

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

---

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO**



MATEO EDUARDO CARVAJAL CHAGÜENDO

SERGIO CRISTOBAL CHAPARRO PEREA

UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
POPAYÁN  
2015

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

---

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO**



MATEO EDUARDO CARVAJAL CHAGÜENDO

SERGIO CRISTOBAL CHAPARRO PEREA

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR  
ING. ROGER ORTEGA CARABALLO

UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
POPAYÁN  
2015

NOTA DE ACEPTACIÓN

---

---

---

---

PRESIDENTE DEL JURADO

---

JURADO

---

JURADO

POPAYÁN, 11 DE FEBRERO DE 2015

A Dios, nuestros padres y todas las personas  
que hicieron posible que este sueño se volviera realidad.

*“Nunca consideres el estudio como un deber,  
sino como una oportunidad para penetrar en  
el maravilloso mundo del saber”*

*Albert Einstein*

## **AGRADECIMIENTOS**

Como autores del presente trabajo expresamos nuestros agradecimientos a las siguientes personas:

Al ingeniero Roger Ortega Caraballo (Director del trabajo de grado) por tener la confianza de asignarnos este tema de investigación, su orientación y su completa disposición para atender nuestras inquietudes durante el desarrollo de este trabajo, por el trato y amistad brindada.

Al ingeniero Humberto García por su ayuda y motivación en todas las etapas del proyecto.

A las diferentes dependencias de los laboratorios de la Universidad del Cauca y sus principales encargados por su colaboración, amabilidad y buen trato.

A nuestras familias por su apoyo y compañía no solo durante este proyecto si no durante todos nuestros estudios universitarios.



**TABLA DE CONTENIDO**

	PÁG.
CONTENIDO	i
RESUMEN	ii
ABSTRACT	ii
LISTA DE TABLAS	iii-iv
LISTA DE FIGURAS	v-vii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	2
3. MARCO TEÓRICO	6
4. DISEÑOS	24
4.1. DISEÑO DE LAS VIGAS	24
4.2. DISEÑO DE LA MEZCLA	29
5. RESULTADOS OBTENIDOS	32
5.1. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES	32
5.1.1. Límite de Fluencia del Acero	32
5.1.2. Resistencia a la compresión del concreto	34
5.1.3. Módulo de Elasticidad del concreto	37
5.2. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA	45
5.2.1. Vigas sin estribos	48
5.2.2. Vigas con estribos separados a “d” cm (90°)	52
5.2.3. Vigas con estribos separados a “d” cm (45°)	56
5.2.4. Vigas con estribos separados a “d/2” cm	60
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	64
6.1. ANÁLISIS CUALITATIVO DE FISURAS	64
6.1.1. Descripción de las fisuras observadas en las vigas sin estribos	64
6.1.2. Descripción de las fisuras observadas en las vigas con estribos separados a “d” cm (90°)	69
6.1.3. Descripción de las fisuras observadas en las vigas con estribos separados a “d” cm (45°)	72
6.1.4. Descripción de las fisuras observadas en las vigas con estribos separados a “d/2” cm (90°)	74
6.2. ANÁLISIS CUANTITATIVO DE CAPACIDAD DE CARGA	78
6.2.1. Vigas sin estribos	79
6.2.2. Vigas con estribos separados “d” cm (90°)	81
6.2.3. Vigas con estribos separados “d” cm (45°)	83
6.2.4. Vigas con estribos separados “d/2” cm	86
6.2.5. Análisis de Carga y deformación de todos los especímenes	88
7. CONCLUSIONES	90
8. RECOMENDACIONES	93
9. BIBLIOGRAFÍA	95

## **RESUMEN**

Este proyecto aborda el comportamiento a cortante de vigas de concreto reforzado bajo diferentes condiciones de refuerzo, buscando evidenciar los diferentes tipos de fallas y fisuras, sus principales características y la incidencia de la colocación de los estribos en la resistencia y comportamiento de los elementos analizados. Para ello se consideró realizar 2 vigas sin estribos, 4 vigas con la misma separación entre estribos, pero 2 de ellas con los estribos a 90° y las otras 2 con estribos inclinados a 45°, además de 2 vigas con la máxima separación establecida por el reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR 10.

Palabras clave: Comportamiento a cortante, falla por tracción diagonal, vigas de concreto reforzado

## **ABSTRACT**

*This project approaches the behavior to shear of beams reinforced concrete under different conditions of reinforcement, seeking to demonstrate the different types of faults and fissures, his principal characteristics and the incident of the placement of the stirrups in the resistance of the analyzed elements. For that, it was considered to realize 2 beams without stirrups, 4 beams with the same separation between stirrups, but 2 of them with the stirrups to 90 ° and other 2 with stirrups inclined to 45 ° and 2 beams with the maximum separation established by the Colombian regulation of construction resistant earthquake NSR 10.*

*Palabras clave: behavior to shear, diagonal tensión failure, beams reinforced concrete*



**LISTA DE TABLAS**

	<b>PÁG.</b>
<b>TABLA 1.</b> Expresiones de diseño para determinar la resistencia del concreto en función de los esfuerzos a los que se encuentra sometido	22
<b>TABLA 2.</b> Expresiones de diseño para determinar la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante en función de la condición del refuerzo.	23
<b>TABLA 3.</b> Parámetros geométricos de las vigas de concreto armado	24
<b>TABLA 4.</b> Parámetros de diseño de las vigas sin estribos	25
<b>TABLA 5.</b> Parámetros de diseño de las vigas con estribos separados $d$ cm ( $90^\circ$ )	26
<b>TABLA 6.</b> Parámetros de diseño de las vigas con estribos separados $d$ cm ( $45^\circ$ )	27
<b>TABLA 7.</b> Parámetros de diseño de las vigas con estribos separados $d/2$ cm	28
<b>TABLA 8.</b> Parámetros de diseño de mezcla de concreto simple	29
<b>TABLA 9.</b> Resultados prueba de tracción Barra 1	32
<b>TABLA 10.</b> Resultados prueba de tracción Barra 2	32
<b>TABLA 11.</b> Resultados prueba de tracción Barra 3	33
<b>TABLA 12.</b> Resultados prueba de resistencia a la compresión del concreto simple	34
<b>TABLA 13.</b> Resultados prueba módulo de elasticidad Cilindro 1	40
<b>TABLA 14.</b> Resultados prueba módulo de elasticidad Cilindro 2	43
<b>TABLA 15.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 1 Sin Estribos	48
<b>TABLA 16.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 1 Sin Estribos	49
<b>TABLA 17.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 2 Sin Estribos	50
<b>TABLA 18.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 2 Sin Estribos	51
<b>TABLA 19.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 1 Estribos separados " $d$ " cm ( $90^\circ$ )	52
<b>TABLA 20.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 1 Estribos separados " $d$ " cm ( $90^\circ$ )	53
<b>TABLA 21.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 2 Estribos separados " $d$ " cm ( $90^\circ$ )	54
<b>TABLA 22.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 2 Estribos separados " $d$ " cm ( $90^\circ$ )	55
<b>TABLA 23.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 1 Estribos separados " $d$ " cm ( $45^\circ$ )	56
<b>TABLA 24.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 1 Estribos separados " $d$ " cm ( $45^\circ$ )	57
<b>TABLA 25.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 2 Estribos separados " $d$ " cm ( $45^\circ$ )	58

<b>TABLA 26.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 2 Estribos separados “d”cm (45°)	59
<b>TABLA 27.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 1 Estribos separados “d/2”cm (90°)	60
<b>TABLA 28.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 1 Estribos separados “d/2”cm (90°)	61
<b>TABLA 29.</b> Lecturas de carga y deformación Viga 2 Estribos separados “d/2”cm (90°)	62
<b>TABLA 30.</b> Parámetros de la prueba de carga de viga 2 Estribos separados “d/2”cm (90°)	63
<b>TABLA 31.</b> Parámetros de capacidad de carga para vigas sin estribos.	79
<b>TABLA 32.</b> Parámetros de capacidad de carga para vigas con estribos separados “d” cm (90°).	81
<b>TABLA 33.</b> Parámetros de capacidad de carga para vigas con estribos separados “d” cm (45°).	83
<b>TABLA 34.</b> Parámetros de capacidad de carga para vigas con estribos separados “d/2” cm (90°).	86
<b>TABLA 35.</b> Parámetros de Carga y deflexión de falla para cada comportamiento	88

**LISTA DE FIGURAS**

	<b>PÁG.</b>
Fig.1. Formaletería en Madera.	3
Fig.2. Método de Mezcla Manual.	3
Fig.3. Engrasado de los Moldes.	3
Fig.4. Llenado de las formaletas cumpliendo con la especificación NTC.	3
Fig.5. Apisonado de las capas según la norma NTC.	4
Fig.6. Cilindros de 15x30cm para determinar la resistencia a compresión.	4
Fig.7. Vigas listas para curado durante 28 días en agua – cal.	4
Fig.8. Viga lista para someter a carga en el laboratorio de estructuras.	4
Fig.9. Aplicación de la carga gradualmente.	5
Fig.10. Obtención de la falla por cortante.	5
Fig.11. Recopilación de datos.	5
Fig.12. Aplicación de carga hasta la rotura.	5
Fig.13. Tensiones principales en vigas homogéneas, elásticas e isotrópicas	7
Fig.14. Formación de fisuras según trayectorias de tensiones principales	8
Fig.15. Patrón de fisuración por cortante y detalle del refuerzo transversal requerido.	8
Fig.16. Falla típica a cortante en vigas simplemente apoyadas.	10
Fig.17. Comportamiento de vigas ante los esfuerzos cortantes.	12
Fig.18. Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares.	12
Fig.19. Tipos de Agrietamiento en vigas de concreto.	14
Fig.20. Modelo de la analogía de la cercha propuesto inicialmente por Ritter	16
Fig.21. Cercha Tipo Warren.	18
Fig.22. Analogía de cercha. Estribos inclinados	18
Fig.23. Estructura de concreto armado con estribos inclinados	18
Fig.24. Cercha Tipo Prandtl	19
Fig.25. Analogía de la cercha. Estribos Verticales	19
Fig.26. Estructura de concreto armado con estribos verticales	19
Fig.27. Disposición del refuerzo por cortante	21
Fig.28. Fisuras ocasionadas por cortante y por flexión.	21
Fig.29. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal para vigas sin estribos	25
Fig.30. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal de vigas con estribos separados “d” cm (90°)	26
Fig.31. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal de vigas con estribos separados d cm (45°)	27
Fig.32. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal de las vigas con estribos separados d/2 cm	28

Fig.33. Arena del Puerto	30
Fig.34. Triturado del Chocho	30
Fig.35 Dosificación en volumen	30
Fig.36. Mezcla mecánica	30
Fig.37. Engrasado de las formaletas	31
Fig.38. Vaciado de concreto y chequeo de “d”	31
Fig.39. Vigas fundidas	31
Fig.40. Curado de cilindros y vigas en agua – cal	31
Fig.41. Máquina de Ensayo y registro de carga	33
Fig.42. Gráfico de Resistencia a la compresión del concreto	34
Fig.43. Montaje y resultados de la prueba de carga para determinar $f'c$	35
Fig.44. Equipo necesario para determinar el módulo de elasticidad del concreto	37
Fig.45. Módulo de Elasticidad del Concreto (Tramo establecido por NSR-10) CIL. 1	39
Fig.46. Módulo de Elasticidad del Concreto (Tramo establecido por NSR-10) CIL. 2	42
Fig.47. Módulo de Elasticidad del Concreto	44
Fig.48. Modelo Estructural empleado.	45
Fig.49. Diagramas de Cortante y momento para viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz	46
Fig.50. Montaje del ensayo	46
Fig.51. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Sin estribos	49
Fig.52. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Sin estribos	51
Fig.53. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Estribos separados “d” cm (90°)	53
Fig.54. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados “d” cm (90°)	55
Fig.55. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Estribos separados “d” cm (45°)	57
Fig.56. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados “d” cm (45°)	59
Fig.57. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Estribos separados “d/2” cm (90°)	61
Fig.58. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados “d/2” cm (90°)	63
Fig.59. Fisura delgada a 45° con el eje del elemento	64
Fig.60. Fisura más ancha en dirección al punto de aplicación de la carga	65
Fig.61. Fisura de “cortante en el alma” o “de tracción diagonal	65
Fig.62. Fisura de “cortante en el alma” o “de tracción diagonal	66

Fig.63. Agrietamiento de corte en el alma	67
Fig.64. Fisuras producidas por una fuerza de corte por tracción diagonal	68
Fig.65. Aparición de la fisura por tensión diagonal en el alma o tensión diagonal	69
Fig.66. Fisura más notoria.	69
Fig.67. Aparición de la fisura en el otro sentido	70
Fig.68. Viga Fallada	70
Fig.69. Aparición de las fisuras de cortante en el alma tímidamente (Viga 1)	72
Fig.70. Aparición de las fisuras de cortante en el alma tímidamente (Viga 2)	72
Fig.71. Fisuras ensanchadas con dirección al punto de aplicación de la carga	73
Fig.72. Viga 1 Con estribos a 45° Fallada	73
Fig.73. Viga 2 Con estribos a 45° Fallada	74
Fig.74. Aparición de fisuras de flexión (Viga2)	74
Fig.75. Aparición de fisuras de cortante en el alma y flexión-cortante (Viga1)	75
Fig.76. Fisuras de flexión-cortante	75
Fig.77. Fisuras de efectos combinados, flexión, compresión y cortante	76
Fig.78 Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas sin estribos.	79
Fig.79. Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas con estribos separados "d" cm (90°).	81
Fig.80. Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas con estribos separados "d" cm (45°).	83
Fig.81. Fuerzas en una grieta diagonal de una viga con estribos verticales	84
Fig.82. Fuerzas en una grieta diagonal de una viga con estribos inclinados	85
Fig.83. Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas con estribos separados "d/2" cm (90°):.	86
Fig.84. Carga y deflexión de falla para cada comportamiento	88
Fig.85. Comparativa cargas y deflexiones de falla	89



## **1. INTRODUCCIÓN**

Este proyecto aborda el comportamiento a cortante en vigas de concreto reforzado, a partir del análisis del patrón de fisuración y el tipo de falla obtenidos al someter dichos elementos a esfuerzos de flexión y cortante.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado se evaluó a partir de la variación de los factores que influyen en el mismo, como lo son la disposición y cuantía del acero longitudinal y transversal, las características de los materiales usados y la forma de aplicación de la carga.

Las vigas se construyeron con los materiales de la zona, arena y grava de uso común en las construcciones de nuestro medio. Los elementos a ensayar se caracterizaron mediante pruebas de resistencia al concreto y a los aceros utilizados para el refuerzo longitudinal y transversal; una vez identificados los materiales se evaluaron las resistencias probables teóricas de las vigas con diferentes configuraciones de refuerzo transversal, según la teoría del concreto reforzado para flexión y cortante, y se comparan con los resultados experimentales obtenidos de las pruebas de carga.

Las vigas fueron diseñadas para que se presentara la falla por cortante, antes que la falla por flexión y de acuerdo a estos cálculos se construyeron las probetas en el laboratorio de materiales de la universidad del Cauca; las pruebas de carga se desarrollaron en el laboratorio de estructuras adecuando el montaje del ensayo en la máquina Universal Shimadzu UDH-50, también se realizó un registro fílmico detallado de los resultados obtenidos en las pruebas de carga, con el fin de observar mejor el comportamiento de los especímenes y dejar un registro audiovisual que pueda ser útil para posteriores estudios o como material educativo para los cursos de concreto armado.

## **2. ANTECEDENTES**

En diversas universidades se han realizado pruebas de carga en miembros de concreto reforzado, consignando un registro audiovisual de las mismas, tal es el caso de las Universidades Pontificia Católica del Perú, El colegio de ingenieros de Chile y en Colombia las Universidades Nacional y del Valle, entre otras; en la mayoría de estos trabajos se realizan pruebas de carga en vigas de concreto reforzado de luces cortas, cilindros, muros y demás elementos estructurales que el laboratorio asignado por cada universidad permite construir y ensayar, para posteriormente evaluar el comportamiento del concreto reforzado. En la mayoría de estos ensayos se modifican las diferentes variables que intervienen en la resistencia de los elementos y se consigna la influencia de la variación de la misma ante las cargas impuestas.

Algunos de los factores que se modifican son por ejemplo cuantías de acero, calidades del mismo, separación entre estribos, variación en las secciones transversales, entre otros factores, que permiten observar la incidencia de estos componentes en la resistencia de las estructuras y consecuentemente hacer una comparación con lo que hipotéticamente se espera que ocurra, gracias a un cálculo previo.

Se realizó una búsqueda de información en la biblioteca José María Serrano y se consultó en el departamento de estructuras de la Facultad de Ingeniería civil y no se encontró información o documentos que indiquen que este tipo de pruebas se haya realizado con anterioridad en la Universidad del Cauca; esto debido en parte a que el área de estructuras no cuenta con una materia de laboratorio para estudiar estos temas.

Previo a la realización de este proyecto se efectuó una prueba preliminar sobre una viga en concreto en donde se ajustaron algunas variables para obtener evidencias de la falla por cortante y determinar la viabilidad del trabajo, la disponibilidad de los materiales, el estado de la máquina de carga y los diferentes factores a considerar en las pruebas siguientes.

Dicho elemento de prueba fue construido en el laboratorio de materiales y posteriormente ensayado en el laboratorio de estructuras, con el fin de identificar las posibles limitantes que se pudiesen presentar en el transcurso de los ensayos, debido a que no se cuenta con un equipo ideal para realizar este tipo de procedimientos y se



hace necesario modificar la dotación existente para adecuarla a las características solicitadas para los ensayos a realizar sobre los elementos estructurales.

Los resultados obtenidos se pueden evidenciar a continuación:

### **Registro Fotográfico**



**Fig.1.**Formaletería en Madera



**Fig.2.** Método de Mezcla Manual



**Fig.3.**Engrasado de los Moldes



**Fig.4.** Llenado de las formaletas cumpliendo Con la especificación NTC



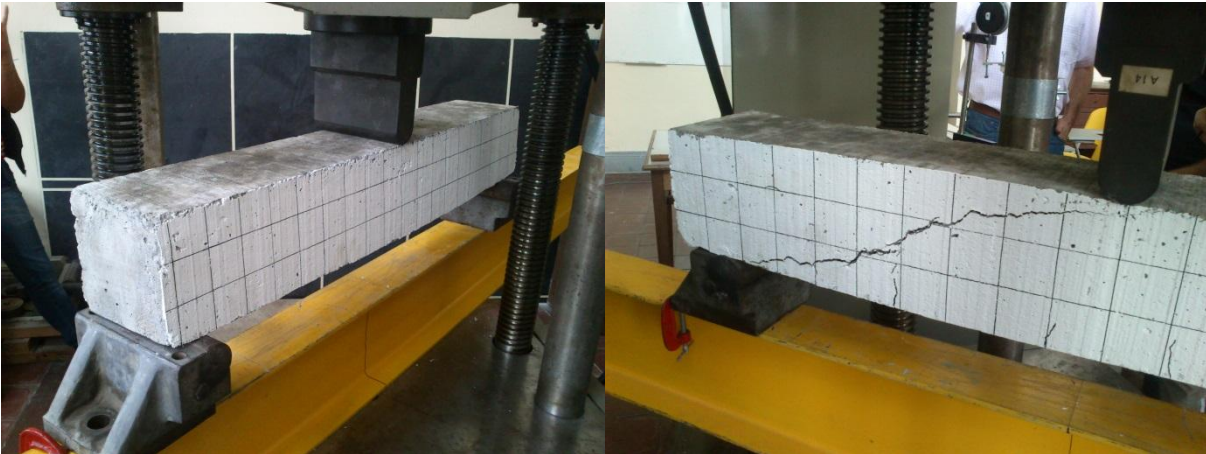
**Fig.5.** Apisonado de las capas según la norma NTC

**Fig.6.** Cilindros de 15x30cm para determinar Resistencia a la compresión

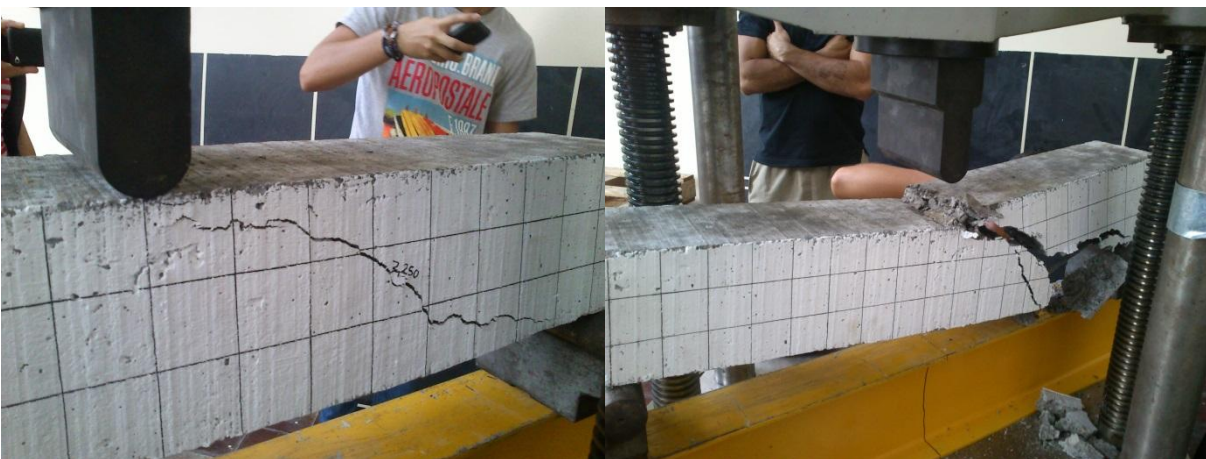


**Fig.7.** Vigas listas para curado durante 28 días en agua-cal

**Fig.8.** Viga lista para someter a carga en el laboratorio de estructuras



**Fig.9.**Aplicación de la Carga gradualmente **Fig.10.**Obtención de la falla por tracción diagonal



**Fig.11.** Recopilación de datos **Fig.12.** Aplicación de carga hasta la rotura

### **3. MARCO TEORICO**

El concreto reforzado es hoy en día uno de los principales materiales empleados en la construcción de obras civiles, por esta circunstancia ha sido objeto de numerosos estudios en lo que respecta a sus componentes y propiedades; se ha demostrado que aprovecha en forma muy eficiente las características de su alta resistencia a la compresión, durabilidad, resistencia a la intemperie y otras propiedades que le proporciona el acero como buena resistencia a la tensión y ductilidad. Sin embargo si no se hacen los respectivos estudios previos para determinar cuantías adecuadas de refuerzo, secciones transversales y dimensiones eficientes, entre otras variables, podrían presentarse graves fallas en las estructuras construidas en este material.

El concreto reforzado es un material relativamente nuevo respecto al desarrollo de la civilización, si se tiene en cuenta que su invención se atribuye a finales del siglo XIX y su empleo en Colombia se remite a mediados del siglo XX, es posible concluir que aún quedan supuestos por profundizar y que se debe tener especial cuidado en su diseño y en el cumplimiento de las recomendaciones técnicas

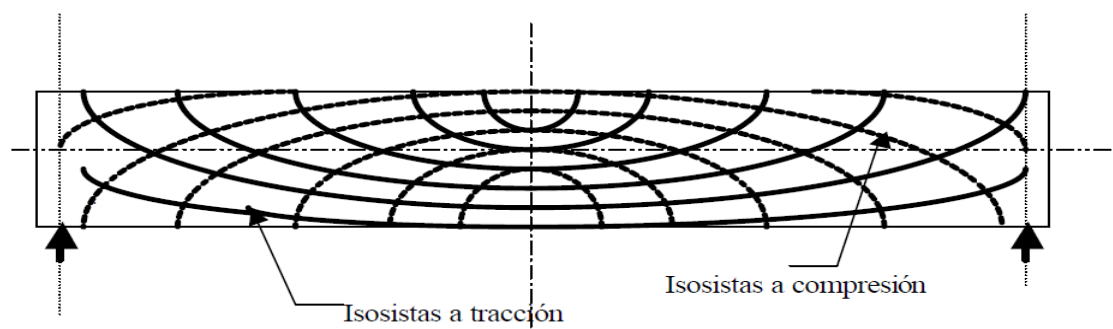
La combinación de concreto y acero constituye un eficiente material estructural por varias razones, las ventajas de un material compensan las desventajas del otro, el concreto es resistente a la compresión, es moldeable, rígido, durable, presenta un costo favorable y es fácil de producir; el acero es resistente a la compresión y a la tensión, es flexible, manejable y dúctil, el concreto que recubre el acero previene la corrosión de este último, los coeficientes de dilatación térmica son similares, lo que permite controlar el agrietamiento y otros efectos no deseables; pero tal vez una de las más importantes es la muy buena adherencia que se presenta entre estos dos materiales, este factor de adherencia constituye una de las hipótesis fundamentales para el estudio del concreto reforzado, que fueron tenidas en cuenta para el desarrollo de este trabajo y que se enuncian a continuación:

#### **HIPOTESIS FUNDAMENTALES PARA EL ESTUDIO DEL CONCRETO REFORZADO:**

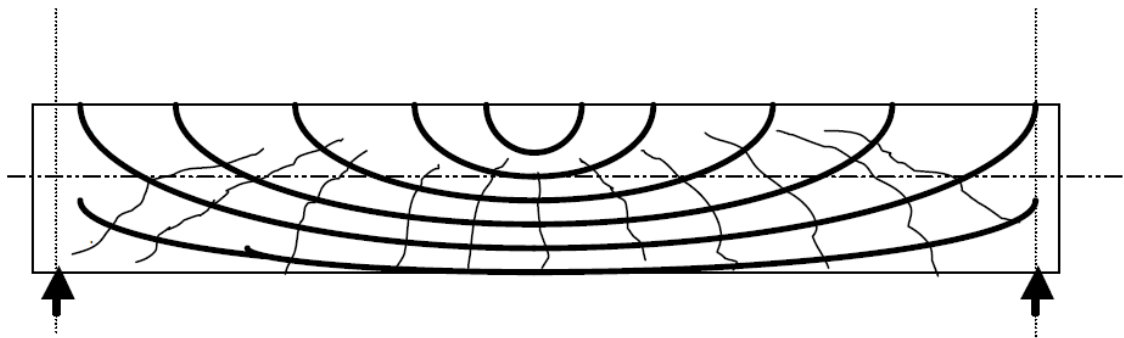
- 1) **ADHERENCIA PERFECTA ENTRE CONCRETO Y ACERO:** Como se manifestó anteriormente, estos materiales se adhieren muy bien entre sí, pero esta característica cobra importancia al tener en cuenta que esta adherencia perfecta permite que las deformaciones unitarias del concreto ( $\epsilon_c$ ) y del acero ( $\epsilon_s$ ) sean iguales al mismo nivel, sea en compresión o en tensión. ( $\epsilon_c \approx \epsilon_s$ )

- 2) **EQUILIBRIO:** Las fuerzas internas, como momentos flectores, esfuerzos cortantes, tensiones normales y tensiones cortantes en cualquier sección de un elemento, están en equilibrio con los efectos de las cargas exteriores en esta sección. Esta proposición no es una hipótesis, sino un hecho, porque cualquier cuerpo o porción de un cuerpo sólo puede estar en reposo si todas las fuerzas que actúan sobre él están en equilibrio
- 3) **LAS SECCIONES PLANAS CONTINÚAN SIENDO PLANAS:** Tanto antes como después de la aplicación de las cargas las secciones planas continúan siendo planas, esto significa que las deformaciones unitarias son proporcionales a la distancia al eje neutro, teniendo en cuenta el principio de Bernoulli.
- 4) **EL ESTUDIO SE BASA EN EL COMPORTAMIENTO REAL DE LOS MATERIALES:** En sus relaciones reales esfuerzo-deformación unitaria y en sus propiedades de resistencia, si ambos elementos se encuentran dentro del campo elástico se dice que la estructura está en el campo elástico, pero si alguno de los dos se sale del campo elástico, se considera que la estructura ya no pertenece al campo elástico.
- 5) **SE DESPRECIA LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA TRACCIÓN:** Se considera nula la resistencia del concreto a la tracción porque esta parte del elemento usualmente se encuentra fisurada.

