



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“INVESTIGACIÓN SOBRE EL USO DE FIBRAS DE ARAMIDA EN
SISTEMAS DE CIMENTACIÓN Y REFUERZO DE
GEOESTRUCTURAS”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

CARLOS GIOVANNI AGUILAR MÉNDEZ



**DIRECTOR DE TESIS:
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO**



MÉXICO, D.F.

JUNIO DE 2014



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/084/10

Señor
CARLOS GIOVANNI AGUILAR MÉNDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

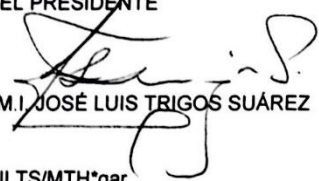
"INVESTIGACIÓN SOBRE EL USO DE FIBRAS DE ARAMIDA EN SISTEMAS DE CIMENTACIÓN Y REFUERZO DE GEOESTRUCTURAS"

- INTRODUCCIÓN
- I. OBJETIVOS Y ALCANCES
- II. ANTECEDENTES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS AVANZADOS
- III. DESCRIPCIÓN DE LA ARAMIDA
- IV. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO SIMPLE
- V. DISEÑO DE ENSAYES EN EL LABORATORIO
- VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 13 de marzo del 2014.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

JURADO

Presidente: M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega

Vocal: Dr. Eduardo Botero Jaramillo

Secretario: M.I. Carlos Javier Mendoza Escobedo

1er. Suplente: Ing. Germán López Rincón

2do Suplente: Ing. Juan Luis Umaña Romero

Lugar donde se realizó:

- INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
- LABORATORIO DE MATERIALES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR:

Dr. Eduardo Botero Jaramillo

AGRADECIMIENTOS

¿Por cuáles mares navegarían y qué peligros enfrentarían las tripulaciones sin tener un rumbo y un capitán que lo defina? Agradezco de sobremana al Dr. Eduardo Botero, por guiarme en el proceso de búsqueda de resultados, por la asesoría y paciencia brindadas durante esta investigación.

En este mismo sentido un profundo reconocimiento a mis sinodales por tomarse el tiempo preciso para aportar sus conocimientos y experiencia que perfeccionaron muchos aspectos de esta tesis. Mención especial merece el M.I. Carlos Mendoza, que aportó su juicio como experto en el desarrollo de tecnologías del concreto para un mejor tratamiento del proyecto.

Hay hombres que nunca dejaran que subestimes tus potenciales, de manera muy especial mi agradecimiento al Ing. Fernando Maceira por ser el motor de aliento en las múltiples revisiones que dieron forma a este trabajo, y mejor aún por ser el auténtico amigo de siempre.

Pocas instituciones se colocan como punta de lanza en el desarrollo de investigación en nuestro país, en el campo de la ingeniería uno de los actores principales sin duda alguna es el Instituto de Ingeniería de la UNAM, gracias al cual en gran medida fue posible llevar a buen término este tema. El apoyo a nuevos talentos genera el potencial científico que México necesita, mi total gratitud por aceptarme como becario en la comunidad del Instituto brindándome todos los recursos materiales y económicos requeridos.

La experimentación requiere un lugar apropiado para poder llevarse a cabo. Un agradecimiento al Ing. Héctor Guzmán, Jefe del Laboratorio de Materiales, así como al Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería, por facilitar el uso de sus instalaciones. Del mismo modo agradezco al Sr. Francisco Mosqueda, por brindarme el soporte técnico en el laboratorio para la realización de los ensayos, desde la fase de diseño de mezcla hasta la aplicación de las cargas de falla en los elementos probados.

El hombre es un ente social por naturaleza y su trascendencia está marcada por las almas que se cruzan en su sendero. A aquellos amigos que han dejado huella en mi persona, muy en especial a Linda González, Karen Ceballos, Leidy Bejarano, Laura Sierra, Verónica Giraldo, Héctor González, Gonzalo Torres, Diego Monsiváis, Alan Dancleiro, Antonio Martínez, Irán Salinas, Daniel Palencia, Jesús Espinoza, Daniel García, Diego González, gracias por mostrarme las virtudes y sensibilidades del ser humano.

DEDICATORIAS

El camino no fue fácil y tuvo varias circunstancias adversas. Hoy culmino una etapa de mi crecimiento profesional y dedico esta investigación a las personas que han sido cimientos en la formación de mi persona. A mis padres Carlos Otilio y María de Jesús, quienes desde que vi la luz en este mundo me han brindado más de lo que he llegado a necesitar, me enseñaron las cosas realmente importantes de la vida y me manifestaron todo su apoyo en cada momento. Que Dios bendiga su existencia.

Los ángeles son esos seres que siempre te protegen por donde quiera que vayas, a mis hermanos Ángel y Diana. Aunque mucho tiempo estuve lejos de ustedes, siempre supe que estuvieron a mi lado en cualquier instante de desesperanza o búsqueda de anhelos. Espero que en algún momento haya sido el hermano mayor que me correspondía ser. Que Dios siga dando dichas en su camino y que permita mantener nuestros lazos de entendimiento por el resto de nuestras vidas.

A las criaturas más encantadoras que llegaron a colmar de alegría nuestra vida en familia, dos angelitos que me han robado el alma, mis sobrinas Linda Gabrielle e Iveth. Dios bendiga su paso por este mundo.

A mi casa la Sección B del Pentatlón Deportivo Militarizado Universitario, institución de tradición y gloria, formadora del carácter y la templanza, por abrirme sus puertas sin menor vacilación y ofrecerme un hogar digno para vivir, sin pedir nada a cambio más allá que el elemental deber.

A mi amada alma mater, la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme el deleite de cultivar la mente y el espíritu dentro de sus memorables muros a través de la Facultad de Ingeniería. Que exista por siempre la UNAM y que continúe graduando hombres de bien para el país.

CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS	IV
LISTA DE TABLAS	VII
INTRODUCCIÓN	IX
INTRODUCTION	X
1. OBJETIVOS Y ALCANCES	1
2. ANTECEDENTES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS AVANZADOS	2
2.1 <i>Marco histórico y evolutivo de la ingeniería de materiales</i>	2
2.2 <i>Marco histórico de la aplicación de fibras de Aramida en la ingeniería civil</i>	4
2.3 <i>Definición y clasificación de los materiales compuestos</i>	7
2.3.1 Compuestos de matriz metálica	9
2.3.2 Compuestos de matriz cerámica	10
2.3.3 Compuestos de matriz de resina	10
3. DESCRIPCIÓN DE LA ARAMIDA	12
3.1 <i>Antecedentes</i>	12
3.2 <i>Composición química</i>	13
3.3 <i>Propiedades mecánicas</i>	14
3.3.1 Fibras de Carbono	14
3.3.2 Fibras de Vidrio	14
3.3.3 Fibras de Aramida	14
4. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO SIMPLE	15
4.1 <i>Determinación de las propiedades de los agregados</i>	15
4.1.1 Determinación del peso volumétrico compactado de la grava	15
4.1.2 Determinación de la densidad de la grava	16
4.1.3 Determinación de la densidad de la arena	17
4.1.4 Determinación del módulo de finura de la arena	18
4.1.5 Determinación del grado de absorción de los agregados	19
4.1.5.1 Determinación del grado de absorción de la grava	19
4.1.5.2 Determinación del grado de absorción de la arena	19
4.2 <i>Proporcionamiento de la mezcla</i>	20
5. DISEÑO DE ENSAYES EN EL LABORATORIO	23
5.1 <i>Ensaye de compresión en cilindros de concreto</i>	23
5.2 <i>Cálculo de capacidad de carga máxima de los cilindros de concreto</i>	24
5.3 <i>Ensaye por flexión para las vigas</i>	25
5.4 <i>Flexión de la viga de concreto simple</i>	30
5.4.1 Momento resistente de la viga de concreto simple	30
5.4.2 Deflexión de la viga de concreto simple	32
5.4.3 Análisis del elemento viga con el software SAP 2000	37
5.5 <i>Flexión de la viga con matriz de concreto reforzada con fibras de acero</i>	40
5.6 <i>Flexión de la viga de concreto simplemente armado</i>	43
5.6.1 Preparación de los elementos viga de concreto simplemente reforzado	44
5.6.2 Momento resistente de la viga de concreto simplemente armado	45

5.6.3 Deflexión de la viga de concreto simplemente armado	51
5.7 <i>Flexión de la viga con matriz de concreto reforzada longitudinalmente con Aramida</i>	53
5.7.1 Arreglos de Aramida propuestos como refuerzo longitudinal	54
5.7.2 Momento resistente de la viga con matriz de concreto reforzada longitudinalmente con Aramida	56
5.7.3 Deflexión de la viga con matriz de concreto reforzada longitudinalmente con Aramida	64
5.8 <i>Ensayes estáticos propuestos</i>	66
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	67
6.1 <i>Ensayes de compresión en cilindros de concreto simple</i>	67
6.1.1 Resistencia a compresión del concreto usado para elaborar las Vigas de Concreto Simple	68
6.1.2 Resistencia a compresión del concreto simple usado para elaborar las Vigas reforzadas con Fibras de Acero	69
6.1.3 Resistencia a compresión del concreto usado para elaborar las Vigas de Concreto Armado con acero	70
6.1.4 Resistencia a compresión del concreto usado para la elaboración de las Vigas reforzadas longitudinalmente con Fibras de Aramida.	71
6.1.5 Resumen de las resistencias obtenidas para cada mezcla de concreto	71
6.2 <i>Ensayes de flexión en vigas de concreto simple</i>	71
6.2.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS1	72
6.2.1.1 Deflexión al centro de la viga VCS1	72
6.2.1.2 Deflexión al tercio de la viga VCS1	72
6.2.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS1	73
6.2.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS2	74
6.2.2.1 Deflexión al centro de la viga VCS2	74
6.2.2.2 Deflexión al tercio de la viga VCS2	74
6.2.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS2	75
6.2.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS3	76
6.2.3.1 Deflexión al centro de la viga VCS3	76
6.2.3.2 Deflexión al tercio de la viga VCS3	76
6.2.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS3	77
6.2.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS4	78
6.2.4.1 Deflexión al centro de la viga VCS4	78
6.2.4.2 Deflexión al tercio de la viga VCS4	78
6.2.4.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS4	79
6.2.5 Localización de fallas de las Vigas de Concreto Simple	80
6.2.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas de Concreto Simple	80
6.3 <i>Ensayes de flexión en vigas con matriz de concreto reforzada con fibras de acero</i>	81
6.3.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA1	81
6.3.1.1 Deflexión al centro de la viga VFA1	81
6.3.1.2 Deflexión al tercio de la viga VFA1	81
6.3.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VFA1	82
6.3.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA2	83
6.3.2.1 Deflexión al centro de la viga VFA2	83
6.3.2.2 Deflexión al tercio de la viga VFA2	83
6.3.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VFA2	84
6.3.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA3	85
6.3.3.1 Deflexión al centro de la viga VFA3	85
6.3.3.2 Deflexión al tercio de la viga VFA3	85
6.3.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VFA3	86
6.3.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA4	87
6.3.4.1 Deflexión al centro de la viga VFA4	87

6.3.4.2 Deflexión al tercio de la viga VFA4	87
6.3.4.3 Evidencia del ensaye de la viga VFA4	88
6.3.5 Localización de fallas de las Vigas de concreto reforzadas con Fibras de Acero	89
6.3.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas reforzadas con Fibras de Acero	89
<i>6.4 Ensayes de flexión en Vigas de Concreto Armado con acero</i>	<i>90</i>
6.4.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA1	90
6.4.1.1 Deflexión al centro de la viga VCA1	90
6.4.1.2 Deflexión al tercio de la viga VCA1	90
6.4.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA1	91
6.4.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA2	92
6.4.2.1 Deflexión al centro de la viga VCA2	92
6.4.2.2 Deflexión al tercio de la viga VCA2	92
6.4.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA2	93
6.4.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA3	94
6.4.3.1 Deflexión al centro de la viga VCA3	94
6.4.3.2 Deflexión al tercio de la viga VCA3	94
6.4.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA3	95
6.4.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA4	96
6.4.4.1 Deflexión al centro de la viga VCA4	96
6.4.4.2 Deflexión al tercio de la viga VCA4	96
6.4.4.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA4	97
6.4.5 Localización de fallas de las Vigas de Concreto Armado	98
6.4.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas de Concreto Armado con Acero	98
<i>6.5 Ensayes de flexión en vigas de concreto reforzado longitudinalmente con Aramida</i>	<i>100</i>
6.5.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK1	100
6.5.1.1 Deflexión al centro de la viga VFK1	100
6.5.1.2 Deflexión al tercio de la viga VFK1	100
6.5.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VFK1	101
6.5.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK2	102
6.5.2.1 Deflexión al centro de la viga VFK2	102
6.5.2.2 Deflexión al tercio de la viga VFK2	102
6.5.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VFK2	103
6.5.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK3	104
6.5.3.1 Deflexión al centro de la viga VFK3	104
6.5.3.2 Deflexión al tercio de la viga VFK3	104
6.5.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VFK3	105
6.5.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK4	106
6.5.4.1 Deflexión al centro de la viga VFK4	106
6.5.4.2 Deflexión al tercio de la viga VFK4	106
6.5.4.3 Evidencia del ensaye de la viga VFK4	107
6.5.5 Localización de fallas de las Vigas de Concreto reforzado con Aramida	108
6.5.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas de Concreto Armado con Aramida	108
<i>6.6 Relación de resistencias entre elementos reforzados con Aramida, acero y fibra de acero</i>	<i>109</i>
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
REFERENCIAS	114

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1a	Uso de materiales por el hombre en actividades cotidianas durante la edad antigua	2
Figura 2.1b	El sílex, uno de los primeros materiales empleados en la fabricación de armas	2
Figura 2.1c	Desarrollo de un país en función de la cantidad de acero que produce per cápita	3
Figura 2.1d	Aplicaciones de las estructuras sándwich con materiales compuestos avanzados	3
Figura 2.2	Puente Ulenbergstrasse en Düsseldorf, Alemania (Elliot Douglas)	6
Figura 2.3a	Clasificación de los materiales simples	7
Figura 2.3b	Componentes en el diseño de un material compuesto avanzado	7
Figura 2.3c	Fibras de carbono, vidrio y Aramida respectivamente	8
Figura 2.3d	Clasificación de los materiales compuestos atendiendo a su matriz o fase continua	9
Figura 2.3e	Torre de comunicaciones de Collserola, Barcelona	11
Figura 2.3f	Torre de comunicaciones de Collserola, Barcelona, tirantes superiores realizados con fibra de Aramida	11
Figura 3.1	Las mezclas de Nomex y Kevlar se utilizan en la fabricación de trajes para la protección de bomberos	12
Figura 3.2a	Síntesis química del Kevlar	13
Figura 3.2b	Estructura del Kevlar	13
Figura 3.2c	Estructura del Nomex	13
Figura 4	Características deseables de un concreto de calidad	15
Figura 4.1.2a	Grava utilizada en la mezcla	16
Figura 4.1.2b	Picnómetro tipo sifón	16
Figura 4.1.3a	Arena utilizada en la mezcla	17
Figura 4.1.3b	Arena en Estado SSS	17
Figura 4.1.3c	Frasco de Chapman	17
Figura 4.1.4a	Arreglo de mallas para determinar el MF de la arena	18
Figura 4.1.4b	Separación de tamaños de partículas de arena por las mallas del arreglo	19
Figura 5.1	Cimbras para elaborar los cilindros de concreto ensayados en el laboratorio	23
Figura 5.2	Dimensiones de los cilindros de concreto ensayados en el laboratorio	24
Figura 5.3a	Dimensiones de las cimbras utilizadas	25
Figura 5.3c	Configuración de las cargas aplicadas en las vigas para los ensayos del laboratorio	25
Figura 5.3d	Máquina de ensayos del Laboratorio de Materiales de la FI.	26
Figura 5.3e	Dispositivo usado para la transmisión de la carga del pistón a dos cargas concentradas sobre la viga	26
Figura 5.3f	Configuración e instrumentación de las vigas en los ensayos del laboratorio	27
Figura 5.3g	Transductores de desplazamiento usados para registrar las deflexiones de las vigas.	27
Figura 5.3h	Transformadores diferenciales usados para registrar las deflexiones de las vigas.	28
Figura 5.3i	Instrumentación usada para registrar las deflexiones de las vigas.	28
Figura 5.3j	CPU usado para el registro y procesamiento de datos	29
Figura 5.3k	Software de procesamiento de datos de la empresa FLOPAC	29
Figura 5.4	Diagramas de cuerpo libre, de esfuerzos cortantes (V) y momentos flexionantes (M) en la viga	30
Figura 5.4.1	Sección transversal del elemento viga	30
Figura 5.4.2a	Desviación tangencial del punto <i>D</i> con respecto a la tangente en el punto <i>A</i> (tD/A) para la viga	32
Figura 5.4.2b	Desviación tangencial del punto <i>M</i> con respecto a la tangente en el punto <i>A</i> (tM/A) para la viga	33
Figura 5.4.2c	Desviación tangencial del punto <i>B</i> con respecto a la tangente en el punto <i>A</i> (tB/A) para la viga	35
Figura 5.4.3a	Ajuste de Parámetros en el SAP2000	37
Figura 5.4.3b	Definición de la sección transversal del elemento viga en el SAP2000	38
Figura 5.4.3c	Modelado del elemento viga en el software SAP2000	38
Figura 5.4.3d	Diagramas de cuerpo libre, esfuerzos cortantes (V), momentos flexionantes (M), y deflexiones en la viga mostrados en el SAP2000	39
Figura 5.5a	Comportamientos del concreto reforzado con fibras de acero después del primer punto de agrietamiento (MACCAFERRI, 2008)	40
Figura 5.5b	Variación de la ductilidad del concreto reforzado con fibras de acero con base en la dosificación usada (MACCAFERRI, 2008)	41
Figura 5.5c	Geometría de la fibra de acero utilizada como refuerzo en las vigas ensayadas	42
Figura 5.5d	Geometría de la fibra de acero utilizada como refuerzo en las vigas ensayadas	42

Figura 5.6a Curva esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad del acero (Harmsen, 2005)	43
Figura 5.6.1a Alambres corrugados cortados de la malla electrosoldada	44
Figura 5.6.1b Configuración longitudinal de la viga reforzada con acero	44
Figura 5.6.2a Sección transversal de la viga compuesta	45
Figura 5.6.2b Hipótesis del ACI 318-02 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona a compresión	46
Figura 5.6.2c Estados de deformaciones y esfuerzos de la viga reforzada en función del valor de c propuesto	47
Figura 5.6.3a Sección transformada de acero para el caso de la viga en estudio	51
Figura 5.7a Patrón de tejido de tela tipo plano (<i>plain wave</i> por su nombre en inglés) (Hexcel, 2010)	53
Figura 5.7b Patrón de tela de Aramida utilizada para fabricar los refuerzos longitudinales	53
Figura 5.7.1a Secuencia de manufactura del arreglo con hilos de Aramida utilizada para los refuerzos longitudinales	54
Figura 5.7.1b Secuencia de manufactura del arreglo con hilos de Aramida utilizada para los refuerzos longitudinales	55
Figura 5.7.1c Hilos de Aramida compuestos por 8 hilos simples entrelazados, listos para ser colocados como refuerzo longitudinal	55
Figura 5.7.2a Curva teórica de esfuerzo-deformación de la fibra de Aramida.	57
Figura 5.7.2b Pretensado de los refuerzos de fibras de Aramida para las vigas ensayadas	58
Figura 5.7.2c Configuración longitudinal de las vigas reforzadas con fibras de Aramida	58
Figura 5.7.2d Resina epóxica utilizada para fijar los tramos sobrantes de los refuerzos a la superficie de concreto de la viga	59
Figura 5.7.2e Tramos sobrantes de los refuerzos de Aramida posteriormente adheridos con resina epóxica a la superficie de concreto de la viga	59
Figura 5.7.2f Sección transversal de la viga compuesta	59
Figura 5.7.2g Estados de deformaciones y esfuerzos de la viga compuesta con concreto y Aramida	60
Figura 5.7.3a Sección transformada de Aramida para el caso de la viga en estudio	64
Figura 6.1.1 Curva de incremento de la resistencia del concreto usado para elaborar las vigas de concreto simple	68
Figura 6.1.2 Curva de incremento de la resistencia del concreto usado para elaborar las vigas reforzadas con fibras de acero	69
Figura 6.1.3 Incremento de la resistencia del concreto usado para la elaboración de las vigas con refuerzo de acero	70
Figura 6.2.1.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS1	72
Figura 6.2.1.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS1	72
Figura 6.2.1.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS1	73
Figura 6.2.2.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS2	74
Figura 6.2.2.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS2	74
Figura 6.2.2.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS2	75
Figura 6.2.3.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS3	76
Figura 6.2.3.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS3	76
Figura 6.2.3.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS3	77
Figura 6.2.4.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS4	78
Figura 6.2.4.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS4	78
Figura 6.2.4.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS4	79
Figura 6.2.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto simple	80
Figura 6.3.1.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA1	81
Figura 6.3.1.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA1	81
Figura 6.3.1.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA1	82
Figura 6.3.1.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA1	82
Figura 6.3.2.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA2	83
Figura 6.3.2.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA2	83
Figura 6.3.2.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA2	84
Figura 6.3.2.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA2	84
Figura 6.3.3.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA3	85
Figura 6.3.3.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA3	85
Figura 6.3.3.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA3	86
Figura 6.3.3.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA3	86
Figura 6.3.4.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA4	87
Figura 6.3.4.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA4	87
Figura 6.3.4.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA4	88

Figura 6.3.4.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA4	88
Figura 6.2.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto reforzado con fibras de acero	89
Figura 6.4.1.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA1	90
Figura 6.4.1.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA1	90
Figura 6.4.1.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA1	91
Figura 6.4.1.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA1	91
Figura 6.4.2.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA2	92
Figura 6.4.2.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA2	92
Figura 6.4.2.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA2	93
Figura 6.4.2.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA2	93
Figura 6.4.3.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA3	94
Figura 6.4.3.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA3	94
Figura 6.4.3.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA3	95
Figura 6.4.3.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA3	95
Figura 6.4.4.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA4	96
Figura 6.4.4.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA4	96
Figura 6.4.4.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA4	97
Figura 6.4.4.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA4	97
Figura 6.4.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto armado	98
Figura 6.5.1.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK1	100
Figura 6.5.1.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK1	100
Figura 6.5.1.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK1	101
Figura 6.5.1.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK1	101
Figura 6.5.2.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK2	102
Figura 6.5.2.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK2	102
Figura 6.5.2.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK2	103
Figura 6.5.2.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK2	103
Figura 6.5.3.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK3	104
Figura 6.5.3.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK3	104
Figura 6.5.3.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK3	105
Figura 6.5.3.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK3	105
Figura 6.5.4.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK4	106
Figura 6.5.4.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK4	106
Figura 6.5.4.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK4	107
Figura 6.5.4.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK4	107
Figura 6.6a Sensibilidad de $f'c$ en la capacidad de carga por cortante de las vigas planteadas reforzadas con acero	110
Figura 6.6b Sensibilidad de $f'c$ en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con acero	110
Figura 6.6c Sensibilidad de $f'c$ en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con Aramida	110
Figura 6.6d Sensibilidad del recubrimiento en la capacidad de carga por cortante de las vigas planteadas reforzadas con acero	111
Figura 6.6e Sensibilidad del recubrimiento en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con acero	111
Figura 6.6f Sensibilidad del recubrimiento en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con aramida	111

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.2 Ventajas y deficiencias de los materiales compuestos avanzados	5
Tabla 2.3 Ventajas y deficiencias de los materiales compuestos de matriz metálica	10
Tabla 3.3 Propiedades de las fibras de carbono, vidrio y Aramida	14
Tabla 4.1.1 Datos recolectados para determinar el PVC de la grava	15
Tabla 4.1.1.2 Datos recolectados para determinar la densidad de la grava	16
Tabla 4.1.3 Datos recolectados para determinar la densidad de la grava	17
Tabla 4.1.4 Secuencia estándar de mallas para determinar el MF de la arena	18
Tabla 4.1.5.1 Datos recolectados para determinar la densidad de la grava	19
Tabla 4.1.5.2 Datos recolectados para determinar la densidad de la arena	19
Tabla 4.2a Parámetros de diseño para la mezcla utilizada	20
Tabla 4.2b Requisitos aproximados de agua de mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños de agregado (American Concrete Institute, 2010)	20
Tabla 4.2c Correspondencia entre la relación agua-cemento y la resistencia a compresión del concreto (American Concrete Institute, 2010)	21
Tabla 4.2d Volumen requerido de agregado grueso superficialmente seco por unidad de volumen de concreto para diferentes MF y Diferentes TMA (American Concrete Institute, 2010)	21
Tabla 4.2e Proporcionamiento de la mezcla requerida	22
Tabla 4.2f Porcentajes de absorción de la grava y de la arena	22
Tabla 4.2g Agua adicional por absorción de los agregados	22
Tabla 4.2h Proporcionamiento final para la mezcla requerida	22
Tabla 5.4.3a Parámetros ajustados en el software SAP2000	37
Tabla 5.4.3b Dimensiones de la viga definidas en el software SAP2000	37
Tabla 5.6a Especificaciones geométricas de la malla electrosoldada, (Aceros Nacionales)	43
Tabla 5.6b Propiedades mecánicas de la malla electrosoldada, (Aceros Nacionales)	43
Tabla 5.7.2a Valores medidos en el laboratorio para los refuerzos de fibras de 8 hilos entrelazados de Kevlar	56
Tabla 5.7.2b Propiedades físicas típicas de diversos tipos de Kevlar (Hung, 2000)	56
Tabla 5.8a Programación de la serie de ensayos de cilindros a compresión	66
Tabla 5.8b Programación de la serie de ensayos de vigas a flexión	66
Tabla 6 Nomenclatura propuesta para identificación de especímenes en el estudio	67
Tabla 6.1 Identificación de las mezclas usadas para elaborar cada grupo de vigas.	67
Tabla 6.1.1 Resistencia del concreto usado para elaborar las vigas de concreto simple para diferentes edades	68
Tabla 6.1.2 Resistencia del concreto simple usado para elaborar las vigas reforzadas con fibras de acero para diferentes edades	69
En la figura 6.1.3 se observa un valor estimado de la resistencia a compresión ($f'c$) de 325 kg/cm ² .	70
Tabla 6.1.3 Resistencia del concreto usado para las vigas de concreto armado con acero para diferentes edades	70
Tabla 6.1.4 Resistencia del concreto a 51 días, usado para las vigas de concreto reforzado con fibras de Aramida	71
Tabla 6.1.5 Resistencias obtenidas en los ensayos de cilindros de concreto para cada una de las mezclas usadas para elaborar cada grupo de vigas	71
Tabla 6.2.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto simple y nivel de deformación presentados.	80
Tabla 6.3.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto reforzado con fibras y nivel de deformación presentados.	89
Tabla 6.4.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto armado y nivel de deformación presentados.	98
Tabla 6.5.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto reforzado con Aramida y nivel de deformación presentados.	109

Tabla 6.6.a Carga máxima calculada de los elementos de concreto reforzado con los materiales propuestos y niveles de deformación mostrados	109
Tabla 6.6.b Carga máxima resistida de los elementos de concreto reforzado con los materiales propuestos y niveles de deformación mostrados	109
Tabla 6.6.c Comparación de los Resultados de los elementos de concreto reforzado con los materiales propuestos y niveles de deformación mostrados	112

INTRODUCCIÓN

En esta investigación se realiza una propuesta para la implementación de nuevas tecnologías del concreto reforzado, orientando su uso específico en aplicaciones geotécnicas. En particular se propone el uso de fibras de Aramida como refuerzo longitudinal en elementos de matriz de concreto sujetos a momento flexionante. Estas fibras de Aramida podrán ofrecer importantes ventajas con respecto a los materiales tradicionales usados en los actuales procedimientos constructivos. Se pretende que en una siguiente fase de la presente investigación, se apliquen los desarrollos en elementos impermeables de cortinas de almacenamiento de agua, así como en elementos de revestimiento de túneles y en pilas.

Para lograr el objetivo se efectuó el diseño de elementos viga de concreto simple, matriz de concreto reforzado con fibras de acero, concreto simplemente armado y por último se propone el diseño en el uso de fibras de Aramida como refuerzo longitudinal en la matriz de concreto.

Paso siguiente se elaboraron en el laboratorio un total de dieciséis especímenes correspondiendo a cuatro por cada diseño señalado anteriormente. Con la finalidad de observar el comportamiento carga-deflexión y hacer una comparación entre los elementos sin refuerzo y los reforzados en su matriz de concreto con los diferentes materiales propuestos, se realizaron ensayos a flexión de elementos viga con dos cargas concentradas en los tercios de la longitud, generando un momento flexionante máximo en el tercio central del claro de cada viga propuesta.

En este estudio se consideraron las recomendaciones de la ASTM¹ para la determinación de las propiedades de los agregados utilizados para realizar la mezcla de concreto simple. A su vez las sugerencias del ACI² se utilizaron para el diseño de la mezcla requerida, este mismo diseño de mezcla fue usado para realizar los dieciséis especímenes. También las recomendaciones del ACI² fueron seguidas para el cálculo del momento resistente de las vigas simplemente armadas con acero. Para los elementos de matriz de concreto reforzados con fibras de acero se recurrió a las recomendaciones dadas por el fabricante. Finalmente se propone ajustar las hipótesis del modelo teórico y la metodología de diseño expuestas en el ACI² para el concreto simplemente armado, a los elementos de matriz de concreto reforzados longitudinalmente con fibras de Aramida. En el proceso de elaboración de los arreglos que definen el refuerzo longitudinal propuesto, se buscó que los arreglos conservasen las hipótesis planteadas en el modelo teórico de comportamiento del material.

Los análisis de resultados manifiestan que el arreglo de fibras de Aramida sugerido como refuerzo longitudinal en la matriz de concreto, ocasiona un incremento de la resistencia de los elementos con respecto a los que fueron reforzados con los otros materiales. Sin embargo se observa que la adherencia al concreto sufre algunos corrimientos por lo que se propone se siga la línea de investigación con nuevos arreglos de fibras que mantengan de una mejor manera las hipótesis proyectadas.

¹ASTM: American Society of Testing Materials

²ACI: American Concrete Institute

INTRODUCTION

A proposal for the implementation of new technologies of reinforced concrete is made in this investigation, directing its specific use in geotechnical applications. In particular we propose the use of aramid fibers as longitudinal reinforcement for concrete matrix elements subject to bending moment. These aramid fibers may offer significant advantages over traditional materials used in current construction procedures. It is intended that in a next phase of this research, developments are applied in waterproof elements of storage dams, as well as in tunnel lining elements and in piles.

To achieve our objective, the following designs were performed; plain concrete beam elements, reinforced concrete with steel fibers, reinforced concrete and finally the use of aramid fibers as reinforcement in the concrete matrix is proposed.

A total of sixteen samples were developed in the laboratory, four from each design outlined above in order to observe the load-deflection behavior and make a comparison between items without reinforcement and the ones reinforced with the different materials proposed, assay flexural beam elements were performed with two concentrated loads in thirds length, generating a maximum bending moment in the middle third span of each beam.

In this study ASTM¹ recommendations are considered to determine the properties of the aggregates used to make plain concrete mix. ACI² recommendations are used to design the required concrete mixture, the same design was used to perform the sixteen specimens. Also ACI² recommendations were followed to calculate the bending moment resistance of the beams simply armed with steel. For the matrix elements of reinforced concrete with steel fibers the recommendations given by the manufacturer are followed. Finally it is proposed to adjust the assumptions of the theoretical model and design methodology outlined in the ACI² for reinforced concrete to the matrix elements of longitudinally reinforced concrete with aramid fibers. In the process of making arrangements that define the proposed longitudinal reinforcement, it was pursue that the arrangement conserves the hypotheses highlighted in the theoretical model of the material behavior.

By analyzing the results we can see that the material along with the proposed fiber arrangement as longitudinal reinforcement show increased resistance with respect to the elements which were reinforced with other materials. However it is observed that the adhesion to the concrete undergoes some shifts therefore it is suggested that this line of research is carried on with new arrangements of fibers that endure in a better way the projected hypothesis.

1. OBJETIVOS Y ALCANCES

Los objetivos de esta investigación son los siguientes:

- Analizar el estado del arte del uso de materiales compuestos avanzados en el área de la ingeniería civil, así como considerar los horizontes planteados en el desarrollo de estas nuevas tecnologías para su aplicación en procesos constructivos de elementos geotécnicos.
- Analizar el comportamiento de los elementos diseñados con mezcla de concreto y con refuerzo longitudinal de fibras de Aramida, por medio de la realización de ensayos de vigas a flexión con cargas concentradas aplicadas en los tercios del claro.
- Utilizar como parámetros de comparación elementos de idénticas características geométricas, de concreto reforzado con fibras de acero y elementos de concreto con varillas de acero como refuerzo longitudinal.
- Proponer un arreglo con cierta dosificación, método de armado y colocación de la fibra de Aramida para la realización de los ensayos de laboratorio.
- Diseñar y llevar a la falla los elementos mediante la aplicación de carga controlada con una máquina universal en el laboratorio, con el objetivo de determinar la resistencia última de cada elemento y su historia de esfuerzo - deformación.
- Determinar la dosificación de la fibra de Aramida, basados en los resultados de los ensayos, para alcanzar comportamientos similares a los obtenidos en los especímenes mediante procedimientos de diseño y construcción tradicionales.
- Finalmente se busca orientar el uso de esta fibra en elementos reales para su utilización en el refuerzo de estructuras geotécnicas, aprovechando sus propiedades de resistencia física. En cuanto a las propiedades relacionadas con la resistencia química, durabilidad y manejabilidad quedan fuera del alcance de esta tesis.

2. ANTECEDENTES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS AVANZADOS

2.1 Marco histórico y evolutivo de la ingeniería de materiales

A lo largo de su existencia el hombre ha tenido la noción de la importancia de crear nuevos materiales, los cuales inclusive han condicionado la evolución técnica, social y cultural de las civilizaciones. En la línea del tiempo de la humanidad se pueden observar las edades de piedra, bronce, y hierro, las cuales constituyen una serie de etapas que marcaron su trascendencia en la faz de la Tierra. En este contexto, nuestros antepasados lograron desarrollar nuevas herramientas y posteriormente máquinas de mayor complejidad, que les facilitaron las tareas en varios aspectos de la vida, y todo esto gracias al conocimiento de las propiedades de nuevos materiales.

En 1987 se llevó a cabo una polémica en la *Royal Society*, donde se trataron aspectos relacionados con la evolución de los materiales a través de la historia. El siguiente fragmento es tomado de este debate:

Dos mil años antes de Cristo las herramientas de corte fueron hechas en su mayoría de sílex. El sílex es un cerámico y fue un material importante en la edad en la que piedra, cerámica y madera fueron los únicos materiales de ingeniería. Los metales eran desconocidos. El sílex tuvo un papel especial porque pudo ser moldeado para fabricar elementos de corte y fue usado como arma o navaja. Fue uno de los materiales de ingeniería de la edad de piedra, o cómo se podría denominar actualmente: edad de cerámica. Fue una era en la que los metales no jugaron ningún papel, y la ingeniería (hogar, botes, armas, utensilios, etc.) fue dominada por polímeros (madera, paja, pieles), compuestos (ladrillos con paja) y cerámicos (piedra, arcilla y después vidrio). Cuando los metales fueron descubiertos comenzaron a desplazar a los cerámicos.



Figura 2.1a Uso de materiales por el hombre en actividades cotidianas durante la edad antigua



Figura 2.1b El sílex, uno de los primeros materiales empleados en la fabricación de armas

Alrededor de 1500 a.C. el consumo de bronce y posteriormente el de hierro, plantearon qué nación ostentaba el mayor poder mundial. Desde 1850, esta relación de poder fue determinada por el acero; para esto los economistas correlacionan el nivel de desarrollo de un país con la cantidad de acero que produce per cápita. De esto los metales dominan el diseño en ingeniería. Su posición ha sido reforzada por el desarrollo de aleaciones de acero, aleaciones ligeras (las cuales reemplazaron la madera en el diseño aeronáutico) y súperaleaciones.

En 1960 los materiales eran sinónimo de la metalurgia, las universidades del mundo impartieron cursos y otorgaron títulos en metalurgia y ciencia de los metales. Los graduados apenas habían oído hablar de los materiales polímeros, cerámicos y compuestos.

Sin embargo, en los pasados veinte años esto ha cambiado. La tasa de producción y uso de los materiales relacionados con los polímeros de alta resistencia y compuestos de estructura cerámica se ha estado expandiendo, o está a punto de hacerlo. La producción de fibras de carbono basada en compuestos está creciendo en un treinta por ciento por año, lo que fue la tasa de crecimiento disfrutada por el acero en la cima de la revolución industrial. Nos encontramos ahora en medio de otra revolución, una transición de la era del acero a otra dependiente de materiales más avanzados. (L.C. Hollaway and P.R. Head, 2001)



Figura 2.1c Desarrollo de un país en función de la cantidad de acero que produce per cápita



Figura 2.1d Aplicaciones de las estructuras sándwich con materiales compuestos avanzados

Resulta difícil imaginar nuestro mundo sin la presencia de los materiales desarrollados desde hace varios siglos, los cuales fueron creados con el único propósito de brindar el confort cotidiano al cual estamos plenamente acostumbrados. En la actualidad existen una infinidad de materiales en la industria, y continuamente aparecen nuevos en el mercado cada día a un ritmo más intenso. Esta cantidad de materiales novedosos plantea una dificultad para el ingeniero, y es la de comprender sus propiedades y encontrar aplicaciones prácticas en un tiempo y circunstancias adecuadas para las cuales fueron concebidos.

2.2 Marco histórico de la aplicación de fibras de Aramida en la ingeniería civil

Después de la reconstrucción de Europa debido a la Segunda Guerra Mundial, el crecimiento de la industria de la construcción condujo a un incremento en la carga de trabajo. Gran parte del trabajo fue realizado por el Estado, con lo cual paralelamente se incrementó la burocracia en el ámbito de las normas y especificaciones, implicando un descuido en la investigación y el desarrollo. Las tensiones internacionales que siguieron durante los años de la Guerra Fría, aseguraron que el patrón de inversión pública masiva en la investigación de la defensa se mantuviera. Por lo cual los empresarios de la industria privada ignoraron la construcción civil y centraron su atención en el transporte, permitiendo un rápido desarrollo de las industrias automotriz y aeroespacial.

Así el legado de esta carencia de inversión en investigación y desarrollo en la industria de la construcción, es claramente ilustrada por la falta de progreso, donde en los últimos años los métodos de construcción han cambiado muy poco. Es por esto que la industria de los materiales compuestos no mostró interés en el campo de la ingeniería civil, donde la posibilidad de utilizar nuevos materiales y en consecuencia abrir nuevas oportunidades de mercado, no fueron visibles para potenciales inversionistas. La revolución tecnológica de materiales y procesos en los demás sectores, habían sobrepasado ampliamente a la industria de la construcción. Además, es importante considerar que tradicionalmente esta industria ha conservado una inercia enorme, en donde la mentalidad apunta a que si algo ha funcionado más o menos bien no debe cambiarse, lo cual hace que cualquier innovación sea difícil de implementar.

Por mucho tiempo se minimizó el porcentaje dedicado a la investigación en relación con los costos destinados a la construcción; esto ha dado paso a un entendimiento inadecuado de muchos aspectos, tales como mecanismos de deterioro de estructuras, lamentablemente sucede también que no se planean prácticas de reparación y mantenimiento para la infraestructura construida.

Sin embargo, en las últimas décadas se observa una tendencia de transición de los materiales convencionales a los más avanzados. Esta tendencia está siendo encabezada por la industria de la construcción, donde el treinta por ciento de todos los polímeros producidos es ahora utilizado por esta industria. La aceptación gradual de los polímeros reforzados con fibra ha crecido rápidamente, particularmente en el sector de la investigación y el desarrollo de nuevas fibras y matrices de materiales, así como en procesos de fabricación automatizados relevantes para aplicaciones en esta industria.

Cabe mencionar también en este contexto a los materiales auto-reparables, que surgen como una línea de desarrollo que ha despertado la atención de algunas universidades e institutos de investigación alrededor del mundo, enfocados en desarrollar principalmente polímeros, metales, concreto y asfalto. El término concreto auto-reparable (*self-healing concrete* por su nombre en inglés) describe materiales en base de cemento portland con capacidad de reparación autónoma, cuando el material o la estructura sufren daños debido a algún tipo de mecanismo de deterioro. Tener una capacidad auto-reparable trae consigo beneficios que se pueden reflejar en un menor deterioro de las estructuras y una reducción de costos por mantenimiento. Explorar la evolución de la ingeniería de materiales y comprender su importancia, conlleva a que el interés y uso de materiales compuestos en la construcción sean más fácilmente apreciados.

Por otro lado el fin repentino de la Guerra Fría a principios de la década de los noventa y el cambio en las políticas internacionales, han contribuido a la turbulencia en muchas industrias, incluyendo la industria de la construcción. Muchos de los sectores dinámicos más jóvenes como la industria de los materiales compuestos, han sido capaces de adaptarse y sacar ventajas de esta crisis más cómodamente que la mayoría de la industria tradicional. Estas observaciones han sido confirmadas por la mayor utilización en la industria de la construcción de polímeros reforzados con fibra de vidrio (*GFRP* por sus

siglas en inglés) y polímeros reforzados con fibra de carbono (*CFRP* por sus siglas en inglés) sobre todo en los últimos años.

En el contexto mundial, el gobierno de Estados Unidos en conjunto con la industria privada, realizan grandes inversiones en el área de investigación de materiales y desarrollo de sistemas de construcción de alto desempeño. Los materiales propuestos para investigar incluyen compuestos y sistemas de polímeros avanzados, los cuales son empleados dentro de nuevos métodos de construcción y diseños de materiales para manufactura robótica. En Europa las iniciativas de gobierno han sido más lentas, no obstante el Reino Unido ha lanzado dos iniciativas con objetivos similares a los de Estados Unidos, bajo el control del Consejo de Investigación en Ingeniería y Ciencias Físicas (*EPSRC* por sus siglas en inglés), estas son *la Iniciativa de Innovación de Manufactura 1994* y *el Programa de Materiales para la Mejor Construcción 1994*.

En años recientes, las tecnologías de fabricación para la producción de polímeros compuestos avanzados han evolucionado hacia técnicas de manufactura más sofisticadas. Estos métodos han permitido producir materiales compuestos de polímeros, con estructuras que poseen un mínimo de vacíos y una excelente alineación de la fibra. En la actualidad existe un mayor entendimiento de la importancia del diseño en relación con el desempeño y confiabilidad del producto. Sin embargo, aún no existen especificaciones estándares y códigos de práctica en la aplicación de materiales compuestos en la ingeniería civil y estructural, con excepción del *Código Estándar Británico de Práctica para el Diseño de Materiales Compuestos (BS4994:1973)* y, en consecuencia, los objetivos principales de confiabilidad y desempeño son difíciles de abordar, a menos que sea bajo probados sistemas específicos. Estas guías de diseño y especificaciones deberían proporcionar la confianza necesaria para el diseñador de estos materiales compuestos, sin embargo no siempre ocurre así, y es ahí donde la tarea de la investigación satisface el desarrollo de estos nuevos desafíos de la ingeniería.

Existen numerosas ventajas que motivan el uso de los materiales compuestos entre los ingenieros civiles, y por otro lado las deficiencias de los mismos han acelerado las investigaciones en este incipiente rubro en universidades e institutos de investigación de todo el mundo (Tabla 2.2).

Tabla 2.2 Ventajas y deficiencias de los materiales compuestos avanzados

Ventajas	Deficiencias
Peso ligero del material	Bajo modulo elástico
Cociente alto entre resistencia y peso	Fenómeno de ruptura por fluencia
Resistencia a la corrosión	Incertidumbre de algunos de los aspectos de durabilidad por factores ambientales
Características no magnéticas	Comportamiento a largo plazo
Durabilidad general de alto potencial	

Los materiales de polímeros compuestos avanzados hasta ahora habían sido utilizados principalmente en la industria aeroespacial y marina. En las últimas décadas, ha habido un proceso de concientización en los ingenieros civiles sobre las propiedades mecánicas notables y en el empleo de estos materiales junto con tecnologías de fabricación a la medida. Todo esto abre la posibilidad de utilizar los materiales compuestos en áreas donde los materiales de construcción convencionales pueden estar restringidos o ser de baja eficiencia. Estas buenas propiedades permiten a los ingenieros diseñadores tener mayor confianza en el potencial de los materiales y consecuentemente su uso en la infraestructura civil.

El creciente interés mostrado en el uso de los materiales compuestos avanzados en la industria de la construcción, está alimentado por la necesidad de mejorar la durabilidad de las estructuras, reducir costos de labores en sitio, minimizar tiempos de construcción, facilitar las labores de reparación de

estructuras dañadas y finalmente mejorar la seguridad. Varias compañías de todo el mundo están manufacturando elementos estructurales de materiales compuestos, los cuales son utilizados para sistemas de cubiertas y caminos, en plantas de tratamiento de residuos, estructuras costa fuera y muchas otras industrias. Los laboratorios avanzados de cómputo y hospitales con salas de resonancia magnética se construyen también a partir de materiales compuestos porque no conducen ondas electromagnéticas.

