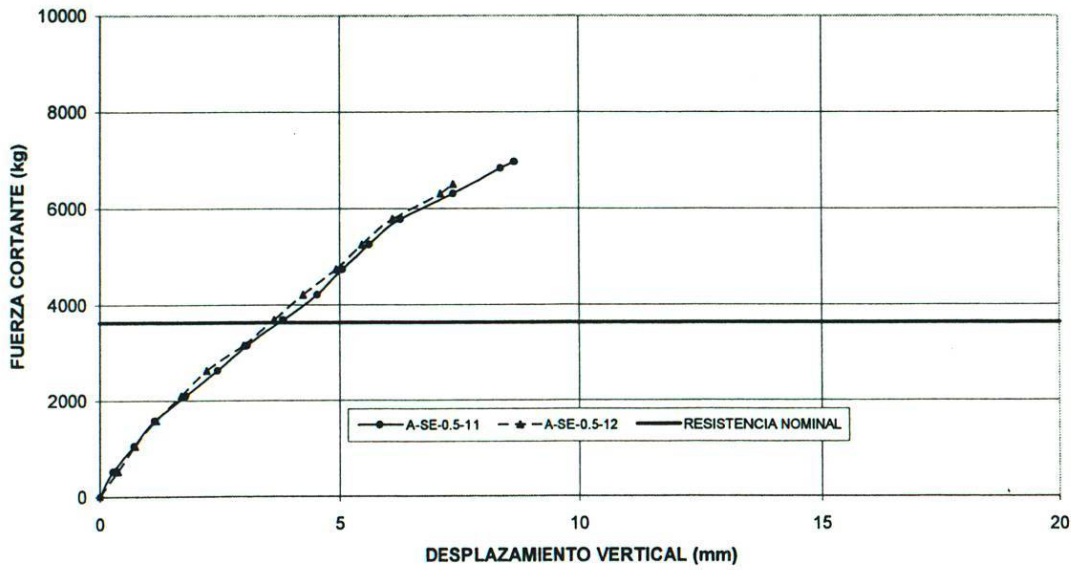
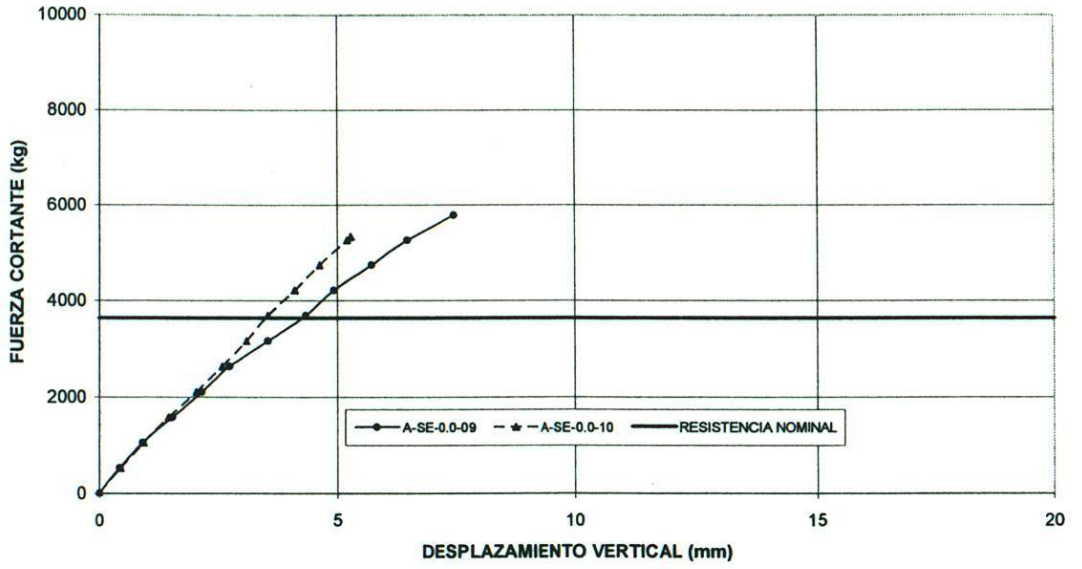
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-0.5-12	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.7
1053	1.3
1579	1.9
2105	2.4
2632	3.1
3158	3.8
3684	4.4
4211	5.0
4737	5.4
5263	5.9
5790	6.4
6316	6.9
6513	7.4

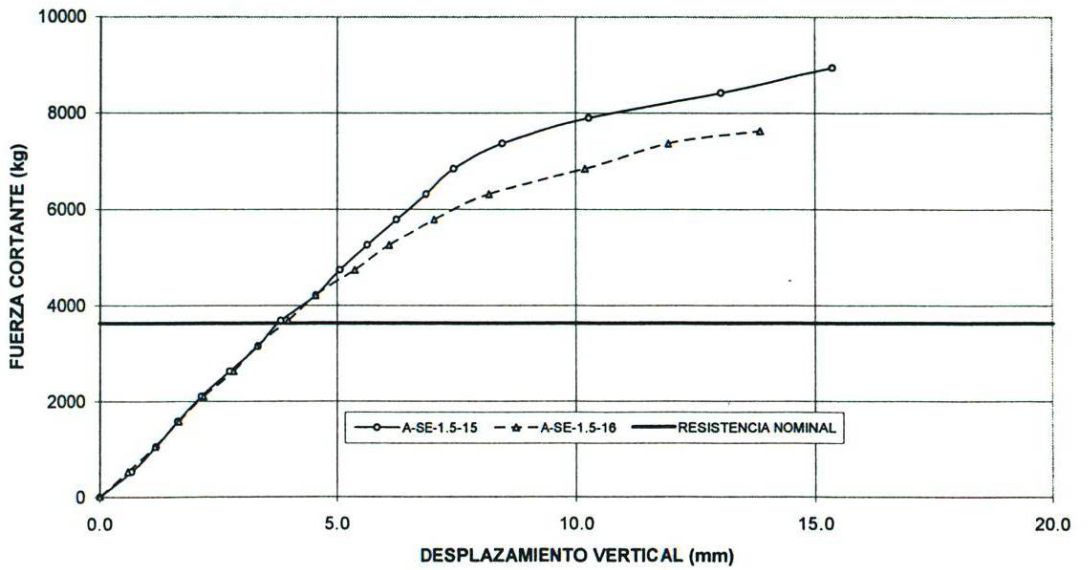
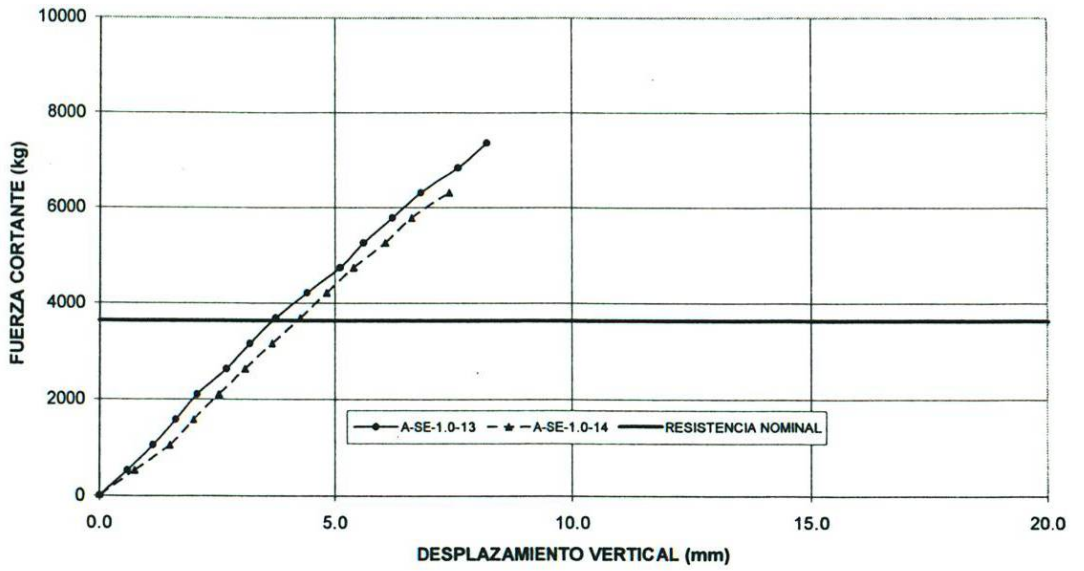
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN ESPÉCIMEN A-SE-1.0-13	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.6
1053	1.1
1579	1.6
2105	2.1
2632	2.7
3158	3.1
3684	3.7
4211	4.4
4737	5.1
5263	5.6
5790	6.2
6316	6.8
6842	7.6
7368	8.2

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN ESPÉCIMEN A-SE-1.0-14	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.7
1053	1.2
1579	1.8
2105	2.3
2632	3.0
3158	3.5
3684	4.2
4211	4.8
4737	5.5
5263	6.0
5790	6.9
6316	7.8
6813	8.8

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN ESPÉCIMEN A-SE-1.5-15	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.6
1053	1.1
1579	1.6
2105	2.1
2632	2.7
3158	3.3
3684	3.8
4211	4.5
4737	5.1
5263	5.6
5790	6.2
6316	6.9
6842	7.4
7368	8.4
7895	10.3
8421	13.0
8947	15.3