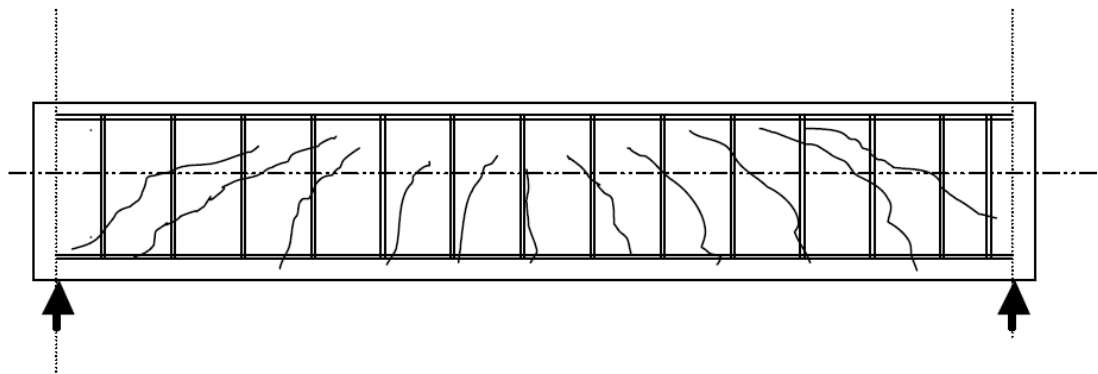
Teniendo en cuenta que la resistencia del hormigón a tracción es baja en relación a la de compresión, un elemento de este material tiende a fallar en dirección perpendicular a las trayectorias de tracción indicadas, es decir, siguen teóricamente las isosistas de compresión como se ilustra en la figura 14. En conclusión se hace necesario colocar algún tipo de refuerzo (figura 15) que contribuya a mejorar la resistencia del material a estas solicitaciones.



**Fig. 13. Tensiones principales en vigas homogéneas, elásticas e isotrópicas**



**Fig. 14. Formación de fisuras según trayectorias de tensiones principales**



**Fig. 15. Patrón de fisuración por cortante y detalle del refuerzo transversal requerido**

Las estructuras y elementos estructurales de concreto reforzado deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para una condición de cargas y fuerza mayoradas, estas cargas generan en los elementos unas acciones internas en forma de fuerzas cortantes y momentos flectores, al igual que una deformación del eje longitudinal en forma de arco. Importantes teorías que consideran estas fuerzas internas han surgido para determinar de forma eficiente la capacidad del concreto estructural para soportar dichas solitudes, abordando por ejemplo, el comportamiento de este material frente a la flexión.

Igual que la flexión, es fundamental para la formación del ingeniero, adquirir unos procedimientos prácticos, seguros y confiables para el diseño estructural a cortante. Lo anterior, porque a diferencia del punto de vista académico, donde se

pueden aislar cada una de las tensiones para su tratamiento y estudio, en la práctica el problema es de mayor complejidad al encontrar siempre un campo de tensiones donde interactúan simultáneamente la flexión ( $M$ ), el cortante ( $V$ ), la torsión ( $T$ ) y la fuerza axial ( $N$ ).

Históricamente el problema de la flexión se ha entendido perfectamente hasta el punto de que los modelos teóricos de comportamiento bajo cargas, al comprobarlos con pruebas reales en estructuras, presentan excelentes ajustes estadísticos generando el reconocimiento que le otorgan la colocación directa de estos resultados en normas y códigos de diseño y construcción. En contraste el cortante, al igual que la torsión, han tropezado con toda serie de obstáculos teóricos y experimentales que han impedido un correcto entendimiento del problema. A pesar de lo anterior, en las tres últimas décadas se ha realizado un gran esfuerzo por encontrar modelos matemáticos que se ajusten al comportamiento real de las estructuras hasta el punto de llegar a reconocer en los últimos reglamentos Americanos del hormigón armado (ACI 318-14) y en el reglamento Colombiano de construcción sísmo resistente (NSR 10) estas nuevas teorías que explican mejor el problema y se ajustan a las pruebas experimentales.

La falla a cortante, mejor conocida como falla por tracción diagonal, tiene las siguientes características:

- a) No es única.
- b) Es difícil de predecir.
- c) Es súbita y catastrófica.
- d) El estudio de su comportamiento es completamente diferente al de flexión.
- e) Se manifiesta por medio de fisuras inclinadas de mayor abertura que las de flexión.

Debido a esto, el diseño debe garantizar que en el momento de agotamiento de una estructura, la falla se inicie por un mecanismo diferente al de cortante, por ejemplo obligando primero a la falla por flexión y secundariamente la de cortante. Para lograr este último objetivo, el ingeniero debe asegurar un diseño confiable a flexión y proporcionar donde se requiera el refuerzo necesario para atender el cortante.

La figura 16 ilustra una falla típica a cortante en vigas simplemente apoyadas y con cargas en los tercios medios. Se puede apreciar como las fisuras se propagan desde la cara más traccionada del elemento al eje neutro, en la zona central tienen

dirección paralela a la carga y en los tercios extremos se inclinan buscando el punto de aplicación de la carga. La capacidad de estas vigas está controlada por la flexión ya que tienen un refuerzo a cortante adecuado en las zonas requeridas.

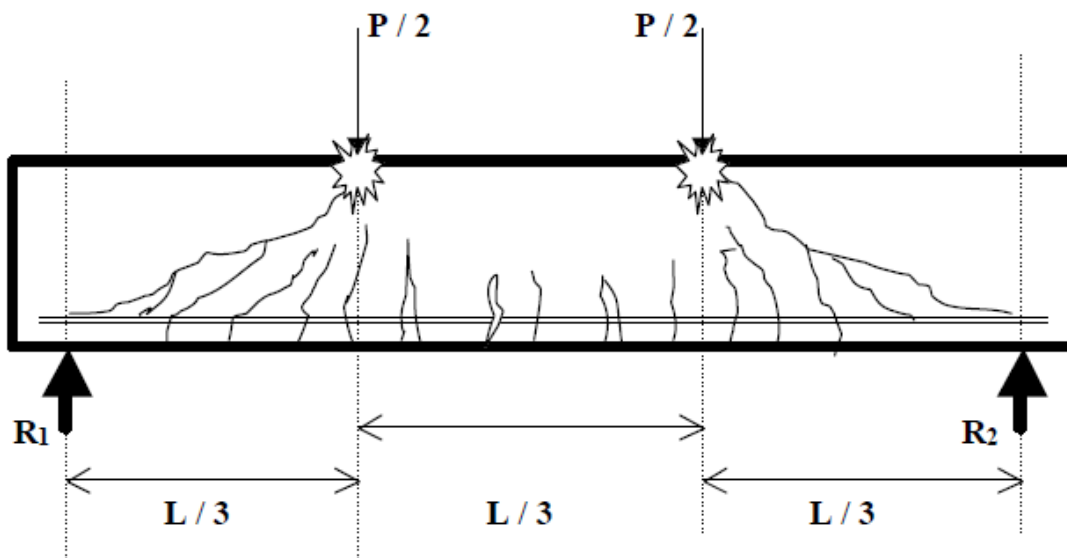


Fig.16. Falla típica a cortante en vigas simplemente apoyadas.



### **TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS HOMOGÉNEAS.**

Considerando que el concreto es un material elástico en el campo en donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones unitarias, se tiene que, los esfuerzos cortantes (Ecuación 3.1) actúan en cualquier sección, además de los esfuerzos flectores (Ecuación 3.2).

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad (3.1)$$

$$f = \frac{My}{I} \quad (3.2)$$

La función de los esfuerzos cortantes se visualiza con facilidad mediante el comportamiento bajo carga de la viga laminada de la figura 17; ésta muestra dos elementos rectangulares unidos entre sí en la superficie de contacto. Si el adhesivo es suficientemente fuerte, el elemento se deformaría como una viga individual, como aparece en la figura 17.a. Por otro lado, si el adhesivo es débil, las dos piezas se separarán y deslizarán relativamente entre sí como señala la figura 17.b. En efecto, cuando el adhesivo es efectivo, existen fuerzas o esfuerzos que actúan sobre éste evitando así el deslizamiento o corte. Estos esfuerzos cortantes horizontales aparecen en la figura 17.c que muestra la manera cómo actúan en forma separada sobre la pieza superior e inferior. Los mismos esfuerzos ocurren en planos horizontales para vigas de una sola pieza; estos son diferentes en intensidad para diversas distancias desde el eje neutro.

La figura 17.d presenta un diferencial de longitud ( $d_x$ ) de una viga rectangular de una sola pieza que está sometida a una fuerza cortante de magnitud  $V$ . Los esfuerzos cortantes verticales  $v$  impiden el desplazamiento hacia arriba, es decir, proporcionan el equilibrio vertical. Su valor promedio es igual a la fuerza cortante dividida por el área de la sección transversal del elemento  $V_{av} = V/ab$

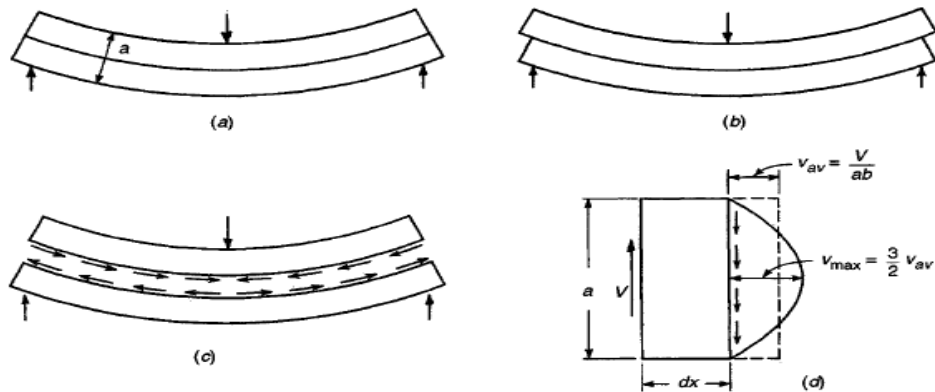


Fig.17. Cortante en vigas rectangulares

Pero la intensidad varía según la localización vertical en la sección. Con la ecuación 3.1 se puede demostrar que el esfuerzo cortante es cero para las fibras exteriores y tiene un máximo de  $1.5 v_{av}$  en el eje neutro; además de que su variación es parabólica como aparece. Si se aísla un pequeño elemento cuadrado localizado en el eje neutro de una viga sometida a cortante, como indica la figura 18.b. los esfuerzos cortantes verticales, iguales y opuestos en las dos caras por razones de equilibrio, actúan sobre este como se señala. Sin embargo, si estos fueran los únicos esfuerzos presentes, el elemento no estaría en equilibrio sino que giraría. Por consiguiente, en las dos caras horizontales existen esfuerzos cortantes horizontales de igual magnitud que equilibran las fuerzas anteriores. Esto es, en cualquier punto de la viga, los esfuerzos cortantes horizontales de la figura 18.b son iguales en magnitud a los esfuerzos cortantes verticales de la figura 17.d.

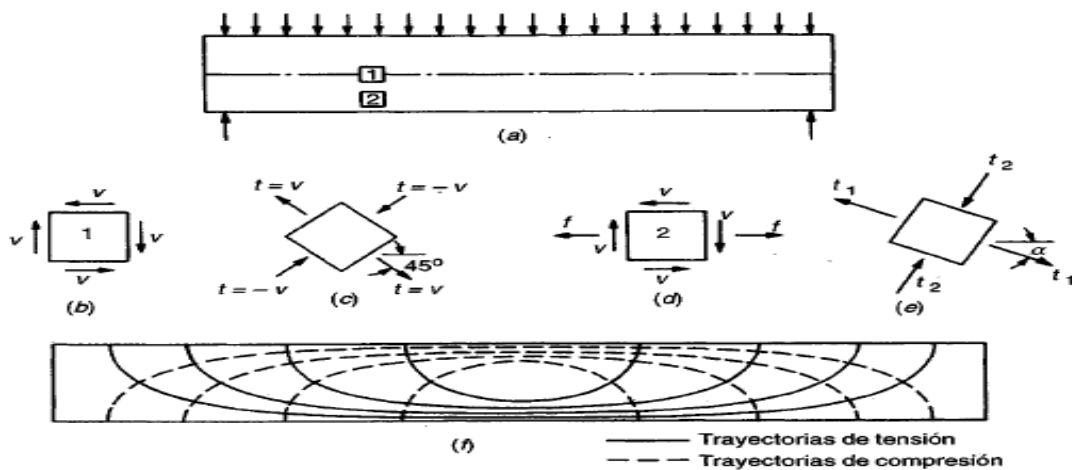


Fig.18. Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares.

En cualquier texto de resistencia de materiales se demuestra que en un elemento cortado a un ángulo de 45°, los esfuerzos cortantes se combinan de manera que su efecto sea como el que indica la figura 18.c. Es decir, la acción de los dos pares de esfuerzos cortantes sobre las caras vertical y horizontal es equivalente a aquella de dos pares de esfuerzos normales, uno en tensión y otro en compresión, que actúan en caras a 45° con valores numéricos iguales a los de los esfuerzos cortantes  $v$ .

Si se considera ahora un elemento de viga localizado entre el eje neutro y los bordes externos, sus caras verticales están sometidas no solo a esfuerzos cortantes sino también a los ya conocidos esfuerzos flectores, cuya magnitud está determinada por la ecuación 3.2 (ver figura 18.d). Los seis esfuerzos que actúan ahora sobre el elemento pueden combinarse en un par de esfuerzos inclinados a compresión y un par de esfuerzos inclinados a tensión, formando ángulos rectos entre sí. Estos se conocen como esfuerzos principales (ver figura 18.e). Su valor está dado por:

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad (3.3)$$

Y su inclinación  $\alpha$  está dada por:

$$\tan 2\alpha = 2v/f. \quad (3.4)$$

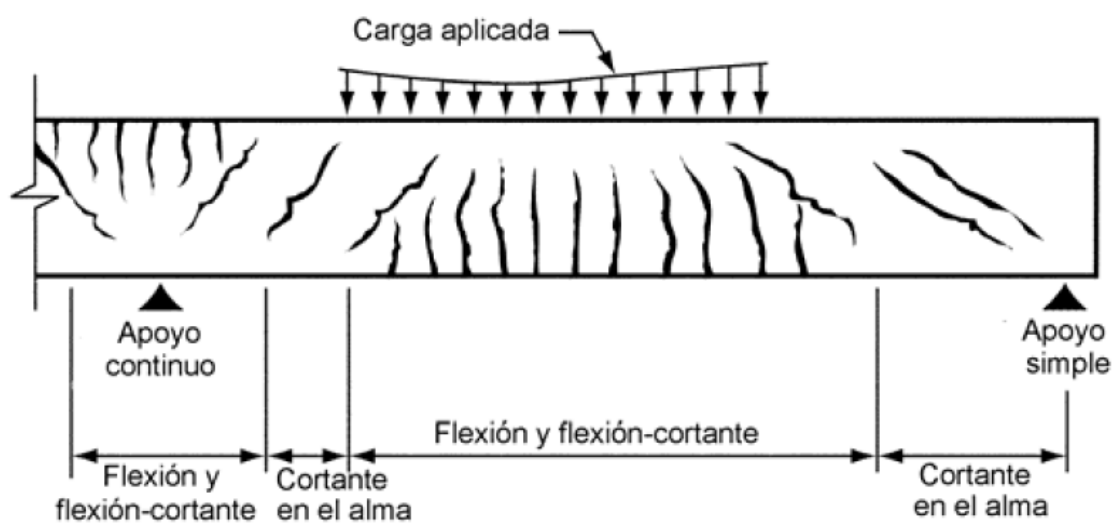
Puesto que las magnitudes de los esfuerzos cortantes  $v$  y los esfuerzos flectores  $f$  cambian en función de la localización de la sección en la viga, y verticalmente en cada sección con la distancia desde el eje neutro, las inclinaciones igual que las magnitudes de los esfuerzos principales  $t$  que resultan, varían de un lugar a otro. La figura 18.f muestra las inclinaciones de estos esfuerzos principales para una viga rectangular uniformemente cargada. Es decir, las trayectorias de esfuerzos son líneas que en cualquier punto se dibujan en aquella dirección en la cual actúa en ese punto el esfuerzo principal particular, el de tensión o el de compresión. Puede verse, que en el eje neutro los esfuerzos principales en una viga están siempre inclinados a 45° respecto a este. En las vecindades de las fibras extremas, estos son horizontales cerca del centro de la luz.

Un punto importante surge a partir de este análisis. Los esfuerzos de tracción, que son de especial interés por la baja resistencia a la misma del concreto, no están limitados a los esfuerzos horizontales de flexión  $f$  causados por flexión pura. Existen esfuerzos de

tensión con varias inclinaciones y magnitudes, que resultan del cortante solo (en el eje neutro) o de una combinación de cortante y flexión, y esto se presenta en toda la viga y pueden afectar su integridad si no se consideran adecuadamente. Por consiguiente, los esfuerzos de tensión inclinados, conocidos como esfuerzos de tracción diagonal, deben tenerse en cuenta de manera cuidadosa en el diseño del concreto reforzado.

### **AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO POR CORTANTE**

El reglamento colombiano de construcción sismo resistente del 2010 se refiere al agrietamiento del concreto en su apartado C.R.11.3.3. donde se enuncia que el agrietamiento por cortante en el alma empieza en el interior del elemento cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto. Por su parte el agrietamiento de flexión- cortante se inicia con un agrietamiento por flexión. Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de flexión-cortante se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y flexión excede la resistencia a la tracción del concreto.



**Fig. 19. Tipos de Agrietamiento en vigas de concreto**

## **MARCO HISTÓRICO**

Los primeros estudios sobre el cortante se realizaron a finales del siglo XIX propiamente para el año de 1899 cuando el profesor Wilhem Ritter del Politécnico de Zurich publicó en su libro *“Die Bauweise Hennebique”* el modelo de la analogía de lacercha como metodología adecuada para tratar el diseño a cortante. Numerosos ensayos continuaron a principios del siglo XX para tratar de explicar y dar pautas claras al trabajo de Ritter y en este sentido Emil Mörsh en Alemania y Richart Talbot en Estados Unidos logran los primeros avances al respecto. En esta época se presenta la gran discusión de si la falla es a cortante horizontal, tensiones inclinadas o tracción diagonal.

En 1904 la comisión alemana del hormigón armado presenta las primeras especificaciones sobre el diseño a cortante basadas en el trabajo de Mörsh y se propone la ecuación 3.1 como fórmula general para evaluar el cortante por tracción diagonal.

$$v = \frac{V}{b \cdot z} \quad (3.5)$$

Donde

- v: Valor medio de la tensión cortante
- V: Esfuerzo Cortante
- b: Ancho de la sección
- z: Altura útil de la sección (Sin fisurar)

Esta expresión por su sencillez fue utilizada ampliamente por más de 50 años. Las investigaciones de Talbot en la Universidad de Illinois concluyeron que la capacidad a cortante no solo dependía de la resistencia del hormigón sino de factores tales como:

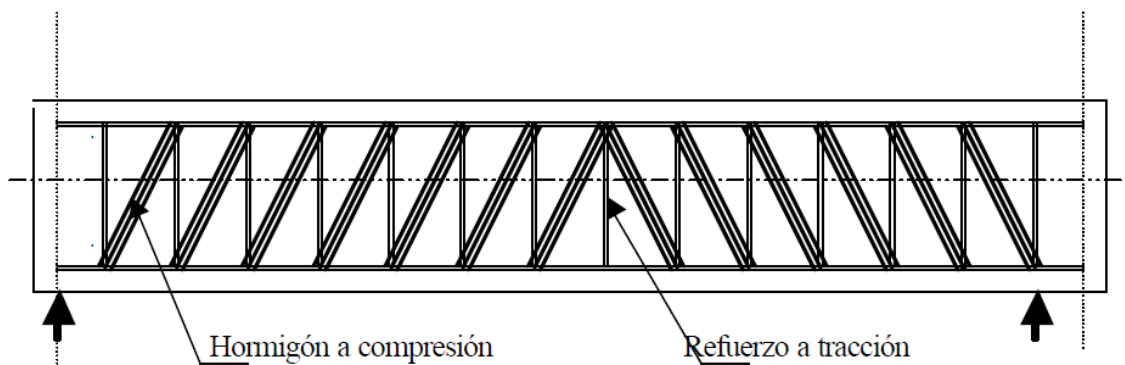
- a) La esbeltez del elemento y
- b) La cuantía del refuerzo en tracción.

Estas conclusiones quedaron archivadas por más de medio siglo por el amplio uso adquirido por la teoría del diseño elástico del hormigón.

En el año de 1954 varios ensayos de laboratorio concluyeron que la falla típica de los elementos de hormigón armado diseñados por teoría elástica, los cuales se suponían fallaba por flexión, era la falla por tracción diagonal inclusive para cargas inferiores a las del rango elástico. Lo anterior quedó completamente comprobado con

el sismo de 1954 cuando por su efecto colapsaron varios hangares de la fuerza aérea de los Estados Unidos. En los estudios de las ruinas se detectó que la falla en vigas y columnas era por tracción diagonal. En consecuencia se conformaron varios comités técnicos liderados por los profesores McGregor y Bresler los cuales posteriormente redactaron el documento base del estudio del cortante por teoría de resistencia conocido como el ACI-ASCE-426. Recientemente los trabajos de Mitchell y Collins, Lampert y Thurliman han propuesto nuevas tendencias al diseño unificado (hormigón armado y pretensado) a cortante con la actualizada teoría de la cercha espacial inicialmente propuesta por Ritter, el modelo matemático del campo modificado de tensiones a compresión y la poderosa herramienta de análisis conocida como el modelo del puntal y el tirante (strut and tie). Los últimos documentos versión año 2000 indican una amplia experimentación en este sentido.

Debe esclarecerse que el esfuerzo cortante en un elemento viga de concreto reforzado es soportado una parte por el concreto y otra por el acero de refuerzo, la presencia del acero de refuerzo por cortante impide el crecimiento de las grietas inclinadas, aumentando la ductilidad y permite que la presencia de la falla sea notable y no súbita como en el concreto sin refuerzo.



**Fig.20. Modelo de la analogía de la cercha propuesto inicialmente por Ritter**

### **ANALOGÍA DEL REFUERZO TRANSVERSAL CON LA CERCHA (MODELO MATEMÁTICO PROPUESTO POR RITTER)**

El comportamiento de las estructuras que fallan a cortante, cuando estas tienen refuerzo transversal, puede representarse y explicarse mediante el modelo matemático de la analogía de la cercha propuesto por Ritter a fines del siglo XIX. En las figuras 21 y 24 se muestran dos tipos de cerchas clásicas: Warren y Prandtl cuya característica principal bajo carga es que las cuerdas superiores están a compresión y las inferiores a tracción, mientras que los elementos que conectan estas cuerdas ( los puntales y las diagonales) están alternadamente sometidos a compresión y a tracción.

En el caso de las estructuras de hormigón armado, figuras 22 y 25, la resistencia a cortante se aumenta con el uso del refuerzo transversal en forma similar al comportamiento de los elementos en la cercha. El refuerzo a cortante debe quedar adecuadamente anclado y doblado en la zona a compresión para garantizar su eficiencia mecánica. La acción del refuerzo transversal, sea este vertical o inclinado, puede visualizarse mejor con las gráficas 23 y 26. Aunque la analogía de la cercha ha sido tradicionalmente la mejor interpretación de la importancia del refuerzo transversal en el hormigón armado, es claro que realmente este modelo no explica exactamente la forma como se transmite la fuerza cortante en los elementos. Efectivamente el refuerzo transversal aumenta la capacidad a cortante pero el refuerzo contribuye muy poco a la resistencia a cortante antes de la formación de las fisuras diagonales.

