



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA Y
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“Análisis Comparativo de Resistencia en Vigas de Concreto
Armado con Estribos Rectos e Inclinados Sometidos a Esfuerzos
Cortantes”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Cuba García, Tonny Americo (0000-0001-9637-0062)

Lazo Noe, Frankmarco (0000-0002-2859-8169)

ASESORES:

Mg. Castillo Chávez, Juan Humberto (0000-0002-4701-3074)

Mg. Farfán Córdova, Marlon Gastón (0000-0001-9295-5557)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL

Trujillo – Perú

2021

Dedicatoria

A Dios, que me ha dado la vida y fortaleza para poder terminar este proyecto, el único que nos acompaña cada segundo de nuestras vidas.

A mi Familia y en especial a mis padres Frank Lazo Hurtado y Diana Noe Farfan; quienes supieron encaminarme, para arribar a la meta. Su comprensión, cariño y por estar en los momentos más importantes de mi vida. Este logro también es de ustedes. Gracias a esas personas importantes en mi vida que siempre estuvieron listas para brindarme todo su ayuda.

A Mis hermanos gracias por ese apoyo, cariño y por estar en los momentos más importantes de mi vida, Dios quiera que este esfuerzo que estoy por concluir le sirva de ejemplo en su vida profesional
Agradecer también a mi compañero de tesis, Cuba Garcia , Tonny Americo con quien compartimos los conocimientos adquiridos durante la época universitaria.

Frankmarco Lazo Noe

A mis Papas, Por no desistir en la confianza que me tienen y por ser el apoyo perfecto en mis emociones internas, gracias por seguir apoyándome hasta la culminación de la tesis.

A mi abuela Carmela Reyes Ríos, que me brindó su amor y afecto en etapas difíciles de mis estudios universitarios.

A mi Tía Mirian García Reyes, que nos brindó cariño y nos recibió con los brazos abiertos en su hogar para poder realizar los ensayos en la UNC y culminar la tesis

A Daniela Akarley Porma, por ser la persona que con su motivación realizó cambios en mi forma de pensar y a realizarme como profesional.

A mi familia en general, por ayudarme en formarme como una persona de bien, agradecerles por las enseñanzas y las buenas prácticas que tienen como persona.

Gracias a todos.

Tonny Americo Cuba Garcia

Agradecimiento

Nuestro agradecimiento especial a la Universidad César Vallejo de Trujillo, la cual nos abrió sus puertas para formarnos profesionalmente. A nuestros profesores por sus enseñanzas, quienes nos ayudaron a realizarnos e incentivaron en muchos sentidos a seguir adelante y sin su apoyo profesional y honesto esto no hubiera sido posible.

Nuestro agradecimiento al ING. Luis Sánchez Pinedo, por compartir sus conocimientos, sugerencias, ideas, para el desarrollo de la investigación.

Nuestro agradecimiento al ING. German Chaffo Mendoza por habernos permitido la posibilidad de realizar los ensayos en la Universidad Nacional de Cajamarca, además de brindarnos su experiencia acerca de la Ingeniería Civil y el uso de los equipos del laboratorio de resistencia de materiales.

Nuestro profundo reconocimiento a nuestros asesores el ING. Juan Humberto Castillo Chávez y ING. Marlon Gastón Córdova, por sus observaciones y recomendaciones brindadas con el único fin de realizar una tesis de calidad y formar profesionales de éxito.

Y a todas aquellas personas que siempre estuvieron en los momentos que más los necesitamos, por creer en nosotros y motivarnos a dar lo mejor en todo aspecto.

Carátula	
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de figuras	iv
Índice de tablas	v
Resumen	vi
Abstract	vii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEORICO	2
III. METODOLOGÍA	25
3.1. Tipo y Diseño de investigación	25
3.2. Operacionalización de las Variables	26
3.3. Población, Muestra y Muestreo	27
3.4. Técnicas e Instrumentos	30
3.5. Procedimiento	30
3.6. Método de análisis de datos.....	31
3.7. Aspectos Éticos.....	32
IV. RESULTADOS	33
4.1. Ensayos de Probetas Estandarizadas	33
4.2. Propiedades Físico - Mecánicas del Acero de Refuerzo	34
4.3. Ensayos de Vigas de Concreto Armado	35
4.3.1. Hipótesis De Carga	35
4.3.2. Ensayos de Vigas Tipo I con Estribos a 90°	36
4.3.3. Ensayos de Vigas Tipo II con Estribos a 67.5°	42
4.3.4. Ensayos de Vigas Tipo III con Estribos A 45°	50
V. DISCUSIÓN	61
5.1. Promedio de los resultados para cada tipo de Vigas de Concreto Armado	61
5.2. Cargas de Rotura en Vigas de Concreto Armado	61
5.3. Deformaciones en Vigas de Concreto Armado	62
5.4. Resistencia al Esfuerzo Cortante en Vigas de Concreto Armado	63
5.5. Contraste de la Hipótesis.....	64
VI. CONCLUSIONES	65
VII. RECOMENDACIONES	66
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67

Índice de figuras

Figura 1: Distribución real de esfuerzos en el concreto vs Distribución equivalente propuesta por Whitney	6
Figura 2: Esfuerzos en una sección sometida a flexión antes y después del agrietamiento del concreto propuesta por Whitney	6
Figura 3: Diagrama esfuerzo-Curvatura para los distintos tipos de fallas en flexión	8
Figura 4: Diagramas de esfuerzos y deformaciones unitarias en flexión propuesta por Whitney	9
Figura 5: Esfuerzos Principales en el Circulo de Morh	12
Figura 6: Viga Elástica y Homogénea	13
Figura 7: Curvas Isostáticos sobre vigas sometidas a cargas uniformemente repartidas	13
Figura 8: Fuerzas que resisten el corte en vigas sin refuerzo transversal	14
Figura 9: Tipos de fisuras que presentan las vigas de concreto armado sin refuerzo	16
Figura 10: Fuerzas que resisten el corte en vigas con refuerzo transversal	17
Figura 11: Notación empleada para la determinación de la resistencia al corte aportada por el refuerzo transversal	18
Figura 12: Consideraciones para calcular el espaciamiento máximo del refuerzo	20
Figura 13: Criterios para estimar el espaciamiento máximo	22
Figura 14; Ubicación Geográfica del lugar de Investigación (UNC)	25
Figura 15: Resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210\text{kg/cm}^2$ a los 28 días.	34
Figura 16: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 01 con estribos colocados a 90°	37
Figura 17: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 02 con estribos colocados a 90°	38
Figura 18: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 03 con estribos colocados a 90°	40
Figura 19: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 04 con estribos colocados a 90°	42

Figura 20: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 01 con estribos colocados a 67.5°	44
Figura 21: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 02 con estribos colocados a 67.5°	46
Figura 22: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 03 con estribos colocados a 67.5°	48
Figura 23: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 04 con estribos colocados a 67.5°	50
Figura 24: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 01 con estribos colocados a 45°	52
Figura 25: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 02 con estribos colocados a 45°	54
Figura 26: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 03 con estribos colocados a 45°	56
Figura 27: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 04 con estribos colocados a 45°	58
Figura 28: Cargas de rotura de vigas de concreto armado	59
Figura 29: Deformaciones en vigas de concreto armado	60
Figura 30: Resistencia al esfuerzo cortante en vigas de concreto armado	60
Figura 31: Cargas de rotura promedio en vigas de concreto armado	61
Figura 32: Deformaciones promedio en vigas de concreto armado	62
Figura 33: Resistencia al esfuerzo cortante promedio en vigas de concreto armado	63
Figura 34: Idealización de la viga con cargas.....	4
Figura 35: Configuración de la idealización de la estructura en SAP 2000 para carga puntual de 7.00 tnf.....	6
Figura 36: Configuración de la idealización de la estructura en SAP 2000 para carga puntual de 6.50 tnf.....	7
Figura 37: Configuración de la idealización de la estructura en SAP 2000 para carga puntual de 6.00 tnf.....	7
Figura 38: Diseño estructural de viga para $U = 1.4 C_m + 1.7 C_v$	8
Figura 39: Diagrama de esfuerzos Cortantes.....	9

Figura 40: Diagrama de Momentos flectores.....	10
Figura 41: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de VIGA TIPO I.....	11
Figura 42: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de VIGA TIPO II.....	11
Figura 43: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de VIGA TIPO III.....	12
Figura 44: Medición de slump de 3" para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	14
Figura 45: Chuzado de Probetas Estandarizadas de $r=.7.5$ y $h=30 \text{ cm}$ para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	14
Figura 46: Rotura de probetas a los 28 días para un concreto de resistencia a la compresión de 210 Kg/cm^2 , en el Laboratorio de resistencia de Materiales de la UNC.	15
Figura 47: Armadura de viga tipo II (con estribos de 62.5°).....	15
Figura 48: Armadura de viga tipo III (con estribos de 45°).....	16
Figura 49: Encofrado con tablas contraplacados de Triplay y barrote de vigas ..	16
Figura 50: Vaciado de concreto con resistencia a la compresión $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.	17
Figura 51: Ingeniero German, A cargo de supervisar el laboratorio de Mecánica de Materiales de la UNC (Máquina de ensayo universal)	17
Figura 52: Grietas generadas por falla a esfuerzo cortante en viga (2 caras laterales) con estribos a 90°	18
Figura 53: Grietas generadas por falla a esfuerzo cortante en viga (caras laterales) con estribos a 67.5°	19
Figura 54: Grietas generadas por falla a esfuerzo cortante (caras laterales) con estribos a 45°	20

Índice de tablas

Cuadro 1: Cuantía balanceada para diferentes calidades de concreto	9
Cuadro 2: Resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210\text{kg/cm}^2$ medidos a los 14 días.	33
Cuadro 3: Resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210\text{kg/cm}^2$ medidos a los 28 días.	33
Cuadro 4: Dimensiones y pesos nominales de barras corrugadas usadas en la elaboración de especímenes.....	35
Cuadro 5: Propiedades mecánicas del Acero de Refuerzo	35
Cuadro 6: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 01 con estribos colocados a 90°	36
Cuadro 7: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 02 con estribos colocados a 90°	37
Cuadro 8: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 03 con estribos colocados a 90°	39
Cuadro 9: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 04 con estribos colocados a 90°	41
Cuadro 10: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 01 con estribos colocados a 67.5°	43
Cuadro 11: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 02 con estribos colocados a 67.5°	45
Cuadro 12: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 03 con estribos colocados a 67.5°	47
Cuadro 13: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 04 con estribos colocados a 67.5°	49
Cuadro 14: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 01 con estribos colocados a 45°	51
Cuadro 15: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 02 con estribos colocados a 45°	53

Cuadro 16: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 03 con estribos colocados a 45°	55
Cuadro 17: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 04 con estribos colocados a 45°	57
Cuadro 18: Resumen de las cargas de rotura, resistencia al esfuerzo cortante y deformaciones en vigas de concreto armado.....	59
Cuadro 19: Promedio de las cargas de rotura, resistencia al esfuerzo cortante y deformaciones en vigas de concreto armado.....	61
Cuadro 20: Operacionalización de Variables	1
Cuadro 21: Peraltes o Espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección	2

Resumen

La presente tesis tiene como objeto la comparación de Resistencia en Vigas de Concreto Armado con estribos rectos e inclinados sometidos a Esfuerzos Cortantes realizados en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca. Se ha realizado 12 vigas de 15x25x125 cm con las mismas propiedades y características solo variando el ángulo de inclinación de los estribos, cuatro a 90°, cuatro a 67.5° y cuatro a 45°.

En la primera parte se desarrolló el diseño de las vigas de concreto armado tanto a flexión como cortante, cumpliendo las exigencias de las normas del reglamento nacional de edificaciones y además de recomendaciones prácticas del ACI e libros, luego se procedió a la realización de probetas cilíndricas para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210$ kg/cm² a los 28 días del curado, por último, se construyó las vigas de concreto armado y se ensayaron a los 28 días del curado aplicando una carga puntual con la máquina de ensayo universal a “d” distancia de la cara del apoyo, siendo “d” el peralte efectivo y de cortante máximo, que permitió determinar las deformaciones, cargas de falla a cortante y las cargas de rotura.

Finalmente se logró comprobar que las vigas de concreto armado con estribos colocados con ángulo de inclinación de 67.5° y 45° incrementaron su resistencia al esfuerzo cortante en 15.63% y 26.06% con respecto a las vigas con estribos a 90° frente a cargas estáticas, además de tener un comportamiento más dúctil respectivamente, obteniendo una concordancia con el diseño efectuado según las normas peruanas y el software SAP 2000.

Palabras claves: Esfuerzo Cortante, Vigas, Concreto Armado, refuerzo transversal, Comportamiento frágil.

Abstract

The purpose of this thesis is the comparison of Strength in Reinforced Concrete Beams with straight and inclined stirrups subjected to Cutting Efforts made in the Materials Strength Laboratory of the National University of Cajamarca. 12 beams of 15x25x125 cm were made with the same properties and characteristics only by varying the angle of inclination of the stirrups, four to 90 °, four to 67.5 ° and four to 45 °.

In the first part, the design of the beams of reinforced concrete both flexural and shear was developed, complying with the requirements of the regulations of the national building regulations and in addition to practical recommendations of the ACI and books, then the cylindrical specimens were made For the determination of the compressive strength of concrete for a $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ at 28 days of curing, finally, the reinforced concrete beams were constructed and tested at 28 days of curing by applying a load punctual with the universal testing machine at "d" distance from the face of the support, "d" being the effective cant and maximum shear, which allowed to determine deformations, shear failure loads and breaking loads.

Finally, it was possible to verify that the reinforced concrete beams with stirrups placed with an inclination angle of 67.5 ° and 45 ° increased their resistance to shear stress by 15.63% and 26.06% with respect to the beams with stirrups at 90 ° against static loads, In addition to having a more ductile behavior respectively, obtaining a concordance with the design made according to Peruvian standards and SAP 2000 software.

Keywords: Shear Effort, Beams, Reinforced Concrete, transversal reinforcement, Fragile behav

I. INTRODUCCIÓN

El comportamiento de los elementos estructurales son complejos de analizar ya que existen diversos factores que modifican su ductilidad frente a eventos sísmicos o simplemente por cargas estáticas; ya sea, por la posición del reforzamiento transversal del acero a las grietas de corte o la resistencia a compresión y tensión del concreto armado, a ello se le suma que el concreto no es un material elástico, ni homogéneo, por lo cual, las grietas no se pueden predecir con exactitud, los esfuerzos que predominan el análisis del concreto armado en vigas se manifiestan como esfuerzos de flexión , cortante y torsión, el esfuerzo de flexión se deduce que genera compresión y tracción en la fibra superior e inferior respectivamente de la viga, para ello se coloca acero longitudinal que absorbe la tensión y el concreto la compresión, en cuanto a los esfuerzos por torsión y cortante los absorbe los estribos y una pequeña parte el concreto, además de que los estribos dan confinamiento al elemento estructural.

Cuando se diseña vigas los métodos que se emplean para su cálculo están basados en el conocimiento experimental de su comportamiento, en el caso de vigas que se encuentran entre elementos estructurales que tienen elevada rigidez, ya sean muros portantes, placas o columnas robustas, estas presentan esfuerzos cortantes muy elevados en los nodos, por consiguiente se tiene que tener consideraciones especiales en la colocación del refuerzo transversal, por consiguiente, se manifiesta una gran densidad de estribos, lo que hace difícil su armado y vaciado del concreto. El RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) permite colocar estribos con ángulos de inclinación entre 90° y 45° , siendo los de 45° más efectivos teóricamente a la hora de resistir esfuerzos cortantes y con mayor separación. Por tal motivo, se profundiza en este tipo de comportamientos para conocer como interactúa el concreto armado frente a sollicitaciones de rotura.

II. MARCO TEORICO

En investigaciones realizadas internacionalmente IZAGUIRRE (2006) en México, en su estudio denominado Capacidad a cortante por tensión diagonal en vigas de concreto fibroreforzado, analizó 32 vigas de concreto con refuerzo longitudinal y transversal incitando a fallar por tensión diagonal bajo cargas estáticas, 16 de ellas reforzadas sin estribos y con fibras de acero en relación con el concreto en proporciones de volumen (0, 0.5, 1.0, 1.5) y las otras reforzadas con estribos de alambra N°16 para estudiar el efecto de las vigas fibroreforzadas con o sin estribos en cuanto a los esfuerzos cortantes. Los resultados han mostrado que en vigas fibroreforzadas con estribos al aumentar el volumen de fibras aumenta la resistencia al esfuerzo cortante y la ductilidad de estas, así mismo, en vigas fibroreforzadas que no presentan estribos el esfuerzo cortante teórico aumenta, sin embargo, su ductilidad se ve disminuida considerablemente.

LOZANO (2012) realizó un estudio sobre uso del concreto reforzado con fibras de acero en vigas peraltadas, donde se analizó la influencia de las fibras en la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante de las vigas, en el diseño de los especímenes se utilizó el modelo de puntales y tensores obteniendo como resultado que las vigas con fibras de acero incremento su capacidad al corte en un 43% en comparación a las vigas sin fibras de acero.