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN ESPÉCIMEN A-SE-1.5-16	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.6
1053	1.1
1579	1.6
2105	2.2
2632	2.8
3158	3.3
3684	3.9
4211	4.5
4737	5.4
5263	6.1
5790	7.0
6316	8.2
6842	10.2
7368	11.9
7632	13.8





*COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-DEFORMACIÓN
UNITARIA EN EL REFUERZO
LONGITUDINAL*

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-0.0-09	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000045
1053	0.000096
1579	0.000181
2105	0.000256
2632	0.000330
3158	0.000425
3684	0.000510
4211	0.000578
4737	0.000659
5263	0.000740
5790	0.000890

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-0.0-10	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000055
1053	0.000113
1579	0.000208
2105	0.000303
2632	0.000398
3158	0.000493
3684	0.000588
4211	0.000683
4737	0.000778
5263	0.000873
5329	0.000902

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN ESPÉCIMEN A-SE-0.5-11	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000040
1053	0.000078
1579	0.000108
2105	0.000144
2632	0.000180
3158	0.000286
3684	0.000391
4211	0.000497
4737	0.000603
5263	0.000709
5790	0.000814
6316	0.000920
6842	0.001026
6974	0.001052

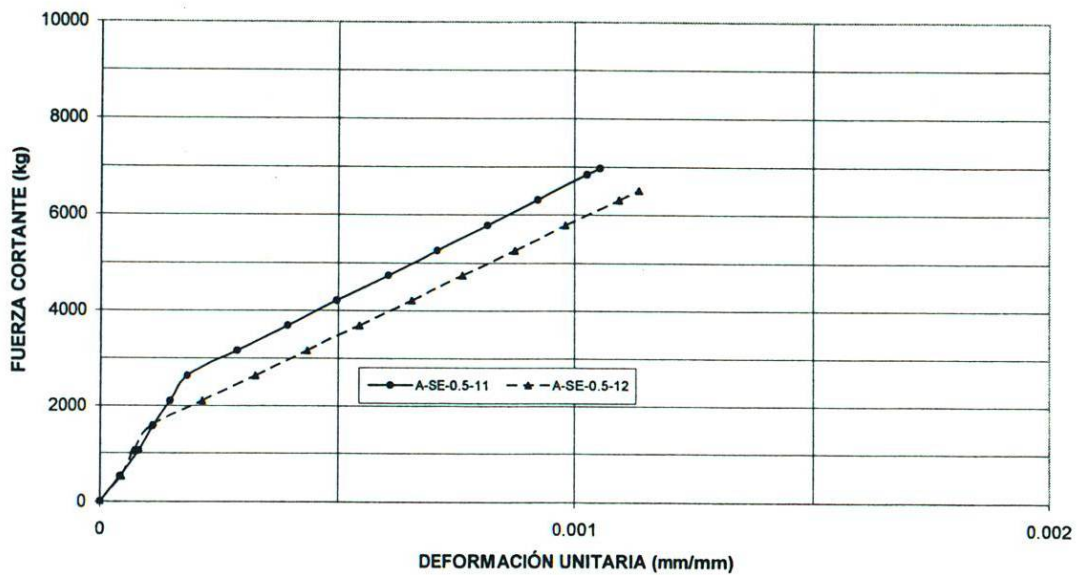
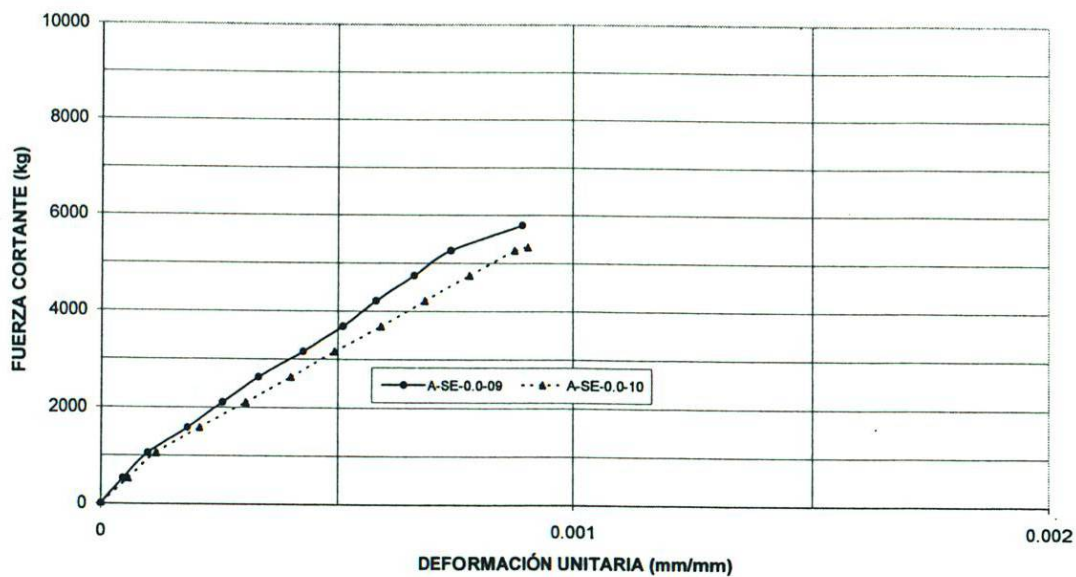
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN ESPÉCIMEN A-SE-0.5-12	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000043
1053	0.000068
1579	0.000104
2105	0.000214
2632	0.000323
3158	0.000433
3684	0.000543
4211	0.000652
4737	0.000762
5263	0.000872
5790	0.000981
6316	0.001091
6513	0.001132

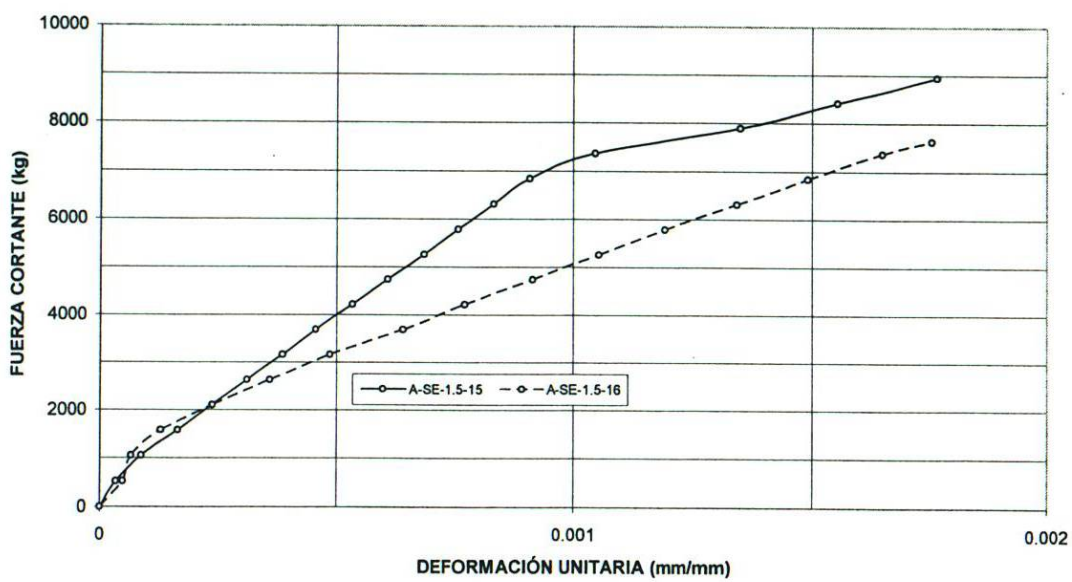
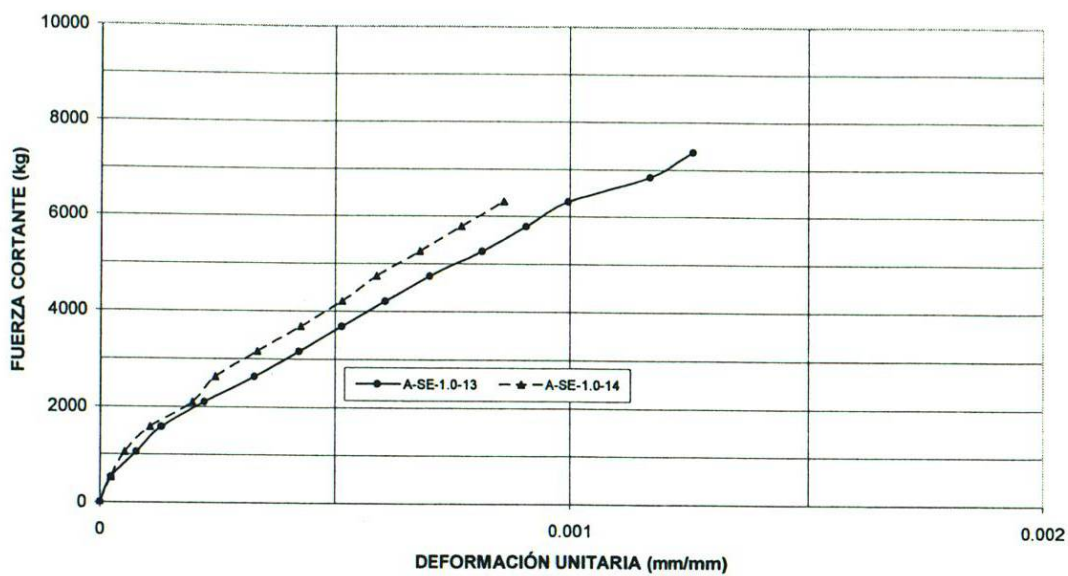
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-1.0-13	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000023
1053	0.000076
1579	0.000128
2105	0.000221
2632	0.000328
3158	0.000421
3684	0.000513
4211	0.000606
4737	0.000699
5263	0.000811
5790	0.000904
6316	0.000996
6842	0.001166
7368	0.001259