En las últimas décadas los materiales compuestos avanzados se han convertido en una alternativa atractiva para la construcción de nuevas estructuras, así como para el refuerzo o rehabilitación de edificios y puentes existentes. En lo que respecta a las nuevas construcciones, estos materiales se utilizan como refuerzo o en el pretensado de estructuras de concreto. También se utilizan en cubiertas de puentes hechas de polímeros reforzados con fibra (*FRP* por sus siglas en inglés), postes para energía eléctrica, sistemas estructurales híbridos de *FRP*-concreto, el reforzamiento sísmico de puentes y columnas, además en la configuración de paneles, varillas y superficies de rodamiento para el refuerzo de estructuras de concreto y mampostería.

Mientras que los *FRP* son ahora más usados en construcción, las primeras estructuras hechas con éstos fueron reforzadas con acero como refuerzo secundario. El primer puente carretero del mundo que usó material compuesto es el de Ulenberstrasse en Düsseldorf, Alemania, en 1987 (Ver figura 2.2). Para este puente se usaron cables de *GFRP* en tensión para sujetarlo. En Estados Unidos, Europa y Japón muchas estructuras han sido construidas a manera de demostración usando fibras de carbón, Aramida y vidrio. Como refuerzo y preesfuerzo de concreto en lugar de acero, para mejorar estructuras existentes y para manufacturar estructuras de polímeros avanzados.



Figura 2.2 Puente Ulenberstrasse en Düsseldorf, Alemania (Elliot Douglas)

2.3 Definición y clasificación de los materiales compuestos

De manera general los materiales simples se pueden visualizar en los siguientes cuatro grandes grupos como se muestra en la figura 2.3a:



Figura 2.3a Clasificación de los materiales simples

Pocos materiales naturales están compuestos solamente de un elemento. La mayoría son una mezcla de diferentes componentes; que al combinarse producen un material que se desempeña de mejor manera en contraste con un material constituido por un solo componente. Estos materiales son conocidos como materiales compuestos. Como ejemplo de material compuesto utilizados en la ingeniería civil es el concreto armado el cual consiste en una mezcla de materiales que han permitido edificar formas cada vez más desafiantes gracias a la ventaja de ser fácilmente moldeable.

Los materiales compuestos surgen de los simples y se obtienen a partir de la unión no química de dos o más componentes; esta unión da lugar a nuevas características o propiedades específicas. En estos se debe considerar la matriz, el refuerzo, los aditivos y el medio en el que vayan a ser utilizados. En general en el diseño de un material compuesto, se conoce como matriz al componente que se encuentra en mayor proporción, como refuerzo al componente que se incorpora en menor cantidad y como aditivos a los materiales que se añaden para mejorar las propiedades del nuevo material en el sentido deseado.



Figura 2.3b Componentes en el diseño de un material compuesto avanzado

Antes de estudiar los materiales compuestos conformados por polímeros avanzados es conveniente tener un claro entendimiento del significado de estos materiales. La definición que se adoptó en 1989 por el grupo de estudio de materiales compuestos de polímeros avanzados del Instituto de Ingenieros Estructuristas y por acuerdo de la Federación Británica de Plásticos es como sigue:

“Los materiales compuestos consisten normalmente de dos fases discretas, una matriz continua, la cual es a menudo una resina, en torno a una estructura de refuerzo de fibra. El refuerzo tiene alta resistencia y rigidez al mismo tiempo que la matriz mantiene las fibras juntas, transmitiendo el esfuerzo de una fibra a otra produciendo una estructura consolidada”.

En materiales compuestos de alto desempeño o materiales avanzados, se usan fibras de alta resistencia y rigidez en porcentajes de volumen relativamente grandes, en tanto que la orientación de las fibras es controlada para permitir grandes esfuerzos mecánicos realizados en el margen de seguridad. La principal ventaja de estos materiales está en su naturaleza anisotrópica. El refuerzo puede ser adaptado y orientado a seguir los patrones de esfuerzo en el componente principal, y lograr una economía de diseño mucho mayor que la que se puede lograr con materiales isotrópicos tradicionales. Los refuerzos son generalmente fibras de vidrio, carbono o Aramida, en forma de filamento continuo o telas tejidas.

Las resinas que le confieren propiedades específicas como la resistencia química y al calor, pueden ser elegidas de una amplia gama de materiales sintéticos termoestables o termoplásticos. Los más comúnmente utilizados son las resinas de poliéster, epóxicas y fenólicas. Tipos de refuerzos más avanzados con resistencia al calor, tales como el viniléster bismaleimida, están ganando uso en aplicaciones de alto desempeño, y materiales compuestos termoplásticos avanzados de fibra de carbono, se encuentran también en una fase de desarrollo de mercado. La gama de materiales compuestos de fibra es muy diversa. Las fibras de carbono, Aramida y vidrio (figura 2.3c) son las que se utilizan principalmente en ingeniería civil, sin embargo existen muchas otras fibras en el mercado.



Figura 2.3c Fibras de carbono, vidrio y Aramida respectivamente

Estas fibras se colocan en un *termoestable* (plásticos que poseen propiedades ventajosas respecto a los termoplásticos, como una mejor resistencia al impacto, a los solventes, a la permeación de gases y a las temperaturas extremas) de resina de polímero para obtener mayor resistencia y rigidez del material de la matriz. Cuando la disipación de energía de impacto es requerida, la interfaz puede ser más débil, reduciendo al mínimo el acoplamiento químico del refuerzo a la matriz. Sin embargo es mucho más probable que el acoplamiento entre las dos fases se maximice, este acoplamiento de interfaz permitirá tensiones, dispersadas a través de la matriz, que serán transferidas al refuerzo. El acoplamiento es proporcionado por el establecimiento de la consolidación de la matriz en estado fundido o de baja viscosidad. La matriz desempeña varias funciones importantes dentro de las características de los materiales compuestos. Se adhiere junto con el refuerzo en la configuración de un diseño correcto y protege el refuerzo contra la abrasión o la corrosión del medio ambiente.

La transferencia de carga por el compuesto se distribuye a través de las fibras de la matriz. Para ser capaz de transferir las cargas y reducir la probabilidad de falla en la matriz, la adhesión al refuerzo debe ir acompañada de la suficiente resistencia de corte de la matriz, que en general es proporcional a la fuerza de tensión. Sin embargo, las matrices de alta resistencia tienden a ser frágiles y cuando las propiedades de tensión y flexión son proporcionadas por el refuerzo resistente y rígido, pero frágil, la resistencia a la fractura es proporcionada por el flujo plástico en el punto de quiebre de la matriz, la cual absorbe la energía y reduce la concentración de esfuerzos. Las matrices de deformación plástica también desvían grietas paralelas a las fibras en un plano.

Existen diversas clasificaciones de los materiales compuestos para la matriz, los refuerzos o los aditivos. Atendiendo a su matriz se tiene la siguiente clasificación (figura 2.3d):



Figura 2.3d Clasificación de los materiales compuestos atendiendo a su matriz o fase continua

2.3.1 Compuestos de matriz metálica

Son materiales en los que la fase continua son un metal o una aleación, y está reforzada con una fibra de alta resistencia y rigidez, con un *whísker* (filamento no flexible), con partículas cerámicas o de grafito. Los compuestos de matriz metálica están tomando un auge importante por sus excelentes propiedades mecánicas y sus posibilidades de satisfacer un criterio de diseño único, como por ejemplo, una distorsión térmica nula. Al igual que en otros compuestos, la elección adecuada de la matriz, el refuerzo y la estructuración del compuesto hace posible la fabricación de un compuesto de matriz metálica que cumpla con los requerimientos específicos de una forma diferente a los materiales convencionales, que tienen propiedades isotrópicas o ligeramente anisótropas. Estos compuestos llamados anisotrópicos, pueden diseñarse para que tengan propiedades diferentes en distintas direcciones.

El estado del arte de los compuestos de matriz metálica es menos conocido que los compuestos de matriz de resina. Sin embargo los compuestos de matriz metálica tienen ciertas ventajas y desventajas sobre los compuestos de matriz de resina, y se muestran a continuación en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Ventajas y deficiencias de los materiales compuestos de matriz metálica

Ventajas	Desventajas
Mejores propiedades transversales	Tecnología menos conocida
Mayor capacidad de temperatura	Mayor costo de producción
Elevada conductividad térmica y eléctrica	
No existe desprendimiento de gases	
No se produce absorción de humedad	
Mejor resistencia al desgaste	

Los materiales compuestos de matriz metálica han sido de interés durante los últimos años por sus excelentes propiedades estructurales, utilizándose fundamentalmente en aplicaciones aeroespaciales debido a su elevado costo. Con el advenimiento de refuerzos a precios más bajos se ha producido un desarrollo importante en la aplicación de estos materiales para la fabricación de piezas industriales. Como consecuencia, los compuestos de matriz metálica han empezado a salir del laboratorio para convertirse en una clase de materiales estructurales con características verdaderamente interesantes y viables de ingeniería.

2.3.2 Compuestos de matriz cerámica

Los materiales frágiles presentan un desempeño adecuado a alta temperatura, sin embargo suelen presentar problemas a temperatura ambiente o cercana a esta. El problema consiste en incrementar las propiedades para evitar cierto tipo de fractura sin sacrificar la resistencia. Los compuestos de matriz cerámica tratan de resolver este problema de forma que puedan ser eficientes a bajas y altas temperaturas, en contraste con los compuestos de matriz metálica en los que se hace énfasis en el mejoramiento del comportamiento a temperaturas elevadas.

El carbono y ciertos óxidos, carburos, nitruros y boruros parecen ofrecer aspectos atractivos en aplicaciones de compuestos de matriz cerámica. Una ventaja importante en este tipo de compuestos es su resistencia inherente a la oxidación, no obstante, la razón principal para utilizar la tecnología de los compuestos en sistemas cerámicos es mejorar la tenacidad.

2.3.3 Compuestos de matriz de resina

Son polímeros reforzados fundamentalmente con fibra de vidrio (GFRP), fibra de carbono (CFRP) y fibra de Aramida (Kevlar). Los compuestos avanzados son polímeros reforzados con estructuras similares a los compuestos reforzados con fibra de vidrio, pero incorporando fibras de alta resistencia, cuyo módulo de Young excede ampliamente al de las fibras de vidrio. De esta forma pueden obtenerse propiedades mecánicas iguales o superiores respecto a la de los materiales metálicos.

Durante la última década los materiales de refuerzo de alto módulo han consistido en fibras de carbono puro. Aunque la tecnología de los compuestos avanzados había comenzado al final de los años cincuenta y principios de los sesenta con fibras de boro, similares en resistencia a las fibras de carbono pero de un costo muy superior.



Figura 2.3e Torre de comunicaciones de Collserola, Barcelona

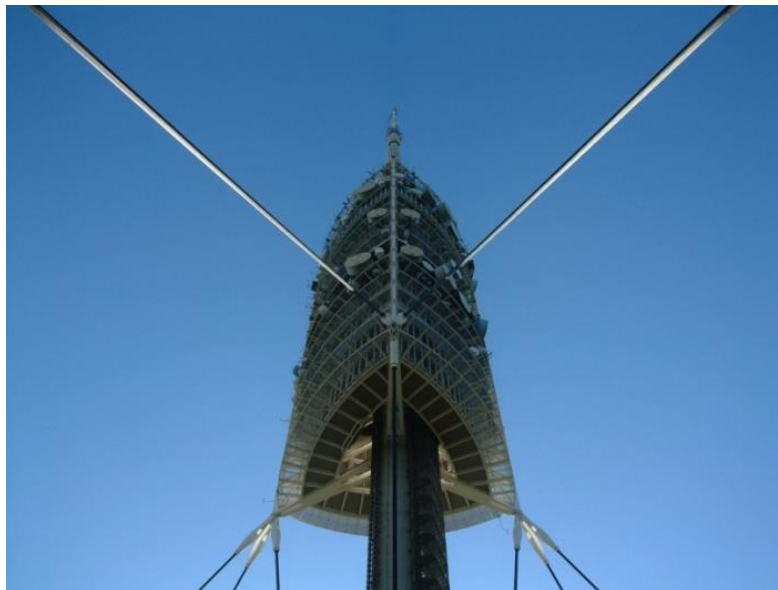


Figura 2.3f Torre de comunicaciones de Collserola, Barcelona, tirantes superiores realizados con fibra de Aramida

En general las clasificaciones de estos materiales no son tan estrictas, debido a que algunos pueden catalogarse en más de un grupo. Se puede comprender que en la actualidad existe un desarrollo muy importante de los materiales a base de polímeros y de los materiales compuestos. Es conveniente también considerar que un material por lo general no desaparece cuando es sometido a la competencia de uno nuevo, pues es común que se adapte y se obtenga un nuevo equilibrio en función de las condiciones técnicas y económicas de los productos.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ARAMIDA

3.1 Antecedentes

El nombre de Aramida es una abreviación del término “*aromatic polyamide*”, y designa una categoría de fibra sintética, fuerte y resistente al calor. Las fibras de Aramida se utilizan en aplicaciones aeroespaciales, para fines militares en compuestos balísticos o protecciones personales y como sustituto del asbesto. Las cadenas moleculares de las fibras de Aramida están altamente orientadas en el eje longitudinal, lo que permite aprovechar la fuerza de sus uniones químicas para usos industriales. Las aramiditas pertenecen a una familia de Nailon que incluye el Nomex y el Kevlar. El segundo se utiliza para hacer chalecos a prueba de balas y neumáticos resistentes a las pinchaduras. Su combinación se utiliza para hacer trajes resistentes al fuego, motivo por el cual lo emplean los bomberos para su protección (figura 3.1).



Figura 3.1 Las mezclas de Nomex y Kevlar se utilizan en la fabricación de trajes para la protección de bomberos

Al Kevlar se le describe frecuentemente como la fibra sintética descubierta más importante después del Nailon, se le denominó fibra B en su época experimental. Fue descubierta en 1965 por la científica de Du Pont Stephanie Kwolek. Después de varios años de investigación y desarrollo, se empezó a comercializar en 1972. Existen fundamentalmente dos variantes del Kevlar, la primera es el Kevlar 29, el cual se usa como cubierta para cables de fibra óptica en sistemas de instrumentación que miden deformaciones en túneles y presas, así como en cuerdas de alta resistencia, materiales bajo fricción y como protección personal. La segunda variante fabricada por Du Pont es Kevlar 49, que debido a su módulo más elevado, se usa principalmente en compuestos reforzados para cascos de barcos, estructuras de aviones y de proyectiles, así como para coches de carreras. En la industria aeroespacial su uso reduce peso de manera substancial, y por tanto representa un ahorro en los costos.

El Kevlar ha desempeñado un papel significativo en muchos usos críticos, los cables de Kevlar son tan fuertes como los cables de acero, pero tienen sólo cerca del 20% de su peso, lo que hace de este polímero una excelente herramienta con múltiples utilidades. Puesto que el Kevlar es más caro que la fibra de vidrio y que el acero, además de que su venta está restringida en muchos países, su uso puede ser condicionado a la mejora de alguna propiedad fundamental en las piezas fabricadas con este material.

3.2 Composición química

La Aramida contiene grupos aromáticos que presentan interacciones entre sí y además se llevan a cabo interacciones por puentes de hidrógeno entre los grupos Aramida. Por estas interacciones, las fibras obtenidas presentan altas prestaciones, ya que las macromoléculas quedan perfectamente orientadas en la misma dirección y bien empaquetadas. La síntesis de este polímero se lleva a cabo a través de una polimerización por pasos a partir de la p-fenilendiamina y el dicloruro del ácido tereftálico. Una sola cadena del polímero de Kevlar podría tener de cinco a un millón de monómeros enlazados juntos. Cada monómero de Kevlar es una unidad química que contiene 14 átomos de carbono, 2 de nitrógeno, 2 de oxígeno y 10 de hidrógeno (figura 3.2).

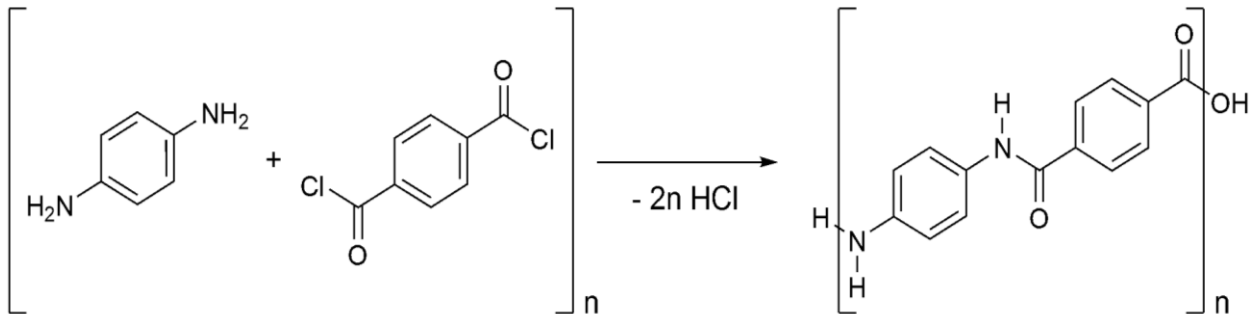


Figura 3.2a Síntesis química del Kevlar

En el Kevlar todos los grupos amida están separados por grupos para-fenileno, es decir los grupos amida se unen al anillo fenilo en posiciones opuestas entre sí, en los carbonos 1 y 4 (figura 3.2b). El Nomex, por otra parte posee grupos meta-fenileno, es decir, que los grupos amida se unen al anillo fenilo en las posiciones 1 y 3 (figura 3.2c).

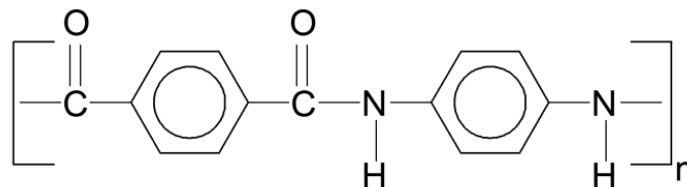


Figura 3.2b Estructura del Kevlar

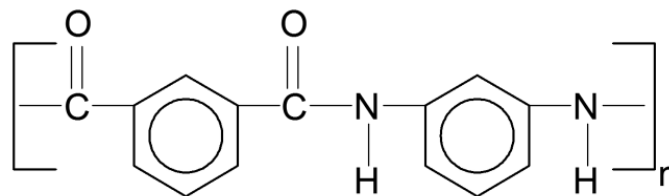


Figura 3.2c Estructura del Nomex

Las cadenas del polímero se pueden juntar aleatoriamente u orientar cuidadosamente de lado a lado en una fila. La orientación de las cadenas del polímero es muy importante para ciertas características tales como flexibilidad, rigidez y resistencia. Una fibra de Kevlar es un arreglo de moléculas orientadas en paralelo, esta colocación espacial es lo que proporciona a las moléculas su estructura cristalina. La cristalinidad es obtenida por un proceso de fabricación que implica sacar la solución fundida del polímero a través de agujeros pequeños de la extrusora. La cristalinidad de los filamentos del polímero de Kevlar contribuye perceptiblemente a su resistencia y rigidez únicas.

3.3 Propiedades mecánicas

Las fibras son las responsables de brindar las propiedades estructurales al material compuesto, debido a que su rigidez y resistencia es mucho mayor que la de la matriz. Las fibras empleadas propiamente como refuerzo, consisten en fibras pequeñas, continuas y con una orientación determinada. En este caso de estudio, las fibras servirán como refuerzo a nuestra matriz de concreto. Existen tres tipos de fibra predominantemente utilizadas con polímeros y se mencionan a continuación:

3.3.1 Fibras de Carbono

Las fibras de carbono son las más conocidas y utilizadas debido a que presentan mejores propiedades mecánicas en comparación con los otros tipos de fibra. Estas son fabricadas con polímeros tipo PITCH o PAN. Las fibras tipo PITCH se fabrican a base de petróleo refinado o brea, se utilizan en materiales de uso general, poseen gran resistencia y un alto módulo de elasticidad. Las fibras tipo PAN están hechas con poliacrilonitrilo y generan un material de alta resistencia y módulo de elasticidad.

3.3.2 Fibras de Vidrio

Las fibras de vidrio tienen como principal ventaja su bajo costo, sin embargo son menos resistentes que otros tipos de fibras. Existen tres tipos de fibra de vidrio: tipo E, S y AR. Estas fibras se diferencian entre sí en su resistencia al álcali y en su resistencia mecánica.

3.3.3 Fibras de Aramida

Las fibras de Aramida tienen como ventaja su buen comportamiento ante cargas cíclicas y su alta resistencia. Poseen una estructura anisotrópica que permite mayor resistencia y módulo de elasticidad en el sentido longitudinal, presentan una respuesta elástica lineal cuando se carga en tensión y un comportamiento no lineal cuando se trabajan en compresión.

A continuación se presenta la tabla 3.3 con algunas propiedades de los diferentes tipos de fibras:

Tabla 3.3 Propiedades de las fibras de carbono, vidrio y Aramida

Material	Módulo de elasticidad	Resistencia a la tensión	Deformación última a la tensión
	[GPa]	[MPa]	[%]
Carbono			
Alta resistencia	215-235	3500-4800	1.4-2.0
Ultra alta resistencia	215-235	3500-6000	1.5-2.3
Alto módulo	350-500	2500-3100	0.5-0.9
Ultra alto módulo	500-700	2100-2400	0.2-0.4
Vidrio			
E	70	1900-3000	3.0-4.5
S	85-90	3500-4800	4.5-5.5
Aramida			
Bajo módulo	70-80	3500-4100	4.3-5.0
Alto módulo	115-130	3500-4000	2.5-3.5

4. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO SIMPLE

En el diseño de la mezcla se debe considerar las propiedades de los materiales que se vayan a utilizar. Tales materiales estarán en las proporciones adecuadas en el momento del mezclado con el fin de generar un concreto con las características de resistencia, calidad y economía esperadas. Considerando las dimensiones de la cimbra utilizada para la construcción de los elementos de concreto que fueron ensayados, se buscó utilizar agregado grueso con un tamaño máximo de 9.5 mm (3/8´´), para que al momento de colar los elementos se evitaran problemas de segregación o mal acomodo de los componentes de la mezcla. Para ello se recurrió a un diseño de mezcla de micro concreto, el cual involucra los procedimientos de elaboración y las recomendaciones usuales para un concreto convencional. Cabe señalar que existe una tendencia desacertada en la práctica de la ingeniería, en la que se piensa que la calidad de un concreto se refiere exclusivamente a la resistencia mínima requerida a los 28 días. Sin embargo, para lograr un concreto con las características mencionadas, es deseable que el concreto cumpla esta condición junto con otros aspectos importantes (figura 4).

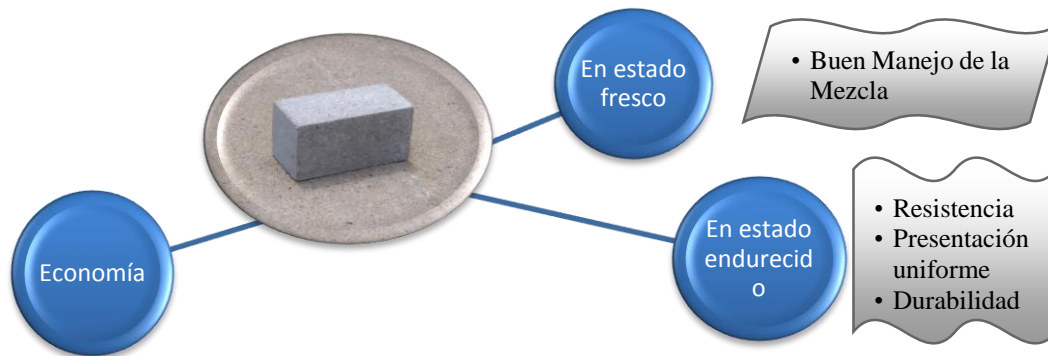


Figura 4 Características deseables de un concreto de calidad

4.1 Determinación de las propiedades de los agregados

4.1.1 Determinación del peso volumétrico compactado de la grava

El peso volumétrico compactado (*PVC* en lo sucesivo) de la grava se obtuvo en el laboratorio de acuerdo con la recomendación ASTM C29/C29M-09, utilizando una cubeta cilíndrica de volumen conocido. Para ello se vació el material seco dentro del recipiente y se compactó adecuadamente por medio del procedimiento de varillado. En la siguiente tabla se muestran los datos obtenidos en el procedimiento mencionado.

Tabla 4.1.1 Datos recolectados para determinar el *PVC* de la grava

Pesos		Dimensiones	
W_{Cubeta}	4.46 kg	D_{Cubeta}	25 cm
$W_{Cubeta+Grava}$	15.51 kg	A_{Cubeta}	490.87 cm ²
W_{Grava}	11.05 kg	h_{Cubeta}	20.30 cm
		V_{Cubeta}	9964.66 cm ³ = 9.96x10 ⁻³ m ³

Por lo tanto se tiene el siguiente *PVC* de la grava

$$PVC_{Grava} = \frac{W_{Grava}}{V_{Cubeta}} = \frac{11.05 \text{ kg}}{9.96 \times 10^{-3} \text{ m}^3} = 1109.44 \text{ kg/m}^3$$

4.1.2 Determinación de la densidad de la grava

Para la obtención de este parámetro se siguió la recomendación ASTM C127-07, llevando la grava al estado *saturado superficialmente seco* (SSS en lo que sigue), condición en la cual el grado de humedad coincide con la absorción pero sin existir agua adherida a la superficie del agregado (figura 4.1.2a).



Figura 4.1.2a Grava utilizada en la mezcla

Se utilizó un picnómetro tipo sifón (figura 4.1.2b) que permitió medir el volumen de agua desplazado por la grava, la cual fue previamente pesada.



Figura 4.1.2b Picnómetro tipo sifón

La siguiente tabla muestra los datos obtenidos en el procedimiento mencionado

Tabla 4.1.1.2 Datos recolectados para determinar la densidad de la grava

Pesos		Dimensiones	
$W_{GravaSSS}$	1.001 kg	$V_{AguaDesplazada}$	510 ml = $5.1 \times 10^{-4} m^3$

Con lo anterior se determina la densidad correspondiente

$$\rho_{GravaSSS} = \frac{W_{GravaSSS}}{V_{AguaDesplazada}} = \frac{1.001 \text{ kg}}{5.1 \times 10^{-4} m^3} = 1962.75 \text{ kg/m}^3$$

4.1.3 Determinación de la densidad de la arena

El cálculo de la densidad de la arena se realizó siguiendo la recomendación ASTM C128-07a; al igual que la grava, la arena se llevó al estado SSS (figura 4.1.3a y figura 4.1.3b) y se utilizó un *Frasco de Chapman* (figura 4.1.3c) para medir el volumen desplazado.

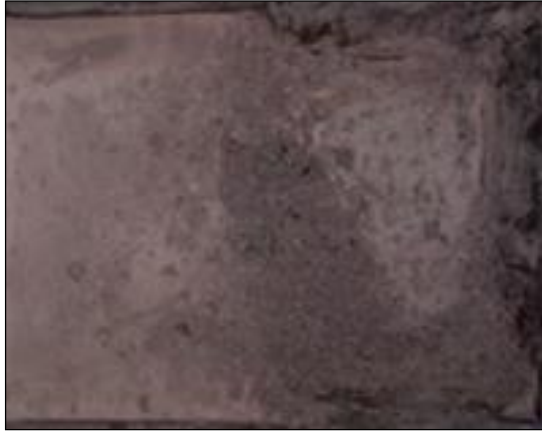


Figura 4.1.3a Arena utilizada en la mezcla

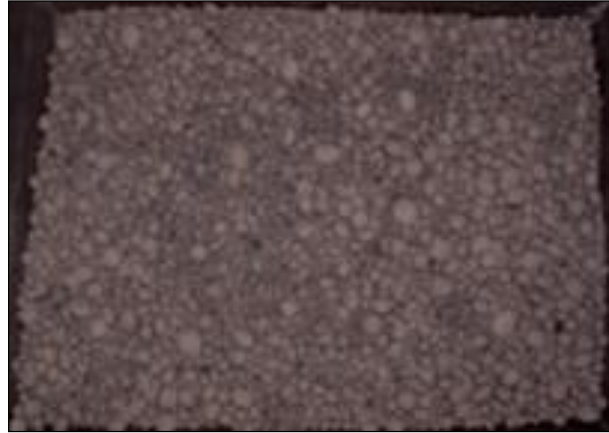


Figura 4.1.3b Arena en Estado SSS



Figura 4.1.3c Frasco de Chapman

Los datos recogidos se muestran en la tabla siguiente

Tabla 4.1.3 Datos recolectados para determinar la densidad de la grava

Pesos		Dimensiones	
$W_{ArenaSSS}$	0.5 kg	$V_{AguaDesplazada}$	$416\text{ ml} - 200\text{ ml} = 216\text{ ml} = 2.16 \times 10^{-4}\text{ m}^3$

La densidad de la arena se calcula a continuación

$$\rho_{ArenaSSS} = \frac{W_{ArenaSSS}}{V_{AguaDesplazada}} = \frac{0.5\text{ kg}}{2.16 \times 10^{-4}\text{ m}^3} = 2314.81\text{ kg/m}^3$$

4.1.4 Determinación del módulo de finura de la arena

Para determinar el módulo de finura (MF en lo que sigue) se utilizó una serie de mallas de diferente abertura (figura 4.1.4a) según recomendaciones de la ASTM C136, y se hizo pasar el agregado fino por este arreglo de mallas.



Figura 4.1.4a Arreglo de mallas para determinar el MF de la arena

Tabla 4.1.4 Secuencia estándar de mallas para determinar el MF de la arena

Malla	Peso	%	% Entero	%Acumulado
[#]	[kg]	[1]	[1]	[1]
4	0.03	2.53	3.00	3.00
8	0.133	11.23	11.00	14.00
16	0.154	13.01	13.00	27.00
30	0.211	17.82	18.00	45.00
50	0.158	13.34	13.00	58.00
100	0.209	17.65	18.00	76.00
Charola	0.289	24.41	24.00	
Σ	1.184	100.00	100.00	223.00

Se procede al cálculo del módulo de finura con la siguiente expresión:

$$\%Grava = \frac{W_{malla\#4}}{W_{muestra}}(100) = \frac{0.03}{1.184}(100) = 2.53\%$$

$$MF = \frac{\Sigma \%Acumulado}{100} = \frac{223}{100} = 2.23$$

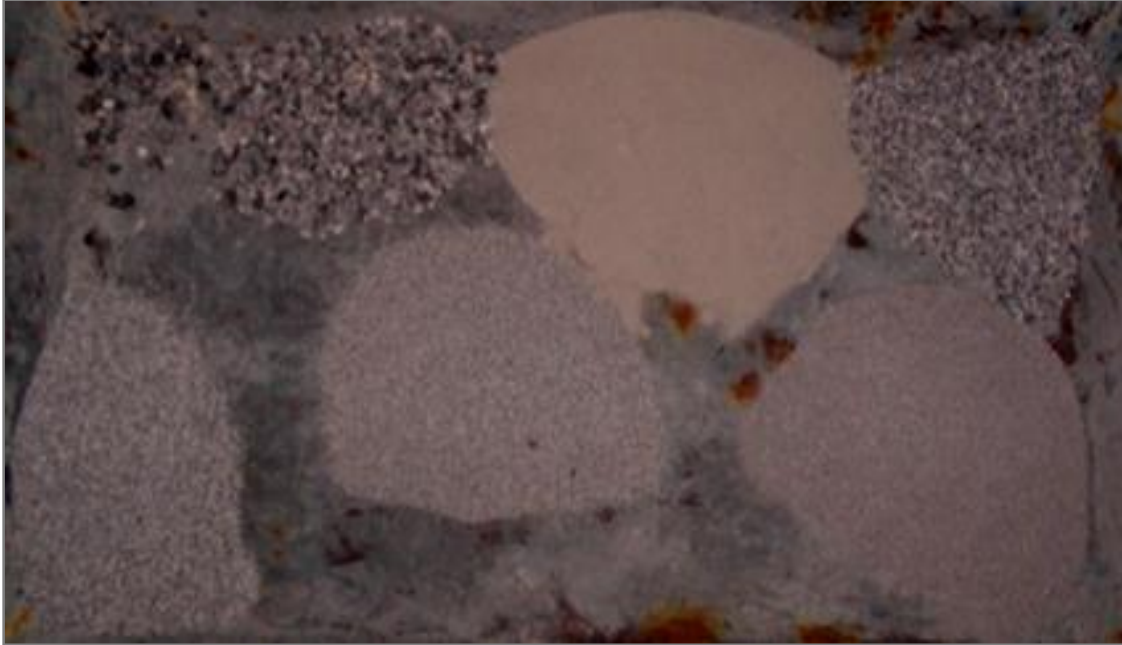


Figura 4.1.4b Separación de tamaños de partículas de arena por las mallas del arreglo

4.1.5 Determinación del grado de absorción de los agregados

4.1.5.1 Determinación del grado de absorción de la grava

Para este parámetro se pesó una muestra de grava en estado SSS y posteriormente se llevó al horno a 110 °C durante 24 horas y se obtuvo el peso de la grava seca.

Tabla 4.1.5.1 Datos recolectados para determinar la densidad de la grava

Pesos	
$W_{GravaSSS}$	0.878 kg
$W_{GravaSeca}$	0.797 kg

Finalmente se calculó el grado de absorción de la grava con la siguiente expresión:

$$\%Abs_{Grava} = \frac{W_{GravaSSS} - W_{GravaSeca}}{W_{GravaSeca}} (100) = \frac{0.878 \text{ kg} - 0.797 \text{ kg}}{0.797 \text{ kg}} (100) = \mathbf{10.16\%}$$

4.1.5.2 Determinación del grado de absorción de la arena

Se realizó el mismo procedimiento para la arena.

Tabla 4.1.5.2 Datos recolectados para determinar la densidad de la arena

Pesos	
$W_{ArenaSSS}$	0.795 kg
$W_{ArenaSeca}$	0.737 kg

$$\%Abs_{Arena} = \frac{W_{ArenaSSS} - W_{ArenaSeca}}{W_{ArenaSeca}} (100) = \frac{0.795 \text{ kg} - 0.737 \text{ kg}}{0.737 \text{ kg}} (100) = \mathbf{7.87\%}$$

4.2 Proporcionamiento de la mezcla

En la tabla 4.2a se muestran los parámetros de diseño para la mezcla deseada:

Tabla 4.2a Parámetros de diseño para la mezcla utilizada

Parámetro	Valor
TMA	Tamaño Máximo del Agregado 9.5 mm
f'c	Resistencia a la compresión a los 28 días 300 kg/cm ²
M.F.	Módulo de Finura 2.23
r	Revenimiento deseado 10 cm

Utilizando el método planteado por el American Concrete Institute (ACI 211.1-91), se procede a encontrar una proporción adecuada con ayuda de las tablas propuestas en función de los parámetros de diseño.

En primer lugar se busca el contenido de agua sugerido en la tabla 4.2b y observamos que para el tamaño máximo de agregado (*TMA* en lo que sigue) que se utiliza y para el revenimiento deseado se lee un valor de 228 kg/m³ de agua requerida.

Tabla 4.2b Requisitos aproximados de agua de mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños de agregado (American Concrete Institute, 2010)

Water, Kg/m ³ of concrete for indicated nominal maximum sizes of aggregate								
Slump, mm	9.5*	12.5*	19*	25*	37.5*	50*†	75†‡	150†‡
Non-air-entrained concrete								
25 to 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 to 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 to 175	243	228	216	202	190	178	160	—
Approximate amount of entrapped air in non-air-entrained concrete, percent	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Air-entrained concrete								
25 to 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 to 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 to 175	216	205	197	184	174	166	154	—
Recommended average total air content, percent for level of exposure:								
Mild exposure	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5****	1.0****
Moderate exposure	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5****	3.0****
Extreme exposure††	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5****	4.0****

Una vez determinada la cantidad de agua, se busca la relación agua/cemento necesaria con ayuda de la siguiente conversión.

$$\left(300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right) \left(1 \times 10^4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}\right) = 29.43 \times 10^6 \text{ Pa} = 29.43 \text{ MPa} \cong 30 \text{ MPa}$$

Con este valor se entra a la tabla 4.2c y se observa una relación agua-cemento de 0.54.

Tabla 4.2c Correspondencia entre la relación agua-cemento y la resistencia a compresión del concreto (American Concrete Institute, 2010)

Compressive strength at 28 days, MPa*	Water-cement ratio, by mass	
	Non-air-entrained concrete	Air-entrained concrete
40	0.42	—
35	0.47	0.39
30	0.54	0.45
25	0.61	0.52
20	0.69	0.60
15	0.79	0.70

Por lo tanto la cantidad de cemento requerido es la siguiente:

$$R_{AC} = \frac{A}{C} \rightarrow C = \frac{A}{R_{AC}} = \frac{228 \text{ kg}}{0.54} = 422.22 \text{ kg}$$

Una vez conocido el MF de la arena y el TMA se determina el volumen de agregado grueso para la mezcla con ayuda de la tabla 4.2d.

Tabla 4.2d Volumen requerido de agregado grueso superficialmente seco por unidad de volumen de concreto para diferentes MF y Diferentes TMA (American Concrete Institute, 2010)

Nominal maximum size of aggregate, mm	Volume of dry-rodded coarse aggregate* per unit volume of concrete for different fineness moduli† of fine aggregate				
	2.40	2.60	2.80	3.00	
9.5	0.50	0.48	0.46	0.44	2.23
12.5	0.59	0.57	0.55	0.53	.517
19	0.66	0.64	0.62	0.60	
25	0.71	0.69	0.67	0.65	
37.5	0.75	0.73	0.71	0.69	
50	0.78	0.76	0.74	0.72	
75	0.82	0.80	0.78	0.76	
150	0.87	0.85	0.83	0.81	

Conocido el MF y TMA se hace la extrapolación y se obtiene un volumen de **0.517 m³**. Este volumen se multiplica por el peso volumétrico compactado de la grava que es de 1109.44 kg/m³ y se obtiene el peso de la grava por m³ de concreto que se necesita.

$$\gamma_{Grav} = 1109.44 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{Grav} = \frac{W_{Grav}}{V_{Grav}} \rightarrow W_{Grav} = \gamma_{Grav} V_{Grav}$$

$$W_{Grav} = \gamma_{Grav} V_{Grav} = \left(1109.44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (.52 \text{ m}^3) = 576.91 \text{ kg}$$

Se pasa enseguida a utilizar el método de volúmenes absolutos con el cual se determina la cantidad de arena necesaria para la mezcla deseada.

$$V_{AbsCem} = \frac{W_{Cem}}{P_{EspCem} * 1000} = \frac{422.22 \text{ kg}}{(3.14) * (1000)} = 0.1345 \text{ m}^3$$

$$V_{AbsGrav} = \frac{W_{Grav}}{P_{EspGrav} * 1000} = \frac{576.91 \text{ kg}}{(1.96) * (1000)} = \mathbf{0.2943 \text{ m}^3}$$

$$V_{AbsAgua} = \frac{W_{Agua}}{P_{EspAgua} * 1000} = \frac{228 \text{ kg}}{(1) * (1000)} = \mathbf{0.2280 \text{ m}^3}$$

$$V_{AbsAire} = \frac{\%Aire}{100} = \frac{3}{100} = \mathbf{0.030 \text{ m}^3}$$

El Volumen Absoluto de la arena se encuentra con la siguiente expresión:

$$V_{AbsAren} = 1 - V_{AbsCem} - V_{AbsGrav} - V_{AbsAgua} - V_{AbsAire}$$

$$V_{AbsAren} = 1 \text{ m}^3 - 0.1345 \text{ m}^3 - 0.2943 \text{ m}^3 - 0.2280 \text{ m}^3 - 0.03 \text{ m}^3 = \mathbf{0.3132 \text{ m}^3}$$

Una vez determinado el $V_{AbsAren}$ se procede a calcular la cantidad de arena requerida.

$$V_{AbsAren} = \frac{W_{Aren}}{P_{EspAren} * 1000}$$

$$W_{Aren} = V_{AbsAren} * P_{EspAren} * 1000 = (0.3132 \text{ m}^3) * (2.31) * (1000) = \mathbf{723.49 \text{ kg}}$$

Finalmente se obtiene el proporcionamiento de la mezcla requerida mostrado en la tabla 4.2e.

Tabla 4.2e Proporcionamiento de la mezcla requerida

Material	Kg/m ³
Agua	228
Cemento	422.22
Grava	576.91
Arena	723.49

Tomando en cuenta la absorción de agua y que los agregados estaban secos se tiene lo siguiente

Tabla 4.2f Porcentajes de absorción de la grava y de la arena

% Absorción	
%Abs _{Grava}	10.16%
%Abs _{Arena}	7.87 %

Tabla 4.2g Agua adicional por absorción de los agregados

Material	Kg/m ³	% Absorción	Agua adicional requerida [Kg/m ³]
Grava	576.91	10.16%	58.61
Arena	723.49	7.87 %	56.94
Total de agua adicional requerida por absorción			115.55

Tabla 4.2h Proporcionamiento final para la mezcla requerida

Material	Kg/m ³
Agua	343.55
Cemento	422.22
Grava	576.91
Arena	723.49

5. DISEÑO DE ENSAYES EN EL LABORATORIO

5.1 Ensaye de compresión en cilindros de concreto

La resistencia a compresión (f_c) define la capacidad de carga a compresión máxima por unidad de área del concreto hidráulico, la cual se expresa en Kg/cm². Esta resistencia es determinada por medio de ensayos de especímenes de forma cilíndrica, previamente elaborados y curados bajo el procedimiento estándar.

El procedimiento consiste en retirar la cimbra 24 horas después de haber realizado el colado de los cilindros, los cuales posteriormente se almacenan en un cuarto de curado que mantiene la temperatura y humedad constantes. Los cilindros continúan en el cuarto de curado hasta adquirir la edad de 7 y 28 días para ser probados como se menciona en la norma ASTM-C192. Es importante realizar el cabeceo de los cilindros de acuerdo a la norma ASTM-C617, ya que debe cuidarse que la superficie de contacto para la transmisión de carga sea uniforme y puedan evitarse concentraciones de esfuerzos que produzcan fallas irregulares en los cilindros. Finalmente se realiza la aplicación de carga creciente a los especímenes hasta lograr su ruptura, está carga máxima dividida entre la sección transversal del cilindro define la resistencia a compresión del concreto.

La resistencia a compresión representa la condición de carga en que el concreto presenta mayor capacidad para resistir esfuerzos. Estos ensayos se realizaron para verificar la resistencia a compresión de los diferentes lotes de concreto usados para cada grupo de vigas. Se utilizaron cimbras de las siguientes dimensiones para elaborar los cilindros de concreto, las cuales guardan la relación de la altura es 2 veces el diámetro (figura 5.1 y 5.2).



Figura 5.1 Cimbras para elaborar los cilindros de concreto ensayados en el laboratorio

5.2 Cálculo de capacidad de carga máxima de los cilindros de concreto

De la expresión para calcular la resistencia a compresión ($f'c$) se estima la carga máxima que soporta el cilindro de concreto ($P_{m\acute{a}x}$) durante la realización del ensaye, de acuerdo con el valor de $f'c$ del diseño de mezcla y la geometría de los cilindros de concreto.

$$f'c = \frac{P_{m\acute{a}x}}{A_{cilindro}} \rightarrow P_{m\acute{a}x} = (f'c) \cdot (A_{cilindro})$$

Donde:

$P_{m\acute{a}x}$ = Carga máxima que soporta el cilindro

$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de compresión de la mezcla de diseño)

$A_{cilindro}$ = Area transversal del cilindro

Calculando el área del cilindro:

$$A_{cilindro} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(7.5 \text{ cm})^2}{4} = 44.18 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la carga aproximada que se espera que soporten los cilindros es la siguiente:

$$P_{m\acute{a}x} = (f'c) \cdot (A_{cilindro}) = (300 \text{ kg/cm}^2) \cdot (44.18 \text{ cm}^2) = 13254 \text{ kg}$$

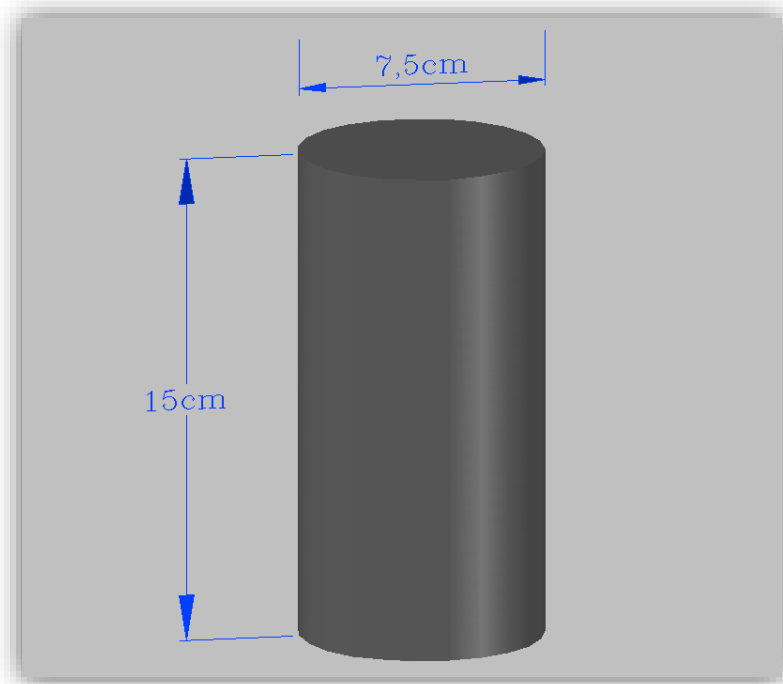


Figura 5.2 Dimensiones de los cilindros de concreto ensayados en el laboratorio

5.3 Ensaye por flexión para las vigas

Las solicitaciones que actúan en las estructuras debido a cargas vivas, cargas por gravedad, por viento, por sismo o las debidas a contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los miembros que las constituyen. La flexión de una viga como miembro estructural es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a la carga externa. A medida que se aumenta la carga, la viga soporta deformación adicional, propiciando el desarrollo de grietas por flexión a lo largo del claro de la viga. Incrementos continuos en el nivel de carga conducen a la falla del miembro estructural cuando la carga externa alcanza la capacidad del miembro. A dicho nivel de carga se le llama estado límite de falla en flexión

El ensaye por flexión en elementos viga consiste en situar la viga en sentido horizontal con apoyos libres en los extremos, con el fin de transmitir dos cargas P distribuidas sobre una línea a lo ancho de la viga y situadas en los tercios del claro. Para realizar las vigas se utilizaron cimbras metálicas con las dimensiones que se muestran en las figuras 5.3a y 5.3b debido a que resultan más convenientes a nuestro estudio y son más fáciles de probar en el laboratorio. Por otro lado algunos de los equipos utilizados en esta investigación soportan estas dimensiones como máximas.