GUEVARA [et. all] (2009) en México, en su investigación denominada comportamiento a cortante en vigas de concreto reforzado con deterioro por corrosión en los estribos, donde plantea desarrollar ensayos en vigas de concreto reforzado en el que se dé un desgaste en el refuerzo transversal, donde se fabricaron 2 series de 8 vigas con una separación de 150 y 200 mm entre estribos apareciendo correlaciones en varios grados de deterioro en estribos y resistencia por cortante con respecto a la tensión, y están comprometidas a diversos ciclos de humectación con un 3.5% de cloruro de sodio para corroer los estribos y verificar el efecto en el esfuerzo cortante, donde obtuvo que la pérdida de capacidad a cortante en el concreto está relacionada con los ciclos de mojado y secado con Cl y el esfuerzo cortante aumento con los estribos de menor separación.

SHATARAT (2016), en Jordania, realizó una investigación experimental en 28 vigas de concreto armado con refuerzo transversal en espiral rectangular sometidos a cortante, la carga se le aplicó en una configuración de flexión de cuatro puntos, y se evaluaron en tres tipos de espaciamientos entre estribos (125 mm, 150 mm y 200 mm) y cinco tipos de ángulos de inclinación de los estribos (60°, 70°, 75°, 80° y 85°). Verificando que los ensayos muestran, que al utilizar refuerzo en espiral rectangular aumenta la capacidad de corte y ductilidad de las vigas en comparación con el tradicional estribo cerrado, siendo los más óptimos estribos con espiral a 80° de su ángulo de inclinación.

HERRERA (2017), en Cajamarca, en su investigación Influencia de la reducción del ángulo de inclinación de los estribos en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado propone realizar pórticos a escala con vigas de sección transversal de 15 x 20 cm² y 1.25 mts. de longitud donde los refuerzos transversales están dados por estribos con ángulos de inclinación de 90°, 75°, 60° y 45°, se ensayaron 3 vigas por cada población sometida a cargas estáticas y se determinó que la reducción del ángulo de inclinación de los estribos en 15° a partir de 90° incrementa la resistencia al esfuerzo cortante en 13.05%, 4.78% y 3.04%, respectivamente.

APAZA (2016), en Cuzco, en su investigación denominada comparación de la separación de estribos en vigas de concreto armado de diseño según la norma E-060 respecto a la colocación en obra, desarrollaron 16 de vigas de sección 15x20 y 1.15 m de longitud, todas con las mismas características en cuanto a la resistencia del concreto y el refuerzo longitudinal, solo variando en la distribución de los estribos, 8 se diseñaron con el diseño de la norma E060 y 8 con una separación de redondeo empírico que representa a la longitud inmediata superior múltiplo de 5 realizadas en obra sometiéndolas a carga estática con la maquina universal de ensayos mecánicos. Determinaron que el aumento empírico de la longitud en la separación de estribos de diseño, modifica la formación, propagación y tamaño de las fisuras. Lo observado en los ensayos permite indicar que cuando se aumenta en un 17.65% la distancia de separación de estribos al momento de

elaborar las vigas de prueba, se presentan fisuras más notorias y críticas, siendo la distancia promedio de 9.80cm entre la fisura más alejada del eje vertical del elemento al punto de apoyo. Donde se sobrepase la zona denominada “zona crítica de corte”, representada por una distancia igual a la mitad del peralte útil de la sección, que en este caso es 17.00cm.

BURGOS (2018), en La Libertad, en su investigación denominada Influencia del refuerzo al cortante en la rigidez de vigas de concreto armado, se evaluó 20 vigas prismáticas reforzadas con estribos de 1/4” y separación (4, 7, 9 y 11 cm) Los especímenes fueron sometidos a la máquina universal de 60 toneladas, donde se obtuvo el esfuerzo y los desplazamientos para cada instante del ensayo. Los resultados demostraron que las vigas con estribos en una separación de 4cm obtuvo mayor rigidez a la flexión en comparación de las otras vigas.

Según McCorman (2011) las vigas de concreto son elementos estructurales que sostienen el peso de las losas, tabiquería y su propio peso, estas transfieren sus cargas a otras vigas, columnas o muros. En el sistema aporticado las vigas y columnas cumplen una función sísmica importantísima, estos elementos son fundamentales para darle rigidez lateral, además de proveer estabilidad a la estructura.

Las vigas pueden ser peraltadas o chatas dependiendo de su separación entre apoyos y la carga que soporta, se denomina viga peraltada a aquella que su altura es mayor al peralte del techo, y por tanto sobresale en el interior de un ambiente. Existen dos diferencias entre vigas peraltadas y chatas, ya sea por la capacidad de resistente por flexión y cortante, o también por su capacidad de deformarse (rigidez o flexibilidad). Es notorio que una viga peraltada tiene mayor momento de inercia, por lo tanto, se deforma menos y tiene mayor capacidad resistente la rotación que una viga chata. Cuando las vigas están sometidas a flexión origina esfuerzos de compresión y tracción, estas fuerzas internas estarán espaciadas una cierta distancia y mientras más peralte tenga la viga, mayor será la separación de fuerzas internas. (Blasco, 2002).

Las hipótesis básicas para el análisis y diseño de vigas simplemente apoyadas sometidas a esfuerzos de flexión están normadas por el RNE E060 teniendo como referencia el ACI-318-14 (American Concrete Institute) , mediante el cual mencionan los siguientes criterios para el diseño del refuerzo Longitudinal: En toda la longitud de la viga se debe cumplir que $M_u \leq M_n$, además se ha demostrado experimentalmente que las deformaciones en el concreto y el acero son directamente proporcionales al eje neutro de la sección, siendo esta suposición fundamental para determinar los esfuerzos tanto en tracción como en compresión.

En el caso de concretos normales, el concreto llega a su estado limite a compresión cuando alcanza una deformación unitaria entre 0.003 y 0.004, siendo conservadores se utiliza 0.003 para diseños, además, el concreto por ser un material heterogéneo tiene un comportamiento inelástico, por ello la distribución de esfuerzos de compresión de la sección será asumida con tal sentido de que sea coherente y conservadores con los ensayos. Whitney propuso una distribución rectangular (*figura 1*) cuyas características son conservadores, además propuso un factor B1 que está relacionada con la longitud de esfuerzos reales a compresión. El valor de B1 es 0.85 si la resistencia del concreto es menor que 280 kg/cm². En tal sentido, los valores varían según la resistencia del concreto a la compresión, si tal resistencia es menor de 280 kg/cm² entonces el factor B1 es 0.85, este factor disminuye en proporción de 0.05 por cada aumento de 70 kg/cm², no permitiéndose menores que 0.65, ya que se ha demostrado experimentalmente que para concretos con resistencia elevada unas reducciones excedentes del factor en los diseños son poco viables e inexactos.

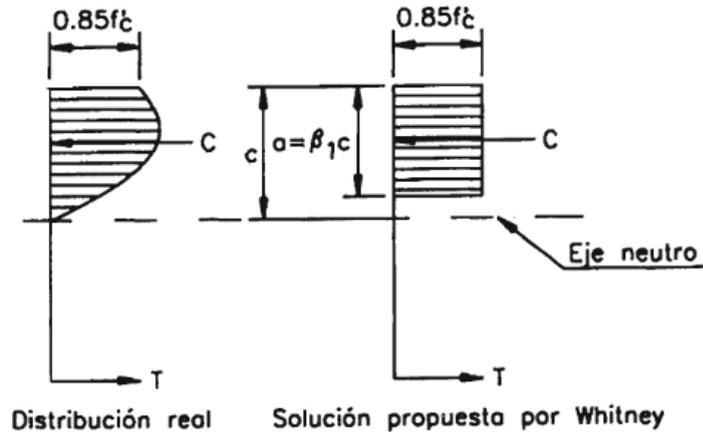


Figura 1: Distribución real de esfuerzos en el concreto vs Distribución equivalente propuesta por Whitney

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson,2001)

El agrietamiento de una sección de concreto en tracción es producido por el momento crítico ocasionado por esfuerzos muy reducidos, donde el acero debe resistir esfuerzo inicial a tracción que el concreto no es capaz de asumir (ver figura 2). Por ello, en algunos casos por razones arquitectónicas o funcionales, se diseñan vigas robustas, lo cual las cuantías de refuerzo son mínimas provocando que el momento crítico sea inferior al momento resistente y se produzca la falla frágil, para contrarrestarlo es importante definir una cuantía mínima de acero que garantice que el momento crítico de la sección sea superior al momento resistente. Además, se considera que la resistencia de tensión en el concreto es despreciable.

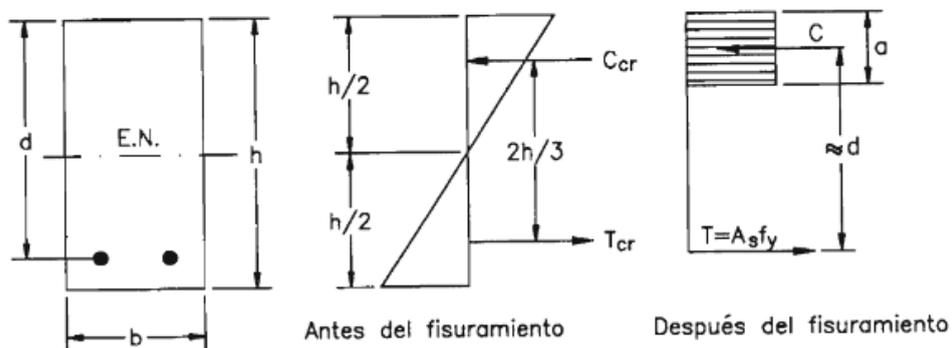


Figura 2: Esfuerzos en una sección sometida a flexión antes y después del agrietamiento del concreto propuesta por Whitney

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson,2001)

Antes del fisuramiento:

$$M_{cr} = \frac{2}{3} T_{cr} h = \frac{2}{3} \frac{f_r b h}{4} h \quad (1)$$

Después del fisuramiento:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2)$$

dónde: d: Peralte efectivo de la sección.

$f_r = 2\sqrt{f'_c}$ Módulo de ruptura del concreto.

Ya que la cantidad de acero es reducida, el área de concreto comprimido también disminuye, por lo cual se puede asumir que “a” es muy pequeño y por lo tanto en la ecuación (2) nos quedaría $M_n = A_s f_y d$, por otro lado la viga analizada es de sección esbelta por lo cual se puede asumir que $h=d$ y al producirse el agrietamiento se tiene que las ecuaciones (1) y (2) son iguales, luego:

$$A_s f_y d = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d^2$$

Simplificando y considerando un factor de seguridad de 2.5 se obtiene:

$$A_{smin} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d \quad (3)$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{smin} \geq \frac{14.1}{f_y} b d \quad (4)$$

Otro criterio importante que el ACI nos brinda es que el elemento sometido a flexión debe fallar por fluencia del acero y no por compresión del concreto, sin embargo, el

concreto puede fallar antes o después que el acero fluya, es preciso aclarar que existen tres tipos de fallas: Falla por tensión, se define cuando el acero llega a su estado de fluencia y se prevé una falla dúctil, es decir que se aprecian grandes deformaciones y grietas en el concreto antes de que se produzca el colapso, lo cual alerta a las personas acerca del peligro inminente, este tipo de fallas son las más deseadas y también son denominadas sub-reforzadas. Por otro lado, la falla a compresión, que quiere decir que el acero no llega a su estado de fluencia y el concreto falla repentinamente de una forma explosiva. el cual no alerta a los usuarios, siendo no conveniente y no deseadas este tipo de diseño, estas fallas también se denominan sobre-reforzadas, y por último, la falla balanceada donde se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 y en simultáneo se inicia el estado de fluencia del acero (ACI-10.3.2), este tipo de falla es frágil y no deseada (figura 3).

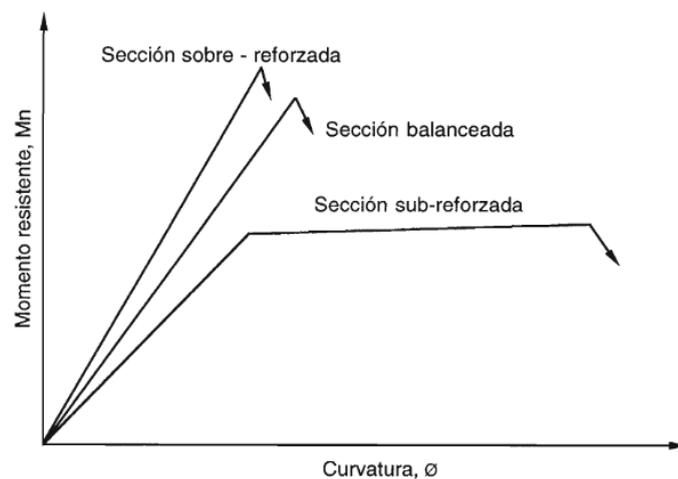


Figura 3: Diagrama esfuerzo-Curvatura para los distintos tipos de fallas en flexión

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

La cuantía balanceada es un parámetro básico e importante para el análisis de vigas ya que nos permite verificar si una sección contiene mayor cantidad de acero longitudinal que fallara por compresión o contiene poca cantidad de acero que fallará por tracción. Por ello el código ACI recomienda para que las vigas tengan falla dúctil y de una manera conservadora la cuantía sea $0.75p_b$ (ACI-10.3.3) y para estructuras que están expuestas a sismos a $0.5p_b$, a continuación, se establece

estas limitaciones para diferentes calidades de concreto (Cuadro 1) y el procedimiento de cálculo de la cuantía balanceada.

Cuadro 1: Cuantía balanceada para diferentes calidades de concreto

$F'c$ (kg/cm ²)	210	280	350	420
B_1	0.85	0.85	0.80	0.75
P_b	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75 P_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5 P_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson,2001)

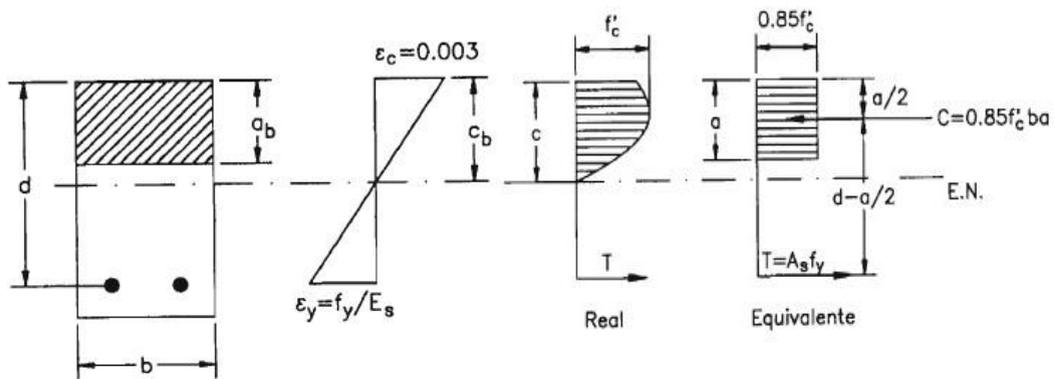


Figura 4: Diagramas de esfuerzos y deformaciones unitarias en flexión propuesta por Whitney

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson,2001)

En el gráfico de deformaciones unitarias de la sección mostrada se puede observar que por relación de triángulos se deduce:

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_b} = \frac{f_y / E_s}{d - c_b} \quad (5)$$

donde:

C_b : Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada.

ε_y : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero.

Despejando la C_b de (5) y considerando el $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ para un acero realizado a en nuestro medio de grado 60° y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ se obtiene:

$$C_b = \frac{6000 d}{f_y + 6000} \quad (6)$$

Sabiendo que $a_b = \beta_1 C_b$ y conociendo que la cuantía de acero por definición es la relación entre el área de acero y la sección efectiva de un elemento estructural, es decir:

$$\rho_b = A_s / b d \quad (7)$$

Además, del diagrama de esfuerzos equivalentes equilibrando las fuerzas se tiene:

$$C = T$$

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (8)$$

Reemplazando (6) y (7) en (8) nos queda:

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right) \quad (9)$$

El diseño de vigas está expuesta en diversos procedimientos de cálculo lo cual para (Nilson,2001) lo más confiable primeramente es realizar un pre dimensionamiento del elemento estructural, luego se le carga de solicitaciones para obtener un diseño a flexión y encontrar la cantidad de refuerzo longitudinal, posteriormente se verifica la resistencia al corte y se encuentra la cantidad de estribos o refuerzo transversal a considerarse, teniendo en cuenta que cuando la sección evaluada no resiste al corte se aumenta la sección de concreto o se utiliza refuerzo transversal con una separación menor a lo calculado, lo primero es antieconómico por ello se prefiere poner refuerzo transversal con menor separación o que la inclinación de estribos sea menor a 90°. En el caso de vigas cortas, es decir, cuando predomina el peralte de la viga en relación a la luz en el diseño predominan las solicitaciones a corte y no a flexión, por consecuencia, el efecto de la fuerza cortante varía si se trata de elementos esbeltos, vigas peraltadas, o losas.