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-1.0-14	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000023
1053	0.000051
1579	0.000105
2105	0.000195
2632	0.000245
3158	0.000335
3684	0.000424
4211	0.000514
4737	0.000588
5263	0.000678
5790	0.000767
6316	0.000857

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-1.5-15	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000034
1053	0.000087
1579	0.000161
2105	0.000236
2632	0.000310
3158	0.000384
3684	0.000454
4211	0.000533
4737	0.000607
5263	0.000682
5790	0.000756
6316	0.000830
6842	0.000905
7368	0.001045
7895	0.001350
8421	0.001553
8947	0.001765

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN A-SE-1.5-16	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000048
1053	0.000065
1579	0.000127
2105	0.000237
2632	0.000359
3158	0.000485
3684	0.000639
4211	0.000769
4737	0.000911
5263	0.001053
5790	0.001191
6316	0.001343
6842	0.001491
7368	0.001645
7632	0.001754





VIGAS SIN ESTRIBOS
ETAPA B; RELACIÓN A/C = 0.85

*COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-
DESPLAZAMIENTO VERTICAL
AL CENTRO DEL CLARO*

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.0-09	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
395	0.4
753	0.7
1105	1.0
1443	1.4
1955	1.9
2412	2.3
2755	2.7
3110	3.1
3513	3.5
3944	4.1
4655	4.9
5748	6.7
5990	7.3
6350	8.1
6684	9.6
6590	10.7
6441	11.6
6284	12.4
5987	13.7
5524	15.0
4944	16.5
4454	17.8
3895	19.4

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.0-10	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
395	0.5
789	1.0
1053	1.3
1579	1.8
2057	2.5
2582	3.1
3108	3.8
3634	4.6
4211	5.8
4787	7.4
5263	8.9
5474	9.7

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.5-11	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.5
1053	1.1
1579	1.9
2105	2.7
2632	3.6
3158	4.4
3684	5.3
4737	7.1
5263	8.2
5855	9.7

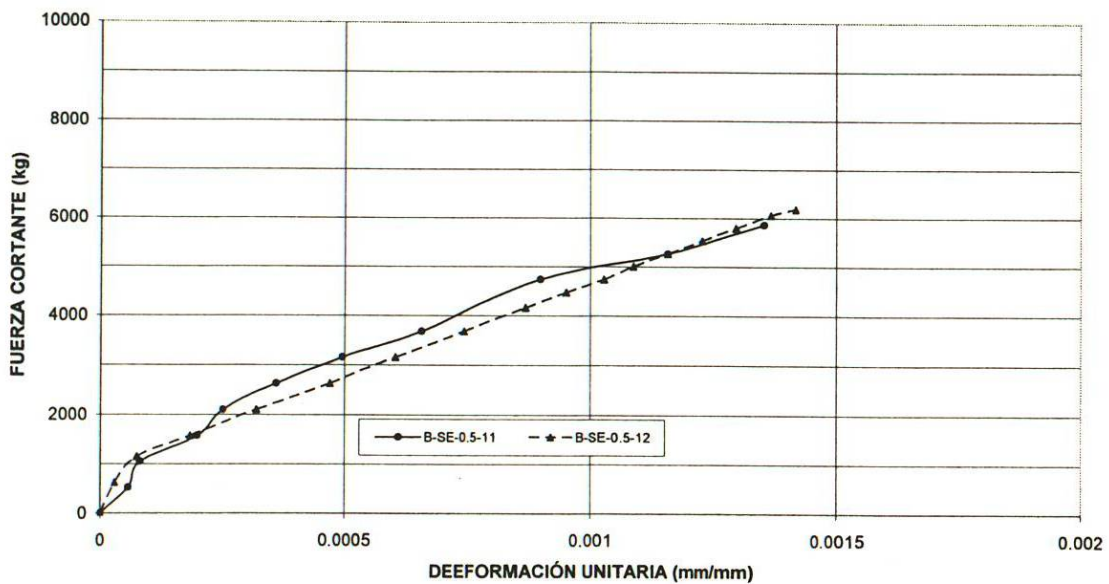
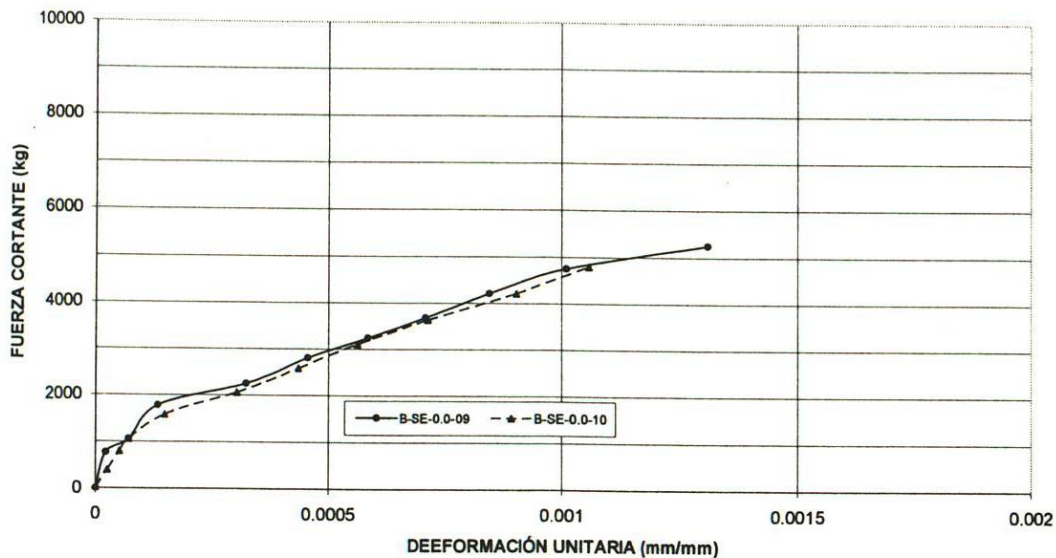
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.5-12	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
627	0.7
1153	1.3
1579	1.9
2105	2.4
2632	3.1
3158	3.8
3684	4.4
4161	5.0
4474	5.4
4737	5.9
5000	6.4
5263	6.9
5526	7.4
5790	8.0
6053	8.7
6184	9.4