Experimentalmente se ha comprobado que para suministrar una resistencia a cortante adecuada, de tal forma que haya una redistribución de fuerzas internas en la sección endonde eventualmente se formen las fisuras diagonales, es necesario que los estribos cumplan tres requisitos básicos:

- **Resistir** aquella parte del cortante externo ( $V_{ext.}$ ), que no está en capacidad de soportar el concreto ( $V_c$ ).
- **Detener** o impedir el crecimiento de las fisuras diagonales y mantener el aporte de la trabazón de agregados, en la resistencia a cortante. Esto permite también mantener más área a compresión de hormigón sin fisurar para resistir la combinación de la cortante más la compresión.

- **Sujetar** adecuadamente las barras de refuerzo por flexión (longitudinales) y desde luego aumentar la capacidad de la acción de dovela. Además de estas tres funciones principales, la acción de dovela en los estribos puede transferir una pequeña fuerza de tracción a través de la sección fisurada y el efecto de confinamiento del estribo sobre el hormigón a compresión aumenta ligeramente la resistencia estructural del elemento.

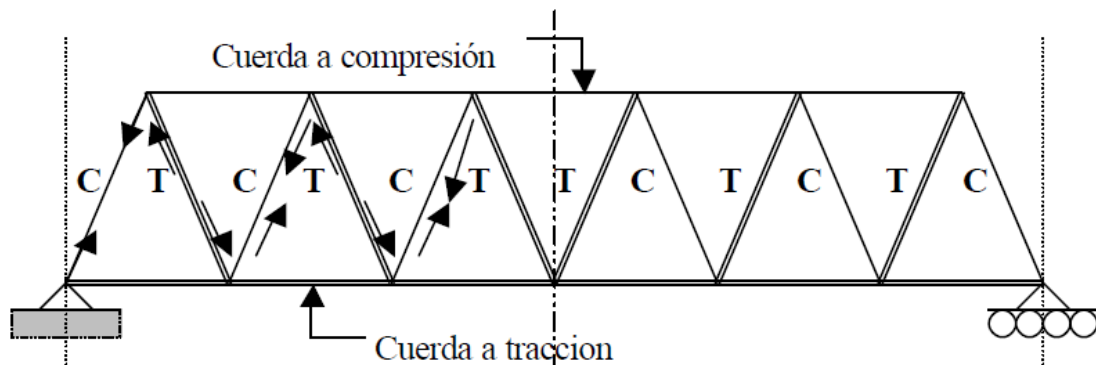


Fig. 21. Cercha Tipo Warren

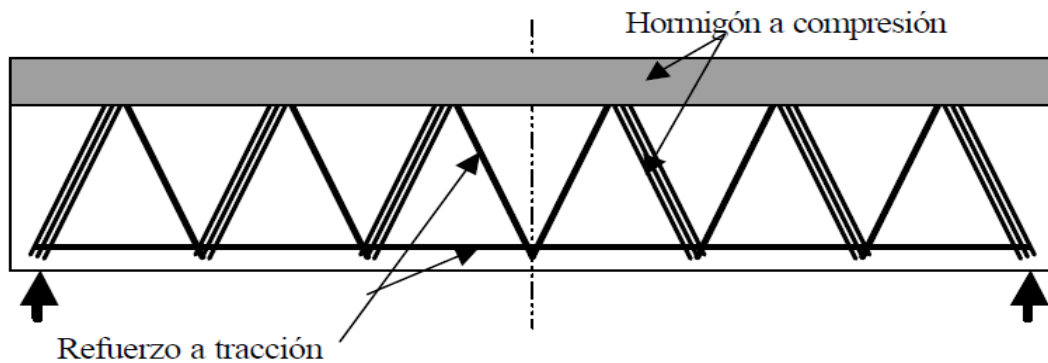


Fig.22. Analogía de cercha.Estribos inclinados



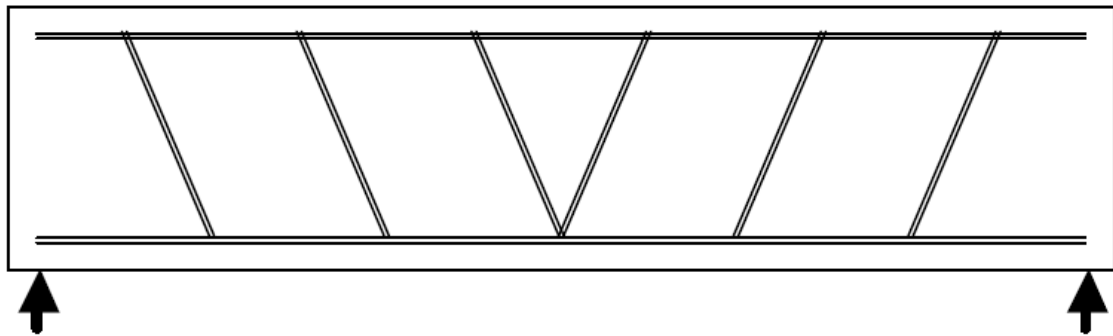


Fig. 23. Estructura de concreto armado con estribos inclinados

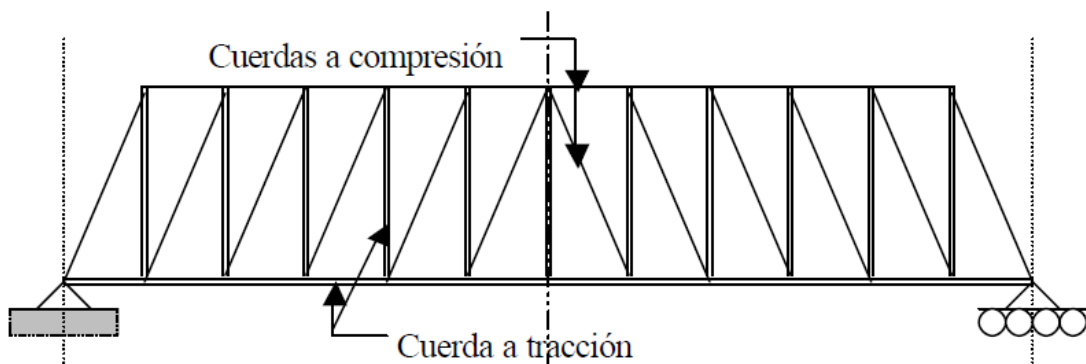


Fig. 24. Cercha Tipo Prandtl

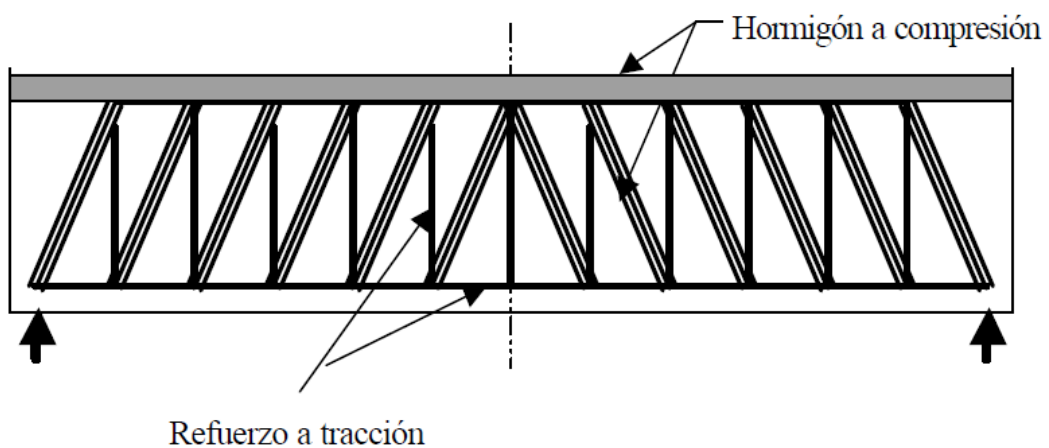


Fig.25. Analogía de la cercha. Estribos Verticales

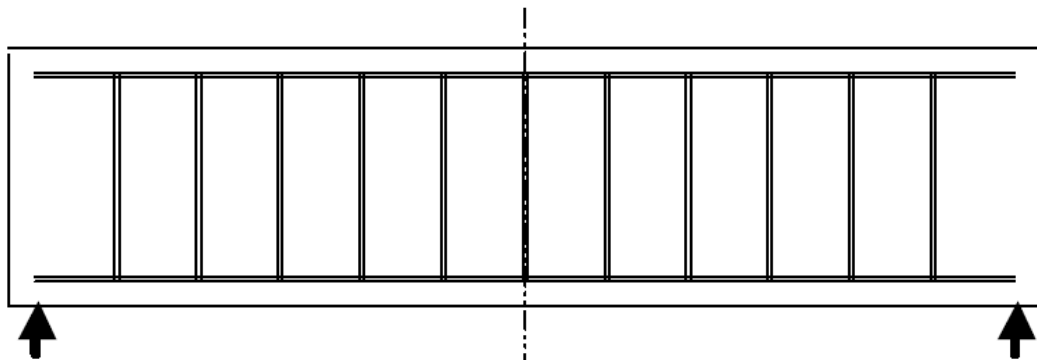


Fig. 26. Estructura de concreto armado con estribos verticales

### EXPRESIONES PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A EFECTOS DE FUERZA CORTANTE

El diseño de secciones transversales sujetas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \leq \phi V_n, \text{ donde:}$$

- $V_u$  = Es la fuerza cortante amplificada en la sección estudiada.
- $V_n$  = Resistencia nominal al cortante del concreto y el acero  $V_n = V_c + V_s$
- $V_c$  = Es la resistencia nominal al cortante del concreto.
- $V_s$  = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por medio del refuerzo para cortante.

Según la norma NSR-10, se requiere un área mínima de refuerzo por cortante siempre que se cumpla que  $0,50\phi V_c < V_u < \phi V_c$  que se calcula con la siguiente expresión (3.3)

$$A_{vmin} = 0,062 \sqrt{f'_c} * \frac{b*s}{F_y} \geq 0,35 * b * \frac{s}{F_y} \quad (C.11.13) \quad (3.3)$$

Y se debe diseñar un refuerzo transversal cuando  $V_u > \phi V_c$  porque el concreto solo no es capaz de asumir todo el cortante.

Cuando el refuerzo por cortante se hace necesario, debe tenerse en cuenta que la distribución de dicho refuerzo transversal se dispone con la intención de impedir el desarrollo de una grieta inclinada a  $45^\circ$  sin que sea interceptada por una barra en el espacio que va desde la zona sometida a tensión hasta el eje neutro o semi-peralte efectivo del elemento.

El acero dispuesto para cortante generalmente son estribos perpendiculares al refuerzo de tracción, aunque ocasionalmente suelen usarse varillas longitudinales dobladas a 45°. En este caso, se construyeron probetas con esta condición de estribos diagonales, buscando determinar si aparte de una demostración teórica, es viable colocar estribos inclinados en una construcción real.

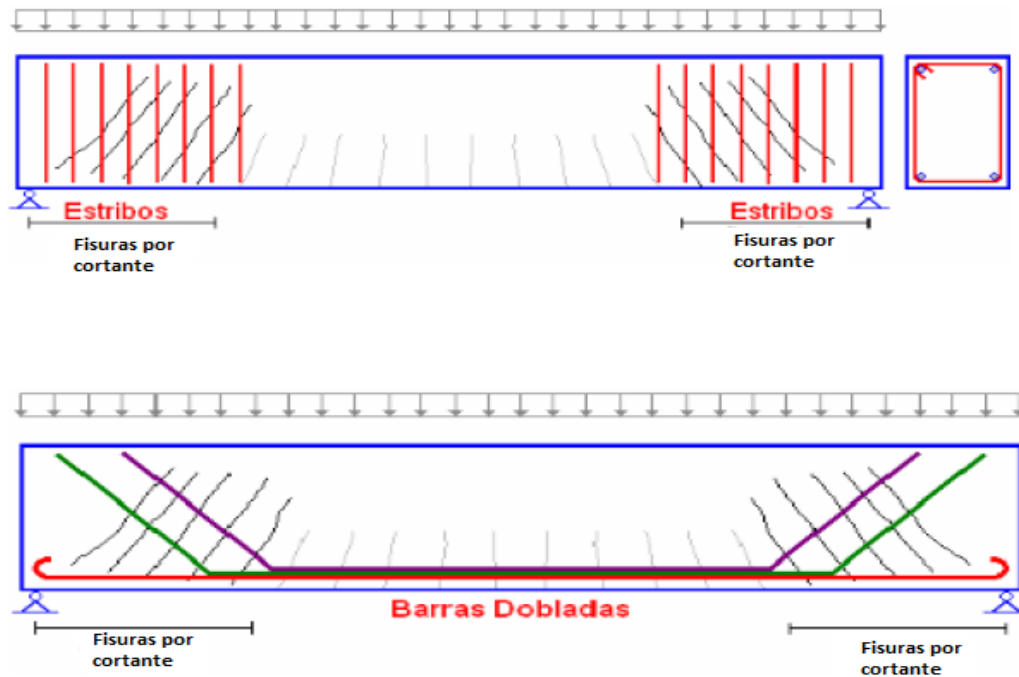


Fig.27. Disposición del refuerzo por cortante

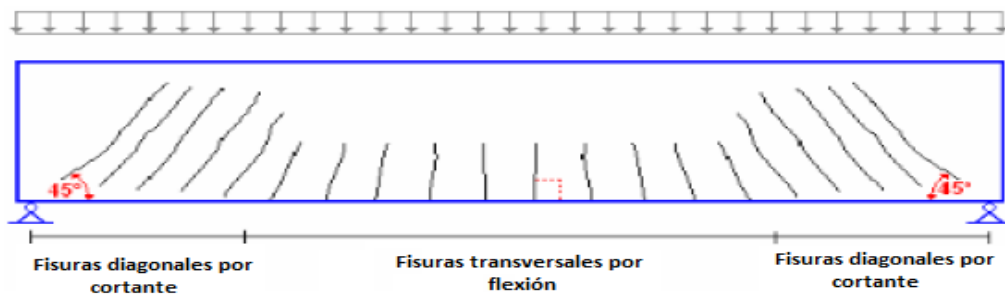


Fig. 28. Fisuras ocasionadas por cortante y por flexión

### Resistencia Nominal del concreto a cortante ( $V_c$ )

En el reglamento colombiano de construcción sismo resistente del 2010, se establecen varias expresiones de diseño relacionadas con la resistencia a cortante, en función de la condición de esfuerzos a las que se encuentren sometidas, por ejemplo, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto  $V_c$  está dada por:  $V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} * b_w * d$  que fue la expresión que se empleó para el diseño de los elementos de prueba.

En la siguiente tabla se puede observar las expresiones relacionadas con el cálculo de  $V_c$  dependiendo de la condición de esfuerzos a la que se encuentre sometida.

Condición de Esfuerzos	Resistencia Nominal del concreto
Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.	$V_c = 0,17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$
Para elementos sometidos a compresión axial	$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$
Para elementos sometidos a tracción axial significativa	$V_c = 0$ (A menos que se haga un analisis mas detallado)
Para elementos sometidos a cortante y flexión( Mas detallada)	$V_c = \left(0,16 * \lambda * \sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) * b_w * d$
Para elementos sometidos a tracción significativa	$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{0,29N_u}{14A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

**Tabla 1. Expresiones de diseño para determinar la resistencia del concreto en función de los esfuerzos a los que se encuentra sometido.**

### Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo a cortante ( $V_s$ )

La NSR-10 en su título C establece los tipos de refuerzo para cortante consistentes en:

- Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- Refuerzo electrosoldado con alambre de alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.
- Estribos que formen un ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal por tracción.
- Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.

f) Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

El diseño del refuerzo para cortante está basado en una modificación de la analogía de la cercha. Esta analogía supone que todo el cortante lo resiste el refuerzo para cortante, sin embargo una profunda investigación sobre elementos pre-esforzados y no pre-esforzados ha indicado que el refuerzo para cortante necesita diseñarse para resistir únicamente el cortante que excede al que provoca el agrietamiento inclinado, dado que los miembros diagonales de la cercha se asume están inclinados a 45°. Pero básicamente, se habla de diseño de refuerzo cuando el cortante requerido excede al cortante nominal proporcionado por el concreto, es decir cuando  $V_u > \phi V_c$  y para su cálculo la NSR propone las siguientes expresiones de diseño en función de las características del refuerzo transversal:

Condición del Refuerzo para cortante	Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
Refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento	$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$
Estribos circulares cerrados o espirales	$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$
Estribos Inclinados a 45° o más	$V_s = \frac{A_v F_y (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) * d}{s}$
Barra individual o un grupo de barras paralelas dobladas a la misma dist. del apoyo	$V_s = A_v F_y \text{sen } \alpha$

**Tabla 2. Expresiones de diseño para determinar la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante en función de la condición del refuerzo.**

## 4. DISEÑOS

### 4.1. DISEÑO DE LAS VIGAS:

Para la demostración de la falla por cortante, se elaboraron probetas consistentes en vigas de concreto reforzado, con las siguientes características:

- 1) La resistencia a la compresión del concreto simple ( $f'c$ ) deberá ser mayor o igual a 21 MPa, siendo este un valor mayor al mínimo establecido en la NSR 10 (17 MPa)
- 2) El esfuerzo de fluencia del acero longitudinal ( $Fy$ ) será de 420 MPa, mientras que el del acero transversal será de 240 MPa, con el fin de tener un margen de seguridad y garantizar que el mecanismo de falla sea por cortante (acero transversal) y no por flexión (acero longitudinal).
- 3) Se realizaron los cálculos correspondientes al diseño por flexión y cortante para todas las vigas, con el propósito de garantizar que primero se presente la falla por cortante antes que por flexión, para lo cual se suministró una cantidad de refuerzo longitudinal cercana a la condición balanceada que permitiera obtener un margen de seguridad, en lo posible cercano a dos, entre la carga de falla por flexión y la carga de falla por cortante.
- 4) Todas las vigas se diseñaron con los mismos parámetros geométricos con el fin de facilitar el proceso constructivo, además se aprovecharon las formaletas existentes producto de investigaciones anteriores y se tuvo en cuenta la máquina de ensayo para determinar estas características geométricas.

Las características de las vigas son:

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LAS VIGAS	
Longitud total	1,06 m
Luz entre apoyos	0,90 m
Ancho de la sección (b)	0,16 m
Peralte de la sección (h)	0,18 m

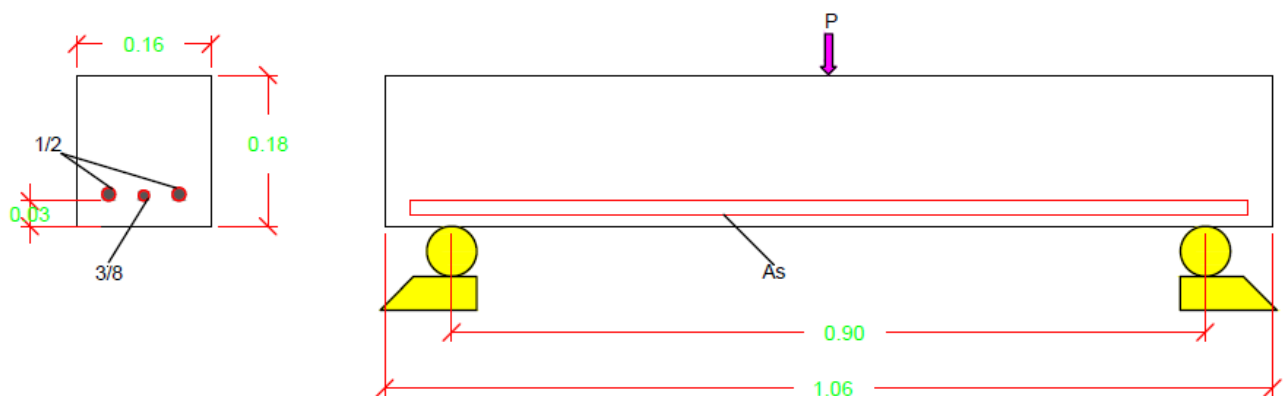
**TABLA3. Parámetros geométricos de las vigas de concreto armado**

- 5) Se realizó el diseño estructural para cada viga, variando la disposición de los estribos para analizar su incidencia en la resistencia del elemento y en la aparición de las fisuras.

Las siguientes tablas muestran las disposiciones generales de las vigas de ensayo:

VIGA 1: SIN ESTRIBOS						
Sección			As Max =	3,28 cm <sup>2</sup>		
B (mm)	H (mm)	Rec. (mm)				
160	180	30	As suministrado=	3,25	cm <sup>2</sup>	
$\phi V_c =$	14,02	KN	Fy =	420	Mpa	
	1,40	TON	f'c =	21	Mpa	
			d =	0,15	m	
				Con $\phi \neq 1$	Con $\phi = 1$	
			Carga por Flexión (TON)	6,88	7,65	
			Carga por Cortante (TON)	2,80	3,74	
$\phi V_n =$	14,02	KN	Factor de Seguridad	2,5	2,0	
	1,40	TON				
$\phi M_n =$	15,48	KN-m				
	1,55	TON-m	Acero Suministrado = 2 de 1/2" + 1 de 3/8"			

**TABLA 4. Parámetros de diseño de las vigas sin estribos**



**Fig.29. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal para vigas sin estribos**

VIGA 2: ESTRIBOS A 90° SEPARACION = d				
Sección			As Max ( $\rho: 0,01366$ ) =	3,28 cm <sup>2</sup>
B (mm)	H (mm)	Rec. (mm)	As Max ( $\rho^b: 0,02168$ ) =	5,20 cm <sup>2</sup>
160	180	30	As suministrado =	5,23 cm <sup>2</sup>
$\phi V_c =$	14,02	KN	Fy (As Longitudinal) =	420 Mpa
	1,40	TON	f'c =	21 Mpa
			d =	0,15 m
S (mm)	150		Fy (As Estribos) =	240 Mpa
$\phi V_s =$	11,52	KN		
	1,15	TON		
				Con $\phi \neq 1$ Con $\phi = 1$
			Carga por Flexión (TON)	9,79    10,88
$\phi V_n =$	25,54	KN	Carga por Cortante (TON)	5,11    6,81
	2,55	TON	Factor de Seguridad	1,9    1,6
$\phi M_n =$	22,03	KN-m		
	2,20	TON-m	Acero Suministrado =	1 de 1/2" + 2 de 5/8"

TABLA 5. Parámetros de diseño de las vigas con estribos separados d cm (90°)

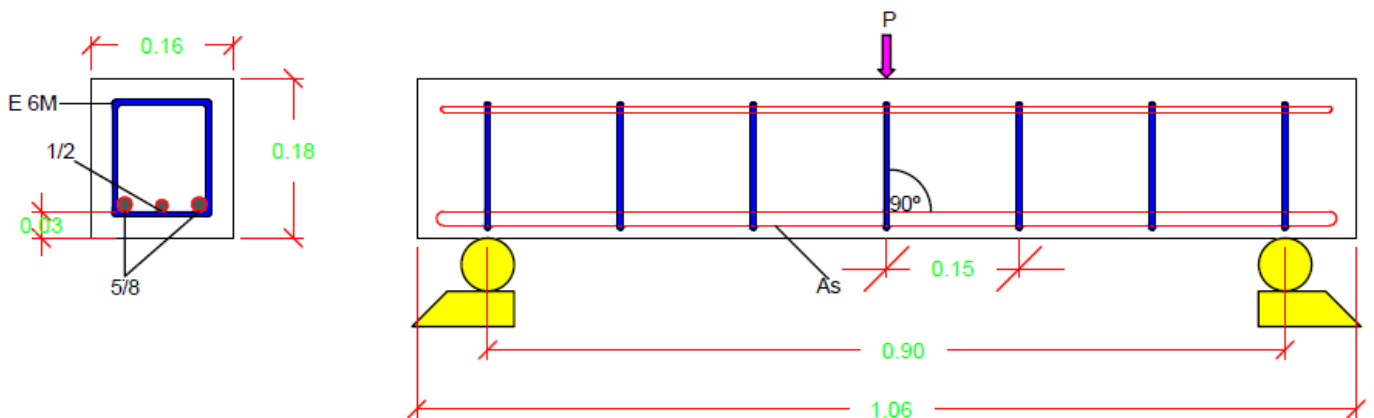
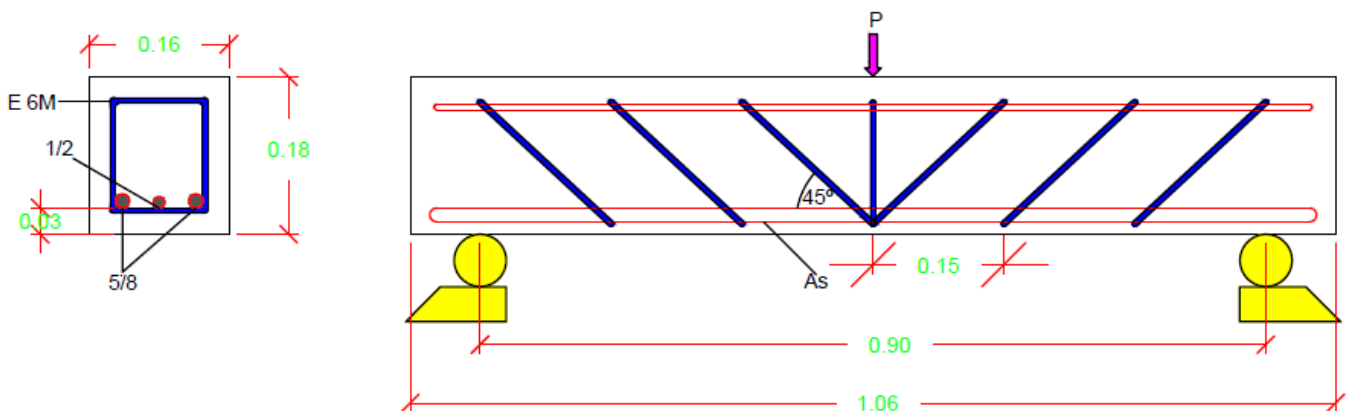