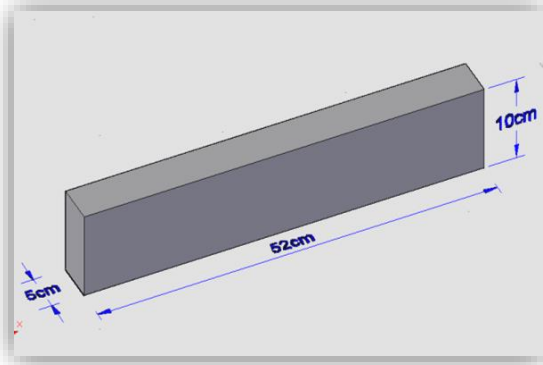


Figura 5.3a Dimensiones de las cimbras utilizadas



Figura 5.3b Cimbras para realizar las probetas

En la dimensión mayor de la viga se define un margen de 2 cm entre los extremos de la viga y el punto donde se colocan los apoyos, esto para lograr que la viga permanezca fija durante la aplicación de la carga. El elemento viga queda con la configuración de cargas mostrada en la figura 5.3c.

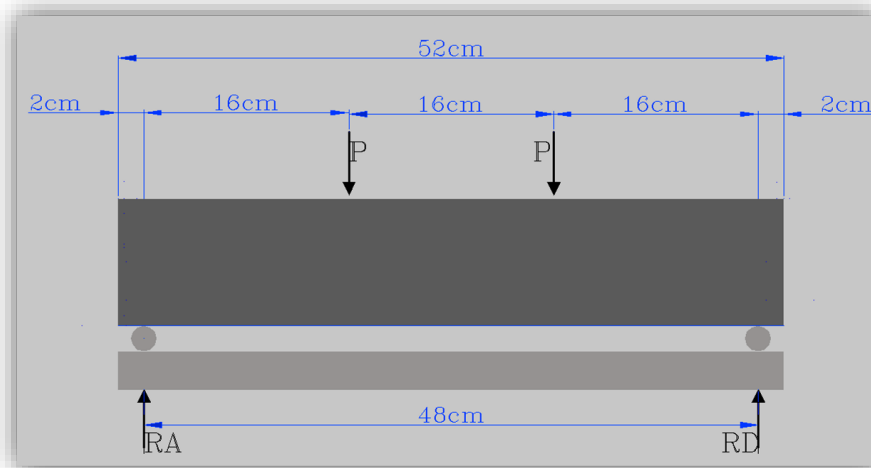


Figura 5.3c Configuración de las cargas aplicadas en las vigas para los ensayos del laboratorio

Para poder llevar a cabo los ensayos a flexión señalados, se utilizó la máquina de ensayos que se encuentra en el Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería (figura 5.3d). Con uno de los pistones hidráulicos se aplicaron incrementos graduales de carga hasta llevarlos a la condición de falla.



Figura 5.3d Máquina de ensayos del Laboratorio de Materiales de la FI.

Se colocó en el tercio central un dispositivo que transmitió la *carga del pistón hidráulico de la máquina de ensayos* (F), a dos cargas concentradas (P) sobre la parte superior de la viga en los tercios de la longitud (figura 5.3e). A continuación en la figura 5.3f se muestran imágenes del arreglo e instrumentación en el laboratorio.

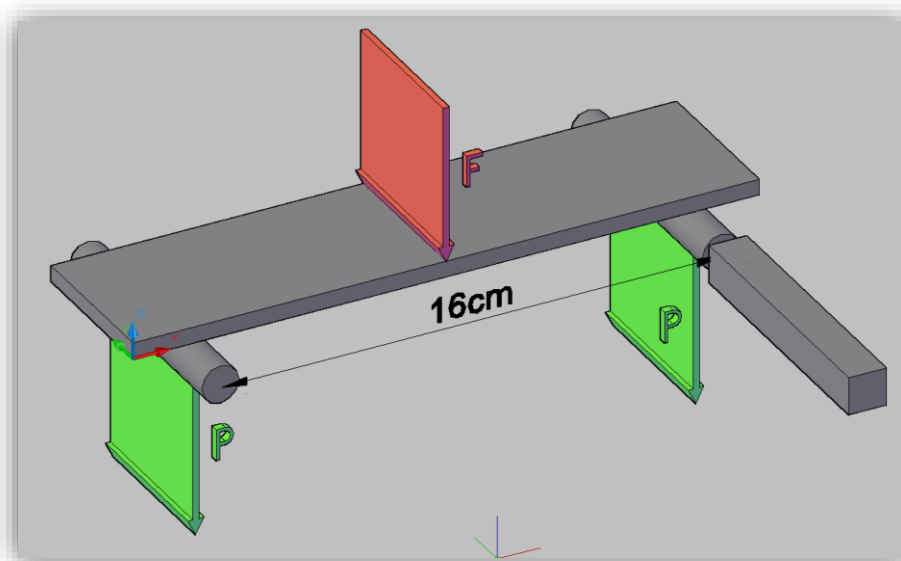


Figura 5.3e Dispositivo usado para la transmisión de la carga del pistón a dos cargas concentradas sobre la viga

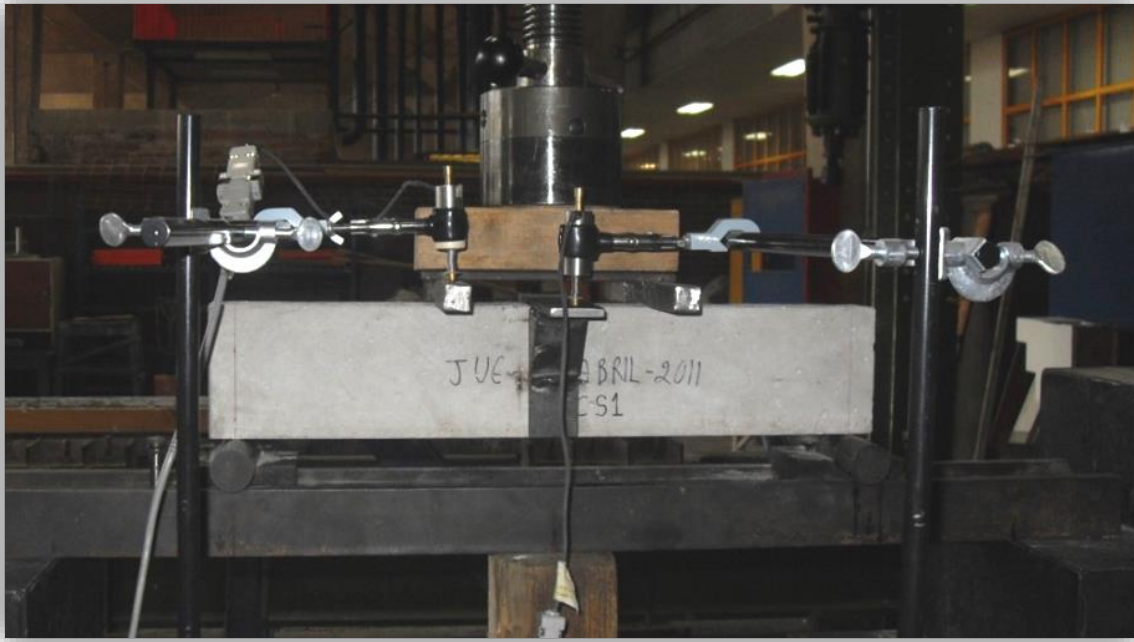


Figura 5.3f Configuración e instrumentación de las vigas en los ensayos del laboratorio

Las deflexiones debidas a las cargas aplicadas fueron registradas por transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT por sus siglas en inglés) o también llamados transductores de desplazamiento (ver figura 5.3g).



Figura 5.3g Transductores de desplazamiento usados para registrar las deflexiones de las vigas.

Se instalaron dos dispositivos LVDT, cada uno montado rígidamente en un soporte universal. Para que no existiera vibración externa, los soportes universales fueron apoyados fijamente, de tal manera que el movimiento del núcleo deslizante de los LVDT únicamente proporcionara los desplazamientos de las placas auxiliares usadas para indicar las deflexiones de la viga (figura 5.3h).



Figura 5.3h Transformadores diferenciales usados para registrar las deflexiones de las vigas.

Un *LVDT* fue colocado para medir las deflexiones del centro y otro para medir las deflexiones del tercio del claro. La figura 5.3i muestra la configuración del arreglo instrumentado.

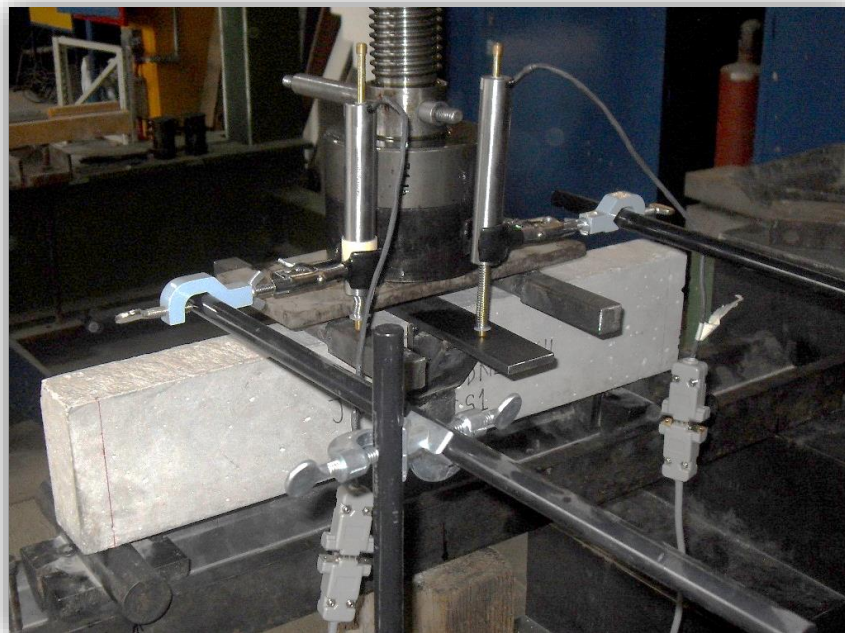


Figura 5.3i Instrumentación usada para registrar las deflexiones de las vigas.

Finalmente las lecturas captadas por la instrumentación fueron transmitidas por cables a un CPU y registradas por medio del Software de procesamiento de datos de la empresa FLOPAC (ver figuras 5.3j y 5.3k). Este software relacionó los datos de entrada de tres canales. Uno correspondiente a la magnitud de la carga aplicada y los otros dos consistentes en la deflexión de la viga al centro y en un tercio del claro.



Figura 5.3j CPU usado para el registro y procesamiento de datos



Figura 5.3k Software de procesamiento de datos de la empresa FLOPAC

5.4 Flexión de la viga de concreto simple

La condición de flexión pura se relaciona con el momento flexionante interno y los esfuerzos normales que aparecen en una sección de viga. La sumatoria de fuerzas que actúan en dicha sección está en equilibrio, lo que nos conduce a establecer que las fuerzas que aparecen en tensión y en compresión sean de la misma magnitud. Generalmente la flexión se presenta acompañada de fuerza cortante, sin embargo, la resistencia a flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando el efecto de la fuerza cortante. En el caso de estudio, la viga a flexión presenta una zona sujeta sólo a momento flexionante como se muestra en la figura 5.4.

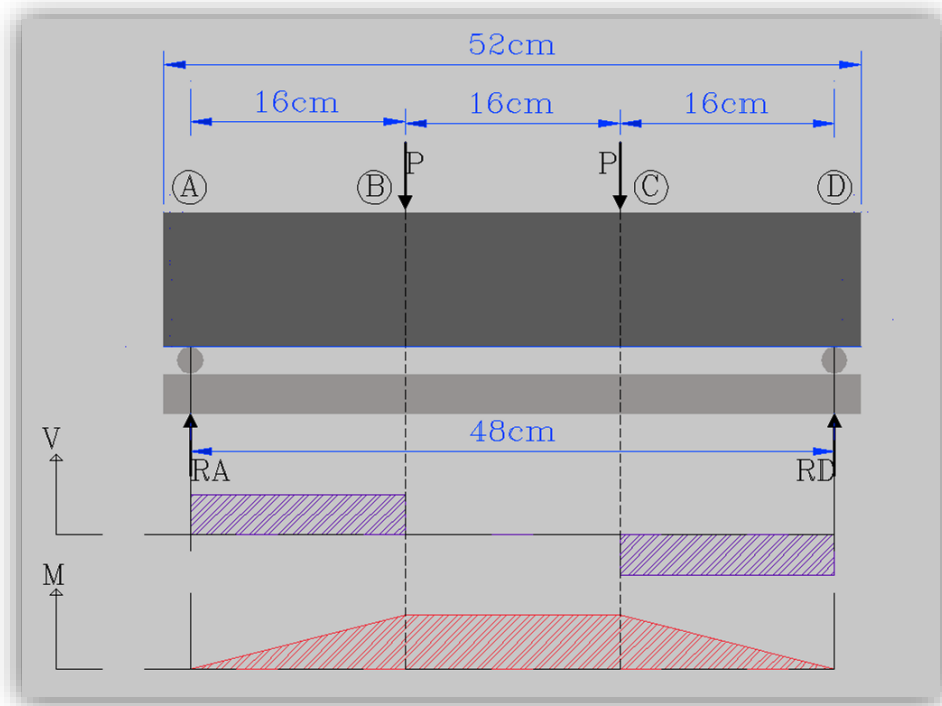


Figura 5.4 Diagramas de cuerpo libre, de esfuerzos cortantes (V) y momentos flexionantes (M) en la viga

5.4.1 Momento resistente de la viga de concreto simple

Se consideran las siguientes condiciones (figura 5.4.1) para calcular el momento de agrietamiento de la viga de concreto simple y con este valor estimar la fuerza resistente F del pistón sobre la viga:

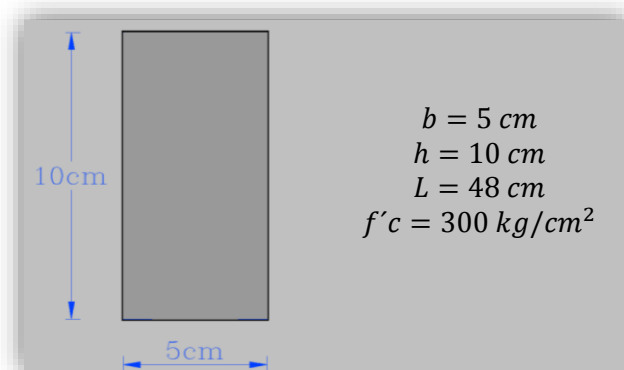


Figura 5.4.1 Sección transversal del elemento viga

Utilizando la expresión del módulo de rotura para calcular el esfuerzo teórico de tensión en la fibra inferior de la viga, se determina el momento que soporta el elemento viga de concreto simple.

$$f_r = \frac{M_{ag} Y_t}{I_g} \rightarrow M_{ag} = \frac{f_r I_g}{Y_t}$$

Donde:

M_{ag} = Momento de agrietamiento de la sección homogénea de concreto

f_r = Módulo de rotura

I_g = Momento de inercia de la sección transversal completa

Y_t = Distancia del centroide a la fibra más alejada en tensión

Se tiene la siguiente expresión para calcular el valor usual aproximado del módulo de rotura en función de $f'c$.

$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

$$f_r = 2\sqrt{300 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{34.64 \text{ kg/cm}^2}$$

Para los otros parámetros se tiene:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(5 \text{ cm})(10 \text{ cm})^3}{12} = \mathbf{416.67 \text{ cm}^4}$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = \frac{10 \text{ cm}}{2} = \mathbf{5 \text{ cm}}$$

Se procede a determinar el momento resistente de nuestro elemento en la zona BC (ver fig. 5.4) de máximo esfuerzo con el f_r estimado.

$$M_{ag} = \frac{f_r I_g}{Y_t} = \frac{(34.64 \text{ kg/cm}^2)(416.67 \text{ cm}^4)}{5 \text{ cm}} = \mathbf{2886.69 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

Del diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 5.4, se puede determinar las cargas concentradas P que resistirá la viga en los puntos B y C.

Despreciando el peso propio de la viga, de la suma de momentos en el punto B se tiene:

$$\sum M_B = R_A \cdot (16 \text{ cm}) \rightarrow R_A = \frac{M_B}{16 \text{ cm}}$$

Donde:

R_A = Reacción del apoyo en el punto A

M_B = Momento flexionante en el punto B que en este caso corresponde a M_{ag}

Enseguida se calcula R_A

$$R_A = \frac{M_B}{16 \text{ cm}} = \frac{M_{ag}}{16 \text{ cm}} = \frac{2886.69 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{16 \text{ cm}} = \mathbf{180.42 \text{ kg}}$$

Considerando que la aplicación de la carga se hace simétricamente, entonces $R_A = R_D$. De la suma de fuerzas en “eje y” se busca el valor de la carga P en los puntos sobre la viga.

$$\sum F_y = 0$$

$$2P = 2R_A \rightarrow P = R_A \rightarrow P = 180.42 \text{ kg}$$

Con lo cual se determina la carga máxima que deberá desarrollar el pistón sobre el dispositivo que a su vez transmite las dos cargas puntuales sobre la viga.

$$F = 2P = 2(180.42 \text{ kg}) = 360.84 \text{ kg}$$

5.4.2 Deflexión de la viga de concreto simple

Ahora se pasa a desarrollar la expresión que permite calcular la deflexión en el centro de la viga con base al segundo teorema de áreas de momento, con el cual se sabe que en un miembro a flexión la desviación tangencial de un punto 2 con respecto a una tangente en un punto 1 ($t_{2/1}$) (ver figura 5.4.2a) es igual a la siguiente expresión:

$$t_{2/1} = \int_{x_1}^{x_2} x \frac{M}{EI} dx$$

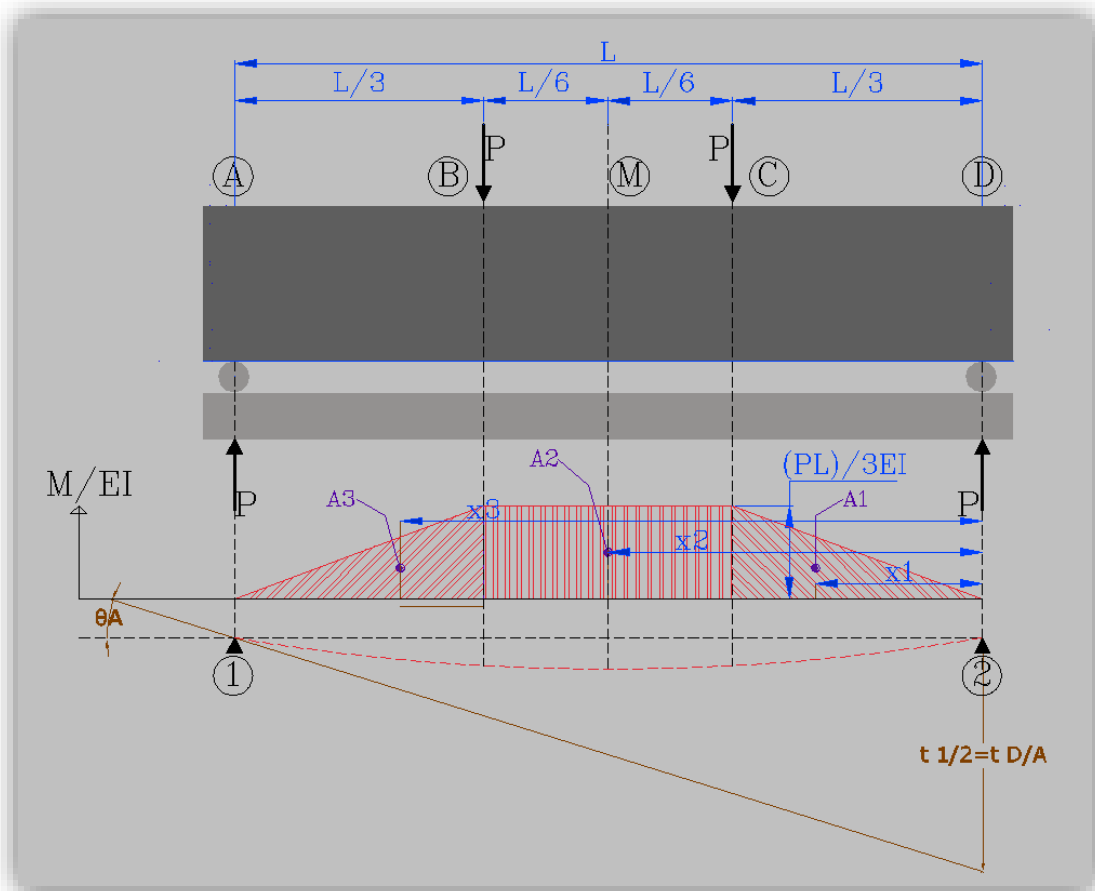


Figura 5.4.2a Desviación tangencial del punto D con respecto a la tangente en el punto A ($t_{D/A}$) para la viga

De acuerdo con la figura 5.4.2a se tiene lo siguiente:

$$t_{D/A} = \int_A^D x \frac{M}{EI} dx = x_1 A_1 + x_2 A_2 + x_3 A_3$$

$$t_{D/A} = \left[\frac{2}{3} \left(\frac{L}{3} \right) \right] \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{3} \right) \left(\frac{PL}{3EI} \right) \right] + \left[\frac{L}{2} \right] \left[\left(\frac{L}{3} \right) \left(\frac{PL}{3EI} \right) \right] + \left[\frac{2L}{3} + \frac{L}{9} \right] \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{3} \right) \left(\frac{PL}{3EI} \right) \right]$$

$$t_{D/A} = \left[\frac{2L}{9} \right] \left[\frac{PL^2}{18EI} \right] + \left[\frac{L}{2} \right] \left[\left(\frac{PL^2}{9EI} \right) \right] + \left[\frac{7L}{9} \right] \left[\left(\frac{PL^2}{18EI} \right) \right]$$

$$t_{D/A} = \frac{PL^3}{81EI} + \frac{PL^3}{18EI} + \frac{7PL^3}{162EI} = \left(\frac{2 + 9 + 7}{162} \right) \frac{PL^3}{EI} = \left(\frac{18}{162} \right) \frac{PL^3}{EI} = \frac{1}{9} \frac{PL^3}{EI}$$

$$\therefore t_{D/A} = \frac{1}{9} \frac{PL^3}{EI}$$

Se tiene que cuando θ_A es pequeño:

$$\theta_A = \tan \theta_A \quad \therefore \theta_A = \frac{t_{D/A}}{L}$$

Se pasa ahora a calcular la desviación tangencial en el punto M con respecto a la tangente en el punto A y con ello la deformación máxima de la viga en el centro del claro (figura 5.4.2b).

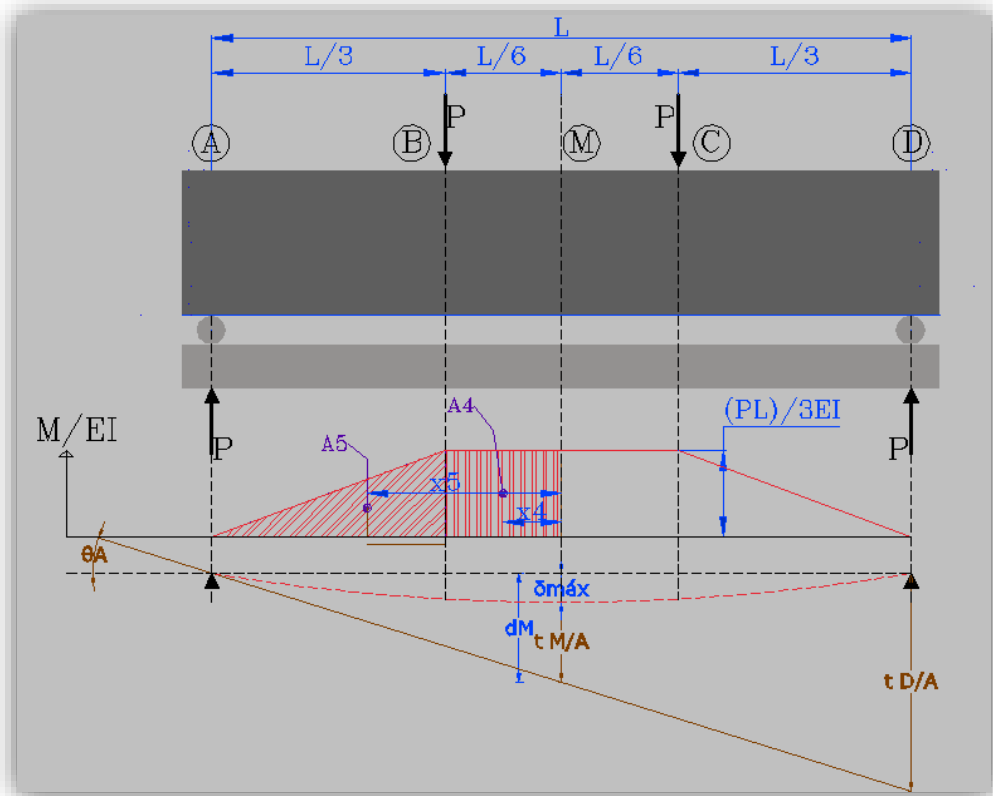


Figura 5.4.2b Desviación tangencial del punto M con respecto a la tangente en el punto A ($t_{M/A}$) para la viga

De acuerdo con la figura 5.4.2b se tiene lo siguiente:

$$t_{M/A} = \int_A^M x \frac{M}{EI} dx = x_4 A_4 + x_5 A_5$$

$$t_{M/A} = \left[\frac{L}{12} \right] \left[\left(\frac{L}{6} \right) \left(\frac{PL}{3EI} \right) \right] + \left[\frac{L}{6} + \frac{L}{9} \right] \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{3} \right) \left(\frac{PL}{3EI} \right) \right]$$

$$t_{M/A} = \left[\frac{L}{12} \right] \left[\frac{PL^2}{18EI} \right] + \left[\frac{5L}{18} \right] \left[\left(\frac{PL^2}{18EI} \right) \right] = \frac{PL^3}{216EI} + \frac{5PL^3}{324EI} = \left(\frac{3+10}{648} \right) \frac{PL^3}{EI} = \frac{13}{648} \frac{PL^3}{EI}$$

$$\therefore t_{M/A} = \frac{13}{648} \frac{PL^3}{EI}$$

Se observa que d_M se puede obtener de la siguiente manera:

$$\theta_A = \frac{d_M}{L} \rightarrow d_M = \theta_A \left(\frac{L}{2} \right) = \left(\frac{t_{D/A}}{L} \right) \left(\frac{L}{2} \right) = \left(\frac{t_{D/A}}{2} \right) = \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{1}{9} \frac{PL^3}{EI} \right) = \frac{1}{18} \frac{PL^3}{EI}$$

Ahora bien la distancia d_M es igual a la suma de $\delta_{m\acute{a}x}$ y de $t_{M/A}$:

$$d_M = \delta_{m\acute{a}x} + t_{M/A}$$

Despejando $\delta_{m\acute{a}x}$ se tiene:

$$\delta_{m\acute{a}x} = d_M - t_{M/A}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{1}{18} \frac{PL^3}{EI} - \frac{13}{648} \frac{PL^3}{EI} = \left(\frac{36-13}{648} \right) \frac{PL^3}{EI} = \frac{23}{648} \frac{PL^3}{EI}$$

$$\therefore \delta_{m\acute{a}x} = \frac{23}{648} \frac{PL^3}{EI}$$

Se pasa ahora a calcular la desviación tangencial en el punto B con respecto a la tangente en el punto A ($t_{B/A}$) y con ello la deformación en el tercio del claro de la viga.

De acuerdo con la figura 5.4.2c se tiene lo siguiente:

$$t_{B/A} = \int_A^B x \frac{M}{EI} dx = x_6 A_6$$

$$t_{B/A} = \left[\frac{L}{9} \right] \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{3} \right) \left(\frac{PL}{3EI} \right) \right] = \left[\frac{L}{9} \right] \left[\frac{PL^2}{18EI} \right] = \frac{1}{162} \frac{PL^3}{EI}$$

$$\therefore t_{B/A} = \frac{1}{162} \frac{PL^3}{EI}$$

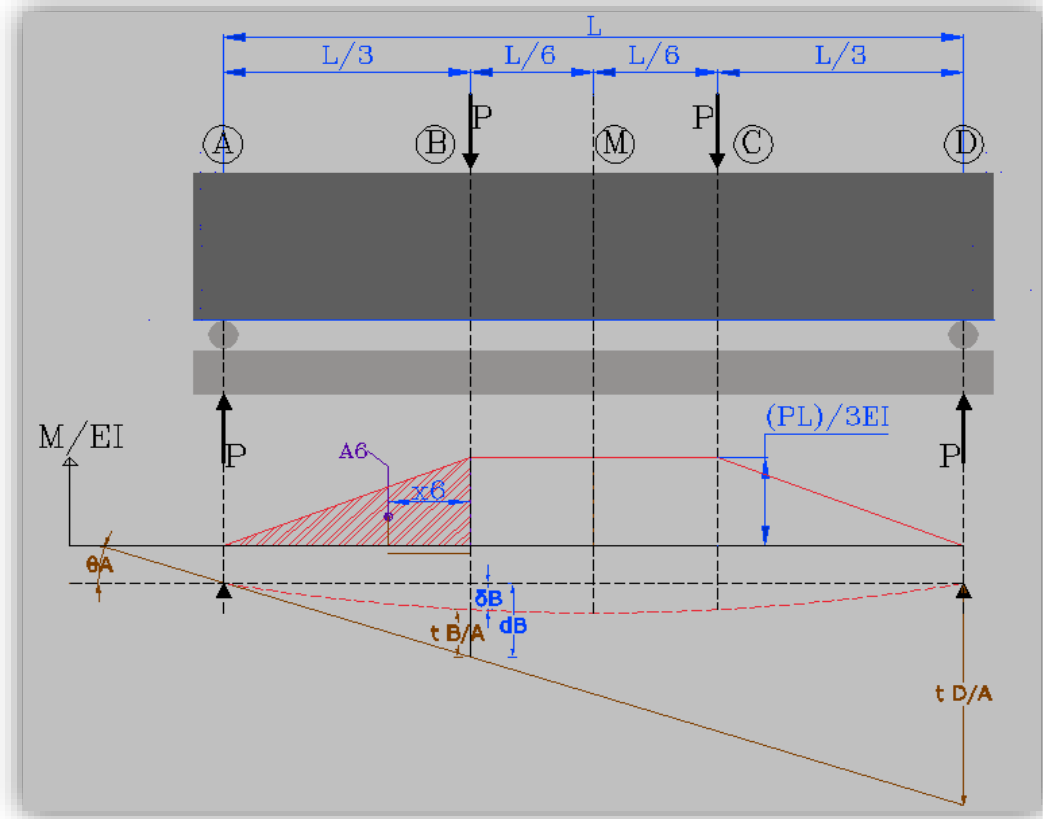


Figura 5.4.2c Desviación tangencial del punto B con respecto a la tangente en el punto A ($t_{B/A}$) para la viga

Se observa que d_B se puede obtener de la siguiente manera:

$$\theta_A = \frac{d_B}{L} \rightarrow d_B = \theta_A \left(\frac{L}{3}\right) = \left(\frac{t_{D/A}}{L}\right) \left(\frac{L}{3}\right) = \left(\frac{t_{D/A}}{3}\right) = \left(\frac{1}{3}\right) \left(\frac{1 PL^3}{9 EI}\right) = \frac{1 PL^3}{27 EI}$$

Se observa que la distancia d_B es igual a la suma de δ_B y de $t_{B/A}$

$$d_B = \delta_B + t_{B/A}$$

Despejando δ_B se tiene:

$$\delta_B = d_B - t_{B/A}$$

$$\delta_B = \frac{1 PL^3}{27 EI} - \frac{1 PL^3}{162 EI} = \left(\frac{6-1}{162}\right) \frac{PL^3}{EI} = \frac{5 PL^3}{162 EI}$$

$$\therefore \delta_B = \frac{5 PL^3}{162 EI}$$

Ahora se pasa a estimar la deflexión de la viga en el centro del claro.

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{23 PL^3}{648 E_c I_e}$$

Donde:

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión máxima de la viga en el centro del claro para dos cargas P

P = Carga aplicada a los tercios del claro

L = Longitud total del claro

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_e = Momento de inercia efectivo

En el caso de una viga de concreto simple

$$I_e = I_{ag} = I_g = 416.67 \text{ cm}^4$$

Para el módulo de elasticidad del concreto el Reglamento del Distrito Federal propone la siguiente expresión para el tipo de agregados utilizados:

$$E_c = 8000\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 8000\sqrt{300 \text{ kg/cm}^2} = 138564.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \delta_{m\acute{a}x} = \frac{23 PL^3}{648 E_c I_e} = \frac{23 (180.42 \text{ kg})(48 \text{ cm})^3}{648 (138564.06 \text{ kg/cm}^2)(416.67 \text{ cm}^4)} = 0.0123 \text{ cm}$$

Para la deflexión en el tercio del claro se tiene:

$$\delta_B = \frac{5 PL^3}{162 E_c I_e}$$

Donde:

δ_B = Deflexión de la viga en el tercio del claro para dos cargas P

P = Carga aplicada a los tercios del claro

L = Longitud total del claro

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_e = Momento de inercia efectivo

$$\therefore \delta_B = \frac{5 PL^3}{162 E_c I_e} = \frac{5 (180.42 \text{ kg})(48 \text{ cm})^3}{162 (138564.06 \text{ kg/cm}^2)(416.67 \text{ cm}^4)} = 0.0107 \text{ cm}$$

5.4.3 Análisis del elemento viga con el software SAP 2000

El cálculo se verifica con el resultado del análisis del elemento con el software SAP2000. Para realizar el análisis con el programa se introducen los siguientes parámetros indicados en la tabla 5.4.3a y se define la sección con las dimensiones presentadas en la tabla 5.4.3b.

Tabla 5.4.3a Parámetros ajustados en el software SAP2000

Parámetro	Valor
Peso por unidad de Volumen	0
Módulo de Elasticidad	138564.06

Tabla 5.4.3b Dimensiones de la viga definidas en el software SAP2000

Dimensión	Valor
Peralte	10
Ancho	5

En las siguientes figuras se observa que los resultados mostrados en el SAP coinciden en gran medida con los cálculos de las deflexiones propuestas anteriormente.

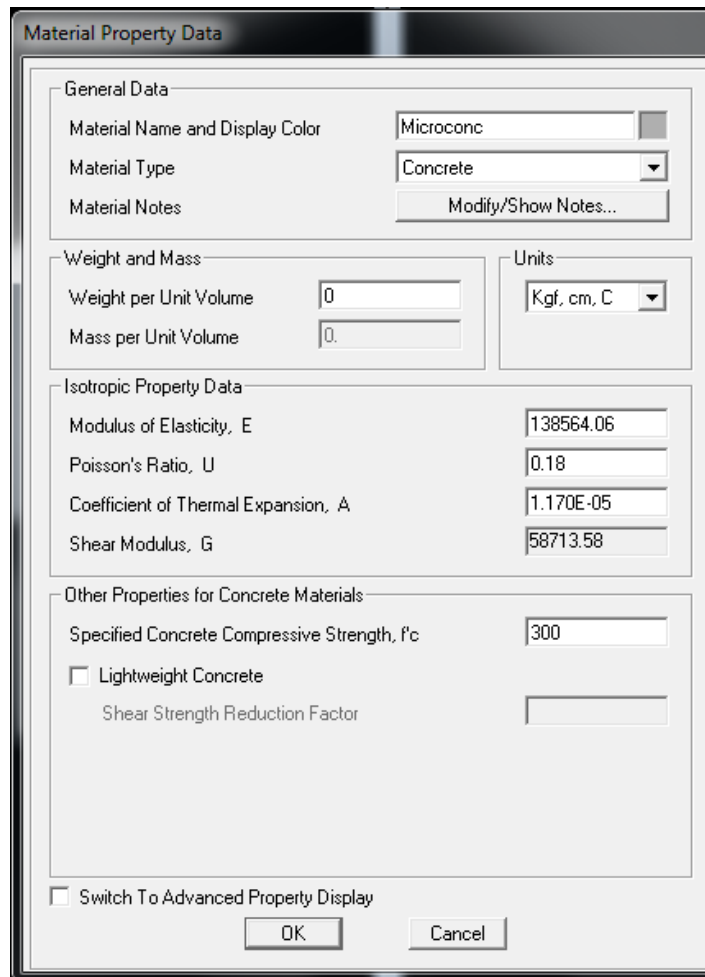


Figura 5.4.3a Ajuste de Parámetros en el SAP2000

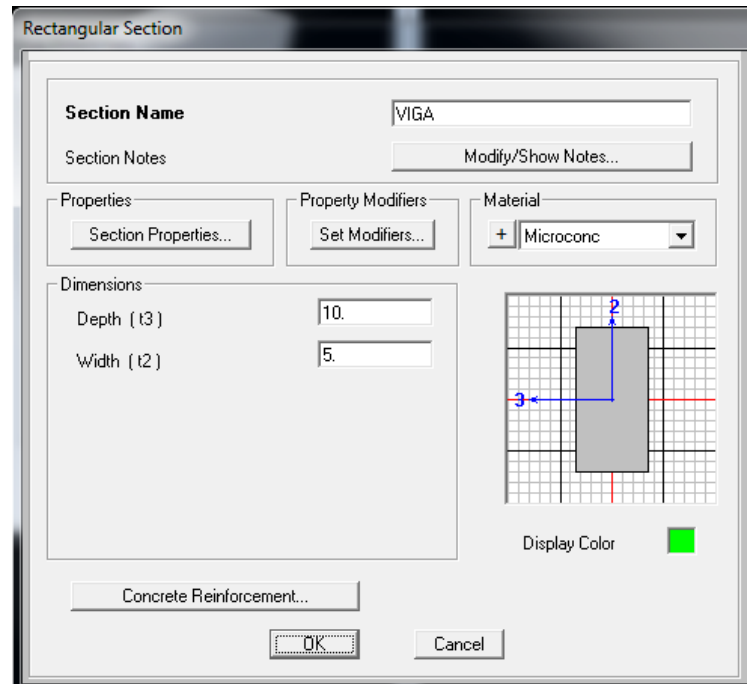


Figura 5.4.3b Definición de la sección transversal del elemento viga en el SAP2000

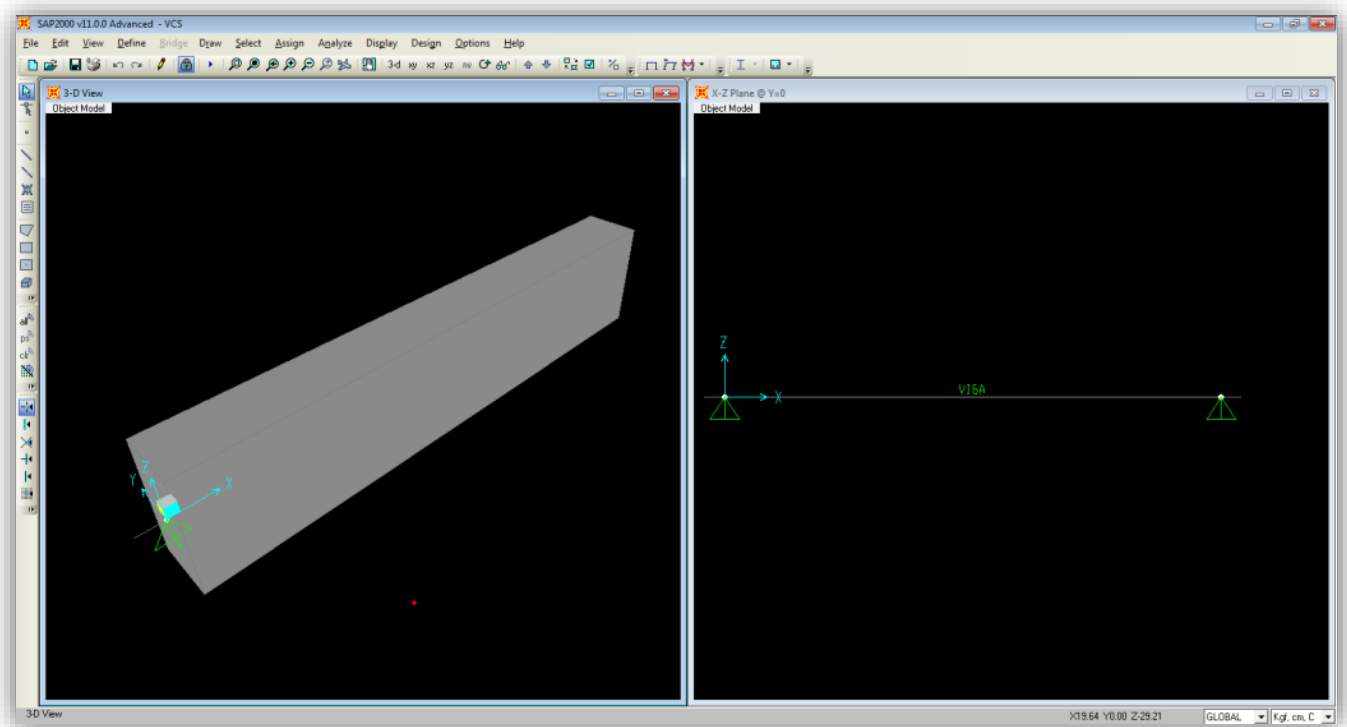


Figura 5.4.3c Modelado del elemento viga en el software SAP2000

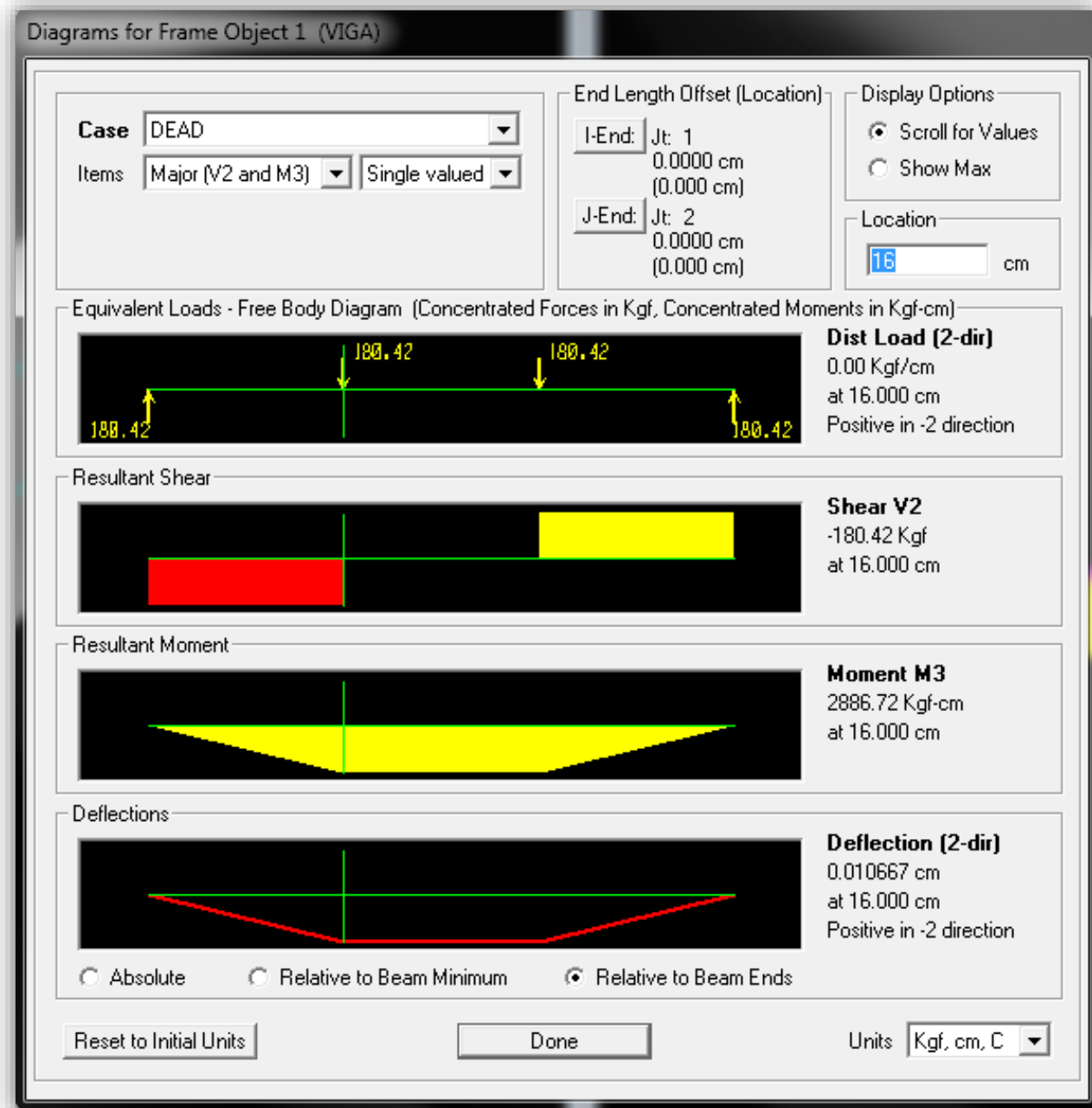


Figura 5.4.3d Diagramas de cuerpo libre, esfuerzos cortantes (V), momentos flexionantes (M), y deflexiones en la viga mostrados en el SAP2000

5.5 Flexión de la viga con matriz de concreto reforzada con fibras de acero

Si se tienen fibras de acero con una adecuada resistencia a la tensión y homogéneamente distribuidas dentro del concreto, estas llegan a formar una microestructura, que por un lado contrarresta la formación de grietas debido a la contracción, y por otro conduce a que la ductilidad del concreto se incremente de manera relevante con el aumento de la resistencia de las fibras. Como es sabido, debido al comportamiento frágil del concreto en la mayoría de los cálculos aplicados en la actualidad el esfuerzo a tensión es despreciado en los diseños. El uso de una matriz reforzada con fibras hace posible estabilizar las propiedades de tensión y aprovechar esta propiedad en la fase de diseño.