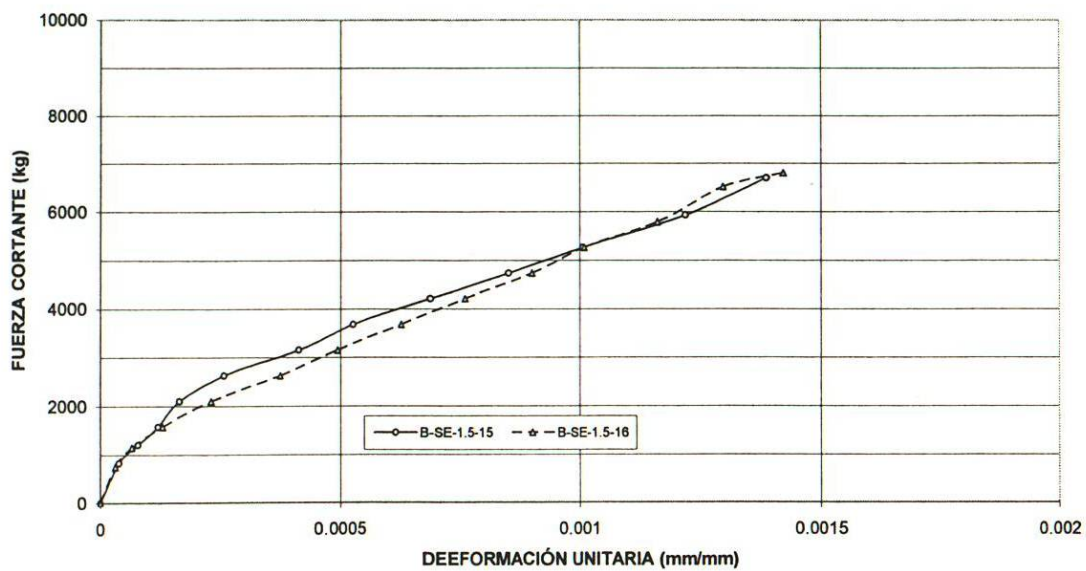
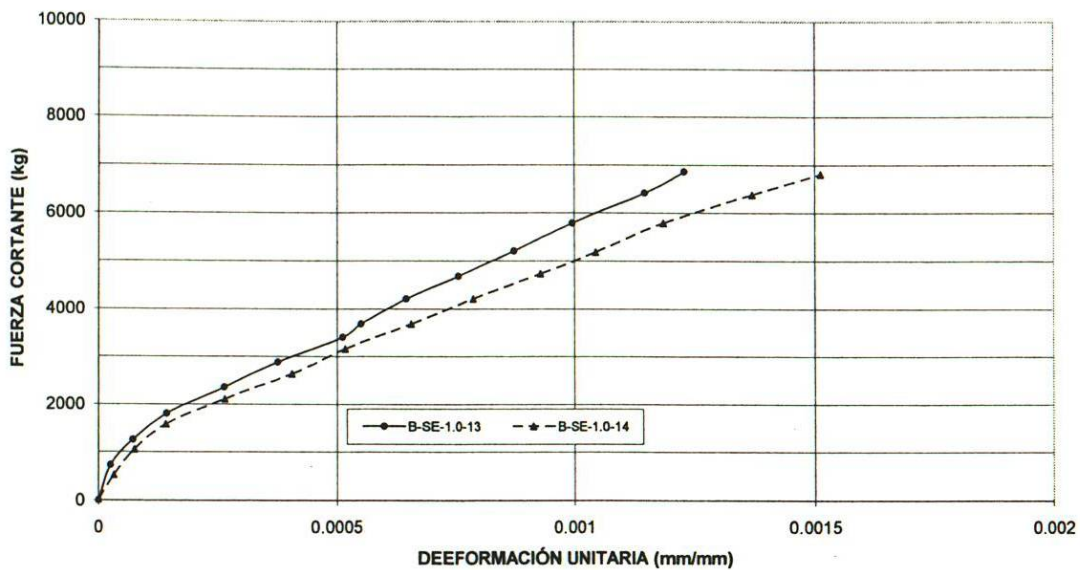
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.0-13	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
727	0.6
1253	1.2
1799	1.8
2356	2.3
2882	2.9
3408	3.5
3684	3.8
4211	4.4
4687	4.9
5213	5.6
5790	6.5
6416	7.5
6863	8.7

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.0-14	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
526	0.7
1053	1.2
1579	1.8
2105	2.3
2632	3.0
3158	3.5
3684	4.2
4211	4.8
4737	5.5
5188	6.0
5790	6.9
6377	7.8
6813	8.8

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.5-15	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
827	0.8
1203	1.1
1579	1.6
2105	2.1
2632	2.8
3158	3.4
3684	4.0
4211	4.6
4737	5.3
5263	6.1
5927	7.1
6704	8.6

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.5-16	
FUERZA CORTANTE kg	DESPLAZAMIENTO VERTICAL AL CENTRO DEL CLARO mm
0	0.0
752	0.7
1156	1.1
1579	1.6
2105	2.2
2632	2.8
3158	3.4
3684	4.0
4211	4.6
4737	5.3
5263	6.0
5790	6.7
6516	7.9
6803	8.4





*COMPORTAMIENTO
FUERZA CORTANTE-DEFORMACIÓN
UNITARIA EN EL ACERO
LONGITUDINAL*

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.0-09	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
768	0.000021
1049	0.000069
1779	0.000132
2256	0.000322
2812	0.000457
3251	0.000582
3684	0.000710
4211	0.000844
4753	0.001010
5252	0.001308

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.0-10	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
395	0.000024
789	0.000049
1053	0.000068
1579	0.000147
2057	0.000302
2582	0.000437
3108	0.000560
3634	0.000715
4211	0.000902
4787	0.001056

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.5-11	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000059
1053	0.000082
1579	0.000197
2105	0.000250
2632	0.000359
3158	0.000495
3684	0.000654
4737	0.000897
5263	0.001155
5855	0.001350

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-0.5-12	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
627	0.000031
1153	0.000076
1579	0.000182
2105	0.000320
2632	0.000469
3158	0.000602
3684	0.000743
4161	0.000867
4474	0.000949
4737	0.001028
5000	0.001086
5263	0.001155
5526	0.001227
5790	0.001296
6053	0.001364
6184	0.001414

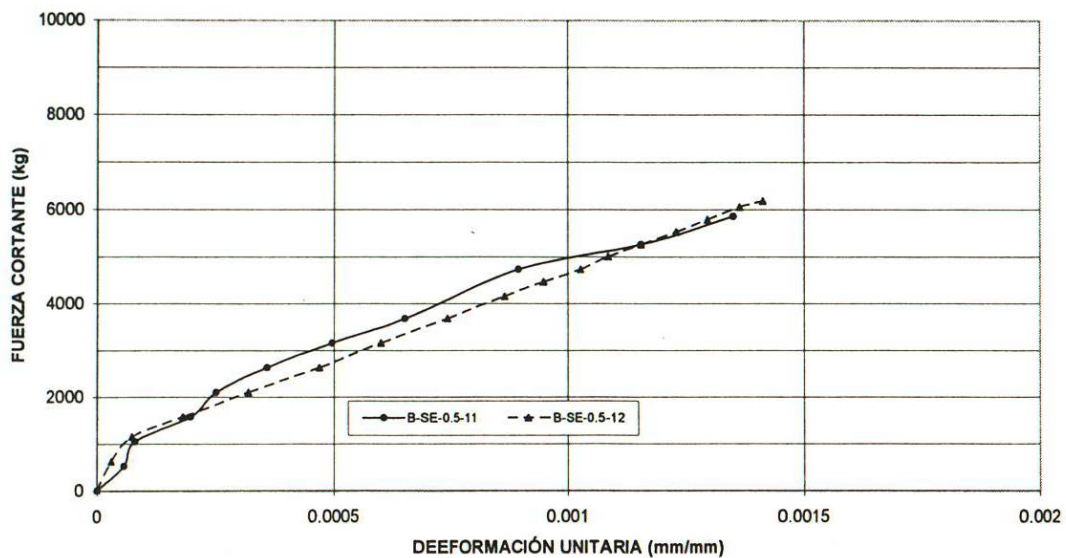
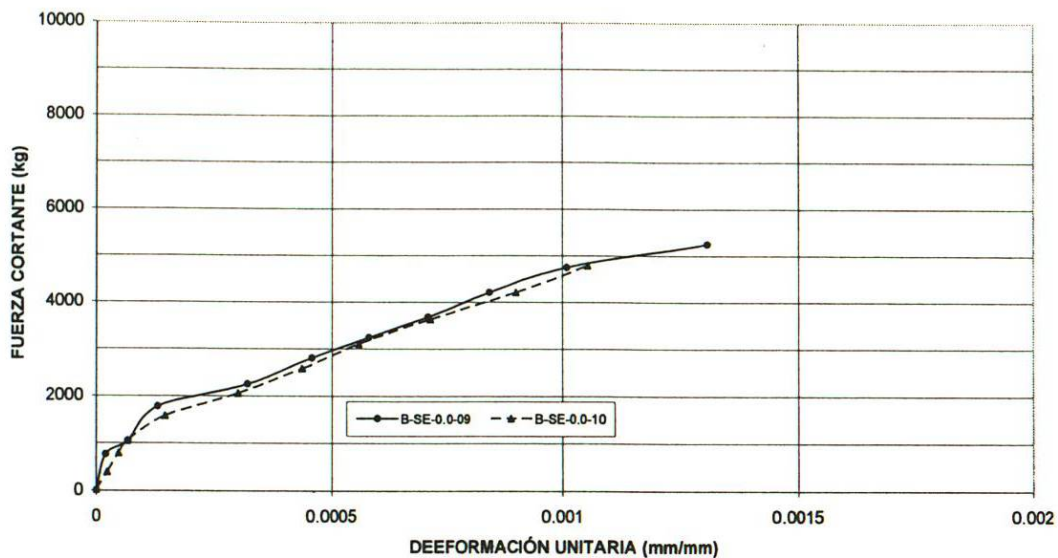
RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.0-13	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
727	0.000026
1253	0.000073
1799	0.000143
2356	0.000262
2882	0.000376
3408	0.000512
3684	0.000552
4211	0.000648
4687	0.000755
5213	0.000873
5790	0.000996
6416	0.001150
6863	0.001230