Fig.30. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal de vigas con estribos separados "d" cm (90°)



VIGA 3: ESTRIBOS A 45° SEPARACION = d				
Sección			As Max ( $\rho: 0,01366$ ) =	3,28 cm <sup>2</sup>
B (mm)	H (mm)	Rec. (mm)	As Max ( $\rho^b: 0,02168$ ) =	5,20 cm <sup>2</sup>
160	180	30	As suministrado=	5,23 cm <sup>2</sup>
$\phi V_c =$	14,02	KN	Fy ( As Longitudinal) =	420 Mpa
	1,40	TON	f'c =	21 Mpa
			d =	0,15 m
S (mm)	150		Fy (As Estribos) =	240 Mpa
$\phi V_s =$	16,29	KN		
	1,63	TON		
			Con $\phi \neq 1$	Con $\phi = 1$
			Carga por Flexión (TON)	9,79 / 10,88
			Carga por Cortante (TON)	6,06 / 8,08
$\phi V_n =$	30,31	KN	Factor de Seguridad	1,6 / 1,3
	3,03	TON		
$\phi M_n =$	22,03	KN-m		
	2,20	TON-m	Acero Suministrado =	1 de 1/2" + 2 de 5/8"

**TABLA 6. Parámetros de diseño de las vigas con estribos separados d cm (45°)**



**Fig.31. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal de vigas con estribos separados d cm (45°)**

VIGA 4: ESTRIBOS A 90° SEPARACION = d/2				
Sección			As Max ( $\rho: 0,01366$ ) =	3,28 cm <sup>2</sup>
B (mm)	H (mm)	Rec. (mm)	As Max ( $\rho^b: 0,02168$ ) =	5,20 cm <sup>2</sup>
160	180	30	As suministrado =	5,23 cm <sup>2</sup>
$\phi V_c =$	14,02	KN	Fy (As Longitudinal) =	420 Mpa
	1,40	TON	f'c =	21 Mpa
			d =	0,15 m
S (mm)	75		Fy (As Estribos) =	240 Mpa
$\phi V_s =$	23,04	KN		
	2,30	TON		
				Con $\phi \neq 1$ Con $\phi = 1$
			Carga por Flexión (TON)	9,79    10,88
$\phi V_n =$	37,06	KN	Carga por Cortante (TON)	7,41    9,88
	3,71	TON	Factor de Seguridad	1,3    1,1
$\phi M_n =$	22,03	KN-m	Acero Suministrado =	1 de 1/2" + 2 de 5/8"
	2,20	TON-m		

TABLA 7. Parámetros de diseño de las vigas con estribos separados d/2 cm

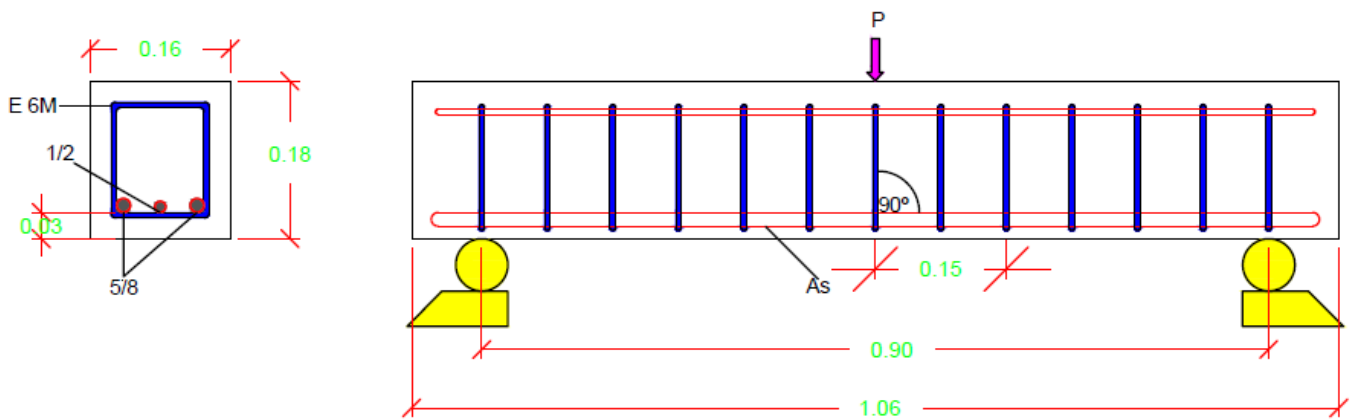


Fig.32. Detalle del refuerzo transversal y longitudinal de las vigas con estribos separados d/2 cm

#### **4.2. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO SIMPLE**

Para el diseño de la mezcla de concreto simple se tuvo en cuenta la experiencia de un trabajo de grado previo, en donde al analizar el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado se experimentó con materiales de la región y se establecieron las pautas para realizar una mezcla que cumpliera con los requisitos de calidad establecidos en la NSR 10, en donde se especifica que el  $f'c$  no debe ser menor de 17MPa, por lo cual se acogieron los diseños de mezcla verificados en investigaciones previas y se llevaron a cabo pruebas de calidad como lo fueron los cilindros testigo, cuyo fin fue confrontar las características de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del concreto simple fabricado.

Finalmente se asumió la dosificación en volumen recomendada, de acuerdo a la experiencia surgida de emplear los materiales de la zona. Los parámetros de diseño fueron los siguientes:

<b>PARÁMETROS DE DISEÑO DE MEZCLA</b>	
Proporciones en Volumen	1:2:2,5
Relación A/C	0,45
Aditivo	PLASTOL 6000 Híper plastificante
Concentración	0,5% Cs
Proceso de Mezcla	Mecánico

**TABLA 8. Parámetros de diseño de mezcla de concreto simple**

Los materiales empleados fueron:

- Cemento: Cemento Portland Tipo 1 Marca: Argos
- Agregado Fino: Arena del Puerto
- Agregado Grueso: Triturado del Chocho Tamaño Máximo: ½"
- Aditivo: PLASTOL 6000 Híper plastificante para concretos especiales
- Formaletas de Madera.
- Implementos varios de laboratorio.

Para determinar la resistencia a la compresión del concreto se tomaron 4 cilindrostestigos de las mezcla realizada, siguiendo las pautas establecidas en la norma técnica colombiana NTC 550 y NTC 673.

#### 4.2.1. Registro Fotográfico



**Fig.33.** Arena del Puerto

**Fig. 34.** Triturado del Chocho



**Fig.35**Dosificación en volumen

**Fig. 36.**Mezcla mecánica



**Fig.37.**Engrasado de las formaletas**Fig.38.**Vaciado de concreto y chequeo de “d”



**Fig.39.**Vigas fundidas

**Fig.40.**Curado de cilindros y vigas en agua cal

## 5. RESULTADOS OBTENIDOS

### 5.1. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES:

Para caracterizar de manera más precisa los parámetros empleados en el diseño de los elementos de ensayo, se determinó caracterizar las siguientes propiedades de los materiales utilizados:

#### 5.1.1. Límite de Fluencia del Acero ( $F_y$ ):

Se realizó la prueba de tracción en varillas de acero lisas de 6mm (empleadas en los estribos) y en varillas de acero corrugadas de 3/8 de pulgada en conformidad con la norma INV E 501-07 "Ensayo a tensión de barras y alambre de acero"

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- **Acero Liso: Refuerzo Transversal:**

Barra N°	1
Referencia de la Barra	6M
Diámetro	6 mm
Área	28,3 mm <sup>2</sup>
Carga de Falla	710 Kg
Esfuerzo de Fluencia	2508 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 251 Mpa

**TABLA 9. RESULTADOS PRUEBA DE TRACCIÓN BARRA 1**

Barra N°	2
Referencia de la Barra	6M
Diámetro	6 mm
Área	28,3 mm <sup>2</sup>
Carga de Falla	730 Kg
Esfuerzo de Fluencia	2580 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 258 Mpa

**TABLA 10. RESULTADOS PRUEBA DE TRACCIÓN BARRA 2**

Nota: El refuerzo liso se usa en virtud de que la NSR-10 en su apartado C.3.4.5. Admite el uso de refuerzo liso "en estribos, refuerzo de retracción y temperatura o refuerzo en espiral y no puede utilizarse como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforma mallas electrosoldadas (...)"

- Acero Corrugado: Refuerzo Longitudinal

Barra N°	1
Referencia de la Barra	N° 3
Diámetro	9,5 mm
Área	71 mm <sup>2</sup>
Carga de Falla	2890
Esfuerzo de Fluencia	4070 Kg/cm <sup>2</sup> ≈ 407 MPa

**TABLA 11. RESULTADOS PRUEBA DE TRACCIÓN BARRA 3**

El valor del esfuerzo de fluencia del acero liso de 6mm empleado para construir los estribos obtenido (254 Mpa) está cercano al valor empleado para diseño (240 MPa) (6% superior).

Por su parte, el valor del esfuerzo de fluencia del acero corrugado, dispuesto para refuerzo longitudinal obtenido (407 MPa) es un valor cercano al valor empleado para diseño (420 MPa) (3% inferior). Por lo tanto se considera que el acero implementado para el refuerzo de las vigas cumple con este parámetro de diseño.

**Registro Fotográfico del procedimiento de ensayo:**



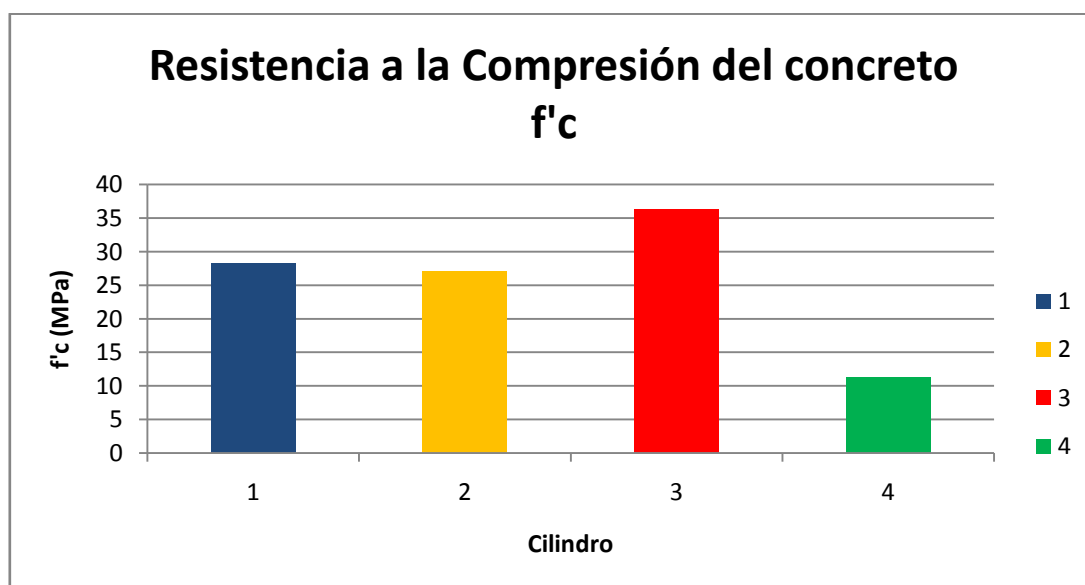
**Fig.41. Máquina de Ensayo y registro de carga**

**5.1.2. Resistencia a la compresión del concreto**

Para determinar la resistencia a la compresión del hormigón se emplearon cilindros de concreto de 15 cm de diámetro por 30 centímetros de altura como lo sugieren las normas NTC 550 y NTC 673, posteriormente se sometieron a carga a velocidad constante hasta obtener la falla, obteniendo los siguientes registros de carga:

<b>Resistencia a la compresión del concreto</b>		
<b>Cilindro 1</b>		
Carga:	497,9	KN
f'c:	28,2	Mpa
<b>Cilindro 2</b>		
Carga:	478,7	KN
f'c:	27,1	Mpa
<b>Cilindro 3</b>		
Carga:	640,7	KN
f'c:	36,3	Mpa
<b>Cilindro 4</b>		
Carga:	200	KN
f'c:	11,3	Mpa

**TABLA 12. RESULTADOS PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO SIMPLE**



**Fig. 42. Gráfico de Resistencia a la compresión del concreto**



**Registro Fotográfico del procedimiento de ensayo:**



**Fig. 43.** Montaje y resultados de la prueba de carga para determinar  $f'_c$

Con los resultados obtenidos y apoyado en las normas NSR-10, apartado C.6.5.4.4 se determinó que la resistencia del hormigón cumple con los requisitos de calidad requerida de acuerdo a los siguientes criterios:

- Para garantizar que la resistencia de un hormigón es adecuada, a pesar de la dispersión de los resultados, las normas ACI establecen que la calidad de un hormigón es satisfactoria si:
  - Ninguna de las resistencias determinadas en cada ensayo individual (el valor medio de la resistencia de dos probetas cilíndricas) es inferior a  $f'_c$  en más de 3.5 MPa.
  - La media de cualquier grupo de 3 ensayos individuales es igual o superior al  $f'_c$  especificado.

Para la selección del  $f'_c$  de diseño se determinó descartar los valores de resistencia de las probetas 3 y 4 por considerarse datos atípicos y se trabajó con el promedio de las probetas 1 y 2 fundamentados en que la NSR-10 en C.5.6.2.4. Manifiesta que *“un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de al menos dos probetas de 150 por 300 mm (...)”* que fueron las probetas empleadas.

Finalmente se concluye que el valor de la resistencia a la compresión es el promedio de las probetas 1 y 2 (27 MPa)

Con este nuevo valor de resistencia a la compresión del concreto se verificaron los cálculos de diseño buscando obtener valores más ajustados al comportamiento real de los materiales.

### **5.1.3. Módulo de Elasticidad del Concreto**

Para determinar el módulo de elasticidad del concreto se emplearon cilindros de 15 cm de diámetro por 30 centímetros de altura, siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM C-469: “Método de prueba estándar para módulo estático de elasticidad y coeficiente de Poisson del hormigón en compresión”, además del equipo disponible en el laboratorio de estructuras apreciable en la figura 44



Fig.44. Equipo necesario para determinar el módulo de elasticidad del concreto

En el reglamento colombiano de construcción sismo resistente se establece que el módulo de elasticidad del concreto  $E_c$  se define como la pendiente de la secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de  $0.45f'_c$ . El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor especificado. Los valores medidos varían típicamente de 120 a 80 por ciento del valor especificado.

En cuanto a las expresiones de diseño para calcular el módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ ), la NSR-10 manifiesta puede tomarse como  $W_c^{1,5} * 0,043 \sqrt{f'_c}$  (en MPa), para valores de  $W_c$  comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m<sup>3</sup>, y donde  $W_c$  corresponde al peso unitario del concreto. Para concreto de densidad normal,  $E_c$  puede tomarse como  $4700 \sqrt{f'_c}$ . (En Mpa).

Para este caso, aplicando esta expresión se tiene:

$$4700\sqrt{27} \approx 24\,421 \text{ Mpa} \approx 244\,219 \text{ Kg/cm}^2$$

El procedimiento se aplicó en los cilindros 1 y 2 y se obtuvieron los siguientes resultados:

**CILINDRO 1**

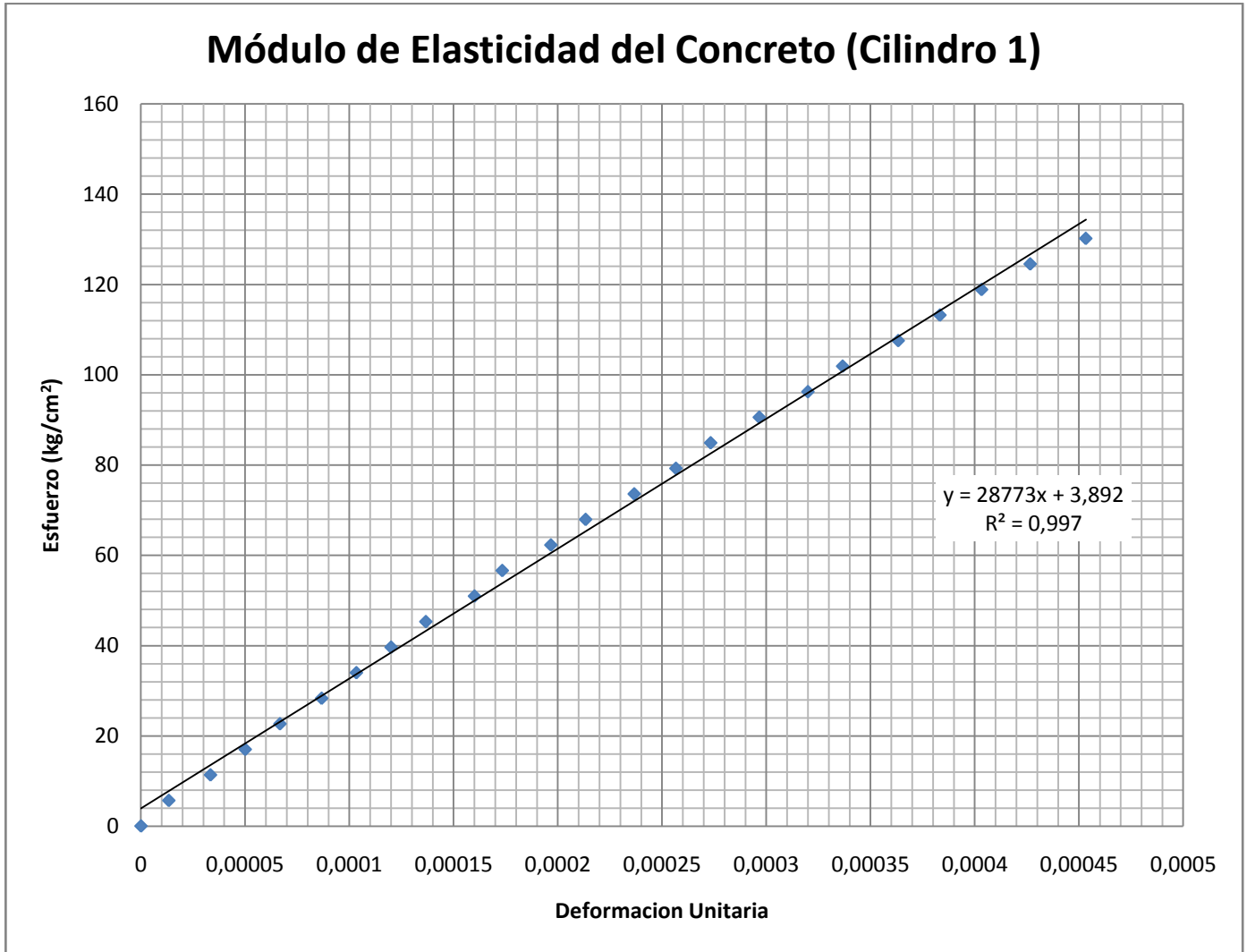


Fig.45. Módulo de Elasticidad del Concreto (Tramo establecido por NSR-10) CIL. 1

<i>Deformación Unitaria</i>	<i>Esfuerzo (Kg/cm<sup>2</sup>)</i>
0	0
0,00001	5,659
0,00003	11,318
0,00005	16,977
0,00007	22,635
0,00009	28,294
0,00010	33,953
0,00012	39,612
0,00014	45,271
0,00016	50,930
0,00017	56,588
0,00020	62,247
0,00021	67,906
0,00024	73,565
0,00026	79,224
0,00027	84,883
0,00030	90,541
0,00032	96,200
0,00034	101,859
0,00036	107,518
0,00038	113,177
0,00040	118,836
0,00043	124,495
0,00045	130,153
0,00048	135,812
0,00050	141,471
0,00053	147,130
0,00056	152,789

**TABLA 13. RESULTADOS PRUEBA MÓDULO DE ELASTICIDAD CILINDRO 1**

**NOTA:** Los valores que se encuentran sombreados corresponden al tramo comprendido entre la abscisa correspondiente a un esfuerzo nulo hasta la abscisa correspondiente a un esfuerzo de compresión de  $0.45f'c$ .

<b>Módulo de Elasticidad</b>		
Pendiente:	287739	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Eccto:</b>	<b>287739</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>

CILINDRO 2

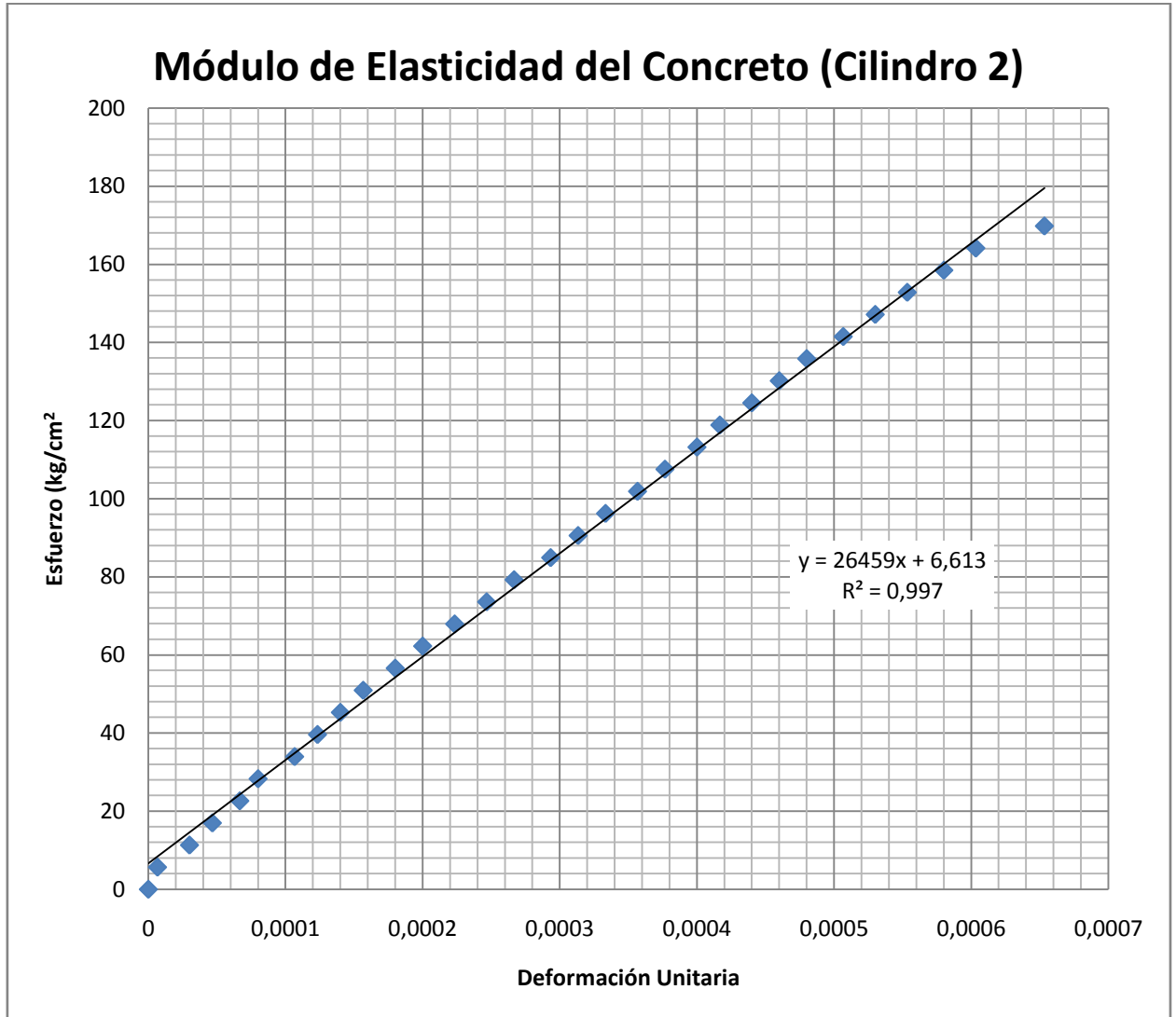


Fig.46. Módulo de Elasticidad del Concreto (Tramo establecido por NSR-10) CIL. 2



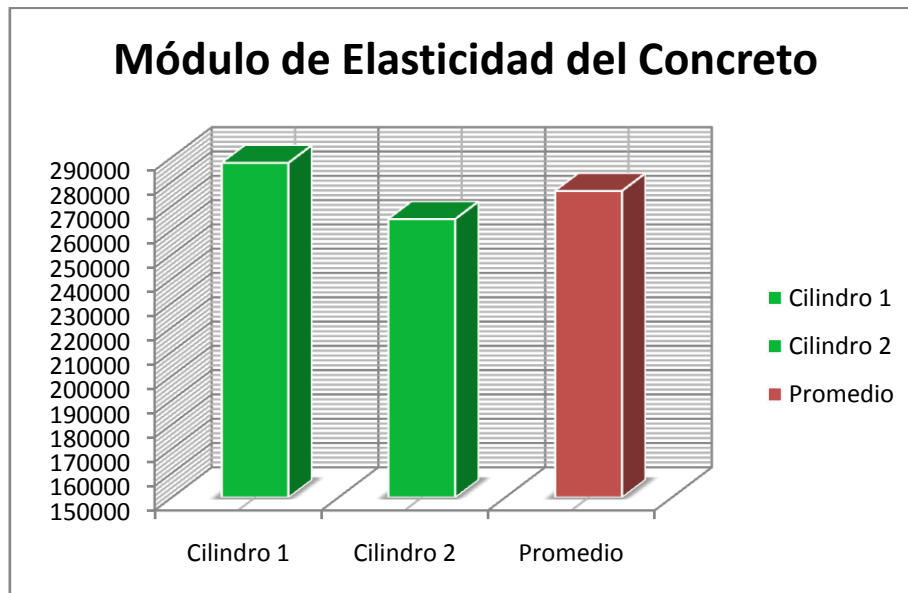
<i>Deformación Unitaria</i>	<i>Esfuerzo(Kg/cm<sup>2</sup>)</i>
0	0
7E-06	5,659
0,000	11,318
4,7E-05	16,977
6,7E-05	22,635
0,00008	28,294
0,00011	33,953
0,00012	39,612
0,00014	45,271
0,00016	50,930
0,00018	56,588
0,00020	62,247
0,00022	67,906
0,00025	73,565
0,00027	79,224
0,00029	84,883
0,00031	90,541
0,00033	96,200
0,00036	101,859
0,00038	107,518
0,00040	113,177
0,00042	118,836
0,00044	124,495
0,00046	130,153
0,00048	135,812
0,00051	141,471
0,00053	147,130
0,00055	152,789
0,00058	158,448
0,00060	164,106
0,00065	169,765

**TABLA 14. RESULTADOS PRUEBA MÓDULO DE ELASTICIDAD CILINDRO 2**

**NOTA:** Los valores que se encuentran sombreados corresponden al tramo comprendido entre la abscisa correspondiente a un esfuerzo nulo hasta la abscisa correspondiente a un esfuerzo de compresión de  $0.45f'_c$ .