Aunque hasta la actualidad no se ha podido determinar exactamente la resistencia al esfuerzo cortante puro del concreto, no es de mucha importancia ya que esto es debido a que el esfuerzo de tensión es mucho menor al esfuerzo de cortante que resiste el concreto por lo que fallará primero a tensión antes de producirse el cortante, ha esta falla se le denomina tensión diagonal. En el caso de una viga homogénea está sujeto a dos tipos de esfuerzos flexión y Cortante, cuando estos esfuerzos tienden a actuar juntos y producen esfuerzos inclinados tanto a compresión y tensión son denominados esfuerzos principales, en la (figura 5) se establece como se determina estos esfuerzos mediante el circulo morh (McCorman, 2011)

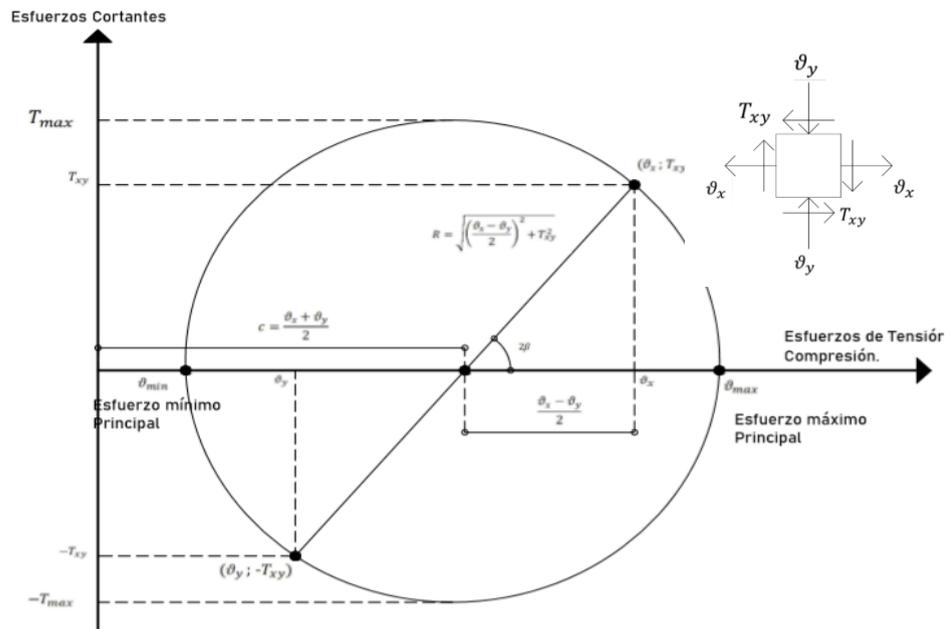


Figura 5: Esfuerzos Principales en el Círculo de Mohr

Fuente: Diseño de Concreto Armado (McCorman, 2011)

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + T_{xy}^2} \quad (10)$$

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + T_{xy}^2} \quad (10)$$

Donde: σ_{\max} : Esfuerzo principal de tensión en la dirección del θ

σ_{\min} : Esfuerzo principal de Compresión en la dirección θ

σ_x : Esfuerzo de tensión debido al momento flector

σ_y : Esfuerzo de Compresión debido al momento flector

θ : Ángulo que forma la dirección del esfuerzo principal con el eje del elemento

T : Esfuerzo de Corte debido a la fuerza Cortante

En la práctica, un elemento estructural soportará esfuerzos cortantes como momentos flectores que varían a lo largo de su longitud, estos generan un desequilibrio de fuerzas longitudinales, las cuales son equilibradas por tensiones

cortantes contrarias, este fenómeno es conocido como esfuerzo rasante. En la (figura 6) se observa una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente repartida donde se analizará dos puntos, uno con posición en el eje neutro y otro fuera en la misma sección, se tiene dos estados tensionales, el primero de cortante puro y el otro se encuentra en un estado de tracción debido a los momentos flectores (McCorman, 2011)

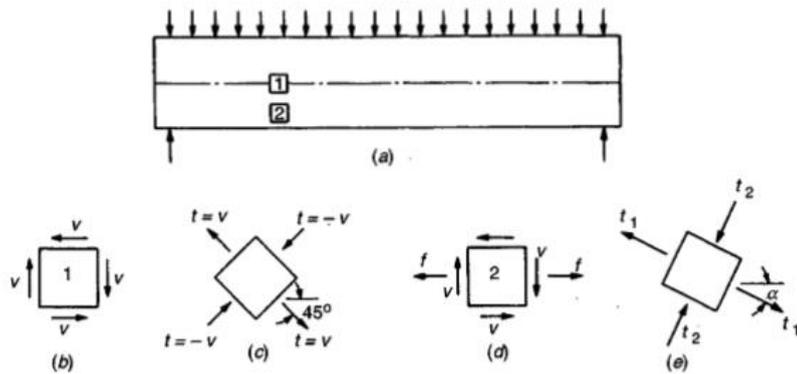


Figura 6:Viga Elástica y Homogénea

Fuente: Diseño de Concreto Armado (McCorman, 2011)

Como se puede observar en el punto uno, se encuentra en el eje neutro en el caso de cortante puro las tensiones principales tiene igual magnitud a la tensión cortante tanto en compresión como en tracción ($t=v$ y $t=-v$). Y en el punto dos aparecen tensiones axiales debido al momento flector como se dijo anteriormente, en este caso se genera las magnitudes de tensiones son diferentes en compresión y tracción y con un ángulo α con respecto a la horizontal. Si se aplica este análisis a diferentes puntos de las vigas se obtiene las líneas de tensión compresión (figura 7), indicando la dirección en que los esfuerzos de tracción y compresión se manifiestan.

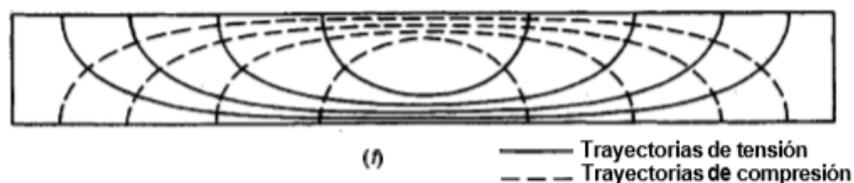


Figura 7:Curvas Isostáticas sobre vigas sometidas a cargas uniformemente repartidas

Fuente: Diseño de Concreto Armado (McCorman, 2011)

Como bien se dijo el concreto es débil en tracción, las grietas se presentarán siguiendo la dirección de alguna de las líneas de punto, por ello, se origina la necesidad de distribuir estribos que ayuden a resistir, dichas tensiones principales de tracción son causales de grietas de cortante en el alma, que como veremos son fundamentales para el diseño de vigas de concreto armado. (McCorman, 2011)

Respecto al comportamiento de vigas sin refuerzo transversal (Teodoro, 2002) analizó el comportamiento de las fuerzas que genera el concreto cuando esta agrietado (figura 8), donde se puede apreciar que la resistencia del concreto al esfuerzo cortante es igual a la carga que produce la primera fisura diagonal, es decir corresponde a la suma de fuerzas V_{cz} , V_{ay} , V_d , cuando la viga falla esta todavía puede transmitir fuerzas en su propio plano mediante el rozamiento de las superficies rugosas que está descrito por V_{ay} , donde experimentalmente se a medido que puede alcanzar resistencia hasta 1/3 de la fuerza cortante total resistida por el concreto, la otra fuerza vertical corresponde a la parte no fisurada del concreto V_{cz} , además la que actúa como un dovela a través del acero longitudinal V_d .

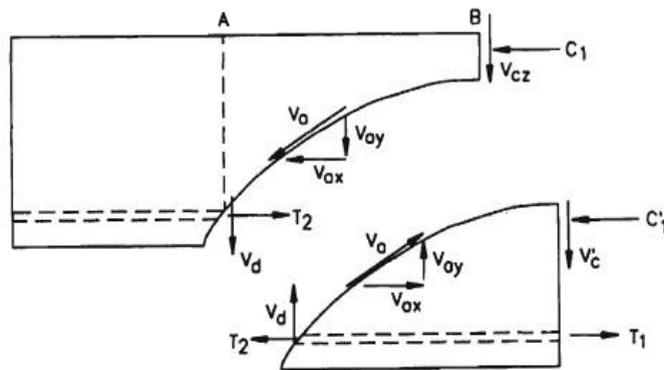


Figura 8: Fuerzas que resisten el corte en vigas sin refuerzo transversal

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

La resistencia del concreto a la tracción es un parámetro muy importante ya que las fisuras primeramente son producidas por una falla del concreto a tensión. La

resistencia a la tracción está relacionada directamente con $\sqrt{f'_c}$. El acero longitudinal también influye, ya que donde se cortan las varillas se generan fuertes concentraciones de esfuerzos cortantes que producen una disminución de la carga de fisuración diagonal, además, mientras mayor cuantía de acero se presente en un elemento menor grietas a flexión se producirán, disminuyendo la posibilidad que inicie la formación de grietas a flexo-Tracción. (Nilson, 2001)

Las fallas de las vigas de concreto sin refuerzo transversal son diversas y dependen primordialmente del peralte del elemento. Es preciso, mencionar que la esbeltez está relacionada por la luz del cortante y el peralte efectivo de la sección transversal. La luz de cortante para vigas sometidas a cargas puntuales (A) es definida como distancia entre el punto de aplicación de la carga y el apoyo más cercano, en cambio, para vigas con cargas uniformemente distribuidas, la luz libre se determina entre cara de los apoyos del elemento (l_n) por lo tanto, se establecen cuatro tipos de fallas en vigas de concreto armado de acuerdo a su esbeltez:

-Falla por flexión: Se presentan fundamentalmente en el tercio central de la luz en vigas simplemente apoyadas donde se producen mayores momentos y en los apoyos si se trata de vigas continuas. Son verticales y se inician en la fibra inferior del elemento. En efecto estas secciones sostienen poco esfuerzo cortante y mayor momento flector, para que ocurra este tipo de falla la relación luz peralte efectivo tiene que ser: $A/d \geq 5.5$ y $l_n/d \geq 16$. (Teodoro, 2002)

-Falla por tensión diagonal: Son propias de vigas con esbeltez intermedia en zonas las cuales el esfuerzo a compresión es casi nulo y las tensiones principales son producidas a 45° , donde empiezan a presentarse a partir del eje neutro y se desarrolla en forma inclinada hacia los bordes del elemento. La fuerza que produce el agrietamiento diagonal se presentan cerca de los apoyos y en los puntos de inflexión de vigas de gran peralte, cuyo ancho es relativamente pequeño y se encuentran con refuerzo transversal mínimo (figura 9.b), para que ocurra este tipo de falla se debe dar que: $2.5 \leq A/d \leq 5.5$ y $11 \leq l_n/d \leq 16$. (Teodoro, 2002)

- Falla en compresión por cortante: Son propia en vigas con gran peralte. Cuando se produce primero la falla a flexión en la parte central de la viga, la resistencia al corte de la sección se ve desestimada, pero en los extremos de las vigas se presenta esfuerzos tanto flexión como de corte, que producen que las grietas tiendan a inclinarse. Estas se presentan antes de alcanzar el momento nominal del elemento y el cortante que resiste el concreto es aproximadamente $0.50\sqrt{f'_c}bd$ la cual es casi el doble generada por tracción diagonal (figura 7.b). para que ocurra este tipo de falla se da que: $1 \leq A/d \leq 2.5$ y $ln/d \leq 5$.

- Falla por adherencia: Sucede cuando el anclaje del refuerzo longitudinal es inadecuado lo que origina el colapso de la viga por pérdida de adherencia (Teodoro, 2002)

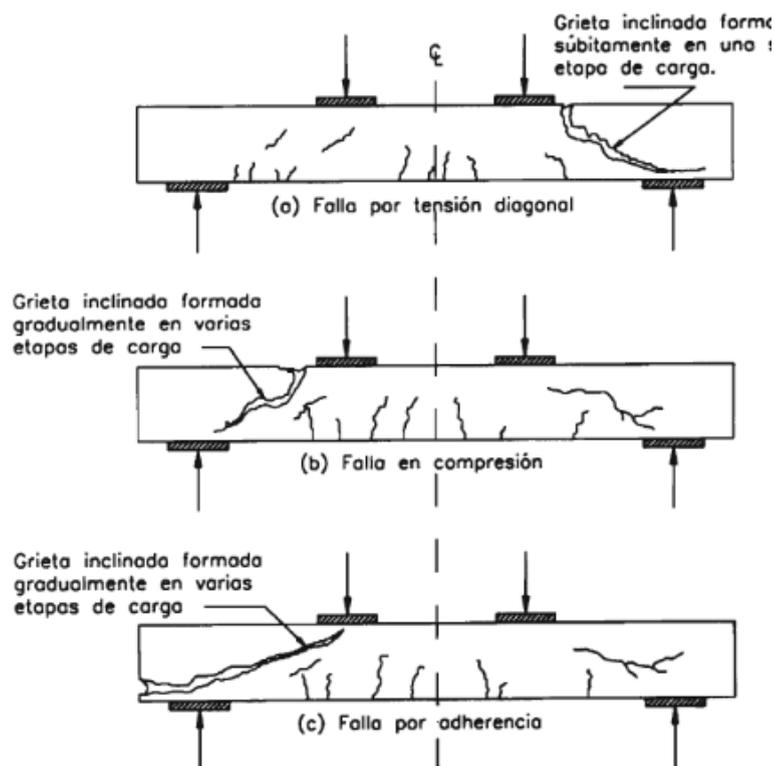


Figura 9: Tipos de fisuras que presentan las vigas de concreto armado sin refuerzo

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

Luego de que se forme las primeras grietas, la distribución de esfuerzos principales tiene poca influencia en la formación de las grietas sucesivas ya que el concreto ya se comporta como un material heterogéneo. Por lo que, su comportamiento dependerá si cuenta o no con refuerzo transversal, las fuerzas V_{cz} , V_{ay} , V_d se dan de la misma forma a lo descrito en la resistencia del concreto sin refuerzo transversal, solo se incrementa la fuerza debido a la presencia de estribos en el alma, ya que el refuerzo longitudinal se apoya sobre él y ya no sobre el concreto. En la (figura 10) se muestra, cualitativamente la contribución de V_s . (Teodoro, 2002)

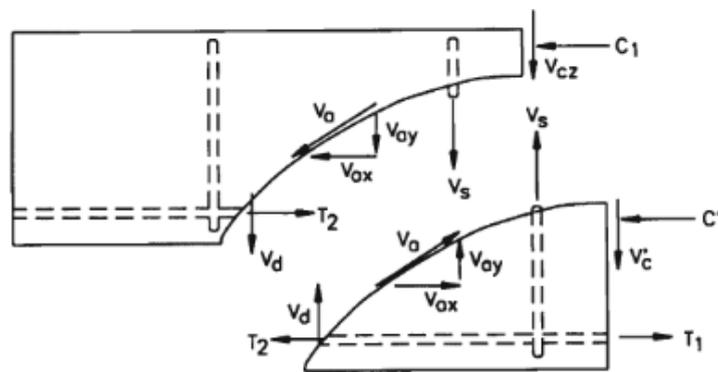


Figura 10: Fuerzas que resisten el corte en vigas con refuerzo transversal

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

Antes de la rajadura vertical, la fuerza cortante externa en primera instancia una pequeña parte es disipada por el concreto por intermedio de " V_{cz} ". Antes de que la fisura diagonal se presente, las resistencias al cortante que aportan " V_a " y " V_d " aparecen, siendo la fricción de los agregados y el refuerzo longitudinal respectivamente que tratan de que la viga no se fisure, pero cuando esto ocurre el refuerzo en el alma empieza a trabajar, aportando una fuerza " V_s " proporcionada por los estribos. Esta se incrementa linealmente conforme se ensancha la rajadura luego se analizará la resistencia al corte aportado por los estribos:

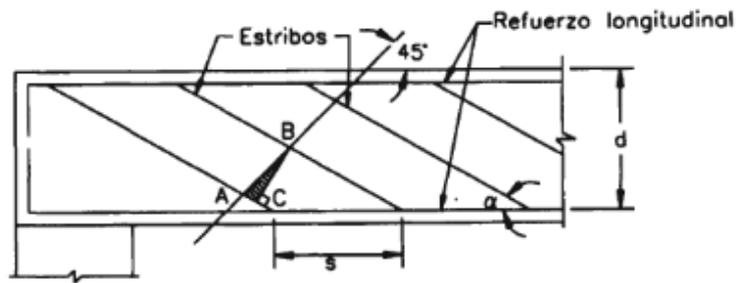


Figura 11:Notación empleada para la determinación de la resistencia al corte aportada por el refuerzo transversal