En ensayos de flexión bajo la incidencia de cargas moderadas, las cargas que se encuentran por debajo de la rotura del concreto definen un comportamiento siempre elástico del material, y no se produce fractura en el espécimen en este intervalo de carga, independientemente de la calidad y cantidad de las fibras. En contraste, en la continuación de la prueba, saliendo del primer punto de agrietamiento (*punto A*) se observan comportamientos considerablemente diferentes (figura 5.5a).

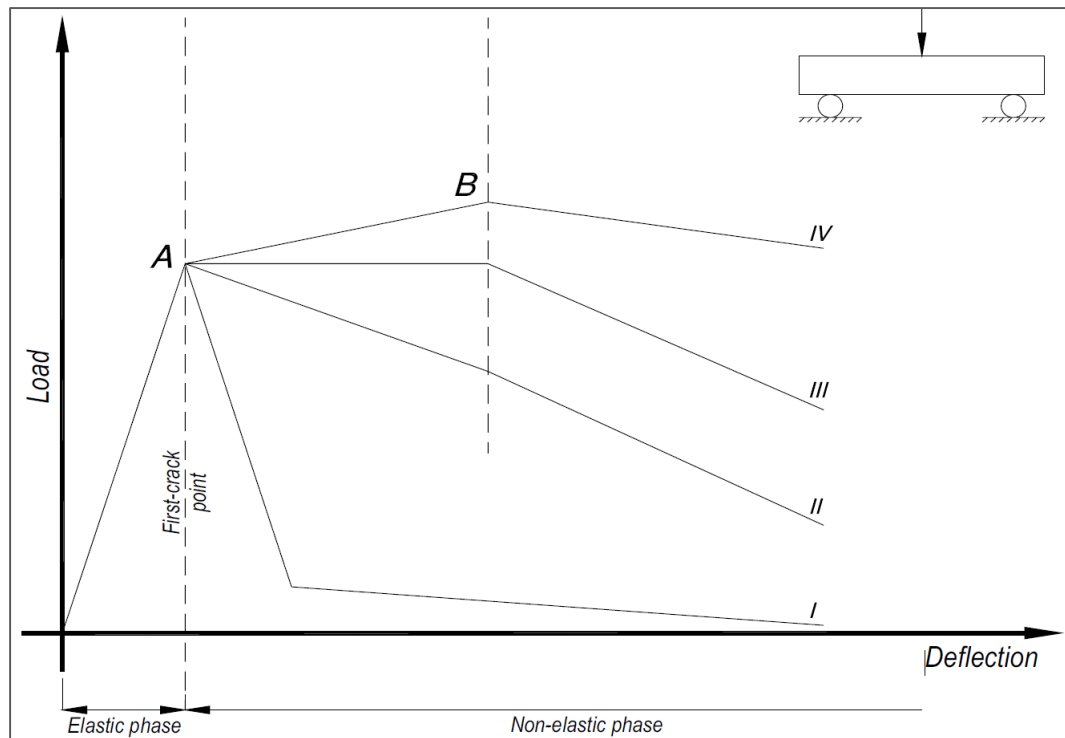


Figura 5.5a Comportamientos del concreto reforzado con fibras de acero después del primer punto de agrietamiento (MACCAFERRI, 2008)

- La curva I muestra el comportamiento de un concreto tradicional sin refuerzo de ningún tipo. La viga colapsa inmediatamente después de que es alcanzada la carga de primer agrietamiento, como típicamente ocurre con materiales frágiles.
- La curva II muestra cierta capacidad del concreto reforzado con fibra para absorber energía de deformación, partiendo del primer punto de agrietamiento hacia cierta carga baja de A a B a través de un colapso lento progresivo (comportamiento degradante).
- La curva III, en contraste, es típica de un material dúctil, capaz de sostener una deflexión considerable para una carga constante, antes de la ocurrencia de un colapso lento (comportamiento plástico).

- d) La curva IV resalta incluso un incremento en la capacidad de carga para la deflexión después del primer punto de agrietamiento de *A* a *B* (comportamiento de endurecimiento).

Es evidente que todos estos comportamientos posibles (o ductilidades diferentes) y niveles de rigidez adquiridos por el concreto, ambos dependen de la cantidad de fibras presentes así como de sus propiedades mecánicas y geométricas.

Aunque otros factores son también relevantes, si se considera la influencia de la geometría de la fibra en el comportamiento del concreto reforzado con fibras de acero (*SFRC* por sus siglas en inglés), el elemento considerado como el más característico es la relación de aspecto o relación de esbeltez de la fibra, de este valor depende en gran medida la ductilidad y la rigidez de un *SFRC*.

Las características mecánicas de la fibra son igualmente importantes y entre ellas esencialmente la resistencia a tensión desempeña un papel fundamental, ya que da lugar a la fuerza de extracción debido a la fuerza de adherencia entre fibra y concreto, sin embargo, puede conducir al rompimiento de la fibra a causa de una resistencia a tensión insuficiente.

Finalmente la dosificación es la cantidad efectiva de fibra embebida en el concreto, y ésta impacta considerablemente en los niveles de ductilidad y rigidez adquiridos por el *SFRC* (figura 5.5b).

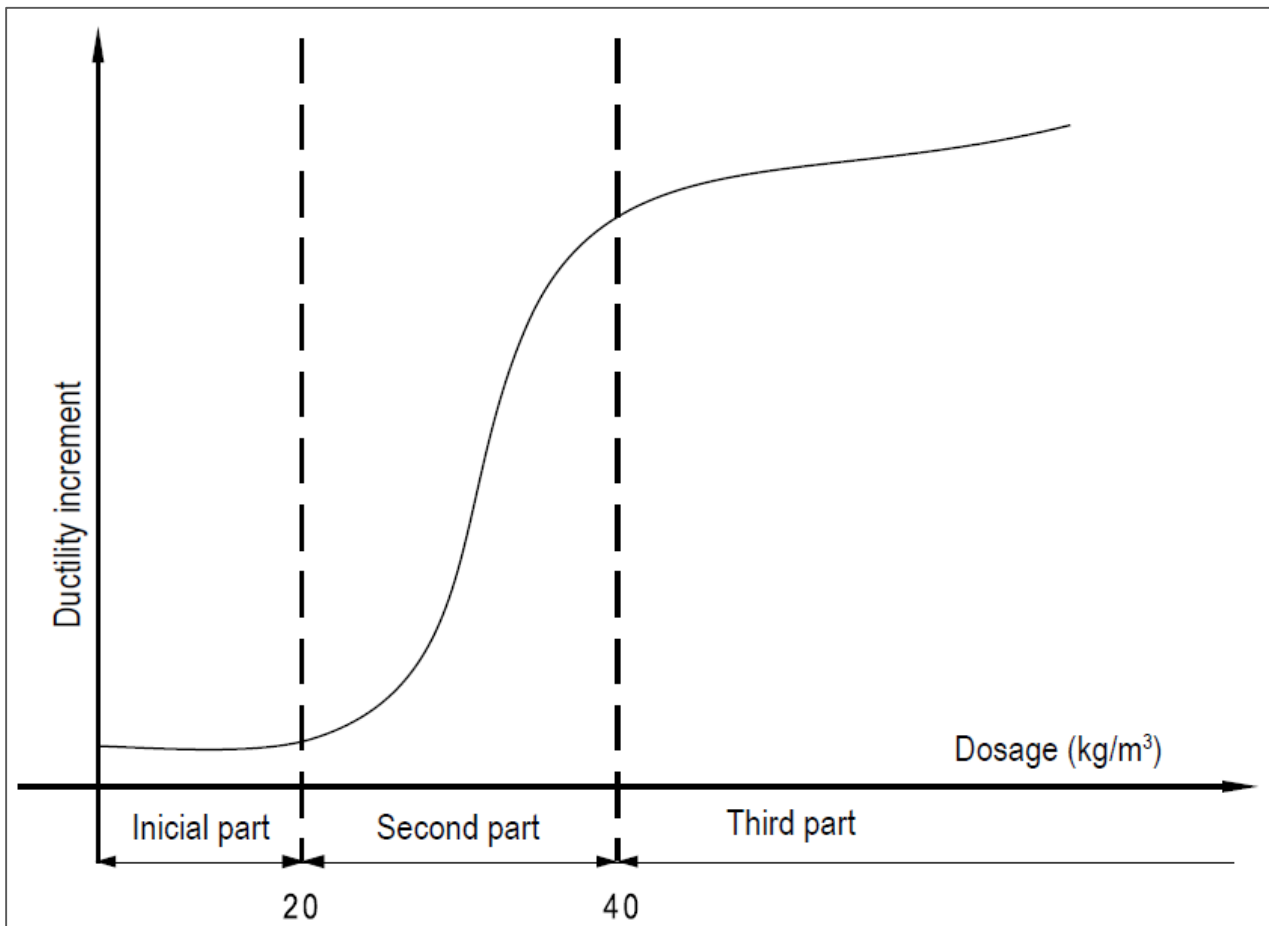


Figura 5.5b Variación de la ductilidad del concreto reforzado con fibras de acero con base en la dosificación usada (MACCAFERRI, 2008)

Para el diseño de la mezcla de *SFRC* la dosificación que se utilizó es de 25 kg/m^3 . Esta dosificación es la mínima recomendable en bibliografías para que la fibra logre contribuir en la distribución de esfuerzos y además logre distribuirse de una buena manera en las dimensiones planteadas para la cimbra de las vigas, aunque esto implique que la ductilidad sea relativamente baja.



Figura 5.5c Geometría de la fibra de acero utilizada como refuerzo en las vigas ensayadas

Para los ensayos propuestos de *SFRC* se utilizó fibra de alambre de acero con forma de gancho en sus extremos, lo cual garantiza una mejor adherencia al concreto y evita el posible corrimiento de las fibras. Las figuras 5.5c y 5.5d muestran las características geométricas de la fibra utilizada como refuerzo.

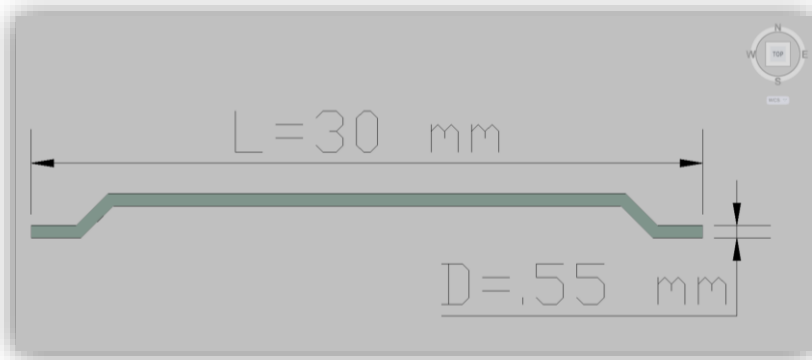


Figura 5.5d Geometría de la fibra de acero utilizada como refuerzo en las vigas ensayadas

De la figura anterior se resuelve la relación de esbeltez, la cual se indica en la expresión siguiente.

$$\lambda = \frac{L}{D}$$

$$\therefore \lambda = \frac{30 \text{ mm}}{0.55 \text{ mm}} = 54.55$$

5.6 Flexión de la viga de concreto simplemente armado

Considerando las dimensiones reducidas de la viga propuesta y el tamaño máximo del agregado del concreto, en esta parte de los ensayos se optó que el refuerzo de acero fuera a base de alambres corrugados, extraídos de una electromalla, los cuáles proporcionaron un diámetro mínimo que se adapta a las dimensiones de las vigas propuestas. La malla electrosoldada se usa en elementos como losas, pavimentos, estructuras laminares y muros en los cuales se tiene un patrón regular de distribución del refuerzo. Éstas están constituidas de alambres lisos o corrugados, dispuestos en mallas cuadradas y soldados en los puntos de unión del refuerzo. Sus características están especificadas en las normas ASTM A-496-02 y ASTM A-497/497 M-02 para alambre liso y corrugado, respectivamente. En el primer caso se requiere un esfuerzo de fluencia mínimo de 4550 kg/cm² y un esfuerzo último de 5250 kg/cm², y en el segundo, 4900 kg/cm² y 5600 kg/cm², respectivamente. El acero de las mallas suele tener menor ductilidad que el convencional pues el procedimiento de fabricación elimina el escalón de fluencia. La deformación de rotura oscila entre el 1 % y el 3 %, la cual está muy por debajo de la correspondiente a los aceros normales (Harmsen, 2005), ver figura 5.6a.

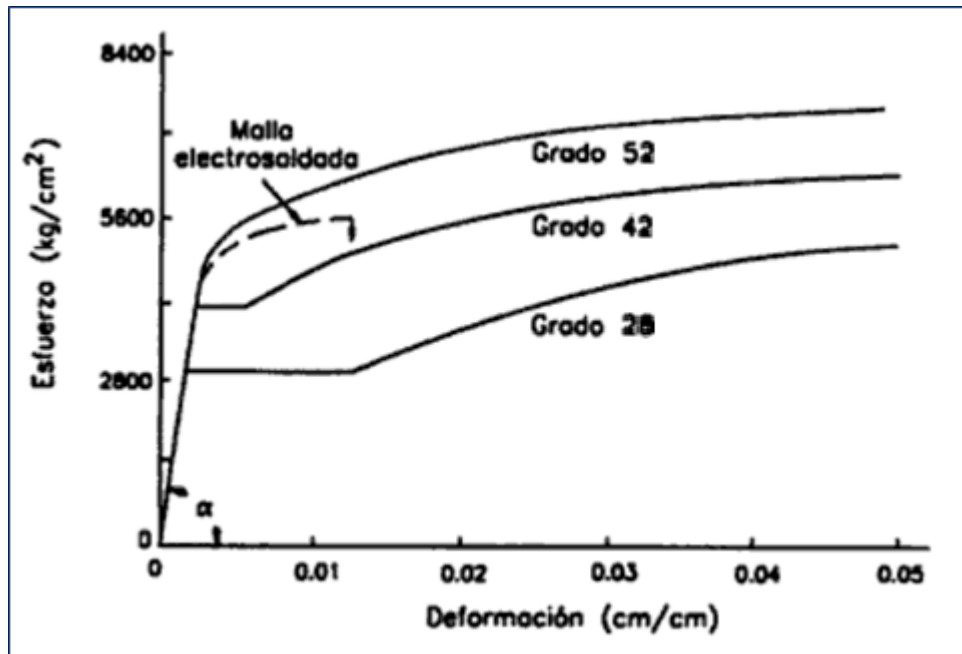


Figura 5.6a Curva esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad del acero (Harmsen, 2005)

El fabricante proporciona las siguientes especificaciones y propiedades mecánicas para el acero de electromalla utilizado como refuerzo de las vigas ensayadas, ver tabla 5.6a y 5.6b.

Tabla 5.6a Especificaciones geométricas de la malla electrosoldada, (Aceros Nacionales)

Diseño	Diámetro [mm]	Área [cm ²]
66-88	4.11	0.13
66-1010	3.43	0.09

Tabla 5.6b Propiedades mecánicas de la malla electrosoldada, (Aceros Nacionales)

Resistencia a la tensión [kg/cm ²]	Resistencia a la fluencia [kg/cm ²]	Alargamiento a la ruptura [en 10φ]
5700	5000	6 %

5.6.1 Preparación de los elementos viga de concreto simplemente reforzado

Una vez cortados los alambres corrugados de la malla electrosoldada se les hizo un doblé a 90 grados en cada extremo, con una longitud de 3 cm para evitar el corrimiento entre el concreto y las barras de acero (figura 5.6.1a).



Figura 5.6.1a Alambres corrugados cortados de la malla electrosoldada

Estos refuerzos fueron colocados longitudinalmente en la viga dejando un recubrimiento de 2 cm como lo indica la figura 5.6.1b.

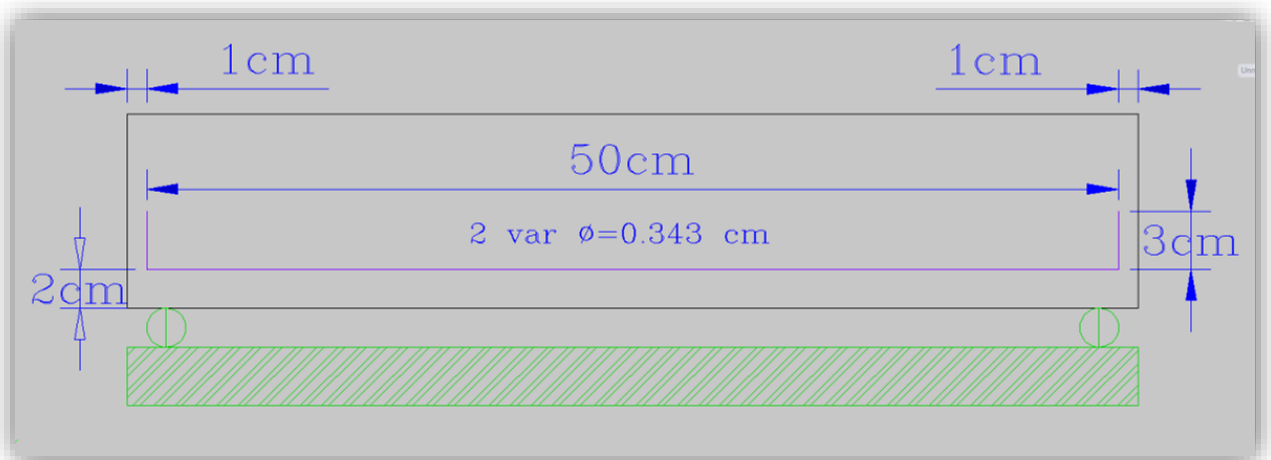


Figura 5.6.1b Configuración longitudinal de la viga reforzada con acero

5.6.2 Momento resistente de la viga de concreto simplemente armado

Se tomó lectura del diámetro de las varillas de acero con ayuda del vernier, obteniéndose un diámetro promedio de 0.343 cm, con este se procede a calcular el área de cada varilla y finalmente el área de acero que contribuye a tomar las tensiones en la parte inferior de la viga.

$$\phi_{\text{varilla}} = 0.343 \text{ cm}$$

$$A_{\text{varilla}} = \frac{\pi(\phi_{\text{varilla}})^2}{4} = \frac{\pi(0.343 \text{ cm})^2}{4} = 0.0924 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 2 \cdot (A_{\text{varilla}}) = 2 \cdot (0.0924 \text{ cm}^2) = \mathbf{0.1848 \text{ cm}^2}$$

Se procede a realizar el cálculo del momento resistente de la sección reforzada con acero con base en lo planteado en el American Concrete Institute en la recomendación ACI 318-02 y tomando en cuenta los parámetros mostrados en la figura 5.6.2a.

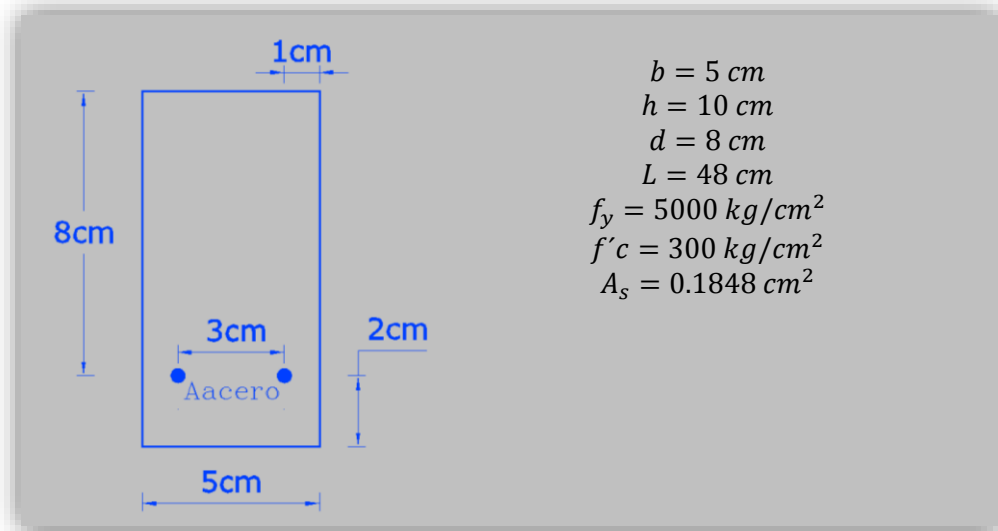


Figura 5.6.2a Sección transversal de la viga compuesta

Para el cálculo del momento resistente, el ACI 318-02 se vale de hipótesis simplificadoras con base en el comportamiento básico del concreto que cabe mencionar a continuación:

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.
- No existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.
- El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003 ($\epsilon_{cu}=0.003$).

Lo anterior se ilustra en la figura 5.6.2b

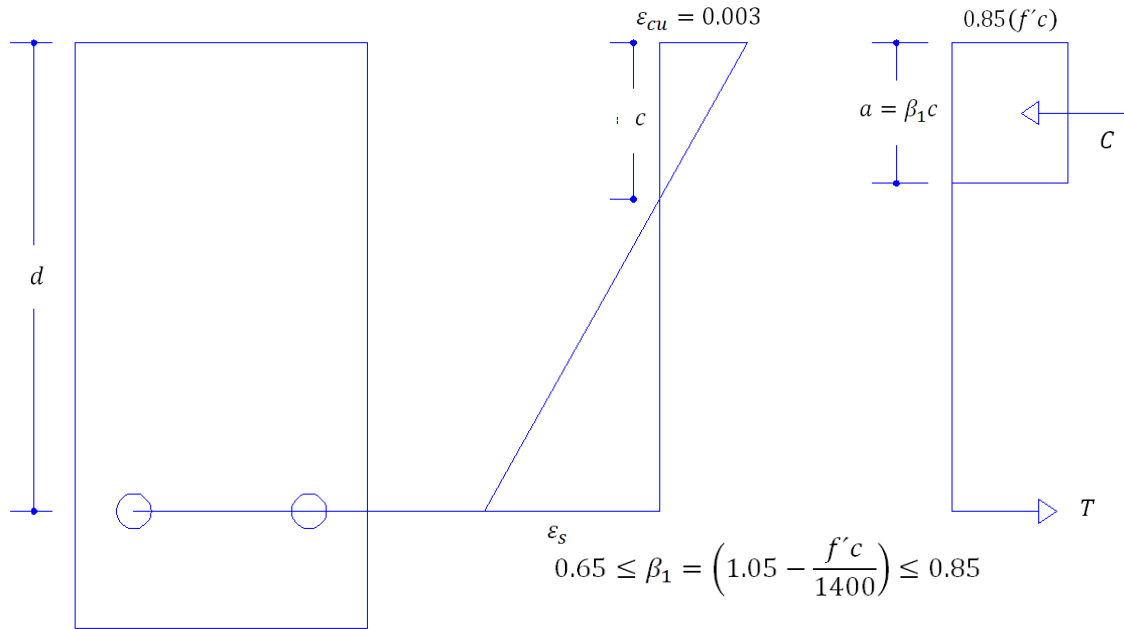


Figura 5.6.2b Hipótesis del ACI 318-02 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona a compresión

El ACI 318-02 recomienda el siguiente método de tanteos para el cálculo de momento resistente, con base en la condición de equilibrio entre la tensión del acero en las fibras inferiores y la compresión del concreto en las fibras superiores, así como con base en las hipótesis simplificadoras de la distribución de esfuerzos del concreto presentadas anteriormente, proponiendo una distribución rectangular en lugar de la distribución real.

Se procede a calcular el parámetro de la profundidad del eje neutro.

$$0.65 \leq \beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'c}{1400}\right) \leq 0.85$$

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{(300 \text{ kg/cm}^2)}{1400}\right) = 0.8357 \cong 0.84$$

$$0.65 \leq \beta_1 = 0.84 \leq 0.85$$

$$\therefore \beta_1 = 0.84$$

Se parte de un estado de deformaciones definido por el valor de la deformación del concreto y un valor de la profundidad del eje neutro c . Según el ACI 318-02 el valor de ε_{cu} es 0.003. El valor de c es tentativo y se elige arbitrariamente, sin embargo un valor razonable es aproximadamente un tercio del peralte, por lo tanto se propone c igual a 3 cm, ver figura 5.6.2c.

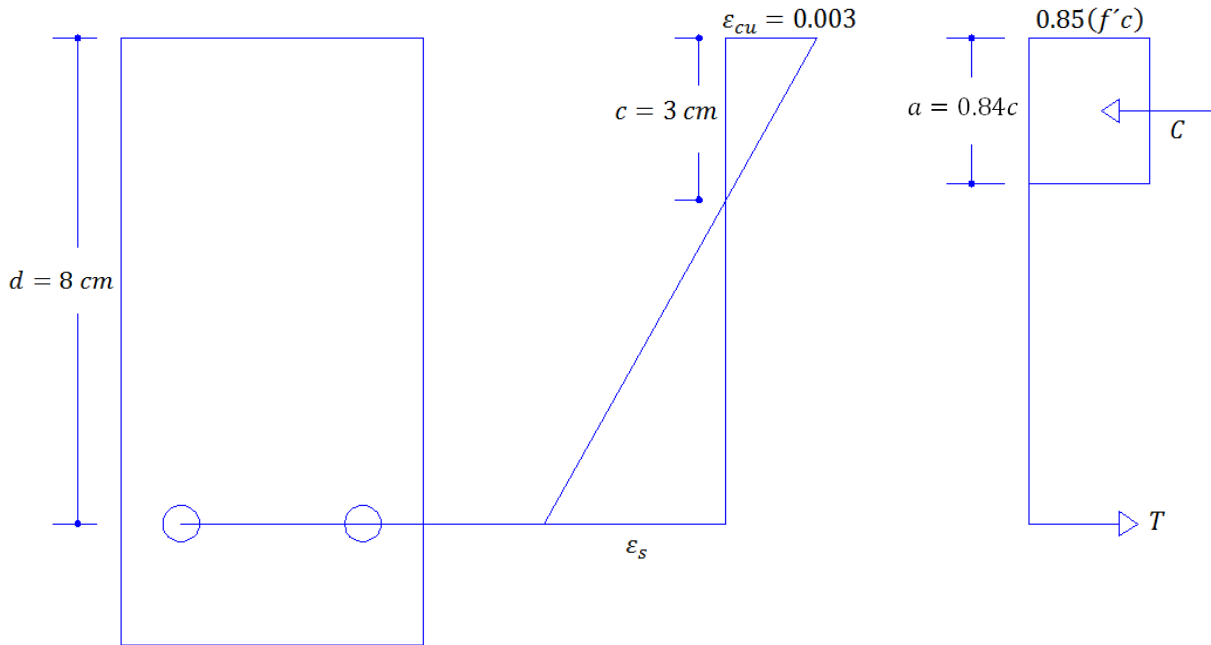


Figura 5.6.2c Estados de deformaciones y esfuerzos de la viga reforzada en función del valor de c propuesto

Primer tanteo:

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$a = 0.84c = 0.84(3 \text{ cm}) = 2.52 \text{ cm}$$

Con el bloque de esfuerzos se calcula la compresión en el concreto

$$C = ab(0.85f'c) = (2.52 \text{ cm})(5 \text{ cm})(0.85)(300 \text{ kg/cm}^2) = 3213 \text{ kg}$$

Por triángulos semejantes se calcula la deformación en el acero.

$$\frac{\epsilon_s}{(d - c)} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \rightarrow \epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu}}{c}(d - c)$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003}{3}(8 - 3) = 0.005$$

Ahora bien la deformación de fluencia para el acero corresponde al siguiente valor:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_y = \frac{5000 \text{ kg/cm}^2}{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2} = 0.0024$$

Se observa que:

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y$$

$$0.0050 \geq 0.0024$$

Por lo tanto el acero muestra un comportamiento aproximadamente dúctil, entonces se procede a calcular la tensión en el acero.

$$T = A_s f_y$$

$$T = (0.1848 \text{ cm}^2) \cdot (5000 \text{ kg/cm}^2) = \mathbf{924 \text{ kg}}$$

Se observa que la compresión y la tensión muestran valores diferentes, por lo tanto se hace la iteración del proceso hasta encontrar los valores de equilibrio.

Ahora bien se puede reducir el proceso igualando el par de fuerzas y despejando el valor de c cómo se muestra a continuación:

$$C = ab(0.85f'c) = (0.84c)b(0.85f'c)$$

$$T = A_s f_y$$

Por equilibrio:

$$C = T$$

$$(0.84c)b(0.85f'c) = A_s f_y$$

$$\therefore c = \frac{A_s f_y}{(0.84)b(0.85f'c)}$$

$$c = \frac{(0.1848 \text{ cm}^2) \cdot (5000 \text{ kg/cm}^2)}{(0.84)(5 \text{ cm})(0.85)(300 \text{ kg/cm}^2)} = 0.8627 \text{ cm} \cong \mathbf{0.86}$$

Segundo tanteo:

$$c = \mathbf{0.86 \text{ cm}}$$

$$a = 0.84c = 0.84(0.86 \text{ cm}) = 0.7224 \text{ cm} \cong \mathbf{0.72 \text{ cm}}$$

Con el bloque de esfuerzos se calcula la compresión en el concreto.

$$C = ab(0.85f'c) = (0.72 \text{ cm})(5 \text{ cm})(0.85)(300 \text{ kg/cm}^2) = \mathbf{918 \text{ kg}}$$

Por triángulos semejantes se calcula la deformación en el acero.

$$\frac{\varepsilon_s}{(d - c)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}(d - c)$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.003}{0.86}(8 - 0.86) = \mathbf{0.0249}$$

Se observa que:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$$

$$\mathbf{0.0249 \geq 0.0025}$$

$$C = 918 \text{ kg} \cong T = \mathbf{924 \text{ kg}}$$

En esta ocasión el acero muestra aproximación a un comportamiento con ductilidad y los valores de compresión y tensión son similares, por ende el valor propuesto de la profundidad del eje neutro es el correcto. Con este valor se procede a estimar el momento resistente con base en el par de fuerzas y la distancia del brazo establecido, como se observa en la figura 5.6.2b. Se tiene que el brazo de palanca es el siguiente:

$$r = d - \frac{a}{2}$$

Donde:

r = distancia entre el par de fuerzas

d = peralte efectivo de la sección compuesta

a = parámetro de ajuste en la distribución de esfuerzos del concreto

Se estima ahora la distancia entre las líneas de acción del par de fuerzas.

$$r = 8 \text{ cm} - \frac{(0.72 \text{ cm})}{2} = 7.64 \text{ cm}$$

Con este valor y la magnitud de las fuerzas en equilibrio se estima el momento resistente de la viga compuesta, como se indica en la siguiente expresión:

$$M_n = C \cdot r = T \cdot r$$

$$M_n = (924 \text{ kg})(7.64 \text{ cm}) = 7059.36 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Por otro lado el ACI 318-02 recomienda la siguiente expresión para vigas subreforzadas con porcentaje de acero menor al balanceado:

$$M_n = bd^2(f'c)\omega(1 - 0.59\omega)$$

Donde:

M_n = Momento resistente

b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo de la sección

$f'c$ = Capacidad máxima a compresión del concreto

ω = Índice de refuerzo

Para calcular la cuantía de acero se tiene la siguiente fórmula:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'c}$$

A su vez para calcular el porcentaje de acero se usa la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{0.1848 \text{ cm}^2}{(5 \text{ cm})(8 \text{ cm})} = \mathbf{0.0046}$$

Con este valor se calcula la cuantía de acero.

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'c}$$

$$\omega = \frac{(0.0046)(5000 \text{ kg/cm}^2)}{300 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{0.077}$$

Finalmente se pasa al cálculo del momento resistente con lo determinado anteriormente.

$$M_n = bd^2(f'c)\omega(1 - 0.59\omega)$$

$$M_n = (5 \text{ cm})(8 \text{ cm})^2(300 \text{ kg/cm}^2)(.077)[1 - 0.59(.077)] = \mathbf{7056.18 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

Con el diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 4.3a nuevamente se procede a determinar la carga aproximada que resistirá la viga durante los ensayos en el laboratorio.

$$R_A = \frac{M_B}{16 \text{ cm}}$$

$$R_A = \frac{M_n}{16 \text{ cm}} = \frac{(7056.18 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{16 \text{ cm}} = \mathbf{441.01 \text{ kg}}$$

Considerando que la aplicación de la carga se hace simétricamente:

$$R_A = R_D$$

De la suma de fuerzas en el “eje y” se busca el valor de la carga P en los puntos sobre la viga.

$$\sum F_y = 0$$

$$2P = 2R_A$$

$$P = R_A$$

$$P = \mathbf{441.01 \text{ kg}}$$

Con lo cual se determina la carga máxima (F) que deberá desarrollar el pistón sobre el dispositivo

$$F = 2P = 2(441.01 \text{ kg}) = \mathbf{882.02 \text{ kg}}$$

5.6.3 Deflexión de la viga de concreto simplemente armado

Ahora se procede a calcular la deformación de la viga reforzada con barras de acero con base en el método de la sección transformada, figura 5.6.3a.

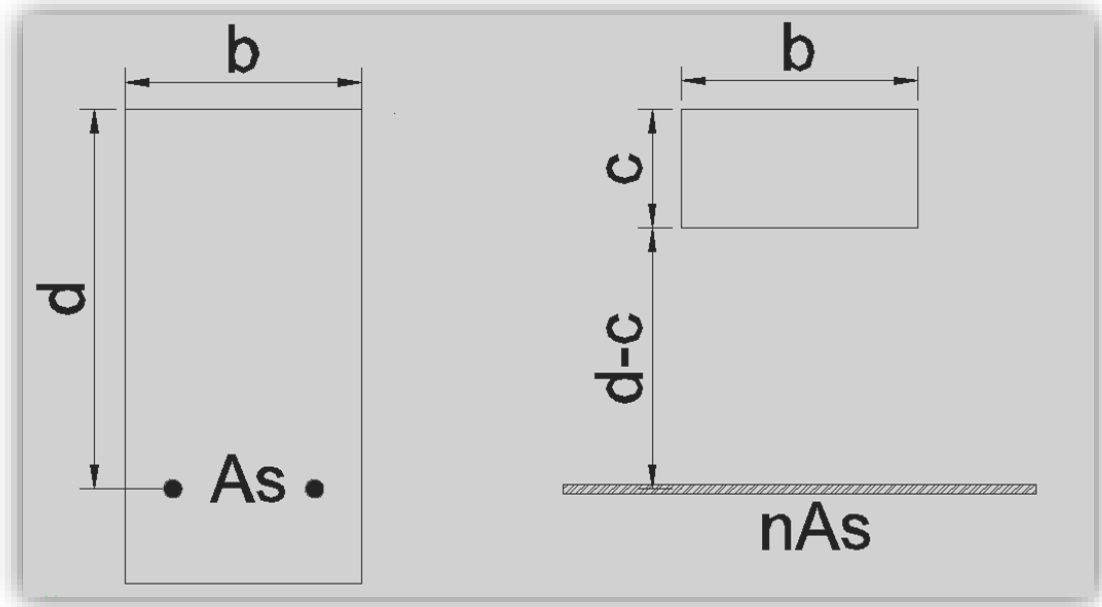


Figura 5.6.3a Sección transformada de acero para el caso de la viga en estudio

A continuación se obtiene la relación de módulos de elasticidad del concreto y del acero con la siguiente expresión:

$$\eta = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\eta = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{138564.06 \text{ kg/cm}^2} = 15.1554 \approx 15.16$$

Se procede a buscar el valor de c , el eje libre de esfuerzos con base en la condición de que la suma de momentos de primer orden de áreas debe ser cero.

$$\sum_0^i A_i r_i = 0$$

$$(bc) \left(\frac{c}{2} \right) = A_s \eta (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} = A_s \eta (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + A_s \eta c - A_s \eta d = 0$$

$$\frac{(5 \text{ cm})c^2}{2} + (0.1848 \text{ cm}^2)(15.16)c - (0.1848 \text{ cm}^2)(15.16)(8) = 0$$

$$2.5c^2 + 2.80c - 22.41 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado la raíz positiva muestra el valor de c .

$$c = 2.4859 \cong 2.49$$

Ahora con el teorema de ejes paralelos se calcula el momento de inercia de la sección transformada:

$$I_{STrans} = \frac{bc^3}{3} + A_s\eta(d - c)^2$$

$$I_{STrans} = \frac{(5 \text{ cm})(2.49 \text{ cm})^3}{3} + (0.1848 \text{ cm}^2)(15.16)(8 \text{ cm} - 2.49 \text{ cm})^2$$

$$I_{STrans} = 25.73 \text{ cm}^4 + 85.06 \text{ cm}^4 = 110.79 \text{ cm}^4$$

Como paso siguiente se determina la deflexión de la viga con la expresión usada anteriormente para el caso de la viga de concreto simple, pero ahora se utiliza el momento de inercia de la sección transformada de acero.

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{23}{648} \frac{PL^3}{E_c I_{STrans}} = \frac{23}{648} \frac{(441.01 \text{ kg})(48 \text{ cm})^3}{(138564.06 \text{ kg/cm}^2)(110.79 \text{ cm}^4)} = 0.1128 \text{ cm}$$

Para la deflexión en el tercio del claro se tiene:

$$\delta_B = \frac{5}{162} \frac{PL^3}{E_c I_{STrans}} = \frac{5}{162} \frac{(441.01 \text{ kg})(48 \text{ cm})^3}{(138564.06 \text{ kg/cm}^2)(110.79 \text{ cm}^4)} = 0.0981 \text{ cm}$$

5.7 Flexión de la viga con matriz de concreto reforzada longitudinalmente con Aramida

En esta parte de los ensayos las vigas fueron reforzadas a tensión con arreglos de hilos de fibra entrelazados, elaborados manualmente a partir de la tela de Aramida, en particular, se eligió el Kevlar 129, el cual se encuentra en el mercado en forma de tela cocida en dos direcciones perpendiculares entre sí, suministrado por la empresa Dupont. Este tipo de patrón de tejido se conoce como tejido plano (*plain wave* por su nombre en inglés) y consiste en hilos entrelazados en forma alternada uno arriba y uno debajo de cada hilo, como se muestra en la figura 5.7a. La tela utilizada es tipo 745 con hilo denier 3000 (ver figura 5.7b). El denier es una medida de la densidad lineal de la tela, e indica el peso en gramos por cada 9000 m.

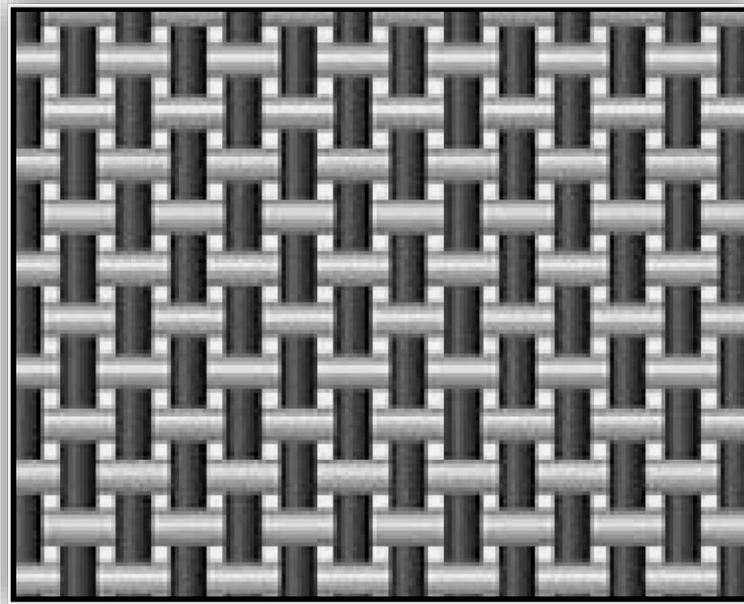


Figura 5.7a Patrón de tejido de tela tipo plano (*plain wave* por su nombre en inglés) (Hexcel, 2010)

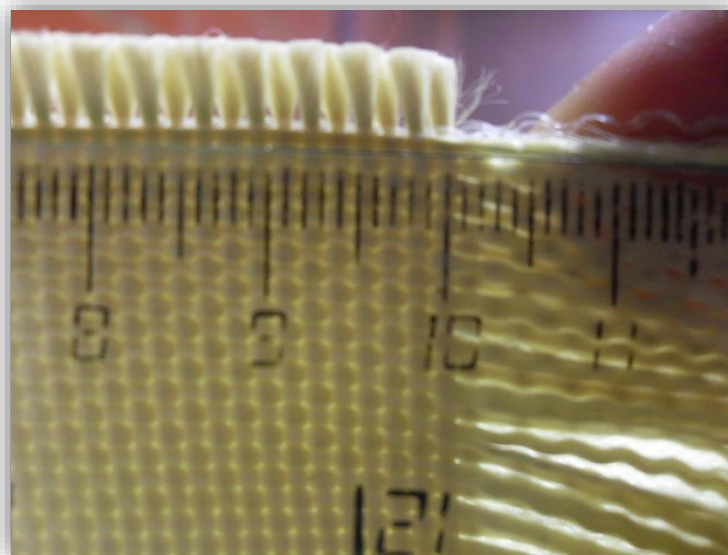


Figura 5.7b Patrón de tela de Aramida utilizada para fabricar los refuerzos longitudinales

5.7.1 Arreglos de Aramida propuestos como refuerzo longitudinal

Los refuerzos se fabricaron manualmente a partir de los hilos extraídos de la tela mostrada anteriormente. Para ello se propone un arreglo simple de pares de hilos entrelazados consecutivamente hasta tener un solo hilo compuesto de 8 hilos simples, el procedimiento se presenta a continuación y la secuencia puede observarse en la figuras 5.7.1a, 5.7.1b y 5.7.1c.

- a) En primer lugar se extraen los 8 hilos de fibra directamente de la tela de Aramida, cuidando de colocar una cinta adhesiva en las puntas para evitar que se deshile y existan pérdidas de fibras en cada hilo (figura 5.7.1a).
- b) Enseguida se toman dos hilos simples y se entrelazan de manera que se forme un hilo doble, esto se hace para los 8 hilos simples, obteniendo al final 4 hilos dobles (figura 5.7.1a).