Módulo de Elasticidad		
Pendiente:	264598	Kg/cm <sup>2</sup>
Eccto:	264598	Kg/cm <sup>2</sup>

**Grafica Resumen:**



**Fig.47.** Módulo de Elasticidad del Concreto

El promedio del módulo de elasticidad de las probetas 1 y 2 es de  $276169 \text{ Kg/cm}^2$ , que es un 13% superior al calculado con la fórmula sugerida por la norma NSR-10 ( $4700\sqrt{f'_c}$ ).

Si se tiene en cuenta la NSR-10 en su literal C.R.8.5.1. Dice que “Los valores medidos varían típicamente de 120 a 80 por ciento del valor especificado (...)” en este caso se obtuvo una variación dentro de ese rango (113%).

## 5.2. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA

Como resultado de la aplicación de una carga puntual en el centro de la luz de las vigas de ensayo se obtuvieron los siguientes registros de carga vs deformación.

Modelo estructural: Viga simplemente apoyada:

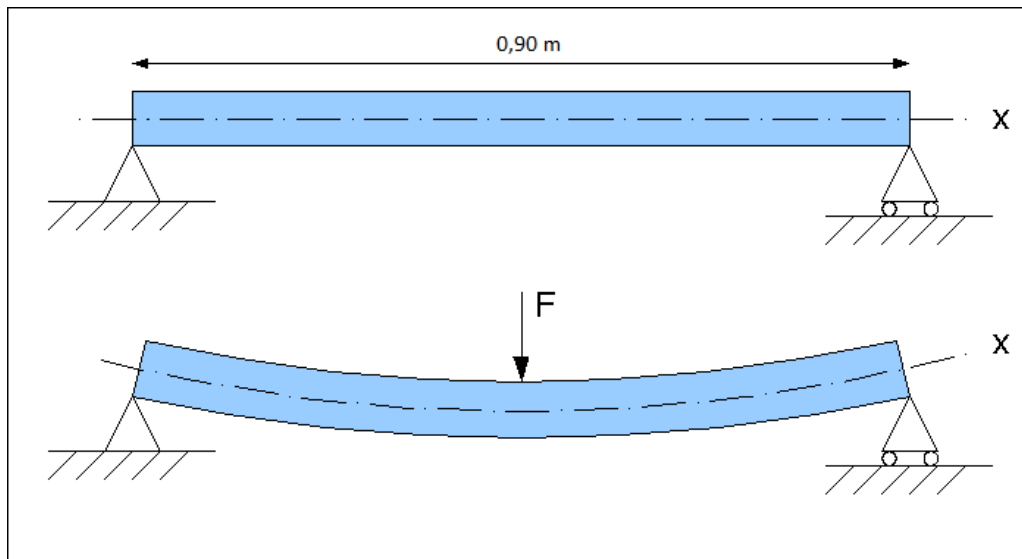


Fig.48. Modelo Estructural empleado.

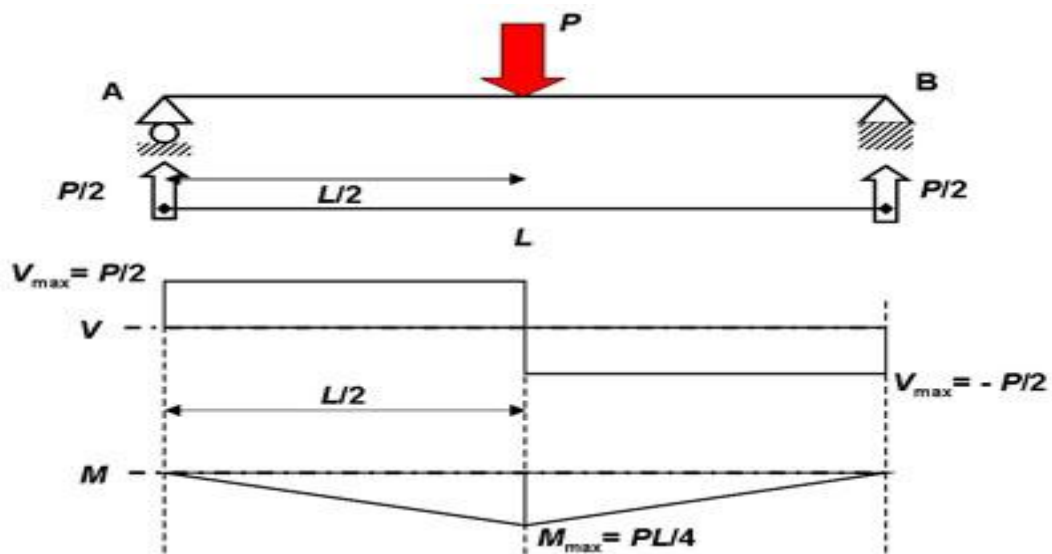


Fig.49. Diagramas de Cortante y momento para viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz



Fig.50. Montaje del ensayo

Las pruebas de carga se realizaron en el laboratorio de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca, se dispuso de una máquina de prueba universal hidráulica de referencia Shimadzu UDH-50, deformímetro de carátula analógica con aproximación a la milésima de pulgada y apoyos simples de rodillo, lo que permitió recrear el modelo estructural de viga simplemente apoyada con carga puntual aplicada en el centro de la luz. Se llevó un registro manual de lecturas de carga y deformación para corroborar con los diagramas entregados por la máquina universal

Registros de carga y deformacion arrojados por la máquina Shimadzu:

5.2.1.VIGAS SIN ESTRIBOS

A. VIGA 1: SIN ESTRIBOS

Def (mm)	Carga (TON)
0,8636	0,5
1,2954	1
1,6002	1,5
2,0828	2
2,4892	2,5
2,9464	3
3,4798	3,5
3,9624	4
4,4958	4,5
5,0038	5
5,5118	5,5
6,0198	6
6,604	6,5
7,1628	7
7,747	7,5
8,4836	8
<b>9,1948</b>	<b>8,32</b>
9,8806	8
10,16	7,5
11,049	7
11,8872	6,5
12,3698	6
13,335	5,5
13,8938	5
14,4272	4,5
14,5542	4
14,7574	3,5
15,0876	3

TABLA 15. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°1 SIN ESTRIBOS

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	8,32 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	9,20 mm

TABLA 16. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°1 SIN ESTRIBOS

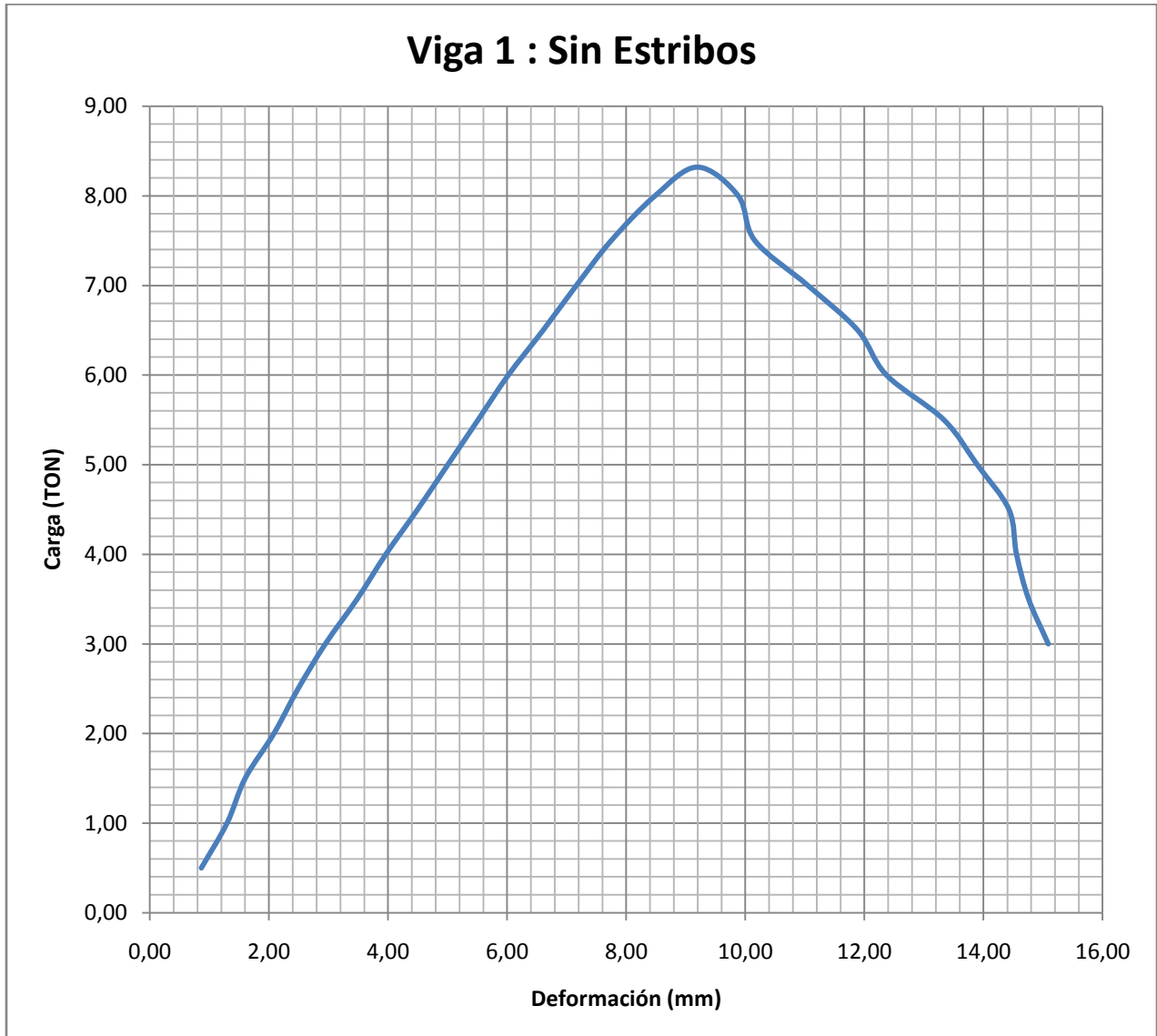


Fig. 51. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Sin estribos

**B. VIGA 2: SIN ESTRIBOS**

Def (mm)	Carga (kg)
0	0
1,88	0,5
2,64	1
3,10	1,5
3,71	2
4,22	2,5
4,72	3
5,31	3,5
5,89	4
6,45	4,5
7,11	5
7,72	5,5
8,36	6
9,04	6,5
9,78	7
<b>11,07</b>	<b>7,47</b>
12,39	7
13,15	6,5
13,86	6
14,54	5,5
15,07	5

**TABLA 17. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°2 SIN ESTRIBOS**

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	7,47 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	11,07 mm

TABLA 18. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°2 SIN ESTRIBOS

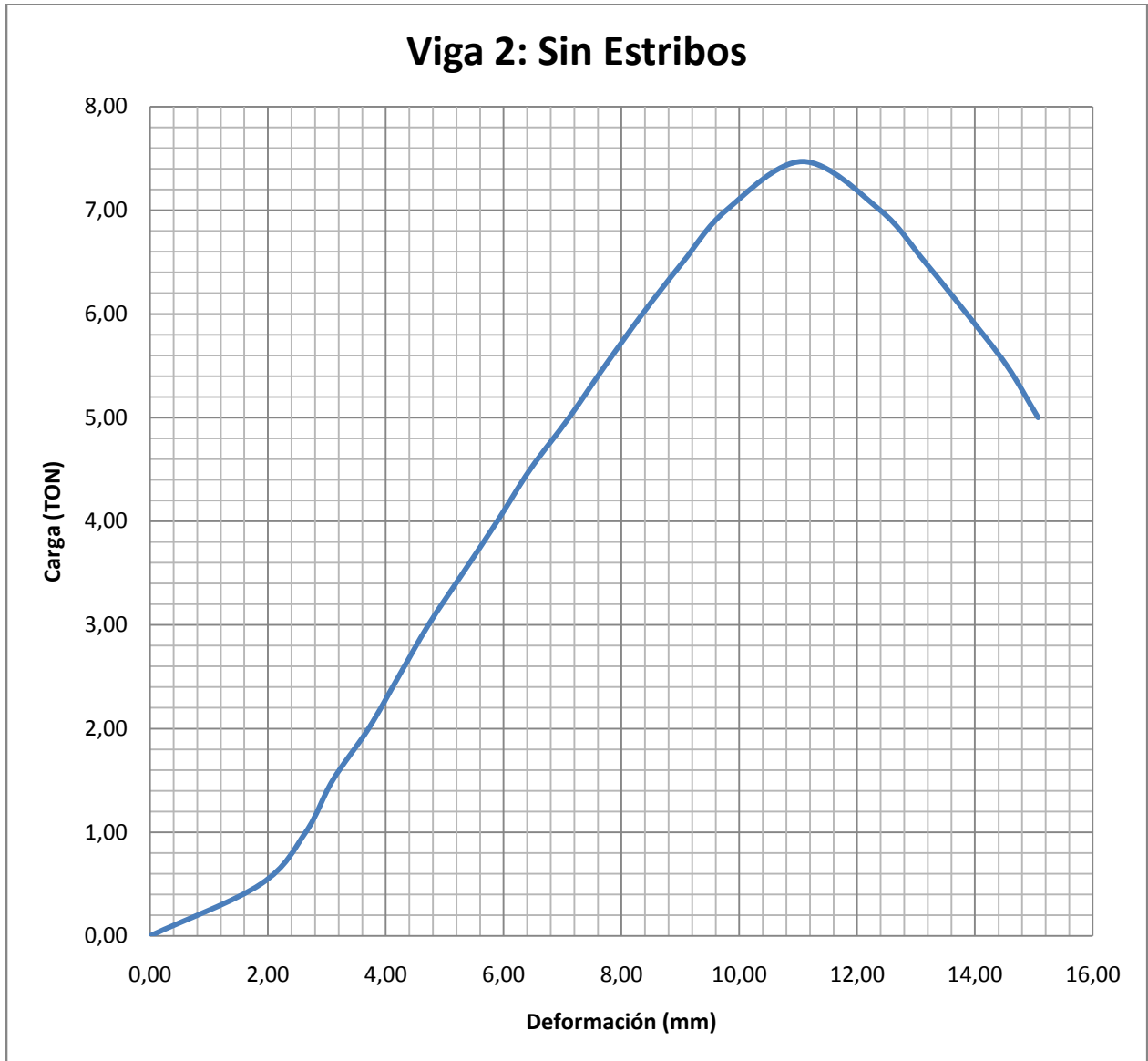


Fig. 52. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Sin estribos



5.2.2. VIGAS CON ESTRIBOS SEPARADOS “d” cm (90°)

A. VIGA 1: ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d” cm (90°)

Def (mm)	Carga (TON)
0	0
1,1938	0,5
1,8796	1
2,54	1,5
3,0988	2
3,683	2,5
4,2672	3
4,826	3,5
5,2832	4
5,7404	4,5
6,1976	5
6,604	5,5
7,0612	6
7,5692	6,5
8,0518	7
8,5852	7,5
9,1948	8
9,8806	8,5
10,6934	9
11,5316	9,5
12,3952	10
<b>13,0048</b>	<b>10,41</b>
13,5128	10
14,1732	9,5
14,7066	9
15,6972	8,5
16,1036	8
16,383	8
17,0688	8

TABLA 19. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°1 Estribos con separación “d” cm (90°)

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	10,41 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	13 mm

TABLA 20. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°1 CON ESTRIBOS SEPARADOS "d" cm (90°)

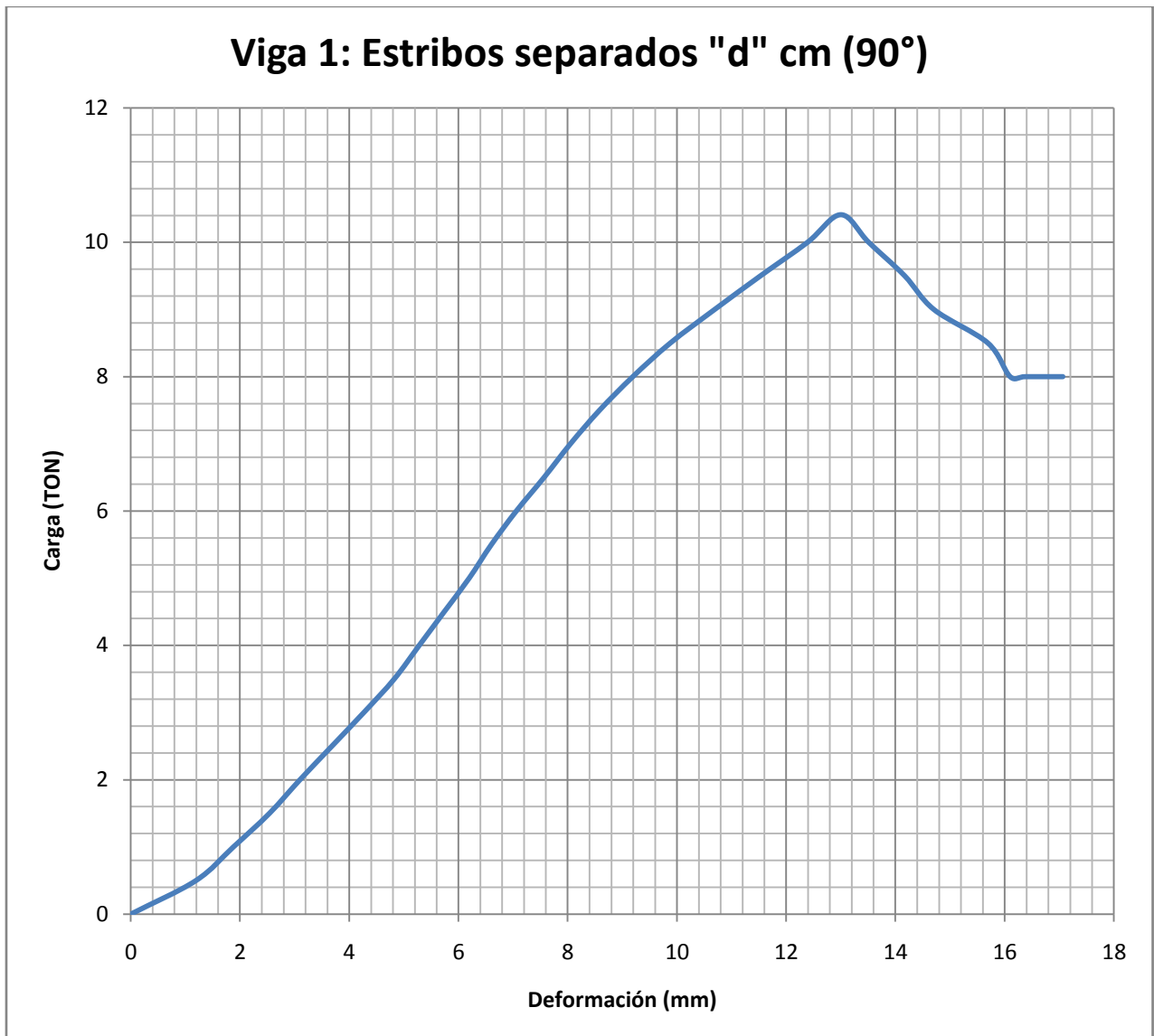


Fig. 53. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Estribos separados "d" cm (90°)

**B. VIGA 2: ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d” cm (90°)**

Def (mm)	Carga (TON)
0	0
1,73	0,5
2,36	1
2,77	1,5
3,07	2
3,43	2,5
3,86	3
4,14	3,5
4,52	4
4,95	4,5
5,33	5
5,72	5,5
6,12	6
6,50	6,5
7,04	7
7,42	7,5
7,92	8
8,41	8,5
8,94	9
9,50	9,5
10,19	10
<b>10,54</b>	<b>10,3</b>
10,81	10
11,37	9,5
12,03	9
12,54	8,5
13,08	8
13,35	7,5
13,38	7
13,42	6,5

**TABLA 21. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°2 Estribos con separación “d” cm (90°)**

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	10,30 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	10,54 mm

TABLA 22. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°2 CON ESTRIBOS SEPARADOS "d" cm (90°)

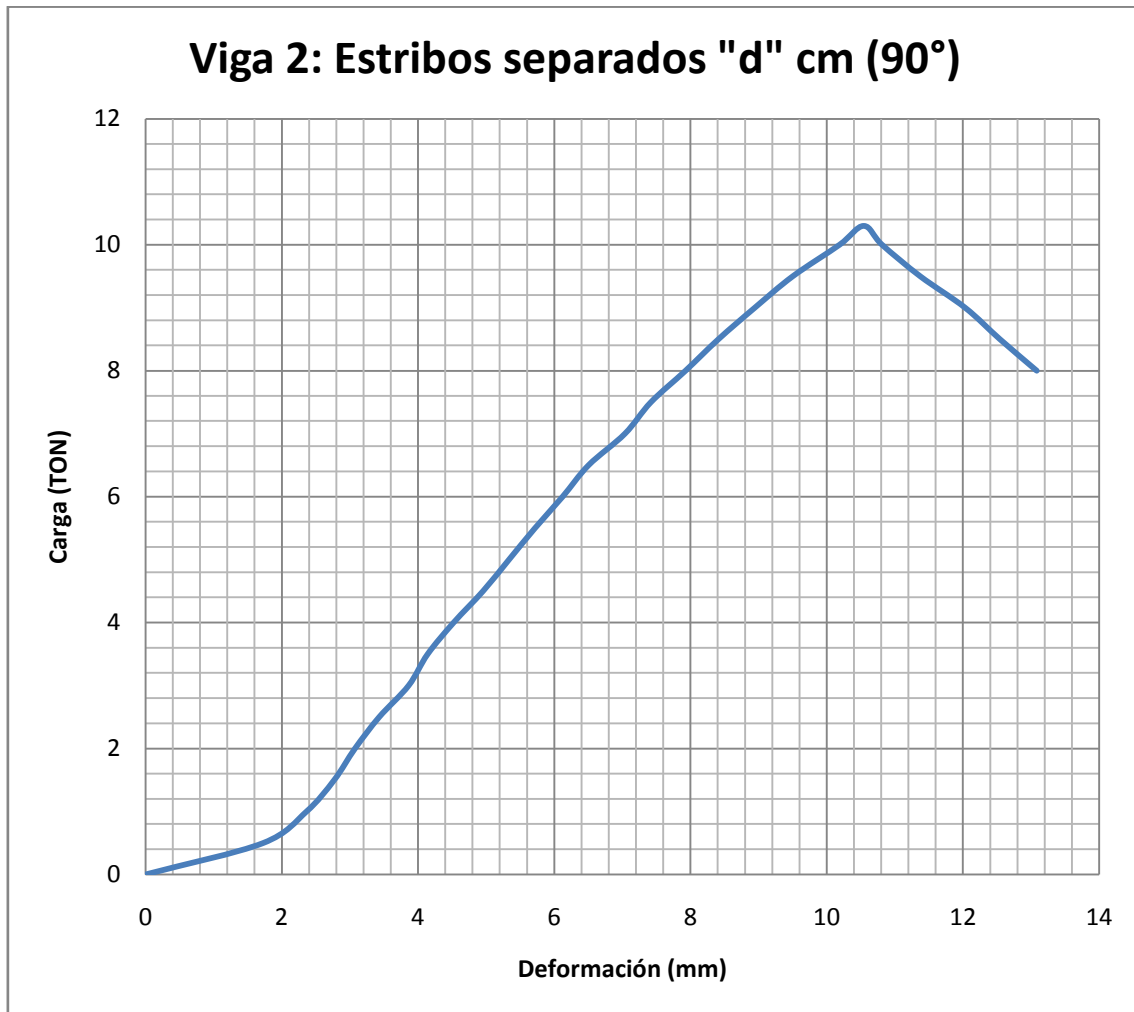


Fig. 54. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados "d" cm (90°)

5.2.3. VIGAS CON ESTRIBOS “d” cm (45°)

A. VIGA 1: ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d” cm (45°)

Def (mm)	Carga (TON)
0	0
0,64	0,5
1,14	1
1,75	1,5
2,41	2
3,12	2,5
3,76	3
4,45	3,5
5,13	4
5,84	4,5
6,65	5
7,54	5,5
8,53	6
9,60	6,5
10,77	7
12,12	7,5
13,74	8
15,72	8,5
18,64	9
<b>20,32</b>	<b>9,35</b>
22,04	9
23,88	8,5
25,55	8
27,28	7,5
28,51	7

TABLA 23. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°2 ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d” cm (45°)

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	9,35 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	20,32 mm

TABLA 24. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°2 CON ESTRIBOS SEPARADOS "d" cm (45°)