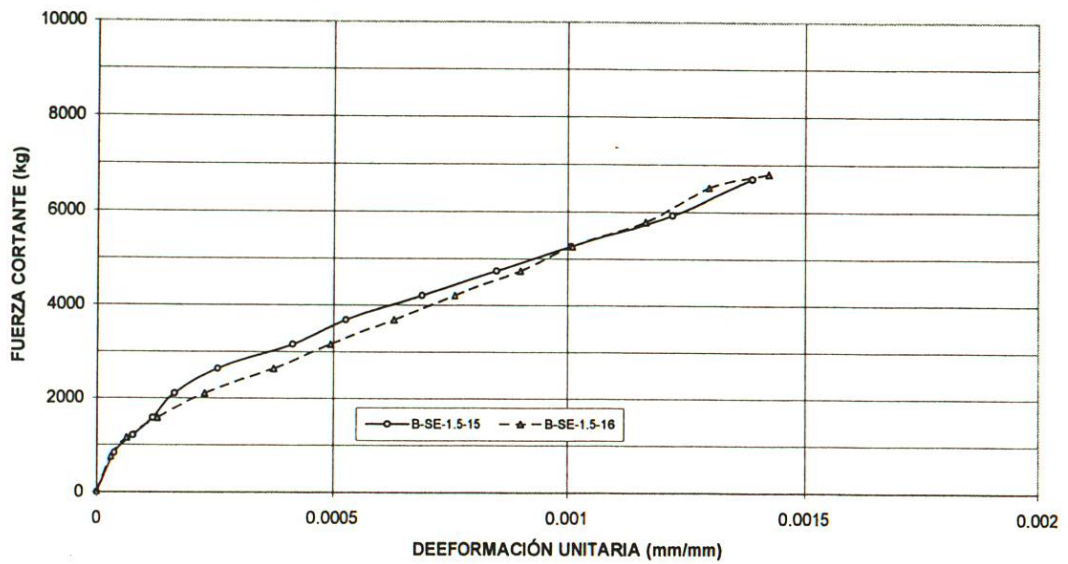
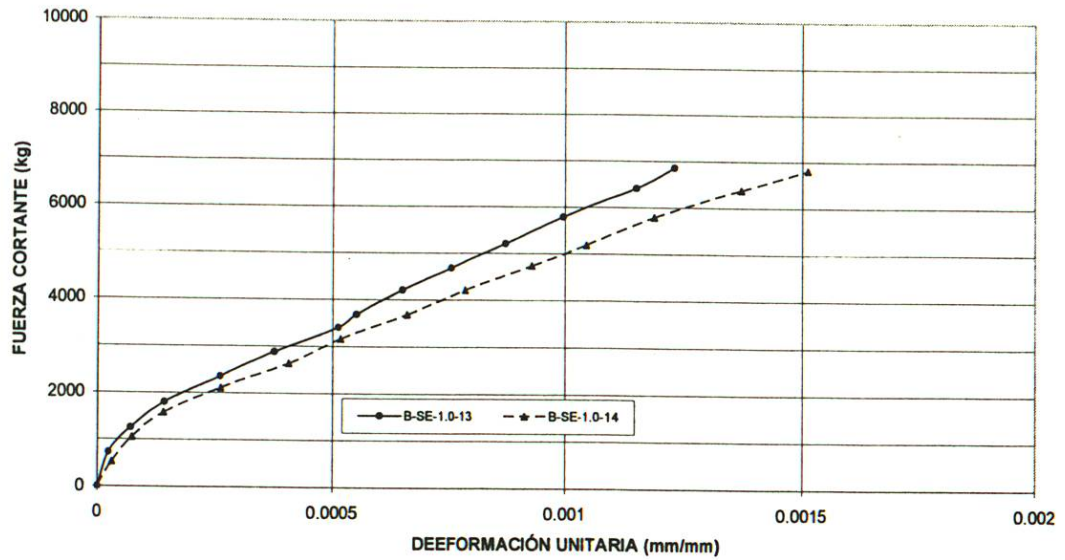
REINFORCADO PROGRAMADO

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.0-14	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
526	0.000033
1053	0.000076
1579	0.000141
2105	0.000263
2632	0.000406
3158	0.000518
3684	0.000658
4211	0.000787
4737	0.000929
5188	0.001047
5790	0.001188
6377	0.001372
6813	0.001512

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.5-15	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
827	0.000040
1203	0.000080
1579	0.000120
2105	0.000165
2632	0.000256
3158	0.000414
3684	0.000527
4211	0.000688
4737	0.000850
5263	0.001007
5927	0.001220
6704	0.001389

RESULTADOS ENSAYO A FLEXIÓN	
ESPÉCIMEN B-SE-1.5-16	
FUERZA CORTANTE kg	DEFORMACIÓN UNITARIA EN REFUERZO LONGITUDINAL mm/mm
0	0.000000
752	0.000032
1156	0.000067
1579	0.000130
2105	0.000228
2632	0.000375
3158	0.000494
3684	0.000628
4211	0.000759
4737	0.000900
5263	0.001010
5790	0.001164
6516	0.001300
6803	0.001423





Apéndice B

DISEÑO DE LAS VIGAS

CÁLCULO PARA DETERMINAR EL VALOR DE LA CARGA A APLICAR EN LAS VIGAS, A 50 cm DE LOS APOYOS.

Para encontrar la carga de aplicación se procede a igualar $\phi V_n = V_u$ en donde $V_u = P$ por lo tanto $V_n = P / \phi$. Entonces $P = (V_s + V_c) \phi$.

El cortante crítico se encuentra a una distancia d del apoyo, pero al tratarse de cargas puntuales, el cortante crítico actúa en todo el claro de cortante porque $V_u = P$

Dimensiones de la viga

$H := 25 \text{ cm}$ <----Peralte total de la viga

$b_w := 15 \text{ cm}$ <----Ancho de la viga

$Rec := 1.91 + 0.64 + 0.79$

$Rec = 3.34 \text{ cm}$ <----Distancia hasta el centroide del acero de refuerzo.

$d := H - Rec$

$d = 21.66 \text{ cm}$ <----Peralte efectivo

Distancia desde el apoyo hasta el punto de aplicación de una de las dos cargas (Claro de cortante):

$La := 50 \text{ cm}$

Claro total de la viga-----> $L_t := 180 \text{ cm}$

Relación La/d -----> $\frac{La}{d} = 2.31$

Resistencia al cortante aportada por los estribos separados a una distancia máxima s .

$F_{y \text{ alambrown}} := 2802 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ <----Esfuerzo de fluencia del acero

$A_v := \left(2.54 \frac{1}{4}\right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot 2}{4}$ $A_v = 0.633 \text{ cm}^2$ <----Area de acero a corte
(2 ramas de alambrown $\phi = 1/4''$).

Separación entre estribos (s)

$$s := \frac{d}{2} \quad s = 10.83 \text{ cm} \quad \text{Por facilidad de espaciamiento tenemos: } s_r := 10$$

$$V_s := \frac{F_{y \text{ alambión}} \cdot A_v \cdot d}{s_r} \quad V_s = 3.844 \times 10^3 \text{ kg}$$

Resistencia al cortante aporte por el concreto simple (Vc)

ETAPA A

$$f_{cA} := 383 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{<----Resistencia a la compresión del concreto}$$

$$V_{cA} := 0.93 \sqrt{f_{cA}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cA} = 5913 \text{ kg}$$

Reacción en los extremos de la viga (P)

$$P_A := V_s + V_{cA} \quad P_A = 9.757 \times 10^3$$

$$\text{Carga última aplicada a la viga (Pu):} \quad P_u := 2P_A \quad P_u = 1.951 \times 10^4 \text{ Kg}$$

Momento último (Mu)

$$M_{uA} := P_A \cdot L_a \quad M_{uA} = 4.879 \times 10^5 \text{ kg - cm}$$

$$\omega_A := 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_{uA}}{b_w \cdot d^2 \cdot (f_{cA})}} \quad \omega_A = 0.206$$

$$F_y := 4294 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{<----Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal}$$

$$\rho_A := \omega_A \cdot \frac{f_{cA}}{F_y} \quad \rho_A = 0.018 \quad \text{<----Porcentaje de acero.}$$

$$As_A := \rho_A \cdot b_w \cdot d \quad As_A = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$\beta_A := 1.05 - \frac{f_{cA}}{1400}$$

$$\beta_A = 0.776$$

$$\rho_{bA} := \left(\beta_A \cdot 0.85 \frac{f_{cA}}{F_y} \right) \cdot \frac{6000}{6000 + F_y} \quad \rho_{bA} = 0.034 \quad \text{<----Rho balanceado}$$

$$\rho_{\text{máxA}} := 0.75 \rho_{bA} \quad \rho_{\text{máxA}} = 0.026$$

Como $\rho_{\text{max}} > \rho$, la falla se supone "Dúctil"

Para asegurar una falla de tipo cortante y no por flexión se proponen 3 varillas de 5/8", se revisa el momento nominal el cual debe ser mayor que el momento último.

$$Asp_A := 5.94 \text{ cm}^2 \quad \text{<----Area de acero propuesto= Asp}$$

$$a_A := \frac{Asp_A \cdot F_y}{f_{cA} \cdot d} \quad a_A = 3.07 \text{ cm}$$

$$Mn_A := Asp_A \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a_A}{2} \right)$$

$$Mn_A = 5.133 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm} \quad \text{<----Momento nominal}$$

$$\frac{Mn_A}{Mu_A} = 1.052$$

Como $Mn > Mu$ se asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

$$Vu_A := PA$$

$$Vc'A := \left(0.50 \sqrt{f_{cA}} + 175 \rho_A \cdot \frac{Vu_A \cdot d}{Mu_A} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$Vc'A = 3632 \text{ kg}$$

$$\frac{Vc'A}{VcA} = 0.61 \quad \frac{Vu_A}{Mu_A} \cdot d = 0.4332$$

Cortante nominal

$$V_{nA} := V_{c'A} + V_s \quad V_{nA} = 7.476 \times 10^3 \text{ kg}$$

ETAPA B

$$f_{cB} := 195 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{<----Resistencia a la compresión del concreto}$$

$$V_{cB} := 0.93 \sqrt{f_{cB}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cB} = 4219 \text{ kg}$$