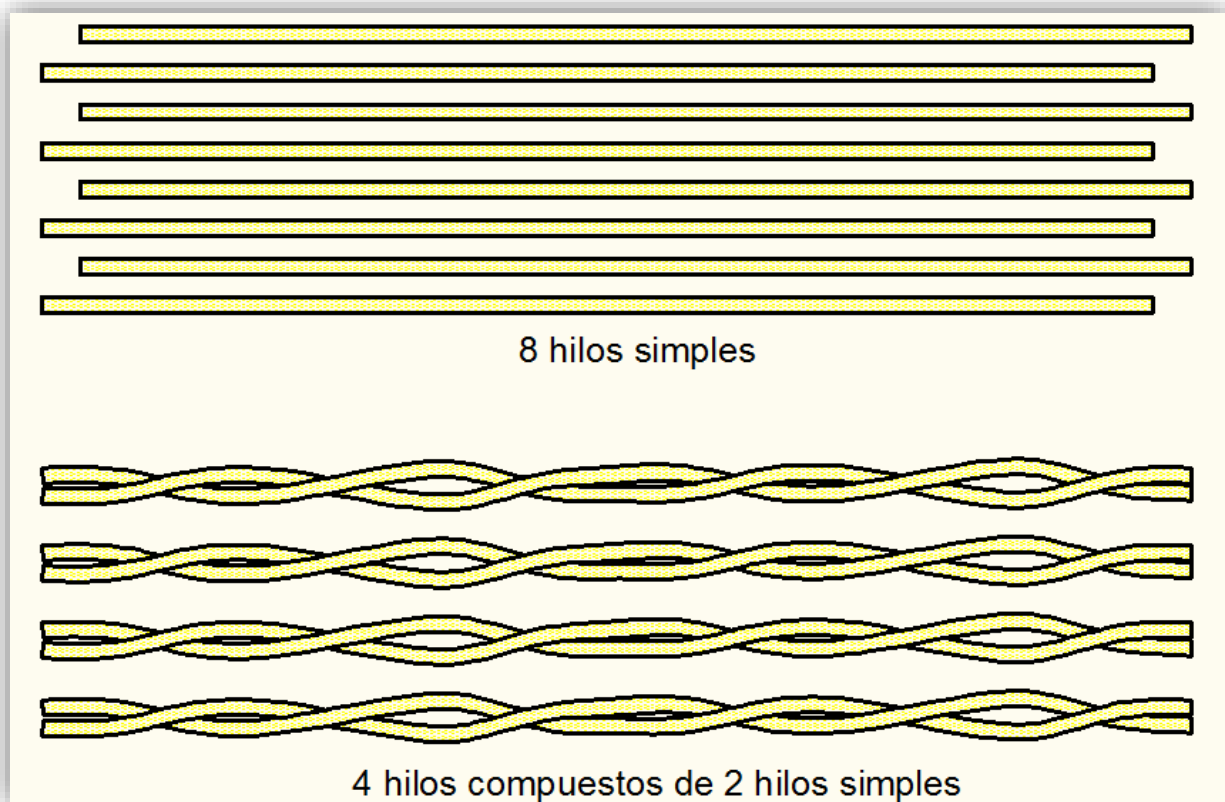


Figura 5.7.1a Secuencia de manufactura del arreglo con hilos de Aramida utilizada para los refuerzos longitudinales

- c) Paso siguiente se trenzan pares de hilos dobles, obteniendo al final 2 hilos compuestos por 4 hilos simples (o dos hilos dobles) cada uno (figura 5.7.1b).
- d) Finalmente se trenzan el par de hilos compuestos de 4 hilos simples, logrando 1 hilo compuesto de 8 hilos simples (figura 5.7.1b).

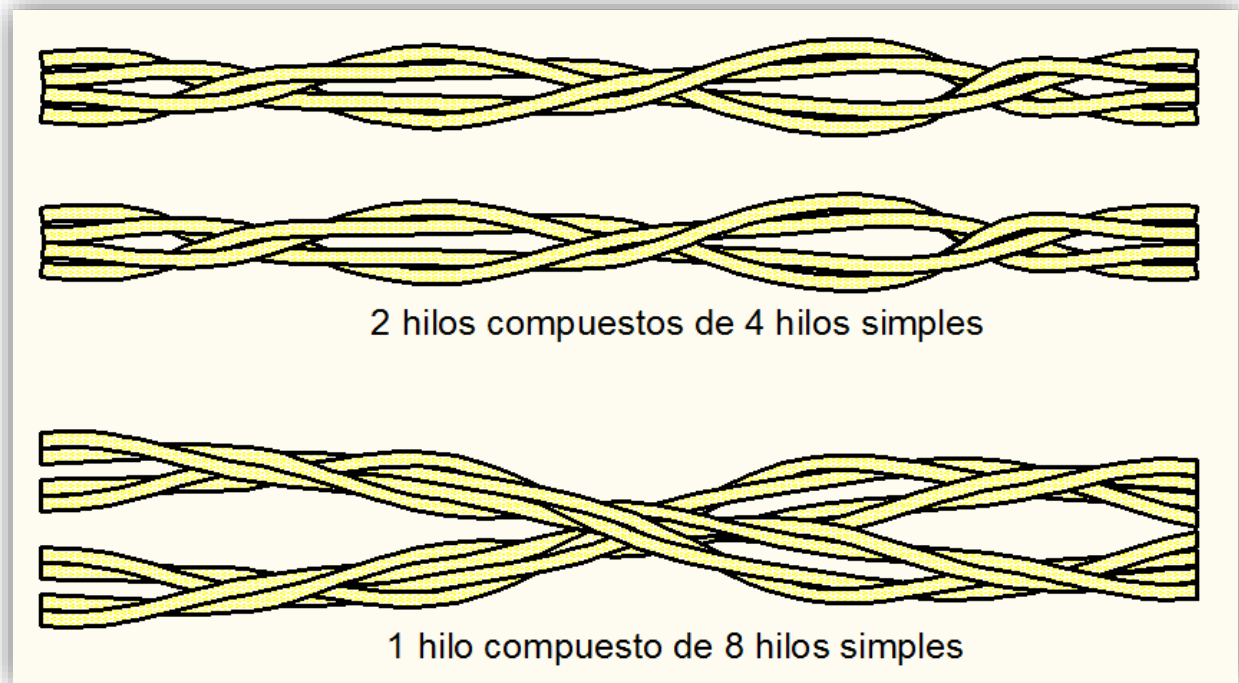


Figura 5.7.1b Secuencia de manufactura del arreglo con hilos de Aramida utilizada para los refuerzos longitudinales



Figura 5.7.1c Hilos de Aramida compuestos por 8 hilos simples entrelazados, listos para ser colocados como refuerzo longitudinal

5.7.2 Momento resistente de la viga con matriz de concreto reforzada longitudinalmente con Aramida

Para determinar el área de Aramida que contribuye a tomar la tensión en la parte inferior de la viga (considerando que se tienen espacios vacíos entre el hilo formado por las fibras) se optó por hacerlo de manera indirecta. Antes de fabricar los arreglos, para los 8 hilos simples de Aramida, con ayuda de la balanza digital se determinó un peso promedio y con el flexómetro se determinó la longitud promedio, con estos valores y los datos técnicos definidos por el fabricante se procede a calcular el área de cada trenza y finalmente el área de Aramida que contribuye a tomar las tensiones en la parte inferior de la viga. Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, se tienen el siguiente desarrollo.

Para el volumen de cada arreglo de 8 hilos simples de Aramida se puede usar:

$$V = Al$$

Así también se sabe que la densidad del material está dada por:

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Combinando las dos expresiones se obtiene:

$$\rho = \frac{m}{Al} \rightarrow A = \frac{m}{\rho l}$$

En el laboratorio se determinó la siguiente información para los arreglos de fibra de 8 hilos:

Tabla 5.7.2a Valores medidos en el laboratorio para los refuerzos de fibras de 8 hilos entrelazados de Kevlar

Propiedad	Kevlar 129
Masa (g)	3.57
Longitud (cm)	135.2

En la siguiente tabla se muestran los datos técnicos establecidos por el fabricante para la fibra utilizada:

Tabla 5.7.2b Propiedades físicas típicas de diversos tipos de Kevlar (Hung, 2000)

Propiedad	Kevlar 29	Kevlar 49	Kevlar 129
Densidad (kg/m ³)	1440	1450	1450
Elongación (%)	3.6	2.8	3.3
Módulo E (GPa)	70	135	99

Se hace la conversión de la densidad y el módulo leídos de la tabla anterior:

$$\rho = 1450 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{1000 g}{1 kg} \right) \left(\frac{1 m^3}{1 \times 10^6 cm^3} \right) = 1.45 \frac{g}{cm^3}$$

$$E = 99 \times 10^9 \text{ Pa} = 99 \times 10^9 \left(\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{1 \text{ kg}}{9.81 \text{ m/s}^2} \right) \left(\frac{1 \text{ m}^2}{10000 \text{ cm}^2} \right) = 1009174.312 \text{ kg/cm}^2$$

Con la información anterior se puede determinar el área del arreglo entrelazado de Aramida.

$$A = \frac{m}{\rho l} = \frac{3.57 \text{ g}}{\left(1.45 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right) (135.2 \text{ cm})} = 0.0182 \text{ cm}^2$$

Esta área se multiplica por 2 para obtener el área total de refuerzo.

$$A_{\text{aramida}} = 2A = 2(0.0182 \text{ cm}^2) = 0.0364 \text{ cm}^2$$

También de los datos técnicos del fabricante se puede obtener la curva teórica esfuerzo-deformación de la Aramida (figura 5.7.2a).

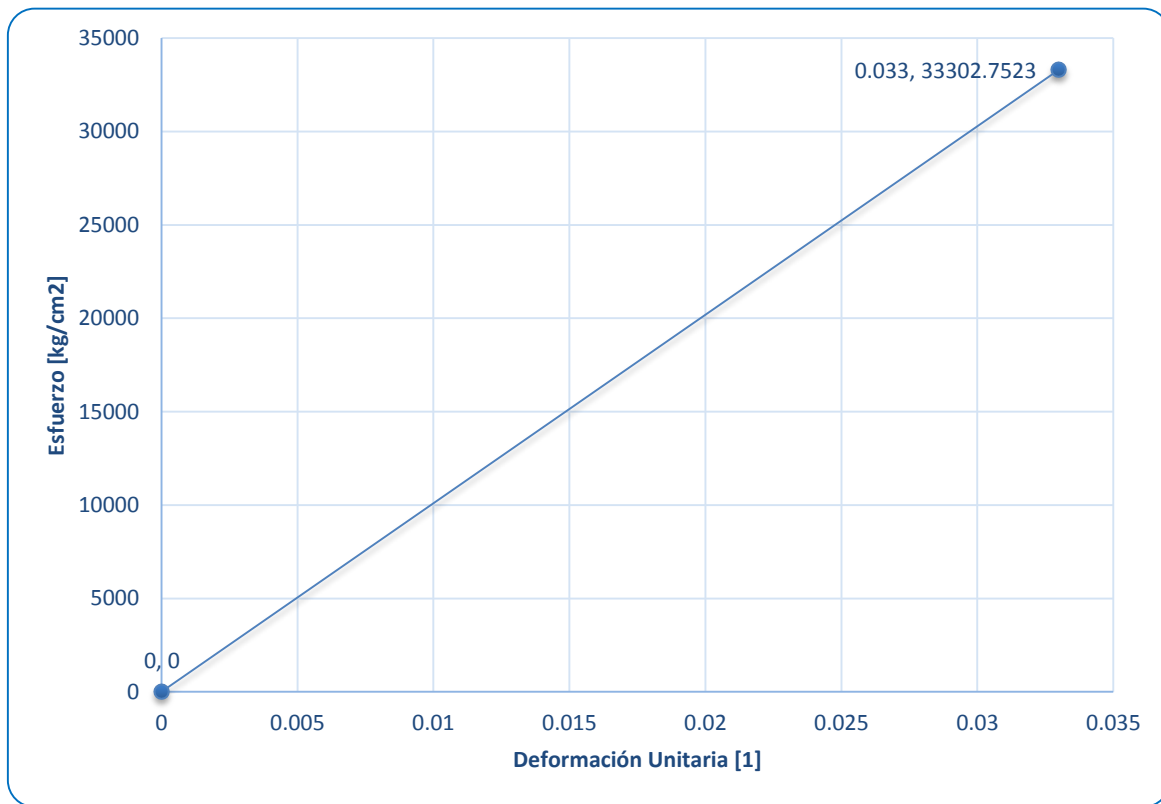


Figura 5.7.2a Curva teórica de esfuerzo-deformación de la fibra de Aramida.

Una vez manufacturados los arreglos de 8 hilos simples de fibra de Aramida, estos refuerzos se colocaron longitudinalmente en la viga de manera pretensada con pesas de 4 kg colgadas y atadas a los extremos sobrantes de las trenzas (figura 5.7.2b) esto con la finalidad de que los refuerzos no se movieran durante el colado y garantizar el recubrimiento de 0.5 cm entre los refuerzos y la cara inferior de la viga (figura 5.7.2c).



Figura 5.7.2b Pretensado de los refuerzos de fibras de Aramida para las vigas ensayadas

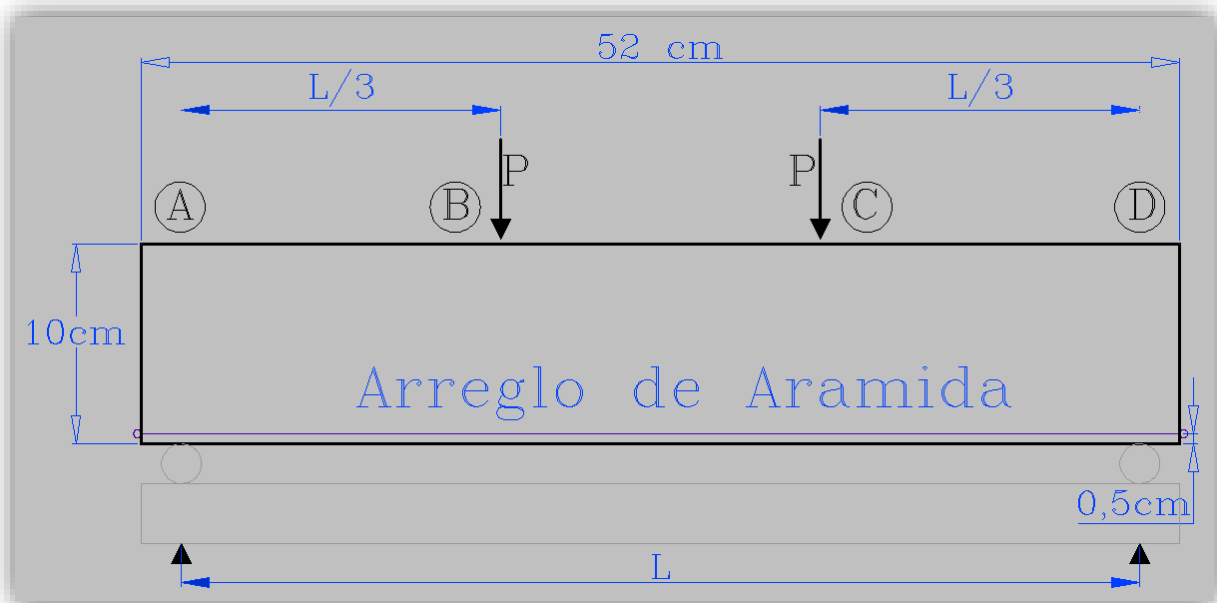


Figura 5.7.2c Configuración longitudinal de las vigas reforzadas con fibras de Aramida

Para evitar el corrimiento entre el concreto y las trenzas de Aramida se utilizó una sola trenza que dio la vuelta por un extremo a las dos líneas de refuerzo y por el otro los tramos sobrantes se pegaron con resina epóxica (figura 5.7.2d) a una cara transversal de la viga, como lo indica la figura 5.7.2e.



Figura 5.7.2d Resina epóxica utilizada para fijar los tramos sobrantes de los refuerzos a la superficie de concreto de la viga

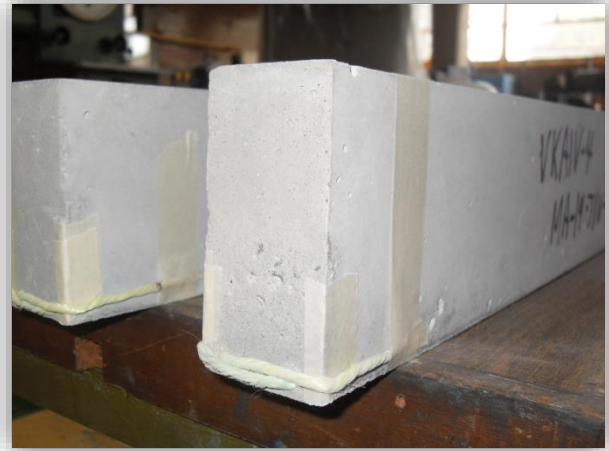


Figura 5.7.2e Tramos sobrantes de los refuerzos de Aramida posteriormente adheridos con resina epóxica a la superficie de concreto de la viga

La figura 5.7.2f muestra la sección transversal de la viga y la colocación del refuerzo de fibra de Aramida que toman la tensión al momento de la aplicación de las cargas en los tercios del claro.

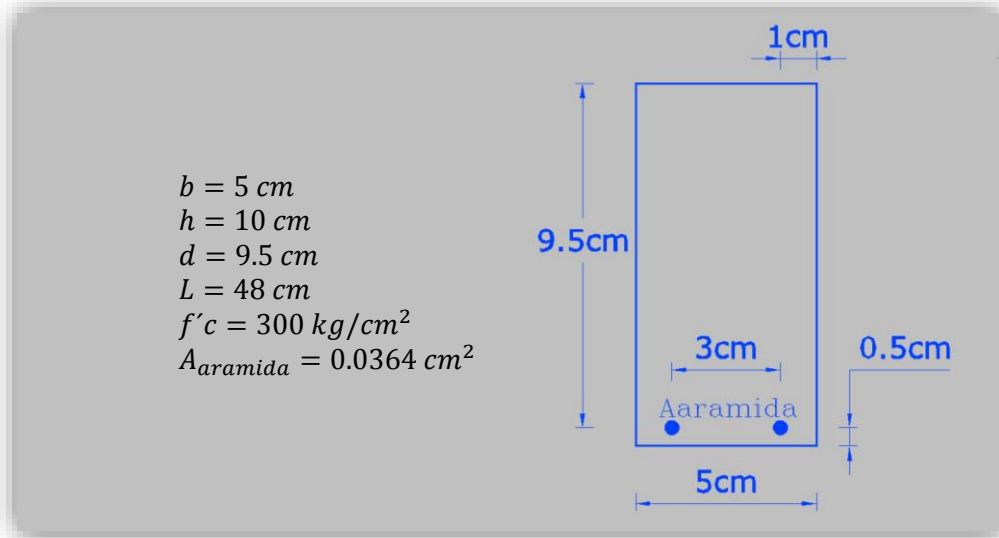


Figura 5.7.2f Sección transversal de la viga compuesta

Para el cálculo del momento resistente, recurrimos nuevamente a las hipótesis simplificadoras que plantea el ACI 318-02 con base en el comportamiento básico del concreto y se adaptan con el material propuesto (figura 5.6.2b).

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.
- No existen corrimientos relativos de consideración entre la *Aramida* y el concreto que lo rodea.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.
- El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003 ($\epsilon_{cu}=0.003$).

Como se recomienda en el ACI 318-02 para el caso de concreto reforzado con acero, para este estudio con fibras de Aramida se propone el método de prueba y error (tanteo) para el cálculo de momento resistente, con base en la condición de equilibrio entre la tensión de la Aramida y la compresión del concreto en las fibras superiores, así como con base en las hipótesis simplificadoras de la distribución de esfuerzos del concreto presentadas anteriormente, proponiendo una distribución rectangular en lugar de la distribución real. Se utilizaron las mismas recomendaciones pero aplicadas al caso del concreto con las trenzas o arreglos de Aramida.

Como ya se había calculado para el caso de las vigas de concreto con acero

$$\beta_1 = 0.84$$

Para encontrar el valor de c también se propone utilizar de manera análoga el método de tanteos.

Primer tanteo:

Se propone iniciar con el valor de c encontrado para la viga con acero.

$$c = 0.86 \text{ cm}$$

$$a = 0.84c = 0.84(0.86 \text{ cm}) = 0.7224 \approx 0.72 \text{ cm}$$

Con el bloque de esfuerzos se calcula la compresión en el concreto

$$C = ab(0.85f'c) = (0.72 \text{ cm})(5 \text{ cm})(0.85)(300 \text{ kg/cm}^2) = 918 \text{ kg}$$

Ahora bien de acuerdo a la configuración del arreglo propuesto se tiene el siguiente estado de esfuerzos y deformaciones del concreto y la Aramida.

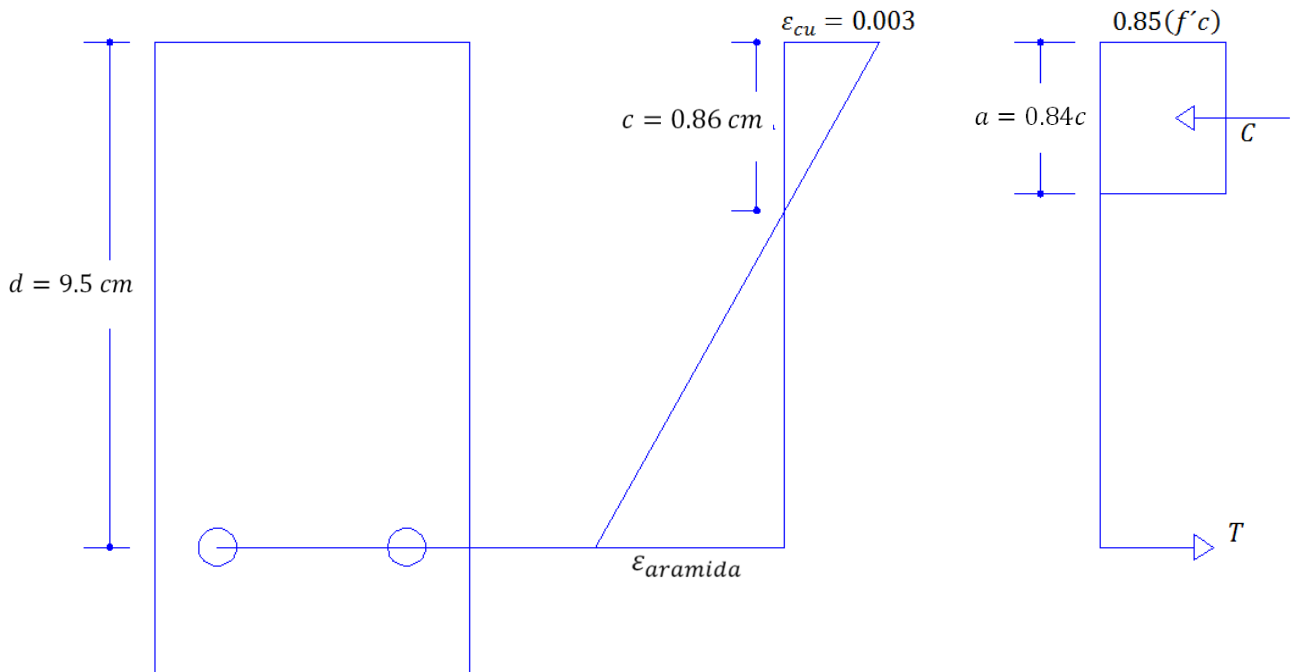


Figura 5.7.2g Estados de deformaciones y esfuerzos de la viga compuesta con concreto y Aramida

Por triángulos semejantes se calcula la deformación en la Aramida (ver figura 5.7.2g)

$$\frac{\varepsilon_{aramida}}{(d - c)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow \varepsilon_{aramida} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}(d - c)$$

$$\varepsilon_{aramida} = \frac{0.003}{0.86}(9.5 - 0.86) = \mathbf{0.0301}$$

Se observa que

$$E_{aramida} = \frac{f_{aramida}}{\varepsilon_{aramida}} \rightarrow f_{aramida} = E_{aramida} \cdot \varepsilon_{aramida}$$

$$\therefore T = A_{aramida} \cdot f_{aramida} = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot \varepsilon_{aramida}$$

$$T = (0.0364 \text{ cm}^2) \cdot (1009174.31 \text{ kg/cm}^2) \cdot (0.0301) = 1105.6917 \text{ kg} \cong \mathbf{1105.69 \text{ kg}}$$

Se observa que la compresión y la tensión muestran valores diferentes, por lo tanto se hace la iteración del proceso hasta encontrar los valores de equilibrio.

De igual manera que en el acero se propone lo siguiente para simplificar el proceso:

$$\frac{\varepsilon_{aramida}}{(d - c)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow \varepsilon_{aramida} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}(d - c)$$

$$E_{aramida} = \frac{f_{aramida}}{\varepsilon_{aramida}} \rightarrow f_{aramida} = E_{aramida} \cdot \varepsilon_{aramida}$$

$$T = A_{aramida} \cdot f_{aramida} = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot \varepsilon_{aramida}$$

$$T_{aramida} = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{c}(d - c) \right] = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot \left[\frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{c} - \varepsilon_{cu} \right]$$

$$C = (0.84c)b(0.85f'c)$$

Por equilibrio

$$C = T$$

$$(0.84c)b(0.85f'c) = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot \left[\frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{c} - \varepsilon_{cu} \right]$$

Multiplicando la ecuación por c

$$(0.84c^2)b(0.85f'c) = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot [\varepsilon_{cu} \cdot d - \varepsilon_{cu} \cdot c]$$

Acomodando términos

$$\left(\frac{(0.84)b(0.85f'c)}{A_{aramida} \cdot E_{aramida}} \right) c^2 + \varepsilon_{cu} \cdot c - \varepsilon_{cu} \cdot d = 0$$

Sustituyendo valores

$$\left(\frac{(0.84)(5 \text{ cm})[0.85(300 \text{ kg/cm}^2)]}{(0.0364 \text{ cm}^2) \cdot (1009174.31 \text{ kg/cm}^2)} \right) c^2 + (.003) \cdot c - (.003) \cdot (9.5 \text{ cm}) = 0$$

$$0.0292c^2 + 0.003c - 0.0285 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática la raíz positiva nos muestra el valor de c:

$$c = 0.9379 \text{ cm} \cong \mathbf{0.94 \text{ cm}}$$

Segundo tanteo:

$$c = \mathbf{0.94 \text{ cm}}$$

$$a = 0.84c = 0.84(0.94 \text{ cm}) = 0.7896 \text{ cm} \cong \mathbf{0.79 \text{ cm}}$$

Con el bloque de esfuerzos se calcula la compresión en el concreto

$$C = ab(0.85f'c) = (0.79 \text{ cm})(5 \text{ cm})(0.85)(300 \text{ kg/cm}^2) = \mathbf{1007.25 \text{ kg}}$$

Por triángulos semejantes se calcula la deformación en la Aramida (ver figura 5.7.2g)

$$\frac{\varepsilon_{aramida}}{(d - c)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \rightarrow \varepsilon_{aramida} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}(d - c)$$

$$\varepsilon_{aramida} = \frac{0.003}{0.94 \text{ cm}}(9.5 \text{ cm} - 0.94 \text{ cm}) = \mathbf{0.0273}$$

$$T = A_{aramida} \cdot E_{aramida} \cdot \varepsilon_{aramida}$$

$$\therefore T = (0.0364 \text{ cm}^2) \cdot (1009174.31 \text{ kg/cm}^2) \cdot (0.0273) = \mathbf{1002.84 \text{ kg}}$$

En esta ocasión los valores de compresión y tensión son similares, consiguientemente el valor propuesto de la profundidad del eje neutro es el correcto. Con este valor se procede a estimar el momento resistente en base al par de fuerzas así como de la distancia del brazo de palanca establecido, como se observa en la figura 5.6.2b. Se tiene que el brazo de palanca es el siguiente:

$$r = d - \frac{a}{2}$$

Donde:

r = distancia entre el par de fuerzas

d = peralte efectivo de la sección compuesta

a = parámetro de ajuste en la distribución de esfuerzos del concreto

Se estima ahora la distancia entre las líneas de acción del par de fuerzas

$$r = 9.5 \text{ cm} - \frac{(0.79 \text{ cm})}{2} = 9.105 \text{ cm} \cong \mathbf{9.1 \text{ cm}}$$

Con este valor y la magnitud de las fuerzas en equilibrio se estima el momento resistente de la viga compuesta, como se indica en la siguiente expresión:

$$M_n = Tr$$

$$M_n = (1002.84 \text{ kg})(9.1 \text{ cm}) = 9125.844 \text{ kg} \cdot \text{cm} \cong \mathbf{9125.84 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

Con el diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 5.4 nuevamente se procede a determinar la carga aproximada que resiste la viga durante los ensayos en el laboratorio

$$R_A = \frac{M_B}{16 \text{ cm}}$$

$$R_A = \frac{(9125.84 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{16 \text{ cm}} = 570.365 \text{ kg} \cong \mathbf{570.37 \text{ kg}}$$

Considerando que la aplicación de la carga se hace simétricamente

$$R_A = R_D$$

De la suma de fuerzas en el “eje y” se busca el valor de la carga P en los puntos sobre la viga

$$\sum F_y = 0$$

$$2P = 2R_A$$

$$P = R_A$$

$$P = \mathbf{570.37 \text{ kg}}$$

Con lo cual se determina la carga máxima que deberá desarrollar el pistón sobre el dispositivo

$$F = 2P = 2(570.37 \text{ kg}) = \mathbf{1140.74 \text{ kg}}$$

5.7.3 Deflexión de la viga con matriz de concreto reforzada longitudinalmente con Aramida

Ahora se procede a calcular la deformación de la viga reforzada con arreglos de Aramida con base en el método de la sección transformada (figura 5.7.3a).

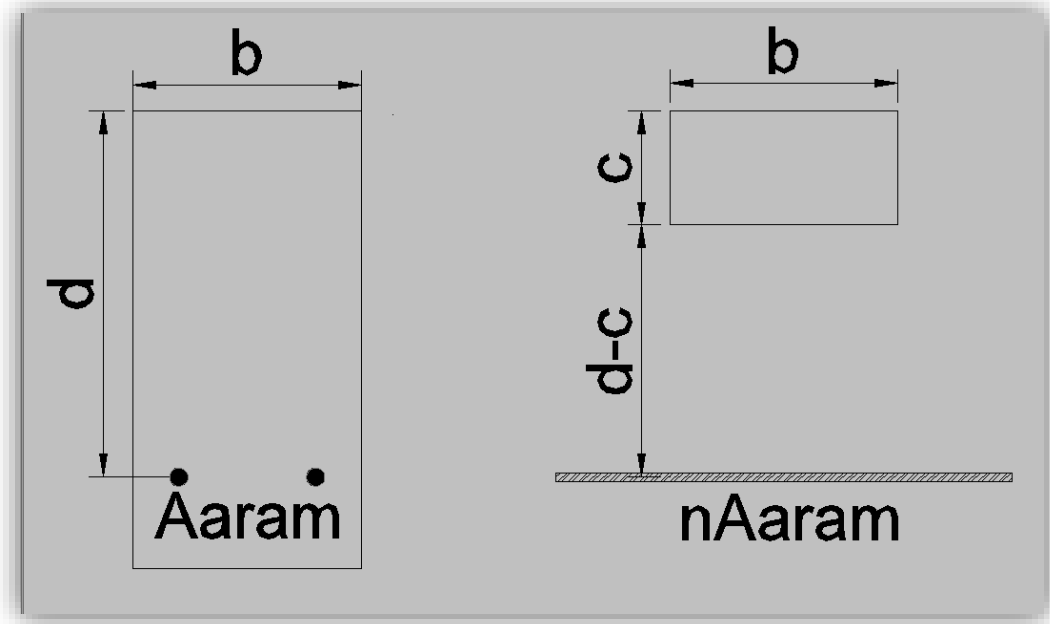


Figura 5.7.3a Sección transformada de Aramida para el caso de la viga en estudio

A continuación se obtiene la relación de módulos de elasticidad del concreto y de la Aramida con la siguiente expresión

$$\eta = \frac{E_{aramida}}{E_c}$$

$$\eta = \frac{1009174.31 \text{ kg/cm}^2}{138564.06 \text{ kg/cm}^2} = 7.2831 \cong 7.28$$

Procedemos a buscar el valor de c , el eje libre de esfuerzos con base en la condición de que la suma de momentos de área debe ser cero.

$$\sum_0^i A_i r_i = 0$$

$$(bc) \left(\frac{c}{2}\right) = A_{aramida} \eta (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} = A_{aramida} \eta (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + A_{aramida} \eta c - A_{aramida} \eta d = 0$$

Sustituyendo valores se tiene

$$\frac{(5 \text{ cm})c^2}{2} + (0.0364 \text{ cm}^2)(7.28)c - (0.0364 \text{ cm}^2)(7.28)(9.5) = 0$$

$$2.5c^2 + 0.2650c - 2.5174 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado la raíz positiva nos muestra el valor de c

$$c = 0.9519 \cong 0.95$$

Ahora con el teorema de ejes paralelos se calcula el momento de inercia de la sección transformada:

$$I_{STrans} = \frac{bc^3}{3} + A_s\eta(d - c)^2$$

$$I_{STrans} = \frac{(5 \text{ cm})(0.95 \text{ cm})^3}{3} + (0.0364 \text{ cm}^2)(7.28)(9.5 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm})^2$$

$$I_{STrans} = 1.4290 \text{ cm}^4 + 19.3716 \text{ cm}^4 = 20.8001 \text{ cm}^4 \cong 20.80 \text{ cm}^4$$

Como paso siguiente se determina la deflexión de la viga con la expresión usada anteriormente para el caso de la viga de concreto simple, pero ahora se utiliza el momento de inercia de la sección transformada de Aramida

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{23}{648} \frac{PL^3}{E_c I_{STrans}} = \frac{23}{648} \frac{(570.37 \text{ kg})(48 \text{ cm})^3}{(138564.06 \text{ kg/cm}^2)(20.80 \text{ cm}^4)} = 0.7768 \text{ cm}$$

Para la deflexión en el tercio del claro se tiene:

$$\therefore \delta_B = \frac{5}{162} \frac{PL^3}{E_c I_{STrans}} = \frac{5}{162} \frac{(570.37 \text{ kg})(48 \text{ cm})^3}{(138564.06 \text{ kg/cm}^2)(20.80 \text{ cm}^4)} = 0.6755 \text{ cm}$$

5.8 Ensayes estáticos propuestos

Se realizó la siguiente serie de ensayos estáticos para estudiar el comportamiento de los elementos de concreto reforzados con diferentes materiales y configuraciones propuestas.

Tabla 5.8a Programación de la serie de ensayos de cilindros a compresión

Cilindros					
Preparación de especímenes		Realización de ensayos			
Fecha	N. de cilindros	Fecha	N. de cilindros	Tipo de ensaye	Descripción
Vie-8-Abril-2011	9	Vie-15-Abril-2011	3	Compresión a 7 días	Concreto simple
		Vie-29-Abril-2011	3	Compresión a 21 días	Concreto simple
		Mar-17-Mayo-2011	3	Compresión a 39 días	Concreto simple
Mar-12-Abril-2011	9	Mar-26-Abril-2011	3	Compresión a 14 días	Concreto simple testigo de vigas de Concreto Armado
		Mar-3-Mayo-2011	3	Compresión a 21 días	Concreto simple testigo de vigas de Concreto Armado
		Mier-18-Mayo-2011	3	Compresión a 36 días	Concreto simple testigo de vigas de Concreto Armado
Mier-27-Abril-2011	6	Mier-4-Mayo-2011	3	Compresión a 7 días	Concreto simple testigo de vigas de Concreto con fibras de Acero
		Jue-26-Mayo-2011	3	Compresión a 29 días	Concreto simple testigo de vigas de Concreto con fibras de Acero
Mar-14-Junio-2011	6	Jue-4-Ago-2011	3	Compresión a 51 días	Concreto simple testigo de vigas de Concreto reforzado con fibras de Aramida

Tabla 5.8b Programación de la serie de ensayos de vigas a flexión

Vigas					
Preparación de especímenes		Realización de ensayos			
Fecha	N. de vigas	Fecha	N. de vigas	Tipo de ensaye	Descripción
Vie-8-Abril-2011	4	Vie-6-May-2011	4	Flexión a 28 días	Vigas de Concreto simple
Mar-12-Abril-2011	4	Vier-10-May-2011	4	Flexión a 28 días	Vigas de Concreto armado
Mier-27-Abril-2011	4	Mier-25-May-2011	4	Flexión a 28 días	Concreto con fibras de acero
Mar-14-Junio-2011	4	Mar-12-Jul-2011	4	Flexión a 28 días	Concreto con fibras de Aramida

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para poder observar y comparar el comportamiento de los materiales de refuerzo de concreto propuestos, se efectuaron en total 16 vigas, usando el mismo diseño de mezcla expuesto en el capítulo 4. Debido a que únicamente se contó con 4 cimbras disponibles, las vigas se elaboraron en grupos de 4 especímenes, correspondiendo cada grupo a cada caso del material usado como refuerzo en el concreto, incluyendo el caso de las vigas de concreto simple o sin ningún refuerzo. Para poder identificar los especímenes en el estudio se propone la siguiente nomenclatura (ver Tabla 6).

Tabla 6 Nomenclatura propuesta para identificación de especímenes en el estudio

ID	Descripción	Espécimen
VCS	Vigas de Concreto Simple (sin ningún refuerzo en la matriz de concreto)	VCS1
		VCS2
		VCS3
		VCS4
VFA	Vigas de concreto reforzado con Fibras de Acero	VFA1
		VFA2
		VFA3
		VFA4
VCA	Vigas de Concreto Armado	VCA1
		VCA2
		VCA3
		VCA4
VFK	Vigas de concreto reforzado con Fibras de Kevlar (Aramida)	VFK1
		VFK2
		VFK3
		VFK4

6.1 Ensayes de compresión en cilindros de concreto simple

Para poder referir la resistencia a compresión ($f'c$) de las mezclas usadas en la fabricación de cada grupo de vigas, simultáneamente se colaron cilindros de concreto. Una vez alcanzada la edad de 28 días se procedió a ensayar los cilindros correspondientes a cada grupo de vigas (no se pudieron efectuar a los 28 días, por lo que se utilizó una interpolación de las curvas de incremento de resistencia). Se utilizó la siguiente nomenclatura para poder identificar cada mezcla (ver tabla 6.1).

Tabla 6.1 Identificación de las mezclas usadas para elaborar cada grupo de vigas.

ID	Descripción
MVCS	Mezcla usada para elaborar las Vigas de Concreto Simple (sin ningún refuerzo en la matriz de concreto)
MVFA	Mezcla usada para elaborar las Vigas de Concreto reforzado con Fibras de Acero
MVCA	Mezcla usada para elaborar las Vigas de Concreto Armado
MVFK	Mezcla usada para elaborar las Vigas de Concreto reforzado con Fibras de Kevlar (Aramida)

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de los cilindros que posteriormente se usaron para calibrar el modelo teórico de comportamiento de cada grupo de vigas.

6.1.1 Resistencia a compresión del concreto usado para elaborar las Vigas de Concreto Simple

Este ensaye no se pudo realizar a los 28 días por lo que se consideró un valor estimado con la curva de incremento de resistencia y se observa un valor ($f'c$) de **368 Kg/cm²** (ver figura 6.1.1)

Tabla 6.1.1 Resistencia del concreto usado para elaborar las vigas de concreto simple para diferentes edades

Ensaye a 7 días				
Fecha:	Elaboración	08/04/2011		
	Ensaye	15/04/2011		
ID	ϕ	A	P	$f'c$
	[cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]
C1	8	50.27	13450	267.58
C2	8	50.27	13350	265.59
C3	8	50.27	14400	286.48
Resistencia Promedio:				273.22 kg/cm²
Ensaye a 21 días				
Fecha:	Elaboración	08/04/2011		
	Ensaye	29/04/2011		
C4	7.5	44.18	17050	385.93
C5	8	50.27	18200	362.08
C6	8	50.27	15050	299.41
Resistencia Promedio:				349.14 kg/cm²
Ensaye a 39 días				
Fecha:	Elaboración	08/04/2011		
	Ensaye	17/05/2011		
C7	8.1	51.53	19820	384.63
C8	8	50.27	19650	390.92
C9	8	50.27	19680	391.52
Resistencia Promedio:				389.03 kg/cm²

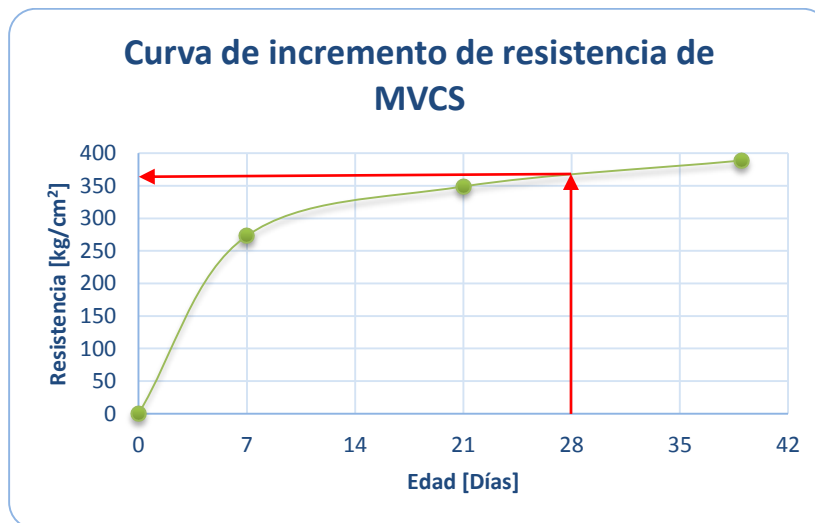


Figura 6.1.1 Curva de incremento de la resistencia del concreto usado para elaborar las vigas de concreto simple

6.1.2 Resistencia a compresión del concreto simple usado para elaborar las Vigas reforzadas con Fibras de Acero

De igual manera este ensaye no se pudo realizar a los 28 días por lo que se consideró un valor estimado con la curva de incremento de resistencia (ver figura 6.1.2)

Tabla 6.1.2 Resistencia del concreto simple usado para elaborar las vigas reforzadas con fibras de acero para diferentes edades

Ensaye a 7 días				
Fecha:	Elaboración	27/04/2011		
	Ensaye	04/05/2011		
ID	ϕ	A	P	f'c
	[cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]
C1	8	50.27	12000	238.73
C2	8	50.27	11800	234.75
C3	8	50.27	11300	224.81
Resistencia Promedio:				232.76 kg/cm²
Ensaye a 29 días				
Fecha:	Elaboración	27/04/2011		
	Ensaye	26/05/2011		
C4	8.06	51.02	14300	280.27
C5	8.05	50.90	14425	283.42
C6	8.06	51.02	14375	281.74
Resistencia Promedio:				281.81 kg/cm²

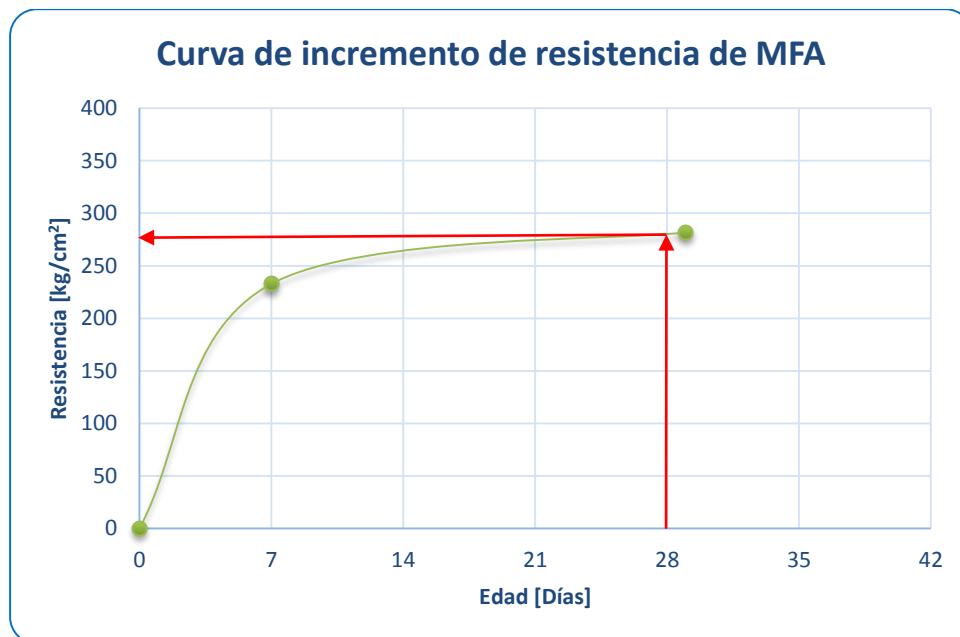


Figura 6.1.2 Curva de incremento de la resistencia del concreto usado para elaborar las vigas reforzadas con fibras de acero

Con lo anterior se estima para la edad de 28 días un valor de la resistencia ($f'c$) de **280 Kg/cm²**.

6.1.3 Resistencia a compresión del concreto usado para elaborar las Vigas de Concreto Armado con acero

En la figura 6.1.3 se observa un valor estimado de la resistencia a compresión ($f'c$) de **325 kg/cm²**.