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

Según el ACI-318-14 especifica que la grieta inclinada que se forma en la viga cuando falla por corte es aproximadamente a 45°, por lo cual la hipótesis de diseño está basada en la cantidad de estribos que se interponen sobre dicha grieta (*figura 11*) el refuerzo transversal se encuentra de una forma inclinada con un ángulo α por lo tanto del triángulo se deduce lo siguiente:

$$\widehat{ABC} = 45^\circ - \alpha \quad (12)$$

$$\overline{BC} = s \operatorname{sen} \alpha \quad (13)$$

Además:

$$\overline{AB} = \frac{\overline{BC}}{\cos \widehat{ABC}} \quad (14)$$

Reemplazando (12) y (13) en (14) se tiene:

$$\overline{AB} = \frac{\overline{BC}}{\cos \widehat{ABC}} = \frac{s \operatorname{sen} \alpha}{\cos(45^\circ - \alpha)} = \frac{s \operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen} 45^\circ (\operatorname{cos} \alpha + \operatorname{sen} \alpha)}$$

La cantidad de estribos o barras dobladas que atraviesan la grieta inclinada es:

$$\#estribos = \frac{d/\text{sen}45^\circ}{AB} = \frac{d(\text{cos}\alpha + \text{sen}\alpha)}{s \text{sen}\alpha} \quad (15)$$

Por lo tanto, la fuerza ejercida por los estribos o barras dobladas que atraviesan la grieta es igual a:

$$F_{est} = A_v f_y \frac{d(\text{cos}\alpha + \text{sen}\alpha)}{s \text{sen}\alpha} \quad (16)$$

La fuerza cortante resistida por los estribos es igual a la componente vertical de la fuerza en ellos, por lo tanto:

$$V_s = F_{est} \text{sen}\alpha = A_v f_y \frac{d(\text{cos}\alpha + \text{sen}\alpha)}{s} \quad (17)$$

Requisitos mínimos para el diseño

Caso I:

$$\text{Si: } V_n \leq \frac{V_c}{2}, \text{ no necesita refuerzo por corte} \quad (18)$$

Caso II:

Cuando se habla de corte, se refiere a una falla frágil la cual debe ser evitada en lo posible. Por ello, el Reglamento Nacional de Edificaciones recomienda proporcionar una cuantía mínima de estribos, y que el elemento sea capaz de resistir las cargas que se le presenten sin colapsar súbitamente, por lo que, el RNE contempla un refuerzo mínimo según las condiciones indicadas:

$$\text{Si: } 0.5\phi V_c \leq \phi V_n \leq V_c \quad (19)$$

El área de acero mínimo del estribo el código recomienda:

$$A_{v \min} = 3.5 \frac{b s}{f_y} \quad (20)$$

Es importante considerar que, la distribución de los estribos debe garantizar que cada sección agrietada a 45° debe ser atravesada por al menos en un estribo (figura 12) se observa esta condición. Además, el código del ACI (ACI-11.5.4) recomienda que, para estribos perpendiculares al eje del elemento el espaciamiento máximo sea:

$$s \leq \frac{d}{2}, s_{max} = 60cm$$

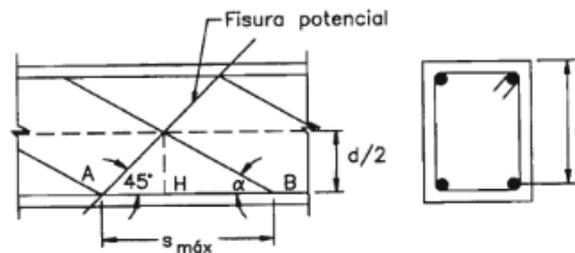


Figura 12: Consideraciones para calcular el espaciamiento máximo del refuerzo

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

Del triángulo ΔABC se tiene que:

$$\overline{AH} = \frac{d}{2} \quad (21)$$

$$\overline{HB} = \frac{d}{2} \cot \alpha \quad (22)$$

El espaciamiento máximo está dado por:

$$s_{max} = \overline{AH} + \overline{HB} \quad (23)$$

Por lo tanto, reemplazando (21) y (22) en (23) se obtiene:

$$s \leq \frac{d}{2}(1 + \cot\alpha) \quad (24)$$

Caso III:

$$\text{Si: } V_n \geq V_c \quad (25)$$

Condición 1:

$$\text{Si: } V_s \leq 2V_c$$

$$\text{para } \alpha = 90^\circ: s \leq \frac{d}{2}, s_{max} = 60cm$$

$$\text{para } \alpha \neq 90^\circ: s \leq \frac{d}{2}(1 + \cot\alpha)$$

Condición 2:

$$\text{Si: } 2V_c < V_s < 4V_c \quad (26)$$

$$\text{para } \alpha = 90^\circ: s \leq \frac{d}{4}, s_{max} = 30cm$$

Además de este criterio, el código del ACI indica que, para el refuerzo transversal inclinado sólo el 75% del estribo en su área central se considera significativo para resistir esfuerzos cortantes (ACI-11.5.6.6). (figura 13).

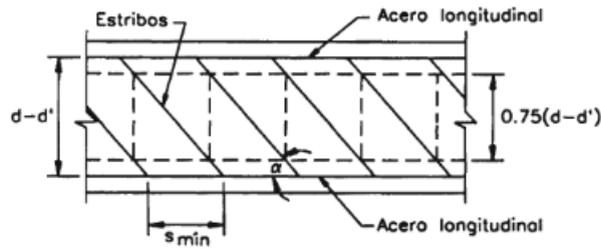


Figura 13: Criterios para estimar el espaciamiento máximo

Fuente: Diseño de estructuras de Concreto Armado (Teodoro, 2002)

La longitud efectiva del estribo es:

$$L_{efe} = \frac{0.75 (d - d')}{\text{sen } \alpha}$$

Por lo que el espaciamiento máximo, equivale a su proyección horizontal, es:

$$L_h = s_{max} = \frac{0.75 (d - d')}{\text{sen } \alpha} \text{cos } \alpha$$

Por lo tanto, además de (16), el refuerzo transversal inclinado debe cumplir que:

$$s \leq 0.75(d - d') \text{cot } \alpha \quad (27)$$

Condición 3:

Como se dijo anteriormente, el refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima la cual no debe superarse para que la falla sea de tipo dúctil, como el refuerzo transversal aporta una cantidad de acero se tiene que limitar para que no se genere sobre- reforzamientos en el elemento, además este parámetro provee un efectivo control del ancho de las rajaduras inclinadas, donde el código ACI recomienda:

$$\text{Si: } V_s \geq 4V_c, \text{ debe cambiar de sección o la calidad de concreto} \quad (28)$$

Teóricamente los estribos resisten mayor esfuerzo cortante cuando su ángulo de inclinación es 45° por lo que en base a lo expresado y conforme a la normatividad vigente es que nos planteamos la siguiente pregunta: ¿Cómo influye la disminución del ángulo de inclinación de los estribos en la resistencia a esfuerzos cortantes en vigas de concreto armado sometidos a cargas estáticas?

En respuesta a la pregunta propuesta, nos planteamos como hipótesis que la resistencia al esfuerzo cortante en vigas de concreto armado con estribos inclinados de 67.5° y 45° aumentará en más de un 10% y 20% respectivamente en comparación con los estribos rectos de 90° , se pudo deducir este porcentaje diseñando con la norma E060 y consideraciones del código ACI, asumiendo datos iguales para cada viga, solo variando el ángulo de inclinación.

Esta investigación se justifica teóricamente, porque se busca diseñar las vigas de concreto armado con las especificaciones de la norma E060 vigente y el código ACI – 318-14. Donde detallan que los daños que más afectan a estos elementos son conocidos como cortantes, ya que presentan fallas frágiles y que se caracterizan por generar grietas inclinadas en los extremos de las vigas. Por ello La presente investigación tiene como objetivo solucionar los vacíos que existen en la parte experimental de la ingeniería civil y aumentar los conocimientos en cuanto al comportamiento de las vigas.

Esta investigación se justifica técnicamente, porque en la actualidad una de las tareas más difíciles que presentan los ingenieros en el área de construcciones y estructuras es el predecir cuando y donde aparecerán las primeras grietas en los elementos estructurales horizontales (vigas), En el análisis de dichos elementos estructurales es necesario determinar con mucha cautela la resistencia al esfuerzo cortante, como en las vigas de acoplamiento dentro de las cajas de ascensores que está compuesto por muros estructurales de gran rigidez, por lo que generan grandes esfuerzos de corte en las vigas y permite desarrollar estribos con separación muy reducida o en caso extremo se puede colocar estribos inclinados para aumentar la resistencia al esfuerzo cortante y evitar que la viga tenga un comportamiento frágil.

Esta investigación se justifica socialmente, ya que permitirá construir vigas que puedan soportar grandes esfuerzos cortantes y no tener fallas frágiles, por ende, ayudará a salvar vidas y realizar edificaciones más sostenibles en el tiempo.

Para que la investigación sea ordenada y coherente se plantea como objetivo comparar la resistencia a esfuerzos cortantes en vigas de concreto armado con estribos rectos de 90° e inclinados de 45° y 67.5°, esto deriva a desarrollar tres aspectos fundamentales: Determinar la resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, diseñar a flexión y cortante las vigas de concreto armado y por último determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de concreto armado con estribos colocados en ángulos de inclinación ya mencionados.

El sitio que se realizó las vigas de concreto armado y los ensayos respectivos fue en el laboratorio de Resistencia de Materiales ubicada de Universidad Nacional de Cajamarca, ubicada en la Av. Atahualpa N° 1050 C.H. Ciudad Universitaria con coordenadas E 776617 m y N 92070030 m y una altitud de 2750 m.s.n.m.

DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

PROVINCIA : CAJAMARCA

DISTRITO : CAJAMARCA

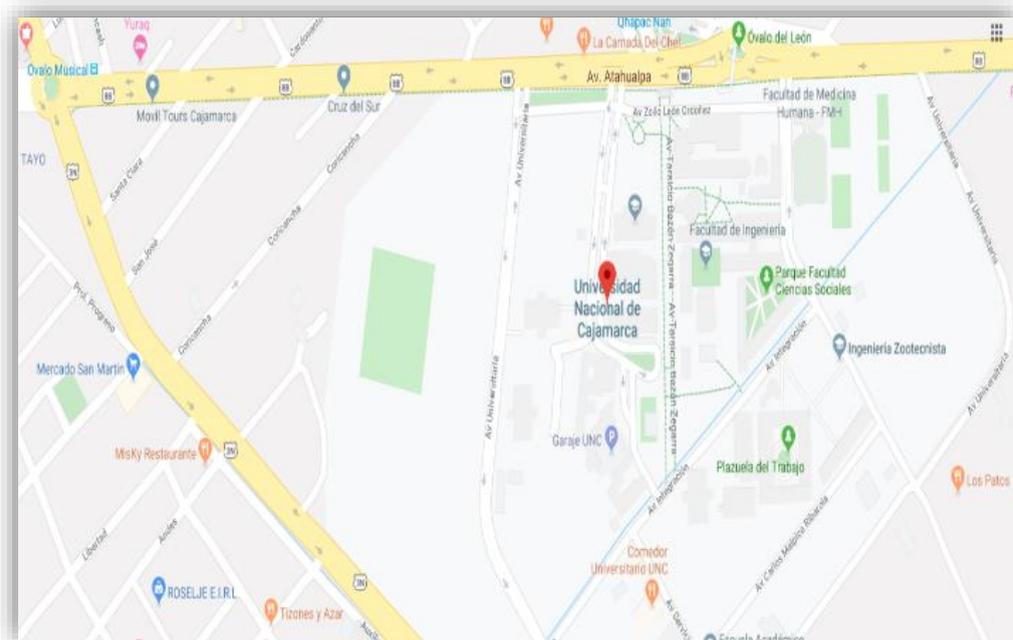


Figura 14; Ubicación Geográfica del lugar de Investigación (UNC)

Fuente: Google Maps.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y Diseño de investigación

2.1.1. Tipo de Investigación

-Enfoque de investigación: Investigación cuantitativa.

En la presente investigación se ensayaron vigas de concreto armado con diferente ángulo de inclinación y se determinó la resistencia al esfuerzo cortante en (Tnf)

-Finalidad de investigación: Investigación básica

Primordialmente porque genera conocimiento sobre como interactúa el ángulo de inclinación de los estribos en cuanto al comportamiento de las vigas de concreto armado sometido a una carga estática.

-Nivel de investigación: Investigación Explicativa

Los resultados que se obtuvieron en la presente investigación buscan explicar cómo influye el Angulo de inclinación de los estribos en la determinación al esfuerzo cortante y para ello se realizaron 12 vigas de concreto armado con diferentes ángulos de inclinación y someterlo a cargas estáticas para luego determinar el esfuerzo al cortante.

-Temporalidad de la investigación: Investigación Transversal

La variable independiente en estudio se analizó con diferentes ángulos de inclinación y se ensayó de forma aleatoria, obteniendo datos de campo en un solo tiempo, es decir que al ensayar una viga esta falló y no se pudo realizar otro ensayo con la misma viga.

2.1.2. Diseño de Investigación

En esta investigación se utilizó un diseño de tipo experimental puro con post prueba, ya que se varió el ángulo de inclinación de los estribos a 90°, 67.5° y 45° teniéndose como respuesta la variable dependiente que se basa en

la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado

3.2. Operacionalización de las Variables

Grupo control (Mc): Vigas de concreto armado con estribos de 90°

$$RM_c - Y_1$$

Grupo Experimental (ME): Vigas de concreto armado con estribos inclinados de 62.5 ° y 45 °

$$RM_{E1} \quad X_1 \quad Y_2$$

$$RM_{E2} \quad X_2 \quad Y_3$$

Donde:

Variable Dependiente

(Y) La resistencia a esfuerzos cortantes en vigas de concreto armado

Variables Independientes

(-) Estribos con ángulo de inclinación de 90°

(X₁) Estribos con ángulo de inclinación 67.5°

(X₂) Estribos con ángulo de inclinación de 45°.

3.3. Población, Muestra y Muestreo

Población:

- ✓ Vigas Tipo I: Vigas con sección transversal de 15 cm x 25 cm y 1.20 m de longitud con estribos colocados con un ángulo de inclinación de 90° y apoyos fijos en sus extremos.
- ✓ Vigas Tipo II: Vigas con sección transversal de 15 cm x 25 cm y 1.20 m de longitud, con estribos colocados con un ángulo de inclinación de 67.5° y apoyos fijos en sus extremos.
- ✓ Vigas Tipo III: Vigas con sección transversal de 15 cm x 25 cm y 1.20 m de longitud, con estribos colocados con un ángulo de inclinación de 45° y apoyos fijos en sus extremos.

Muestra:

- ✓ 04 Vigas Tipo I: Vigas con sección transversal de 15 cm x 25 cm y 1 m de longitud, con estribos colocados con un ángulo de inclinación de 90°.
- ✓ 04 Vigas Tipo II: Vigas con sección transversal de 15 cm x 25 cm y 1.20 m de longitud, con estribos colocados con un ángulo de inclinación de 67.5°.
- ✓ 04 Vigas Tipo III: Vigas con sección transversal de 15 cm x 25 cm y 1.20 m de longitud, con estribos colocados con un ángulo de inclinación de 45°.

Muestreo:

Como no existen normas técnicas en base a ensayos para esfuerzos cortantes se utilizó la norma que se asemeja al tipo de ensayo que se piensa realizar. Por ello, se eligió la norma técnica ASTM C78-09 (Método de ensayo para determinar el esfuerzo de flexión de vigas de concreto armado), que nos permitió determinar la cantidad de especímenes que serán sometidos a esfuerzos cortantes, además de

las consideraciones que se tendrá en cuenta en la aplicación de la carga puntual con el equipo de ensayo universal.

Criterios de selección:

Fierro Corrugado.

Inclusión:

Las armaduras de acero empleadas han sido de acero corrugado al carbono, tomándose el diámetro de Ø 3/8" para el refuerzo longitudinal y Ø 6 mm para estribos. Todos los fierros se han adquirido de la empresa ACEROS ARERQUIPA S.A. debido a que esta cuenta con todos los estándares y certificados de calidad, cumpliendo normas y exigencias mínimas para el cuidado del medio ambiente, ello le ha permitida obtener el certificado de sello verde por el Consejo Peruano de Construcción Sostenible.

Exclusión:

Las armaduras de acero ANCLAS PERU, MIROMINA, DEACERO, ETC. No cumplen con todos los estándares de calidad establecidos por la norma E060, además de no tener especificaciones técnicas de sus materiales, siendo poco confiables para la construcción.

Cemento

Inclusión:

El cemento elegido es el Portland PACASMAYO ANTISALITRE MS porque tiene partículas de microfiller calizo, es decir lubricante que permite un mejor acabado en trabajos de albañilería, el hecho de que sea un cemento antisalitre presente menos porosidad, lo que a su vez protege la superficie del mismo de elementos perjudiciales; lo que da como resultado un cemento más impermeable y sobre todo más duradero. Detalles importantísimos para la calidad y elaboración del concreto.

