



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE
CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN**

Jony Amilcar Simón Chalí

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, julio de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE
CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JONY AMILCAR SIMÓN CHALÍ

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Walter Rolando Salazar González
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de junio de 2015.

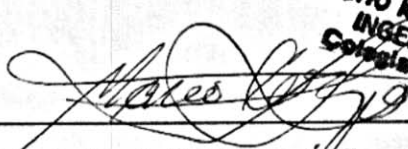
Jony Amilcar Simón Chalí

Guatemala 04 de mayo de 2016

Ingeniero Civil
José Gabriel Ordoñez Morales
Coordinador Área de Materiales y Construcciones Civiles
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Cumpliendo con lo resuelto con la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación: **APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN**, presentado por el estudiante: Jony Amílcar Simón Chali.

Considerando que el trabajo de graduación se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema, por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado. Sin otro particular, atentamente.


Mario Rodolfo Corzo Ávila
Ingeniero Civil Colegiado No. 2089

Mario Rodolfo Corzo A.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
13 de mayo de 2016

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

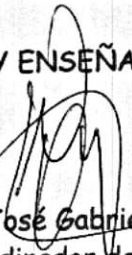
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jony Amilcar Simón Chali quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑANZA A TODOS


Ing. Civil José Gabriel Ordóñez Morales
Asesor y Coordinador del Área de Materiales y
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles Ing. José Gabriel Ordóñez Morales, al trabajo de graduación del estudiante Jony Amilcar Simón Chalí, titulado **APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2016
/mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref.DTG.D.304.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **APORTE DEL AMARRE DE ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN**, presentado por el estudiante universitario: **Jony Amilcar Simón Chalí**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, julio de 2016



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Padre amoroso.
Mi madre	Elena Chalí, por ser apoyo fundamental de mi vida y mis visiones.
Mi padre	Moisés Simón, por sus sabios consejos, apoyo y confianza que me ha brindado a lo largo de mi vida.
Mis hermanos	Emerson, Anabela, Eleana, Maribel, Nathanael y Katherine Simón Chalí, por su apoyo, comprensión y cariño incondicional a lo largo de estos años.
Mis abuelos	Por sus sabios consejos.
Mi abuela	Rita Maxía (q. e. p. d.) por su valioso ejemplo de amor.
Mi tío	Carlos Chalí, por mostrarme que con esfuerzo las metas son alcanzables.
Mis amigos	Luis Abaj, Darwin Morales, Margarita Cujcuj, Eddison Semeyá, Elvis Saquiquel, por su afecto.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por las bendiciones derramadas sobre mí a lo largo de mi vida.
- Mi familia** Por su apoyo y cariño incondicional.
- Mi asesor** Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila, por su valiosa y necesaria colaboración en la elaboración del presente trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
GLOSARIO	XI
JUSTIFICACIÓN.....	XV
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL CONCRETO REFORZADO.....	1
1.1. Concreto reforzado.....	1
1.1.1. Resistencia del concreto a compresión	1
1.1.2. Resistencia del concreto a tensión	4
1.1.2.1. Módulo de ruptura del concreto	4
1.1.3. Resistencia del concreto al corte	5
1.1.4. Tenacidad.....	7
1.2. Acero de refuerzo en el concreto.....	7
1.2.1. Varillas de refuerzo.....	8
1.2.2. Refuerzo longitudinal	9
1.2.3. Refuerzo transversal.....	9
2. MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN SIMPLE.....	11
2.1. Vigas de concreto reforzado.....	11
2.1.1. Viga de interior.....	11
2.1.2. Viga de borde	12

2.2.	Vigas sometidas a flexión.....	13
2.2.1.	Etapa del concreto no agrietado.....	13
2.2.2.	Concreto agrietado—etapa de esfuerzos elásticos...	14
2.2.3.	Falla de la viga, etapa de resistencia última.....	15
2.3.	Tipos de fallas por flexión.....	15
2.3.1.	Falla a tensión	16
2.3.2.	Falla a compresión	16
2.3.3.	Falla balanceada	17
2.3.4.	Otros criterios de fallas en vigas	18
2.4.	Efectos de las variables en la carga de agrietamiento	18
2.4.1.	Capacidad mecánica del concreto a tensión	18
2.4.2.	Relación luz-peralte o esbeltez	19
2.4.3.	Relación de ancho-peralte.....	21
2.4.4.	Corte de barras longitudinales.....	21
2.5.	Resistencia y deformación de miembros sometidos a cortante	21
2.5.1.	Concepto principal de cortante.....	22
2.5.2.	Agrietamiento diagonal por flexión	23
2.5.3.	Equilibrio en el claro de cortante de una viga.....	24
2.5.4.	Aporte del refuerzo en el alma	26
2.6.	Deformación máxima y ductilidad de miembros sometidos a flexión.....	28
2.6.1.	Control de deflexiones.....	30
2.6.1.1.	Aceptabilidad por los sentidos.....	30
2.6.1.2.	Servicio de la estructura	30
2.6.1.3.	Efectos de elementos no estructurales.....	30
2.6.1.4.	Efectos sobre los elementos estructurales.....	31

2.6.2.	Método de control de las deflexiones	31
2.6.3.	Uso de límites de claro a espesor.....	31
3.	ENSAYO A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO	35
3.1.	Descripción del ensayo.....	35
3.2.	Muestras de ensayo	35
3.3.	Equipo	36
3.4.	Método de carga.....	36
3.5.	Procedimiento.....	37
3.6.	Cálculos.....	37
4.	ALAMBRE DE AMARRE EN GUATEMALA	39
4.1.	Alambre de amarre.....	39
4.2.	Trefilado.....	39
4.3.	Recocido.....	39
4.4.	Uso y función del alambre de amarre.....	40
4.5.	Tipos de alambres de amarre.....	41
4.5.1.	Alambre de amarre suave.....	41
4.5.2.	Alambre de amarre duro	42
4.6.	Calibre del alambre de amarre	42
4.7.	Comercialización del alambre de amarre	42
4.8.	Resistencia a la tracción.....	42
4.9.	Tipos de amarres.....	43
4.9.1.	Amarre tipo anillo simple	43
4.9.2.	Amarre tipo anillo doble	44
4.9.3.	Amarre tipo cruceta	44
4.9.4.	Amarre tipo cruceta más anillo	45
4.9.5.	Amarre tipo cola de mico	46
4.9.6.	Amarre tipo cola de mico más anillo	46

4.10.	Herramienta para hacer amarres	47
5.	ENSAYOS DE TENSIÓN DE ALAMBRE DE AMARRE.....	49
5.1.	Generalidades	49
5.2.	Ensayo a tensión.....	49
5.2.1.	Probetas	50
5.2.2.	Determinación de las probetas.....	50
6.	MARCO METODOLÓGICO	53
6.1.	Enfoque de la investigación	53
6.2.	Metodología y propuesta de vigas para la investigación	53
6.3.	Estrategias para investigación	54
6.4.	Materiales componentes de las vigas	55
6.4.1.	Encofrado	55
6.4.2.	Acero de refuerzo	56
6.4.3.	Concreto premezclado	56
6.4.3.1.	Ventajas de su uso.....	57
6.4.4.	Alambre de amarre.....	58
6.5.	Diseño de viga	58
6.5.1.	Dimensiones de viga	59
6.5.2.	Carga y momento flexionante.....	59
6.5.3.	Diseño por flexión.....	60
6.5.4.	Diseño por cortante	61
6.5.5.	Diseño de estribos.....	62
6.5.6.	Esquema del armado de viga	63
6.5.7.	Esfuerzos por carga puntual de diseño	64
7.	CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE VIGAS.....	67
7.1.	Generalidades	67

7.2.	Encofrado	67
7.3.	Acero de refuerzo	68
7.4.	Armado y montado de armadura en encofrado	68
7.4.1.	Vigas con amarre.....	68
7.4.2.	Vigas sin amarres	69
7.5.	Fundición y curado de vigas	70
7.6.	Ensayo de vigas a flexión	72
7.6.1.	Material y equipo a utilizar	72
7.6.2.	Procedimiento para el ensayo	73
8.	RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYOS.....	75
8.1.	Ensayos previos	75
8.1.1.	Resistencia a compresión de los testigos.....	75
8.1.2.	Resistencia a la tensión de alambre de amarre.....	76
8.2.	Vigas con amarres en estribos	77
8.2.1.	Lecturas de carga y deflexión	77
8.2.2.	Gráficos de carga-deflexión.....	79
8.2.3.	Aspectos observados durante la aplicación de carga.....	80
8.2.4.	Análisis de la curva carga-deflexión promedio de las vigas con amarres.....	82
8.2.4.1.	Zona elástica	83
8.2.4.2.	Zona elastoplástica.....	84
8.2.4.3.	Zona plástica	84
8.3.	Vigas sin amarres de estribos	85
8.3.1.	Lecturas de carga y deflexión	85
8.3.2.	Gráficos de cargas-deflexión de las vigas sin amarres	86

8.3.3.	Aspectos observados durante la aplicación de carga	88
8.3.4.	Análisis de la curva carga-deflexión promedio de las vigas sin amarres.....	90
8.3.4.1.	Zona elástica	90
8.3.4.2.	Zona elastoplástica	92
8.3.4.3.	Zona plástica	92
8.4.	Análisis del comportamiento presentado por las vigas ensayadas.....	92
8.4.1.	Carga aplicada	92
8.4.2.	Agrietamiento y modo de falla de vigas.....	92
8.4.3.	Vigas con amarres	93
8.4.3.1.	Refuerzo embebido	94
8.4.3.2.	Amarres de estribos	94
8.4.3.3.	Grietas.....	95
8.4.4.	Vigas sin amarres.....	96
8.4.4.1.	Refuerzo embebido	96
8.4.4.2.	Grietas.....	96
8.5.	Conclusiones parciales	96
8.5.1.	Vigas con amarres	97
8.5.1.1.	Aporte del alambre	98
8.5.2.	Vigas sin amarres.....	99
CONCLUSIONES.....		101
RECOMENDACIONES		103
BIBLIOGRAFÍA.....		105

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Curva de esfuerzo-deformación unitaria del concreto	2
2.	Agrietamiento por tracción del concreto	5
3.	Viga de interior	12
4.	Viga de borde	13
5.	Comportamiento de vigas reforzadas ante carga creciente	14
6.	Falla a flexión de una viga de concreto reforzado	15
7.	Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión	17
8.	Descripción de vigas esbeltas	20
9.	Trayectoria de los esfuerzos principales en una viga	22
10.	Agrietamiento de tensión diagonal en vigas de concreto reforzado	24
11.	Mecanismo de falla para una viga con refuerzo en el alma	25
12.	Acciones en voladizo de sección agrietada	26
13.	Voladizos de concreto actuando como puntuales	27
14.	Agrietamiento de tensión diagonal en vigas de concreto reforzado	29
15.	Diagrama de un aparato apropiado para ensayo a flexión	36
16.	Uso de alambre de amarre en la construcción	40
17.	Rollos de alambre de amarre	41
18.	Amarre tipo anillo simple	43
19.	Amarre tipo anillo doble	44
20.	Amarre tipo cruceta	45
21.	Amarre tipo cruceta más anillo	45
22.	Amarre tipo cola de mico	46
23.	Amarre tipo cola de mico más anillo	47

24.	Tenaza para hacer amarres.....	48
25.	Diagrama de ensayo a tensión de alambre	50
26.	Micrómetro.....	51
27.	Geometría de vigas.....	54
28.	Encofrado de madera	56
29.	Saco con concreto premezclado.....	58
30.	Detalle de armado de viga	64
31.	Esfuerzos en viga por carga de diseño.....	65
32.	Encofrado de madera	67
33.	Elaboración de estribos	68
34.	Armado de vigas con amarres	69
35.	Montado de vigas sin amarres.....	70
36.	Fundición de vigas	71
37.	Curado de vigas.....	71
38.	Instalación de viga para ensayo	73
39.	Gráfica esfuerzo–deformación de alambre de amarre.....	77
40.	Curva de carga-deflexión de viga 1	79
41.	Curva de carga-deflexión de viga 2	79
42.	Curva de carga-deflexión de viga 3	80
43.	Fallas en estribos de vigas con amarres.....	82
44.	Zona de trabajo de vigas con amarres.....	83
45.	Curva de carga-deflexión de viga 4	86
46.	Curva de carga-deflexión de viga 5	86
47.	Curva de carga-deformación de viga 6	87
48.	Fallas entre estribos de vigas sin amarres.....	90
49.	Zona de trabajo de vigas sin amarres.....	91
50.	Analogía de la armadura.....	95
51.	Ductilidad de las vigas de concreto.....	97
52.	Analogía de flexión para vigas con amarres	99

TABLAS

I.	Varillas corrugadas de refuerzo estándar de la ASTM	9
II.	Mínimo espesor de vigas y losas en un sentido, a menos que se calculen las deflexiones	32
III.	Deflexiones máximas calculadas permisibles	33
IV.	Calibre de alambre de amarre.....	42
V.	Resistencia a la tracción	43
VI.	Dimensiones de la viga	59
VII.	Datos para el diseño	60
VIII.	Cálculos para el diseño por flexión	61
IX.	Cálculos para el diseño por cortante	62
X.	Cálculos para el diseño de estribos	63
XI.	Resultados de ensayos a compresión de testigos	75
XII.	Resultados del ensayo a tensión de alambres de amarre.....	76
XIII.	Cargas y deflexiones de vigas con amarres en estribos	78
XIV.	Observaciones para vigas con amarres de estribos	81
XV.	Cargas y deflexiones de vigas sin amarres	85
XVI.	Observaciones para vigas sin amarres de estribos.....	88

GLOSARIO

Agrietamiento	Hendidura alargada que se produce cuando se separan las partículas del material que conforma un elemento.
Alambre	Es el producto final obtenido por trefilación, cuya sección transversal es una figura geoméricamente simple.
Alambre recocido	Alambre conformado a medida y liberado de tensiones térmicamente.
Amarre	Alambres usados para conectar o unir de forma permanente las varillas usadas que conforman el armado de un elemento en una construcción.
Armado	Colocación de varillas de refuerzo dispuestas para resistir tensión, en un elemento de concreto.
Carga	Fuerza aplicada directamente sobre las estructuras y que son la causa de sus posibles movimientos y deformaciones.
Compresión	Esfuerzos que tienden a aplastar el eje longitudinal de un elemento.

Concreto armado	Conformación de concreto y acero de refuerzo.
Deformación	Cambio en el tamaño o forma de un cuerpo al presentarse esfuerzos internos.
Deformómetro	Aparato utilizado para medir las deformaciones en un elemento.
Ductilidad	Capacidad de un elemento para sostener gran deformación previa a colapsar.
Elasticidad	Propiedad de un material por virtud de la cual las deformaciones causadas por el esfuerzo desaparecen al retirarle la carga.
Esfuerzo	Medida de la fuerza aplicada por unidad de área en la sección transversal de un elemento.
Estribo	Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en el elemento estructural.
Flexión	Esfuerzo producido en una viga debido a fuerzas paralelas al eje longitudinal de la misma.
Formaleta	Estructura diseñada para limitar el concreto en estado fresco hasta que alcance resistencia propia.
Gato hidráulico	Dispositivo que utiliza un fluido que es impulsado a un cilindro mediante el émbolo de una bomba.

Recubrimiento	Distancia entre la superficie extrema del refuerzo embebido y la superficie externa más cercana del concreto.
Rigidez	Propiedad que mide la deformabilidad relativa de un material bajo carga. Esta se expresa como la razón entre el esfuerzo y la deformación correspondiente.
Viga	Elemento de construcción de material diverso (madera, hierro y concreto) que se usa para formar techos y sostener construcciones.

JUSTIFICACIÓN

La investigación realizada busca determinar el aporte estructural del amarre de los estribos cuando los elementos están sometidos a flexión. Esto mediante las pruebas realizadas y evaluando la importancia de la sujeción de los mismos. Pues es inusual que en obra se inspeccione el amarre y su continuidad específicamente, motivo del por qué este trabajo de graduación indaga para comprobar el aporte del amarre en los elementos tipo viga.

RESUMEN

El alambre de amarre se utiliza en los elementos tipo viga para atar los estribos al refuerzo principal. Esto a través de un tipo de amarre optado de los existentes, los que también se describen en esta investigación. En Guatemala, se utiliza dos tipos de alambre de amarre. Estos en obra se les conoce como: alambre trefilado y recocido, de menor a mayor trabajabilidad comparativamente.

Con el objeto de determinar el aporte estructural del amarre en los elementos sometidos a flexión, se ensayaron elementos tipo viga a flexión. Estos fueron bajo los métodos vigentes de ensayo.

La técnica para determinar el aporte del amarre de esta investigación se basó en ensayar dos grupos de tres vigas cada uno. Las vigas de ambos grupos se armaron y fundieron utilizando la misma cuantía de acero y resistencia de concreto, respectivamente. La única variación entre grupos fue la siguiente: para el primer grupo se usaron amarres con alambre recocido para sujetar sus estribos, en cambio para el segundo grupo no se usaron amarres.

Para los ensayos se aplicó carga al centro de la longitud efectiva de cada viga, una a una. Las comparaciones se hicieron sobre las deflexiones y su capacidad de carga por momento flexionante. De esta manera, se evaluó el aporte del amarre a través de analizarse los resultados obtenidos.

OBJETIVOS

General

Realizar un análisis a través de ensayos para determinar el aporte estructural del amarre de los estribos en los elementos tipo viga cuando están sometidos a momento flexionante.

Específicos

1. Crear dos grupos de vigas con las mismas propiedades estructurales de los materiales y que varíen únicamente la presencia de los amarres en uno de los grupos.
2. Determinar las propiedades mecánicas del alambre de amarre utilizado.
3. Hacer comparaciones de las deflexiones entre las vigas con amarres y sin amarres para definir si existe variación en la ductilidad del elemento cuando se somete a momento flector.
4. Comparar los modos de falla entre las vigas con amarres y sin amarres en sus estribos.
5. Determinar el aporte de los amarres para los elementos tipo viga cuando soportan momento flector.

INTRODUCCIÓN

El concreto armado es ampliamente utilizado como elemento estructural en las construcciones de obra civil en Guatemala. Esto es basado en el criterio de varias investigaciones científicas e ingenieriles internacionales que han definido métodos para su diseño en los que se determina el área de sección de concreto más su cuantía de acero. Lo anterior es en función de las cargas de servicio que salva cada elemento.

Con enfoque en los elementos estructurales tipo viga de sección rectangular. Su diseño considera únicamente al acero y al concreto en conjunto para satisfacer una unidad estructural. No obstante, este trabajo indaga para analizar el comportamiento de las vigas a flexión con y sin amarres de sus estribos al refuerzo principal, para determinar si estos aportan para resistir flexión. Para conocer el comportamiento del concreto reforzado a flexión, y determinar así su diseño, se realizó a través de muestras con estribos amarrados adecuadamente y en su totalidad. Por lo que en obra correspondería ejecutarse de la misma manera.

Si se determina que los amarres no aportan en absoluto conforme a los resultados en obra, no sería necesario amarrar los estribos en su totalidad de intersecciones sino únicamente los necesarios. Esto porque reduciría costo y tiempo de ejecución. En cambio sí fuese lo contrario, entonces se atarían los estribos en su totalidad de intersecciones aumentaría la integridad de las vigas como elementos estructurales.

Se incluye una investigación clara y concisa sobre los alambres de amarre manejados en Guatemala, exponiendo sus propiedades estructurales. Asimismo, se ilustra y explica los tipos de amarres utilizados en obra.

1. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL CONCRETO REFORZADO

1.1. Concreto reforzado

El concreto básicamente es una mezcla de agregados y pasta. La pasta, compuesta de cemento puzolánico y agua dosificada, es la encargada de unir la arena y grava, creando así una masa similar a la de una roca. El endurecimiento de la pasta ocurre en consecuencia de la reacción química de las partículas del cemento con el agua, siendo la cantidad de agua dosificada determinante para la resistencia del concreto endurecido.