Tabla 6.1.3 Resistencia del concreto usado para las vigas de concreto armado con acero para diferentes edades

Ensaye a 14 días				
Fecha:	Elaboración	12/04/2011		
	Ensaye	26/04/2011		
ID	ϕ	A	P	$f'c$
	[cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]
C1	7.79	47.66	14225	298.46
C2	8.6	58.09	13770	237.05
C3	8.6	58.09	13850	238.43
Resistencia Promedio:				257.98 kg/cm²
Ensaye a 21 días				
Fecha:	Elaboración	12/04/2011		
	Ensaye	03/05/2011		
C4	8	50.27	14400	286.48
C5	8	50.27	15000	298.42
C6	8	50.27	16600	330.25
Resistencia Promedio:				305.05 kg/cm²
Ensaye a 36 días				
Fecha:	Elaboración	12/04/2011		
	Ensaye	18/05/2011		
C7	8	50.27	17450	347.16
C8	8	50.27	17500	348.15
C9	8	50.27	16650	331.24
Resistencia Promedio:				342.18 kg/cm²

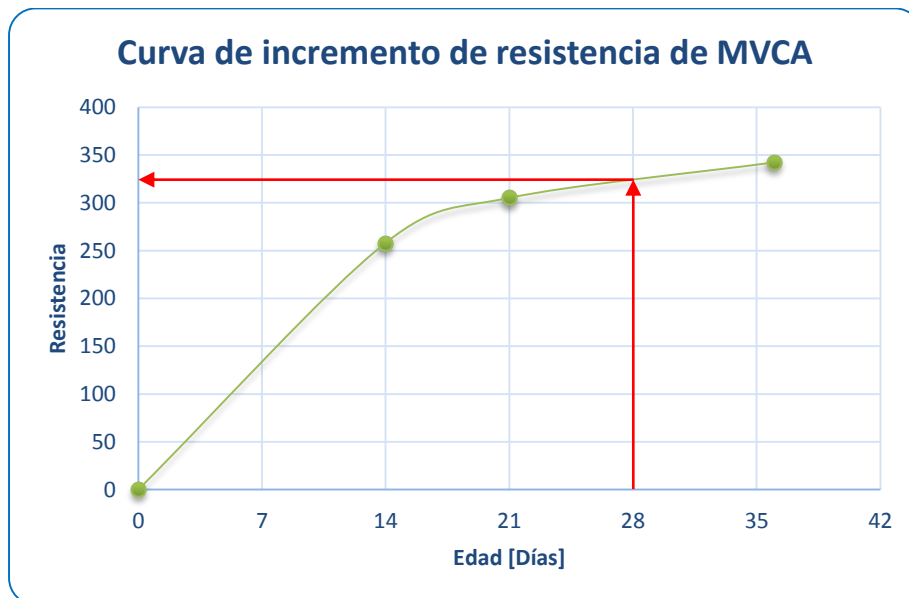


Figura 6.1.3 Incremento de la resistencia del concreto usado para la elaboración de las vigas con refuerzo de acero

6.1.4 Resistencia a compresión del concreto usado para la elaboración de las Vigas reforzadas longitudinalmente con Fibras de Aramida.

En el caso de las vigas reforzadas longitudinalmente con aramida se desfasó la prueba hasta los 51 días obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 6.1.4 Resistencia del concreto a 51 días, usado para las vigas de concreto reforzado con fibras de Aramida

Ensaye a 51 días				
Fecha:	Elaboración	14/06/2011		
	Ensaye	04/08/2011		
ID	ϕ	A	P	$f'c$
	[cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]
C1	8	50.27	14870	295.83
C2	8	50.27	15800	314.33
C3	8	50.27	16600	330.25
Resistencia Promedio:				313.47 kg/cm²

6.1.5 Resumen de las resistencias obtenidas para cada mezcla de concreto

Finalmente se muestra un resumen en la Tabla 6.1.5 con los resultados obtenidos para cada mezcla utilizada en la elaboración de cada grupo de vigas.

Tabla 6.1.5 Resistencias obtenidas en los ensayos de cilindros de concreto para cada una de las mezclas usadas para elaborar cada grupo de vigas

ID	Descripción	$f'c$ [kg/cm ²]
MVCS	Mezcla usada para elaborar Vigas de Concreto Simple (sin ningún refuerzo en la matriz de concreto)	368.00
MVFA	Mezcla usada para elaborar Vigas de Concreto reforzado con Fibras de Acero	280.00
MVCA	Mezcla usada para elaborar Vigas de Concreto Armado con acero	325.00
MVFK	Mezcla usada para elaborar Vigas de Concreto reforzado con Fibras de Kevlar (Aramida)	313.47*

(*Resistencia alcanzada a los 51 días)

6.2 Ensayes de flexión en vigas de concreto simple

Recordando las expresiones obtenidas para estimar las deflexiones al centro y al tercio se tiene:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{23 PL^3}{648 E_c I_e} \quad y \quad \delta_B = \frac{5 PL^3}{162 E_c I_e}$$

Para generar la curva teórica carga vs deformación, se considera un ajuste en el parámetro ($f'c$) medido en el laboratorio y con ello el ajuste del Módulo Elástico del concreto.

$$E_c = 8000\sqrt{f'c} = 8000\sqrt{368 \text{ kg/cm}^2} = 153466.61 \text{ kg/cm}^2$$

El comportamiento de los elementos de concreto simple se muestra en las siguientes gráficas.

6.2.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS1

6.2.1.1 Deflexión al centro de la viga VCS1

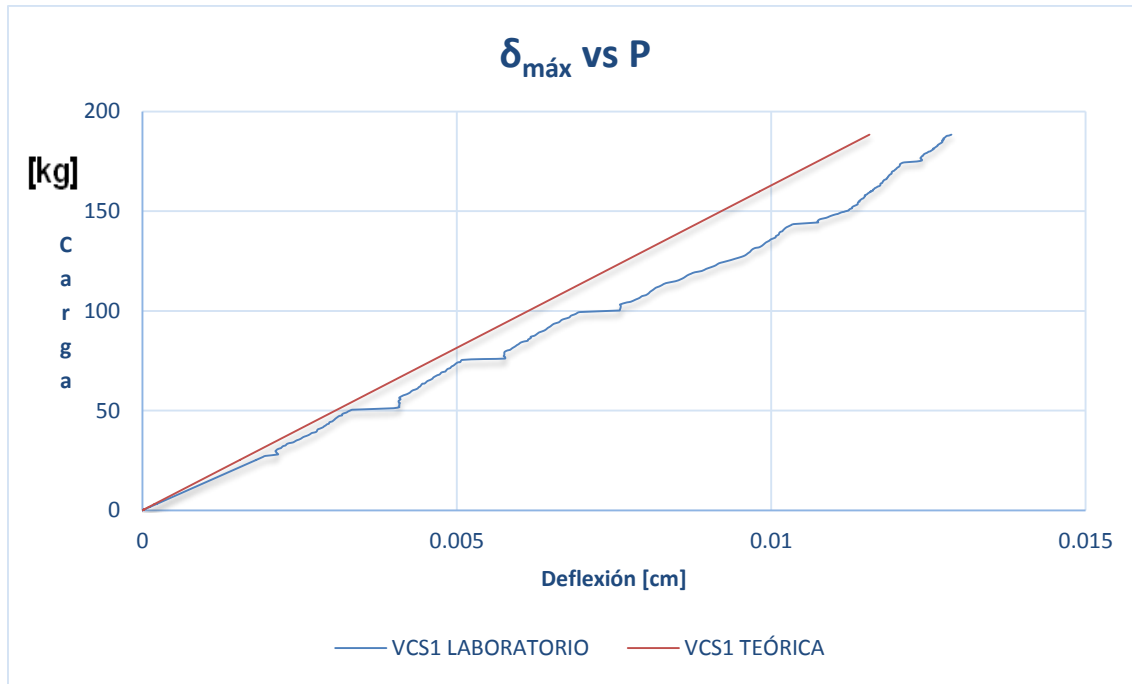


Figura 6.2.1.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS1

6.2.1.2 Deflexión al tercio de la viga VCS1

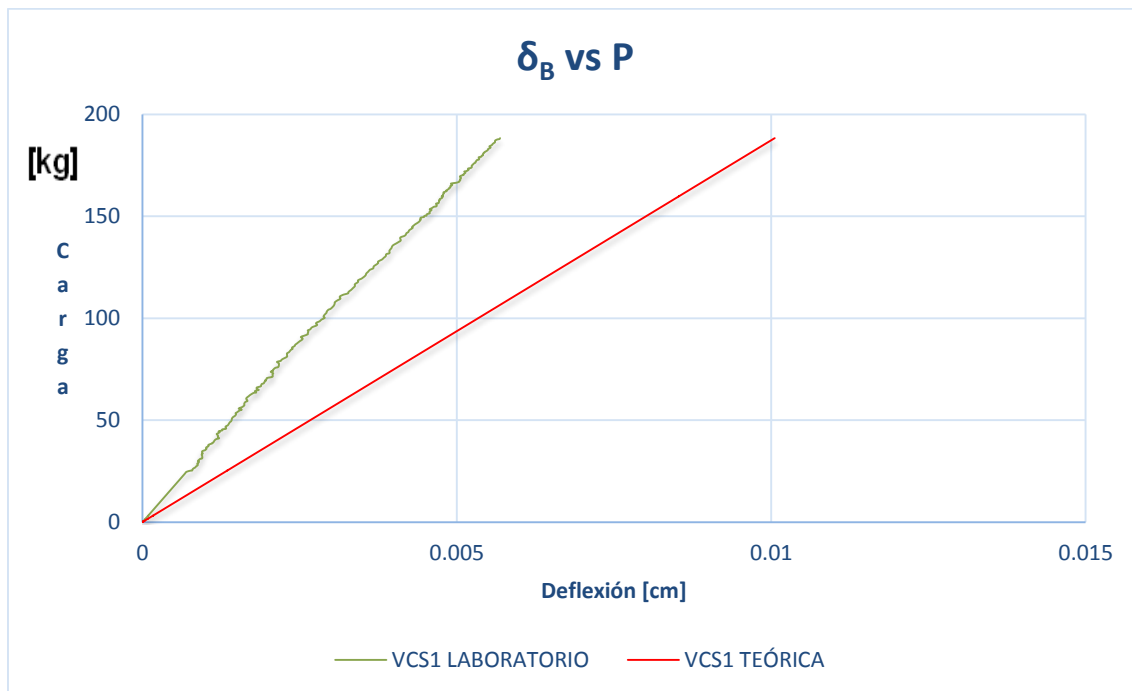


Figura 6.2.1.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS1

6.2.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS1

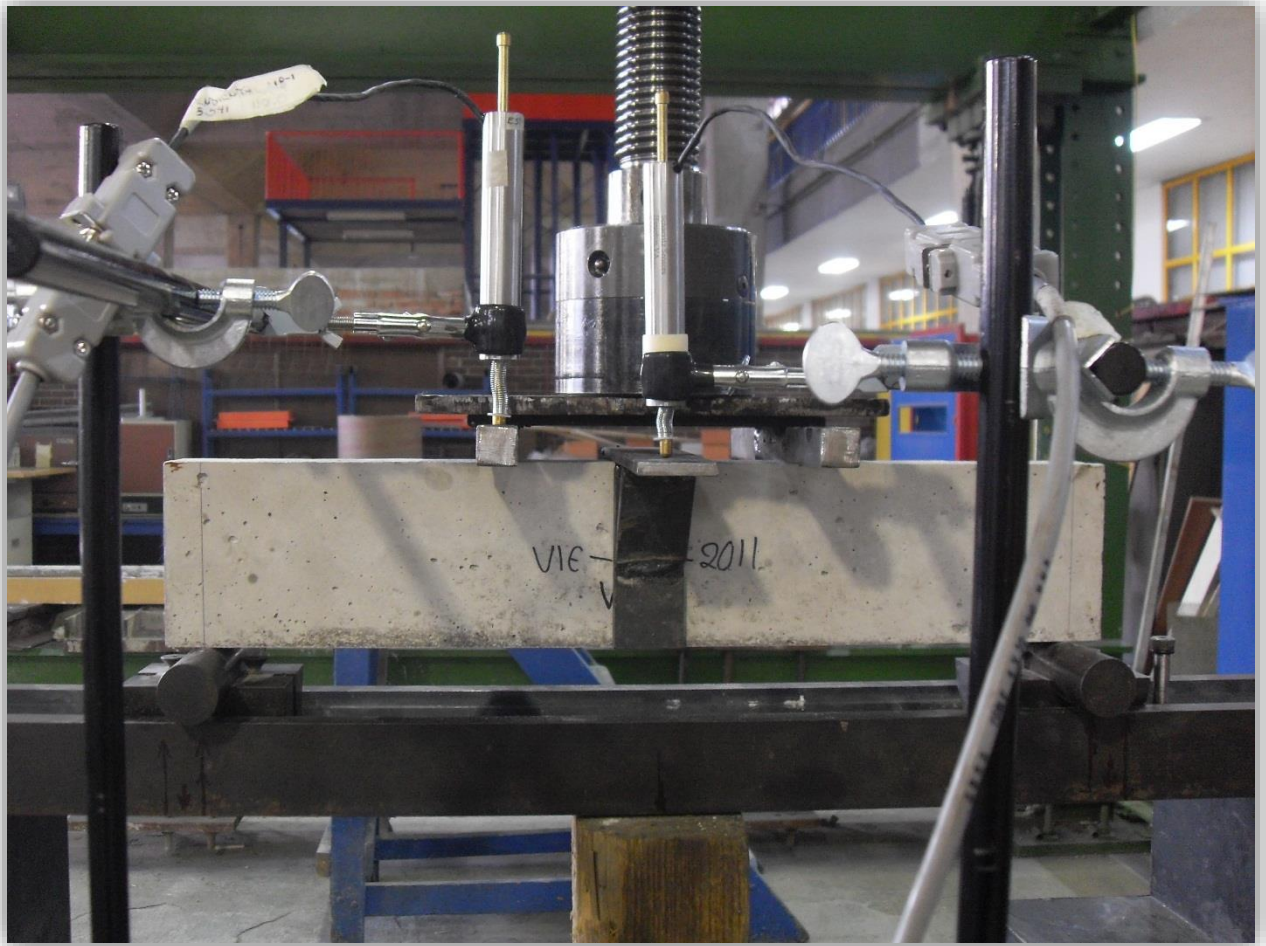


Figura 6.2.1.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS1

6.2.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS2

6.2.2.1 Deflexión al centro de la viga VCS2

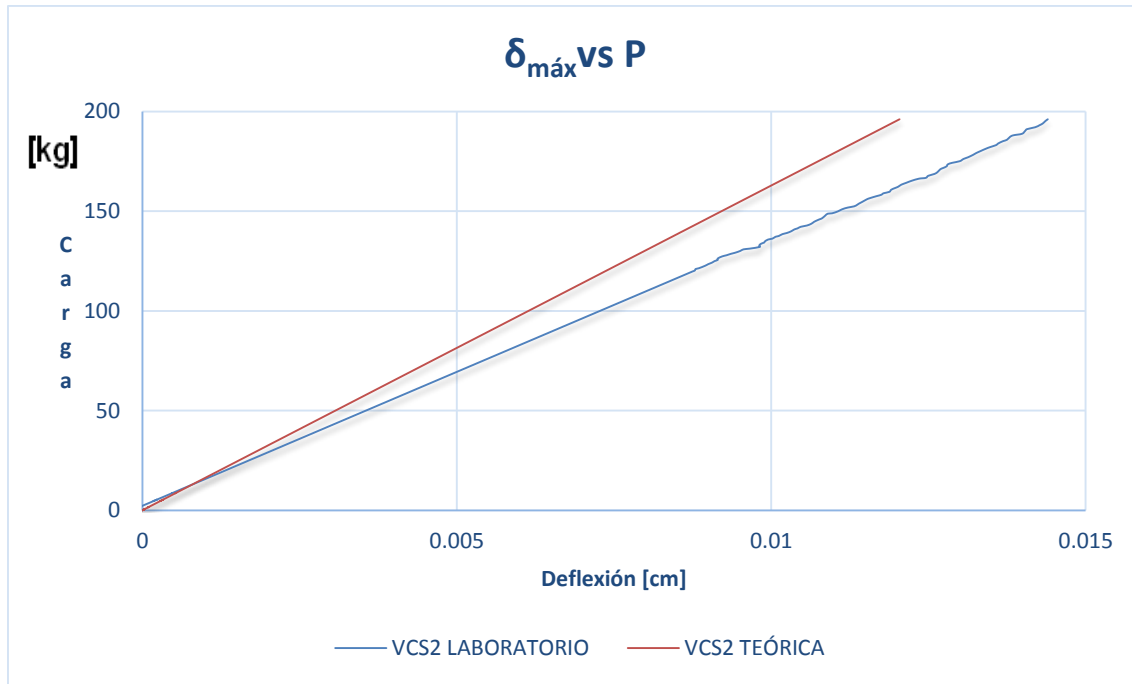


Figura 6.2.2.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS2

6.2.2.2 Deflexión al tercio de la viga VCS2

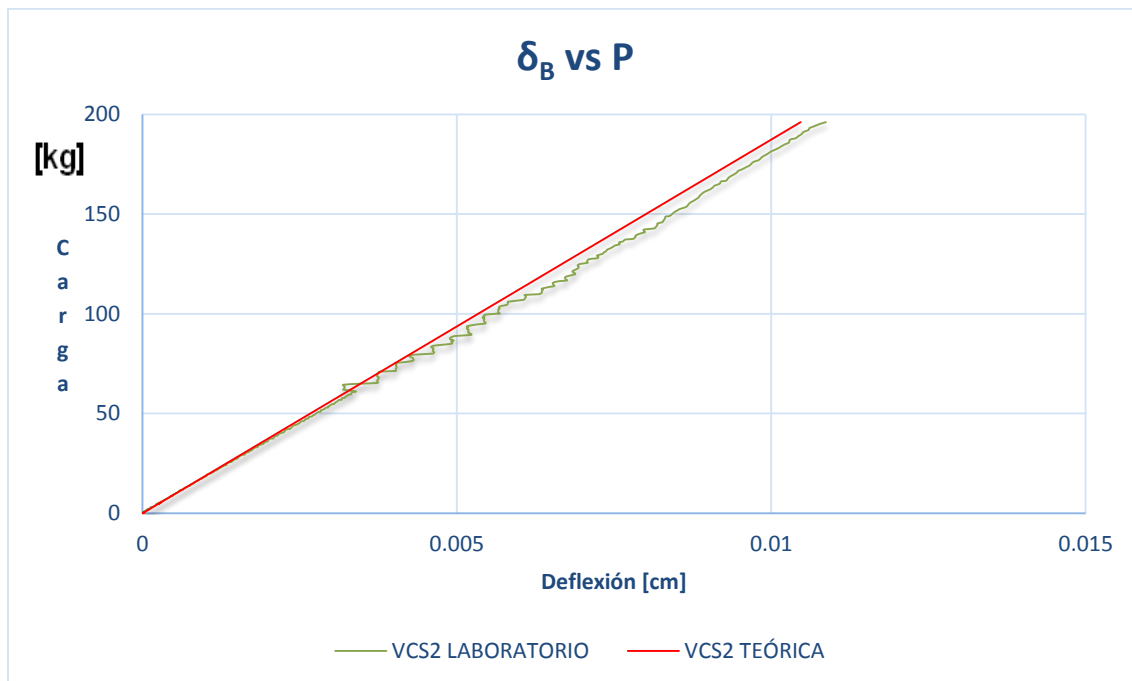


Figura 6.2.2.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS2

6.2.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS2

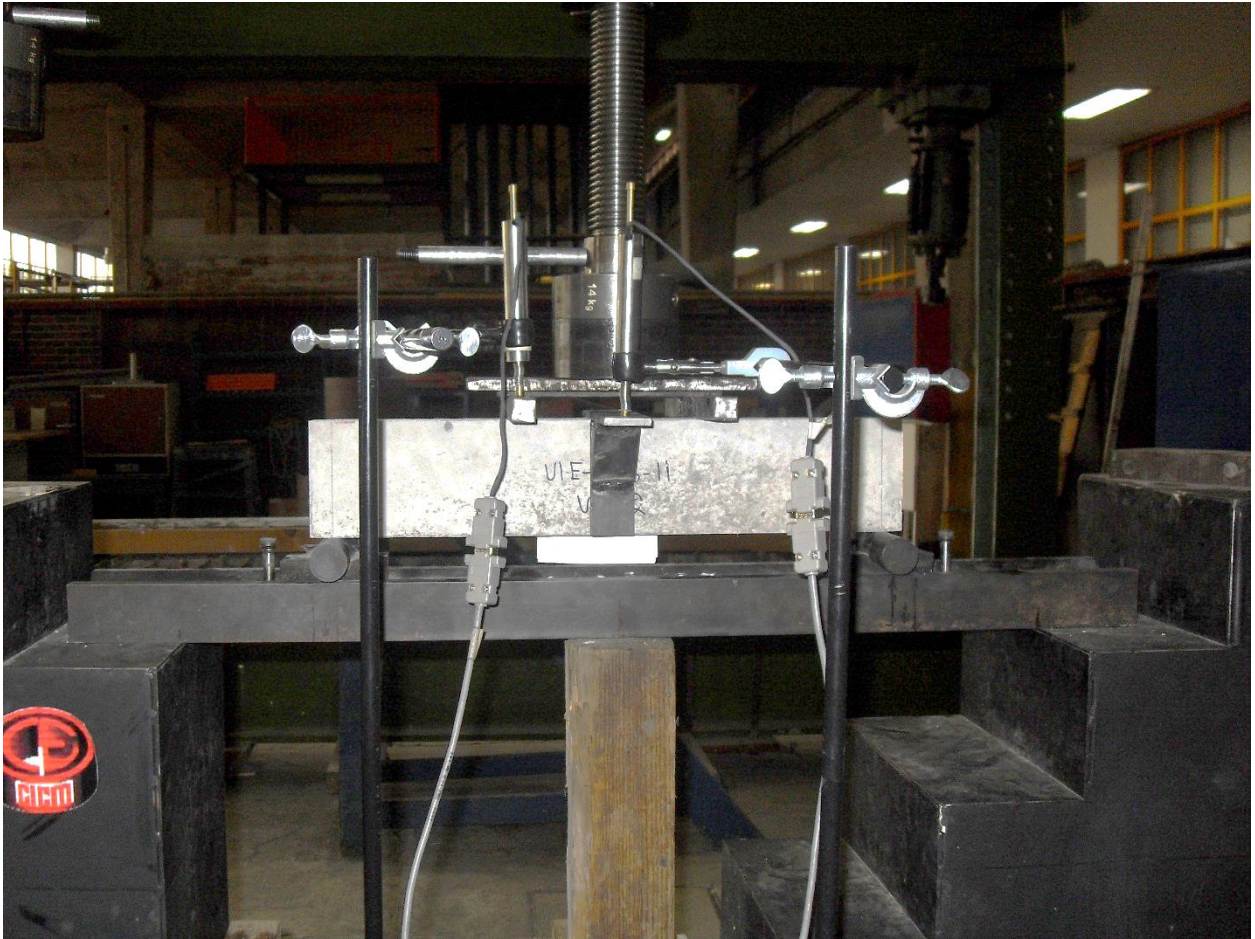


Figura 6.2.2.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS2

6.2.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS3

6.2.3.1 Deflexión al centro de la viga VCS3

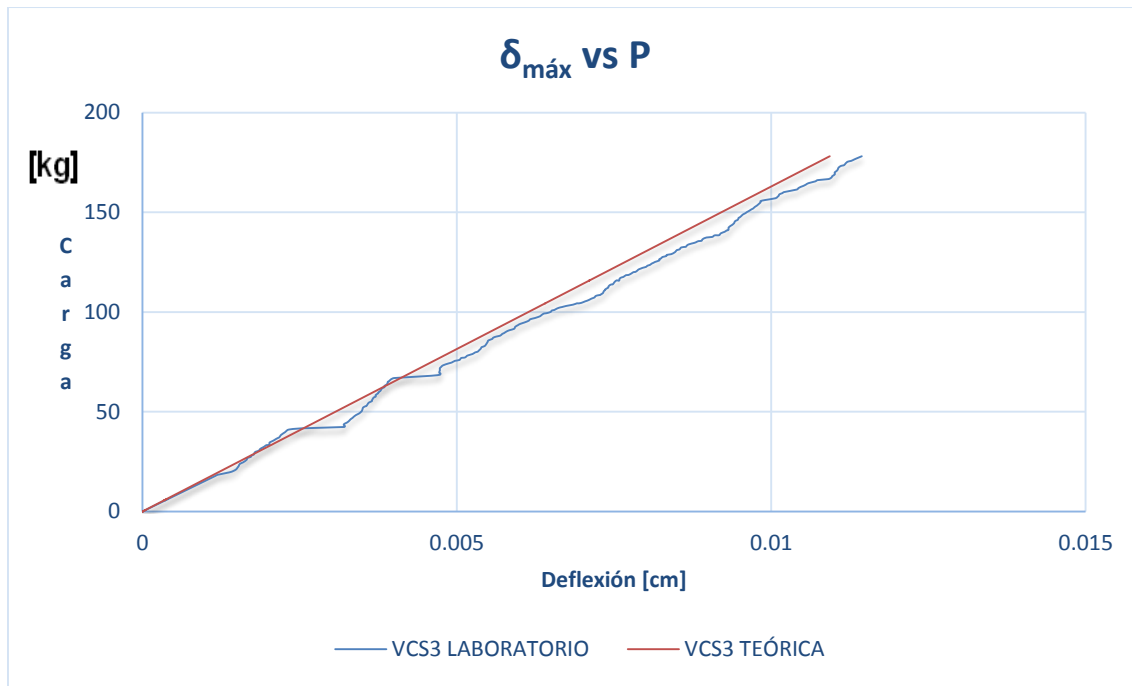


Figura 6.2.3.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS3

6.2.3.2 Deflexión al tercio de la viga VCS3

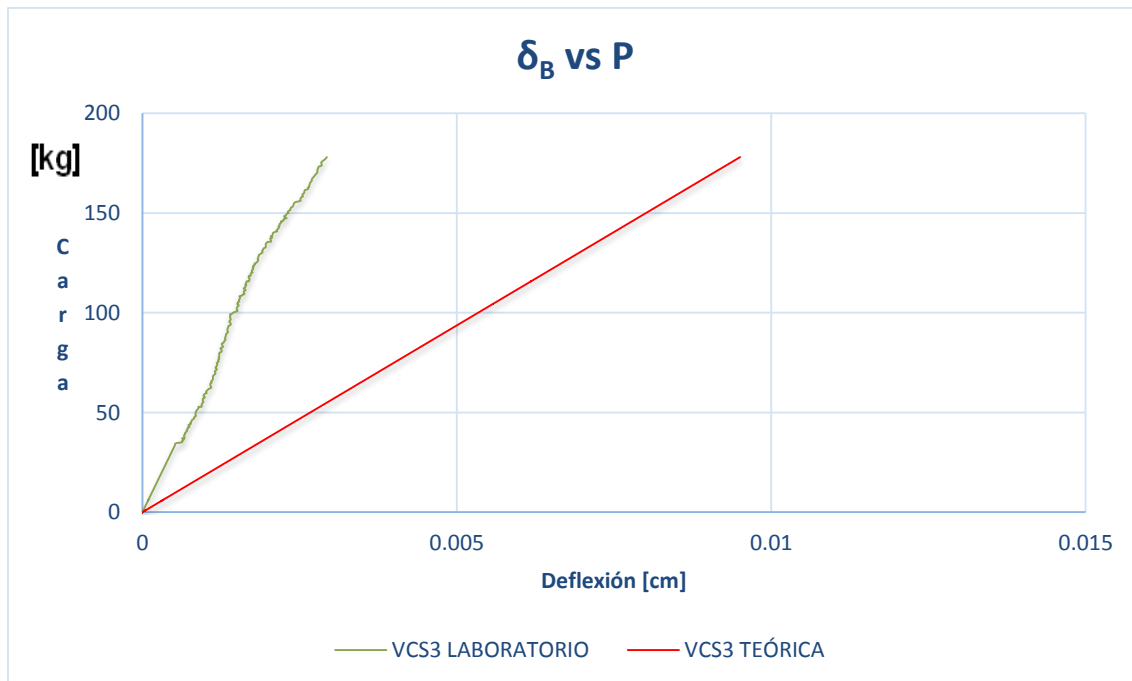


Figura 6.2.3.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS3

6.2.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS3

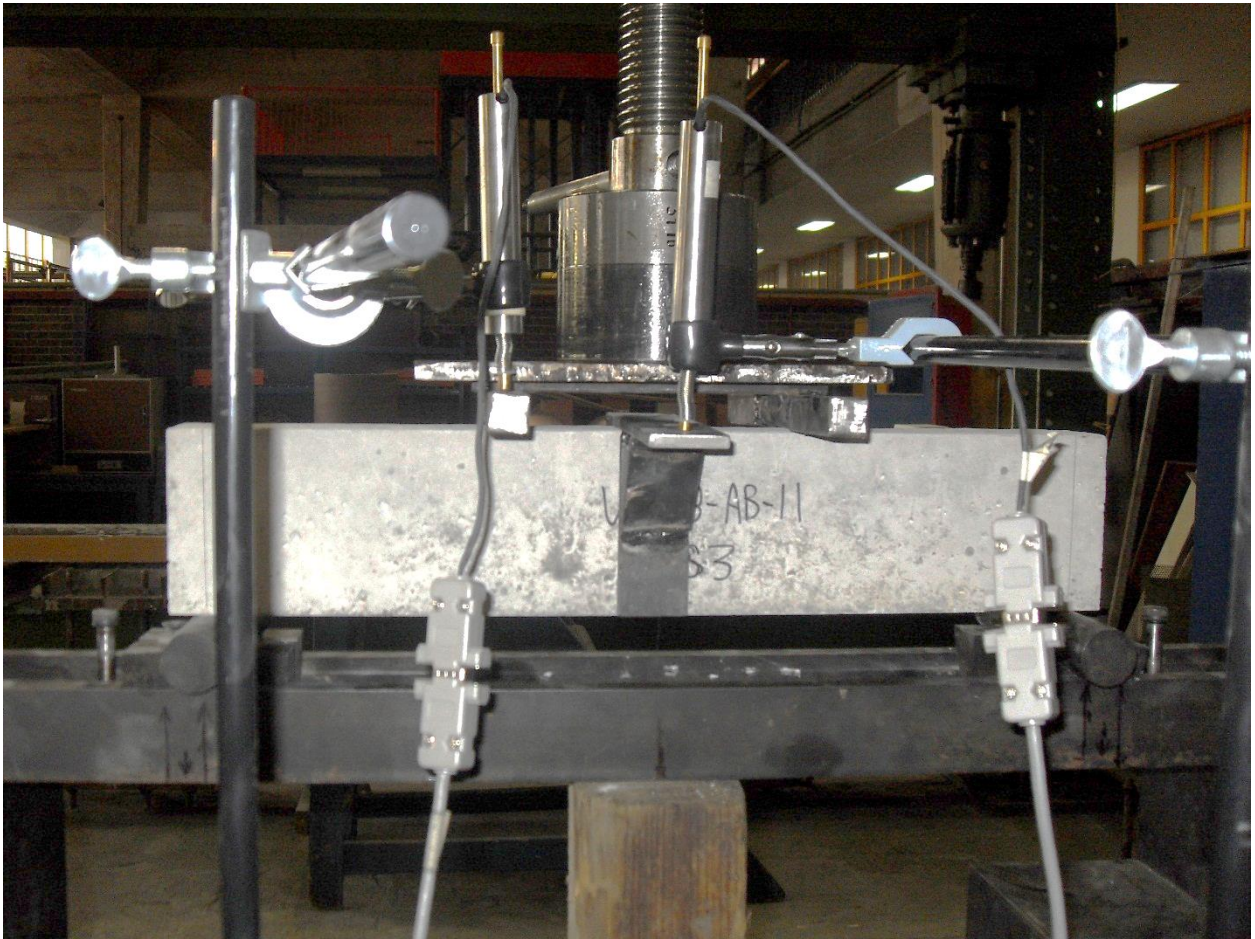


Figura 6.2.3.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS3

6.2.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCS4

6.2.4.1 Deflexión al centro de la viga VCS4

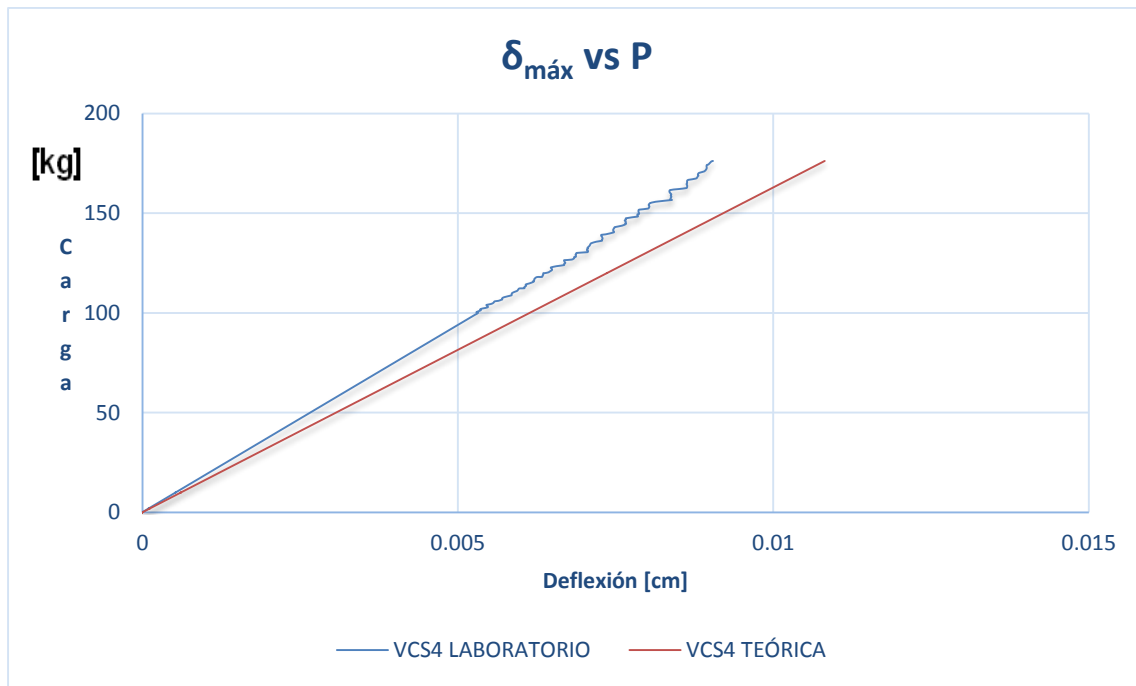


Figura 6.2.4.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VCS4

6.2.4.2 Deflexión al tercio de la viga VCS4

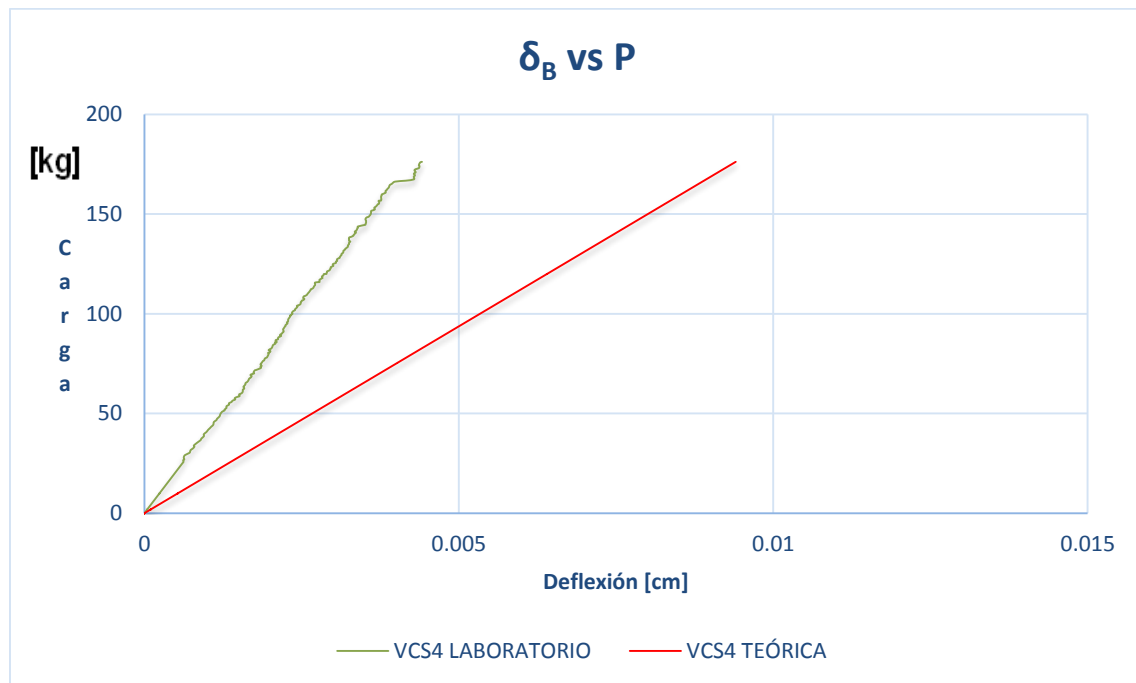


Figura 6.2.4.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VCS4

6.2.4.3 Evidencia del ensaye de la viga VCS4



Figura 6.2.4.3 Preparación de la instrumentación del ensaye de la viga VCS4

6.2.5 Localización de fallas de las Vigas de Concreto Simple

En la figura 6.2.5 se muestra la localización de las fallas de las viga de concreto simple después de ser ensayadas.



Figura 6.2.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto simple

6.2.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas de Concreto Simple

Se observa que en general existe una buena coincidencia entre las mediciones realizadas a los especímenes en el laboratorio y la calculada por medio de las expresiones teóricas descritas. También es visible que las deformaciones ocurren en el rango lineal lo cual es congruente con el tipo de material y la teoría de la elasticidad. Lo anterior nos permite hacer cálculos y predicciones de comportamiento que se mantienen en un rango de validez aceptable.

En general la falla de las vigas de concreto simple mostró una falla de tipo frágil y el agrietamiento de los elementos ocurrió en el tercio central del claro de la viga, donde existe la mayor concentración de esfuerzos flexionantes.

Tabla 6.2.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto simple y nivel de deformación presentados.

ID	EXPERIMENTAL			$f'c$ [kg/cm ²]	TEÓRICO		
	P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]		P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]
VCS1	188.39	0.0129	0.0057	368.00	199.83	0.0123	0.0107
VCS2	196.13	0.0144	0.0109				
VCS3	178.10	0.0114	0.0029				
VCS4	176.16	0.0090	0.0044				
PROMEDIO VCS	184.70	0.0119	0.0060				