Reacción en los extremos de la viga (P)

$$P_B := V_s + V_{cB} \quad P_B = 8.063 \times 10^3$$

Carga última aplicada a la viga (Pu):

$$P_{u1} := 2P_B \quad P_{u1} = 1.613 \times 10^4 \text{ Kg}$$

Momento último (Mu)

$$M_{uB} := P_B \cdot L_a \quad M_{uB} = 4.032 \times 10^5 \text{ kg - cm}$$

$$\omega_2 := 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_{uB}}{b_w \cdot d^2 \cdot (f_{cB})}} \quad \omega_2 = 0.378$$

$$\rho_2 := \omega_2 \cdot \frac{f_{cB}}{F_y} \quad \rho_2 = 0.017 \quad \text{<----Porcentaje de acero.}$$

$$A_{sB} := \rho_2 \cdot b_w \cdot d \quad A_{sB} = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$\beta_B := 1.05 - \frac{f_{cB}}{1400}$$

$$\beta_B = 0.911$$

$$\rho_{bB} := \left(\beta_B \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{cB}}{F_y} \right) \cdot \frac{6000}{6000 + F_y} \quad \rho_{bB} = 0.02 \quad \text{<----Rho balanceado}$$

$$\rho_{\text{máx}B} := 0.75 \rho_{bB} \quad \rho_{\text{máx}B} = 0.015$$

Como $\rho_{max} > \rho$, la falla se supone "Dúctil"

Para asegurar una falla de tipo cortante y no por flexión se proponen 3 varillas de 5/8", se revisa el momento nominal el cual debe ser mayor que el momento último.

$$A_{spB} := 5.94 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{Area de acero propuesto} = A_{sp}$$

$$a_B := \frac{A_{spB} \cdot F_y}{f_{cB} \cdot d} \quad a_B := 5.90 \text{ cm}$$

$$M_{nB} := A_{spB} \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a_B}{2} \right)$$

$$M_{nB} := 477224 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \leftarrow \text{Momento nominal}$$

$$\frac{M_{nB}}{M_{uB}} = 1.184$$

Como $M_n > M_u$ se asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

$$V_{uB} := P_B$$

$$V_{c'B} := \left(0.50 \sqrt{f_{cB}} + 175 \rho_2 \cdot \frac{V_{uB} \cdot d}{M_{uB}} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c'B} = 2691 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{c'B}}{V_{cB}} = 0.64 \quad \frac{V_{uB}}{M_{uB}} \cdot d = 0.4332$$

Cortante nominal

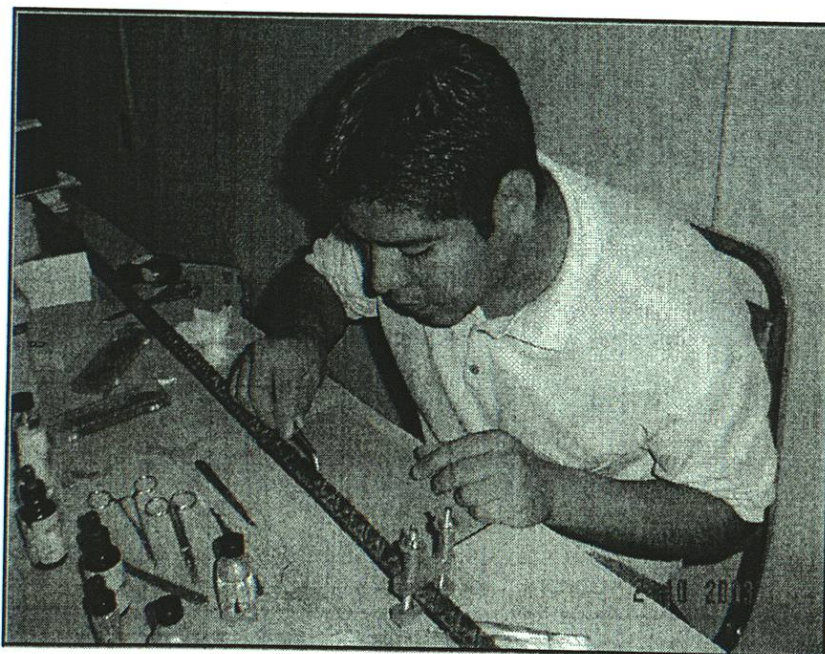
$$V_{nB} := V_{c'B} + V_s \quad V_{nB} = 6.535 \times 10^3 \text{ Kg}$$