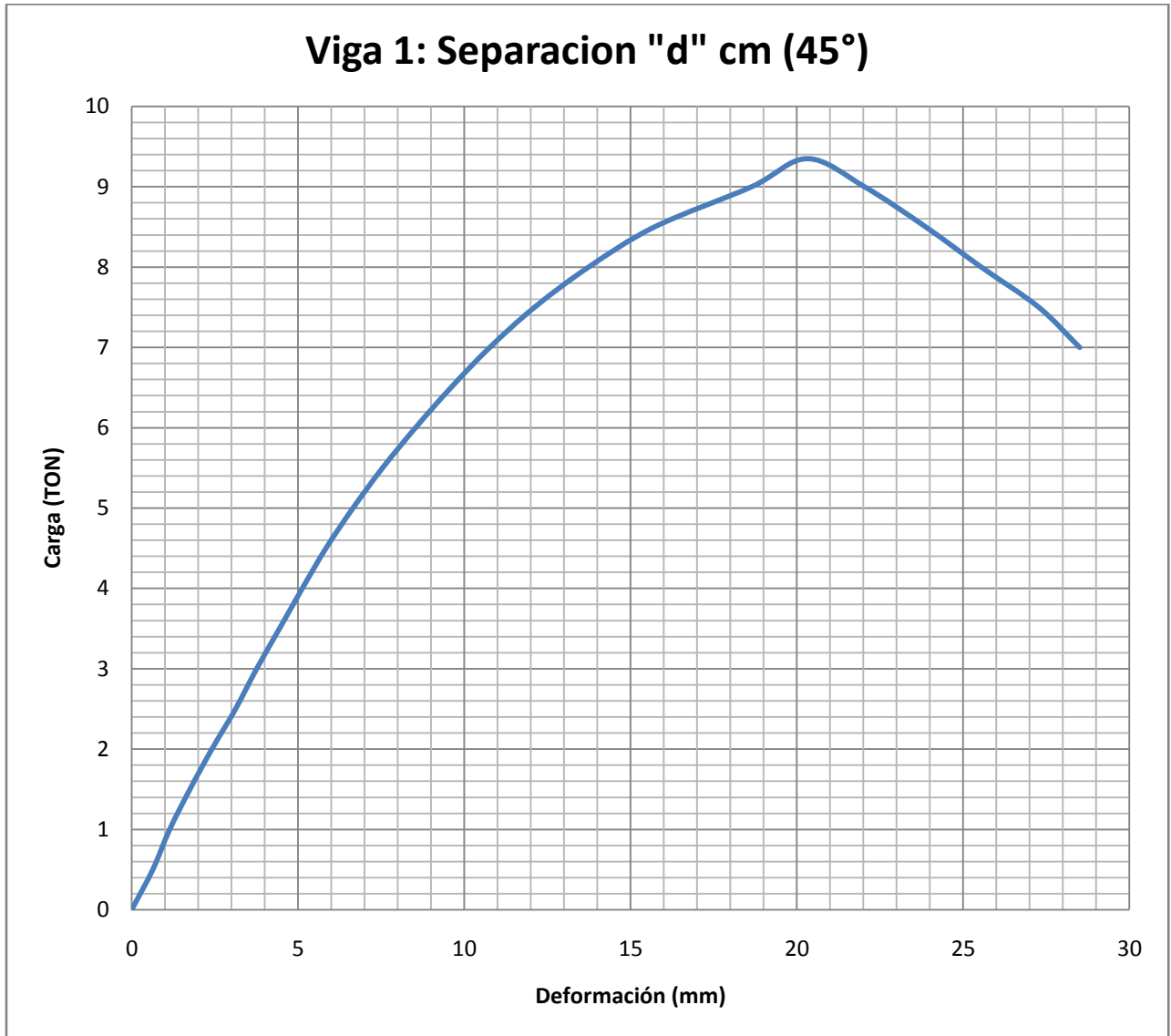


Fig. 55. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados "d" cm (45°)

**B. VIGA 2: ESTRIBOS CON SEPARACIÓN "d" cm (45°)**

Def (mm)	Carga (TON)
0	0
1,09	0,5
2,16	1
3,15	1,5
4,01	2
4,83	2,5
5,59	3
6,32	3,5
7,09	4
7,82	4,5
8,59	5
9,45	5,5
10,41	6
11,43	6,5
12,52	7
13,77	7,5
15,47	8
17,30	8,5
<b>18,54</b>	<b>8,93</b>
19,71	8,5
21,35	8
22,87	7,5
23,32	7
24,27	6,5

TABLA 25. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°2 ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d”  
cm (45°)

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	8,93 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	18,54 mm

TABLA 26. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°2 CON ESTRIBOS SEPARADOS "d" cm (45°)

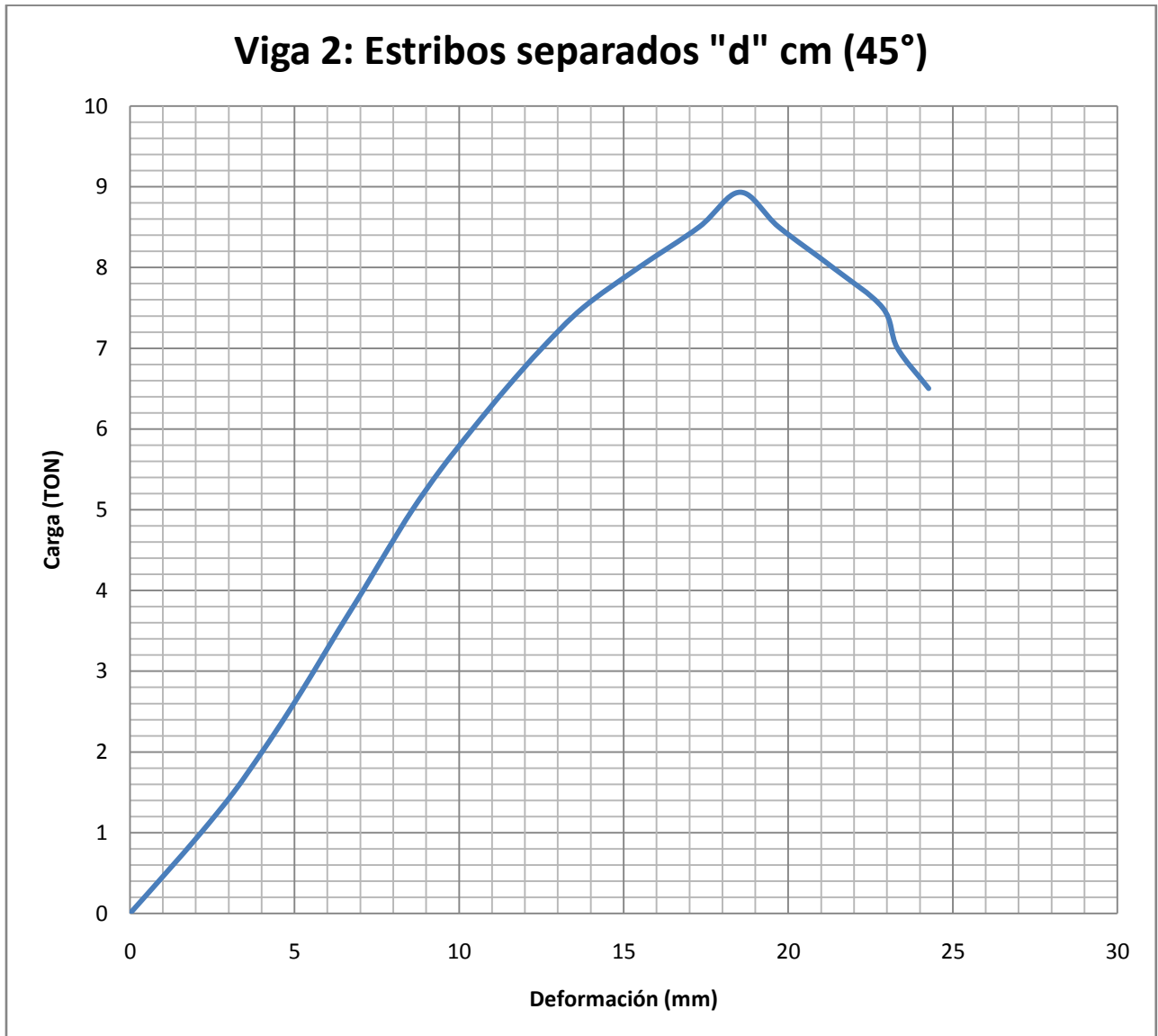


Fig. 56. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados "d" cm (45°)

#### 5.2.4. VIGAS CON ESTRIBOS SEPARADOS " $d/2$ " cm (90°)



**A. VIGA 1: ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d/2” cm (90°)**

Def (mm)	Carga (TON)
0	0
2,4638	0,5
3,0226	1
3,3782	1,5
3,8608	2
4,2926	2,5
4,7752	3
5,2324	3,5
5,715	4
6,1976	4,5
6,6548	5
7,112	5,5
7,62	6
8,128	6,5
8,6614	7
9,1694	7,5
9,7028	8
10,2616	8,5
10,8966	9
11,5824	9,5
12,3952	10
13,0302	10,5

Def (mm)	Carga (TON)
13,8684	11
14,859	11,5
15,3162	12
16,3576	12,5
17,272	13
<b>18,5166</b>	<b>13,47</b>
18,7452	13
19,1262	12,5
19,7612	12
20,193	11,5
20,2184	11
19,8374	10,5
19,8374	10
20,0406	9,5
19,939	9
19,9644	8,5
19,939	8
20,193	7,5
20,2946	7
20,32	6,5
20,3454	6
20,3454	5,5
20,3708	5

**TABLA 27. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°1 ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d/2” cm (90°)**

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	13,47 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	18,51 mm

TABLA 28. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°1 CON ESTRIBOS SEPARADOS "d/2" cm (90°)

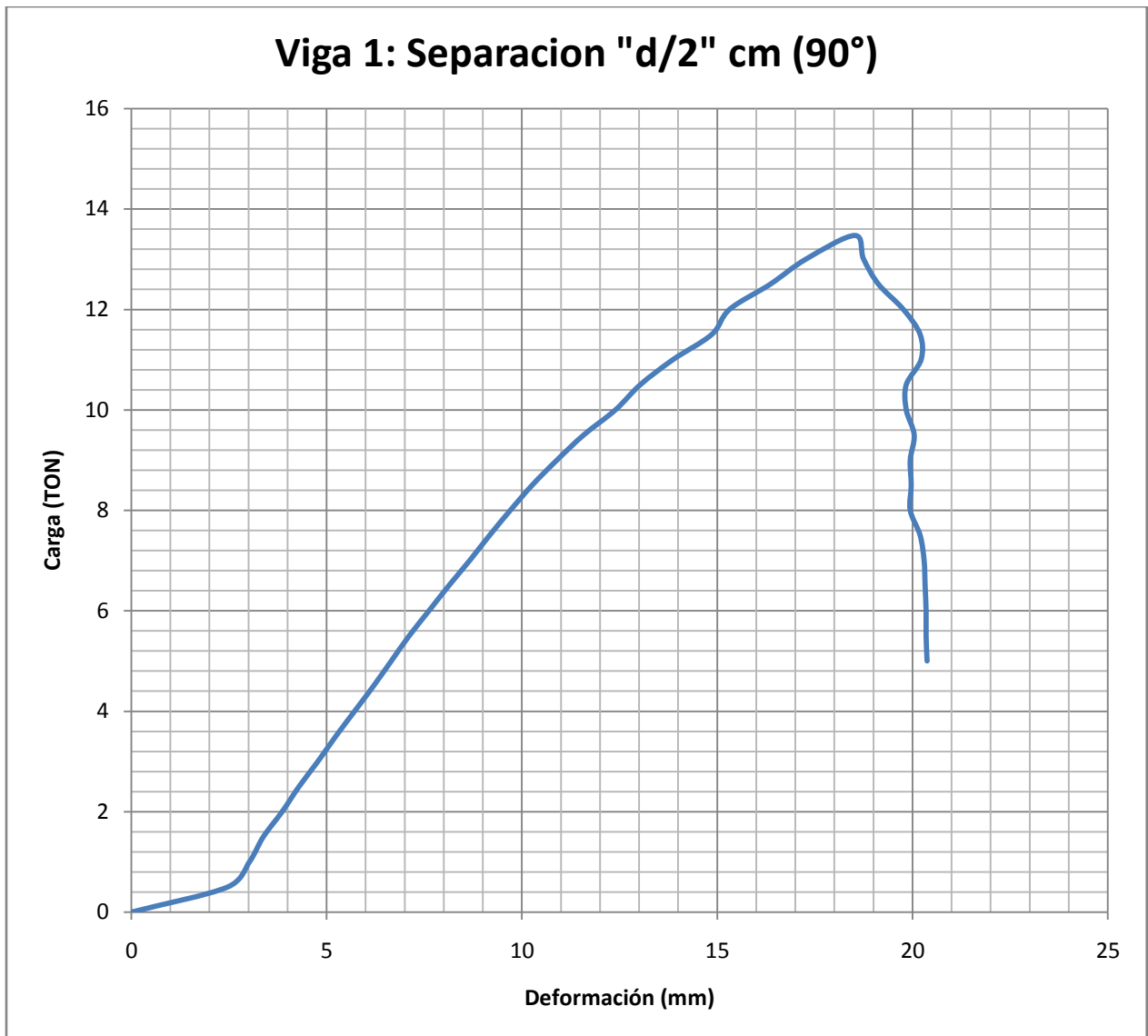


Fig.57. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 1 Estribos separados "d/2" cm (90°)

**B. VIGA 2: ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d/2” cm (90°)**

Def (mm)	Carga (TON)
0	0
1,6256	0,5
2,286	1
2,7686	1,5
3,302	2
3,81	2,5
4,318	3
4,7752	3,5
5,2578	4
5,7404	4,5
6,223	5
6,731	5,5
7,239	6
7,6962	6,5
8,255	7
8,7884	7,5
9,2964	8
9,8552	8,5
10,4648	9
11,049	9,5
11,7856	10
12,446	10,5

Def (mm)	Carga (TON)
13,1318	11
13,843	11,5
14,6558	12
15,621	12,5
16,7386	13
17,9832	13,5
<b>18,796</b>	<b>13,77</b>
19,6088	13,5
20,4216	13
21,2344	12,5
22,0472	12
22,86	11,5
23,6728	11
24,4856	10,5
25,2984	10
25,3492	9,5
25,3492	9
25,4	8,5
25,3492	8
25,273	7,5
25,2984	7
25,3492	6,5

**TABLA 29. LECTURAS DE CARGA Y DEFORMACIÓN VIGA N°1 ESTRIBOS CON SEPARACIÓN “d” cm (45°)**

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
CARGA DE FALLA	13,77 TON
DEFLEXIÓN CORRESPONDIENTE	18,80 mm

TABLA 30. PARÁMETROS DE LA PRUEBA DE VIGA N°2 CON ESTRIBOS SEPARADOS "d/2" cm (90°)

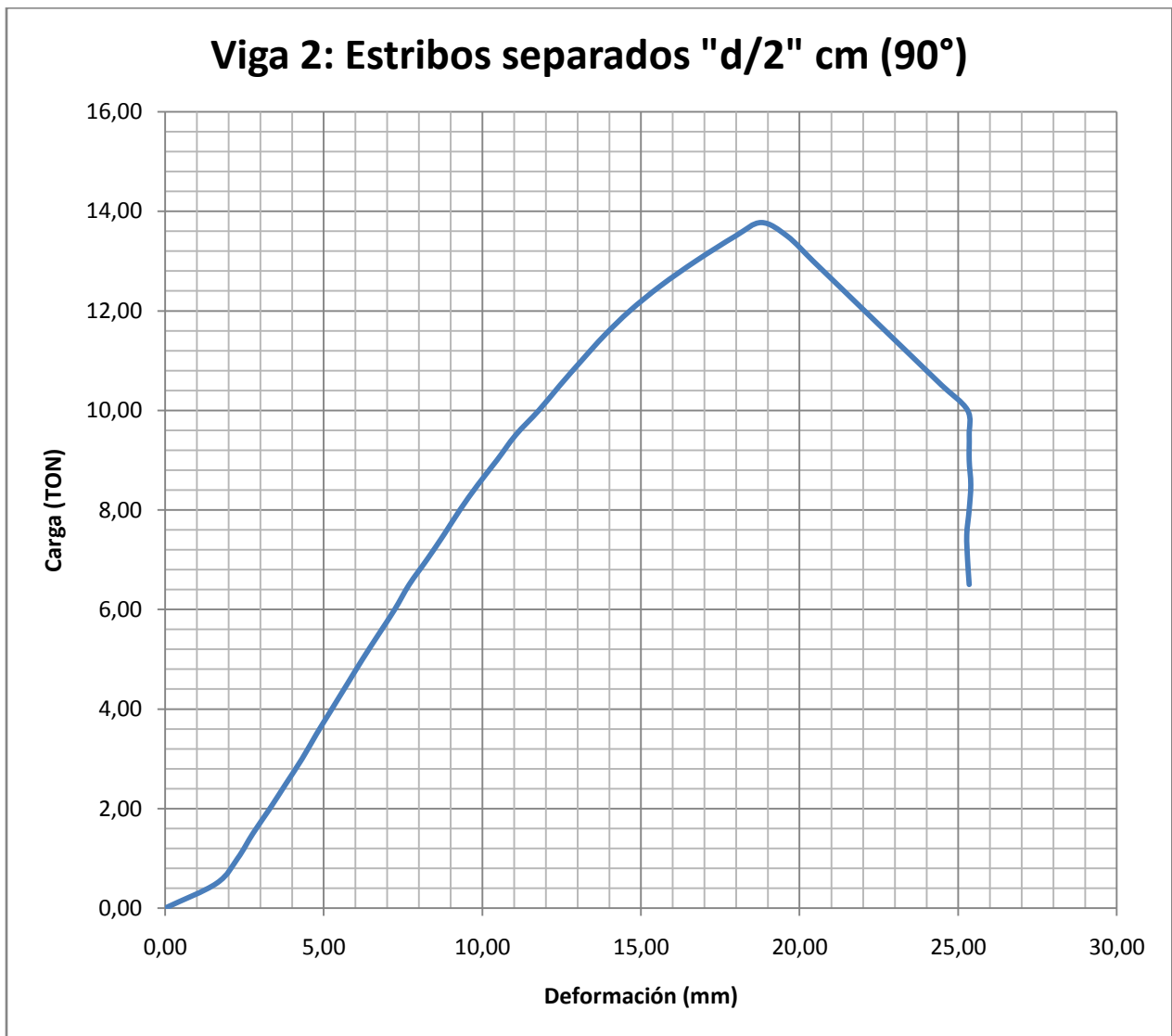


Fig. 58. Gráfica Carga Vs Deformación de viga 2 Estribos separados "d/2" cm (90°)

## 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 6.1. ANÁLISIS CUALITATIVO DE FISURAS.

A partir de la observación del comportamiento de las fisuras se realizó un análisis cualitativo de las mismas, buscando identificar el tipo de falla que se presentó en cada uno de los miembros teniendo en cuenta que no existe un único patrón de fisuras establecido con el que se pueda corroborar este análisis, ya que la mayoría de patrones de fisuras se basan principalmente en los resultados obtenidos en laboratorio y de las condiciones de los ensayos.

#### 6.1.1. Descripción de las fisuras observadas en las vigas sin estribos:

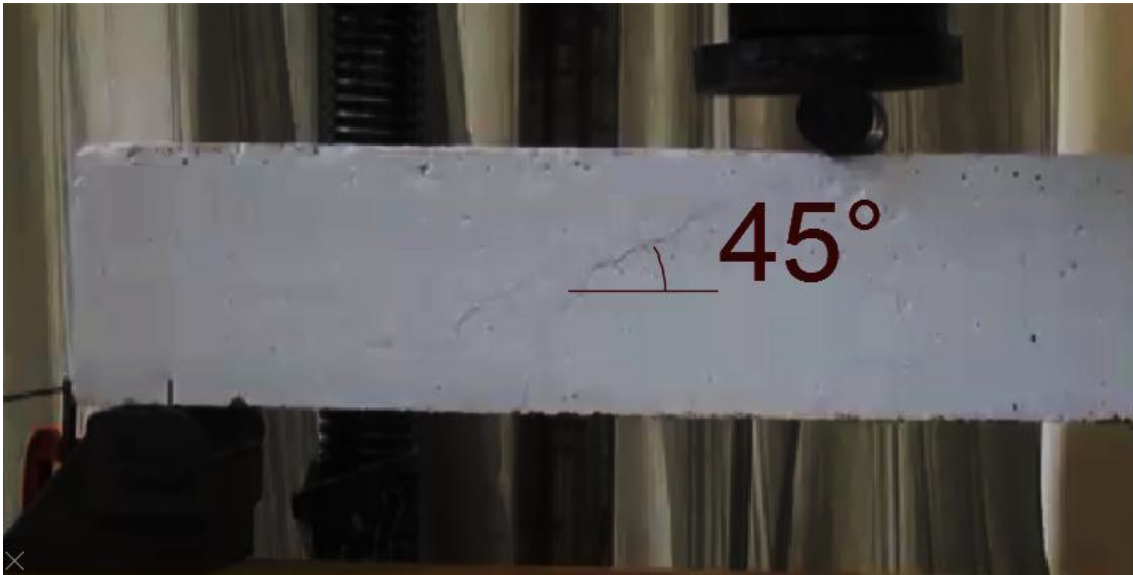


Fig.59. Fisura delgada a 45° con el eje del elemento



Fig.60. Fisura más ancha en dirección al punto de aplicación de la carga



Fig.61. Fisura de “cortante en el alma” o “de tracción diagonal”

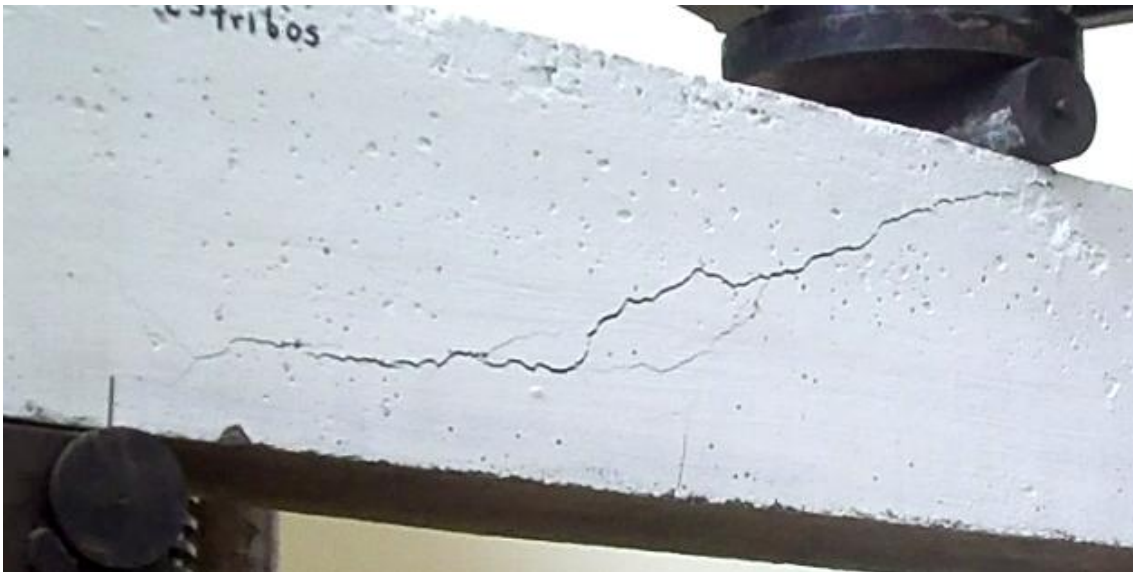


Fig.62. Fisura de “cortante en el alma”o “de tracción diagonal

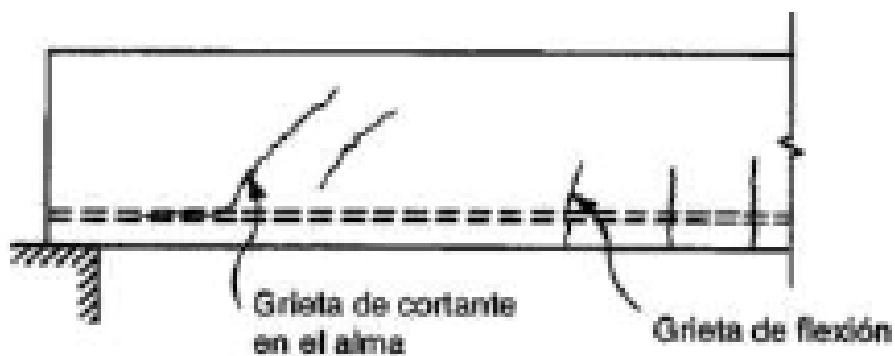
Se observa una fisura delgada que inicia a 45° con el eje del elemento, como se puede observar en la figura 59, posteriormente, la fisura tiende a aumentar su ancho y a dirigirse hacia el punto de aplicación de la carga tal y como se aprecia en la figura 60. Finalmente la fisura se hace más notoria al tiempo que se presenta una paralela de similares condiciones por encima de ella (Fig.61.). A este patrón de fisuración se le denomina “agrietamiento por cortante en el alma”, ocurre cuando el esfuerzo de tracción diagonal en las proximidades del eje neutro alcanza valores similares al de resistencia a la tensión del concreto. En este caso, la fisura se presentó como una grieta inclinada de abertura significativa que surgió cerca al centro de la luz donde el cortante y el momento son altos y se generan esfuerzos principales de tracción diagonal altos. La inclinación característica de 45° en el eje neutro de esta grieta se puede explicar con la ecuación 5.1, considerando que en este punto los esfuerzos de flexión son nulos ( $f=0$ ) y los esfuerzos cortantes son máximos (por lo tanto  $\tan 2 \alpha = 90^\circ$  y  $\alpha = 45^\circ$ )

$$\tan 2 \alpha = 2v/f \quad (5.1)$$

A medida que la grieta se desplaza por las proximidades del eje neutro, se entiende que hay una menor cantidad de concreto disponible para resistir los esfuerzos principales que se generan, (cuyo valor está dado por la fórmula 5.2.), es decir que las tensiones diagonales de tracción aumentan su valor en el concreto arriba de la grieta hasta que se genera la rotura de la viga. Teniendo en cuenta que en el eje neutro los esfuerzos de flexión son nulos y los esfuerzos cortantes alcanzan valores máximos es posible concluir que quien determina en primera instancia lo que pasa con estas grietas son los esfuerzos cortantes.