Debemos tener en cuenta que un cemento antisalitre tiene bajo contenido de álcalis (sustancia alcalina), además de baja cantidad de aluminatos (C3A). Lo que da como resultado un cemento más fuerte y más resistente a ambientes agresivos como los presentados en la ciudad de Cajamarca.

Exclusión:

Los diversos tipos de cementos que existen en el mercado (Tipo V, Anti salitre MS, Extraforte ICO, Etradurable HS) no tienen las propiedades adecuadas para este proyecto, ya que sus características no permiten la adecuada trabajabilidad para el ambiente solicitado.

Madera:

Inclusión:

La madera elegida es de tipo tornillo contra placado con triplay para darle un mejor acabado a las vigas de concreto armado, además de que este tipo de madera no se patea fácilmente y las vigas puedan conservar sus dimensiones adecuadas a las cuales fueron diseñadas. Es importante mencionar que al desencofrar no fue necesario ningún tipo de revestimiento, además de que se conservó los moldes para reutilizar en las posteriores vigas.

Exclusión:

La madera conocida como eucalipto no es recomendable para encofrados, ya que al estar en contacto con el agua y el sol tienden a perder su verticalidad fácilmente, por lo que el concreto al vaciarse se hincharía y perdería altura.

Agregados:

Inclusión:

La cantera elegida fue la de BAÑOS DEL INCA ubicada en Cajamarca, está a sido seleccionada ya que es una cantera reconocida en el lugar que se a realizado el proyecto, además de ser la más usada para estudios de investigación teniendo en cuenta la calidad de los agregados del rio Mashcon, permitiendo una buena trabajabilidad para conformar el concreto en campo, además, los agregados cumplen con la norma NTP 400.011 y con el requisito granulométrico especificado en la norma NTP 400.037.

Exclusión:

Se encontró diferentes tipos de canteras, pero no contaban con el servicio de transporte, dificultando el traslado hacia el laboratorio de UNC, además de que se

encuentran ubicadas a una distancia mayor a la cantera seleccionada para el proyecto.

3.4. Técnicas e Instrumentos

Con el propósito de analizar, evaluar y comparar el comportamiento de vigas de concreto armado con diferente espaciamiento de estribos, se han elaborado 12 elementos viga, todas con la misma resistencia del concreto y la misma distribución de acero longitudinal, variando en la inclinación del refuerzo transversal en forma de estribos. De las 12 vigas se desarrolló 4 vigas para cada ángulo 90°, 67.5° y 45° respectivamente, que corresponden al diseño de acuerdo a la norma E-060 y el código ACI 318-14.

3.5. Procedimiento

Etapas Preliminares

- ✓ Revisión del RNE – E 0.60 y ACI 318 - 14
- ✓ Obtención de información adicional sobre el diseño por cortante en vigas de concreto armado.
- ✓ Pre dimensionamiento De Vigas: Se pre dimensionó bajo los criterios de la norma E.030, E.060 (indicados en la Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú) y criterios de ACI 318 -14.

Etapas De Laboratorio

Esta etapa se ha dividido en tres partes, en primera instancia se realizó el diseño de mezclas para un concreto con resistencia a la compresión de 210 Kg/cm² a los 28 días del curado; este estudio se elaboró en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca. Por lo que, se construyeron seis probetas de los cuales se ensayaron tres a los 14 días y tres más a los 28, siguiendo las consideraciones del ACI 211.1

para el curado y la cantidad de especímenes, donde la resistencia a la compresión antes mencionada es la resistencia mínima establecida por el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú para la elaboración de elementos estructurales en la construcción de obras de concreto armado. Así mismo, se trabajó con un slump entre 3" y 4" para obtener una adecuada trabajabilidad del concreto.

En la segunda etapa las vigas ya pre dimensionadas y diseñadas a cortante y flexión con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, además de haber realizado la habilitación de acero se procedió a construir las vigas con un encofrado de tablas contra placadas con triplay para obtener un buen acabado, luego se realizó al montaje del acero y vaciado del concreto, el vaciado se realizó en dos partes en la primera a 15 cm de altura y se utilizó una varilla metálica para chuzar y quitar la porosidad del concreto, posteriormente, se procedió de la misma forma para los otros 10cm.

Por último se curó el concreto siendo importante conseguir un concreto con las propiedades mecánicas deseadas por lo que se trabajó a una temperatura entre 20°C y 26°C siendo la temperatura promedio de Cajamarca ,para luego realizar los ensayos de las 12 vigas de concreto armado a los 28 días del curado en la Máquina de Ensayo Universal, donde se transmitió la carga con el gato hidráulico de la máquina a una distancia "d" medida desde la cara interna de los apoyos siendo el peralte efectivo de la viga, para que se produzca el mayor cortante posible y se pueda obtener la falla por esfuerzo cortante.

Etapas De Gabinete

Se calculó y comparó la resistencia al esfuerzo cortante de los diferentes tipos de vigas, midiendo la influencia de la reducción del ángulo de inclinación de los estribos en la resistencia al esfuerzo cortante.

3.6. Método de análisis de datos

Tratamiento Y Análisis De Datos

El resultado de esta investigación se muestra en cuadros y figuras, para luego realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos para cada tipo de viga.

3.7. Aspectos Éticos

Para poder realizar este proyecto de investigación, nos comprometemos a realizar con claridad y autenticidad los resultados y datos adquiridos en los ensayos de campo y oficina.

IV. RESULTADOS

4.1. Ensayos de Probetas Estandarizadas

Se realizó el diseño de concreto simple para una resistencia a la compresión de $f'c=210$ kg/cm² de acuerdo con las disposiciones de las normas ASTM C39 y NTP 339.034, probando los especímenes a los 14 y 28 días de efectuada la mezcla con su respectivo curado. Por consiguiente, se presenta los resultados de falla de 6 probetas cilíndricas para una carga última de rotura.

Cuadro 2: Resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210$ kg/cm² medidos a los 14 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 14 DÍAS					
Muestra	Carga (Kg)	Diámetro (cm)	Área (cm²)	Resistencia a la compresión simple (Kg. /cm²)	Resistencia a la compresión simple (MPa)
C-01	38000.00	15.00	176.74	215.00	21.08
C-02	36000.00	14.99	176.47	204.00	20.01
C-03	35000.00	15.00	176.77	198.00	19.42

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 3: Resistencia a la compresión del concreto para un $f'c=210$ kg/cm² medidos a los 28 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS					
Muestra	Carga (Kg)	Diámetro (cm)	Área (cm²)	Resistencia a la compresión simple (Kg. /cm²)	Resistencia a la compresión simple (MPa)
C-04	40000.00	15.01	176.99	226.00	22.16
C-05	41000.00	15.00	176.72	232.00	22.75
C-06	45000.00	14.99	176.47	255.00	25.01

Fuente: Elaboración Propia

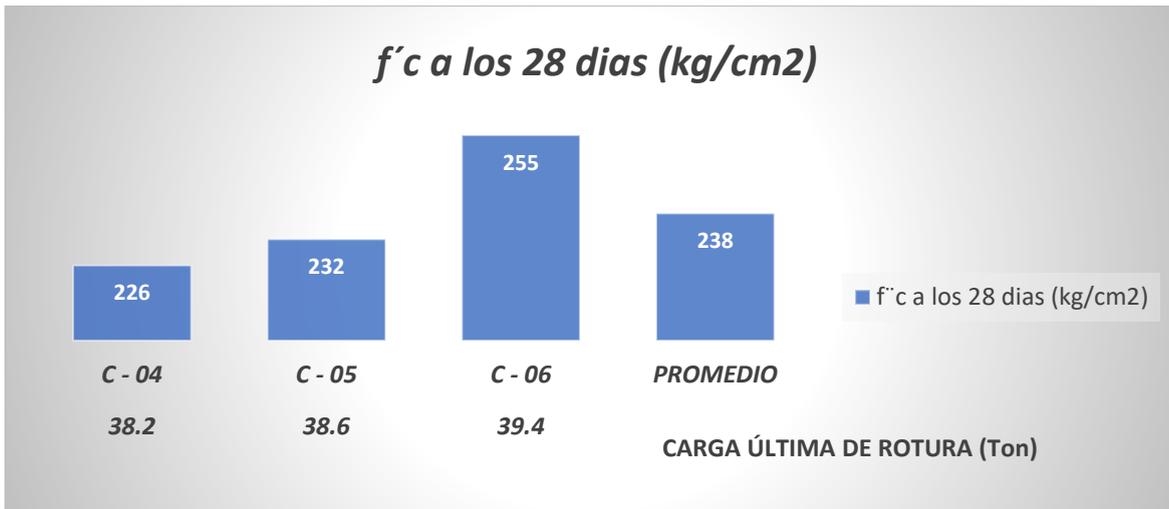


Figura 15: Resistencia a la compresión del concreto para un $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ a los 28 días.

Fuente: Elaboración Propia

El gráfico nos muestra la resistencia a la compresión probado a los 28 días, llegando a la conclusión de un f'_c promedio = 238 kg/cm^2 , por ello para el diseño de las vigas de concreto armado se trabajó con un $f'_c=210\text{ kg/cm}^2$, además considerando las disposiciones de la norma E060 para el cálculo del módulo de elasticidad

4.2. Propiedades Físico - Mecánicas del Acero de Refuerzo

Las propiedades físicas de acero están dispuestas en la (Cuadro 4) y mecánicas (Cuadro 5) estos parámetros fueron extraídos de la ficha técnica de Aceros Arequipa, el cual son fierros corrugados ASTM A615 de Grado 60°, de sección circular, con resaltes de tipo Hi-bond que permiten una gran adherencia con el concreto. Estas barras están respaldadas y diseñadas por la NTP 341.031, para lo cual sus propiedades serán utilizadas para el diseño del refuerzo transversal y longitudinal de las vigas de concreto armado.

Cuadro 4: Dimensiones y pesos nominales de barras corrugadas usadas en la elaboración de especímenes.

Dimensiones y Pesos Nominales				
Diametro de barra		Área (mm²)	Perímetro (mm)	Peso métrico nominal (kg/ml)
pulg.	mm			
-	6	28	18.8	0.220
-	8	50	25.1	0.395
3/8	-	71	29.9	0.560
-	12	113	37.7	0.888
1/2	-	129	39.9	0.994
5/8	-	199	49.9	1.552
3/4	-	284	59.8	2.235
1	-	510	79.8	3.973
1 3/8	-	1006	112.5	7.907

Fuente: Ficha técnica de Aceros Arequipa

Cuadro 5: Propiedades mecánicas del Acero de Refuerzo

Propiedades Mecánicas	Características
Límite de fluencia (Fy)	4200 kg/cm ²
Resistencia a la tracción (R)	6320 kg/cm ²
Relación R/Fy	≥1.25
Alargamiento en :	200 mm

Fuente: Ficha técnica de Aceros Arequipa

4.3. Ensayos de Vigas de Concreto Armado

4.3.1. Hipótesis De Carga

Para el análisis del comportamiento y el tipo de falla de las vigas de concreto armado se utilizó un deformímetro invertido para medir las deformaciones y una máquina de ensayo universal de 20 toneladas, donde la carga se aplicó a una distancia "d" de la cara del apoyo, siendo el lugar donde se desarrolla el mayor esfuerzo cortante. En la obtención de datos se realizaron manualmente para una carga aumentando gradualmente 0.5 toneladas cada 3 segundos.

4.3.2. Ensayos de Vigas Tipo I con Estribos a 90°

Se ensayaron 4 vigas de concreto armado con estribos colocados a 90 ° con la misma calidad de concreto y cantidad de acero, en los cuadros 6, 7, 8 y 9 se puede observar las diversas cargas que se aplicó y sus respectivas deformaciones, estos resultados nos permiten generar la curva esfuerzo – deformación, así como también obtener los esfuerzos cortantes.

Cuadro 6: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 01 con estribos colocados a 90°.

VIGA 01 - 90°			
Área	30 cm ²	Carga de rotura = 7740 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.05	16.67	0.0002
1.00	0.15	33.33	0.0006
1.50	0.40	50.00	0.0016
2.00	0.49	66.67	0.0020
2.50	0.66	83.33	0.0026
3.00	0.88	100.00	0.0035
3.50	1.20	116.67	0.0048
4.00	1.33	133.33	0.0053
4.50	1.51	150.00	0.0060
5.00	1.82	166.67	0.0073
5.50	2.08	183.33	0.0083
6.00	2.15	200.00	0.0086
V= 6.50	2.23	216.67	0.0089
7.00	2.32	233.33	0.0093
7.50	2.40	250.00	0.0096
7.74	2.50	258.00	0.0100
7.50	2.68	250.00	0.0107
6.50	2.85	216.67	0.0114
5.50	2.98	183.33	0.0119

Fuente: Elaboración Propia

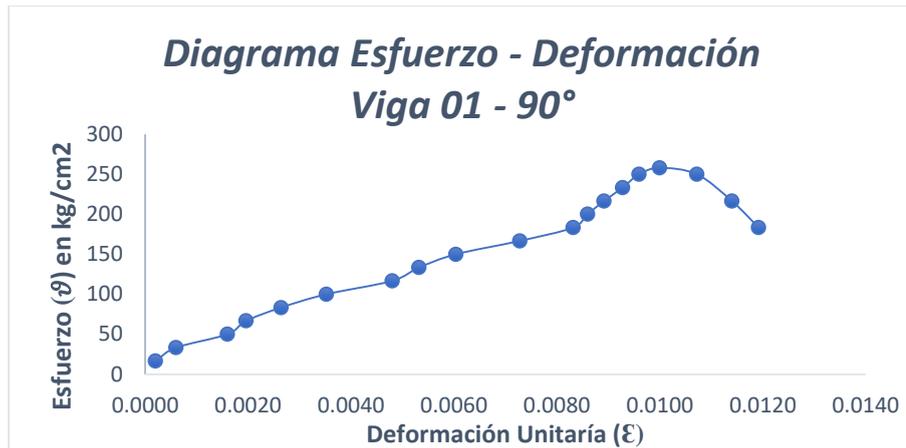


Figura 16: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 01 con estribos colocados a 90°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 7: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 02 con estribos colocados a 90°.

VIGA 02- 90°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 7060 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.03	16.67	0.0001
1.00	0.25	33.33	0.0010
1.50	0.50	50.00	0.0020
2.00	0.74	66.67	0.0030
2.50	1.01	83.33	0.0040
3.00	1.23	100.00	0.0049
3.50	1.47	116.67	0.0059
4.00	1.65	133.33	0.0066
4.50	1.92	150.00	0.0077
5.00	2.24	166.67	0.0090
5.50	2.49	183.33	0.0100
V= 6.00	2.73	200.00	0.0109
6.50	2.91	216.67	0.0116
7.00	3.20	233.33	0.0128
7.06	3.30	235.33	0.0132
7.00	3.33	233.33	0.0133
6.00	3.54	200.00	0.0142
5.00	3.63	166.67	0.0145

Fuente: Elaboración Propia

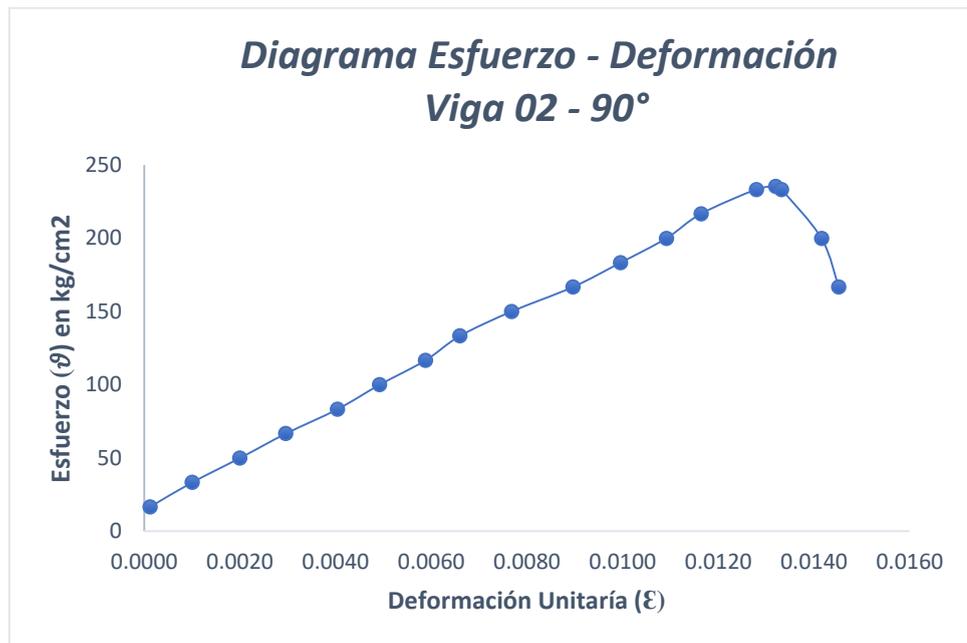


Figura 17: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 02 con estribos colocados a 90°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 8: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 03 con estribos colocados a 90°.