En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para modificar ciertas características del concreto. Esto ya sea en estado fresco o endurecido, tales como: la trabajabilidad, tiempo de fraguado, resistencia, porcentaje de vacíos, entre otros.

1.1.1. Resistencia del concreto a compresión

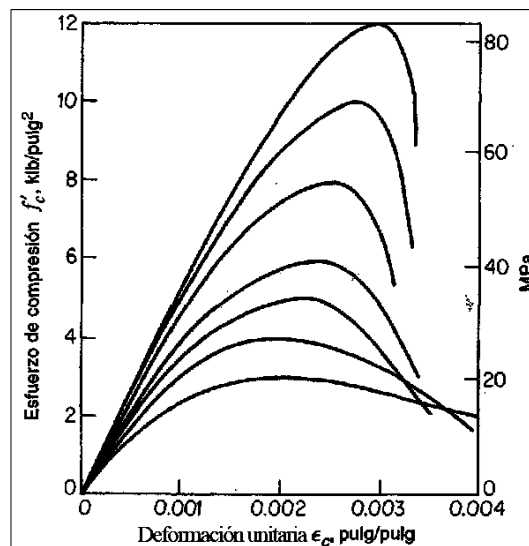
Esta es la mejor propiedad mecánica que posee el concreto. Por lo general, se determina a través de pruebas a la falla de cilindros de 6"x12" de concreto de 28 días de edad a una velocidad especificada de carga. Durante el período de 28 días, los cilindros suele mantenerse sumergidos en agua en un local con temperatura constante y humedad al 100 %.

Aunque existen concretos con resistencias últimas a los 28 días que van de 2 500 a 20 000 lb/pulg². La mayoría de los concretos usados en la práctica

tiene una resistencia hasta 7 000 psi y para aplicaciones comunes se usan de 3 000 y 4 000 psi.¹

- Curva esfuerzo-deformación del concreto: cuando un cilindro es probado en el laboratorio para conocer su resistencia a la compresión, este experimenta cierta deformación. La aplicación de cargas puede representarse por medio de una curva o diagrama de esfuerzos-deformaciones, graficando en el eje de las abscisas la deformación y en la ordenada el esfuerzo a compresión del concreto (f'_c).

Figura 1. **Curva de esfuerzo-deformación unitaria del concreto**



Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 38.

¹ MCCORMAC, Jack C. *Diseño de Concreto Reforzado*. p. 11.

En la gráfica de esfuerzo-deformación todas las curvas tienen características similares. Todas tienen una proporción inicial relativamente

¹ MCCORMAC, Jack C. *Diseño de Concreto Reforzado*. p. 11.

elástica y lineal en la cual el esfuerzo y la deformación unitaria son proporcionales. Luego comienza a inclinarse hacia la horizontal alcanzando el esfuerzo máximo, refiriéndose a la resistencia a la compresión para una deformación unitaria que varía aproximadamente entre 0,002 a 0,003.

- Módulo de elasticidad: la mayoría de materiales estructurales tiene una región inicial sobre el diagrama esfuerzo-deformación en la que el material se comporta tanto en forma elástica como lineal. El módulo de elasticidad es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación en la región linealmente elástica. Las unidades de E son las mismas que las unidades de esfuerzo, ya que la deformación es adimensional. La ecuación general es la siguiente:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Para el concreto y de una manera general, en la práctica se emplea el módulo de elasticidad y se le denomina simplemente con el símbolo E_c . Se han propuesto numerosas ecuaciones todas ellas experimentales, para obtener su valor. Sin embargo, el código ACI 318S-11 en la sección 8.5 establece que; el módulo de elasticidad del concreto puede tomarse como:

$$E_c = W^{1,5} * 0,14\sqrt{f'c}$$

Donde

E_c = módulo de elasticidad en kg/cm^3

W = peso unitario del concreto comprendido de 1 500 – 2 500 kg/m^3

$f'c$ = resistencia a la compresión en kg/cm^2

Sin embargo, puede tomarse como $E_c = 15\,100\sqrt{f'_c}$ para concretos con densidad normal. Esta expresión es solamente para el sistema métrico.

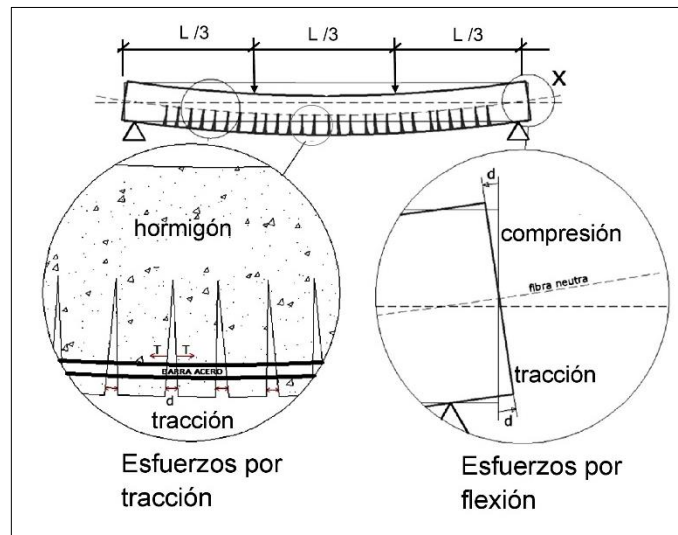
1.1.2. Resistencia del concreto a tensión

Esta es baja y es posible obtenerla directamente de los especímenes de concreto ensayados a tensión, que generalmente es el 20 % o menor que la resistencia a la compresión. La baja resistencia se debe a pequeñas grietas que debilitan la capacidad de resistir tracción. Aunque la resistencia a la tensión normalmente se desprecia en los cálculos para el diseño de los elementos de concreto reforzado. El concreto aporta de cierta manera a resistir tracción antes de agrietarse.

1.1.2.1. Módulo de ruptura del concreto

Este se define como la tensión máxima que una muestra de prueba rectangular puede soportar antes de agrietarse. Se obtiene mediante un ensayo a la flexión de una viga, expresado en MPa o psi.

Figura 2. **Agrietamiento por tracción del concreto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

1.1.3. Resistencia del concreto al corte

La resistencia del concreto al esfuerzo cortante puro es una propiedad que no se determina de forma directa. Esto debido a que en una muestra sometida, a tal condición de esfuerzo, se generan inevitablemente esfuerzos iguales de tensión en otro plano. Esto termina por conducir a la falla del concreto por tensión, antes de que se pueda alcanzar el valor del esfuerzo cortante máximo que el concreto puede soportar.

Como consecuencia de ello, la resistencia del concreto al cortante suele determinarse en forma indirecta. Se deduce del ensayo del testigo sometido a condiciones de carga que producen esfuerzos combinados.

El procedimiento consiste en ensayar las probetas de concreto a compresión, bajo condiciones de confinamiento para crear un estado de compresión triaxial. De esta manera, se someten las probetas a diversas combinaciones de carga y presión de confinamiento hasta alcanzar la ruptura. Con los esfuerzos máximos correspondientes a cada condición de prueba se determinan los respectivos círculos de falla conforme a la teoría de Mohr, representándolos en un sistema de ejes cartesianos en que las abscisas son los esfuerzos normales y las ordenadas los esfuerzos cortantes.

Empíricamente, la resistencia al cortante puro corresponde al 20 % de la resistencia del concreto a compresión, pero puede variar la resistencia al esfuerzo cortante en el concreto desde 35 al 80 % de la resistencia a la compresión².

Para conocer la resistencia al cortante, de una sección de concreto, se basa en el esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección efectiva ($b_w * d$). La resistencia al cortante proporcionada por el concreto (V_c) se supone que es la misma para los diferentes elementos estructurales de concreto armado tales como: losas, vigas, columnas, cimientos, y otras.

En el código ACI 318-11 en la sección 11.2.2.1 el cortante aportado por el concreto se propone como:

$$V_c = 0,53 \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde

$\phi =$ factor de reducción de resistencia

² FERGUSON, Phil M. *Fundamentos del concreto reforzado*. p. 85.

$f'c$ = resistencia a la compresión en kg/cm^2

b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular en cm

d = peralte del elemento en análisis en cm

1.1.4. Tenacidad

De manera general, la tenacidad es la energía de deformación total que puede absorber o acumular un material antes de alcanzar la rotura. Esto por la acumulación de dislocaciones. Se determina como el área bajo el diagrama esfuerzo-deformación (desde la zona elástica, hasta el colapso del material).

Con enfoque al concreto reforzado y por simplicidad puede decirse que el acero en el concreto incrementa en forma importante la tenacidad del elemento estructural es decir, el concreto reforzado es capaz de soportar cargas bajo flexión o deformaciones mayores que el concreto simple.

1.2. Acero de refuerzo en el concreto

El acero de refuerzo se utiliza en elementos estructurales con el objeto de resistir esfuerzos de tensión y cortante. Esto principalmente cuando se someten a carga que provoca momento flexionante, para los cuales se diseña.

El componente principal del acero es el hierro y un porcentaje menor del 1 % de carbono. La capacidad de fluencia del acero depende de la dosificación del carbono, ya que a mayor contenido de carbono se incrementa la resistencia del acero. El refuerzo se emplea como barras o varillas que pueden ser lisas o corrugadas, alambre o mallas soldadas, entre otras.

Las barras corrugadas se usan en casi todos los casos de refuerzo. Las barras lisas no se usan con frecuencia, excepto para rodear las barras longitudinales, sobre todo en vigas y columnas, usados como estribos y espirales.

1.2.1. Varillas de refuerzo

El tipo más común de acero de refuerzo viene en formas de barras circulares llamadas varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetro aproximadamente de $\frac{3}{8}$ " hasta $1\frac{3}{8}$ " para aplicaciones normales. Para resistir el movimiento longitudinal de las varillas relativo al concreto que las rodea, se fabrican con protuberancias llamadas corrugaciones en la superficie de la varilla.

Mediante investigación experimental se ha determinado los requerimientos mínimos para las corrugaciones (espaciamiento, altura y distribución perimetral) que indican las especificaciones de la ASTM.³

³ R. PARK & T. PAULAY. *Estructuras de concreto reforzado*. p. 39.

Tabla I. **Varillas corrugadas de refuerzo estándar de la ASTM**

Núm. Varilla		Dimensiones nominales					
Sistema		Peso unitario		Diámetro		Área transversal	
Inglés	Internacional	lb/ pie	kg/m	plg	mm	plg ²	mm ²
3	10	0,376	0,560	0,375	952	0,11	71
4	13	0,668	0,994	0,500	12,70	0,20	129
5	16	1,043	1,552	0,625	15,88	0,31	200
6	19	1,502	2,235	0,750	19,05	0,44	284
7	22	2,044	3,042	0,875	22,22	0,60	387
8	25	2,670	3,973	1,000	25,40	0,79	510
9	29	3,400	4,960	1,128	28,65	1,00	645
10	32	4,303	6,403	1,270	32,26	1,27	819
11	36	5,313	7,906	1,410	35,81	1,56	1006
14	43	7,650	11,380	1,693	43,00	2,25	1452
18	57	13,600	20,238	2,257	57,33	4,00	2581

Fuente: R. PARK & T. PAULAY. *Estructuras de concreto reforzado*. p. 40.

1.2.2. Refuerzo longitudinal

Conocido también como el refuerzo principal. Es usado para resistir fuerzas de tensión producida por momento flexionante en la sección transversal de un elemento. Para este refuerzo se utiliza únicamente barras corrugadas con diámetros distintos conforme al diseño.

1.2.3. Refuerzo transversal

Para el buen desempeño sísmico de una estructura, es necesario utilizar una cantidad y una distribución apropiada de acero de refuerzo transversal en las vigas y columnas de concreto armado, así como en sus conexiones.

2. MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN SIMPLE

Son frecuentes los elementos estructurales sujetos a flexión. Algunos ejemplos son: vigas o losas que trabajan en una sola dirección. Generalmente, la flexión se presenta acompañada de fuerza cortante. No obstante, la resistencia a flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando el efecto de la fuerza cortante. Aunque en las estructuras de concreto a flexión resisten momentos flexionantes que generan flexión y cortante en conjunto.

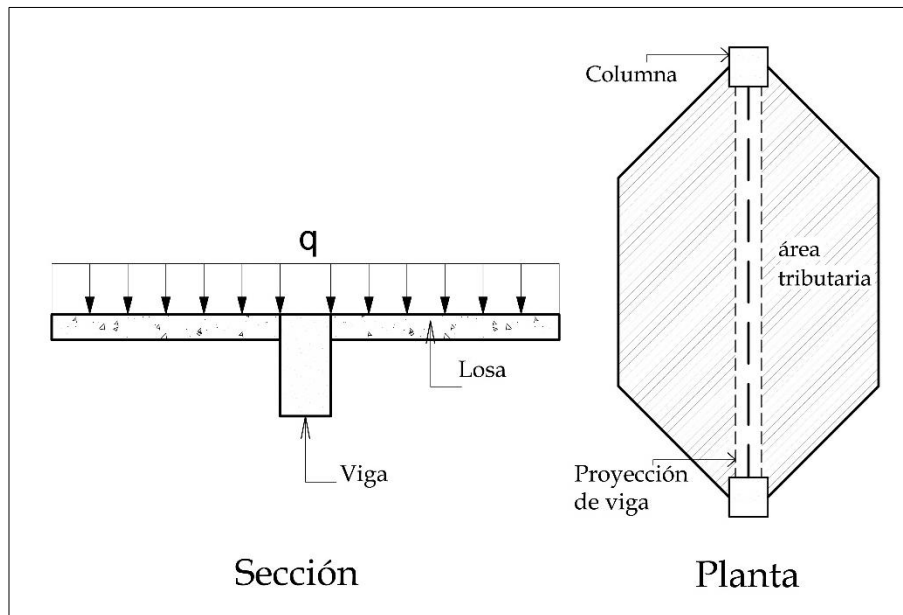
2.1. Vigas de concreto reforzado

Las vigas son elementos estructurales diseñados, principalmente, para resistir cargas externas transversales (distribuidas y puntuales) que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Son capaces de recibir las cargas y transmitir las a las columnas debido a su resistencia, rigidez y tenacidad. Existen dos tipos que se definen conforme su ubicación en una edificación, de las que pueden ser: vigas de borde o de interior.

2.1.1. Viga de interior

Se define por recibir cargas en ambos costados de su longitud. Generalmente, el área tributaria de ambos lados son similares comparativamente, no obstante se dan casos en que varían, pero no lo suficiente para generar torsión crítica a la viga por desequilibrio de cargas. El único esfuerzo crítico en este tipo de vigas es causado por momento flexionante, de ahí que se diseña para resistir flexión y corte.

Figura 3. **Viga de interior**



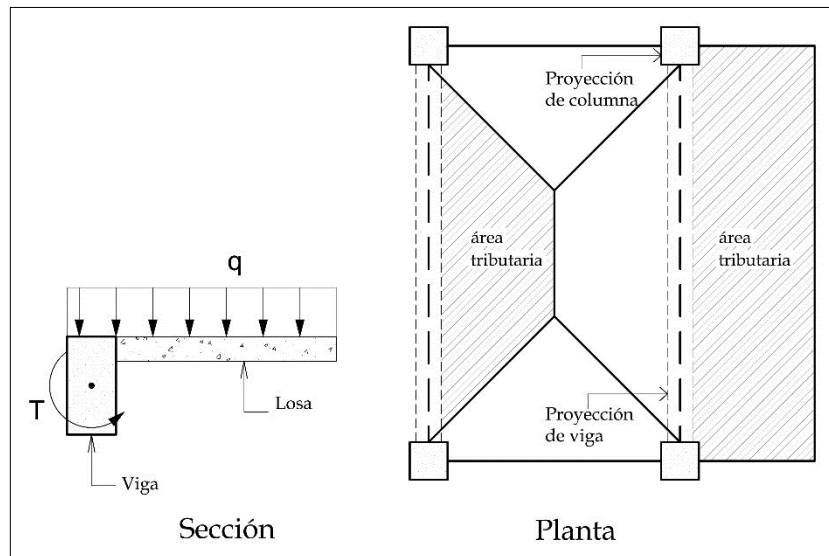
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.2. **Viga de borde**

Se caracteriza por recibir cargas con magnitud desigual en cada uno de sus costados respecto a su longitud. Generalmente en uno de los lados la carga es nula lo que provoca no solo flexión sino también torsión en la sección transversal de este tipo de elementos. Los casos más típicos son los de las vigas que deben soportar carga de losas en voladizos de gran tamaño.

Usualmente para proceder al diseño por torsión de estas vigas es necesario hacer un chequeo previo para verificar si la torsión en el elemento es crítica, que se deberá agregar cuantía de acero para resistir específicamente la torsión.

Figura 4. **Viga de borde**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2. Vigas sometidas a flexión

La flexión en una viga de concreto, reforzado a tensión, es causada por soportar carga transversal. Si la carga se incrementara gradualmente la viga pasa por tres etapas hasta que esta falla. Estas etapas son: la etapa del concreto no agrietado, la etapa con esfuerzo elástico, concreto agrietado y la etapa final de resistencia última.

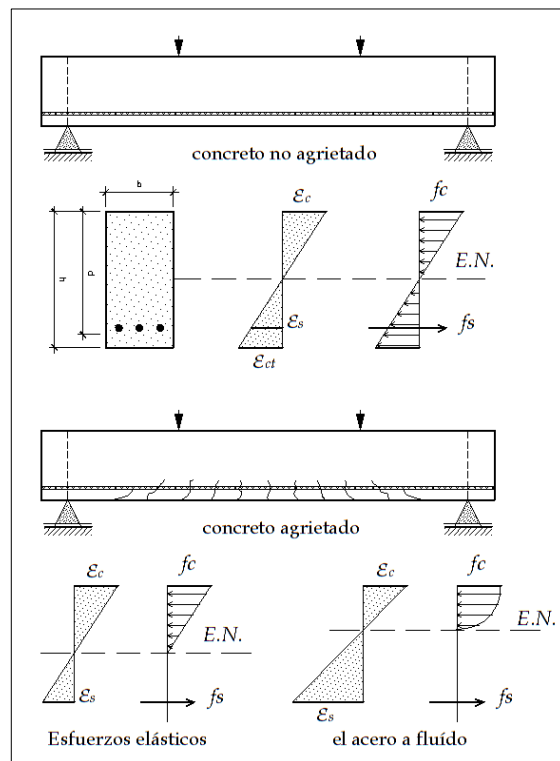
2.2.1. Etapa del concreto no agrietado

Bajo cargas pequeñas los momentos flexionantes generan esfuerzos menores al módulo de ruptura del concreto. La sección transversal total de la viga resiste la flexión, con compresión en un lado y tensión en el otro, de manera que el eje neutro se halla a media altura del peralte de la viga.