6.3 Ensayes de flexión en vigas con matriz de concreto reforzada con fibras de acero

6.3.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA1

6.3.1.1 Deflexión al centro de la viga VFA1

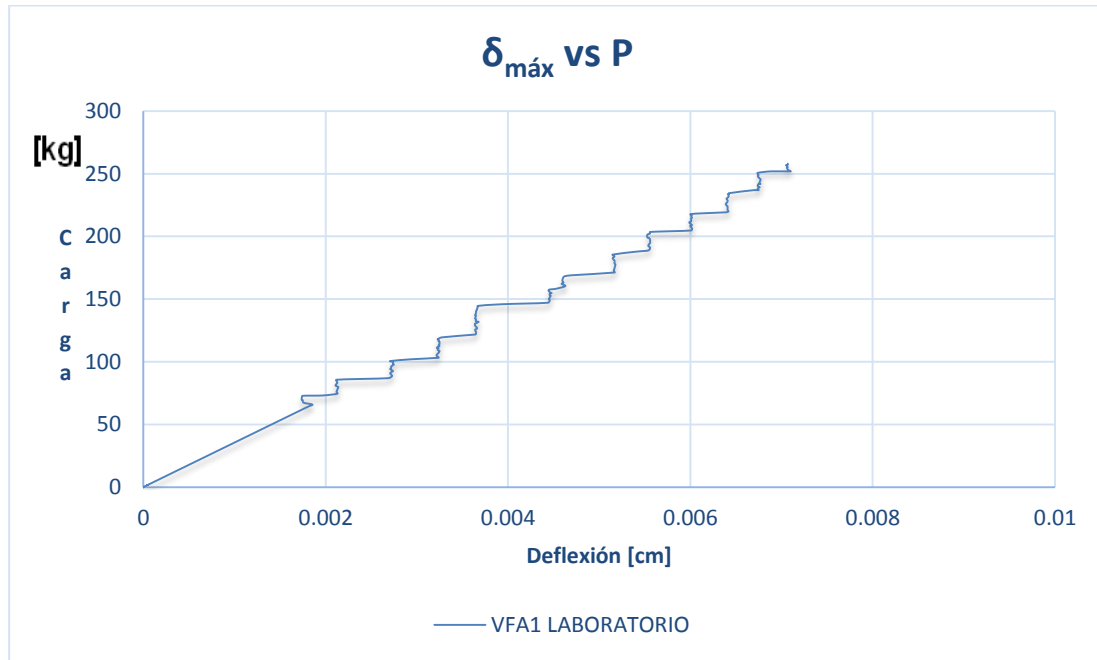


Figura 6.3.1.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA1

6.3.1.2 Deflexión al tercio de la viga VFA1

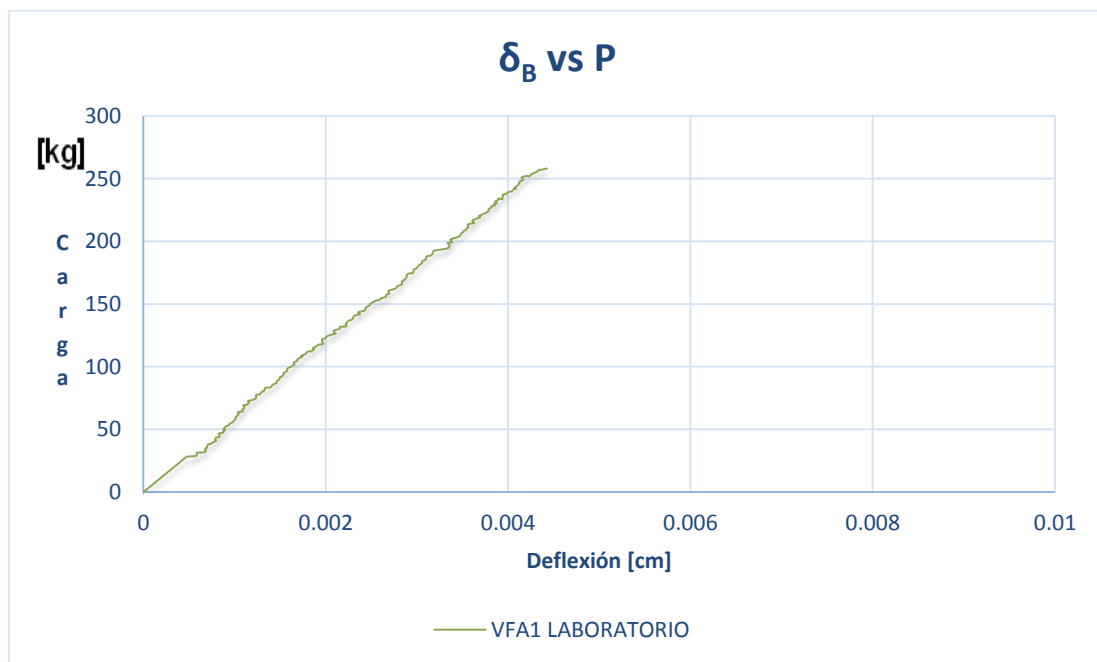


Figura 6.3.1.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA1

6.3.1.3 Evidencia del ensayo de la viga VFA1

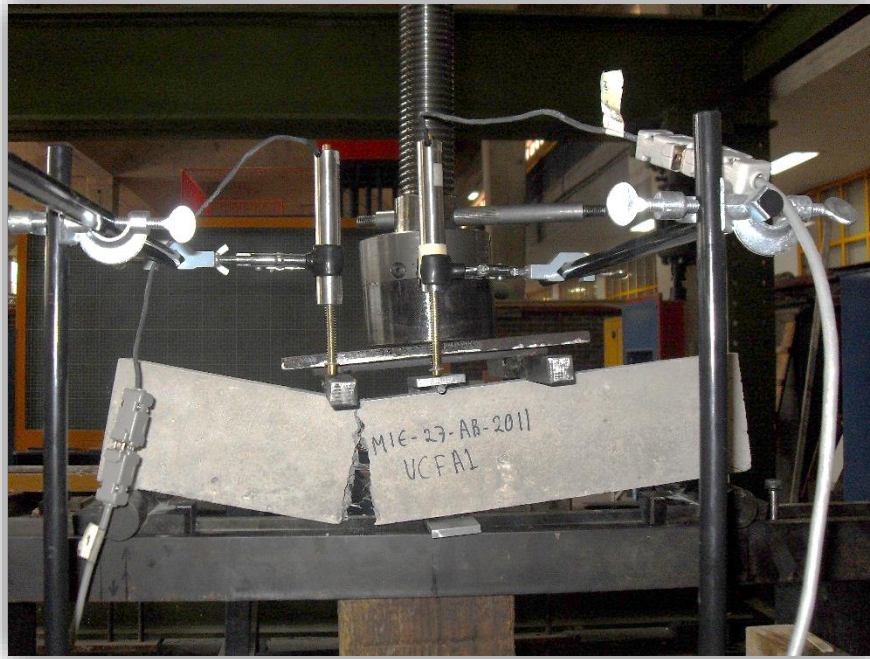


Figura 6.3.1.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA1



Figura 6.3.1.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA1

6.3.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA2

6.3.2.1 Deflexión al centro de la viga VFA2

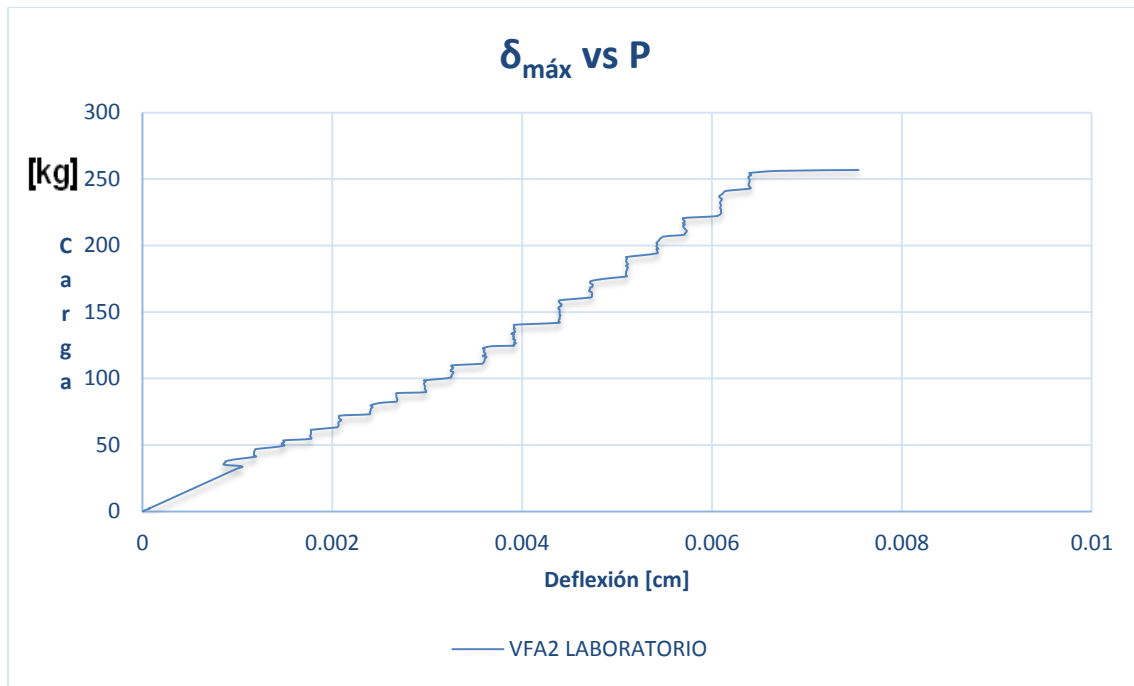


Figura 6.3.2.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA2

6.3.2.2 Deflexión al tercio de la viga VFA2

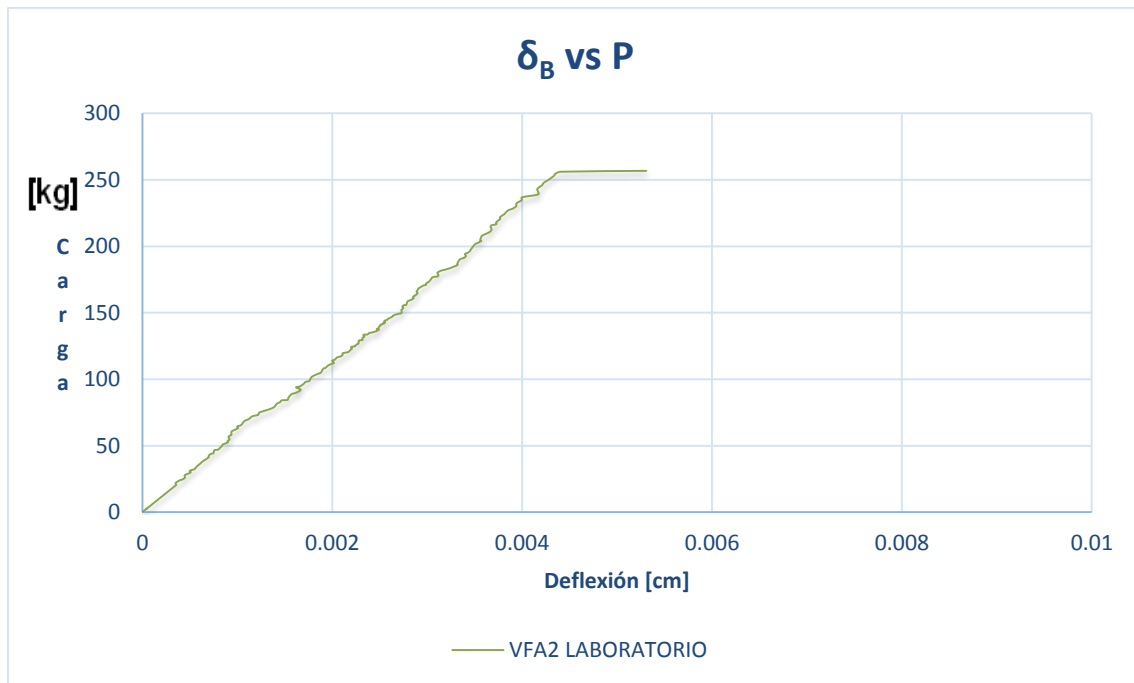


Figura 6.3.2.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA2

6.3.2.3 Evidencia del ensayo de la viga VFA2



Figura 6.3.2.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA2



Figura 6.3.2.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA2

6.3.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA3

6.3.3.1 Deflexión al centro de la viga VFA3

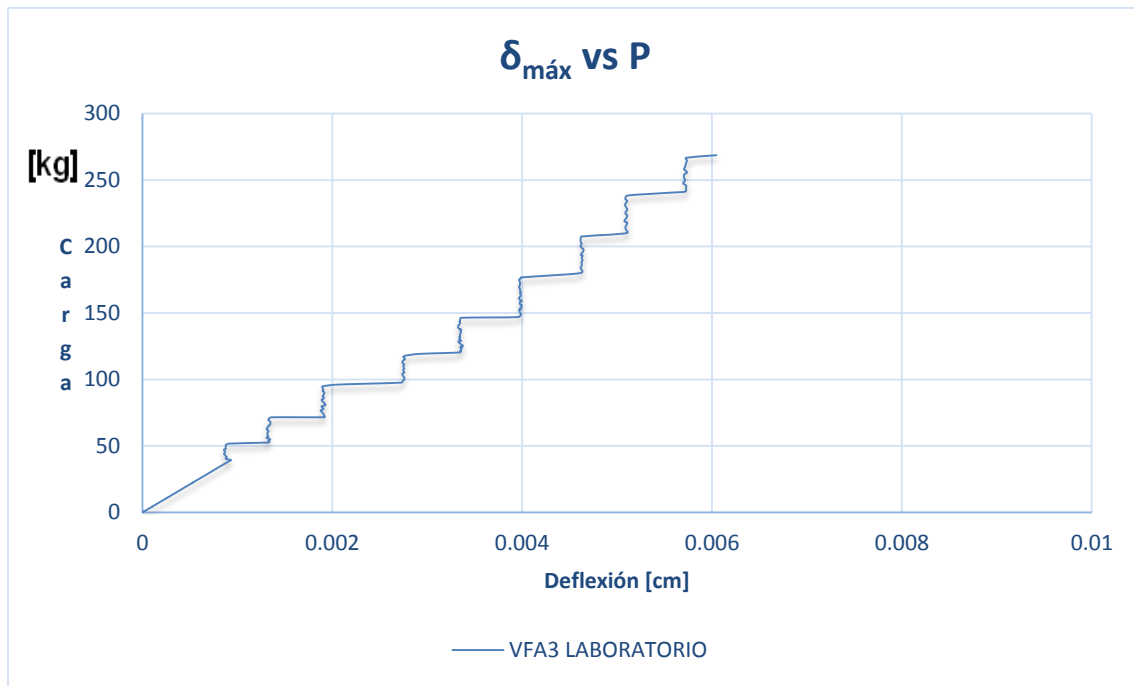


Figura 6.3.3.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA3

6.3.3.2 Deflexión al tercio de la viga VFA3

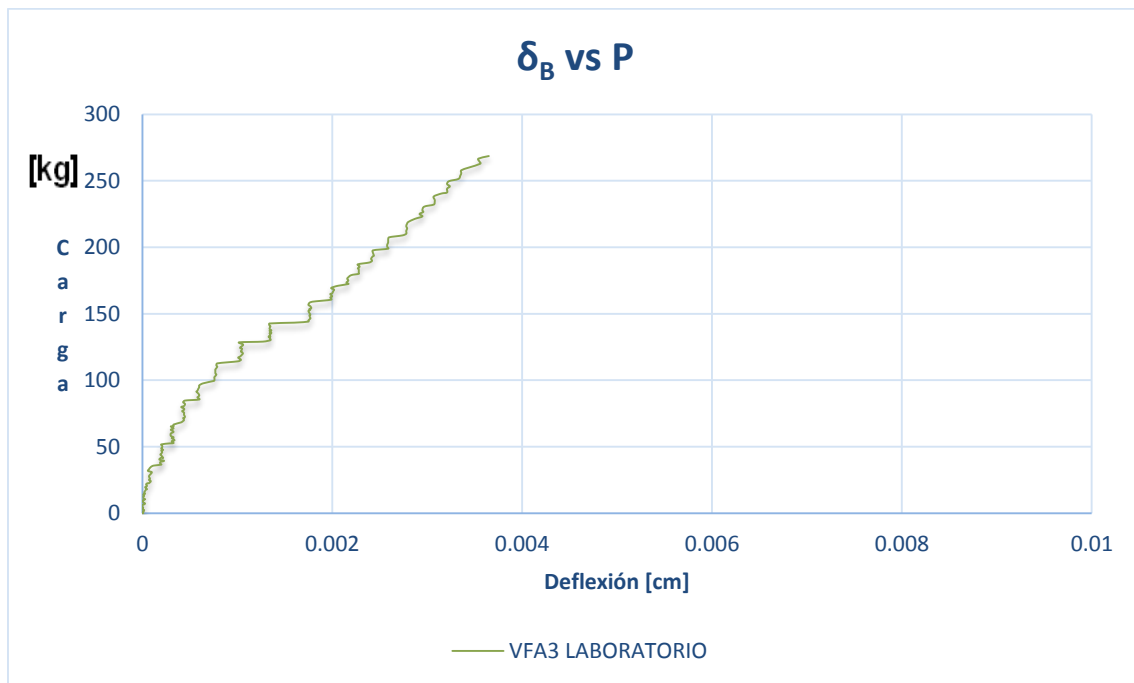


Figura 6.3.3.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA3

6.3.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VFA3



Figura 6.3.3.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA3



Figura 6.3.3.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA3

6.3.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFA4

6.3.4.1 Deflexión al centro de la viga VFA4

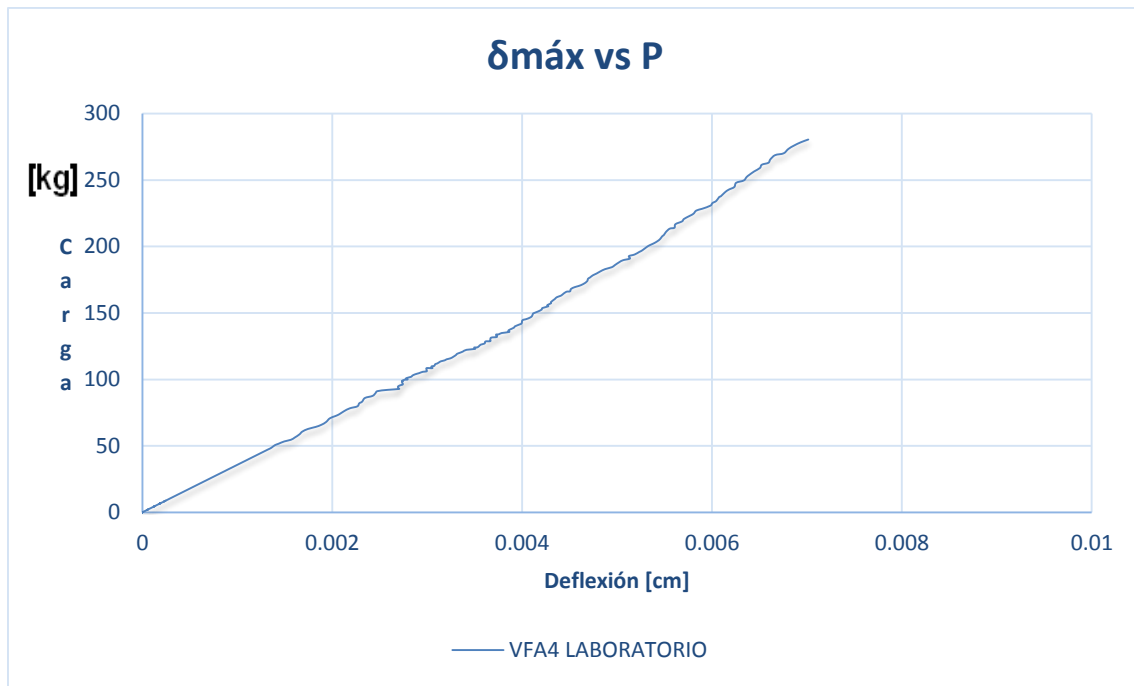


Figura 6.3.4.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VFA4

6.3.4.2 Deflexión al tercio de la viga VFA4

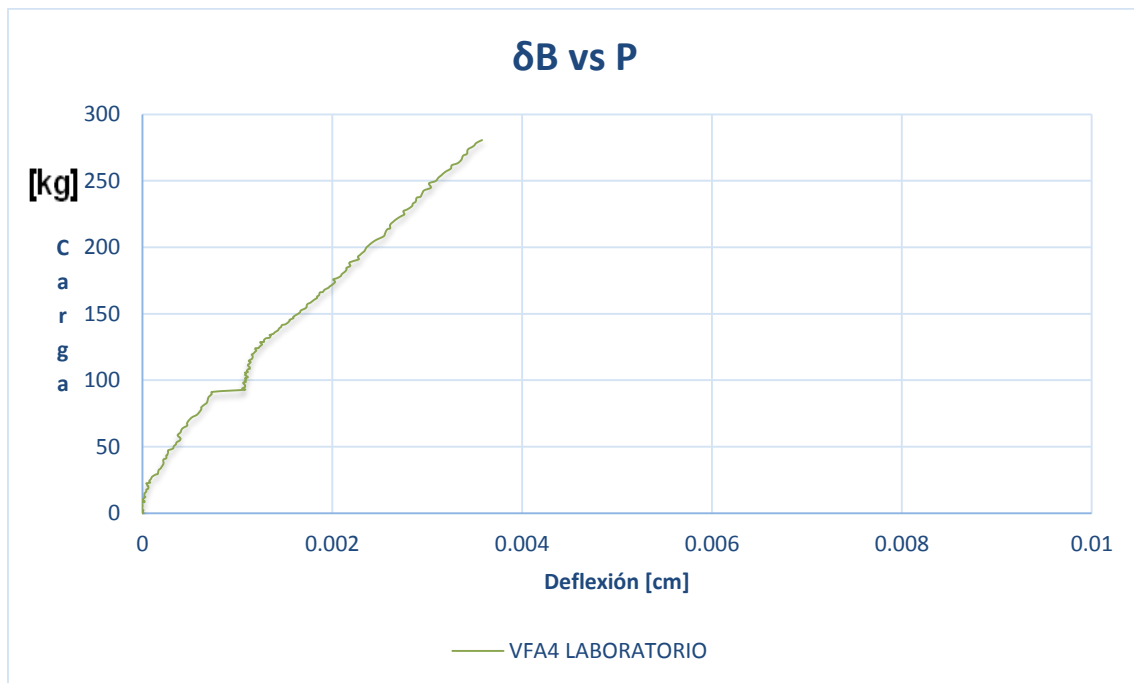


Figura 6.3.4.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VFA4

6.3.4.3 Evidencia del ensayo de la viga VFA4

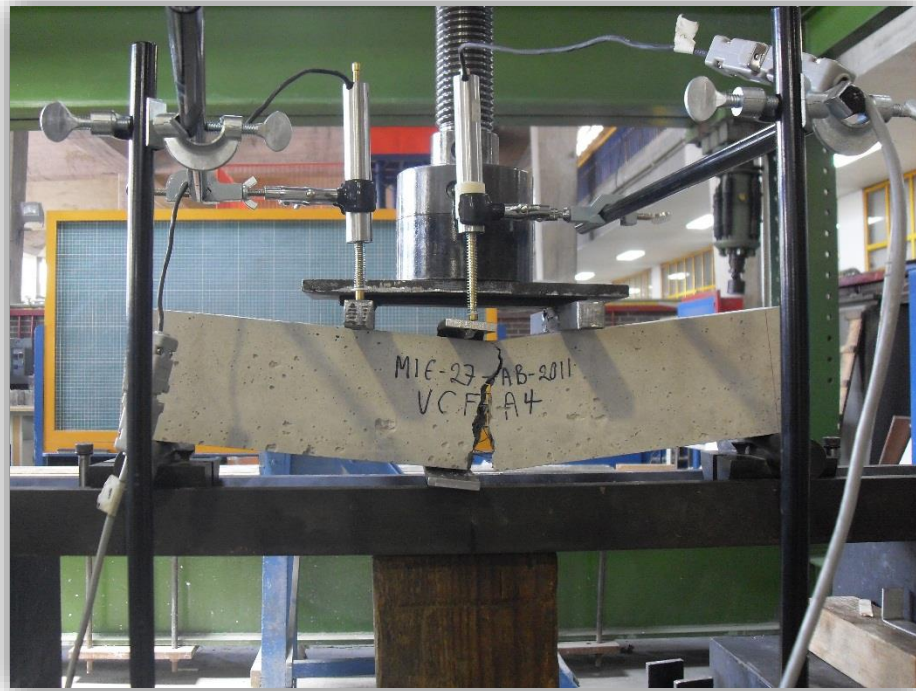


Figura 6.3.4.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA4

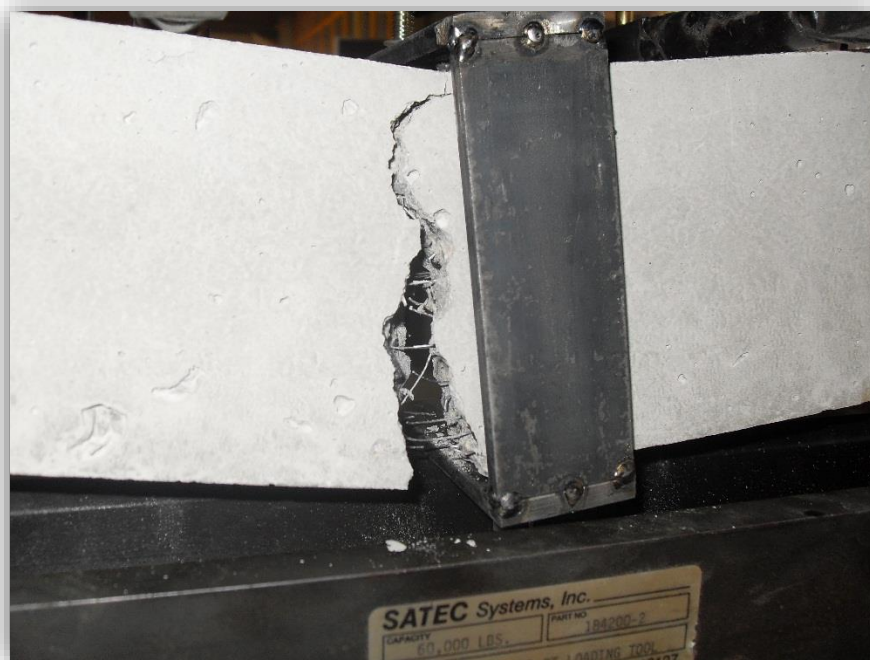


Figura 6.3.4.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFA4

6.3.5 Localización de fallas de las Vigas de concreto reforzado con Fibras de Acero

En la figura 6.3.5 se muestra la localización de las fallas de las vigas de concreto reforzado con fibras de acero después de ser ensayadas.



Figura 6.2.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto reforzado con fibras de acero

6.3.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas reforzadas con Fibras de Acero

Se observa que en general existe un incremento de resistencia de los elementos reforzados con fibra de acero con respecto a los elementos ensayados con concreto simple.

Es visible también un comportamiento escalonado en la curva carga-deflexión, esto puede explicarse debido a que durante la aplicación de carga se van generando grietas en el concreto y existe un acomodamiento de las fibras para ir tomando las tensiones requeridas. Los elementos muestran una falla frágil y nuevamente las grietas de falla ocurren en el tercio medio.

Tabla 6.3.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto reforzado con fibras y nivel de deformación presentados.

ID	$f'c$ [kg/cm ²]	EXPERIMENTAL		
		P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]
VFA1	280.00	258.13	0.007067	0.004427
VFA2		256.83	0.007546	0.005308
VFA3		268.59	0.006048	0.003650
VFA4		280.55	0.007015	0.003580
PROMEDIO VFA		266.03	0.006919	0.004241
PROMEDIO VCS	368	184.70	0.0119	0.0060
PROM VFA / PROM VCS	0.76*	1.44*	0.58*	0.70*

*Unidades adimensionales

6.4 Ensayes de flexión en Vigas de Concreto Armado con acero

6.4.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA1

6.4.1.1 Deflexión al centro de la viga VCA1

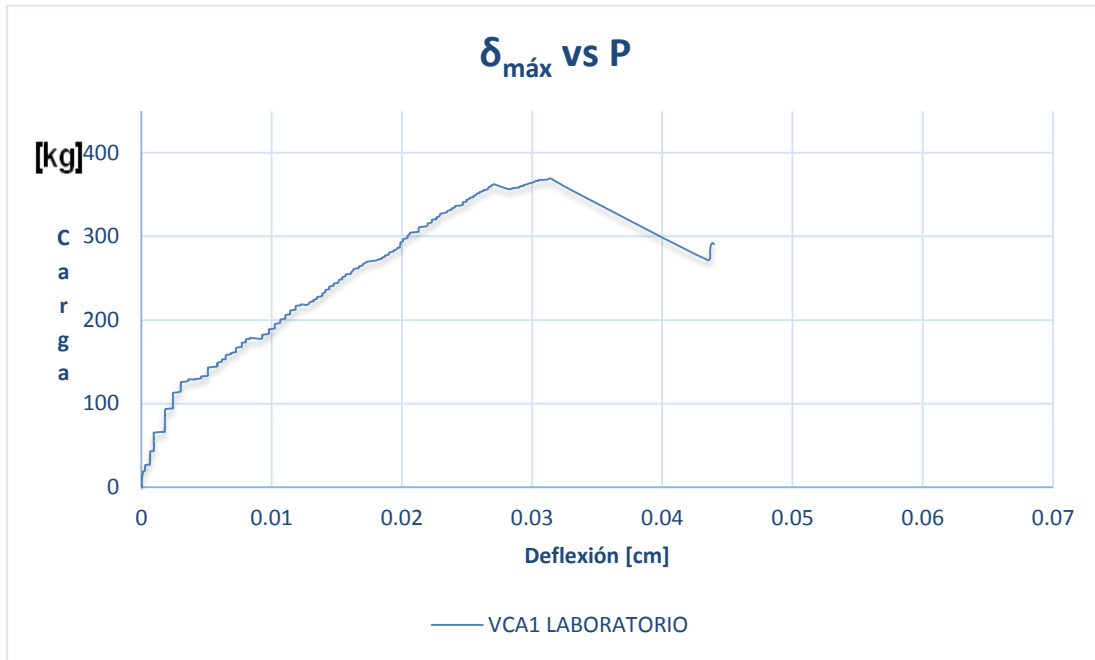


Figura 6.4.1.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA1

6.4.1.2 Deflexión al tercio de la viga VCA1

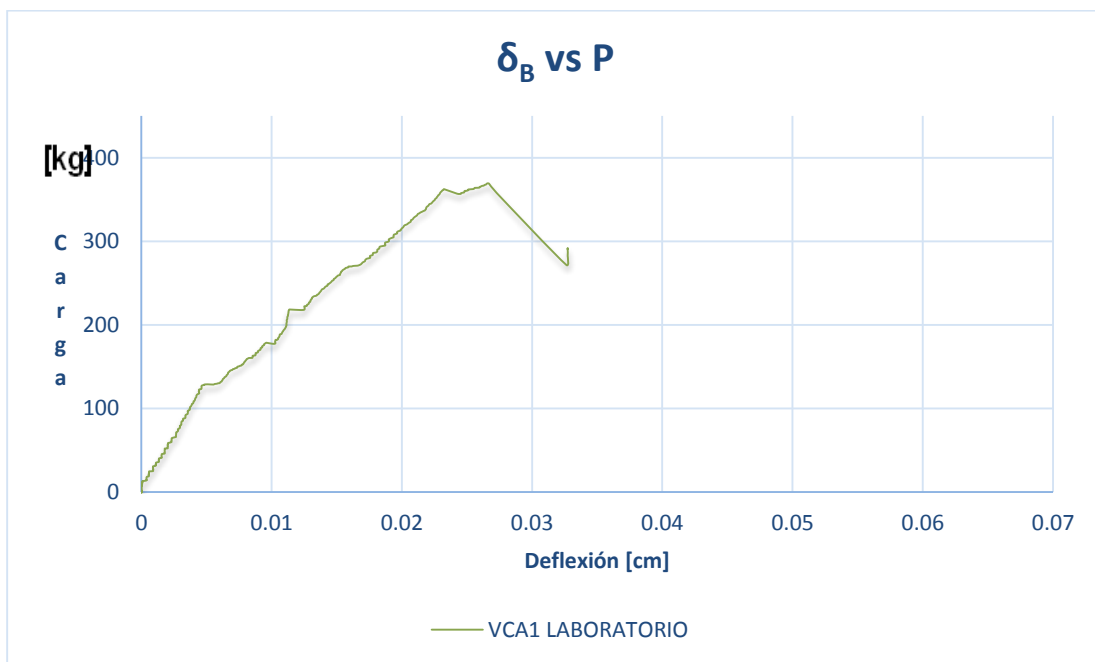


Figura 6.4.1.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA1

6.4.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA1



Figura 6.4.1.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA1

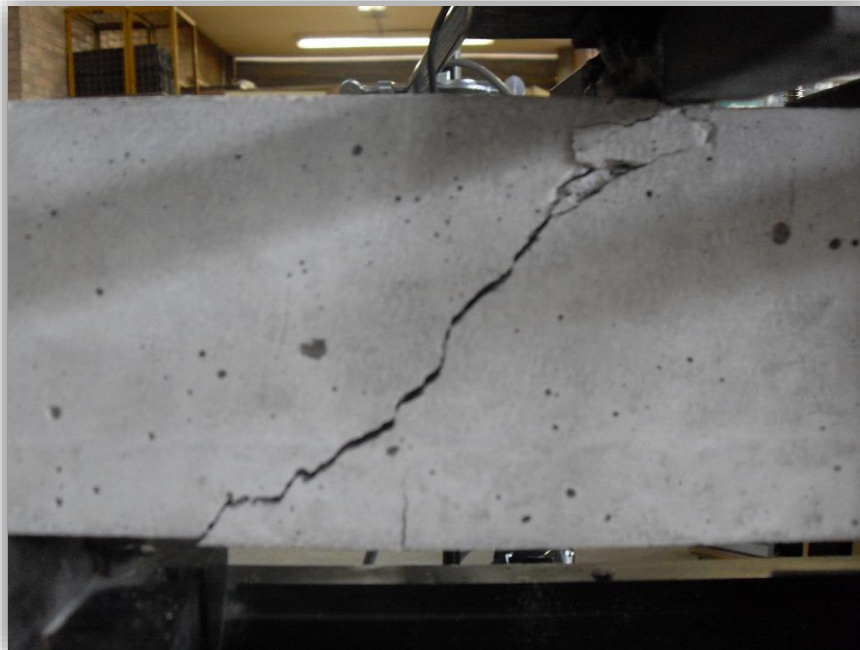


Figura 6.4.1.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA1

6.4.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA2

6.4.2.1 Deflexión al centro de la viga VCA2

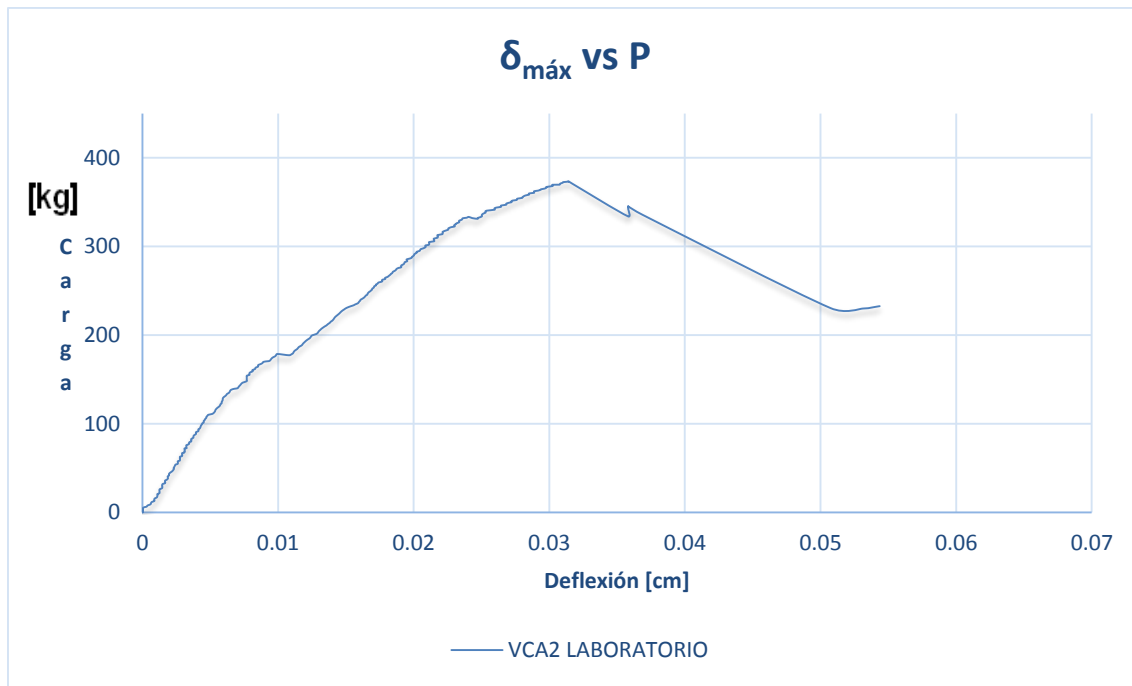


Figura 6.4.2.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA2

6.4.2.2 Deflexión al tercio de la viga VCA2

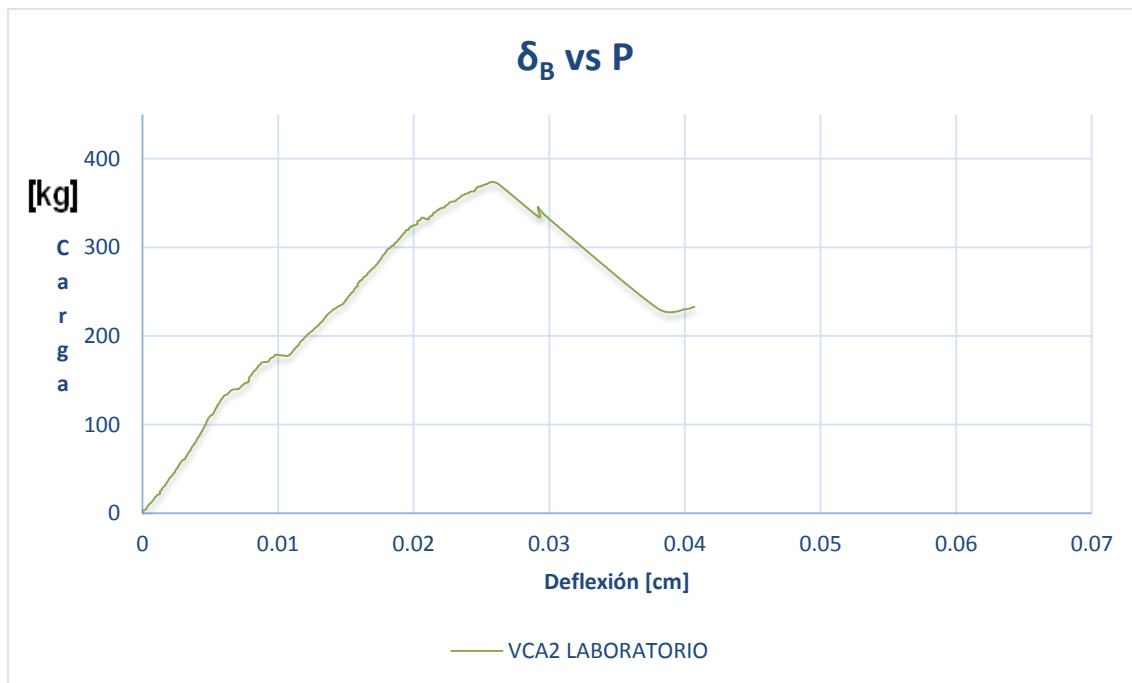


Figura 6.4.2.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA2

6.4.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA2

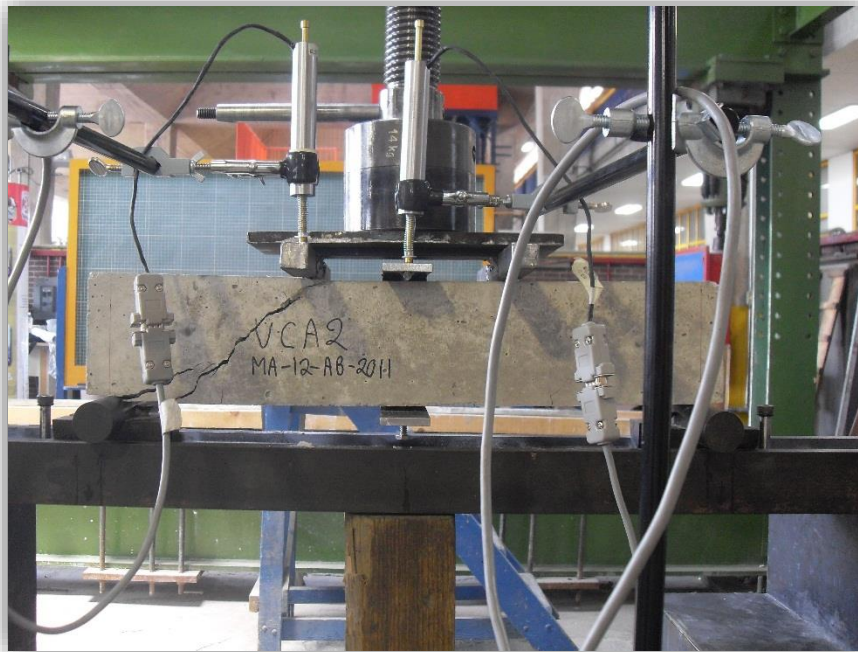


Figura 6.4.2.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA2

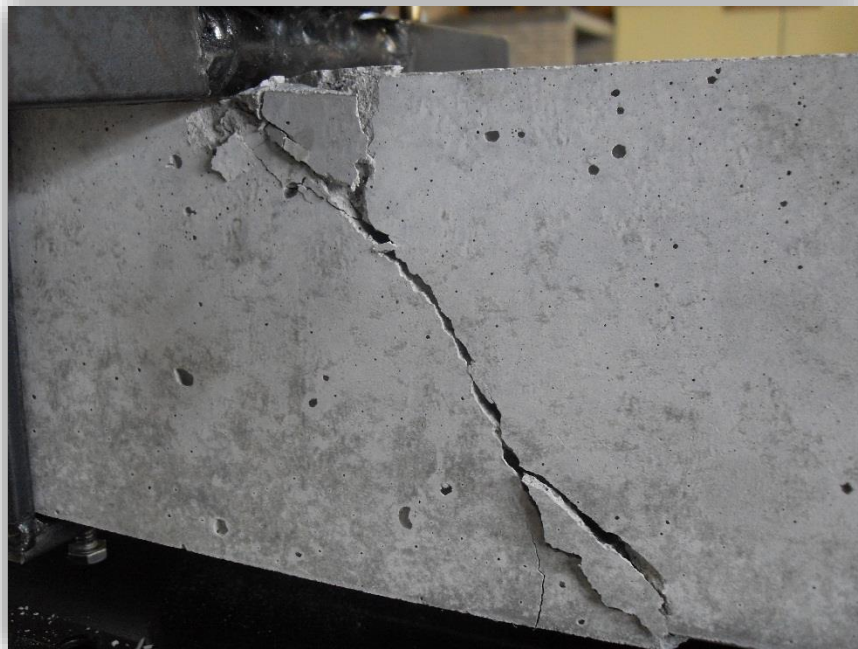


Figura 6.4.2.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA2

6.4.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA3

6.4.3.1 Deflexión al centro de la viga VCA3

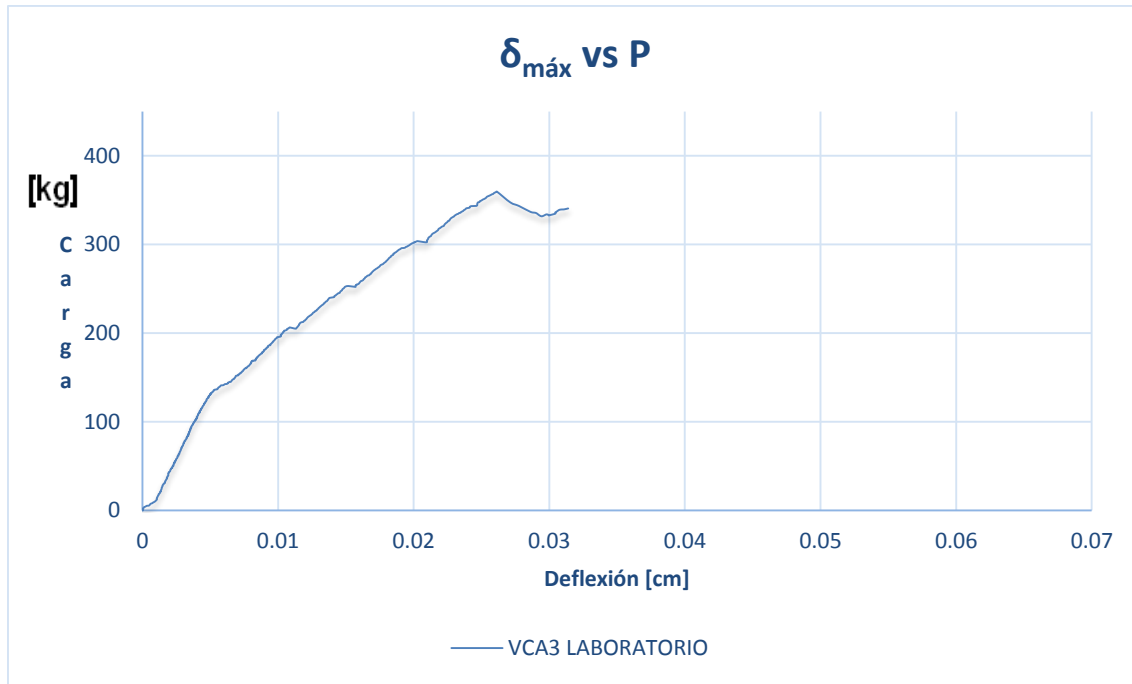


Figura 6.4.3.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA3

6.4.3.2 Deflexión al tercio de la viga VCA3

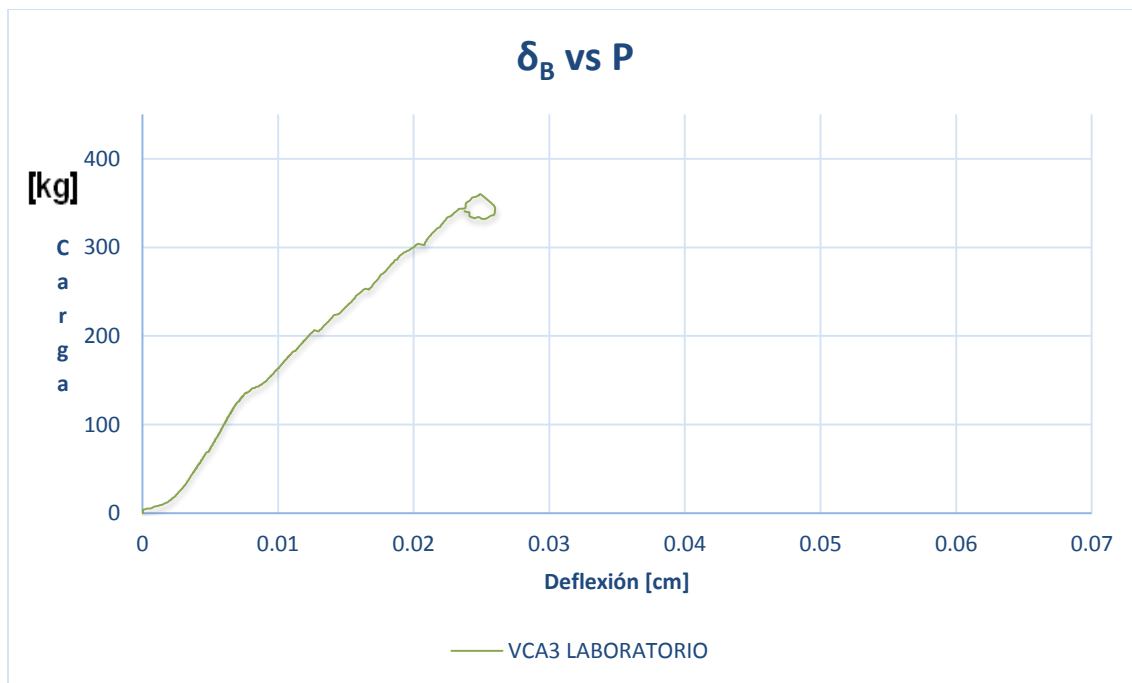


Figura 6.4.3.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA3

6.4.3.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA3

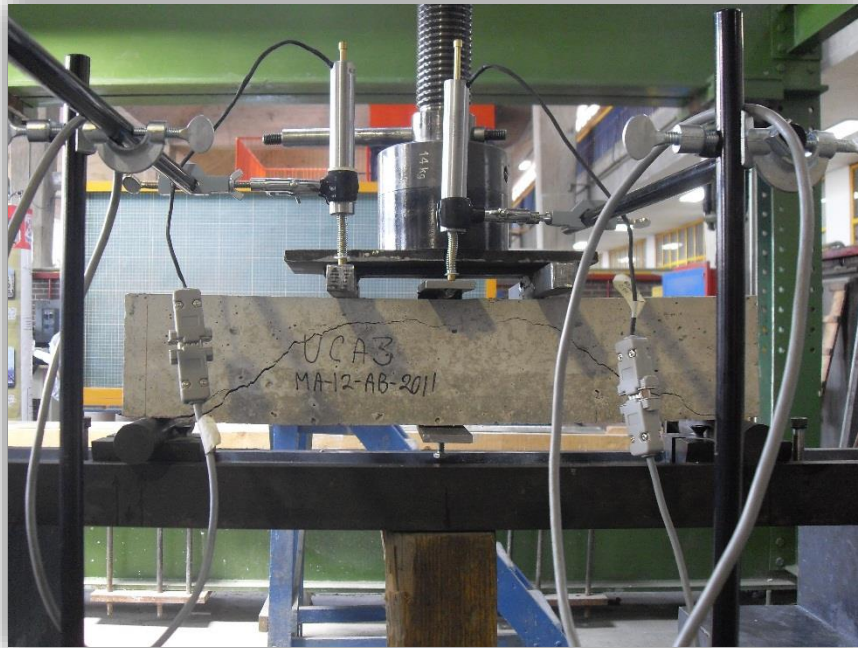


Figura 6.4.3.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA3



Figura 6.4.3.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA3

6.4.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VCA4

6.4.4.1 Deflexión al centro de la viga VCA4

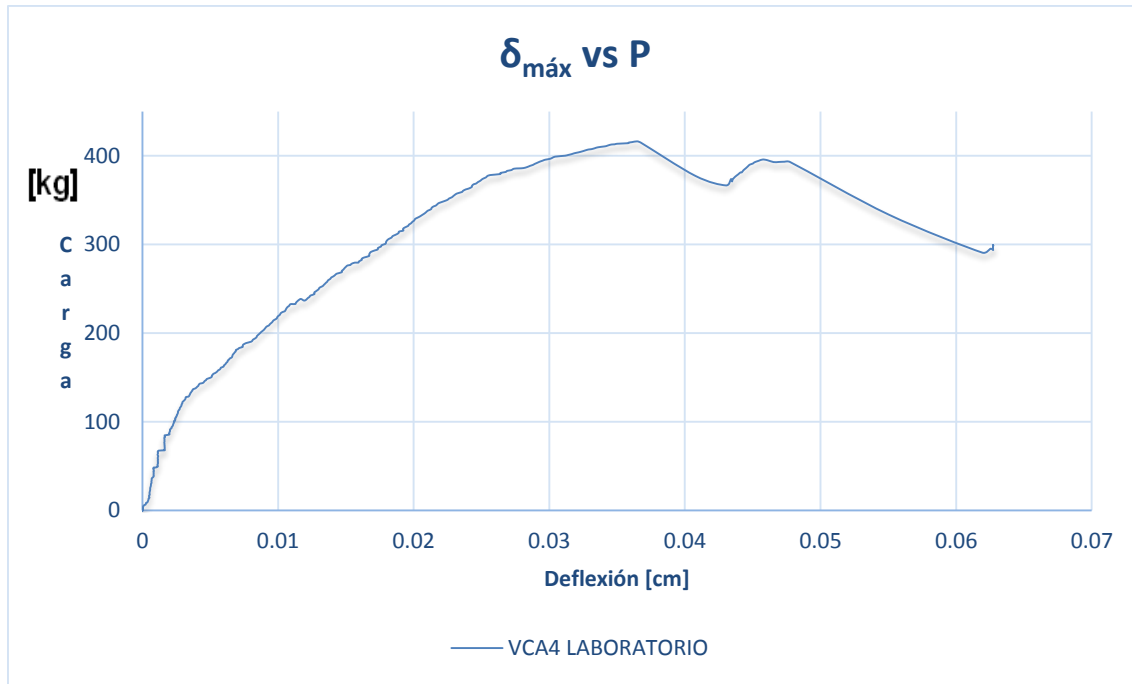


Figura 6.4.4.1 Curva experimental carga deflexión en el centro de la viga VCA4

6.4.4.2 Deflexión al tercio de la viga VCA4

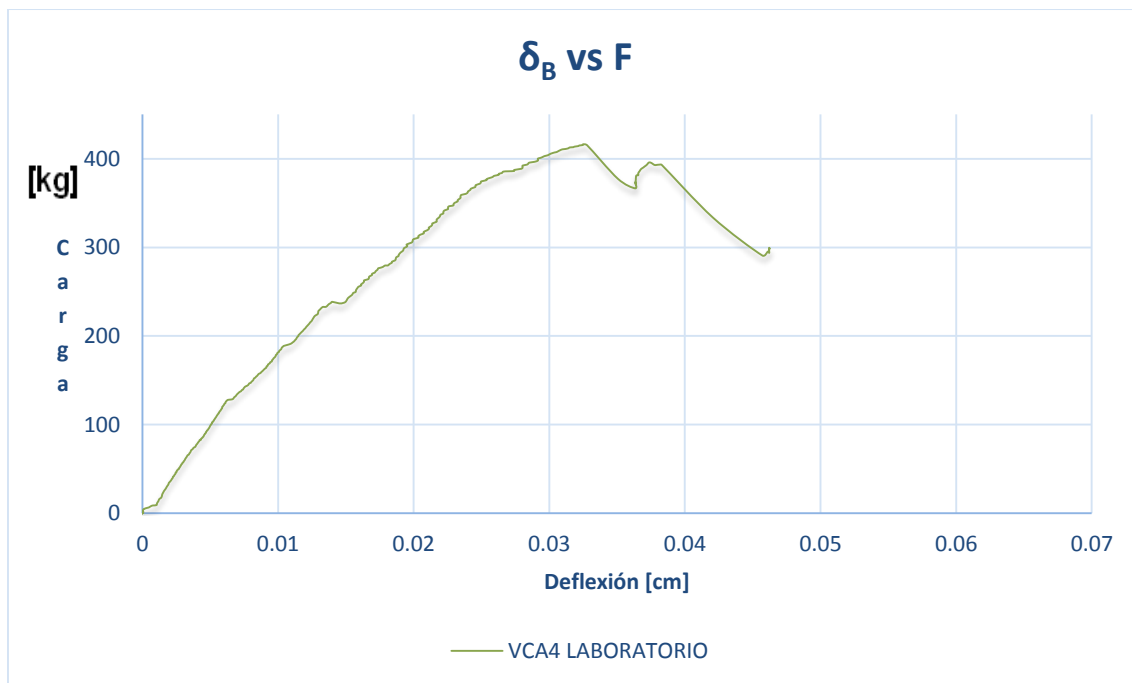


Figura 6.4.4.2 Curva experimental carga deflexión en el tercio de la viga VCA4

6.4.4.3 Evidencia del ensaye de la viga VCA4

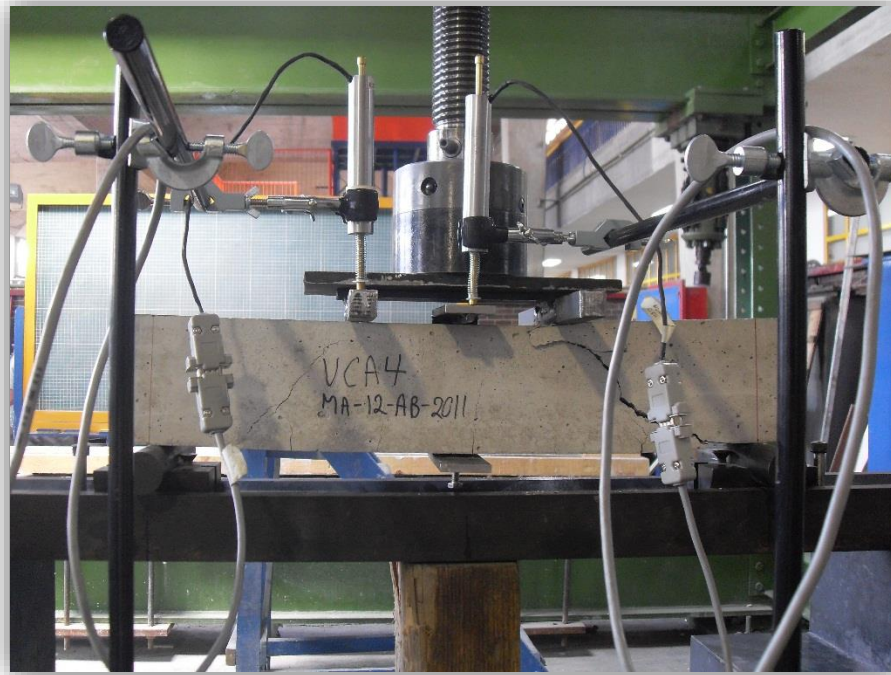


Figura 6.4.4.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA4



Figura 6.4.4.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VCA4

6.4.5 Localización de fallas de las Vigas de Concreto Armado

En la figura 6.4.5 se muestra la localización de las fallas de las vigas de concreto armado después de ser ensayadas.