Apéndice C

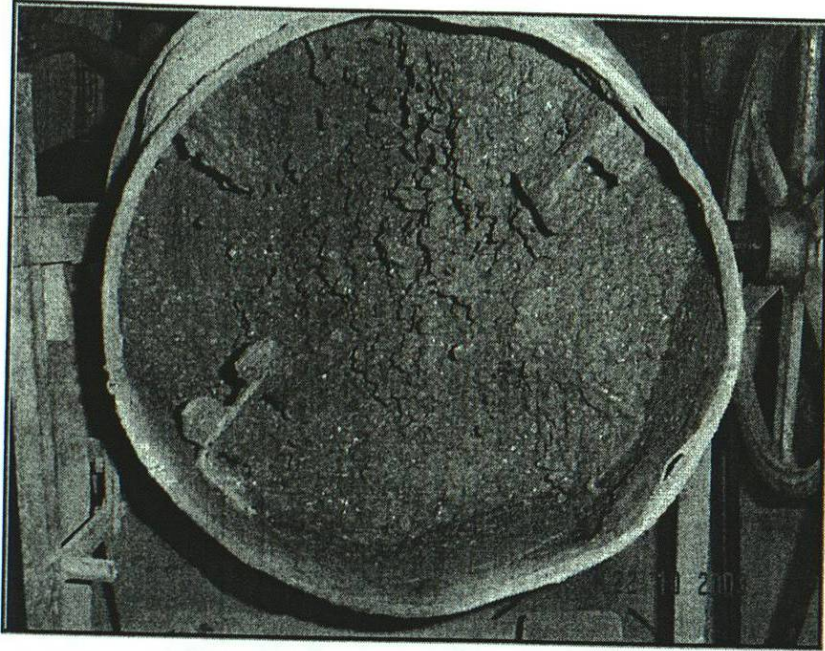
FOTOGRAFÍAS



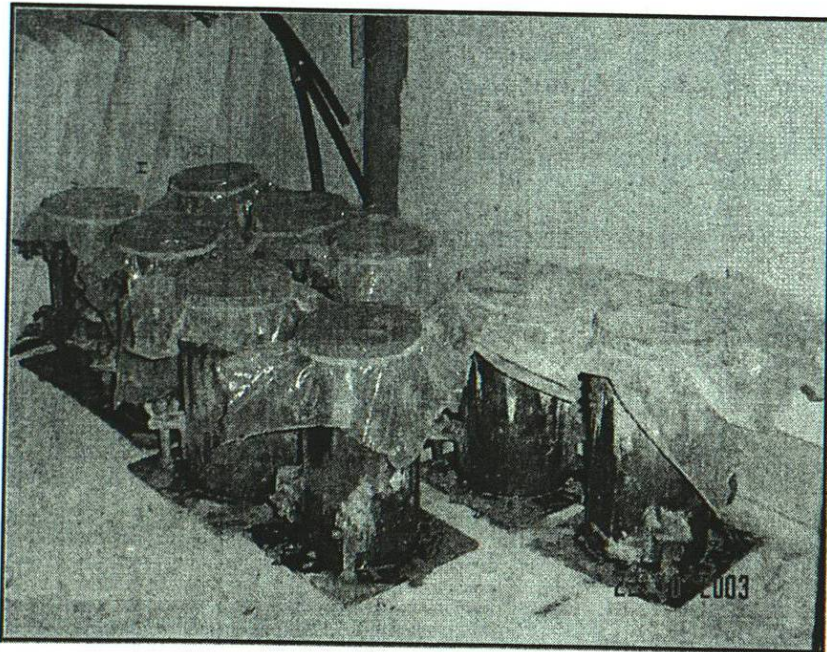
Fotografía 1.- Fabricación de estribos



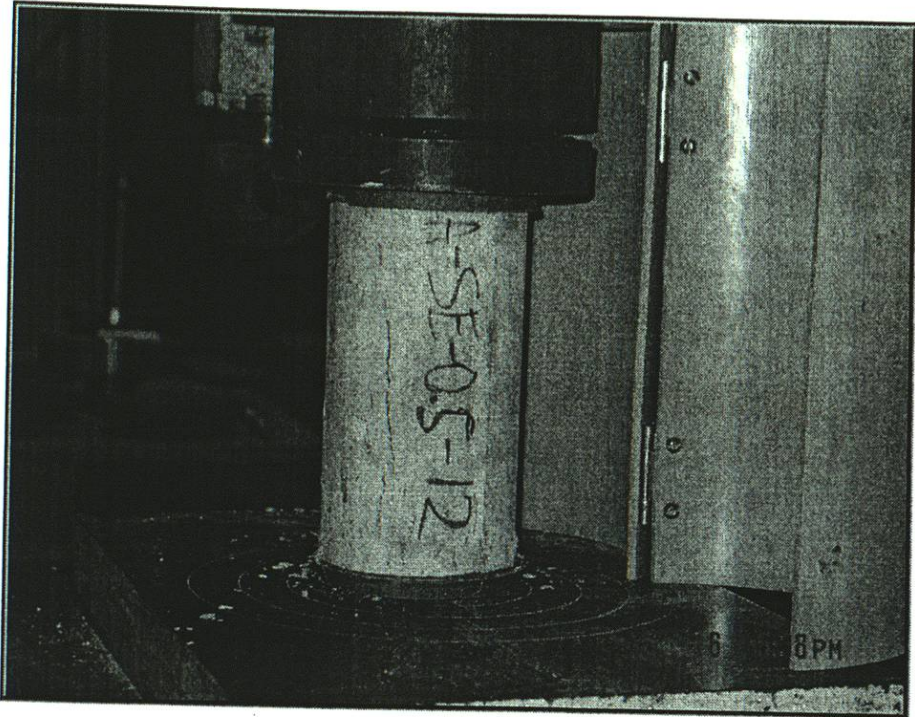
Fotografía 2.- Instrumentación del acero de refuerzo longitudinal



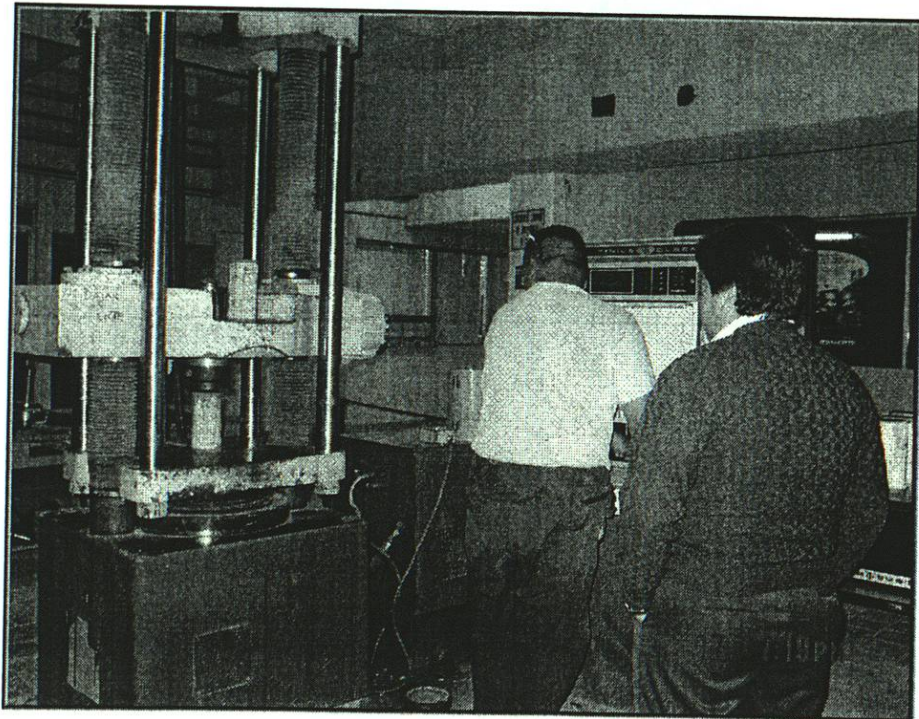
Fotografía 3.- Fabricación de mezclas de prueba



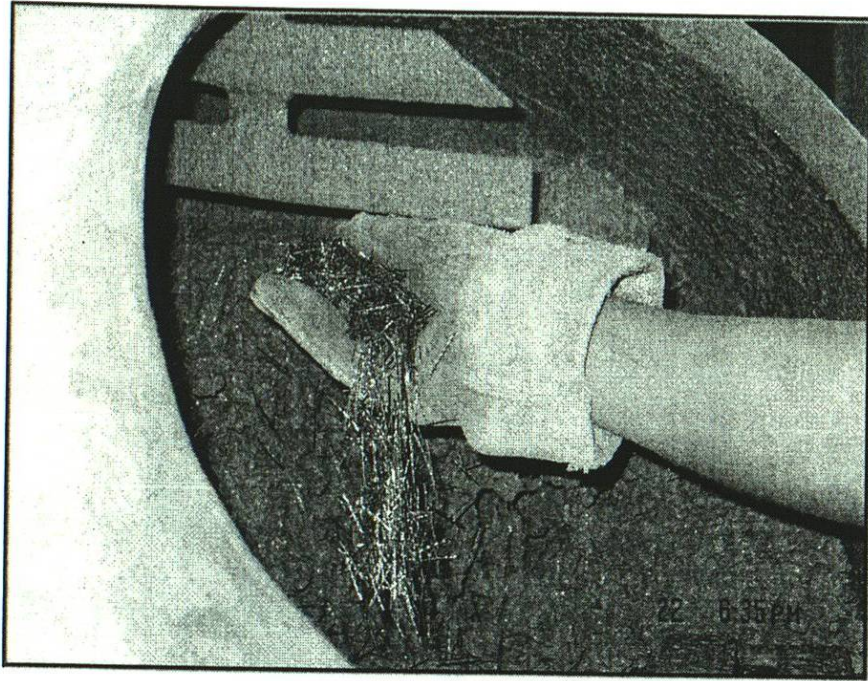
Fotografía 4.- Cilindros para verificar la resistencia del concreto