VIGA 03 - 90°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 9280 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.01	16.67	0.0000
1.00	0.11	33.33	0.0004
1.50	0.37	50.00	0.0015
2.00	0.49	66.67	0.0020
2.50	0.67	83.33	0.0027
3.00	0.92	100.00	0.0037
3.50	1.10	116.67	0.0044
4.00	1.33	133.33	0.0053
4.50	1.65	150.00	0.0066
5.00	1.79	166.67	0.0072
5.50	2.16	183.33	0.0086
6.00	2.30	200.00	0.0092
6.50	2.45	216.67	0.0098
7.00	2.78	233.33	0.0111
V= 7.50	3.10	250.00	0.0124
8.00	3.27	266.67	0.0131
8.50	3.39	283.33	0.0136
9.00	3.62	300.00	0.0145
9.28	3.92	309.33	0.0157
9.00	4.01	300.00	0.0160
8.00	4.25	266.67	0.0170
7.00	4.42	233.33	0.0177

Fuente: Elaboración Propia

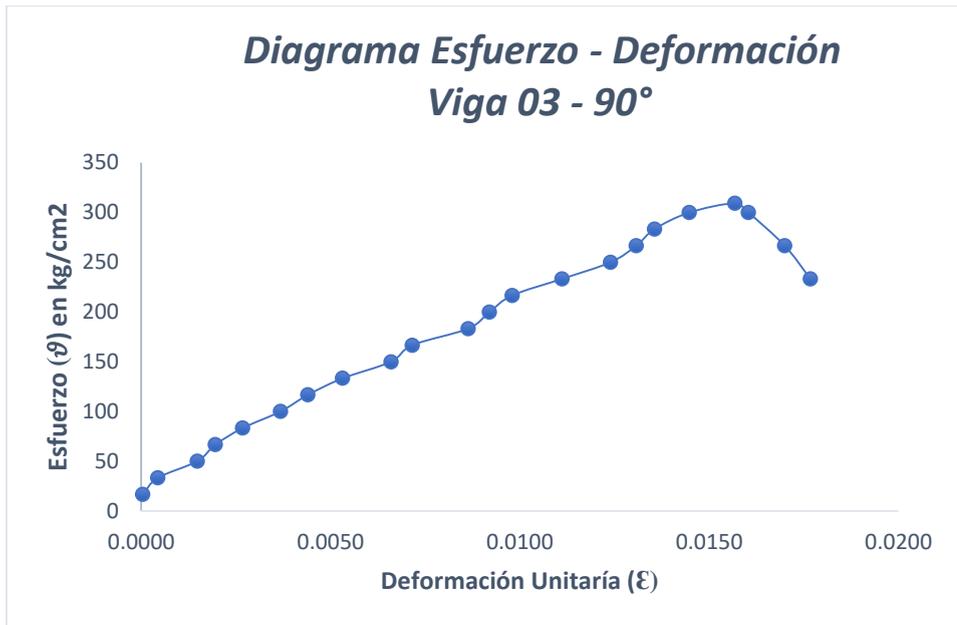


Figura 18: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 03 con estribos colocados a 90°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 9: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 04 con estribos colocados a 90°.

VIGA 04 - 90°			
Área	30 cm²	<i>Carga de rotura = 9500 kgf</i>	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.02	16.67	0.0001
1.00	0.04	33.33	0.0002
1.50	0.10	50.00	0.0004
2.00	0.29	66.67	0.0012
2.50	0.44	83.33	0.0018
3.00	0.77	100.00	0.0031
3.50	1.02	116.67	0.0041
4.00	1.33	133.33	0.0053
4.50	1.52	150.00	0.0061
5.00	1.77	166.67	0.0071
5.50	2.08	183.33	0.0083
6.00	2.34	200.00	0.0094
6.50	2.57	216.67	0.0103
V= 7.00	2.84	233.33	0.0114
7.50	3.07	250.00	0.0123
8.00	3.30	266.67	0.0132
8.50	3.56	283.33	0.0142
9.00	3.84	300.00	0.0154
9.50	4.18	316.67	0.0167
9.00	4.52	300.00	0.0181
8.00	4.83	266.67	0.0193
7.00	5.00	233.33	0.0200

Fuente: Elaboración Propia

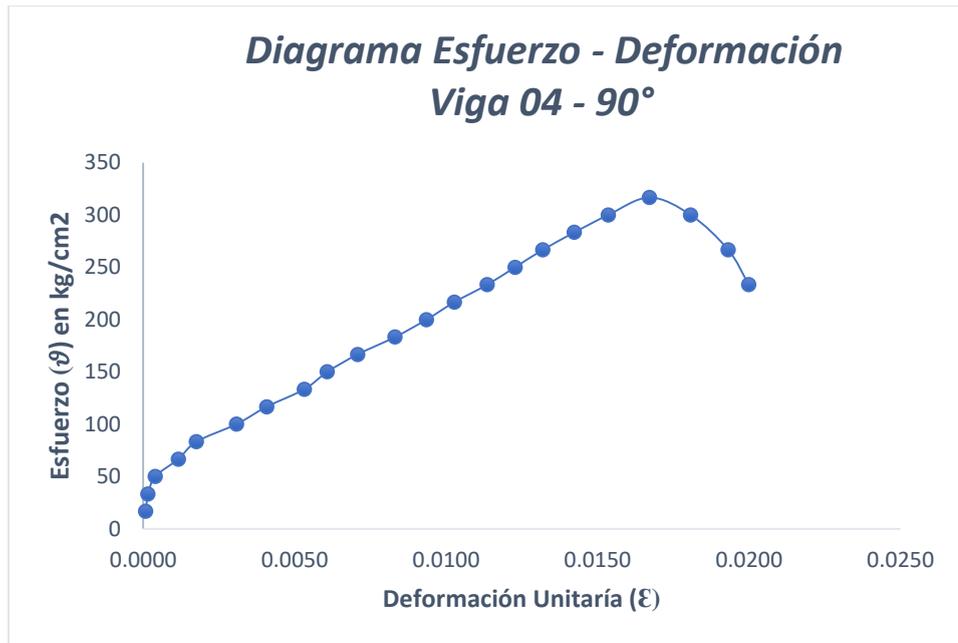


Figura 19: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 04 con estribos colocados a 90°

Fuente: Elaboración Propia

4.3.3. Ensayos de Vigas Tipo II con Estribos a 67.5°

Se ensayaron 4 vigas de concreto armado con estribos colocados a 67.5° con la misma calidad de concreto y cantidad de acero, en las tablas N° 06, N°07, N°08, N°09 se puede observar las diversas cargas que se aplicó y sus respectivas deformaciones, estos resultados nos permiten generar la curva esfuerzo – deformación, así como también obtener los esfuerzos cortantes.

Cuadro 10: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 01 con estribos colocados a 67.5°.

VIGA 01 - 67.5°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 9360 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.01	16.67	0.0000
1.00	0.02	33.33	0.0001
1.50	0.05	50.00	0.0002
2.00	0.17	66.67	0.0007
2.50	0.20	83.33	0.0008
3.00	0.28	100.00	0.0011
3.50	0.41	116.67	0.0016
4.00	0.54	133.33	0.0022
4.50	0.68	150.00	0.0027
5.00	0.75	166.67	0.0030
5.50	0.98	183.33	0.0039
6.00	1.16	200.00	0.0046
6.50	1.37	216.67	0.0055
7.00	1.48	233.33	0.0059
7.50	1.63	250.00	0.0065
V= 8.00	1.81	266.67	0.0072
8.50	2.02	283.33	0.0081
9.00	2.17	300.00	0.0087
9.36	2.50	312.00	0.0100
9.00	2.63	300.00	0.0105
8.00	2.81	266.67	0.0112
7.00	3.03	233.33	0.0121

Fuente: Elaboración Propia

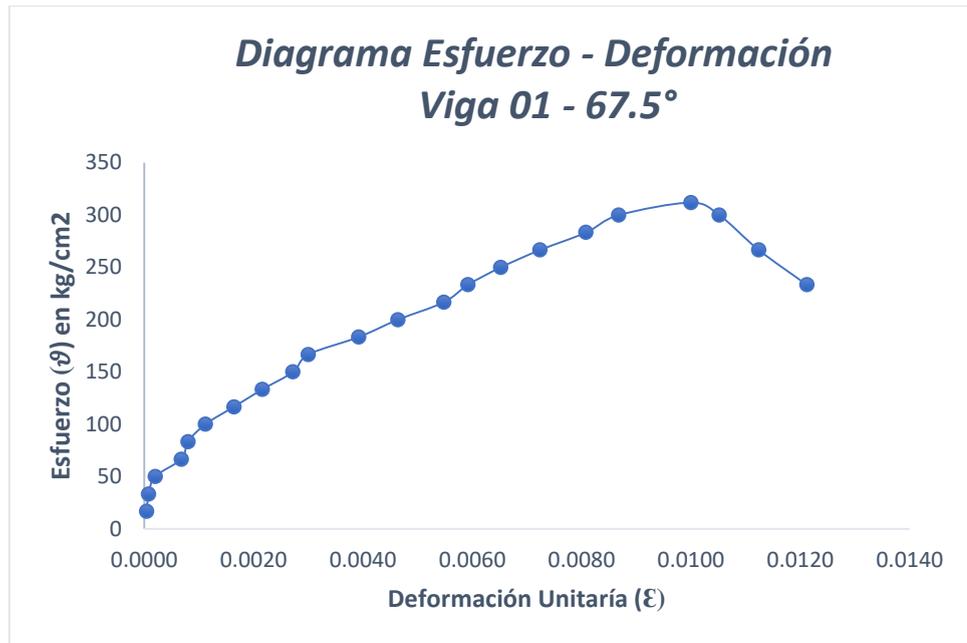


Figura 20: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 01 con estribos colocados a 67.5°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 11: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 02 con estribos colocados a 67.5°.

VIGA 02- 67.5°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 9340 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.01	16.67	0.0000
1.00	0.02	33.33	0.0001
1.50	0.25	50.00	0.0010
2.00	0.36	66.67	0.0014
2.50	0.58	83.33	0.0023
3.00	0.73	100.00	0.0029
3.50	0.95	116.67	0.0038
4.00	1.13	133.33	0.0045
4.50	1.39	150.00	0.0056
5.00	1.56	166.67	0.0062
5.50	1.72	183.33	0.0069
6.00	1.93	200.00	0.0077
6.50	2.14	216.67	0.0086
7.00	2.32	233.33	0.0093
V= 7.50	2.61	250.00	0.0104
8.00	2.83	266.67	0.0113
8.50	2.97	283.33	0.0119
9.00	3.15	300.00	0.0126
9.34	3.30	311.33	0.0132
9.00	3.55	300.00	0.0142
8.00	3.78	266.67	0.0151
7.00	3.92	233.33	0.0157

Fuente: Elaboración Propia

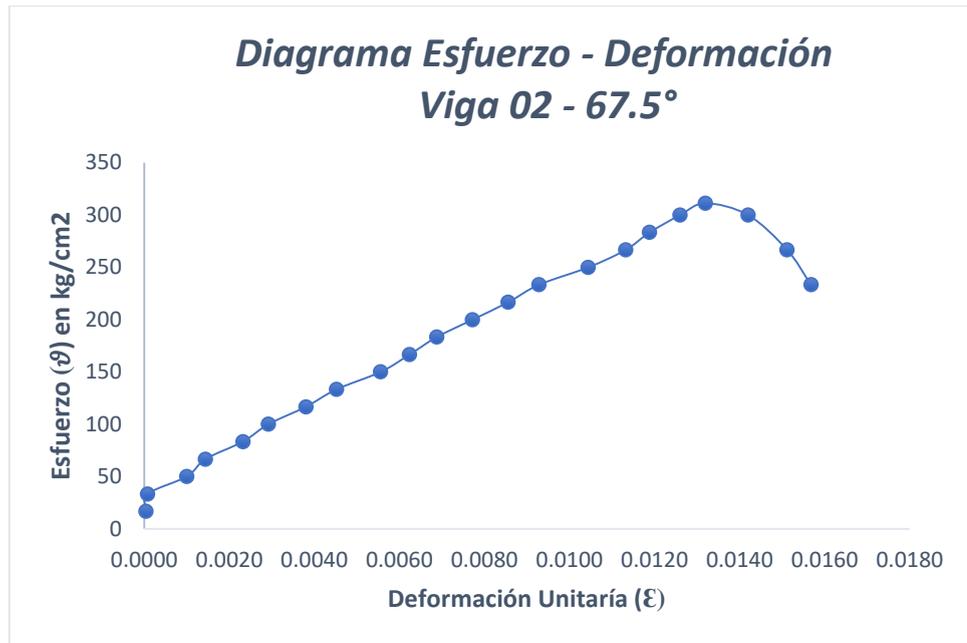


Figura 21: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 02 con estribos colocados a 67.5°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 12: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 03 con estribos colocados a 67.5°.

VIGA 03 - 67.5°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 10280 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.10	16.67	0.0004
1.00	0.25	33.33	0.0010
1.50	0.28	50.00	0.0011
2.00	0.56	66.67	0.0022
2.50	0.95	83.33	0.0038
3.00	1.34	100.00	0.0054
3.50	1.58	116.67	0.0063
4.00	2.03	133.33	0.0081
4.50	2.10	150.00	0.0084
5.00	2.49	166.67	0.0100
5.50	2.65	183.33	0.0106
6.00	2.88	200.00	0.0115
6.50	3.11	216.67	0.0124
7.00	3.30	233.33	0.0132
7.50	3.63	250.00	0.0145
8.00	3.79	266.67	0.0152
V= 8.50	3.95	283.33	0.0158
9.00	4.07	300.00	0.0163
9.50	4.20	316.67	0.0168
10.00	4.45	333.33	0.0178
10.28	4.92	342.67	0.0197
10.00	5.03	333.33	0.0201
9.00	5.31	300.00	0.0212
8.00	5.53	266.67	0.0221

Fuente: Elaboración Propia

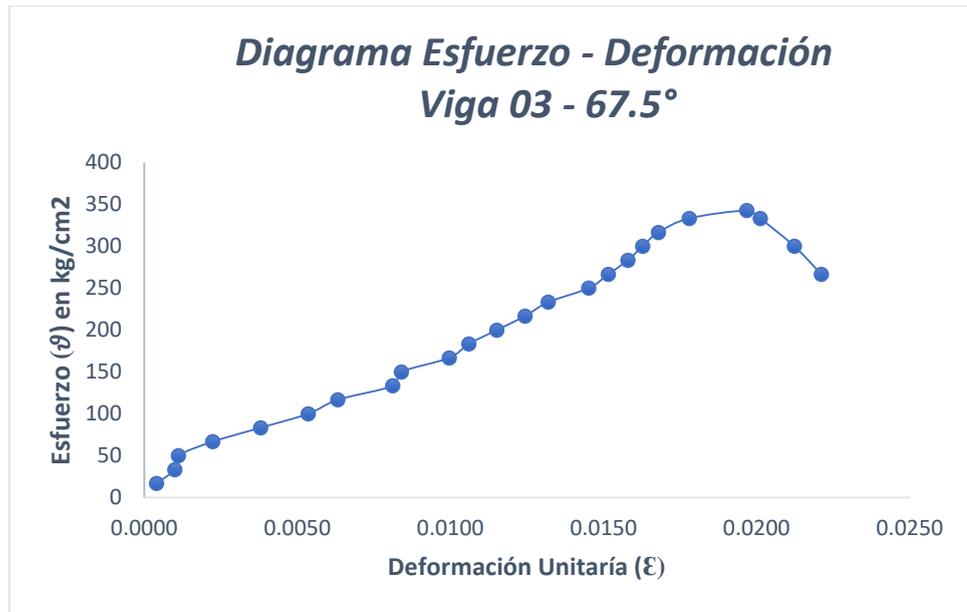


Figura 22: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 03 con estribos colocados a 67.5°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 13: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 04 con estribos colocados a 67.5°.