2.2.2. Concreto agrietado—etapa de esfuerzos elásticos

Cuando la carga aumenta y el momento flexionante genera tensión que excede la capacidad del concreto a resistir tensión. Este empiezan a formarse grietas en la zona de tensión y la distancia del eje neutro se modifica acercándose a la zona de compresión, instante en que el acero acoge toda la carga de tracción y en el otro lado el concreto resiste la misma carga a compresión.⁴

Figura 5. Comportamiento de vigas reforzadas ante carga creciente



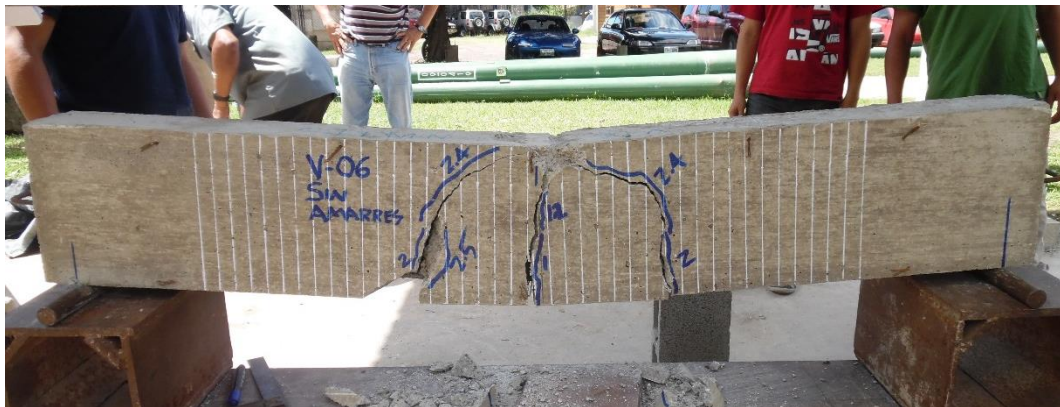
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

⁴ MCCORMAC, Jack C. *Diseño de Concreto Reforzado*. 4^a. p. 35.

2.2.3. Falla de la viga, etapa de resistencia última

Conforme la carga se incrementa súbitamente, de manera que los esfuerzos de compresión resultan mayores a $0,5 f'c$, las grietas de tensión se desplazan aún más hacia arriba. Esto es igual al realizado por el eje neutro y los esfuerzos en el concreto empiezan a dejar de ser lineales. En esta etapa se supone que las barras de refuerzo han fluido. La variación de esfuerzos se muestra en la figura 5.

Figura 6. Falla a flexión de una viga de concreto reforzado



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

2.3. Tipos de fallas por flexión

A continuación se estudian los tipos de falla posibles en vigas sujetas a flexión y la resistencia ideal de la sección. Para un elemento con un $f'c$ conocido, la cuantía de acero determina la manera de fallar, ya sea de manera dúctil comúnmente llamada falla a tensión o de manera frágil por falla a compresión.

2.3.1. Falla a tensión

Si el contenido de acero de la sección es bajo, el acero alcanza la resistencia f_y de cedencia antes que el concreto alcance su capacidad máxima. Una ligera carga adicional ocasiona una elongación plástica grande del acero a través de las grietas de flexión, lo que produce un agrietamiento ancho y un aumento grande de la deformación en la fibra extrema a compresión del concreto. Este tipo de falla se debe a un momento positivo flexionante.

A este tipo de falla se le podría denominar como falla a tensión primaria. Debido a que la falla se inicia por cedencia del acero a tensión. El acero no se fractura en la resistencia a flexión de la sección, a menos que la cuantía de acero sea sumamente pequeña. Las deformaciones de acero muy altas, capaces de provocar la fractura, están asociadas con profundidades sumamente pequeñas del eje neutro. Para una falla a tensión, $f_s = f_y$ en que f_y es la resistencia de cedencia del acero.

2.3.2. Falla a compresión

Si el contenido de acero de la sección es grande, el concreto puede alcanzar su capacidad máxima antes de que ceda el acero. En tal caso, aumenta considerablemente la profundidad del eje neutro, lo que provoca un aumento de la fuerza de compresión. Esto se compensa ligeramente por una reducción en el brazo de palanca.

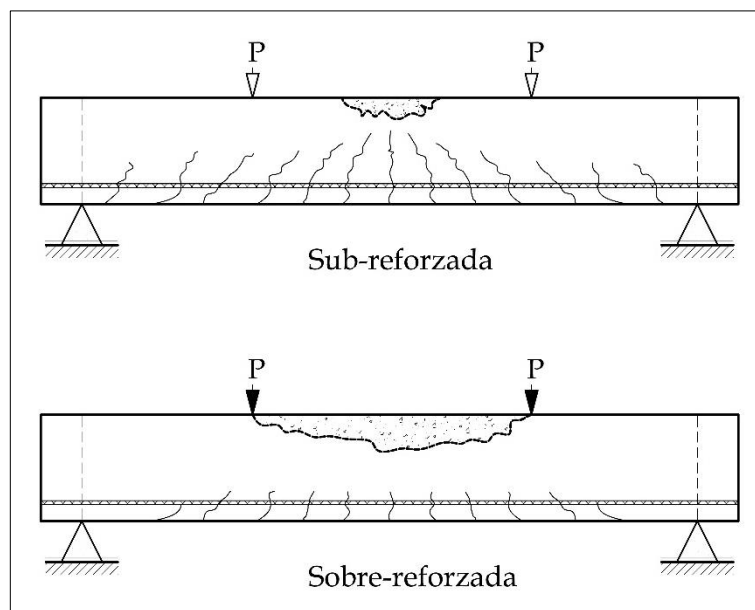
La resistencia a flexión de la sección se alcanza nuevamente cuando la deformación en la fibra a compresión extrema del concreto es cerca de 0,003. Entonces la sección falla repentinamente en forma frágil. Puede haber poca advertencia visible de la falla lo que la hace peligrosa, debido a que los anchos

de las grietas de flexión en la zona a tensión del concreto en la sección de falla son pequeños, debido al bajo esfuerzo del acero. Para una falla a compresión, $f_s < f_y$ ya que el acero permanece dentro del rango elástico.

2.3.3. Falla balanceada

Para una cuantía específica de acero, este alcanza la resistencia de cedencia f'_y y simultáneamente el concreto alcanza una deformación de la fibra extrema a compresión de 0,003. Para asegurar que todas las vigas se diseñan bajo características deseables de advertencia visible si la falla es inminente, al igual que ductilidad razonable en la falla, se recomienda que la cuantía de acero a tensión de una viga reforzada no exceda 0,75 del área para una falla balanceada.

Figura 7. **Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión**



Fuente: elaboración propia, empelando AutoCAD.

2.3.4. Otros criterios de fallas en vigas

La resistencia específica de cedencia normalmente se refiere a un mínimo garantizado. Por lo general, esta resistencia real de las varillas es algo mayor que el valor especificado. En algunos casos es indeseable tener una resistencia de cedencia mucho mayor que la considerada en el diseño.

Esto se debe a que la resistencia a flexión incrementada de un miembro, por ejemplo: produce mayores fuerzas cortantes actuando en el miembro bajo carga última, lo que puede producir una falla cortante frágil del miembro en vez de una falla flexión dúctil. En consecuencia, las especificaciones para el acero estructural en zona sísmica también deberían requerir que no se exceda determinada resistencia de cedencia para cierto grado del acero⁵.

2.4. Efectos de las variables en la carga de agrietamiento

El fenómeno del agrietamiento en elementos estructurales de concreto armado es muy complejo. Esto debido a que la interacción de las distintas variables, no puede expresarse cuantitativamente el efecto individual de cada variable, sin tener en cuenta a las demás. Todas trabajan en conjunto para formar un elemento y considerarlo como estructural.

2.4.1. Capacidad mecánica del concreto a tensión

Debido a que las grietas inclinadas (tensión diagonal) de un elemento a flexión aparecen cuando se excede la resistencia del concreto a esfuerzos de

⁵ R. PARK & T. PAULAY. *Estructuras de concreto reforzado*. p. 3.

tensión, el efecto de esta variable es proporcional, a mayor capacidad de tensión, mayor será la carga de agrietamiento.

- Cuantía de acero longitudinal: conforme a los tipos de fallas expuestos con anterioridad, es evidente la modificación del comportamiento de miembros con características geométricas y mecánicas iguales en los que sólo varía la cuantía; el agrietamiento por momento flexionante bajo una misma carga, es mayor cuando la cuantía de acero disminuye.

Puesto que las grietas por flexión reducen la zona efectiva para soportar esfuerzos cortantes. Estos aumentan al producirse mayores grietas, incrementándose a su vez los esfuerzos de tensión inclinados. Entonces, al incrementarse el agrietamiento por flexión disminuye el valor de la carga de agrietamiento inclinado.

2.4.2. Relación luz-peralte o esbeltez

Según el Código ACI 318S-11 en la sección 21.5 se establece el criterio de comportamiento determinado por la relación peralte–luz, efectiva entre apoyos para vigas en pórticos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos.

Evidencia experimental indica que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de elementos continuos con relaciones luz-peralte menores que cuatro es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con elementos relativamente esbeltos no

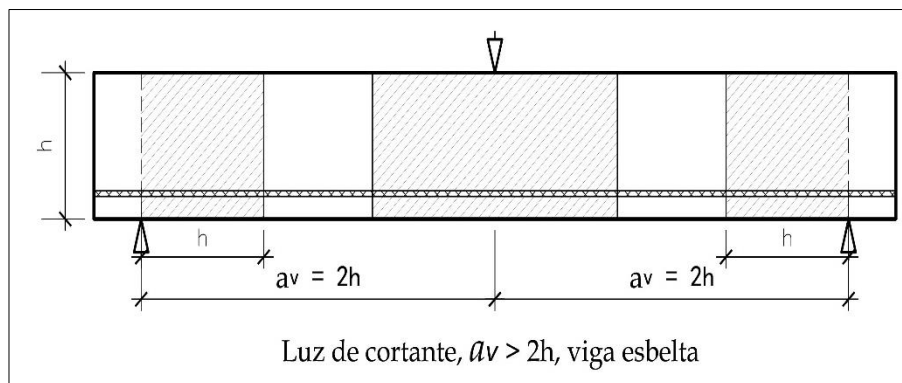
son directamente aplicables a elementos con relación luz-peralte menores que cuatro. Especialmente con respecto a la resistencia al cortante⁶.

- La luz libre del elemento (l_n) no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

Los elementos, que su relación luz-peralte, sea mayores a cuatro tienen un mejor comportamiento cuando resisten momento flexionante por carga lateral.

Los elementos tipo viga que no cumplan con el parámetro anterior se considera como vigas de gran peralte. Esto hace que su comportamiento a flexión sea como un sistema de puntal-tensor como lo establece el ACI 318S-11 en su apéndice A (modelo puntal-tensor).

Figura 8. Descripción de vigas esbeltas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

⁶ ACI 318S-11 en la sección 8.5. p.348

2.4.3. Relación de ancho-peralte

Se ha demostrado por ensayos que a mayor relación de ancho-peralte, mayor es la carga de agrietamiento por unidad de área de la sección transversal del miembro.

2.4.4. Corte de barras longitudinales

En los elementos estructurales al presentarse los esfuerzos principales de tensión de manera excesiva, se desarrollan grietas en el elemento; provocando fisuras por flexión. Esto incrementa los esfuerzos cortantes en la zona de origen en una forma prematura, el desarrollo de grietas inclinadas como continuación de las grietas por flexión y corte.

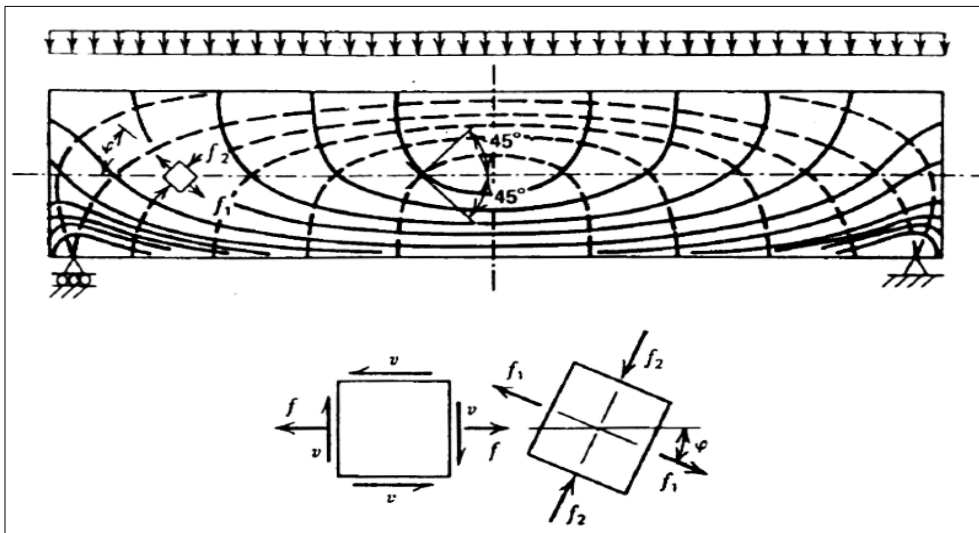
2.5. Resistencia y deformación de miembros sometidos a cortante

La transmisión de cortante en las vigas de concreto reforzado se apoya fuertemente en la resistencia a tensión y compresión del concreto. En consecuencia, no es de sorprenderse que una falla a cortante por lo general sea no dúctil. Por ello, se debe intentar suprimir dicha falla. En especial, en las estructuras resistentes a sismos se pone gran atención a la ductilidad. Razón por la que en el diseño se debe asegurar que jamás ocurra una falla a cortante de forma prematura. Esto implica que cuando es esencial la ductilidad, la resistencia a cortante de la viga debe ser algo mayor que la resistencia máxima a flexión que este podría desarrollar.

2.5.1. Concepto principal de cortante

La fuerza transversal o cortante en cualquier sección de un miembro estructural puede deducirse por consideraciones de equilibrio. La intensidad de esta fuerza se muestra mediante un diagrama de fuerzas cortantes. La trayectoria de los esfuerzos intersectan al eje neutro a 45° . Cuando los esfuerzos principales de tensión son excesivos, se desarrollan grietas aproximadamente perpendiculares a estas trayectorias de esfuerzo principal de tensión.

Figura 9. Trayectoria de los esfuerzos principales en una viga



Fuente: R. PARK & T. PAULAY. *Estructuras de concreto reforzado*. p. 282.

Los fundadores de la teoría del concreto reforzado extendieron estos conceptos tradicionales a la sección idealizada de una viga de concreto reforzado agrietado. El concepto principal de aplicación es que la fuerza horizontal que se ha de transferir a través de la zona agrietada de la sección

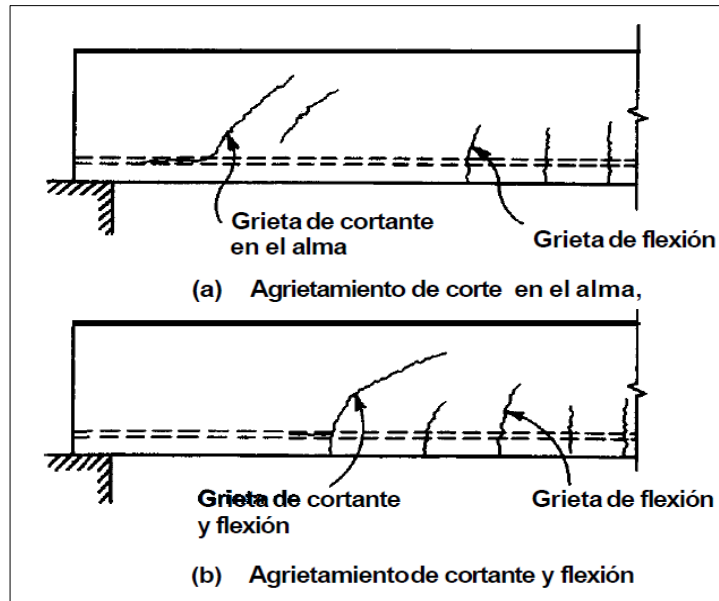
permanece constante; en consecuencia, el flujo de cortante en la zona a tensión es constante.

2.5.2. Agrietamiento diagonal por flexión

La flexión y cortante se combinan en un miembro de concreto reforzado para crear un estado biaxial de esfuerzos. Como se ilustra en la figura 10 cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a tensión del concreto, se forman grietas. En una región de grandes momentos flexionantes, estos esfuerzos son máximos en la fibra extrema a tensión del miembro y producen grietas de flexión perpendiculares al eje del miembro.

En la región de elevada fuerza cortante se pueden generar esfuerzos principales de tensión significativos. Es también conocida como tensión diagonal, aproximadamente a 45° respecto al eje del miembro, lo que puede producir grietas inclinadas.

Figura 10. **Agrietamiento de tensión diagonal en vigas de concreto reforzado**



Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 111

2.5.3. Equilibrio en el claro de cortante de una viga

La figura 11 muestra parte de un elemento estructural simplemente soportado sobre el que la fuerza cortante es constante. Es posible identificar las fuerzas internas y externas que mantienen el equilibrio de este cuerpo libre, limitado en un lado por una grieta diagonal. Se puede ver que la fuerza V transversal externa total está resistida por la combinación de:

- Una fuerza cortante a través de la zona de compresión V_c .
- Una fuerza de dovela transmitida a través de la grieta mediante el esfuerzo V_d de flexión.

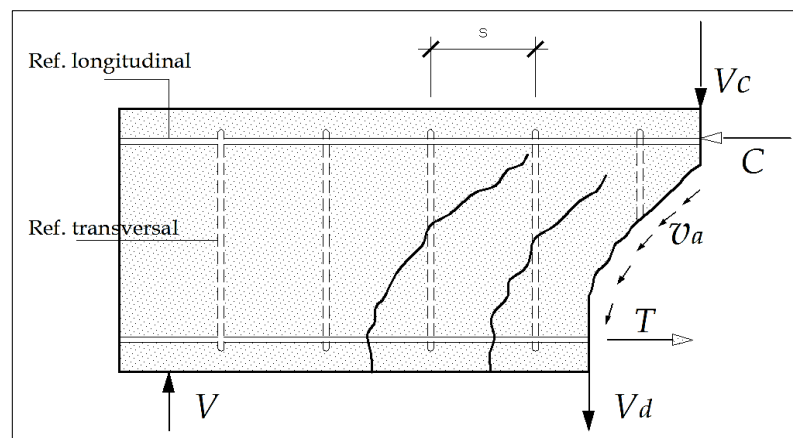
- Las componentes verticales de los esfuerzos cortantes inclinados v_a transmitidos a través de la grieta inclinada por medio de la trabazón de las partículas del agregado.

Para comprender fácilmente el equilibrio es posible expresar los esfuerzos transmitidos en la siguiente ecuación:

$$V = V_c + V_a + V_d + V_s$$

Este representa la contribución de la zona de compresión, la trabazón del agregado, la acción de dovela y la del refuerzo transversal a resistir cortante.

Figura 11. **Mecanismo de falla para una viga con refuerzo en el alma**

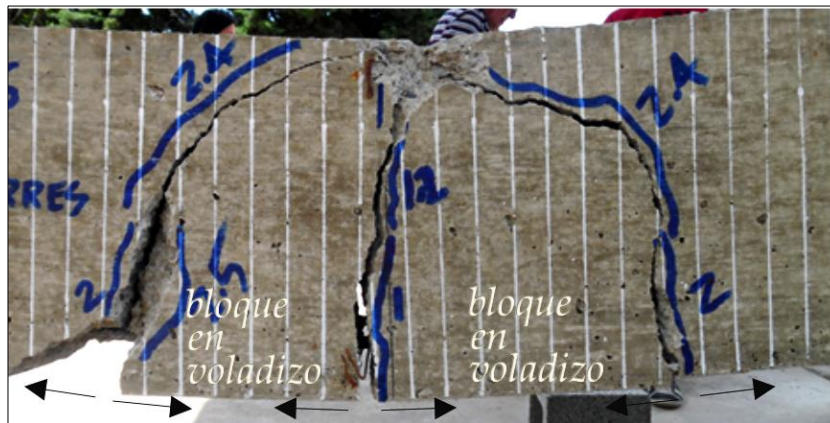


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Las grietas inducidas por la carga en una viga simplemente soportada, dividen la zona de tensión en una serie de bloques (ver figura 12). Se puede considerar que cada una de estos bloques actúa como voladizo con su base en la zona de compresión del concreto y que su extremo libre está justo más allá

del refuerzo de tensión. Debido a la analogía es posible que los bloques son voladizos de concreto.