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad (5.2)$$

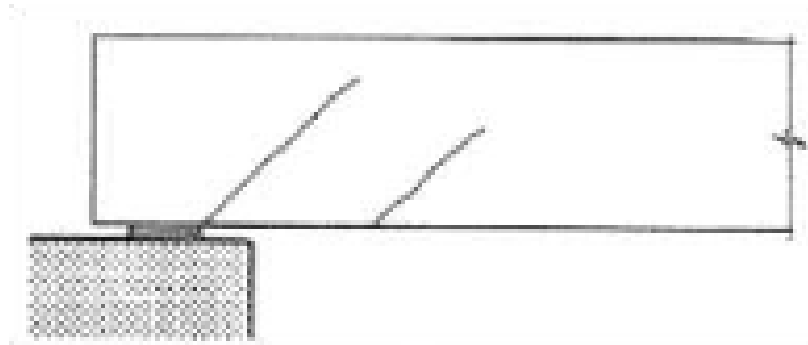
No se observaron grietas características de la falla por flexión, ya que dichas grietas son controladas por la armadura longitudinal que se le suministró al elemento, y aunque se generen estas grietas de flexión en el concreto, el área de acero longitudinal proporciona la resistencia necesaria a flexión para que el elemento soporte cargas mucho más elevadas y la prolongación de estas grietas pueda ser controlada, es decir, que las grietas se generan pero no son notoriamente visibles y son controladas por el refuerzo a tracción.



### Arietamiento de corte en el alma

Fig.63. Agrietamiento de corte en el alma





**Fisuras producidas por fuerza de corte por tracción diagonal**

Fig.64. Fisuras producidas por una fuerza de corte por tracción diagonal

**6.1.2. Descripción de las fisuras observadas en las vigas con estribos separados “d”  
cm inclinados 90°:**



Fig.65. Aparición de la fisura por tensión diagonal en el alma o tensión diagonal



Fig.66. Fisura más notoria.



Fig.67. Aparición de la fisura en el otro sentido



Fig.68. Viga Fallada

El patrón de fisuración presentado tiene las características del ya mencionado agrietamiento por cortante en el alma, inició con una delgada fisura formando un ángulo aproximado de  $45^\circ$  con el eje del elemento, posteriormente esta grieta se ensanchó y alargó y adicionalmente se apreció una fisura de iguales características pero en sentido contrario. A diferencia de las vigas sin estribos, estos especímenes presentaron 2 grietas principales. Esto se argumenta partiendo de que en las vigas sin estribos no existe un refuerzo transversal que absorba esfuerzos de tensión diagonal y que oponga resistencia a la fisuración del concreto, lo que contribuye a que la grieta principal pueda desarrollarse libremente, por el contrario, en las vigas dotadas de refuerzo transversal la primera fisura se ve impedida de alcanzar un grosor prominente

debido al aporte del refuerzo transversal en la absorción de esfuerzos de tensión diagonal, sin embargo simultáneamente en otro punto de la viga los esfuerzos internos de la misma superan la resistencia a la tracción del concreto y ocasionan una nueva fisura que posteriormente aumenta su grosor y longitud.

Finalmente, ambas fisuras tienden hacia el punto de aplicación de la carga y la viga termina por romperse.

Es claro que se presenta una combinación de esfuerzos de flexión con esfuerzos cortantes, pero las fisuras observadas corresponden a tracción diagonal y no a flexión-cortante, esto se sustenta a partir de que la forma en que se suministraron las cuantías de acero longitudinal y transversal generaron un factor de seguridad en favor de la falla por esfuerzos cortantes, lo que desencadenó en que la fisura generada por dicha tensión cortante se ensanchara en el elemento y fuera la grieta principal sin que las fisuras de tracción por flexión hicieran su aparición durante la ejecución del ensayo hasta llegar a la carga última.

**6.1.3. Descripción de las fisuras observadas en las vigas con estribos separados “d” cm inclinados 45°:**



Fig.69. Aparición de las fisuras de cortante en el alma tímidamente (Viga 1)



Fig.70. Aparición de las fisuras de cortante en el alma tímidamente (Viga 2)

Se observó la aparición de fisuras muy delgadas con características de cortante en el alma, pero éstas no lograron alcanzar un espesor considerable. A diferencia de las vigas de estribos verticales, estas fisuras se presentaron en mayor cantidad, menor longitud y menor grosor, posteriormente las fisuras se van ensanchando y tomando dirección hacia el punto de aplicación de la carga como habitualmente sucede con este tipo de fisuras. Finalmente la viga se rompe y se concluye que la falla es por tracción diagonal. Se puede observar la influencia de los estribos inclinados que presentan mayor eficiencia en la contención de las grietas debido a que su disposición le permite otorgar al acero transversal una participación más directa en la absorción de los

esfuerzos. Esta conjetura se profundizará más adelante en el análisis cuantitativo de cargas de estos especímenes.



Fig.71. Fisuras ensanchadas con dirección al punto de aplicación de la carga



Fig.72. Viga 1 Con estribos a 45° Fallada



Fig.73. Viga 2 Con estribos a 45° Fallada

**6.1.4. Descripción de las fisuras observadas en las vigas con estribos separados "d/2" cm inclinados 90°:**



Fig.74. Aparición de fisuras de flexión (Viga2)



Fig.75. Aparición de fisuras de cortante en el alma y flexión-cortante (Viga1)



Fig.76. Fisuras de flexión-cortante





Fig.77. Fisuras de efectos combinados, flexión, compresión y cortante

Estos especímenes permitieron observar el ya mencionado agrietamiento por cortante en el alma, pero adicionalmente mostraron un patrón de fisuración denominado agrietamiento por flexión – cortante. Las fisuras que primero aparecieron fueron las de tracción diagonal, posteriormente se evidenciaron fisuras de flexión – cortante muy cercanas al centro de la luz, pero estas no alcanzaron un ancho considerable.

La combinación de fisuras presentada tiene sentido si se observa que el modelo estructural adoptado para las pruebas, las condiciones de los apoyos y la distribución de la carga, son factores que conllevan a que algunas secciones del elemento se vean sometidas a valores grandes de fuerza cortante y momento flector, lo que genera zonas de combinaciones críticas de esfuerzos cortantes y flectores dando origen a esfuerzos de tensión diagonal altos.

Finalmente, la viga tuvo un mecanismo de falla similar al de la falla por compresión, debido a que se observaron fisuras en la parte superior del elemento previo al aplastamiento del concreto en la zona de aplicación de la carga, y adicionalmente esta falla fue repentina y explosiva, como pasa en la falla por compresión.

Es común que tiendan a confundirse la falla por cortante con la falla por compresión porque ambas se caracterizan por su carácter explosivo, y aunque en este caso la cuantía de acero longitudinal fue elevada (factor que origina la falla por compresión) se concluye que el mecanismo de falla fue el de tracción diagonal y no de compresión porque previo al aplastamiento del concreto se evidenciaron grietas de cortante en el

alma que son características de la falla por tracción diagonal y no de la falla por compresión. Adicionalmente, la falla por compresión presenta grietas que se prolongan en sentido horizontal en el centro de la luz hasta generar el aplastamiento del concreto, algo que no se evidenció en este caso.

En ninguno de los casos existe la posibilidad de que se presente falla por tracción debido a que las cuantías de acero longitudinal suministradas garantizan vigas de tipo sobre reforzadas, es decir, que primero el concreto agotará su capacidad a compresión antes que el acero llegue a su límite elástico.

## **6.2. ANÁLISIS CUANTITATIVO DE CARGAS**

Con el fin de complementar el análisis cualitativo de las fisuras presentadas en los miembros de hormigón ensayados se realizó un análisis cuantitativo de cargas teóricas de falla esperada versus cargas reales de falla obtenidas.

Como conclusión general de las pruebas de carga se puede aseverar que todas las vigas fallaron con una carga mayor a la esperada por cortante, pero menor a la esperada por flexión, lo que permite asegurar que se logró el objetivo de que los elementos fallaran por cortante y no por flexión.

Se considera que las vigas fallaron con una carga mayor a la teórica de cortante, incluso para el caso donde los factores de reducción son iguales a la unidad, debido a que estos elementos fueron realizados en condiciones controladas de laboratorio, con una adecuada dosificación de materiales, control de humedades, adecuado proceso de mezcla, vibrado y curado, de tal manera que se proporcionaron condiciones cercanas a las ideales que muchas veces no pueden satisfacerse en obra.

De igual manera, el fenómeno del cortante, es un aspecto menos comprendido que la flexión y todavía existe incertidumbre sobre el comportamiento real del concreto reforzado bajo este efecto, por esta razón las expresiones de diseño son más conservadoras que para el caso de la flexión y al tener factores de seguridad intrínsecos, las cargas de falla experimentales resultan ser mayores a las provenientes de los cálculos teóricos.

A continuación se puede observar un diagrama de barras para cada viga, en donde se relacionan las cargas de falla teóricas, con y sin factores de reducción y la carga de falla obtenida experimentalmente. Se estableció paralelo entre cargas porque se entiende que las cargas de falla calculadas sin factores de reducción están más aproximadas a la realidad que aquellas que se restringen con dichos factores, para garantizar un margen de seguridad al momento de diseñar.

**6.2.1. Vigas sin estribos:**

Las cargas teóricas de falla con y sin factores de reducción para cortante y flexión ajustadas con el  $f'c$  real obtenido y la carga de falla experimental para las vigas correspondientes a este comportamiento son:

	Viga 1: Sin Estribos	Viga 2: Sin Estribos
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (con <math>\emptyset</math>)</b>	7,17	7,17
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (sin <math>\emptyset</math>)</b>	7,97	7,97
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (con <math>\emptyset</math>)</b>	3,18	3,18
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (sin <math>\emptyset</math>)</b>	4,24	4,24
<b>Carga de Falla Obtenida</b>	8,32	7,47

Tabla 31. Parámetros de capacidad de carga para vigas sin estribos.

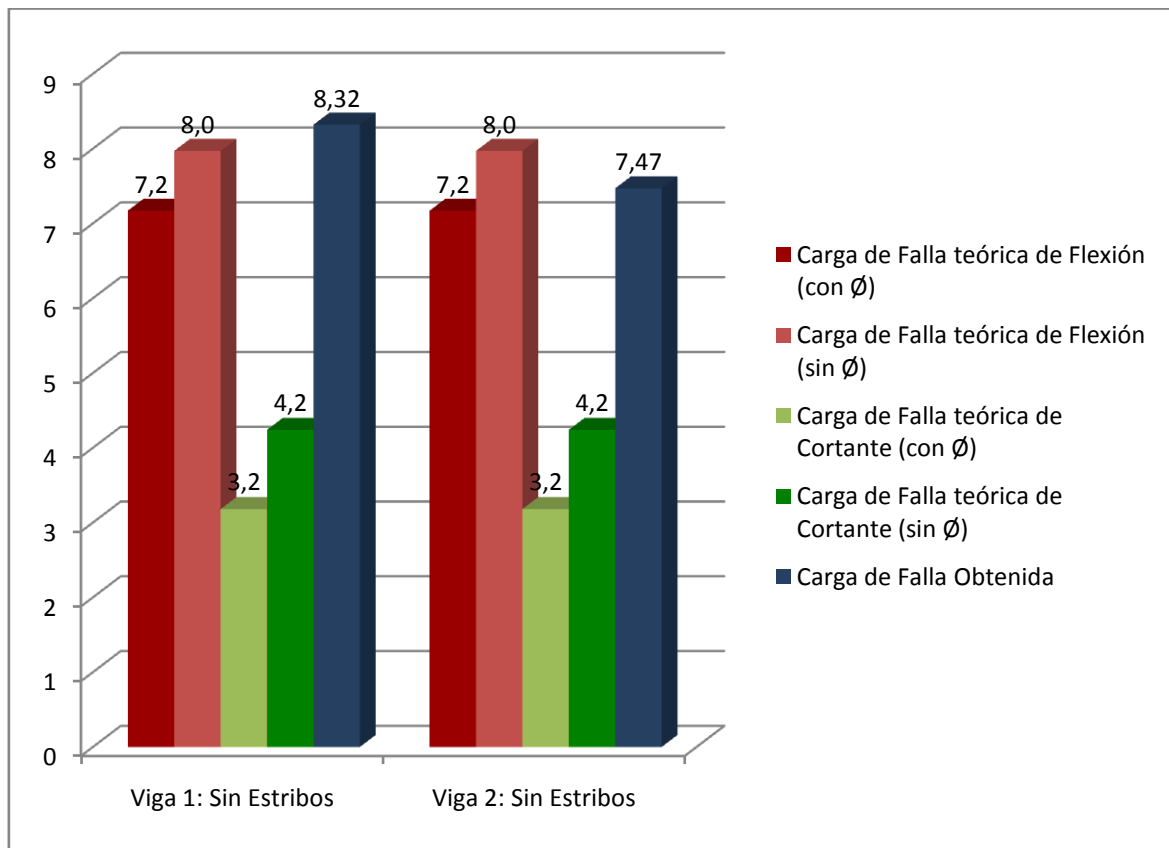


Fig.78 Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas sin estribos.

### **Análisis de Carga (Vigas sin estribos)**

La carga de falla de la viga N°1 superó a la carga de falla por cortante sin factores de reducción en un 96% y fue cercana a la de flexión sin factores de reducción. Sin embargo, de acuerdo con el análisis de fisuras, se determinó que la falla fue por cortante por las siguientes razones:

- Las fisuras observadas fueron de tracción diagonal o de cortante en el alma y no se observaron fisuras notorias de tracción por flexión.
- La cuantía de refuerzo longitudinal es la máxima y la cuantía de refuerzo transversal es nula, por lo tanto el mecanismo de falla principal es de tracción diagonal o cortante.

La carga de falla de la viga N°2 fue superior a la carga de falla por cortante sin factores de reducción en un 76% e inferior a la de flexión sin factores de reducción, lo que sumado al patrón de fisuración obtenido que fue inherente a la falla por tracción diagonal, permite corroborar que el mecanismo de falla obtenido fue el esperado.

**6.2.2. Vigas con estribos separados “d” cm (90°):**

Las cargas teóricas de falla con y sin factores de reducción para cortante y flexión ajustadas con el  $f'c$  real obtenido y la carga de falla experimental para las vigas correspondientes a este comportamiento son:

	Viga 1: Estribos a d (90°)	Viga 2: Estribos a d (90°)
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (con <math>\emptyset</math>)</b>	10,98	10,98
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (sin <math>\emptyset</math>)</b>	12,2	12,2
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (con <math>\emptyset</math>)</b>	5,59	5,59
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (sin <math>\emptyset</math>)</b>	7,45	7,45
<b>Carga de Falla Obtenida</b>	10,41	10,3

Tabla 32. Parámetros de capacidad de carga para vigas con estribos separados “d” cm (90°).

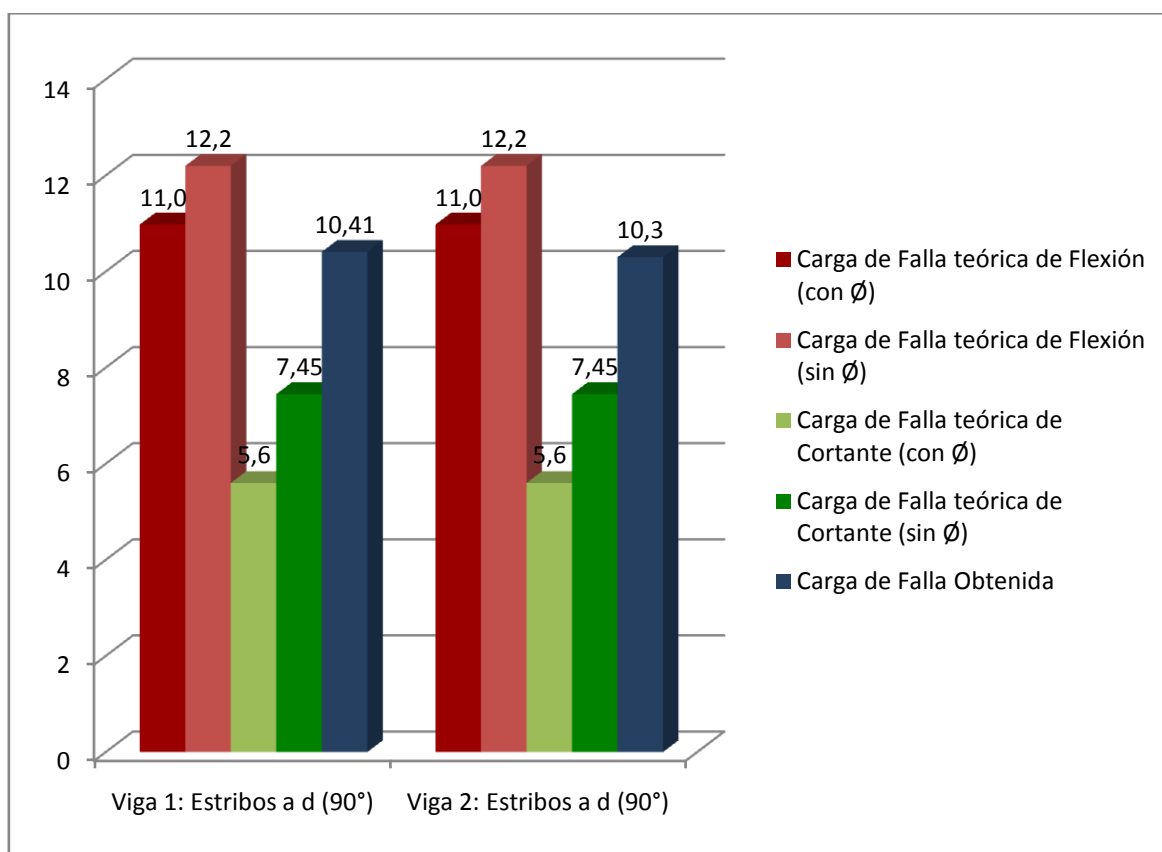


Fig.79. Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas con estribos separados “d” cm (90°).

### **Análisis de Carga (Vigas con estribos separados “d” cm (90°))**

La carga de falla de las vigas N°1 y N°2 fue superior, en un 30% promedio, a la carga de falla por cortante sin factores de reducción e inferior a la de flexión sin factores de reducción, adicionalmente las fisuras obtenidas son las típicas de la falla por tracción diagonal, por lo tanto se corrobora que el mecanismo de falla obtenido fue el esperado.

Cabe mencionar que el incremento de carga de falla obtenida respecto la esperada puede deberse, además de los factores ya mencionados, al confinamiento que le aportan los estribos a los elementos, ya que como resultado de diversos estudios se ha determinado que la acción de dovela de los estribos transfiere una pequeña fuerza de tracción a través de la sección fisurada y el efecto del confinamiento del estribo sobre el hormigón aumenta ligeramente la resistencia estructural del elemento.

**6.2.3. Vigas con estribos separados “d” cm (45°):**

Las cargas teóricas de falla con y sin factores de reducción para cortante y flexión ajustadas con el  $f'_c$  real obtenido y la carga de falla experimental para las vigas correspondientes a este comportamiento son:

	Viga 1: Estribos a d (45°)	Viga 2: Estribos a d (45°)
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (con <math>\emptyset</math>)</b>	10,98	10,98
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (sin <math>\emptyset</math>)</b>	12,2	12,2
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (con <math>\emptyset</math>)</b>	6,54	6,54
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (sin <math>\emptyset</math>)</b>	8,73	8,73
<b>Carga de Falla Obtenida</b>	9,35	8,93

Tabla 33. Parámetros de capacidad de carga para vigas con estribos separados “d” cm (45°).

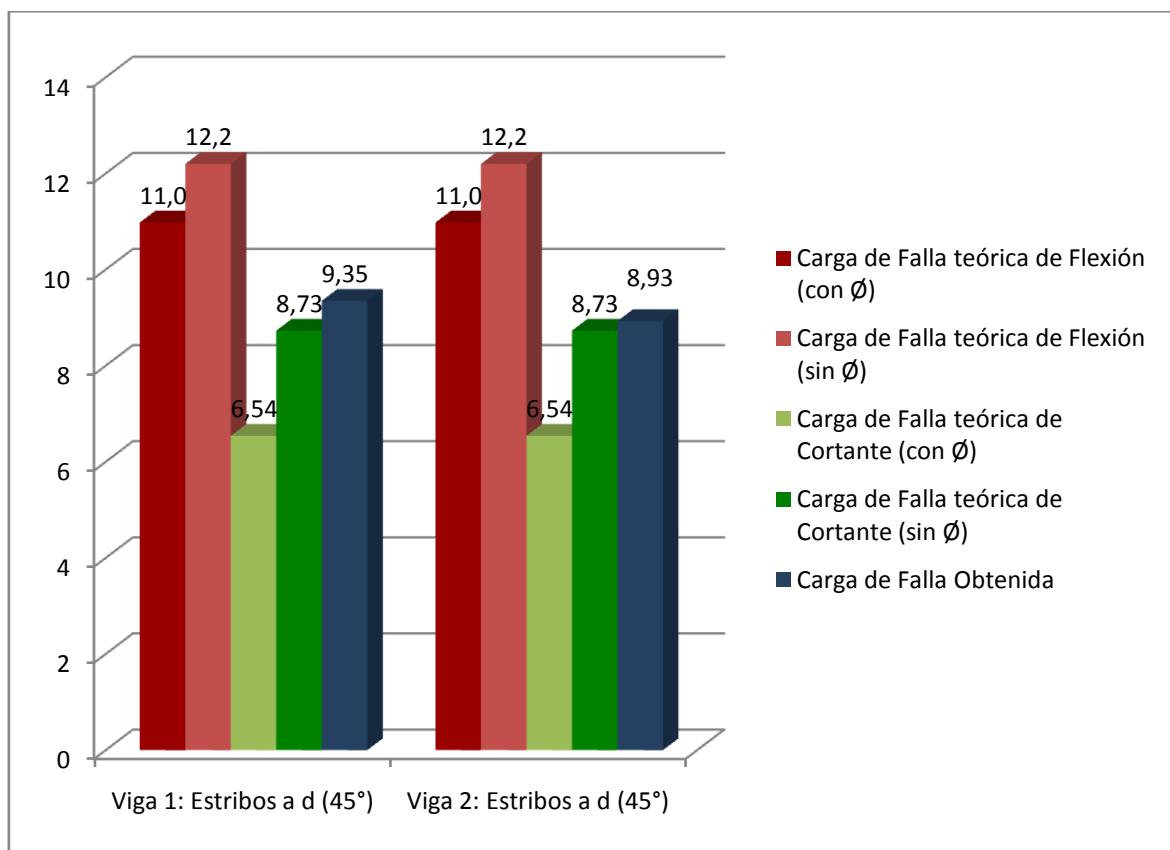


Fig.80. Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas con estribos separados “d” cm (45°).



### Análisis de Carga (Vigas con estribos separados "d" cm (45°))

La carga de falla de las vigas N°1 y N°2 fue superior, en un 5% promedio, a la carga de falla por cortante sin factores de reducción e inferior a la de flexión sin factores de reducción, adicionalmente las fisuras obtenidas son las típicas de la falla por tracción diagonal, por lo tanto se corrobora que el mecanismo de falla obtenido fue el esperado.

En este caso, las cargas de falla experimentales estuvieron muy cercanas a las calculadas, lo que indica que la expresión de diseño empleada para determinar la capacidad a cortante con estribos inclinados es acertada.

Teniendo en cuenta los resultados de las vigas anteriores, con igual separación de estribos pero con inclinación de 90°, donde se obtuvo una carga de falla promedio de 10.36 Ton, mayor en un 39% a la carga de falla teórica (sin factores de reducción), en estas vigas se esperaba una carga de falla mayor a las 10.36 Ton, considerando la condición ideal de la posición de los estribos que implica un incremento de  $\sqrt{2}$  veces en la resistencia que proporciona el acero transversal; sin embargo, la carga de falla promedio para estas vigas fue de apenas 9.14 Ton, que aunque supera en un 5% la carga de falla teórica para este caso, no supera la capacidad de las vigas con los estribos dispuestos verticalmente.