Figura 6.4.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto armado

6.4.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas de Concreto Armado con Acero

En promedio las vigas resistieron 60 kg menos que la carga esperada, sin embargo existe consistencia en la forma que sigue la curva en todas las pruebas realizadas. El modo en que fallaron las vigas sugiere que hubo una falla por cortante. Se observa un tramo con comportamiento elástico con un cambio de pendiente en el que el acero y el concreto trabajan en forma conjunta. Posteriormente se observa una caída de la resistencia y una pequeña zona de fluencia del acero en el momento en que se agrieta el concreto. Respecto a las deformaciones esperadas se tiene una diferencia en los resultados probablemente porque no se alcanzó a deformar el acero como se había propuesto debido al agrietamiento temprano del concreto, antes de que el acero lograra la fluencia esperada.

Tabla 6.4.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto armado y nivel de deformación presentados.

ID	EXPERIMENTAL			f'_c [kg/cm ²]	TEÓRICO		
	P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]		P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]
VCA1	369.19	0.03134	0.02657	325.00	442.69	0.1122	0.0976
VCA2	373.83	0.03140	0.02576				
VCA3	359.71	0.02615	0.02496				
VCA4	416.32	0.03646	0.03249				
PROMEDIO VCA	379.76	0.031338	0.02745				

Se observa que en realidad los elementos no alcanzaron la capacidad máxima por flexión ya que se presentó primero la falla crítica por cortante. Utilizando la expresión para calcular la falla por cortante se tiene el siguiente resultado

$$V_c = \left(0.5\sqrt{f'c} + 180 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right) bd$$

Donde:

ρ = relación de acero longitudinal, A_s/bd

A_s = área de acero longitudinal

V_u = fuerza cortante en la sección considerada

M_u = momento flexionante en la sección considerada

Para la relación de acero longitudinal se tiene

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{0.1848 \text{ cm}^2}{(5 \text{ cm})(8 \text{ cm})} = \mathbf{0.0046}$$

Usando la expresión de cortante último

$$V_c = \left(0.5\sqrt{325 \text{ kg/cm}^2} + 180 (.0046)(1) \right) (5 \text{ cm})(8 \text{ cm}) = \mathbf{393.68 \text{ kg}}$$

Con lo anterior se observa que los resultados experimentales tienen mayor correspondencia al considerar que la falla crítica por cortante es la determinante.

6.5 Ensayes de flexión en vigas de concreto reforzado longitudinalmente con Aramida

6.5.1 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK1

6.5.1.1 Deflexión al centro de la viga VFK1

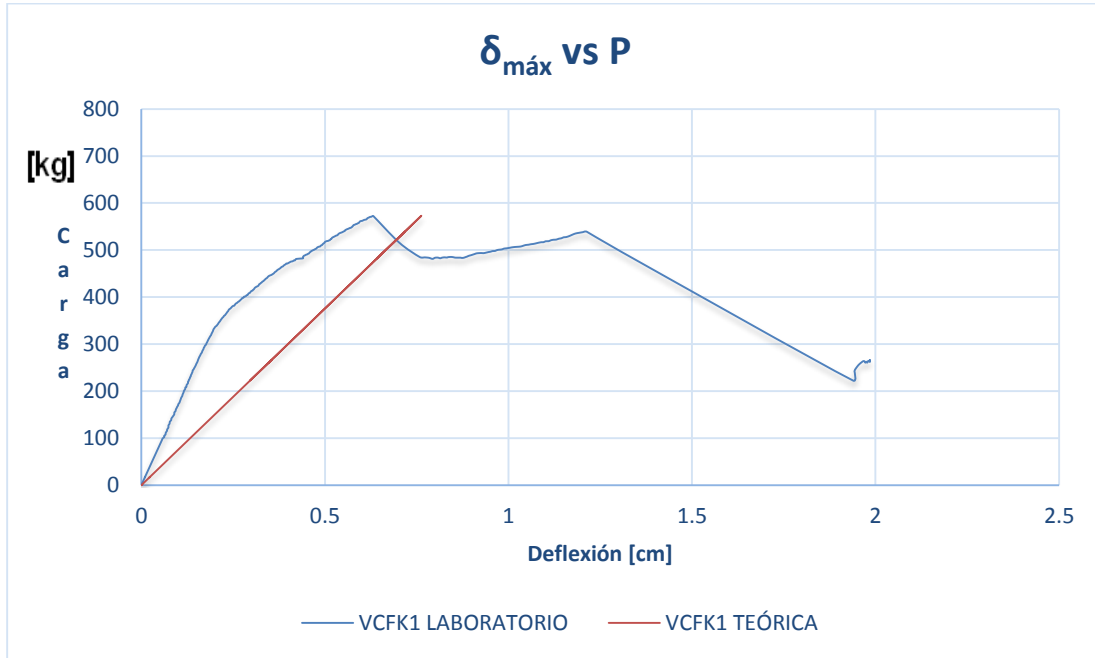


Figura 6.5.1.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK1

6.5.1.2 Deflexión al tercio de la viga VFK1

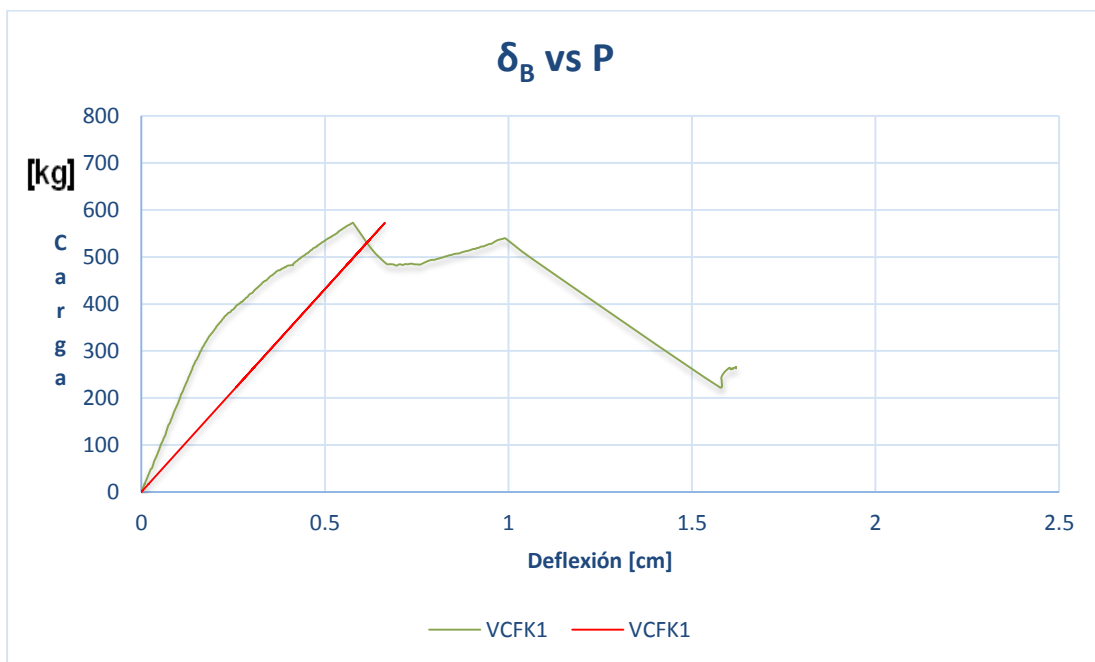


Figura 6.5.1.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK1

6.5.1.3 Evidencia del ensaye de la viga VFK1



Figura 6.5.1.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK1



Figura 6.5.1.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK1

6.5.2 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK2

6.5.2.1 Deflexión al centro de la viga VFK2

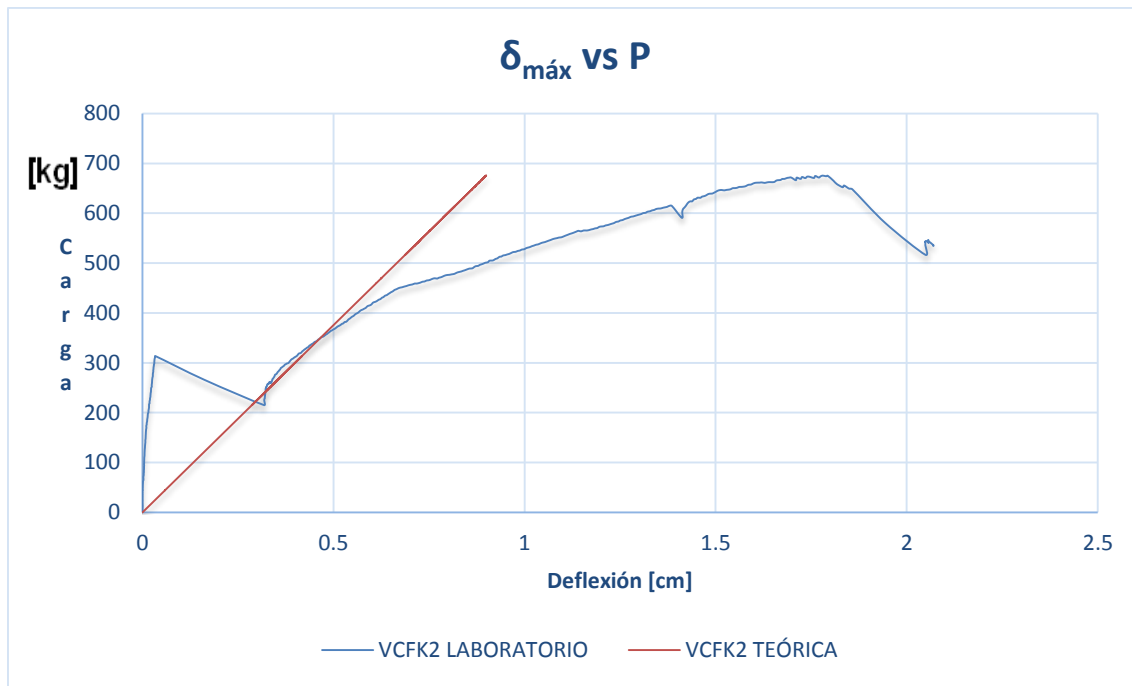


Figura 6.5.2.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK2

6.5.2.2 Deflexión al tercio de la viga VFK2

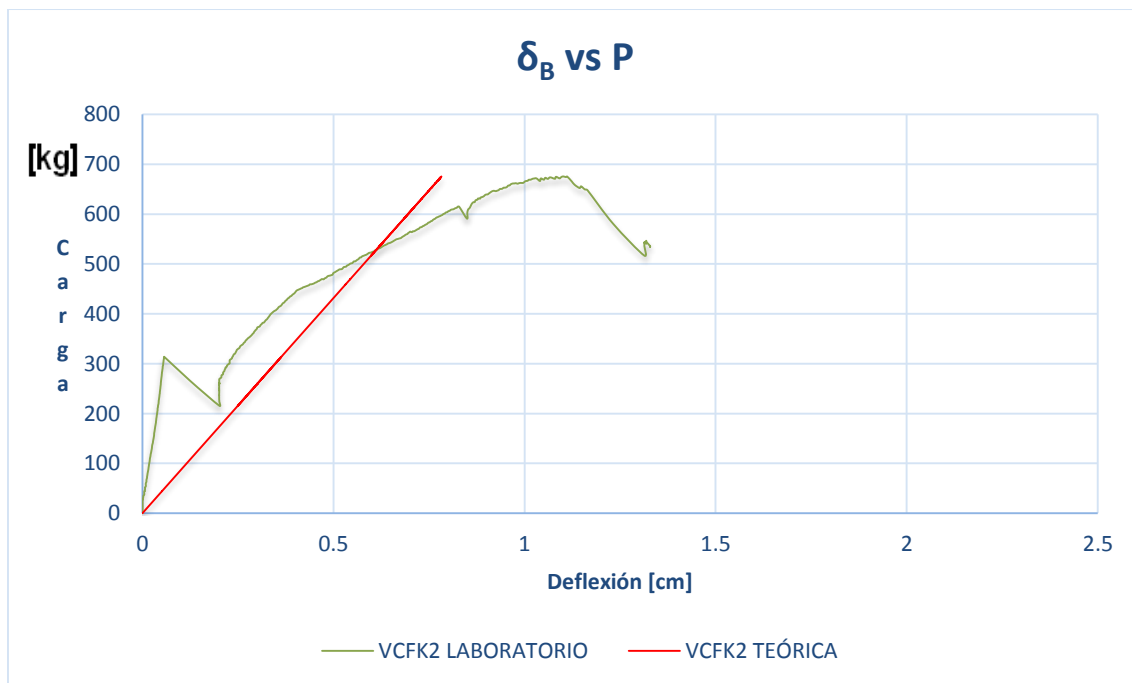


Figura 6.5.2.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK2

6.5.2.3 Evidencia del ensaye de la viga VFK2



Figura 6.5.2.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK2



Figura 6.5.2.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK2

6.5.3 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK3

6.5.3.1 Deflexión al centro de la viga VFK3

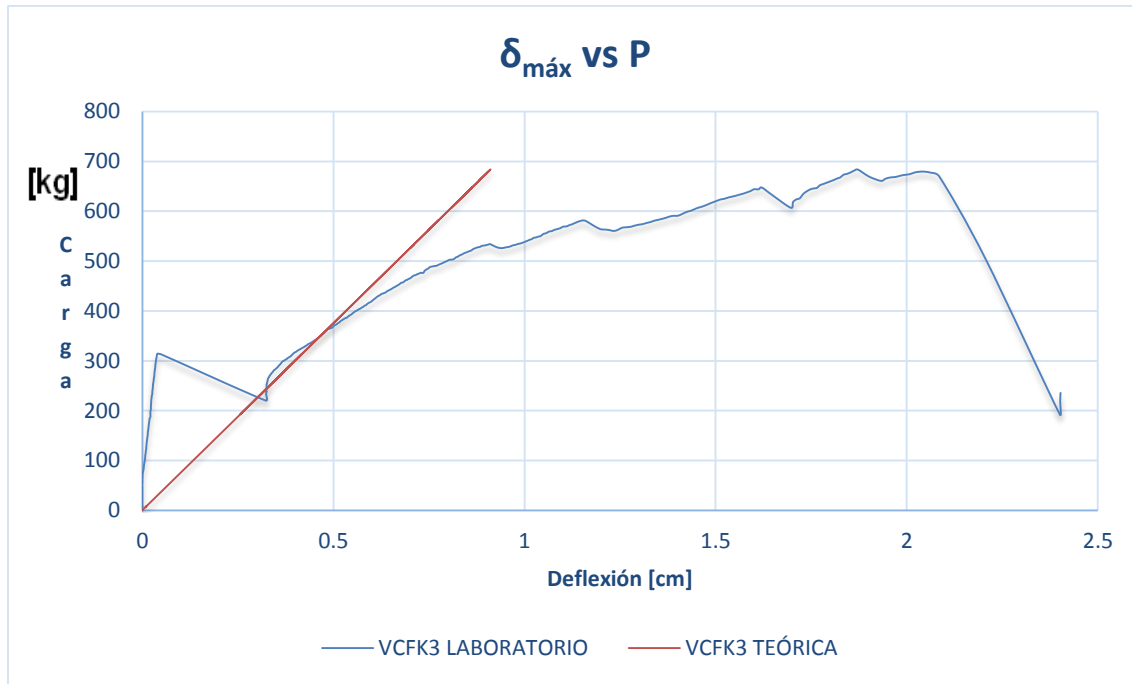


Figura 6.5.3.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK3

6.5.3.2 Deflexión al tercio de la viga VFK3

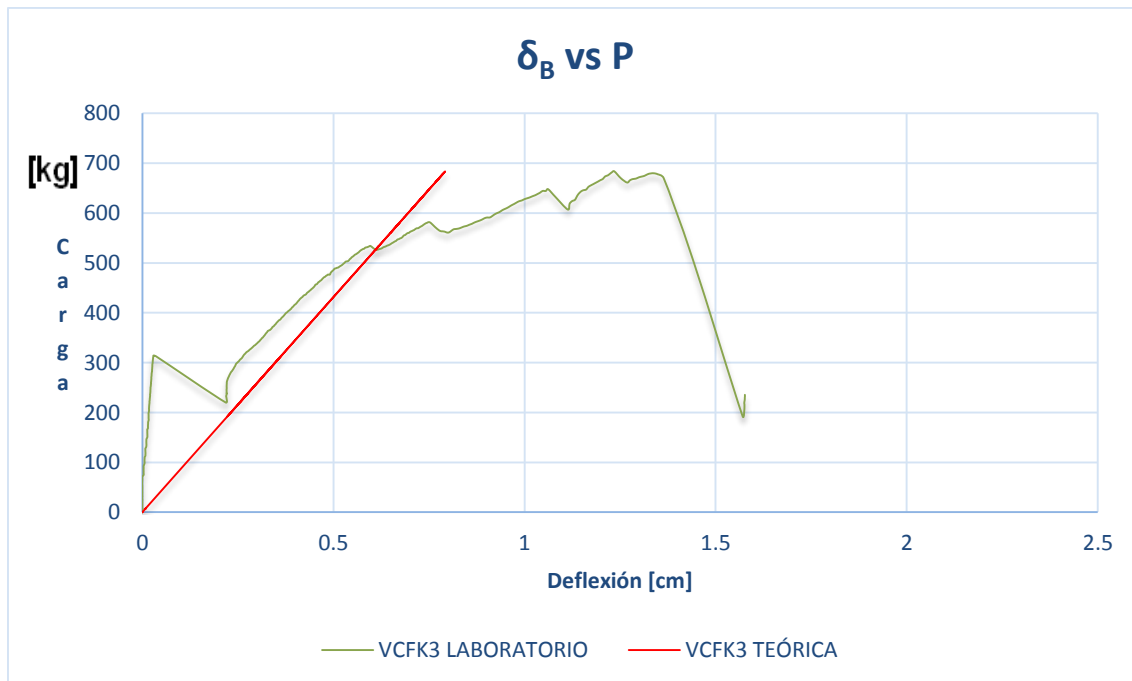


Figura 6.5.3.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK3

6.5.4 Comportamiento carga-deflexión de la viga VFK4

6.5.4.1 Deflexión al centro de la viga VFK4

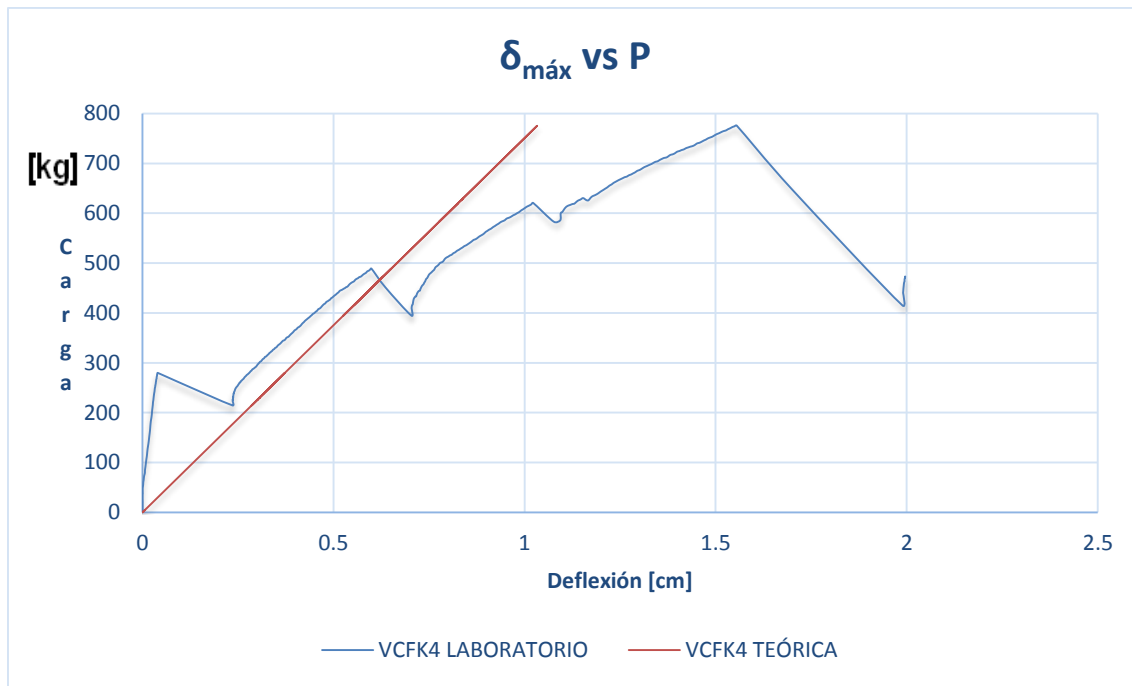


Figura 6.5.4.1 Curva experimental y teórica carga deflexión en el centro de la viga VFK4

6.5.4.2 Deflexión al tercio de la viga VFK4

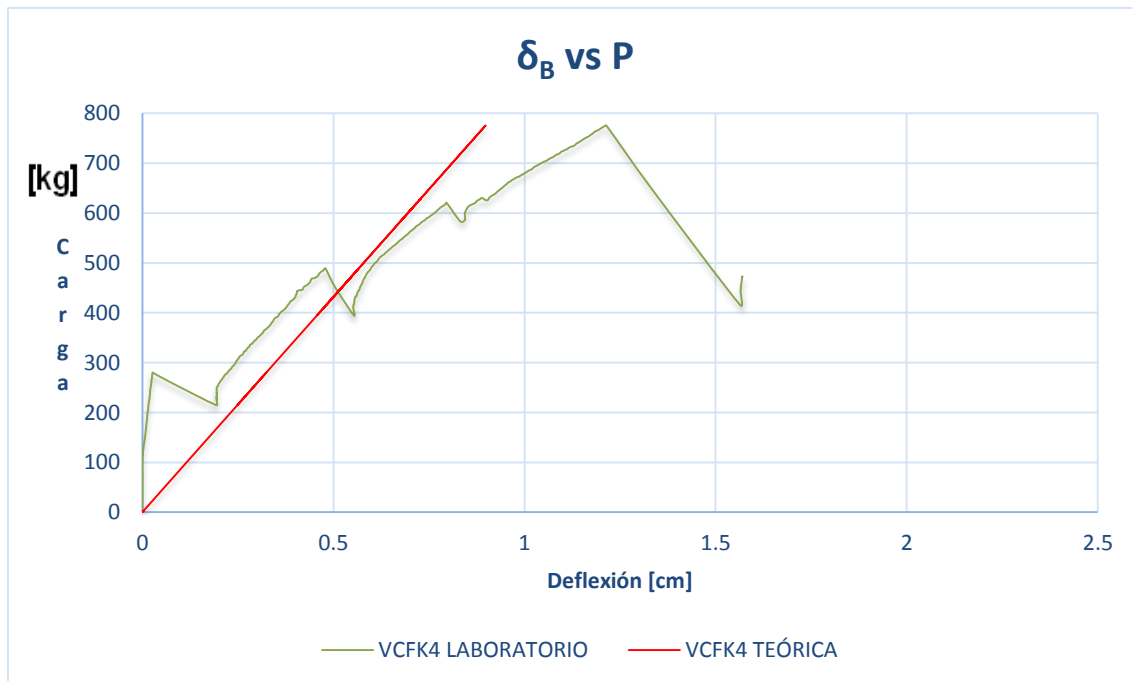


Figura 6.5.4.2 Curva experimental y teórica carga deflexión en el tercio de la viga VFK4

6.5.4.3 Evidencia del ensayo de la viga VFK4

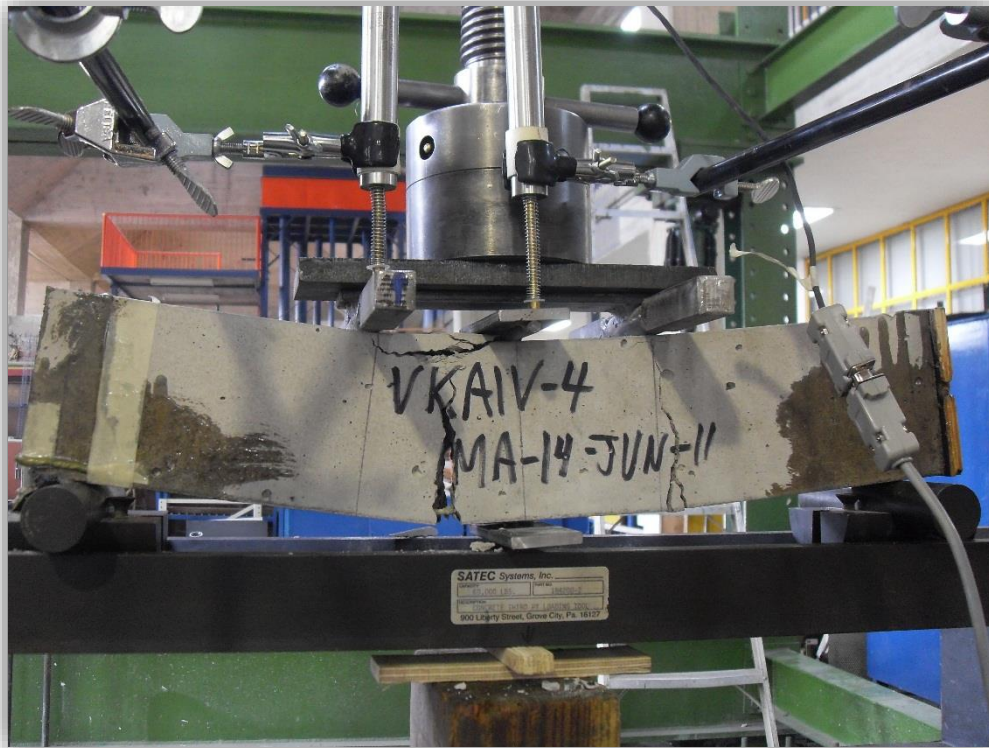


Figura 6.5.4.3a Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK4



Figura 6.5.4.3b Falla del elemento después de la aplicación de la carga máxima de la viga VFK4

6.5.5 Localización de fallas de las Vigas de Concreto reforzado con Aramida

En la figura 6.5.5 se muestra la localización de las fallas de las vigas de concreto reforzadas con Aramida.



Figura 6.5.5 Localización de las fallas de las vigas de concreto reforzado con aramida

6.5.6 Observaciones sobre los resultados en Vigas de Concreto Armado con Aramida

En estas pruebas se tiene una buena coincidencia con el modelo teórico usado, aunque el comportamiento real tenga unos cambios de pendiente y no sea completamente elástico.

Se observa que no existió la adherencia necesaria para que el material compuesto trabajara adecuadamente. Podríamos sugerir para una siguiente fase de investigación nuevas alternativas como el uso de nudos que permitan fijar la aramida de una mejor manera al concreto. Otra opción sería diseñar métodos de pretensado que garanticen una mejor transferencia de los esfuerzos a la aramida.

Sin embargo podría pensarse en una aplicación del comportamiento visible. Estos elementos reforzados con Aramida necesitaron de cierto nivel de deformación que generó agrietamiento en el elemento a flexión, lo cual permitió que el Kevlar comenzara a trabajar y tomar las tensiones solicitadas, tal como se observa en los saltos que se presentan en las gráficas.

Se pueden plantear condiciones de uso en las cuales un elemento permita ciertas condiciones de deformación en las que se pueda agrietar y su refuerzo quede expuesto a ataques químicos o altas temperaturas. En este sentido el Kevlar sería un material ideal debido a su resistencia química y a variaciones de temperatura. Para estas condiciones este refuerzo podría ir desarrollando una mayor capacidad de carga con la deformación, absorbiendo de esta manera el nivel de daño del elemento.

Por otra parte se pueden plantear aplicaciones con otros materiales los cuales deberán ser objeto de investigaciones posteriores, como en el caso de refuerzo de pavimentos flexibles o rígidos.

Tabla 6.5.6 Carga máxima resistida de los elementos de concreto reforzado con Aramida y nivel de deformación presentados.

ID	EXPERIMENTAL			$f'c$ [kg/cm ²]	TEÓRICO		
	P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]		P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]
VFK1	572.75	0.6319	0.5767	313.47	581.07	0.7899	0.6868
VFK2	675.61	1.7800	1.101				
VFK3	683.81	1.8725	1.2349				
VFK4	775.62	1.5552	1.2138				
PROMEDIO VFKA	676.95	1.4599	1.0316				

6.6 Relación de resistencias entre elementos reforzados con Aramida, acero y fibra de acero

Se determina las siguientes comparaciones para los elementos ensayados bajo las condiciones específicas mencionadas.

Tabla 6.6.a Carga máxima calculada de los elementos de concreto reforzado con los materiales propuestos y niveles de deformación mostrados

ID	$f'c$ [kg/cm ²]	TEORICO		
		P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]
PROMEDIO VCS	368.00	199.83	0.0123	0.0107
PROMEDIO VCA	325.00	442.69	0.1122	0.0976
PROMEDIO VFKA	313.47	581.07	0.7899	0.6868

Tabla 6.6.b Carga máxima resistida de los elementos de concreto reforzado con los materiales propuestos y niveles de deformación mostrados

ID	$f'c$ [kg/cm ²]	EXPERIMENTAL		
		P [kg]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	δ_B [cm]
PROMEDIO VCS	368	184.70	0.0119	0.0060
PROMEDIO VFA	280	266.03	0.006919	0.004241
PROMEDIO VCA	325	379.76	0.031338	0.02745
PROMEDIO VFKA	313.47	676.95	1.4599	1.0316

Cabe señalar que para realizar los especímenes reforzados con Acero se consideró un recubrimiento de 2 cm para no tener aplastamiento del concreto en las fibras inferiores. Por otro lado para la manufactura de los elementos reforzados con aramida se fijó un recubrimiento de 0.5 cm pensando que se tendría una mayor transferencia de esfuerzos en la aramida. En base a que los resultados fueron muy aceptables para los dos casos se plantea las siguientes curvas realizadas con los respectivos modelos teóricos.

Fijando el recubrimiento a 1 cm para los dos materiales de refuerzo se tiene el siguiente comportamiento de las capacidades de Carga de los elementos.

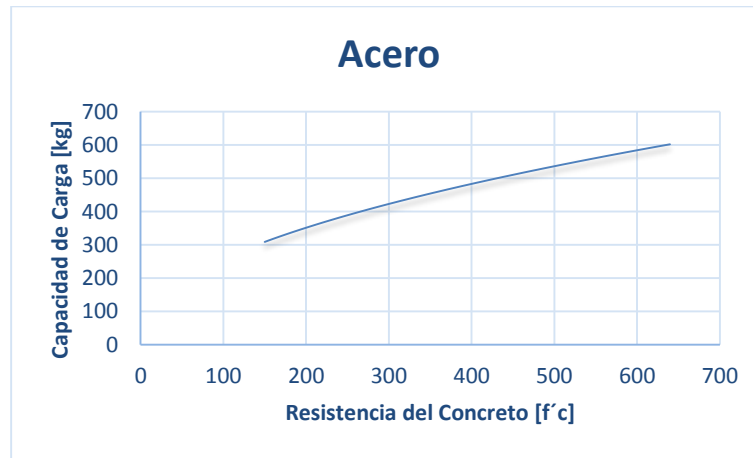


Figura 6.6a Sensibilidad de $f'c$ en la capacidad de carga por cortante de las vigas planteadas reforzadas con acero

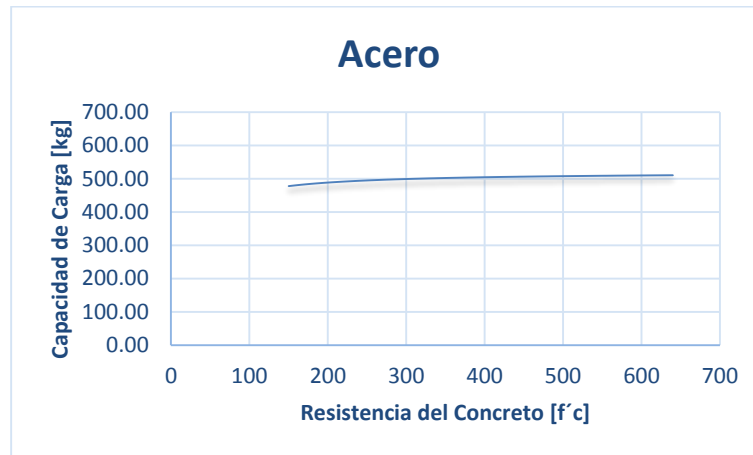


Figura 6.6b Sensibilidad de $f'c$ en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con acero



Figura 6.6c Sensibilidad de $f'c$ en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con Aramida

Ahora bien fijando la resistencia a 300 kg/cm^2 se tiene el siguiente comportamiento:

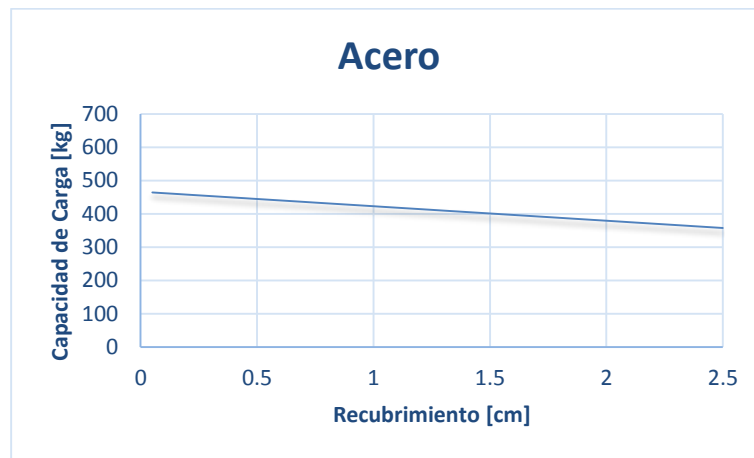


Figura 6.6d Sensibilidad del recubrimiento en la capacidad de carga por cortante de las vigas planteadas reforzadas con acero

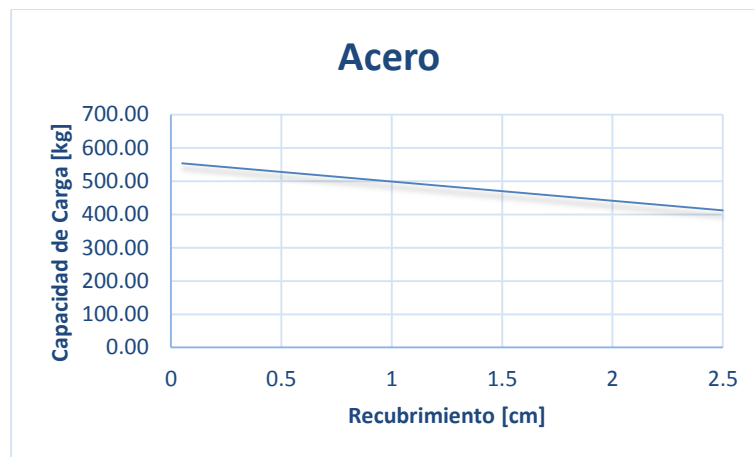


Figura 6.6e Sensibilidad del recubrimiento en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con acero



Figura 6.6f Sensibilidad del recubrimiento en la capacidad de carga por flexión de las vigas planteadas reforzadas con aramida

Finalmente se observa la siguiente tabla comparativa de resultados

Tabla 6.6.c Comparación de los Resultados de los elementos de concreto reforzado con los materiales propuestos y niveles de deformación mostrados

ID	f'_c / f'_c [I]	COMPARACIÓN DE REFUERZOS		
		P/P [1]	$\delta_{m\acute{a}x} / \delta_{m\acute{a}x}$ [1]	δ_B / δ_B [1]
VFA/VCS	0.76	1.44	0.58	0.71
VCA/VCS	0.88	2.06	2.63	4.58
VFK/VCS	0.85	3.67	122.68	171.93

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se lograron determinar en el laboratorio las curvas carga-deflexión de los ensayos a flexión para cada grupo de vigas reforzadas con los materiales propuestos, y de esa manera se logró observar el comportamiento de cada uno de los materiales propuestos.

Se puede concluir que en esta investigación sobre el desarrollo de nuevos materiales, el uso de los materiales compuestos en general ofrece un mejor desempeño en elementos de diseño estructural.

Se observa que en general las fibras de aramida como material de refuerzo ofrecieron una mejor capacidad carga y permitió un nivel de deformación mayor con respecto a los demás materiales de refuerzo.

En cuanto a los elementos reforzados con fibras de acero se observa que si incrementan la capacidad de carga con respecto a los elementos de concreto simple y sin ningún refuerzo, sin embargo los niveles de deformación fueron de menor magnitud debido a que la dosificación fue la mínima recomendada y no hubo incremento de la ductilidad del material compuesto.

Por ahora pensar en el uso de arreglos de fibras de Aramida como refuerzo en elementos de construcción puede no resultar costoso o para nada práctico en su manufactura, sin embargo en un tiempo no muy lejano este material podría estar más al alcance y con producción en serie con lo que su uso podría dirigirse en elementos sujetos a flexión, tales como losas de pavimentos hidráulicos, carpetas de pavimentos flexibles, losas de cimentación, zapatas aisladas, zapatas corridas, pilas y pilotes colados en sitio o prefabricados, columnas de carga, vigas, dovelas, cortinas de presas con cara de concreto.

En el desarrollo del diseño de los elementos reforzados con aramida se observó una correspondencia aceptable entre el modelo teórico y los resultados obtenidos. Por lo anterior se sugiere en futuras investigaciones buscar optimizar la posición del refuerzo usando el modelo teórico de tal manera que se busque la capacidad de máxima de carga.

REFERENCIAS

- Aceros Nacionales. (s.f.). *Aceros Nacionales S.A. de C.V.* Recuperado el 30 de Noviembre de 2012, de <http://www.ansa.com.mx/Productos/Electromalla/Folleto.pdf>
- American Concrete Institute. (2010). *211.1-91 (Reapproved 2009) Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*. Farmington Hills, MI, USA.: ACI.
- Elliot Douglas. (s.f.). *Background of Reinforced Polymers for Civil Infrastructure*. Univ of Florida.
- Harmsen, T. E. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú .
- Hexcel. (2010). *Technical Fabrics Handbook*. Seguin.
- L.C. Hollaway and P.R. Head. (2001). *Advanced Polymer Composites and Polymers in the Civil Infrastructure*. Elsevier Science Ltd.
- MACCAFERRI. (2008). *Fibers as Structural Element for the Reinforcement of Concrete, Technical Manual*. Bologna, Italia: MACCAFERRI.
- Web, M. B. (12 de Enero de 2012). *Obras Web*. Recuperado el 14 de marzo de 2012, de <http://www.obrasweb.mx/construccion/2012/01/12/amhsa-produjo-38-millones-de-toneladas-de-acero-liquido>