VIGA 04 - 67.5°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 10000 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.03	16.67	0.0001
1.00	0.13	33.33	0.0005
1.50	0.23	50.00	0.0009
2.00	0.42	66.67	0.0017
2.50	0.70	83.33	0.0028
3.00	0.82	100.00	0.0033
3.50	1.01	116.67	0.0040
4.00	1.25	133.33	0.0050
4.50	1.53	150.00	0.0061
5.00	1.82	166.67	0.0073
5.50	2.04	183.33	0.0082
6.00	2.35	200.00	0.0094
6.50	2.73	216.67	0.0109
7.00	2.92	233.33	0.0117
7.50	3.18	250.00	0.0127
V= 8.00	3.42	266.67	0.0137
8.50	3.63	283.33	0.0145
9.00	3.76	300.00	0.0150
9.50	3.90	316.67	0.0156
10.00	4.07	333.33	0.0163
9.00	4.33	300.00	0.0173
8.00	4.58	266.67	0.0183
7.00	4.72	233.33	0.0189

Fuente: Elaboración Propia

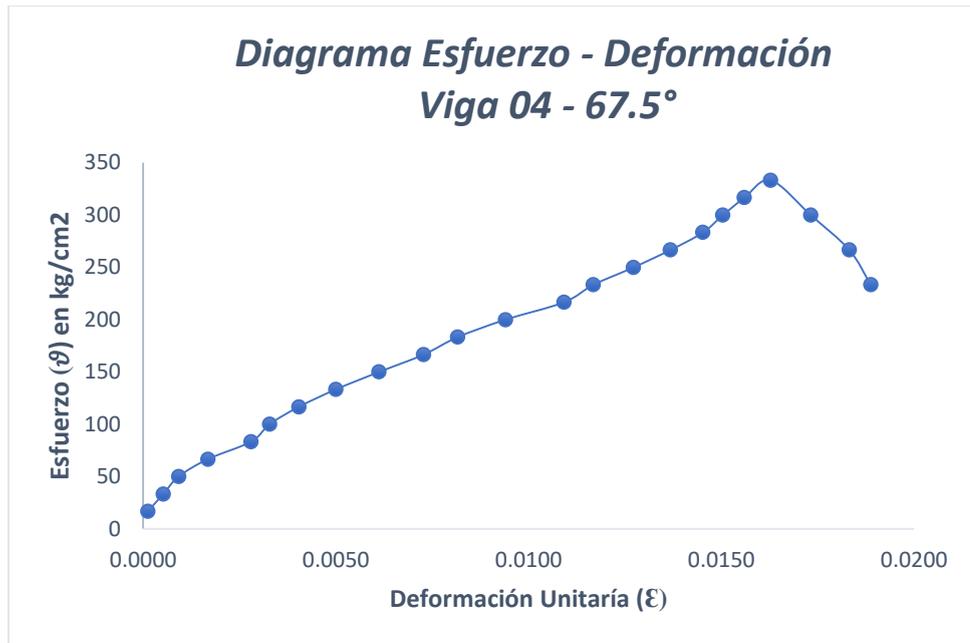


Figura 23: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 04 con estribos colocados a 67.5°

Fuente: Elaboración Propia

4.3.4. Ensayos de Vigas Tipo III con Estribos A 45°

Se ensayaron 4 vigas de concreto armado con estribos colocados a 45 ° con la misma calidad de concreto y cantidad de acero, en las tablas N° 10, N°11, N°12, N°13 se puede observar las diversas cargas que se aplicó y sus respectivas deformaciones, estos resultados nos permiten generar la curva esfuerzo – deformación, así como también obtener los esfuerzos cortantes.

Cuadro 14: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 01 con estribos colocados a 45°.

VIGA 01 - 45°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 10600 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.01	16.67	0.0000
1.00	0.02	33.33	0.0001
1.50	0.22	50.00	0.0009
2.00	0.39	66.67	0.0016
2.50	0.63	83.33	0.0025
3.00	0.88	100.00	0.0035
3.50	1.04	116.67	0.0042
4.00	1.21	133.33	0.0048
4.50	1.38	150.00	0.0055
5.00	1.54	166.67	0.0062
5.50	1.77	183.33	0.0071
6.00	1.95	200.00	0.0078
6.50	2.16	216.67	0.0086
7.00	2.35	233.33	0.0094
7.50	2.57	250.00	0.0103
8.00	2.80	266.67	0.0112
8.50	3.07	283.33	0.0123
9.00	3.23	300.00	0.0129
V= 9.50	3.41	316.67	0.0136
10.00	3.60	333.33	0.0144
10.50	4.50	350.00	0.0180
10.60	4.80	353.33	0.0192
10.50	4.93	350.00	0.0197
9.50	5.17	316.67	0.0207
8.50	5.38	283.33	0.0215

Fuente: Elaboración Propia

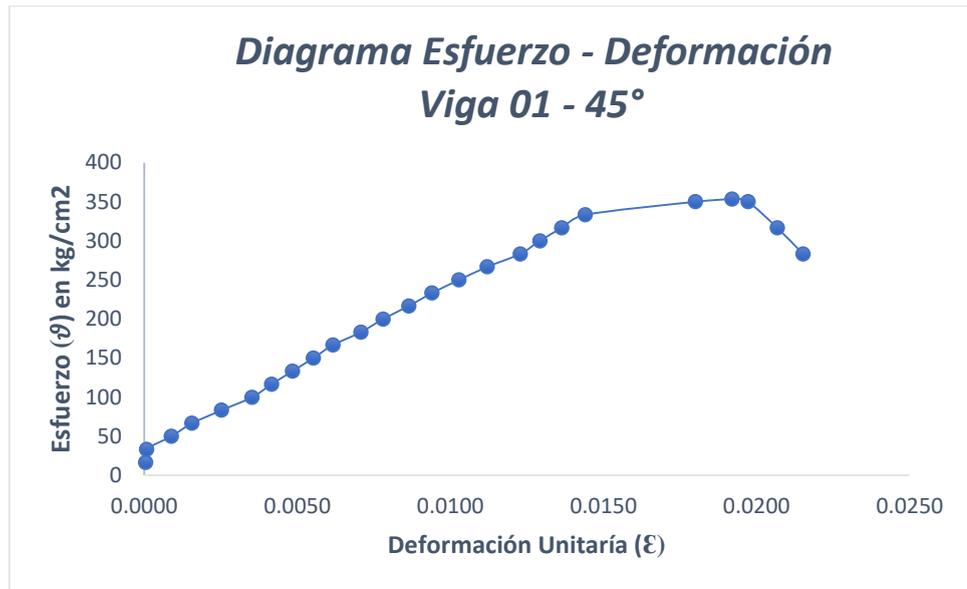


Figura 24: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 01 con estribos colocados a 45°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 15: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 02 con estribos colocados a 45°.

VIGA 02 - 45°			
Área	30 cm ²	Carga de rotura = 10400 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.01	16.67	0.0000
1.00	0.03	33.33	0.0001
1.50	0.06	50.00	0.0002
2.00	0.26	66.67	0.0010
2.50	0.44	83.33	0.0018
3.00	0.63	100.00	0.0025
3.50	0.85	116.67	0.0034
4.00	1.10	133.33	0.0044
4.50	1.26	150.00	0.0050
5.00	1.47	166.67	0.0059
5.50	1.63	183.33	0.0065
6.00	1.86	200.00	0.0074
6.50	2.05	216.67	0.0082
7.00	2.22	233.33	0.0089
7.50	2.43	250.00	0.0097
8.00	2.63	266.67	0.0105
8.50	2.85	283.33	0.0114
V= 9.00	3.04	300.00	0.0122
9.50	3.27	316.67	0.0131
10.00	3.75	333.33	0.0150
10.40	4.00	346.67	0.0160
10.00	4.11	333.33	0.0164
9.00	4.42	300.00	0.0177
8.00	4.59	266.67	0.0184

Fuente: Elaboración Propia

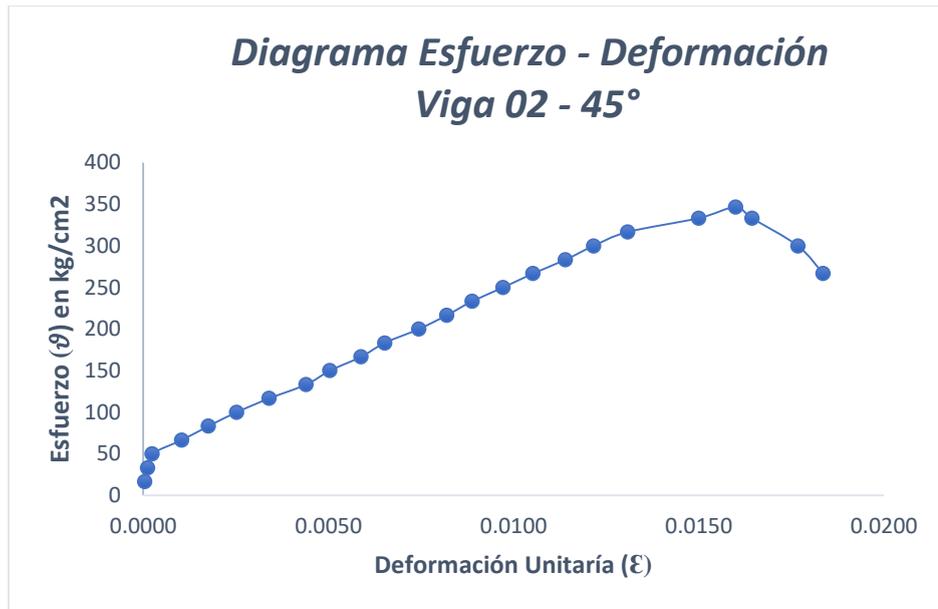


Figura 25: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 02 con estribos colocados a 45°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 16: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 03 con estribos colocados a 45°.

VIGA 03 - 45°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 11000 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.01	16.67	0.0000
1.00	0.02	33.33	0.0001
1.50	0.11	50.00	0.0004
2.00	0.33	66.67	0.0013
2.50	0.52	83.33	0.0021
3.00	0.71	100.00	0.0028
3.50	0.96	116.67	0.0038
4.00	1.13	133.33	0.0045
4.50	1.33	150.00	0.0053
5.00	1.53	166.67	0.0061
5.50	1.70	183.33	0.0068
6.00	1.89	200.00	0.0076
6.50	2.08	216.67	0.0083
7.00	2.30	233.33	0.0092
7.50	2.51	250.00	0.0100
8.00	2.68	266.67	0.0107
8.50	2.93	283.33	0.0117
9.00	3.16	300.00	0.0126
V= 9.50	3.34	316.67	0.0134
10.00	3.51	333.33	0.0140
10.50	3.80	350.00	0.0152
11.00	3.93	366.67	0.0157
10.50	4.15	350.00	0.0166
9.50	4.37	316.67	0.0175
8.50	4.62	283.33	0.0185

Fuente: Elaboración Propia

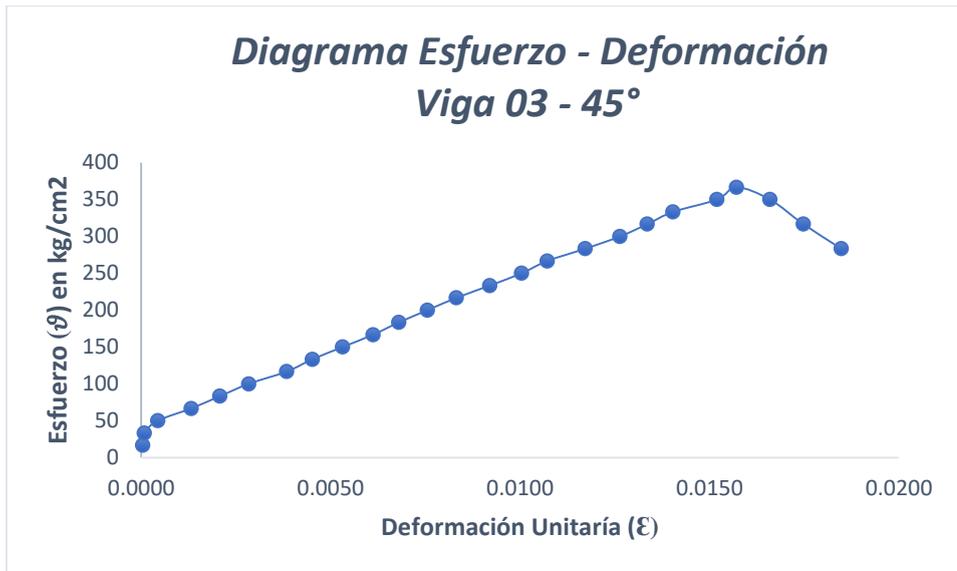


Figura 26: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 03 con estribos colocados a 45°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 17: Resultados de ensayo de resistencia al esfuerzo cortante en viga 04 con estribos colocados a 45°.

VIGA 04 - 45°			
Área	30 cm²	Carga de rotura = 10500 kgf	
Peralte	250 mm		
Carga (Tn)	Deformación Δ (mm)	Esfuerzo (kg/cm²)	Deformación Unitaria (ε)
0.50	0.03	16.67	0.0001
1.00	0.06	33.33	0.0002
1.50	0.20	50.00	0.0008
2.00	0.30	66.67	0.0012
2.50	0.51	83.33	0.0020
3.00	0.84	100.00	0.0034
3.50	1.05	116.67	0.0042
4.00	1.21	133.33	0.0048
4.50	1.49	150.00	0.0060
5.00	1.63	166.67	0.0065
5.50	1.82	183.33	0.0073
6.00	1.94	200.00	0.0078
6.50	2.06	216.67	0.0082
7.00	2.25	233.33	0.0090
7.50	2.57	250.00	0.0103
8.00	2.89	266.67	0.0116
V= 8.50	3.05	283.33	0.0122
9.00	3.27	300.00	0.0131
9.50	3.54	316.67	0.0142
10.00	3.66	333.33	0.0146
10.50	3.97	350.00	0.0159
10.00	4.15	333.33	0.0166
9.00	4.27	300.00	0.0171
8.00	4.42	266.67	0.0177

Fuente: Elaboración Propia

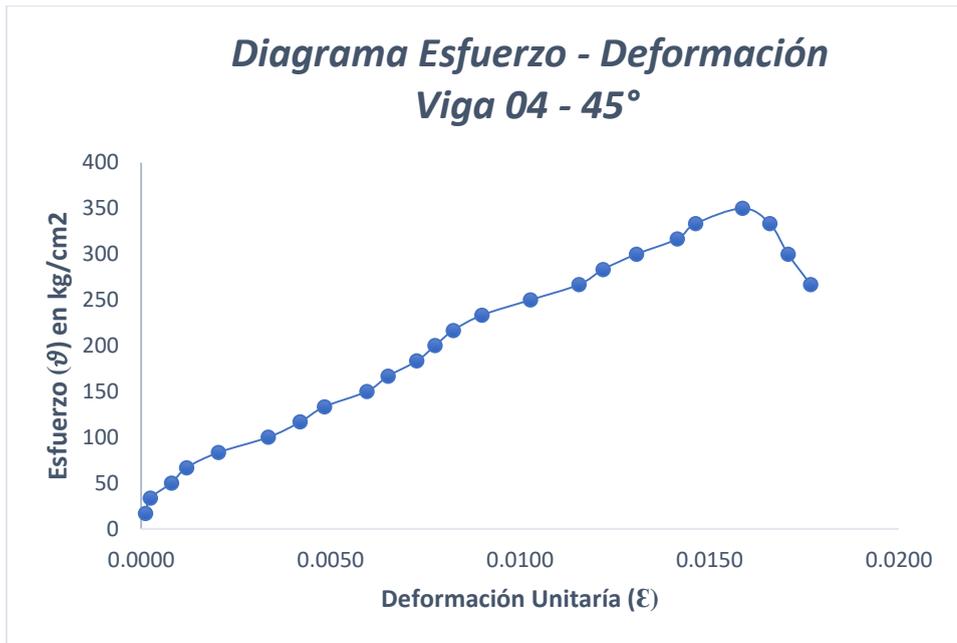


Figura 27: Diagrama Esfuerzo – Deformación de viga 04 con estribos colocados a 45°

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 18: Resumen de las cargas de rotura, resistencia al esfuerzo cortante y deformaciones en vigas de concreto armado

TIPO DE VIGAS	CARGA DE ROTURA (Tnf)	DEFORMACIÓN (mm)	ESFUERZO CORTANTE (Tnf)
TIPO I - 90° VIGA 01	9.36 Tnf	2.50 mm	6.50 Tnf
TIPO I - 90° VIGA 02	9.34 Tnf	3.30 mm	6.00 Tnf
TIPO I - 90° VIGA 03	9.28 Tnf	3.92 mm	7.50 Tnf
TIPO I - 90° VIGA 04	9.50 Tnf	4.18 mm	7.00 Tnf
TIPO I I- 67.5° VIGA 01	9.36 Tnf	2.50 mm	8.00 Tnf
TIPO I I- 67.5° VIGA 02	9.34 Tnf	3.30 mm	7.50 Tnf
TIPO I I- 67.5° VIGA 03	10.28 Tnf	4.92 mm	8.50 Tnf
TIPO I I- 67.5° VIGA 04	10.00 Tnf	4.07 mm	8.00 Tnf
TIPO III- 45° VIGA 01	10.60 Tnf	4.80 mm	9.50 Tnf
TIPO III - 45° VIGA 02	10.40 Tnf	4.00 mm	9.00 Tnf
TIPO III - 45° VIGA 03	11.00 Tnf	3.93 mm	9.50 Tnf
TIPO III - 45° VIGA 04	10.50 Tnf	3.97 mm	8.50 Tnf