Pese a la disminución en capacidad de carga, las vigas con estribos inclinados a 45° presentaron una ventaja frente a las de estribos inclinados 90°, ya que su capacidad de deformarse verticalmente fue mayor. Esta capacidad de presentar una deflexión más alta frente a una carga dada se denomina ductilidad, y puede explicarse partiendo de los siguientes conceptos:

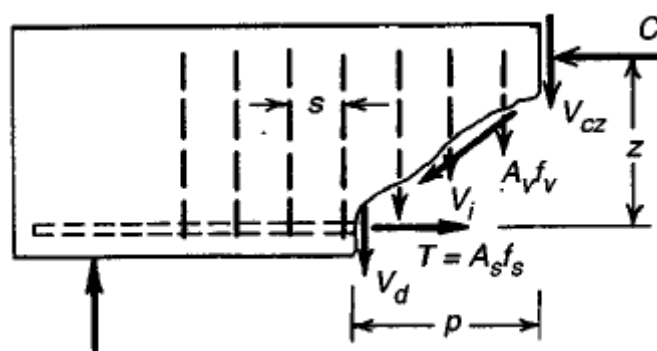


Fig.81. Fuerzas en una grieta diagonal de una viga con estribos verticales

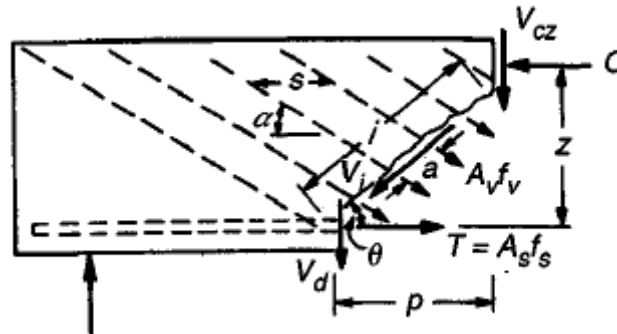


Fig.82. Fuerzas en una grieta diagonal de una viga con estribos inclinados

Según Nilson, en *“Diseño de estructuras de Concreto”* (1999), la cantidad de barras que atraviesan una grieta de longitud  $p$ , en el caso de refuerzo transversal vertical corresponde a  $n = \frac{p}{s}$ , siendo  $p$  la proyección de la grieta en el plano horizontal y  $s$  la separación entre estribos. Cuando se emplean estribos inclinados, esta expresión cambia a  $n = \frac{p}{s} (1 + \cot \alpha \tan \theta)$ . Si se asumen dos vigas con una misma separación entre estribos ( $s$ ) y una grieta de igual longitud ( $p$ ), pero una de ellas con estribos verticales y la otra con estribos inclinados  $45^\circ$  se puede evidenciar que la cantidad de barras que actúan en una viga con estribos inclinados  $45^\circ$  es el doble de las que actúan en las vigas con estribos verticales (porque  $(1 + \cot \alpha \tan \theta) = 2$ ). Adicionalmente, si se tiene en cuenta que los esfuerzos principales de un elemento ocurren en un plano de  $45^\circ$ , en cercanías al eje neutro, en las vigas con estribos dispuestos a  $45^\circ$  habrá una mayor participación del refuerzo transversal en la absorción de estos esfuerzos principales, lo que conlleva a una mayor ductilidad del concreto reforzado, porque el área de acero que trabaja es mayor y se opone directamente al esfuerzo de tracción diagonal y no de manera parcial como en el caso de los estribos dispuestos a  $90^\circ$  que impide que el concreto asuma una mayor cantidad de esfuerzos de tracción diagonal y se fisure más rápidamente. De igual manera, esta condición origina que las fisuras no evidencien un grosor considerable, pero si se presentan en mayor cantidad debido a la acumulación de esfuerzos.

**6.2.4. Vigas con estribos separados “d/2” cm (90°):**

Las cargas teóricas de falla con y sin factores de reducción para cortante y flexión ajustadas con el  $f'c$  real obtenido y la carga de falla experimental para las vigas correspondientes a este comportamiento son:

	Viga 1: Estribos a d/2 (90°)	Viga 2: Estribos a d/2 (90°)
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (con <math>\emptyset</math>)</b>	12,33	12,33
<b>Carga de Falla teórica de Flexión (sin <math>\emptyset</math>)</b>	13,7	13,7
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (con <math>\emptyset</math>)</b>	8	8
<b>Carga de Falla teórica de Cortante (sin <math>\emptyset</math>)</b>	10,67	10,67
<b>Carga de Falla Obtenida</b>	13,47	13,77

Tabla 34. Parámetros de capacidad de carga para vigas con estribos separados “d/2” cm (90°):.

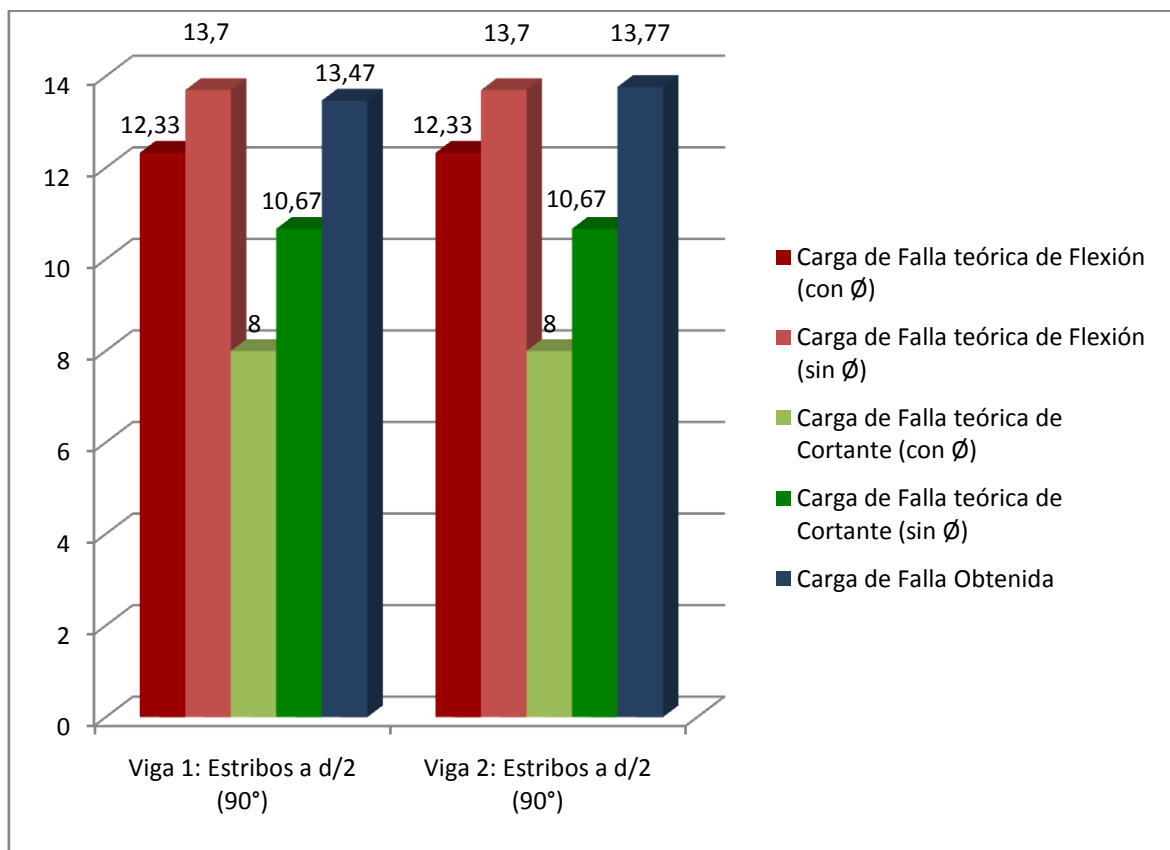


Fig.83. Diagrama de barras comparativo entre capacidades de carga en vigas con estribos separados “d/2” cm (90°):.

### **Análisis de carga (Vigas con estribos separados “d/2” cm (90°))**

Como se mencionó en el análisis cualitativo de fisuras, el agrietamiento obtenido y la condición de diseño con altas cantidades de refuerzo de este tipo de vigas permitieron concluir que el mecanismo de falla se dio a raíz de la combinación de varios efectos, pero el cortante fue el mecanismo de falla principal, por los siguientes factores:

- El margen de seguridad para garantizar falla por cortante también se proporcionó, aunque en este caso no fue cercano a dos como en las demás vigas, se logró un factor de seguridad de 1,1.
- Las fisuras de mayor abertura y que marcaron la trayectoria de falla fueron las de cortante o tracción diagonal.
- Aunque la flexión también tuvo un efecto significativo en estas vigas, las grietas de flexión originadas en el centro de la luz de la viga se ensancharon notoriamente, ni se propagaron hacia arriba, ni se observó una deflexión significativa, lo que permite aseverar que no se presentó una falla por flexión, igualmente este mecanismo de falla no podía ser factible por la alta cantidad de acero con la que fueron diseñados estos especímenes.
- Finalmente el mecanismo de falla fue explosivo y repentino con aplastamiento del concreto como si se tratase de falla por compresión, pero se sabe que la falla por compresión presenta características muy similares a la falla por cortante, ambas son súbitas y explosivas, pero en el caso de la falla por compresión se evidencia un tipo de agrietamiento en donde las fisuras principales se prolongan en sentido horizontal en el centro de la luz hasta generar el aplastamiento del concreto, algo que no se evidenció en este caso.

### 6.2.5 Análisis de Carga y deformación de todos los especímenes

La siguiente tabla reúne el comportamiento de las vigas analizadas en lo que respecta a la deflexión obtenida frente a la carga de falla:

Viga	Carga de falla	Deflexión en la falla
Sin Estribos "1"	8,32	9,20
Sin Estribos "2"	7,47	11,07
Estribos a d (90°) "1"	10,41	13,00
Estribos a d (90°) "2"	10,3	10,54
Estribos a d (45°) "1"	9,35	20,32
Estribos a d (45°) "2"	8,93	18,54
Estribos a d/2 "1"	13,47	18,51
Estribos a d/2 "2"	13,97	18,80

Tabla 35. Parámetros de Carga y deflexión de falla para cada comportamiento

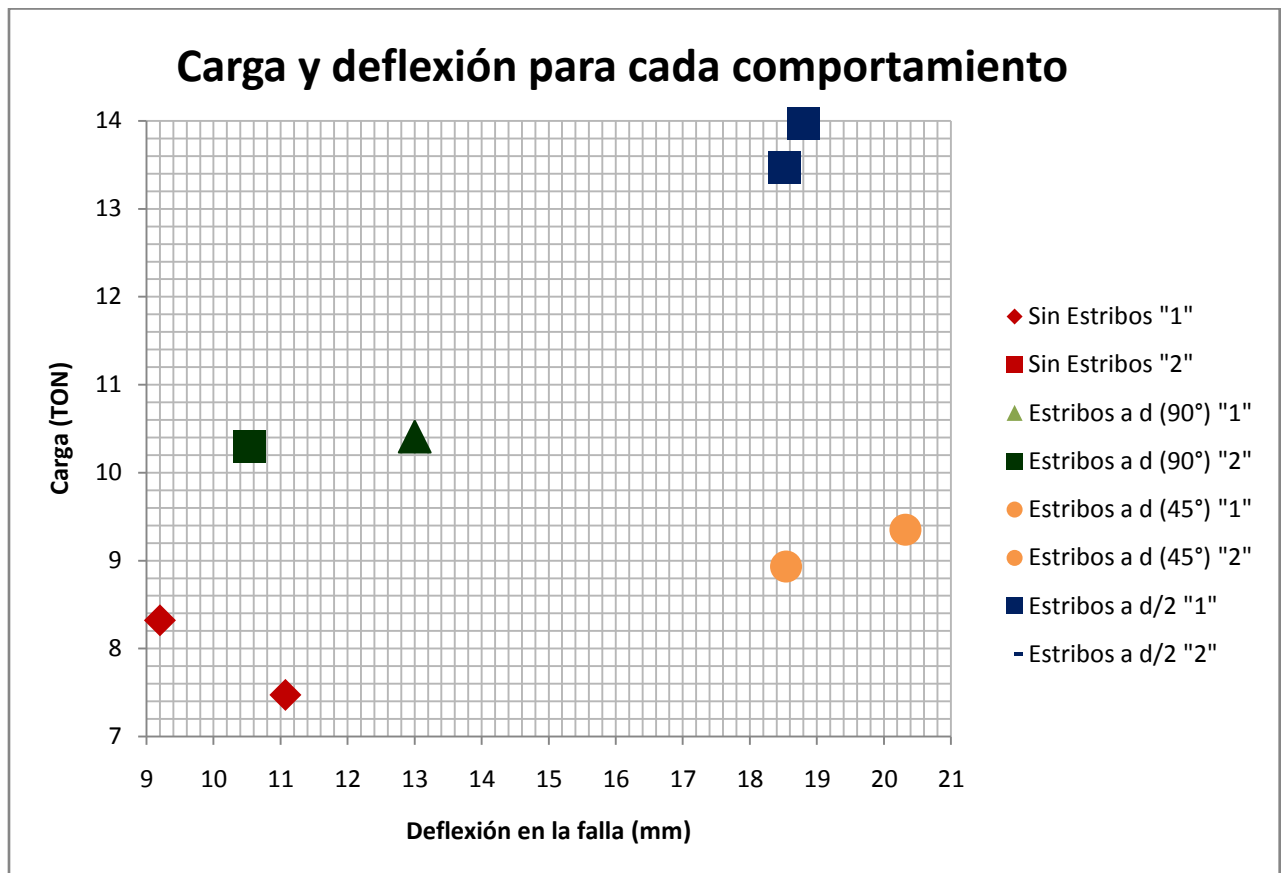


Fig.84. Carga y deflexión de falla para cada comportamiento

### Análisis de Carga y deformación de todos los especímenes

En esta gráfica se puede observar que la deflexión mostrada por los especímenes de estribos inclinados  $45^\circ$  fue del orden de 20mm, muy parecida a la deflexión mostrada por los especímenes de estribos verticales separados  $d/2$ . De igual manera, si se compara la deflexión de las vigas con estribos inclinados  $45^\circ$  con la deflexión de las vigas de estribos verticales que tenían la misma separación, se puede observar que las primeras manifestaron un aumento en la deflexión del 70%. Se puede concluir entonces, que la inclinación de los estribos desencadenó en un aumento de ductilidad del concreto reforzado porque su capacidad de deformarse verticalmente aumentó.

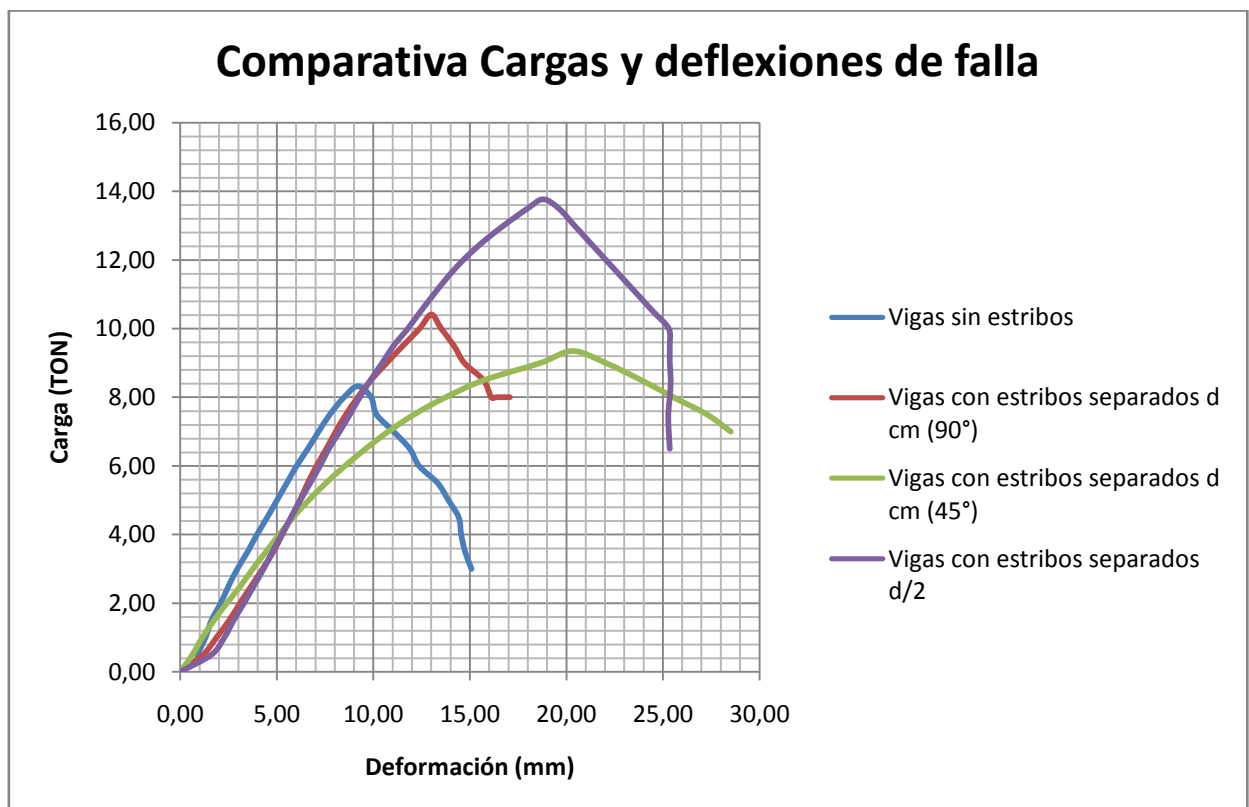


Fig.85. Comparativa cargas y deflexiones de falla

## 7. CONCLUSIONES

- ✓ El concreto es un material heterogéneo, por lo tanto, a pesar de que se han desarrollado gran cantidad de estudios para caracterizarlo, sigue siendo un material muy variable que depende de muchos factores como por ejemplo las materias primas usadas, el modo de mezcla, colocación, curado, entre otros factores que afectan considerablemente el desempeño del mismo.
- ✓ El comportamiento de las fisuras es muy variable y requiere de un análisis complementario y exhaustivo que permita determinar la coincidencia de las mismas con las que han sido resultado de trabajos de investigación anteriores y que han tenido como fin caracterizarlas, sin embargo, las fisuras presentadas fueron acordes con el comportamiento esperado y el tipo de falla para el cual se diseñaron las vigas.
- ✓ Los valores de carga de falla obtenidos para todas las vigas son acordes con la falla por cortante esperada, ya que para cada caso las cargas de falla experimentales fueron superiores a las cargas de falla teóricas previstas por el diseño a cortante, pero menores que las previstas en el diseño a flexión, tal y como fueron diseñadas, de tal forma que se presentase primero la falla por cortante antes que la de flexión y opuesto a lo que normalmente se busca con el diseño convencional; esto fue adecuado para el estudio que se realizó porque permitió corroborar los conceptos básicos de la teoría de cortante, además de verificar la formación de fisuras y el mecanismo de falla.
- ✓ Las vigas sin estribos presentaron, en promedio, una carga de falla experimental un 86% superior a la carga teórica de falla por cortante, de igual forma para las vigas con estribos separados a "d", este porcentaje fue de un 39%, en las vigas con estribos inclinados a 45° separados a "d", la carga de falla obtenida presentó un incremento del 5% respecto a la carga de falla por cortante esperada y finalmente en las vigas con estribos dispuestos a "d/2" la carga de falla experimental superó la teórica de diseño en un 27%.

- ✓ Teniendo en cuenta los resultados de las pruebas se observa que en todos los casos la carga de falla experimental fue superior a la teórica, este incremento se puede atribuir a que se controlaron las etapas del proceso constructivo, se usaron materias primas de buenacalidad, se controlaron las condiciones de humedad, se siguieron las normas de calidad referentes al proceso de vaciado, vibrado y curado del concreto y los ensayos se realizaron bajo condiciones controladas; adicionalmente las expresiones de diseño para cortante son más conservadoras que las consideraciones para flexión y existen factores de seguridad intrínsecos mayores, debido a la incertidumbre que se tiene respecto al fenómeno del cortante.
- ✓ El análisis de fisuras demostró que en todas las vigas las grietas principales fueron las debidas a tracción diagonal o de cortante en el alma y aunque se presentaron fisuras debidas a la tracción por flexión, estas no fueron determinantes en la falla del elemento, por lo cual se corroboró que el tipo de falla fue e por cortante.
- ✓ Las vigas con estribos inclinados a  $45^\circ$  fallaron con una carga 13% menor a la de carga de falla de las vigas con estribos verticales que tenían la misma separación, pero presentaron un incremento en su capacidad de deformación del 70%, es decir, presentaron un comportamiento mas dúctil dado que la disposición de sus estribos le permitió otorgarle una mayor participación al acero transversal en la absorción de esfuerzos.
- ✓ Se considera que el aumento en ductilidad mostrado por las vigas con estribos inclinados a  $45^\circ$  es un hecho importante a considerar en la construcción de vigas, pues aunque su colocación puede generar un mayor costo en la mano de obra del armado de refuerzo, vale la pena realizar un estudio más detallado y un análisis costo- beneficio, teniendo en cuenta que los estribos dispuestos de esta forma proporcionan una resistencia a cortante importante, con una mayor ductilidad y podrían lograrse unas separaciones menos exigentes para el diseño, lo cual puede contribuir a la descongestión del refuerzo en el armado de las vigas y a la reducción del costo de estos elementos.



- ✓ El modelo estructural de viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz, adoptado en función de las condiciones de laboratorio, permitió obtener valores altos de cortante y de momento en el tercio central del elemento, lo que favoreció el estudio a cortante porque contribuyó a obtener fisuras características de la tracción diagonal.
- ✓ La caracterización de los materiales, permitió elaborar los cálculos con las propiedades reales de resistencia de los mismos; para el caso del acero liso se obtuvo un esfuerzo de fluencia de 250 Mpa, 4% por encima del usado en los cálculos (240 MPa), para el acero corrugado se obtuvo un esfuerzo de fluencia de 407 MPa correspondiente al 97% del valor de diseño (420 MPa); en el caso del concreto se caracterizó su resistencia a la compresión obteniendo un valor promedio de 27 MPa, 29% superior al de diseño (21 MPa).
- ✓ Adicionalmente se caracterizó el módulo de elasticidad estático del concreto obteniendo un valor de 276169 Kg/cm<sup>2</sup>, que fue 13% superior al calculado con la fórmula sugerida por la norma NSR-10 ( $4700\sqrt{f'c}$ ). Este valor se encuentra dentro del rango de variación establecido por la NSR-10 (entre 80% y 120%) y permite corroborar que las propiedades de resistencia del hormigón empleado son adecuadas y acordes al diseño realizado.

## **8. RECOMENDACIONES.**

Para futuros trabajos de investigación que requieran de los ensayos de laboratorio se hacen las siguientes sugerencias:

- Asegurarse de llevar a cabo una prueba preliminar que permita caracterizar los materiales a usar, la resistencia esperada, la dosificación adecuada, entre otros factores que influyen en el estudio del concreto.
- Diseñar un adecuado itinerario de trabajo analizando factores como transporte de los elementos, modo de aplicación de la carga, modo de toma de datos, desecho de escombros, etc.
- Tener en cuenta las condiciones climáticas al momento de realizar la mezcla ya que la presencia de lluvia puede causar variación de la relación agua - cemento (cuando se trabaja a cielo abierto) y posteriormente generar cambios en la resistencia de los elementos.
- Disponer de un número óptimo de especímenes para cada una de las pruebas, que permitan ratificar estadísticamente el comportamiento presentado.

Para posteriores estudios se propone analizar los siguientes aspectos:

- Se propone realizar un estudio más detallado de la influencia de los estribos colocados a 45°, desde el punto de vista técnico y económico, para observar la viabilidad y posibles ventajas de la utilización de esta alternativa en vigas sometidas a altos esfuerzos cortantes y que requieran de una adecuada ductilidad.
- Se ha progresado mucho en el campo de los materiales para construcción, una alternativa interesante sería hacer un paralelo entre el modo de falla del concreto reforzado con acero y el concreto reforzado con otro tipo de refuerzo como por ejemplo fibra de carbono o cualquier otro material que tenga la capacidad de reemplazar el acero de refuerzo.

- Adicionar a este estudio variables relacionadas con situaciones reales de construcción, por ejemplo, ¿que tanto se afecta la resistencia de los elementos cuando éstos son perforados con ductos para distribuir redes eléctricas o sanitarias?, ¿Que tanto afecta el intemperismo a la resistencia del acero al generarle oxidación?

## **9. BIBLIOGRAFIA**

- Arthur H., Nilson – Winter George. Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá – Colombia. Mc Graw Hill. 1994
- Cabrera E. Fabián. Influencia de las aberturas transversales en la resistencia a cortante y flexión de vigas de concreto reforzado. Magister en ingeniería de estructuras. Universidad Nacional de Colombia. 2011
- Giraldo Bolívar, Orlando. Estructuras de Hormigón 1. Santafé de Bogotá. Universidad Nacional de Colombia. 2003
- Hernández M., Enrique – Gil M, Luisa. Hormigón Armado y Pretensado. Madrid. Alhambra. 2007
- INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. Normas Colombianas para la presentación de trabajos escritos. 2 ed. Santafé de Bogotá. ICONTEC. 2008. NTC 1486
- INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. Normas Colombianas para la presentación de trabajos escritos. 2 ed. Santafé de Bogotá. ICONTEC. 2008. NTC 5613
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Asentamiento del concreto (Slump) 2007. P 1-4. INV E 404-07
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Ensayo a tensión de barras y alambre de acero. Santafé de Bogotá. ICONTEC. 2007. P. 1-14. INV E 501-07
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Elaboración y curado en el laboratorio de muestras de concreto para ensayos de compresión y flexión. 2007. P. 1-15. INV E 402-07
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Resistencia a la compresión de cilindros de concreto. 2007. P. 1-16. INV E 402-07

- JürgenMattheiss. (1980). Hormigón armado, hormigón armado aligerado, hormigón pretensado. Ed. Reverté S.A
- Ortega C. Roger. Concreto Armado 1.s.p.i.
- Rivera L. Gerardo A. Concreto Simple. Popayán – Colombia. 2012.
- Roa R. Nicolás – Sierra Y. Alejandro. Estudio del comportamiento a Flexión en vigas de concreto reforzado. Ingeniero Civil. Universidad del Cauca. 2014
- Segura Franco, Jorge. Estructuras de Concreto 1. SéptimaEdición. Ed. Universidad Nacional de Colombia.
- “A Pull Out Test on a Ribbed Reinforcement Bar Embedded into concrete”, Agosto de 2012, 3:14, posted by “YouTube,” <http://www.youtube.com/watch?v=kMRJBflp9c>
- “Viga que falla por Cortante” Octubre de 2011, 6:37, postedby “Daniel Ramos” on YouTube, <http://www.youtube.com/watch?v=zc7JCAt9Nvs>