Figura 12. **Acciones en voladizo de sección agrietada**

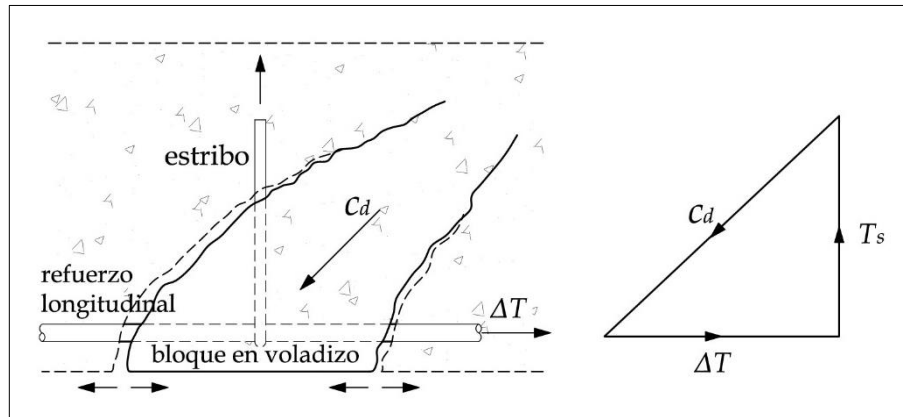


Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

2.5.4. **Aporte del refuerzo en el alma**

Los voladizos de concreto, que son los elementos principales del mecanismo de viga, actúan como voladizos con estribos. Además de la fuerza de adherencia ΔT , resistida por la combinación de trabazón de agregado, acción de dovela y la acción de flexión de los voladizos, se puede tomar otra fuerza de adherencia ΔT por lo que tradicionalmente se conoce como acción de armadura. En esta armadura los voladizos actúan como miembros a compresión diagonal como se muestra en la figura 13.

Figura 13. Voladizos de concreto actuando como puntales



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La presencia de estribos es también benéfica a la acción de viga en otros aspectos. Los estribos contribuyen a la resistencia de los mecanismos de cortante de la siguiente manera:

- Mejora la contribución de la acción de dovela: un estribo puede soportar efectivamente una varilla longitudinal que está cruzada por una grieta cortante de flexión próxima a un estribo.
- Suprime los esfuerzos de tensión por flexión de los bloques de voladizo mediante la fuerza C_d , a compresión diagonal, producto de la acción de armadura.
- Limita la abertura de las grietas diagonales dentro del rango elástico, realizando y preservando con ello la transferencia de cortante, mediante la trabazón del agregado grueso.

- Proporciona confinamiento cuando los estribos están espaciados suficientemente cerca, aumentando con ello la resistencia a compresión de las localidades especialmente afectadas por la acción del arco.
- Impide la ruptura de la adherencia cuando se desarrollan grietas de desgajamiento en las zonas de anclaje debido a las fuerzas de dovela y anclaje.

Se puede describir que el refuerzo en el alma detallado adecuadamente preserva la integridad, y por tanto la resistencia del mecanismo de viga V_c , permitiendo con ello que el mecanismo de armadura resista las fuerzas V_s cortantes adicionales.

2.6. Deformación máxima y ductilidad de miembros sometidos a flexión

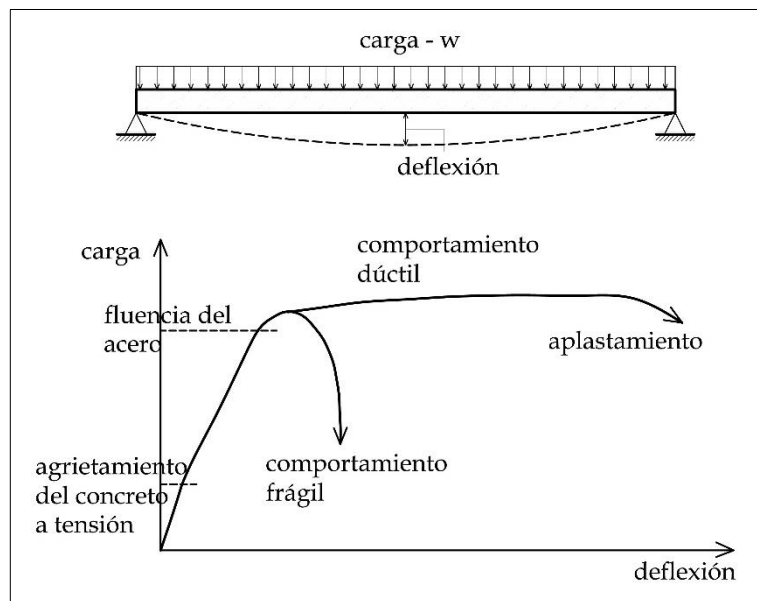
El comportamiento de la curva carga-deflexión de miembros de concreto reforzado, hasta y más allá de la carga última puede darse como frágil o dúctil. La importancia de las características de la curva carga-deformación de los miembros es necesaria por las siguientes razones:

- No debe ocurrir la falla frágil de los miembros. En el caso extremo de que una estructura se cargue hasta la falla, debe desarrollar grandes deflexiones bajo cargas cercanas a la máxima. Esto puede salvar vidas al advertir la falla e impedir el desplome o colapso total.
- Las distribuciones posibles de momento flexionante, fuerza cortante y carga axial, que podrían utilizarse en el diseño de estructuras

estáticamente indeterminadas, dependen de la ductilidad de los miembros en las secciones críticas.

- Se puede lograr una distribución de momentos flexionantes que difieran de la obtenida en un análisis estructural elástico lineal, si puede ocurrir una redistribución de momentos.
- En las regiones expuestas a sismos, una consideración muy importante en el diseño es la ductilidad de la estructura cuando se le sujeta a cargas de tipo sísmico. Ello se debe a que la filosofía actual del diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica para la supervivencia en los sismos intensos.

Figura 14. **Agrietamiento de tensión diagonal en vigas de concreto reforzado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.6.1. Control de deflexiones

El uso de concreto reforzado, y la introducción del diseño por resistencias máximas, ha permitido diseñar elementos estructurales más esbeltos. Además las estructuras modernas se diseñan con mayores claros, que a menudo no tienen muros y particiones sustanciales, de manera que los elementos no estructurales pueden estar propensos al daño. Esto debido a las deformaciones que los miembros estructurales desarrollen, considerando su dimensión y esbeltez.

La importancia del control de deflexiones de los miembros a flexión, bajo la carga de servicio, se describe en un informe del comité 435 del ACI sobre las deflexiones permisibles y lo clasifica de cuatro maneras.

2.6.1.1. Aceptabilidad por los sentidos

En este punto se considera los efectos visuales, tales como las vigas de grandes claros o voladizos inclinados. Estos efectos táctiles tales como las vibraciones debidas a los efectos dinámicos de la carga viva o viento y efectos de audición, tales como el ruido de las vibraciones.

2.6.1.2. Servicio de la estructura

Los límites de servicio se relacionan con el uso destinado de la estructura.

2.6.1.3. Efectos de elementos no estructurales

Se deben limitar las deflexiones para impedir el agrietamiento, aplastamiento, formación de bolsas u otros daños a elementos no estructurales,

tales como muros, particiones y cielos rasos. Además las deflexiones no deben impedir que los elementos móviles, tales como puertas y ventanas, dejen de operar adecuadamente.

2.6.1.4. Efectos sobre los elementos estructurales

La consideración más importante es la de limitar las deflexiones de los elementos estructurales para impedir que el comportamiento estructural sea distinto al supuesto en el diseño. En esta categoría se considera las deflexiones que provocan inestabilidad, tales como en los arcos, cascarones, columnas y vigas largas; las deflexiones que provocan un cambio en el estado de esfuerzos. Estos tales como una modificación en el área de apoyo debido a la rotación del extremo de una viga y las deflexiones que provocan efectos dinámicos que aumentan los esfuerzos.

2.6.2. Método de control de las deflexiones

Es posible controlar las deflexiones asegurando que los miembros tengan suficiente rigidez para limitar las deformaciones bajo las cargas de servicio. Normalmente se consideran las deflexiones estructurales como desplazamientos verticales u horizontales de los elementos.

2.6.3. Uso de límites de claro a espesor

Para las vigas y losas armadas en un sentido que no soportan o no están fijadas a particiones, u otras partes de la construcción que puedan ser dañadas por deflexiones grandes. Se puede considerar que sí satisfacen los requerimientos de deflexión, si el espesor global mínimo no es menor que los que se especifican en la tabla II.

Tabla II. **Mínimo espesor de vigas y losas en un sentido, a menos que se calculen las deflexiones**

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

NOTAS:
 Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:
 (a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.
 (b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

FUENTE: ACI 318S-11 en la sección 9.5.3.1. p.132

Para vigas y losas que soportan o están unidas a particiones u otra construcción que pueda dañarse por deflexiones grandes, o que no satisfacen los requerimientos mínimos de espesor de la tabla II, se deben calcular las deflexiones y están limitadas a los valores listados en la tabla III.

Tabla III. Deflexiones máximas calculadas permisibles

Tipo de deflexión	Deflexión a considerar	Deflexión límite
Techos planos que no soportan conectados a elementos o no estructurales sujetos a daños probables por deflexiones grandes	Deflexión inmediata debido a la carga viva, L	$l/180^b$
Pisos que no soportan o conectados a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a carga viva, L	$l/360$
Construcción de techo o piso que soporte o esté conectado a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de conectar elementos no estructurales, la suma de la deflexión a largo plazo debido a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional	$l/480^c$
Construcción de techo o piso que apoye o esté conectada a elementos no estructurales que no tengan probabilidad de dañarse por deflexiones grandes		$l/240^d$

^a De la referencia 10.1.

^b No se pretende que este limite sea una protección contra encharcamiento. Este debe verificarse mediante cálculos adecuados de la deflexión.

^c Se puede exceder este limite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño a elementos soportados o conectados.

^d Pero no mayor que la tolerancia dada para los elementos no estructurales. Se puede exceder este limite si se da contraflecha de manera que la deflexión total menos la contraflecha no exceda la limitación.

Fuente: R. PARK & T. PAULAY. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 10.3.2. p. 481.

3. ENSAYO A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

3.1. Descripción del ensayo

El método de ensayo se basa en la Norma Coguanor NTG 41017 h8, equivalente a la Norma ASTM C293/C293 M-10. Este método tiene como objetivo la determinación del módulo de ruptura del concreto provocado por esfuerzo de flexión, utilizando una viga simplemente soportada con carga al centro de la luz efectiva del elemento.

Sin embargo, para los fines de esta investigación, se tomó como fundamento para el ensayo de vigas de concreto reforzado sometidas a flexión, para comparar y determinar el comportamiento en flexión de estos elementos cuando sus estribos están sujetos por amarres y cuando carecen de ellos. De manera que pueda establecerse si el amarre modifica de manera significativa su modo de resistir flexión, como un elemento estructural.

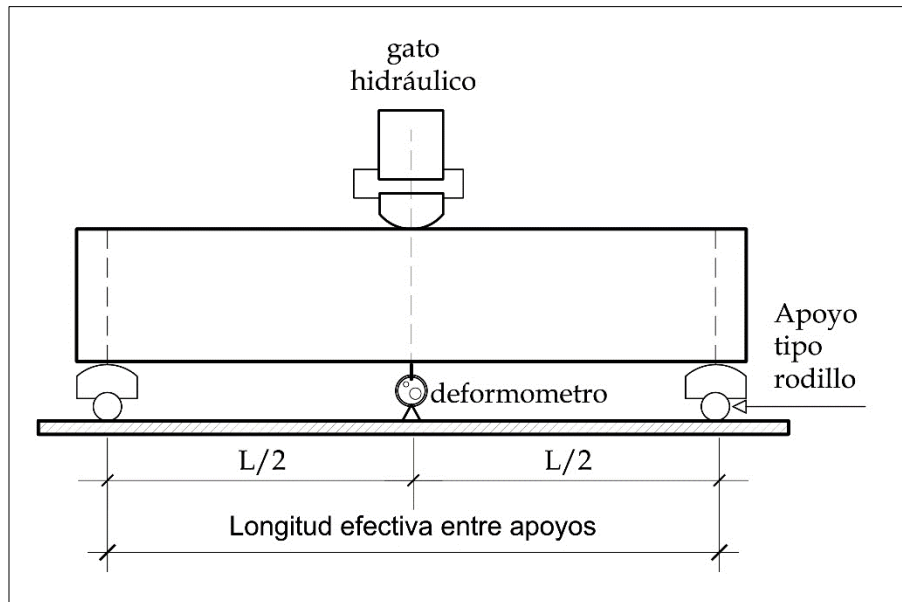
3.2. Muestras de ensayo

Las muestras se tratan de vigas de concreto reforzado que estuvieron bajo observación para determinar su capacidad de resistir flexión. Todas con el mismo armado, tanto refuerzo longitudinal como transversal, con la única variación de los amarres.

3.3. Equipo

El equipo principal utilizado es la máquina para ensayo (marco). Este tipo de máquina debe proveer una carga continua. La siguiente figura ejemplifica la manera de armar el equipo para ensayo de vigas de muestra.

Figura 15. Diagrama de un aparato apropiado para ensayo a flexión



Fuente: elaboración propia, emplenado AutoCAD.

3.4. Método de carga

Este debe ser utilizado para analizar la flexión. Usando bloques de aplicación de carga constante y que aseguren que las fuerzas aplicadas a la viga sean perpendiculares y sin excentricidad a la cara de la muestra, de tal manera que en la viga se experimente únicamente esfuerzos por flexión.

3.5. Procedimiento

Una vez que se tenga la viga curada y desencofrada con 28 días de edad, se limpia de cualquier imperfección superficial y estará lista para ser ensayada.

- Tomar las medidas geométricas de la viga.
- Delimitar la longitud efectiva y señalar el centro de la luz.
- Instalar el equipo en la máquina como se muestra en la figura 15.
- Instalar el deformómetro para obtener datos de flecha por flexión.
- Aplicar carga continua como lo especifica la norma.
- Tomar datos de carga y flexión.
- Observar el comportamiento de la viga.
- Realizar los cálculos, gráficas y los análisis de comportamiento.

3.6. Cálculos

Se debe calcular de la siguiente forma:

- Momento máximo al centro de la viga.
- Deflexiones por unidad de carga aplicada.

4. ALAMBRE DE AMARRE EN GUATEMALA

4.1. Alambre de amarre

Este es de acero que se obtiene a través del trefilado del alambroón de bajo contenido de carbono. Es recocido en un horno eléctrico con el objetivo de darle la maleabilidad y trabajabilidad requerida. En obra se le conoce como alambre de amarre, sin embargo las normas vigentes que lo rigen lo denominan como: alambre de acero trefilado de bajo contenido de carbono para usos generales.

4.2. Trefilado

Se entiende por trefilar a la operación de conformación en frío consistente en la reducción de sección de un alambroón o varilla haciéndolo pasar a través de un orificio cónico practicado en una herramienta llamada hilera o dado. La disminución de sección en cada paso aumenta la resistencia a tracción, pero se pierden características y capacidades de flexión. Las ventajas que aporta el trefilado, propias del conformado en frío, son las siguientes: buena calidad superficial, precisión dimensional, aumento de resistencia, dureza y producción natural de secciones muy finas.

4.3. Recocido

Es un tratamiento térmico cuya finalidad es el ablandamiento, la recuperación de la estructura o la eliminación de tensiones internas generalmente en metales.

Los objetivos del recocido son tanto la eliminación de las tensiones producidas por tratamientos anteriores como aumentar la plasticidad, la ductilidad y la tenacidad del material. Con el recocido de los aceros también se pretende ablandar las piezas para facilitar su mecanizado o para conseguir ciertas especificaciones mecánicas.

4.4. Uso y función del alambre de amarre

Es utilizado como medio de sujeción de los distintos elementos de acero que conforman las estructuras de refuerzo de concreto. El uso del alambre de amarre se concentra en la industria de la construcción, pero por sus propiedades de resistencia y trabajabilidad se puede utilizar para diversos propósitos en la industria general. También es utilizado para sujeciones de casi cualquier objeto ya sea de manera provisional o permanente como se usa en el refuerzo embebido del concreto.

Figura 16. Uso de alambre de amarre en la construcción



Fuente: CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras.*, p.61

4.5. Tipos de alambres de amarre

Según la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2 480:2009 establece dos tipos de alambres que se distinguen como: trefilados y recocidos, de menor a mayor resistencia a la tracción respectivamente. El recocido posee mayor capacidad de tracción debido a que el acero es tratado térmicamente y conformado nuevamente luego del trefilado.

En Guatemala, desde la perspectiva del lenguaje coloquial en obra civil, el constructor clasifica el alambre de amarre en dos tipos, tales como: alambre duro y suave, basado en la trabajabilidad del alambre para realizar amarres.

Figura 17. **Rollos de alambre de amarre**



Fuente: ASSA. *Catálogo de productos*. <http://www.assa.com.gt>. Consulta: noviembre 2015.

4.5.1. Alambre de amarre suave

Conocido técnicamente como alambre recocido. En Guatemala, es usado ampliamente y de manera habitual debido a que sus propiedades mecánicas le permiten al armador la agilidad para hacer ataduras sin complicaciones, gracias a la trabajabilidad, ductilidad y maleabilidad que el alambre obtiene por el recocido.

4.5.2. Alambre de amarre duro

Conocido técnicamente como alambre trefilado (sin posterior recocido), la falta de recocido reduce la capacidad de trabajabilidad, por lo que su uso es casi nulo en las construcciones de obra civil.

4.6. Calibre del alambre de amarre

Para alambre recocido están normalizados varios calibres posibles de fabricar. Sin embargo, en Guatemala comúnmente se comercializa y por ende se utiliza el calibre 16 BWG de alambre recocido.

Tabla IV. **Calibre de alambre de amarre**

Calibre BWG	Diámetro (mm)	peso (kg/rollo)
16	1,65	45,36

Fuente: Elaboración propia.

4.7. Comercialización del alambre de amarre

Se comercializa en rollos de 45,36 kg (100 lb) o en cantidades menores de pequeños rollos de una libra.

4.8. Resistencia a la tracción

La resistencia mínima a la tracción del alambre trefilado de bajo contenido de carbono y máxima para el alambre recocido se indica en la tabla V.

Tabla V. **Resistencia a la tracción**

TIPO	Resistencia (gkf/mm²)	Resistencia (psi)
Trefilado (mínimo)	31,4	45 530
Recocido (máximo)	51,5	74 675

Fuente: NTE INEN 2 480:2009, p.2

4.9. Tipos de amarres

Son varios los tipos de amarres que se conocen, usualmente en obra se utilizan distintos tipos dependiendo de la necesidad a solventar. Comúnmente se utilizan los amarres simples para ataduras provisionales y los complejos para ataduras permanentes como: sujeción de estribos u otro tipo de armazón.

4.9.1. Amarre tipo anillo simple

Se utiliza para sujetar acero o cualquier objeto de forma provisional.

Figura 18. **Amarre tipo anillo simple**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

4.9.2. Amarre tipo anillo doble

En algunos casos los espacios son reducidos donde se requiere de un amarre. Entonces se usa este tipo de amarres, ya que no requiere de mucha manipulación y una vez se tenga el alambre rodeando la intersección bastará entorchar con la ayuda de una tenaza.

Figura 19. Amarre tipo anillo doble



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

4.9.3. Amarre tipo cruceta

El amarre más común en la construcción es este, por su facilidad y aunque utilice poco alambre por amarre, su capacidad de sujeción es aceptable. En armados que tienen gran cantidad de intersecciones de acero es habitual emplearlo como lo es en losas, zapatas, cimientos corridos, y otros.

Este tipo de amarre es conocido también como: mariposa y en algunos lugares como tipo ocho, debido a su forma.