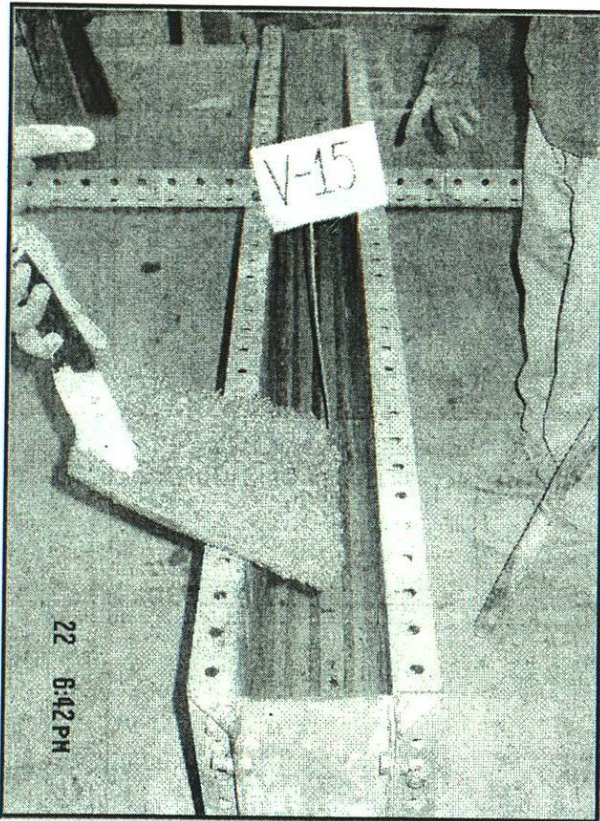
Fotografía 5.- Ensayo de cilindros



Fotografía 6.- Ensayo de cilindros

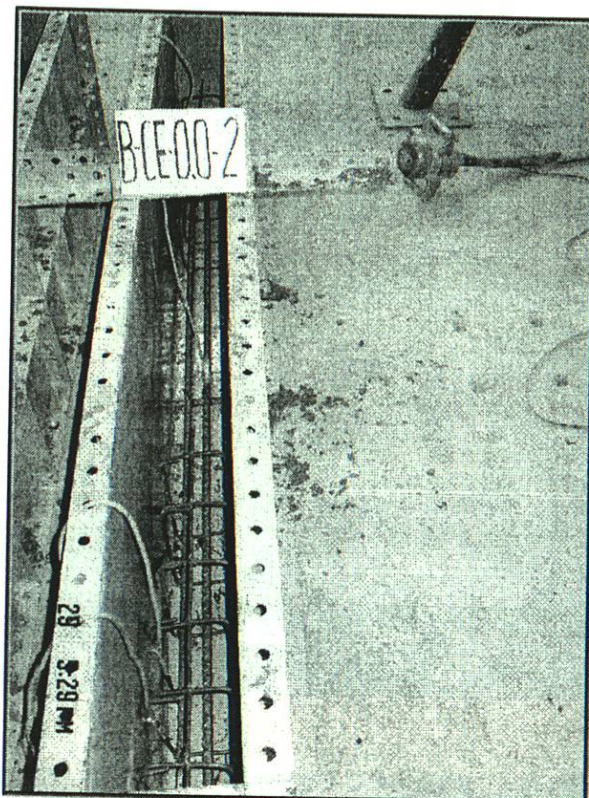


Fotografía 7.- Fabricación de mezcla para colado de vigas

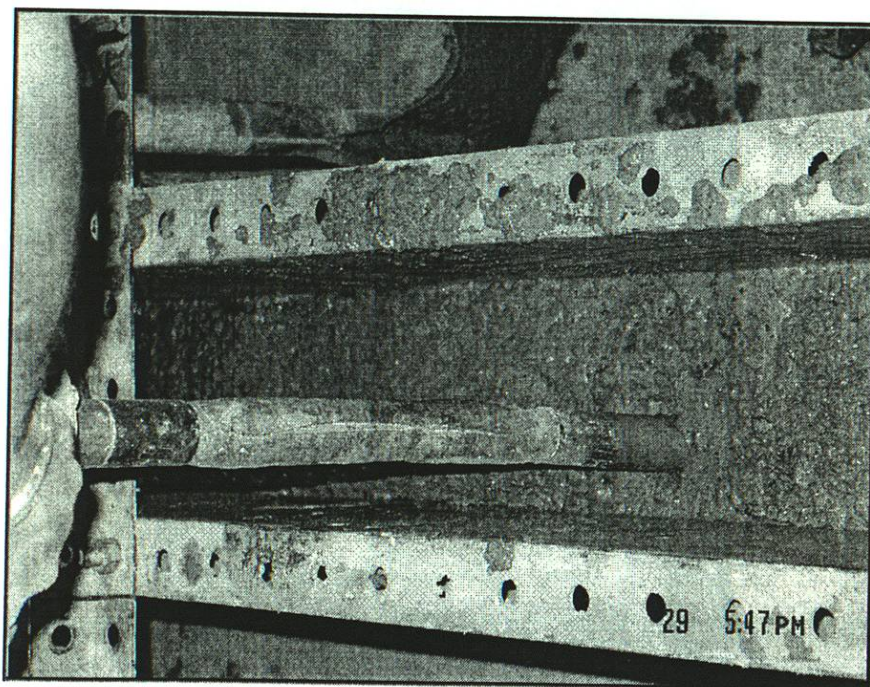


Fotografía 8.- Fabricación de vigas sin estribos; acero de refuerzo en cimbra

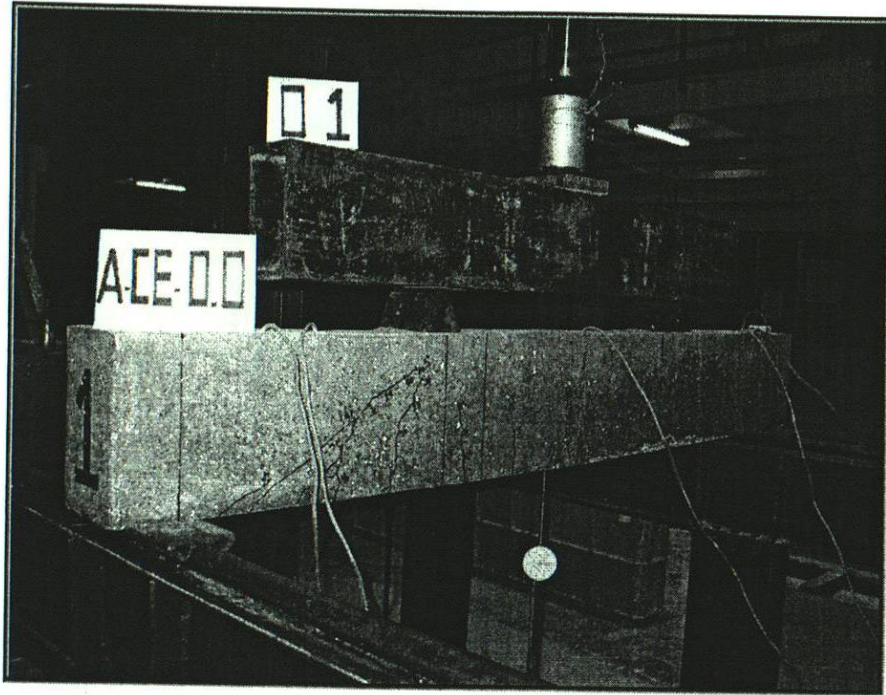
BIBLIOTECA POSGRADO



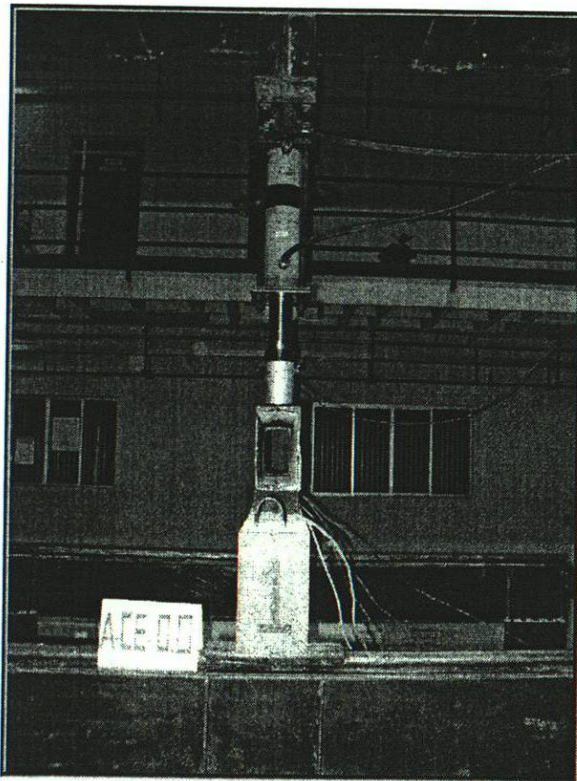
Fotografía 9.- Fabricación de vigas con estribos; acero de refuerzo en cimbra



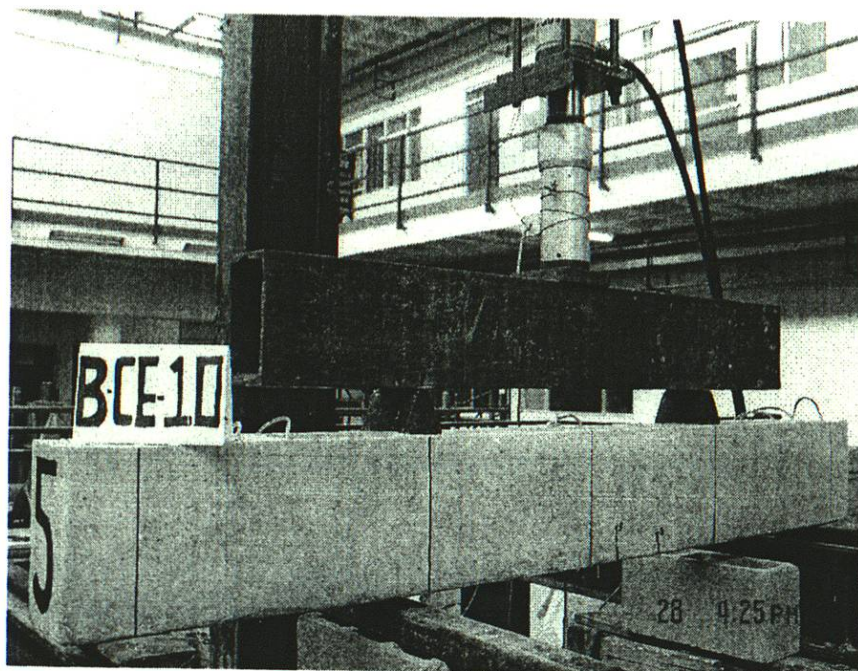
Fotografía 10.- Fabricación de vigas; vibrado del concreto



Fotografía 11.- Ensayo de vigas; etapa A



Fotografía 12.- Ensayo de vigas; etapa A



Fotografía 13.- Ensayo de vigas; etapa B



Fotografía 14.- Aparatos para registrar deformaciones en acero de refuerzo

RESUMEN AUTOBIOGRÁFICO

Mizael Izaguirre González

Candidato para el Grado de

Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural

Tesis: CAPACIDAD A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO FIBROREFORZADO.

Campo de estudio: Concreto Reforzado

Biografía:

Datos personales: Nacido el 11 de Agosto de 1961, en la Cd. de Matamoros, Tamaulipas; hijo de Nahúm Izaguirre Becerra y Esther González Quintero.

Educación: Egresado de la Universidad Autónoma de Nuevo León; grado obtenido: Ingeniero Civil; año de titulación: 1985.

Experiencia docente: Maestro por asignatura en la Facultad de Arquitectura de la Universidad Autónoma de Nuevo León, impartiendo clases de Geometría Analítica, Cálculo Diferencial e Integral y Resistencia de Materiales (1985-1990); Instructor de prácticas del Laboratorio de Materiales de Construcción (1990-1994) y Maestro por asignatura en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, impartiendo clases de Materiales de Construcción y Mecánica de Materiales, de 1994 a la fecha.

Experiencia Profesional: Auxiliar de investigación en el Área de Tecnología del Concreto del Instituto de Ingeniería Civil de la UANL (Jun 1985-Dic 1991); Ingeniero de proyectos en el Departamento de Ingeniería Estructural y Materiales de Construcción del mismo Instituto, de 1991 a la fecha; Coordinación de Gestión de la Calidad del Instituto de Ingeniería Civil de la UANL, de Ene 2003 a la fecha.