Figura 20. **Amarre tipo cruceta**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

4.9.4. **Amarre tipo cruceta más anillo**

En algunas situaciones los amarres tipo cruceta no son lo suficientemente capaces de evitar los corrimientos de los estribos o refuerzos principales entre sí. Regularmente ocurre cuando las estructuras de refuerzo son armados previo a ser trasladados, como ocurre en el emplantillado al instalar las columnas.

Figura 21. **Amarre tipo cruceta más anillo**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

4.9.5. Amarre tipo cola de mico

Cuando las armaduras son de gran tamaño como las vigas o las columnas que se arman previo a instalarlas en el lugar requerido de la obra. Se demanda una armadura con la rigidez suficiente para evitar la flexión que le genera su propio peso.

Para esos casos se usa este tipo de amarre, ya que proporciona una mejor sujeción en las intersecciones, que no solo evita los corrimientos de estribos respecto al refuerzo principal, sino que también restringe considerablemente la flexión y permite una mejor linealidad de la armadura respecto al encofrado, salvando un recubrimiento uniforme previo al vaciado del concreto.

Figura 22. **Amarre tipo cola de mico**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

4.9.6. Amarre tipo cola de mico más anillo

Aunque el amarre tipo cola de mico proporciona una adecuada sujeción entre barras de acero. Algunos constructores le añaden un anillo más que de cierto modo reduce la probabilidad de corrimientos entre barras, siempre que se

haga de forma adecuada. Sin embargo este tipo de amarre consume más alambre, aumentando los costos de material así mismo el tiempo de ejecución.

Figura 23. Amarre tipo cola de mico más anillo



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

4.10. Herramienta para hacer amarres

En Guatemala, el amarrado del acero de refuerzo se hace con alambre de amarre calibre 16 BWG que se toma directamente del rollo. Para crear amarres se utiliza una herramienta llamada tenaza que hace posible cortar, apretar y entorchar el alambre para sujetar con firmeza la intersección del refuerzo.

Figura 24. **Tenaza para hacer amarres**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

5. ENSAYOS DE TENSIÓN DE ALAMBRE DE AMARRE

5.1. Generalidades

Para los propósitos de esta investigación era necesario conocer las características estructurales de los materiales a utilizar, especialmente el del alambre de amarre siendo este el objeto de la investigación. Para ello se ensayaron tres probetas por tensión para conocer su resistencia a la fluencia y de ruptura, dado que se comercializa sin ninguna especificación de su resistencia. Esto principalmente la resistencia a la fluencia, ya que se ha observado que durante la flexión de vigas llevadas a la falla total, los amarres no se desenlazan, por lo que su aporte sería en un rango elástico previo a la fluencia.

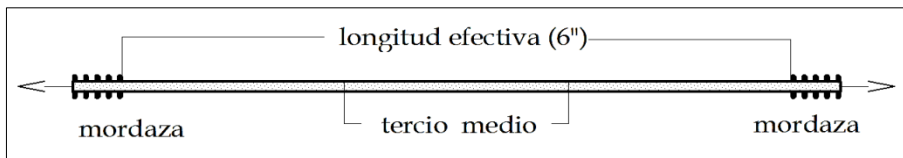
5.2. Ensayo a tensión

Debido a la gran variedad de tipos de alambres y la gran diversidad de su uso final en función de su diámetro, se ha desarrollado varios procedimientos formales. Esto para ensayos mecánicos tanto para el control por los fabricantes así como para certificar la capacidad al comprador para su utilización. Para este procedimiento se toma referencia de la Norma Técnica Colombiana NTC 3353 anexo A.4, equivalente a la ASTM A370, que se refiere los ensayos de productos de alambre redondo.

5.2.1. Probetas

Se deben emplear probetas que tengan el área de sección transversal completa del alambre que representan. La longitud normalizada es de 6 pulgadas (254 mm), La longitud total mínima debe ser: la efectiva más dos veces la que se requiere en la mordaza.

Figura 25. Diagrama de ensayo a tensión de alambre



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

5.2.2. Determinación de las probetas

Para calcular el esfuerzo por tensión es necesario determinar el área de la sección transversal del alambre, este parámetro se obtiene mediante un micrómetro. Además puede verificarse las tolerancias de ovalamiento y de diámetro conforme a la norma.

Figura 26. **Micrómetro**



Fuente: Scoop. *Calibre y micrómetro*. www.scoop.it. Consulta: noviembre de 2015.

6. MARCO METODOLÓGICO

6.1. Enfoque de la investigación

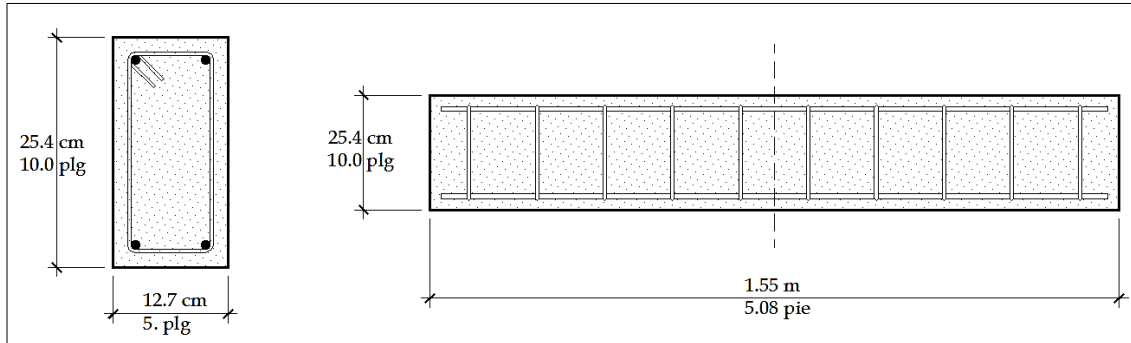
El enfoque se fijó en examinar el comportamiento de los elementos tipo viga sometidos a momento flexionante, cuando sus estribos se atan con alambre de amarre y cuando no, para determinar un posible aporte del amarre. Con esto se evaluó si existe variación alguna en la capacidad para soportar carga, mejora en ductilidad y su modo de falla.

6.2. Metodología y propuesta de vigas para la investigación

Considerando la perspectiva de la investigación se crearon dos grupos de muestras tipo viga para ensayarlos a flexión por momento flexionante. El primer grupo se conformó de tres vigas con amarres en sus estribos y el segundo sin amarres. De tal manera que a través de los resultados de cada ensayo se determinó el aporte significativo en cuanto a su resistencia, ductilidad y modo de falla en cada etapa.

Para lo cual fue fundamental formar vigas con una geometría que permita su traslado y colocación en la máquina de ensayo sin afectar su integridad estructural. En cuanto al dimensionamiento se tomó como base las especificaciones del ACI 318S-11 capítulo 21.5, que se refiere a la geometría para que los elementos trabajen adecuadamente a flexión como un elemento estructural. La geometría propuesta se muestra en la figura 27 donde se considera la sección transversal y su longitud.

Figura 27. Geometría de vigas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

6.3. Estrategias para investigación

Se consideraron las siguientes estrategias:

- Dado que en esta investigación se proyectó estudiar y definir únicamente el aporte del amarre de los estribos de elementos sometidos a momento flexionante, entonces, la única variable fue el amarre. Esto significa que se conservaron las mismas propiedades mecánicas de los materiales componentes en todas las vigas, es decir, que la capacidad del concreto f'_c , la cuantía y distribución del acero longitudinal como transversal fue la misma para todas las vigas. De tal modo, se evaluó meramente el aporte del amarre de estribos.
- Cuando se refiere al uso de dos grupos de vigas, significa a que en el primer grupo se sujetó con amarres en sus estribos y el segundo careció de ellos. Cada grupo se formó de tres unidades para tener un número adecuado de muestras para el análisis de resultados.

- Las variables que pueden modificar fácilmente el comportamiento de las vigas. Unas respecto a otras son: cuantía de acero, colocación de acero longitudinal y transversal, resistencia del concreto $f'c$ y su curado. Posiblemente la variable más dificultosa de supervisar es la capacidad mecánica del concreto a compresión $f'c$, ya que se requiere de una dosificación uniforme para cada porción de concreto preparado.

Considerando que no podía prepararse el volumen total a utilizar de concreto, ya que el tiempo de vaciado de concreto varía un tiempo significativo de la última viga que se funda respecto a la primera. Con el propósito de reducir las incertezas por la variación del $f'c$ del concreto, se supuso la utilización de concreto premezclado en sacos, para disponer de una dosificación uniforme, y así la inspección y control fue únicamente el volumen de agua agregado por cada saco de concreto.

6.4. Materiales componentes de las vigas

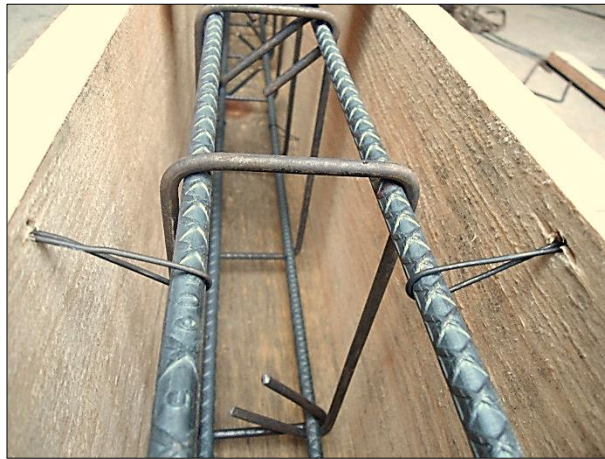
A continuación se enumeran los principales componentes.

6.4.1. Encofrado

Aunque el encofrado no forma parte de las vigas estructuralmente, su uso es fundamental para la creación de las vigas. El encofrado puede considerarse como un molde que se construye de acuerdo al tipo y geometría del diseño requerido para vaciar el concreto en estado fresco. El encofrado debe ser debidamente armado, apuntalado o sujetado para que no sufra desplazamiento durante el vaciado del concreto. Esto garantiza que la geometría sea uniforme en todo el elemento o mantenerse en la forma deseada además de proveer un recubrimiento igual al acero en su totalidad.

Para la construcción del encofrado se puede utilizar madera, planchas o perfiles metálicos. Sin embargo en Guatemala se utiliza habitualmente la madera y se arma sujetándose principalmente por clavos y alambre de amarre.

Figura 28. **Encofrado de madera**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

6.4.2. Acero de refuerzo

Para el refuerzo tanto longitudinal como transversal se usaron barras de acero con una resistencia a la fluencia (f_y) de 280 MPa. (Grado 40; 40 000 psi).

6.4.3. Concreto premezclado

El término se aplica al concreto preparado en planta, en instalaciones fijas y es transportado hasta el lugar de utilización por camiones especiales, denominados camiones mezcladores, según el caso.

En Guatemala se distribuye también un concreto premezclado por sacos de 50 kg (110,23 libras), la mezcla se conforma de: cemento, arena y grava. En obra únicamente se agrega el volumen de agua especificada en exterior del saco, con el fin de garantizar la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de edad, que el fabricante especifica.

Con el propósito de obtener una dosificación uniforme y reducir las incertezas que pueden generar variaciones de la resistencia del concreto en cada viga, se empleó concreto premezclado en sacos, a los que se agregó la dosificación de agua indicada por el fabricante y así obtener una resistencia a la compresión ($f'c$) de 21 MPa. (3 000 psi).

6.4.3.1. Ventajas de su uso

Las siguientes ventajas son:

- Precisión en la dosificación de mezcla y regularidad de control de las materias primas y el concreto.
- El costo por m³ del concreto premezclado es plenamente conocido por el usuario, y la mano de obra se reduce significativamente.

Figura 29. **Saco con concreto premezclado**



Fuente: Cementos progreso. *Productos*. www.cempro.com. Consulta: noviembre de 2015.

6.4.4. Alambre de amarre

Este material para la construcción es uno de los que se puede comprar en casi cualquier ferretería dado que es de uso común. Sin embargo, se vende sin ninguna especificación de resistencia a la tracción. Por lo que, su resistencia a la tensión se conoció a través de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados para esta investigación.

6.5. Diseño de viga

El diseño de la viga consistió en:

6.5.1. Dimensiones de viga

La geometría de las vigas se describe en la tabla VI. Para dimensionar las vigas se consideró las especificaciones del Código ACI 318S-11. Además se propone una sección transversal con relación de base y ancho de 0,5 para garantizar la estabilidad de los testigos durante el ensayo y así evitar ladeo. Asimismo, se tomó en cuenta que el peralte efectivo sea menor que un cuarto de la longitud de la viga empleada para que esta pueda comportarse adecuadamente por flexión y obtener datos representativos para su estudio.

Tabla VI. Dimensiones de la viga

Dimensión	Valores	
Altura (h)	25,4 cm	10plg
Base (b_w)	12,7 cm	5 plg
Longitud total viga (L)	155 cm	61 plg
Longitud efectiva viga (L_{ef})	145 cm	57 plg

Fuente: elaboración propia.

6.5.2. Carga y momento flexionante

Dado que la investigación se encaminó a analizar únicamente el aporte del amarre en los estribos, se procedió inicialmente a proponer la sección de viga dimensionada bajo especificaciones de los códigos vigentes y se usó la cuantía mínima de refuerzo. En consecuencia, no se propuso inicialmente un valor de momento flexionante que la viga sea capaz de resistir.

En cambio se delimitó la sección de la viga con su respectiva cuantía mínima de acero, y para conocer su capacidad de resistir momento flexionante se auxilió con la teoría de la resistencia máxima para el diseño a flexión de elementos de concreto reforzado.

6.5.3. Diseño por flexión

Conforme a la estrategia planteada para esta investigación se calculó inicialmente la cuantía de acero mínima para la sección propuesta.

Tabla VII. Datos para el diseño

Parametro	Valor	
Recubrimiento (rec)	2,54 cm	1 plg
Peralte efectivo (d)	22,86 cm	9 plg
Base (b_w)	12,7 cm	5 plg
Longitud efectiva (L_{ef})	145 cm	61 plg
Concreto (f'_c)	21 MPa	3 000 psi
Acero (f_y)	280 MPa	40 000 psi

Fuente: elaboración propia.

El diseño a flexión se desarrolló de la siguiente manera:

- Para los cálculos siguientes se auxilió de las ecuaciones del diseño de elementos de concreto reforzado basadas en la teoría de resistencias máximas.

- Se calculó la cuantía mínima para la sección, tal como lo especifica el ACI 318S-11 en su capítulo 10,5.
- Se calculó el momento nominal y el momento máximo último.

Tabla VIII. Cálculos para el diseño por flexión

Paso	Ecuación	Valor
1	$A_{smin} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w d \geq \frac{1.4 b_w d}{f_y}$ $A_{smin} = \frac{0.25 \sqrt{21}}{280} * 127 * 228,6 \geq \frac{1,4 * 127 * 228,6}{280}$ $A_{smin} = 118,80 \geq 145,161 - \text{mm}^2$	usar 118,88 mm ² equivalente a 2 var No.3 = 142,52 mm ²
2	$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w} = \frac{142,52 * 280}{0,85 * 21 * 127} = 17,60 \text{ mm}$ $M_{u_{m\acute{a}x}} = \phi [A_s * f_y (d - 0,5a)]$ $M_{u_{m\acute{a}x}} = 0,9 [142,52 * 280 (228,6 - 0,5 * 17,60)]$ $M_{u_{m\acute{a}x}} = 7\ 894\ 125,79 \text{ N-mm}$	Usar 7,89 kN-m

Fuente: elaboración propia.

6.5.4. Diseño por cortante

Para el momento flexionante máximo de diseño, no se conocía de manera explícita la carga puntual que lo creara. En consecuencia, fue posible deducir la carga de diseño aplicada, auxiliándose de las ecuaciones básicas de análisis de elementos a flexión y del diagrama de esfuerzos de flexión y cortante.

Tabla IX. Cálculos para el diseño por cortante

Paso	Ecuación	Valor
1	<p>Tomando en consideración que es una viga simplemente reforzada con carga puntual en el centro.</p> $R_a = R_b = V_u = \frac{2 * M}{L_{ef}}$ $V_u = \frac{2 * 8\,771\,250,88 \text{ N-mm}}{1\,450 \text{ mm}}$	$V_u = 12\,098,28 \text{ N}$ $V_u = 12,10 \text{ kN}$
2	<p>Cortante del concreto (V_c)</p> $V_c = 0,17 \phi \sqrt{f'_c} * b_w d$ $V_c = 0,17 * 0,85 * \sqrt{21} * 127 * 228,6$	$V_c = 19\,224,61 \text{ N}$ $V_c = 19,22 \text{ kN}$
3	<p>Refuerzo requerido por cortante, sí cumple con</p> $V_u > \frac{1}{2} V_c$ $12,10 \text{ kN} > \frac{1}{2} * 19,22 \text{ kN}$ $12,10 \text{ kN} > 9,61 \text{ kN}$	<p>Requiere un área mínima de refuerzo a cortante, como lo establece el código en 11.4.6.3</p>

Fuente: elaboración propia.

6.5.5. Diseño de estribos

Se consideró lo siguiente:

- El refuerzo para cortante restringe la formación de agrietamiento inclinado y por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte del peligro de falla. Por lo contrario, en un alma sin refuerzo, la deformación súbita del agrietamiento inclinado puede conducir directamente a una falla repentina sin advertencias.

- Este refuerzo es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista, o a una sobrecarga. Por lo tanto, siempre que V_u sea mayor que 0,5 se requiere de la cuantía mínima.
- El código establece que según investigaciones se ha demostrado que los elementos que trabajan en una sola dirección con concreto de agregado grueso de tamaño pequeño, pueden fallar a cortantes menores en velocidad (V_c). especialmente si están sometidas a cargas concentradas.

Tabla X. **Cálculos para el diseño de estribos**

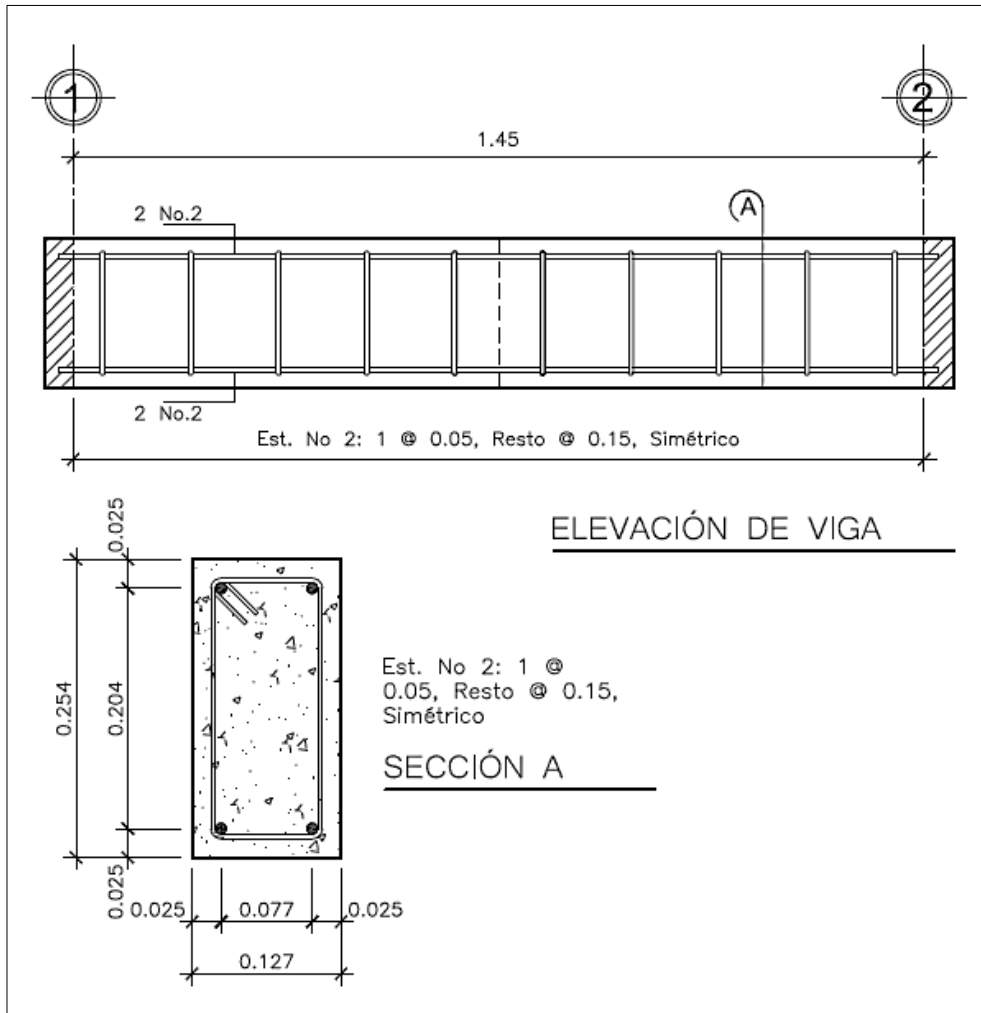
Paso	Ecuación	Valor
1	<p>área mínima de acero por cortante</p> $A_{v,\text{mín}} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}} > \frac{0,35 b_w S}{f_{yt}}$ <p>$S = 150 \text{ mm}$</p> $A_{v,\text{mín}} = 0,062 \sqrt{21} \frac{127 * 150}{280} > 0,35 * \frac{127 * 150}{280}$ $A_{v,\text{mín}} = 19.33 \text{ mm}^2 > 23.81 \text{ mm}^2$	<p>Usar como mínimo: $A_{v,\text{mín}} = 23,81 \text{ mm}^2$ con un $S = 150 \text{ mm}$</p> <p>2var. No.2 @ 150 mm</p>

Fuente: elaboración propia.

6.5.6. Esquema del armado de viga

En la figura 30 se muestra el diseño de armado, conforme a los cálculos verificados con anterioridad.

Figura 30. **Detalle de armado de viga**

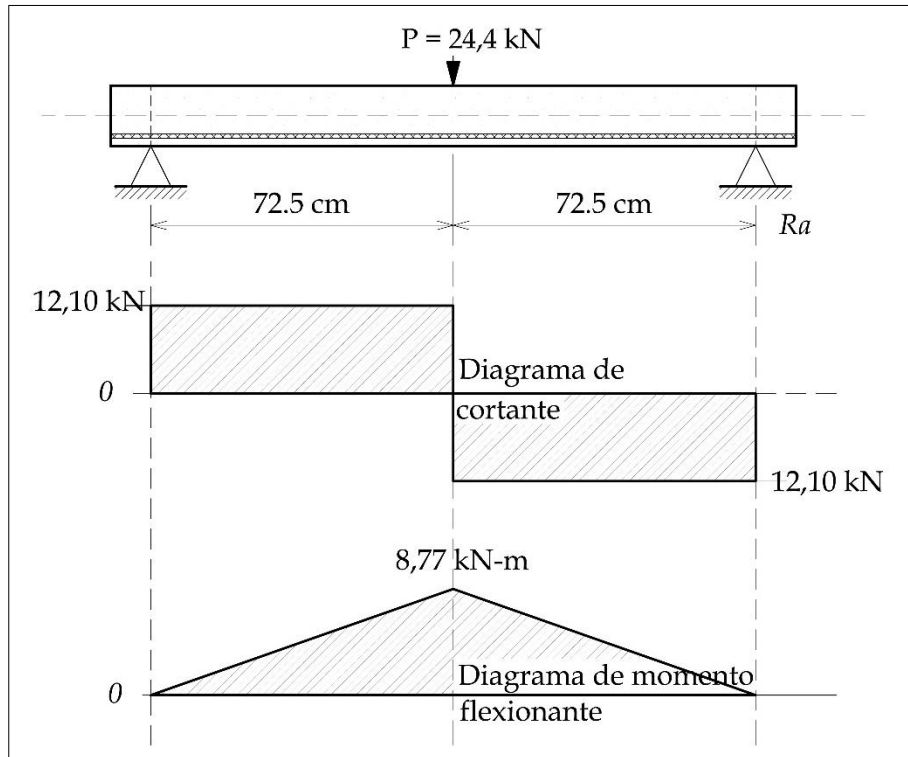


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

6.5.7. Esfuerzos por carga puntual de diseño

Con una cuantía mínima de acero según el código para la sección de viga propuesta, se muestra en la figura 31. Así como los esfuerzos cortantes y momento flexionante máximo, provocado por una carga puntual sobre el elemento de concreto reforzado, simplemente soportado.

Figura 31. Esfuerzos en viga por carga de diseño



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

7. CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE VIGAS

7.1. Generalidades

Se fabricaron un total de seis vigas con las mismas dimensiones. Las tres primeras conforman un grupo y las otras tres otro. Las del primer grupo fueron vigas con amarres en sus estribos y el segundo sin amarres, ambos grupos se ensayaron por flexión.

7.2. Encofrado

Para el encofrado se utiliza madera acerrada sujeta con clavos.

Figura 32. Encofrado de madera



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

7.3. Acero de refuerzo

Para el refuerzo longitudinal se utilizaron varillas núm. 3, cortadas con una longitud de un metro y medio. Y para el refuerzo transversal se usaron estribos con varillas núm. 2 con dimensiones de 7,5 por 20 cm (3 por 8”).

Figura 33. **Elaboración de estribos**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

7.4. Armado y montaje de armadura en encofrado

Para todas las vigas se utilizó la misma cuantía de acero tanto longitudinal como transversal, cada viga se armó con 4 barras núm. 3 como refuerzo principal más 10 estribos a cada 15 cm instalados simétricamente.

7.4.1. Vigas con amarre

Para el primer grupo de vigas se emplearon amarres para la sujeción sus estribos. Para ello, se utilizó el tipo de amarre que en esta investigación se le denominó como: cola de mico más anillo.

Figura 34. **Armado de vigas con amarres**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

7.4.2. Vigas sin amarres

Para estas vigas no era posible armarlas antes de ser encofrados, ya que no se tenía un almacén debido a la falta de amarres de sus estribos. Por lo que estratégicamente se ideó la manera de sujetarlo a través de algunos amarres simples con alambre del refuerzo principal con el encofrado directamente. Esto sin utilizar amarres para sujetar la intersección estribo-acero principal. Tal como se muestra en la figura 35 que permite ver la manera en que se sujetó el acero sin amarres de estribos previo al vaciado del concreto fresco.

Figura 35. **Montado de vigas sin amarres**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

7.5. **Fundición y curado de vigas**

Tal como se mencionó anteriormente, se empleó concreto premezclado para la fundición de las vigas. Para lo cual se siguieron las instrucciones indicadas por el fabricante del concreto premezclado, se agregaron 9,5 litros de agua por cada saco de concreto premezclado. Además se aplicó un adecuado apisonamiento al concreto fresco para evitar los vacíos en el interior de las vigas, también se fundieron cilindros de concreto correspondientes. Días posteriores a la fundición se procedió al desencofrado de las vigas.

Figura 36. **Fundición de vigas**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

Figura 37. **Curado de vigas**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

7.6. Ensayo de vigas a flexión

Cuando las vigas cumplieron los 28 días de edad, el concreto alcanzó su resistencia a la compresión de diseño. Por ello, las vigas estaban listas para ensayarlas.

Con base en lo especificado en el capítulo 3 de esta investigación se realizaron los ensayos. Tanto para las vigas con amarre como para las vigas sin amarres en sus estribos, el procedimiento y método de observación fue el mismo, y así se comparó el comportamiento, resistencia y modo de falla de las vigas.

7.6.1. Material y equipo a utilizar

Se utilizó el siguiente equipo:

- Máquina para ensayos (marco)
- Gato hidráulico con capacidad de 5 toneladas
- Bomba para el gato hidráulico
- Dos bloques de acero para elevar la viga
- Dos rodillos de acero
- Deformómetro con aproximación de 0,01 mm

7.6.2. Procedimiento para el ensayo

Se procedió a:

- Definir la longitud efectiva de la viga, marcar los extremos y el centro.
- Colocar los bloques y rodillos de acero para elevar la viga.
- Colocar la viga sobre los rodillos, considerando que estos queden en las marcas extremas de la longitud efectiva de la viga.
- Instalar el gato hidráulico al centro de la viga y verificar que todo el sistema quede completamente nivelado adecuadamente.
- Aplicar carga con el gato hidráulico de forma gradual, a cada incremento de carga se toma lectura en el deformómetro.

Figura 38. Instalación de viga para ensayo



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

8. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYOS

8.1. Ensayos previos

A continuación se listan las actividades realizadas.

8.1.1. Resistencia a compresión de los testigos

En la tabla XI se muestran los resultados obtenidos del ensayo de los cilindros a los 28 días de edad. Para los propósitos de esta investigación se buscó que los testigos demostraran que todas las vigas se conformaban de concreto con resistencia a la compresión con valores aproximados entre sí. De modo que la única variante entre grupos de las vigas haya sido únicamente el uso de amarres de los estribos en un solo grupo. Con eso se afinó la veracidad de los resultados de los ensayos de las vigas.

Tabla XI. **Resultados de ensayos a compresión de testigos**

No. Cilindro	Edad en días	Cilindro representativo de la fundición	Tipo de concreto	Peso en Kg	Diametro en cm	Altura en cm	Carga en libras	Resistencia en Mpa	Resistencia en lb/plg ²
1	28	Viga	premezclado	4,360	11,135	20,290	36 100	16,50	2 385
2	28	Viga		4,310	11,150	20,257	35 800	16,30	2 365
3	28	Viga		4,340	11,150	20,280	36 300	16,50	2 390
4	28	Viga		4,360	11,130	20,290	36 500	16,50	2 400

Fuente: Sección de Concretos, Centro de Investigaciones, USAC.

8.1.2. Resistencia a la tensión de alambre de amarre

Para el enfoque de esta investigación se procedió a ensayar a tensión el alambre de amarre, con el propósito de conocer las propiedades mecánicas y estructurales de todos los materiales influyentes en la investigación. Propiedades que de alguna manera se puedan modificar para mejorar el comportamiento de las vigas cuando soportan momento flexionante.

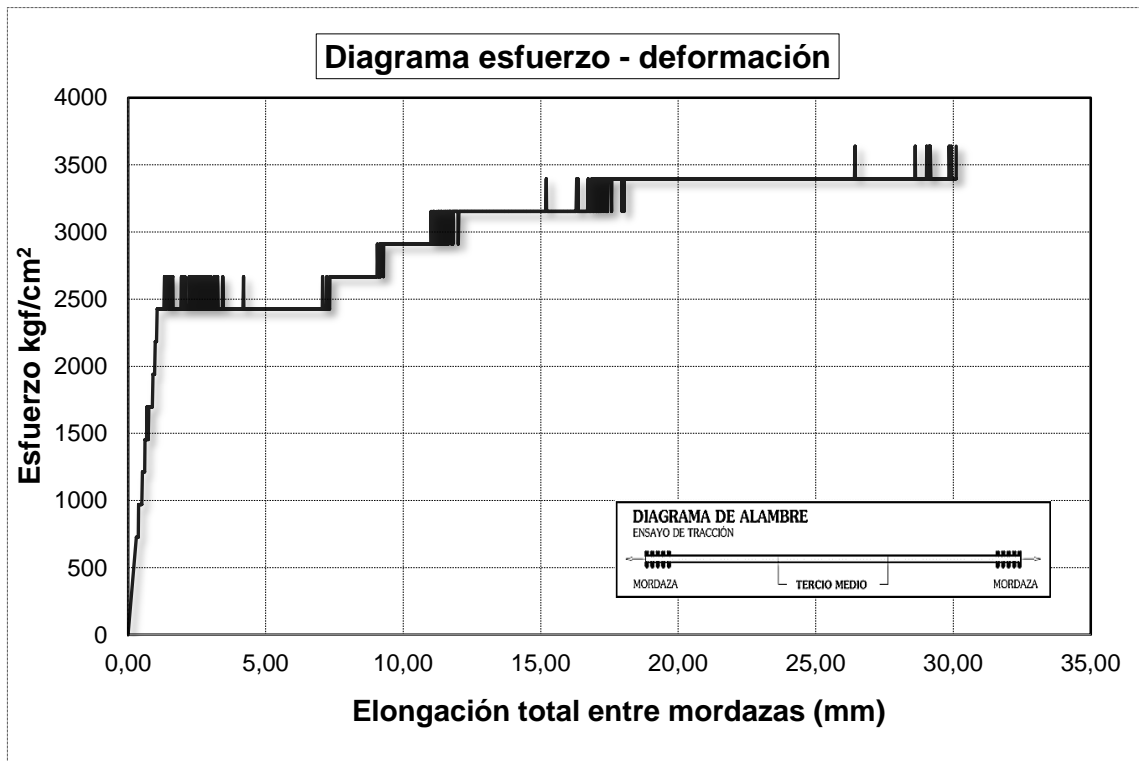
Se ensayaron tres probetas de alambre de amarre calibre BWG 16 con las mismas características físicas entre sí. Los resultados mostraron resistencia a la fluencia y resistencia última similares entre probetas; sin embargo, la elongación bajo tensión de cada probeta varía respecto a las otras debido a la falta de uniformidad en la composición del acero trefilado y a la baja supervisión de la calidad del alambre comercializado, ya que en el medio se comercializa sin mayor mérito a la calidad y resistencia a tensión del alambre de amarre.

Tabla XII. Resultados del ensayo a tensión de alambres de amarre

ESFUERZOS OBTENIDOS				
No. Probeta		1	2	3
fy	MPa	225	225	225
	lb/plg ²	32 500	33 500	34 500
fu	MPa	357	357	357
	lb/plg ²	51 750	51 750	51 750
DATOS DE PROBETAS				
Diámetro nominal (mm):				1,61
Área nominal (cm ²):				0,021
Resistencia nominal:				Desconocido
Longitud de probeta (m):				0,676
Peso de probeta (kg):				0,011

Fuente: Sección de Concretos, Centro de Investigaciones, USAC.

Figura 39. Gráfica esfuerzo–deformación de alambre de amarre



Fuente: elaboración propia.

8.2. Vigas con amarres en estribos

El primer grupo de vigas ensayadas se conformaban de tres unidades con amarres de sus estribos.

8.2.1. Lecturas de carga y deflexión

La tabla XIII muestra las lecturas de deflexión generadas por las cargas digitalizadas durante la aplicación de carga. Antes que las grietas se hicieran meramente perceptibles se registraron lecturas de descarga leves en el reloj del gato hidráulico que oscilaba por 2,64 kN (600 Lb) debido a las microgrietas que

se generaba en el concreto tensionado, sin embargo las tres muestras de vigas presentaron las grietas visibles a cargas aproximadamente iguales.

Tabla XIII. **Cargas y deflexiones de vigas con amarres en estribos**

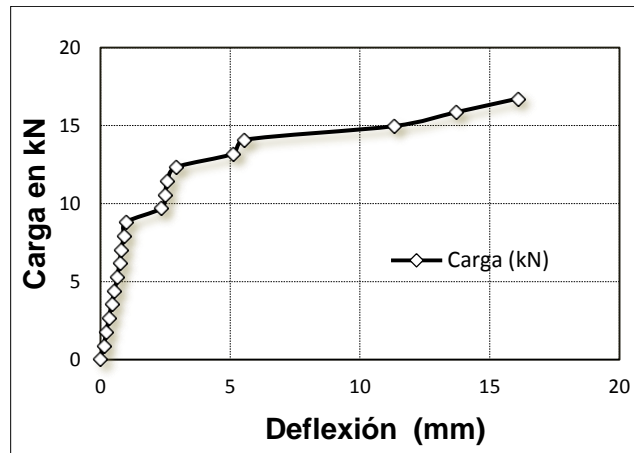
P (Lb)	P (kN)	Deflexión de viga (mm)		
		Viga 1	Viga 2	Viga 3
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
198,0	0,88	0,13	0,06	0,10
396,0	1,76	0,23	0,13	0,19
594,0	2,64	0,33	0,20	0,27
792,0	3,52	0,43	0,26	0,35
990,0	4,40	0,55	0,31	0,43
1 188,0	5,28	0,65	0,40	0,52
1 386,0	^a 6,17	0,74	0,47	0,60
1 584,0	7,05	0,81	0,54	0,78
1 782,0	7,93	0,91	0,84	1,00
1 980,0	^b 8,81	0,99	0,96	1,15
2 178,0	9,69	2,33	1,08	1,56
2 376,0	10,57	2,49	1,20	1,77
2 574,0	11,45	2,58	1,57	1,98
2 772,0	^c 12,33	2,91	1,75	2,27
2 970,0	^c 13,21	5,14	1,90	2,67
3 168,0	14,09	5,56	2,88	9,52
3 366,0	14,97	11,32	3,16	13,08
3 564,0	15,85	13,69	5,18	19,00
3 762,0	16,73	16,09	9,81	25,80
^a = en este intervalo el concreto presenta la primer grieta visiblemente. ^b = en este intervalo inician fenomenos periódicos donde la carga se mantiene por unos instantes, luego se descarga. ^c = intervalo apoximado donde el acero alcanza su punto de fluencia P = carga aplicada				

Fuente: elaboración propia.

8.2.2. Gráficos de carga-deflexión

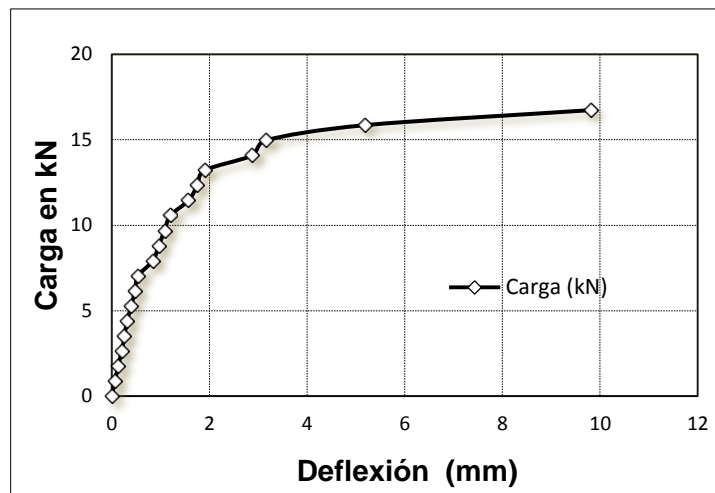
A continuación se muestran las gráficas de las cargas de flexión

Figura 40. **Curva de carga-deflexión de viga 1**



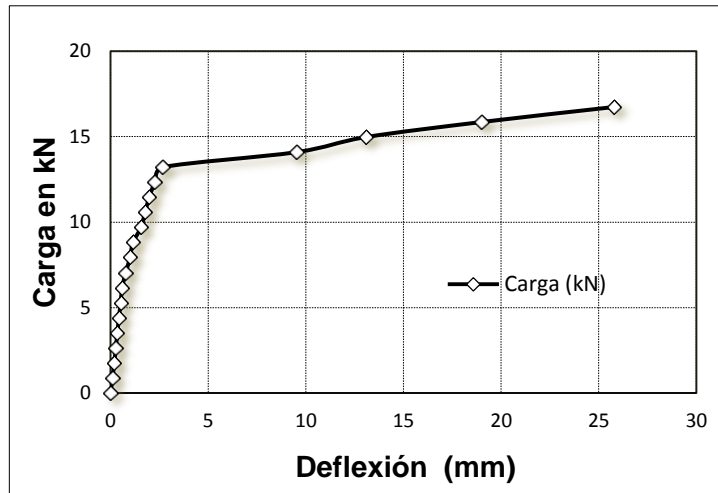
Fuente: elaboración propia.

Figura 41. **Curva de carga-deflexión de viga 2**



Fuente: elaboración propia.

Figura 42. **Curva de carga-deflexión de viga 3**



Fuente: elaboración propia.

Con el concreto agrietado por tensión, el comportamiento de cada viga varió ligeramente respecto a las otras. Esto conforme se desarrollaban nuevas grietas se generaba un nuevo segmento donde el acero era susceptible a la fluencia, conforme a la teoría del concreto agrietado en el que los esfuerzos por momento flexionante dejan de ser lineales a presencia de agrietamiento. Luego que las grietas aparecieran se observó que estas influyen directamente en la flecha desarrollada por la viga.

8.2.3. Aspectos observados durante la aplicación de carga

Algunos aspectos importantes observados durante la aplicación de carga para el ensayo de las vigas, se describen a continuación:

- No se utilizó microscopio para identificar las primeras microgrietas en la zona de tensión, en consecuencia se observaron descargas (primeras

cedencias de la viga) del gato hidráulico entre el rango de cargas de 6,17 y 7,05 kN. (1,4 y 1,6 Ton). Y las grietas perceptibles se dieron en el rango de cargas de 7,93 y 8,81 kN (1,8 y 2,0 Ton), para las seis vigas.

Tabla XIV. **Observaciones para vigas con amarres de estribos**

No.	Descripción	Viga 1	Viga 2	Viga 3
1	P (aprox) primera cedencia	6,61 kN	6,61 kN	6,61 kN
2	P (aprox) primera grieta	8,37 kN	8,37 kN	8,37 kN
3	P máxima aplicada	16,73 kN	16,73 kN	16,73 kN
4	Deflexión por carga máxima	16,09 mm	9,81 mm	25,80 mm
5	Tipo de falla	por tensión	por tensión	por tensión
6	Número de grietas mayores	3	3	3
7	Ubicación de grieta	2 curzan estribo 1 entre estribo	3 curzan estribo 0 entre estribo	3 curzan estribo 0 entre estribo
8	Integridad de los apoyos	sin daños	sin daños	sin daños
9	P = Carga aplicada			

Fuente: elaboración propia.

- La característica más notoria que presentaron las vigas con amarres de estribos fue que las grietas en su mayoría se formaron sobre los estribos, es decir, que cada grieta cruzaba por lo menos un estribo. Para lo cual es posible aseverar que el amarre del estribo-acero longitudinal, obliga al estribo a que soporte y resista el esfuerzo de corte aun cuando el concreto esté agrietado, manteniendo la integridad del elemento flexionado.

- Ahora que la mayoría de grietas se dieron en los estribos para las vigas con amarres, puede entenderse que los amarres generan un armazón de refuerzo con nodos en las intersecciones estribo-acero longitudinal. Es donde se concentra esfuerzos de flexión y corte, provocando que el concreto se agriete primeramente en esa zona de manera perceptible.

Figura 43. **Fallas en estribos de vigas con amarres**

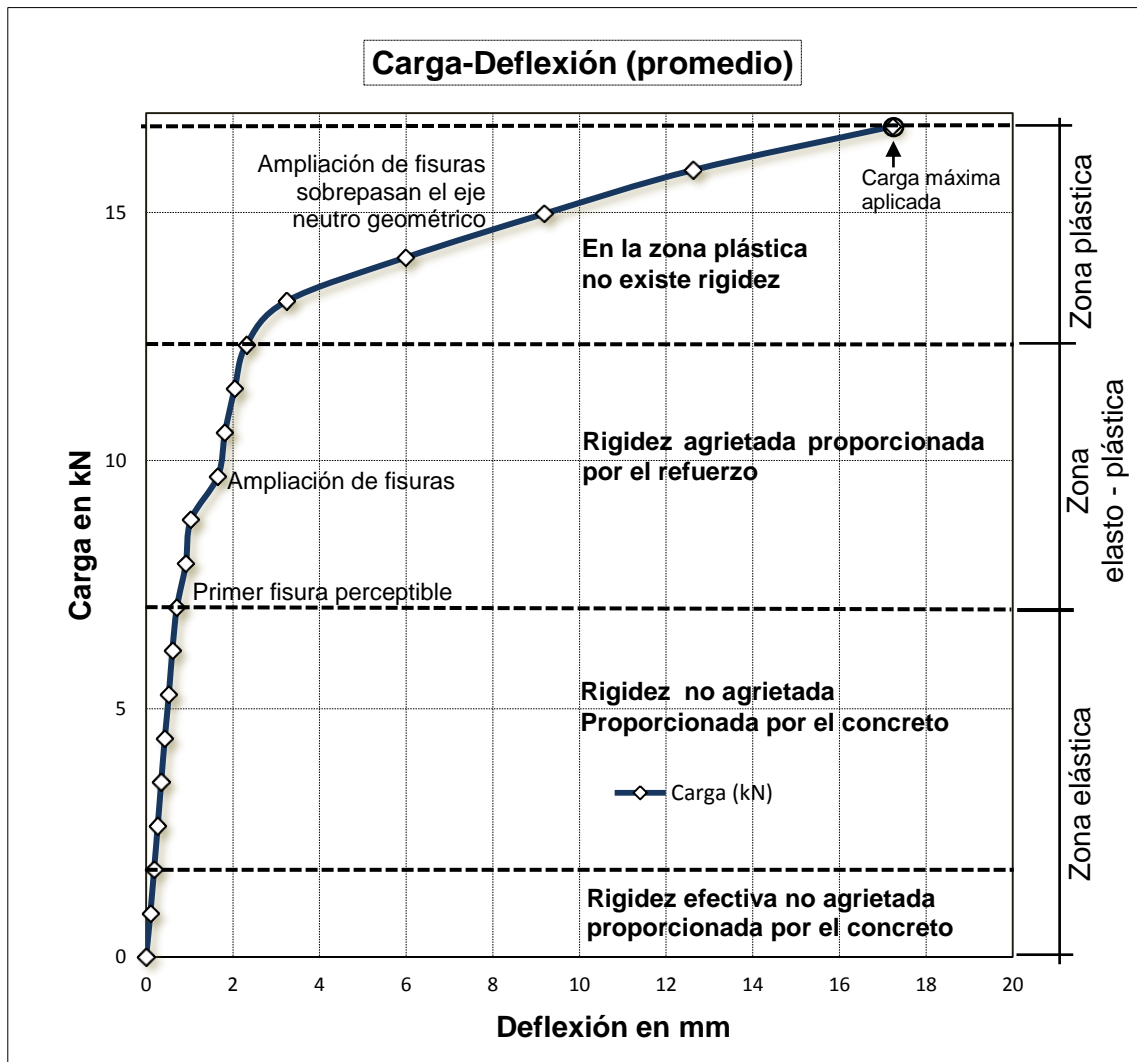


Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

8.2.4. **Análisis de la curva carga-deflexión promedio de las vigas con amarres**

En términos de un sistema estructural se puede dividir el comportamiento de un elemento en tres etapas, como se muestra en la figura 44, existe un comportamiento elástico, elastoplástico y plástico.

Figura 44. Zona de trabajo de vigas con amarres



Fuente: elaboración propia.

8.2.4.1. Zona elástica

La elasticidad es la propiedad de un material por virtud de la cual las deformaciones causadas por el esfuerzo desaparecen al retirarle la carga. Las vigas con amarres de estribos presentaron una rigidez efectiva no agrietada

aproximadamente a una carga de 2,64 kN (600 Lb) que se determinó a través de la comparación de las pendientes de los segmentos entre los puntos de la curva de carga–deflexión.

Conforme se incrementaba la carga generaba una redistribución de las partículas en el material debido al flujo de esfuerzos por momento flexionante al elemento, dando lugar a una pérdida de rigidez en el elemento a través de microgrietas que se iniciaron a desarrollar en la zona de tensión del concreto. Las primeras grietas o fisuras perceptibles se dieron a una carga aproximadamente de 7,05 kN (1 200 Lb) bajo un comportamiento dúctil provocando fallas por tensión de cada elemento. Una vez agrietado el concreto en la zona de tensión es el acero que tomó todo los esfuerzos por tensión.

8.2.4.2. Zona elastoplástica

Zona de transición entre deformación elástica y plástica, zona donde el acero recibe toda la tensión. Esta fluye hasta endurecerse por deformaciones plásticas entrando al rango plástico, en estas vigas se registró en el rango de carga de 7,05 kN (1,7 Ton) a 12,33 kN (2,8 Ton).

8.2.4.3. Zona plástica

La plasticidad es la propiedad mecánica que le permite a un material deformarse permanentemente sin llegar a la ruptura. En el caso de estos elementos se presentó falla a tensión el acero fluyó y se deformó plásticamente aproximadamente desde una carga de 11,45 kN (2,6 Ton).

8.3. Vigas sin amarres de estribos

Estas se determinaron por lo siguiente:

8.3.1. Lecturas de carga y deflexión

La tabla XV muestra las lecturas de deflexión por cargas aplicadas.

Tabla XV. Cargas y deflexiones de vigas sin amarres

P (Lb)	P (kN)	Deflexión de viga (mm)		
		Viga 4	Viga 5	Viga 6
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
198,0	0,88	0,03	0,02	0,01
396,0	1,76	0,08	0,03	0,03
594,0	2,64	0,14	0,10	0,05
792,0	3,52	0,18	0,12	0,08
990,0	4,40	0,27	0,13	0,11
1 188,0	5,28	0,34	0,14	0,18
1 386,0	6,17	0,40	0,16	0,27
1 584,0	^a 7,05	0,54	0,23	0,34
1 782,0	7,93	0,60	0,29	0,38
1 980,0	^b 8,81	0,69	0,61	0,79
2 178,0	9,69	1,00	0,72	1,07
2 376,0	10,57	1,15	1,03	1,23
2 574,0	11,45	1,25	1,17	1,63
2 772,0	12,33	1,68	1,31	1,98
2 970,0	13,21	2,05	1,69	^c 3,73
3 168,0	^c 14,09	2,15	1,84	4,23
3 366,0	14,97	2,48	2,19	6,20
3 564,0	15,85	4,32	5,24	6,75
3 762,0	16,73	12,47	10,60	13,50

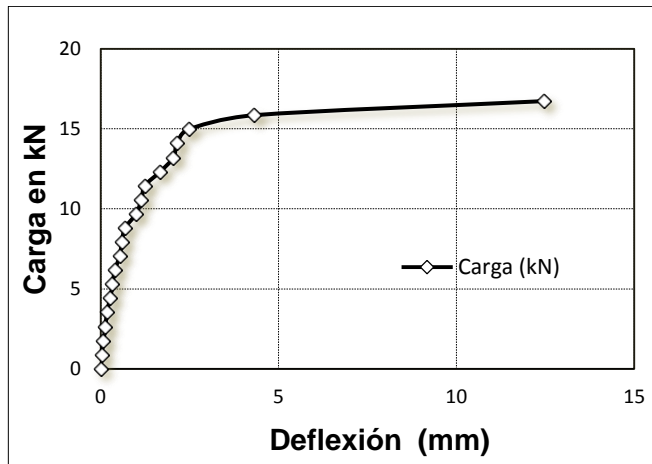
^a = en este intervalo el concreto presenta la primer grieta visiblemente.
^b = en este intervalo inician fenomenos periódicos donde la carga se mantiene por unos instantes, luego se descarga.
^c = intervalo aproximado donde el acero alcanza su punto de fluencia
P = carga aplicada

Fuente: elaboración propia.

8.3.2. Gráficos de cargas-deflexión de las vigas sin amarres

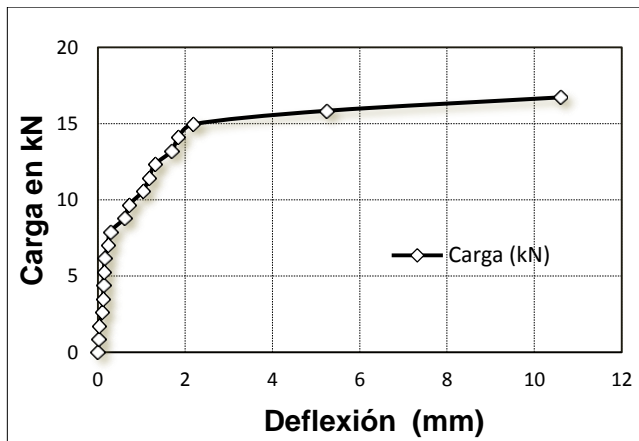
A continuación se muestran los resultados de las gráficas.

Figura 45. **Curva de carga-deflexión de viga 4**



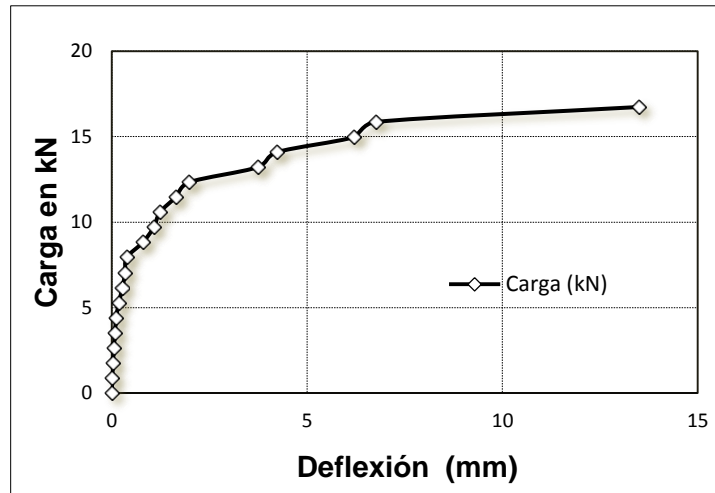
Fuente: elaboración propia.

Figura 46. **Curva de carga-deflexión de viga 5**



Fuente: elaboración propia.

Figura 47. **Curva de carga-deformación de viga 6**



Fuente: elaboración propia.

Este grupo de vigas sin amarres presentaron inicialmente en la aplicación de carga un comportamiento dúctil menor. Esto comparado con las vigas con amarres, basado en las gráficas puede verificarse que inicialmente las vigas presentaron poca flexión mostrándose de manera rígida. Sin embargo, cuando el concreto se había agrietado previo al colapso, su resistencia al momento flexionante se reduce significativamente ya que al mínimo incremento de carga, la flecha se aumentó en magnitudes mayores a las de las vigas con amarres ensayadas con anterioridad, de manera comparativa.

Teóricamente, cuando un elemento posee amarres en los estribos, se crean secciones delimitadas por los estribos, secciones que trabajan en conjunto transmitiendo esfuerzos unos a otros. Por ello es que el acero de refuerzo se ensaya a tensión con sensores de elongación a cada 0,20 m en cada probeta simulando la ubicación de los estribos.

Con lo anterior se consideró que cuando un elemento estructural creado para resistir momento flexionante carece de amarres en sus estribos. Este se deforma por momento flexionante en toda su longitud provocando fallas en las zonas más débiles que serían entre los estribos. Por lo que los elementos fallan tempranamente por flexión

8.3.3. Aspectos observados durante la aplicación de carga

En la tabla se presentan dichos aspectos:

Tabla XVI. **Observaciones para vigas sin amarres de estribos**

No.	Descripción	Viga 1	Viga 2	Viga 3
1	P (aprox) Primera cedencia	6,61 kN	6,61 kN	6,61 kN
2	P (aprox) primera grieta	8,37 kN	8,37 kN	8,37 kN
3	P Máxima aplicada	16,73 kN	16,73 kN	16,73 kN
4	Deflexión por carga máxima	12,47 mm	10,60 mm	13,50 mm
5	Tipo de falla	por tensión	por tensión	por tensión
6	Número de grietas mayores	3	3	3
7	Ubicación de grieta	0 curzan estribo 3 entre estribo	2 curzan estribo 1 entre estribo	0 curzan estribo 3 entre estribo
8	Integridad de los apoyos	sin daños	sin daños	sin daños
9	P = Carga aplicada			

Fuente: elaboración propia.

- La mayor parte de grietas se presentaron entre los estribos, a diferencia de las vigas que si poseían amarres de estribos.
- La cedencia del acero longitudinal se dio a una misma carga con las del primer grupo, pero su deflexión aumentó de manera abrupta con un ligero incremento de carga previo al colapso, comparativamente con las vigas con amarres.
- A medida que la carga aumentaba, la zona más susceptible a la falla era entre los estribos ya que el esfuerzo de cortante cruzaba el estribo, pero no se concentraba específicamente sobre ellos. No se quiere decir que el estribo no resistía cortante en absoluto, sino que la transición de cortante al estribo se mejora con la presencia de los amarres, ya que los amarres afinarían la credibilidad de que el estribo resista efectivamente el esfuerzo de cortante.
- En la viga núm. 4 sin amarres el acero principal como estribos se deformaron en una zona específica.
- Estas vigas sin amarres, al inicio de la aplicación de carga presentaron leves deflexiones hasta antes de la fluencia del acero principal, comparadas con las vigas con amarres. En consecuencia, al no haber amarres de estribos, los esfuerzos se distribuyen en toda la longitud del elemento. En cambio la presencia de amarres hace que el elemento se divida en secciones limitadas a distancias equivalentes a la separación de los estribos en la zona crítica, esto fuerza que el acero principal fluya en la zona de intersección con el estribo.

En las siguientes figuras se pueden observar como las grietas se desarrollaron entre los estribos.

Figura 48. **Fallas entre estribos de vigas sin amarres**



Fuente: Sección de Estructuras, Centro de Investigaciones, USAC.

8.3.4. Análisis de la curva carga-deflexión promedio de las vigas sin amarres

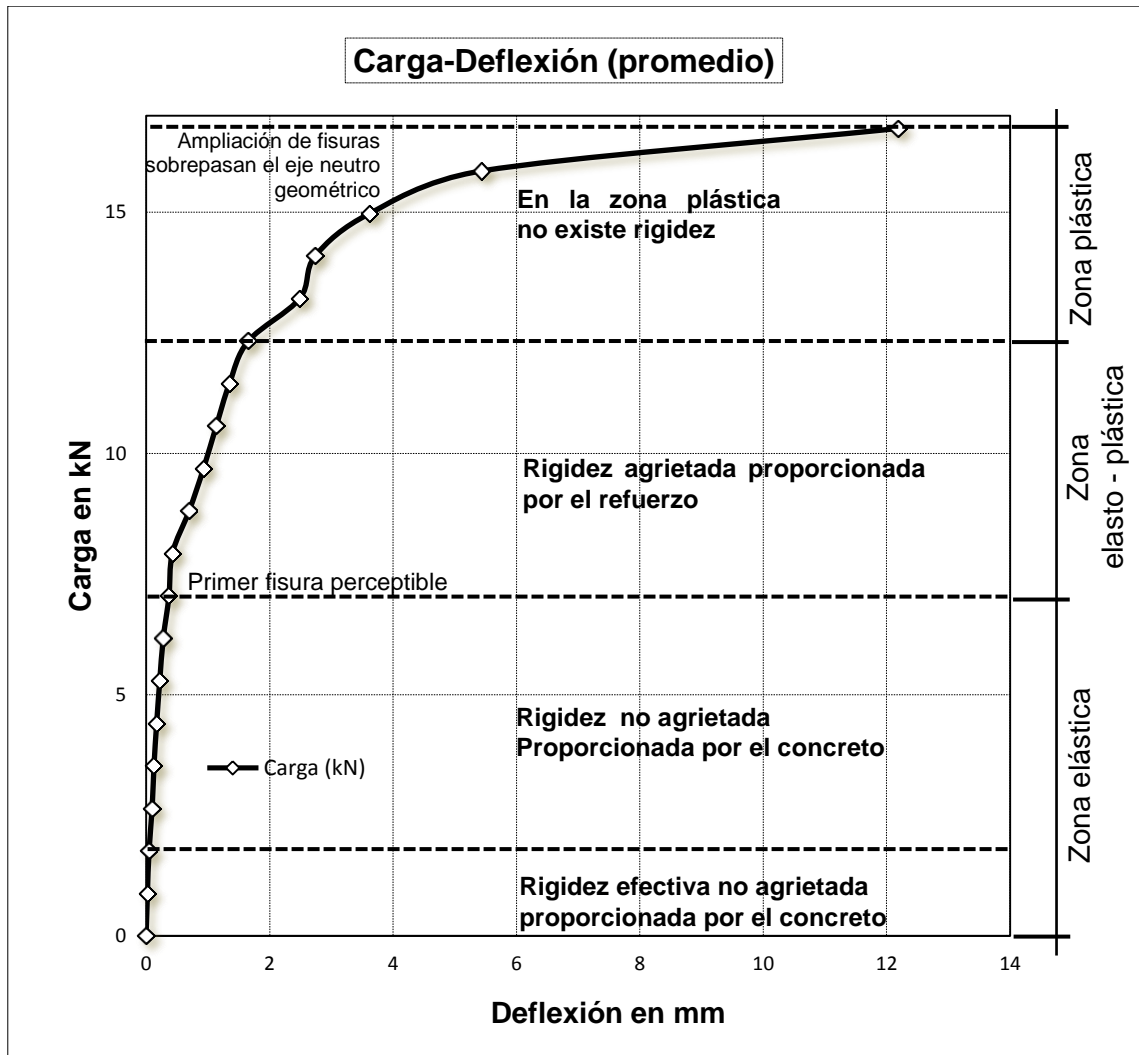
En la figura 49, se muestran las etapas de deformación estructural del promedio de las vigas sin amarres determinadas durante los ensayos por momento flexionante.

8.3.4.1. Zona elástica

En esta zona, las vigas sin amarres se comportaron de manera similar ya que sus primeras grietas perceptibles se generaron a una carga aproximadamente de 7,05 kN (1 200 Lb). Sin embargo, para las primeras cargas aplicadas menores a la de ruptura, las vigas presentaron menor ductilidad ya que las deflexiones desarrolladas fueron menores a una misma

carga que provocó mayor deflexión en las vigas con amarres ensayadas anteriormente.

Figura 49. Zona de trabajo de vigas sin amarres



Fuente: elaboración propia.

8.3.4.2. Zona elastoplástica

En esta zona las vigas presentaron poca deflexión, las vigas se comportaron como elementos estructurales rígidos.

8.3.4.3. Zona plástica

Las vigas en esta zona presentaron grandes deflexiones con un leve incremento de carga. Lo que las califica como elementos que trabajaron y fallaron principalmente a tensión lo que provocó la pérdida por completo de su rigidez.

8.4. Análisis del comportamiento presentado por las vigas ensayadas

Se concluyó de la siguiente forma:

8.4.1. Carga aplicada

Se digitalizó la deflexión hasta aplicar una carga puntual de 16.73 kN. Sin embargo, se continuó incrementando la carga aplicada hasta que la viga fallara por completo. El concreto a compresión falló por lo que únicamente el acero evitó el colapso total de las vigas.

8.4.2. Agrietamiento y modo de falla de vigas

Previo a analizar el modo de agrietamiento de las vigas. Se hace énfasis a efecto del refuerzo por cortante en vigas de concreto reforzado:

- El comportamiento bajo la carga de elementos con refuerzos en el alma, es muy semejante al comportamiento de elementos sin refuerzo, hasta la aparición de las primeras grietas. El refuerzo transversal restringe el crecimiento de las grietas inclinadas; si el refuerzo es suficiente, las grietas inclinadas serán pequeñas y de poca consideración y la falla se producirá en flexión, antes o después de la fluencia del acero longitudinal. También conserva una profundidad mayor para la zona de compresión, incrementando la capacidad de esta zona para resistir las fuerzas normales y tangenciales.
- Cualquiera que sea el tipo de refuerzo transversal que se utilice, no contribuye a resistir los esfuerzos inclinados de tensión hasta que se forman las primeras grietas inclinadas en el alma de la pieza. Después de la aparición de las grietas, el refuerzo transversal se deforma gradualmente al incrementar la carga, hasta que alcanza su límite de fluencia.
- Para que el refuerzo transversal sea efectivo, se debe colocar a espaciamientos a lo largo de la pieza, tales que, cualquier grieta inclinada potencial que pudiera formarse en el elemento, sea cruzada cuando menos por una barra de refuerzo en el alma.
- Un efecto importante que produce el refuerzo en el alma, es el de incrementar la ductilidad del elemento, al proporcional confinamiento lateral al concreto sujeto a compresión.

8.4.3. Vigas con amarres

Se incluyen los siguientes aspectos de dichas vigas.

8.4.3.1. Refuerzo embebido

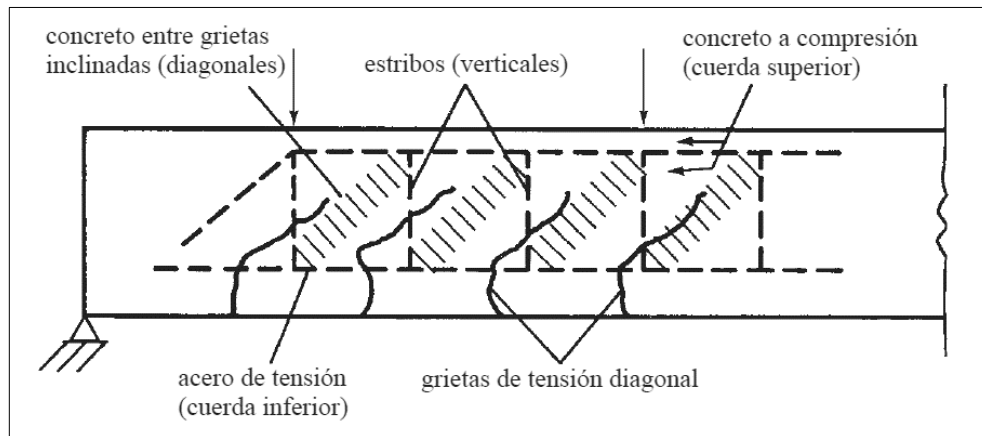
El refuerzo en las vigas tanto longitudinal como transversal debe tener una adherencia adecuada entre sí, tal como se ilustra en la figura 13 de esta investigación. Esto debido a que un refuerzo adecuado debe solventar un armazón embebido que se comporte como un sistema de puntal-tensor para resistir y transmitir los esfuerzos producidos por momento flexionante.

8.4.3.2. Amarres de estribos

Un armazón adecuado se hace posible por los amarres de los estribos al refuerzo longitudinal conforme a lo que estipula el Código ACI 318S-11 en su capítulo 7,13, promoviendo la integridad estructural y la adecuada transmisión de esfuerzos.

Cuando se atan los estribos se crea un armazón con una rigidez propia, no precisamente para resistir grandes momentos, sino que para asimilar que ambos refuerzos interactúen entre sí desde antes de el vaciado de concreto, esto se percibe cuando se traslada e instala el refuerzo previamente armado fuera de su ubicación final.

Figura 50. **Analogía de la armadura**



Fuente: MCCORMAC, Jack C. *Diseño de Concreto Reforzado*. p. 225.

8.4.3.3. Grietas

Conforme a los conceptos del concreto reforzado a tensión, las primeras grietas visibles se generaron por el momento en la zona de tensión, grietas perpendiculares al eje de la viga. Las vigas se diseñaron para una cuantía mínima de acero, por lo que se esperaba que las fallas fueran de manera dúctil.

Algunas de las características de las grietas para las vigas con amarres se describen a continuación:

- En cada viga se desarrolló entre 3 y 4 grietas de ancho considerable.
- Las grietas se generaron muy próximas a un estribo.

- Las grietas en tensión que se extendieron por esfuerzos cortantes lo hicieron cruzando al menos un estribo, cuando se aplicó una carga de 16,73 kN aproximadamente.
- Las grietas que se iniciaron sobre los estribos tuvieron una reducción en su amplitud, comparada a las que se dieron entre estribos en la etapa inicial de agrietamiento.

8.4.4. Vigas sin amarres

Se concluyo, acerca de estas vigas, con las siguientes características.

8.4.4.1. Refuerzo embebido

El refuerzo de estas vigas se instaló de manera estratégica tal como se ilustra en la figura 36 de este trabajo de graduación. Sin ningún amarre para sujetar estribos con el refuerzo longitudinal.

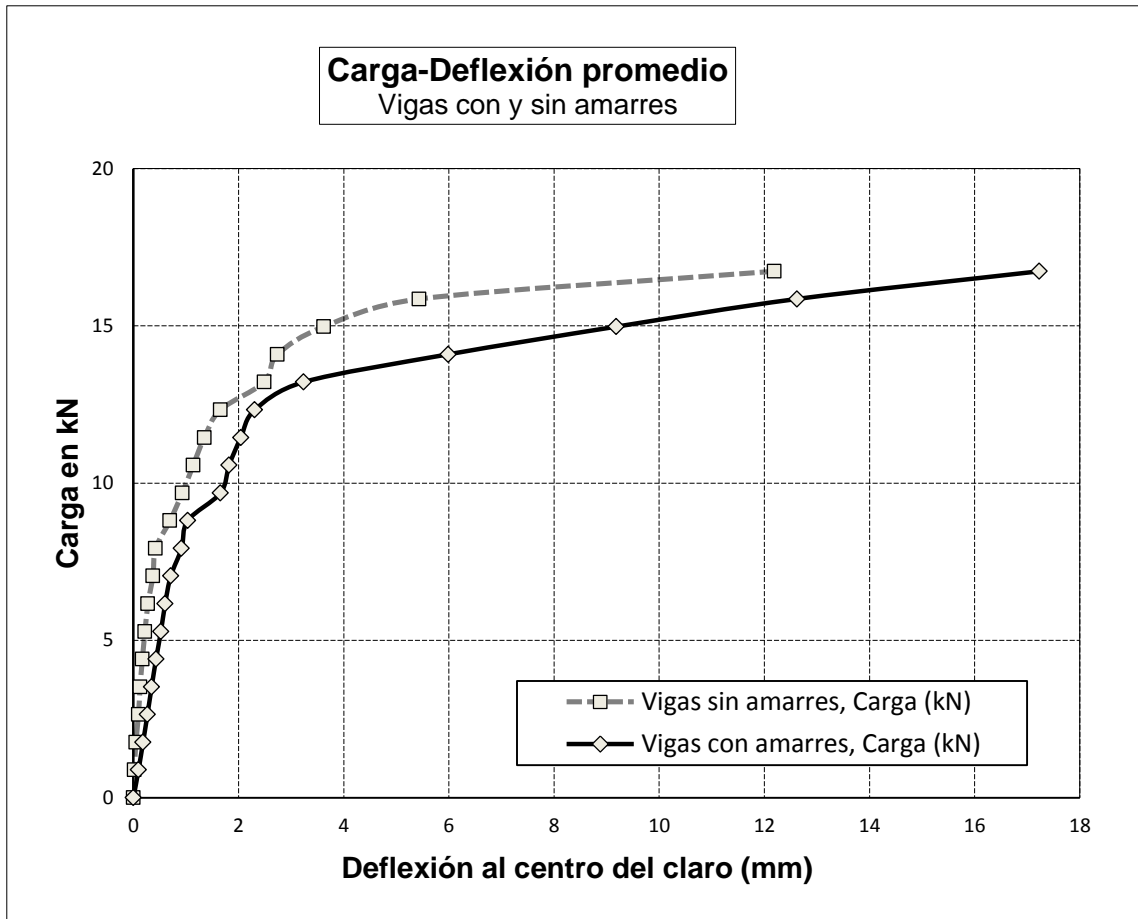
8.4.4.2. Grietas

La mayor cantidad de grietas se desarrollaron entre los estribos y solo hasta la etapa final de carga es que cruzan por lo menos un estribo.

8.5. Conclusiones parciales

En las siguientes figuras se muestran dichas conclusiones:

Figura 51. **Ductilidad de las vigas de concreto**



Fuente: elaboración propia.

8.5.1. Vigas con amarres

Los resultados obtenidos de las vigas con amarres de estribos muestran una mayor ductilidad respecto a las vigas sin amarres. El principal efecto que los amarres ejercieron fue forzar la aparición de grietas a cercanías de los estribos, causando que el instante en que el concreto falle por cortante, las grietas

cruzaron inmediatamente un estribo para que este absorbiera inminentemente los esfuerzos cortantes inducidos por el momento flector.

La ductilidad que proporciona el alambre de amarre es del orden de 40 % en los valores que sobrepasan la carga de diseño. Esto significa que el amarre le proporciona una cantidad de energía al sistema para que pueda deformarse 40 % más antes de alcanzar una falla o colapso súbito del mismo.

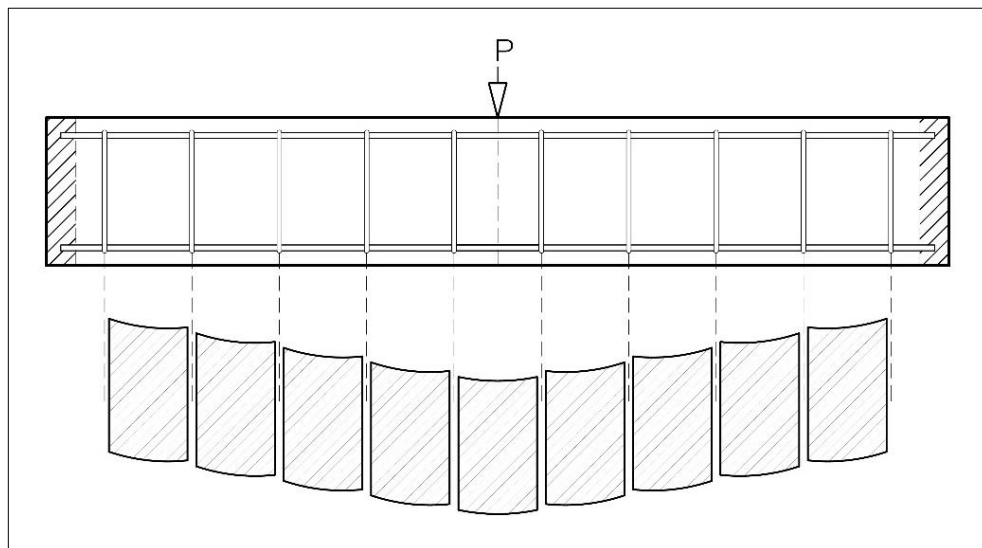
8.5.1.1. Aporte del alambre

Aunque el alambre de amarre posee carencias de control de calidad en su fabricación, según las gráficas de tensión obtenidas en los ensayos realizados al alambre. Por lo menos, las que se distribuyen en Guatemala mostraron falta de uniformidad en su composición, sin embargo, contribuye de las siguientes maneras en las vigas.

- El amarre contribuye a la ductilidad, ya que en presencia de solicitaciones extremas, le permite más fluencia al acero y una adecuada transición de esfuerzos entre acero longitudinal y transversal.
- Contribuye a que el corte sea inducido y soportado directamente por el estribo, debido a la integridad del elemento por sujeción de estribos al acero longitudinal.
- Proporciona una capacidad extra de ductilidad para evitar un colapso súbito.
- La sujeción de estribos hace que la estructura al estar flexionada trabaje de manera seccionada delimitada por cada estribo, haciendo que las

grietas por cortante se desarrollen sobre el estribo y así este resista efectivamente los esfuerzos cortantes. El criterio de que la viga debe trabajar en forma seccionada como lo hace en presencia de amarres, se deduce de la Norma ASTM A 1064 para el ensayo a tracción de barras de acero donde se estipula el monitoreo de deformaciones y elongaciones de barras corrugadas a través de probetas, con 4 deformómetros instalados a cada 50 mm (2”), para una longitud efectiva de 200 mm (8”).

Figura 52. **Analogía de flexión para vigas con amarres**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

8.5.2. Vigas sin amarres

Los resultados obtenidos para las vigas que carecen de amarre en el acero transversal, muestra una reducción considerable de la ductilidad con respecto a las correspondientes vigas con amarres. Se puede observar en las

gráficas que la carga de agrietamiento y fluencia del acero son similares para las seis vigas. Sin embargo, estas sin amarres se comportan con un grado mayor de rigidez, reduciendo su capacidad de flexión y ductilidad.

Otras carencias por ausencia de amarre se definen como:

- A carencia de amarres los esfuerzos de cortante no se transmiten directamente a los estribos, dado que las grietas tienden darse entre los estribos y hasta cargas próximas al de diseño es que cruzan los estribos.
- Al no haber amarres el esfuerzo se distribuye longitudinalmente y no por secciones.

CONCLUSIONES

1. Es importante que exista un buen amarre de los estribos con el acero longitudinal.
2. El alambre de amarre mientras menos contenido de carbón tenga será más eficiente, ya que le permite generar mayor ductilidad y maleabilidad.
3. Con esto se observó que con un buen amarre de los estribos le permite al sistema que su deflexión este en los valores permisibles del ACI 318S-11. Considerando que una falla dúctil de una viga conlleva a que esta experimente grandes deflexiones previo al colapso.
4. El confinamiento de la viga con estribos amarrados divide los esfuerzos provocados por la flexión a la distancia equivalente de la separación de los estribos, haciendo que las grietas por cortante se desarrollen sobre los estribos en la zona crítica.
5. Desde el punto de vista del comportamiento estructural del concreto reforzado, la presencia de los amarres de estribos le permite tener una mayor eficiencia en su capacidad de deformación convencional proporcionando ductilidad al sistema en orden de 40 % más, en los valores que sobrepasan la carga de diseño.
6. Un sistema con amarres de estribos permite que sean los mismos que reciban el cortante, a falta de amarres el cortante se concentra en la zona débil que es entre los estribos, provocando una falla por flexión.

7. Si dentro del desarrollo de la concepción estructural de la viga se requiere que tenga un trabajo donde gobierne solo la flexión, es decir que el corte tiende a ser pequeño o cero, los estribos se colocarán con un amarre muy sencillo en algunos puntos solo para dar configuración al armado.

8. Por lo anterior, se afirma que el amarre aporta para un mejor comportamiento estructural del concreto armado, ante sollicitaciones extremas.

RECOMENDACIONES

1. Se debe utilizar un estribo adecuadamente amarrado con un alambre de bajo contenido de carbono y que se cumpla con la forma de la figura ocho que en esta investigación se define como amarre tipo cruceta.
2. En zonas de alto riesgo sísmico como Guatemala, un buen amarre provee una energía adicional que suministra mayor ductilidad al sistema cuando se ve afectado por solicitaciones súbitas de momento flector. Por lo tanto, se recomienda un buen amarre de estribos.
3. No se debe utilizar alambres de alta resistencia para hacer los amarres, ya que los amarres serán quebradizos debido a su baja capacidad de fluencia y ductilidad durante la ejecución del amarre, lo que generaría grietas en la estructura del alambre y no cumpliría con el objeto de su utilización.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Versión en español: ACI 318S-011, 2011. 518 P.
2. CORZO ÁVILA, Mario. *Notas de concreto armado 2*. Guatemala; s.n., 2012. 210 p.
3. GERE, Timoshenko. *Mecánica de materiales*. 2ª ed. México; Iberoamérica. 1996. 825 p.
4. McCORMAC, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. 4ª ed. México: Alfaomega, 2001. 728 p.
5. NAWY. Edward G. *Concreto reforzado, un enfoque básico*. 2ª ed. México: Prentice-All. 1990. 743 p.
6. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2001. 722 p.
7. PYTEL, Andrew; SINGER, Ferdinand L. *Resistencia de materiales, introducción a la mecánica de sólidos*. 4ª ed. México: Harla, 1994. 584 p
8. R. PARK & T. PAULAY. *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa, 1988. 796 p.