Fuente: Elaboración Propia

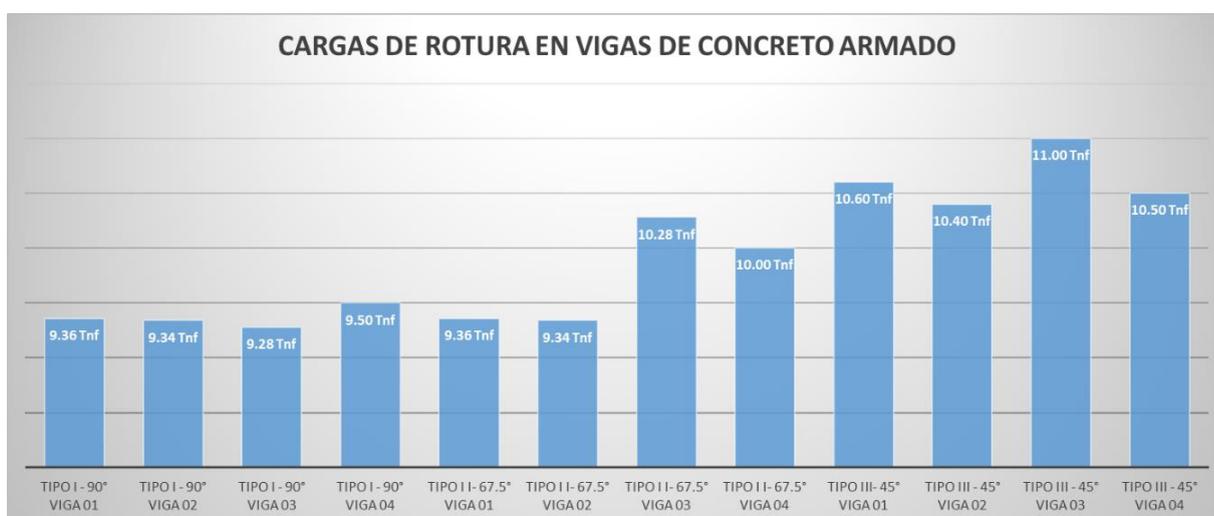


Figura 28: Cargas de rotura de vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

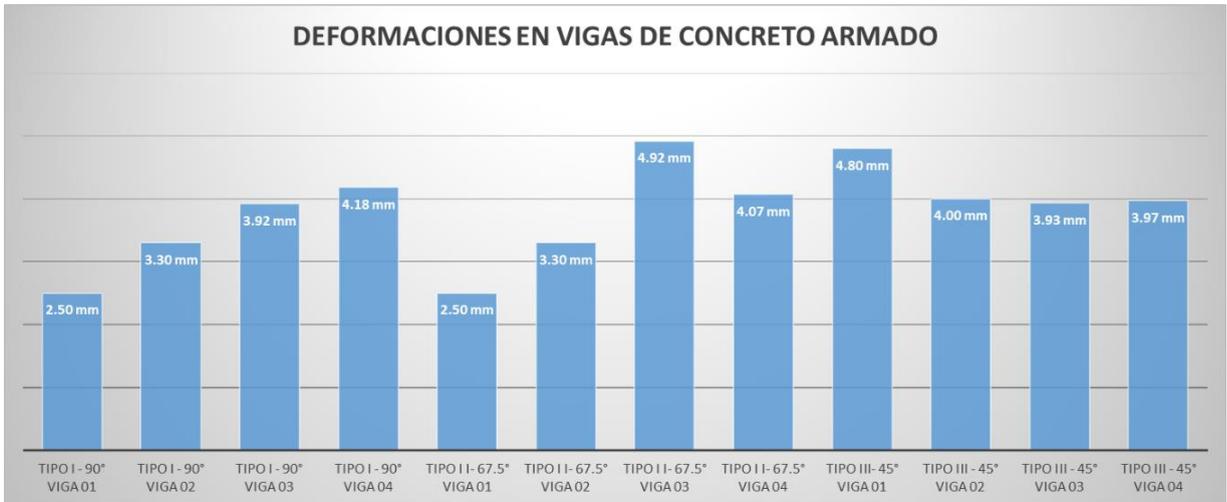


Figura 29: Deformaciones en vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

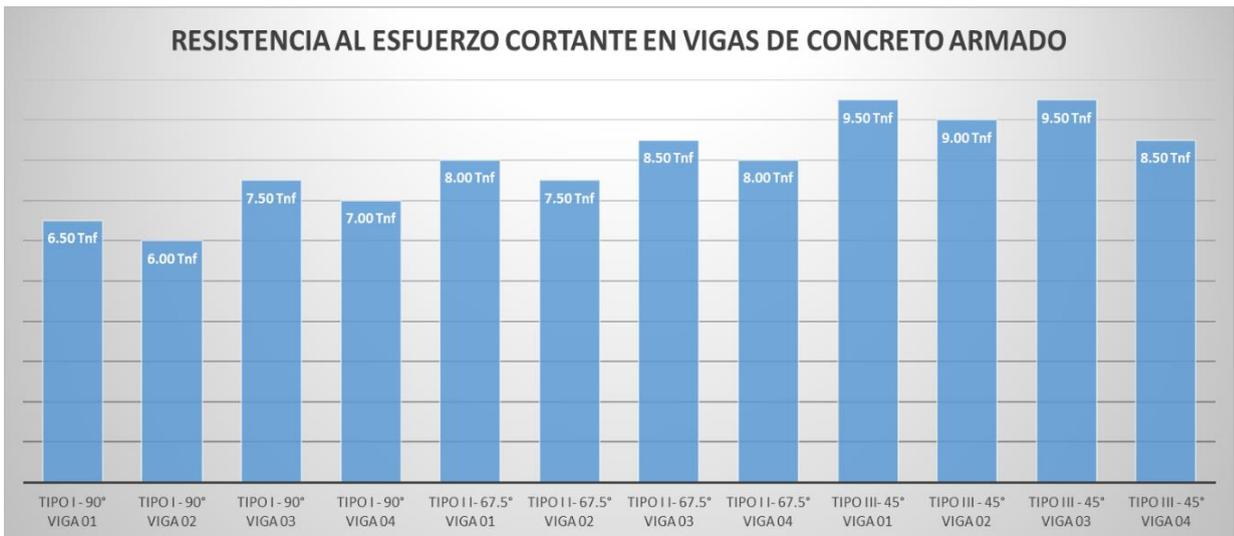


Figura 30: Resistencia al esfuerzo cortante en vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

V. DISCUSIÓN

5.1. Promedio de los resultados para cada tipo de Vigas de Concreto Armado

Cuadro 19: Promedio de las cargas de rotura, resistencia al esfuerzo cortante y deformaciones en vigas de concreto armado

TIPO DE VIGAS	CARGA DE ROTURA (Tnf)	DEFORMACIÓN (mm)	ESFUERZO CORTANTE (Tnf)
<i>TIPO I - 90°</i>	9.37 Tnf	3.48 mm	6.75 Tnf
<i>TIPO II - 67.5°</i>	9.75 Tnf	3.70 mm	8.00 Tnf
<i>TIPO III - 45°</i>	10.63 Tnf	4.18 mm	9.13 Tnf

Fuente: Elaboración Propia

5.2. Cargas de Rotura en Vigas de Concreto Armado

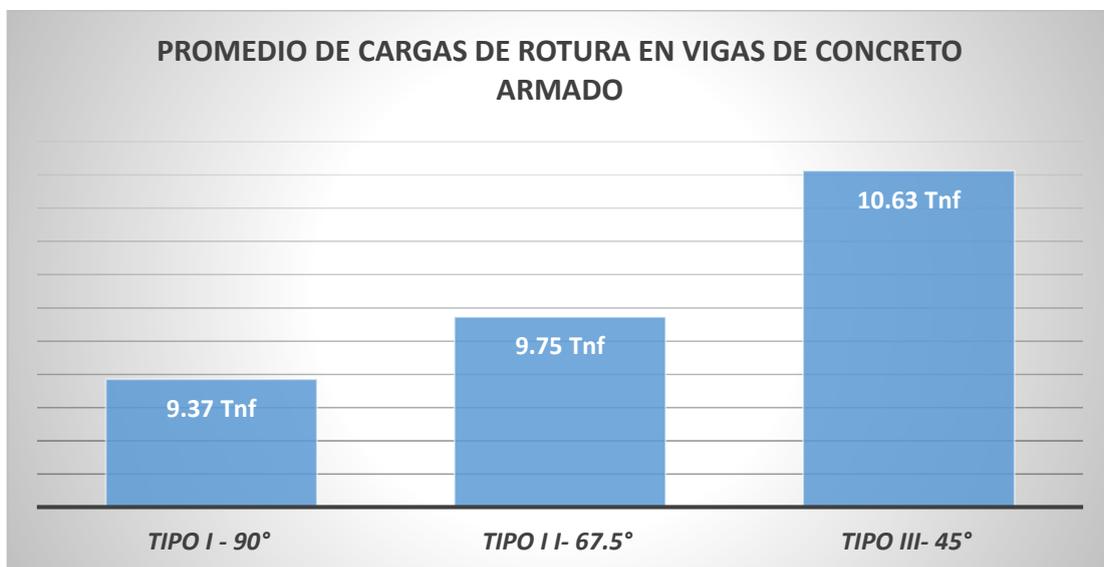


Figura 31: Cargas de rotura promedio en vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

De la figura 31, Se puede observar las cargas de rotura promedio para las vigas TIPO I con estribos a 90° fueron 9.37 tnf, para las vigas TIPO II con estribos a 67.5° fueron 9.75 tnf y para las VIGAS TIPÓ III con estribos a 45° fueron 10.63 tnf,

teniendo un aumento de 3.90% y 11.85% respectivamente en comparación con las vigas TIPO I, se comprueba lo investigado por Herrera el cual disminuyó el ángulo de inclinación de los estribos cada 15° a partir de 90° obtuvo un aumento significativo en cuanto a las cargas para el colapso de las vigas, siendo 14.4%, 16.5% y 20.22% respectivamente es comparación a las vigas con estribos colocados a 90°, por lo tanto se comprueba que al disminuir el ángulo de inclinación la carga para llegar al estado de fluencia del acero debe aumentar considerablemente.

5.3. Deformaciones en Vigas de Concreto Armado

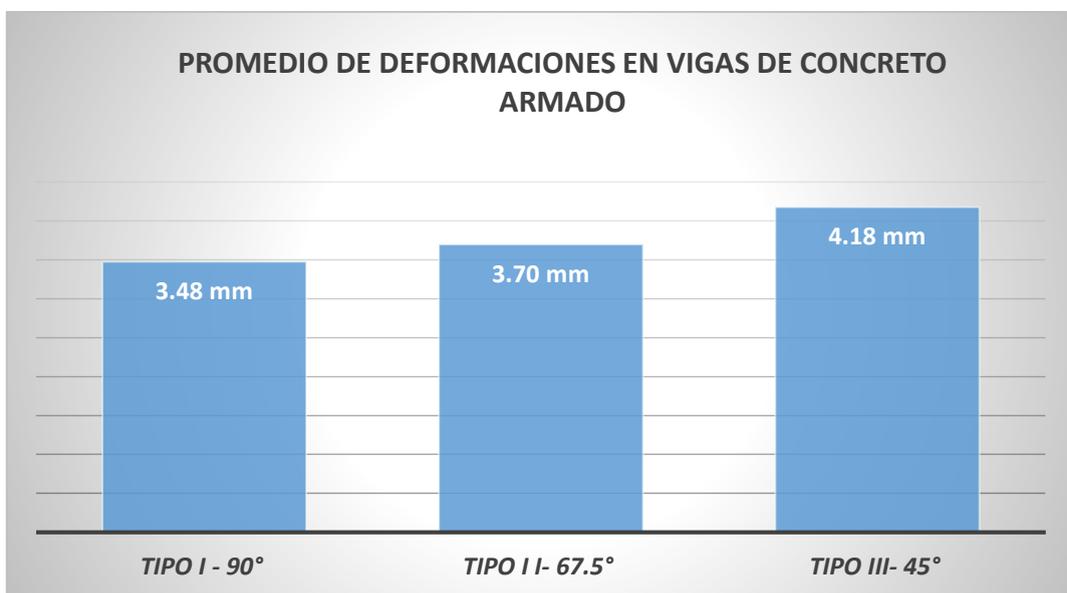


Figura 32: Deformaciones promedio en vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

De la figura 32, Se puede observar que las deformaciones promedio para las vigas TIPO I con estribos a 90° fueron 3.48 milímetros, para las vigas TIPO II con estribos a 67.5° fueron 3.70 milímetros y para las VIGAS TIPÓ III con estribos a 45° fueron 4.18 milímetros, teniendo una variación de deformación de 0.22 mm y 0.70 mm respectivamente, siendo semejante a lo descrito por Herrera , quien dispuso con vigas de concreto armado y disminución de estribos cada 15° a partir de 90°, estableciendo que las deformaciones aumentan en aproximadamente 1 mm por cada variación de ángulo, por lo tanto, se puede diferir que la disminución del ángulo

de inclinación aumenta las deformaciones, por ende, garantiza que las vigas tengan mayor ductilidad.

5.4. Resistencia al Esfuerzo Cortante en Vigas de Concreto Armado

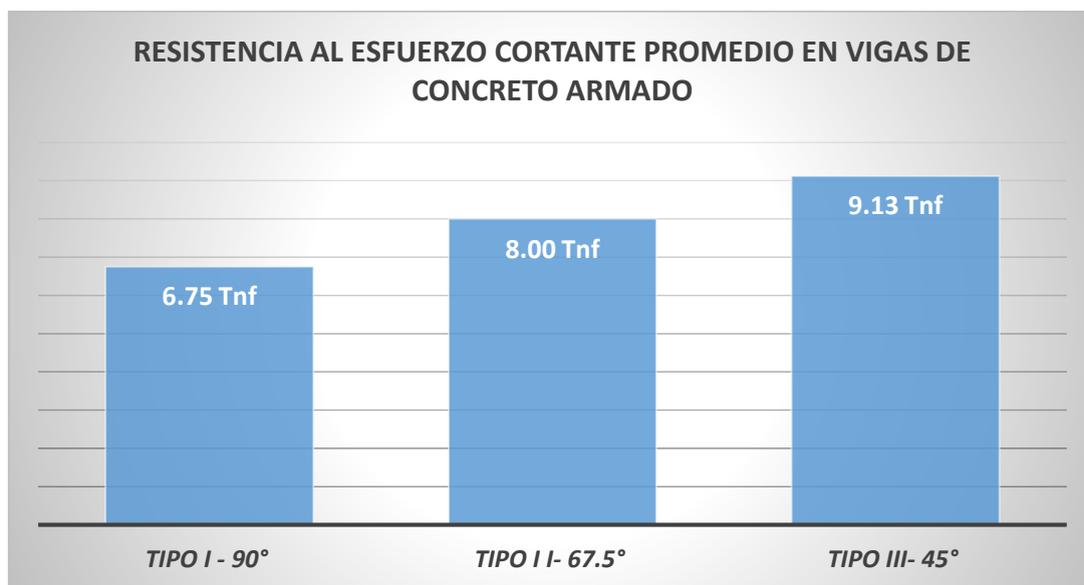


Figura 33: Resistencia al esfuerzo cortante promedio en vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

De la figura 33, Se puede observar que la resistencia al esfuerzo cortante promedio para las vigas TIPO I con estribos colocados con un ángulo de inclinación a 90° es de 6.75 tnf. Luego disminuyendo 22.5° es decir vigas con estribos a 67.5° se tiene un esfuerzo cortante de 8 tnf que representa un aumento de 15.63 %, además, en las vigas TIPO III con estribos a 45° la resistencia al esfuerzo cortante aumentó a 9.13 tnf, representando un 26.07% en comparación con las vigas con estribos a 90°, estos datos son semejantes a los contemplados por Herrera, quien al evaluar la disminución del ángulo de inclinación cada 15° a partir de 90° hasta 45° incrementó la resistencia al esfuerzo cortante en 13.05%, 4.78% y 3.04% respectivamente, por lo cual se puede deducir que la disminución del ángulo de inclinación aumenta considerablemente la resistencia al esfuerzo cortante por cargas estáticas. Además, siendo el diseño elaborado por la norma E060 y

consideraciones del ACI conservadores y concordante con lo expuesto experimentalmente.

5.5. Contraste de la Hipótesis

Los ensayos de las vigas de concreto armado muestran que al disminuir el ángulo de inclinación de los estribos cada 22.5° a partir de 90° , es decir estribos armados a 67.5° y 45° aumentaron su resistencia al esfuerzo cortante en 15.63% y 26.06% respectivamente con respecto a las vigas con estribos de 90° , por lo que afirmamos, que al reducir el ángulo de inclinación, aumentó la resistencia al esfuerzo cortante en más de un 10%.

VI. CONCLUSIONES

- ✓ Se determinó la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, obteniendo resistencias de 226, 232 y 255 kg/cm² para las probetas 4, 5 y 6, por lo que se trabajó con un $f'_c=210$ kg/cm² para el diseño a flexión y cortante de las vigas de concreto armado.

- ✓ El diseño por flexión de las vigas de concreto armado según la norma E060 y consideraciones del ACI dio como resultado usar 2fe de 3/8" puestos longitudinalmente en la fibra inferior de la viga para que exista una falla dúctil y el acero pueda fluir antes del rompimiento del concreto, además en el diseño por cortante nos brindó estribos de diámetro de 6 mm con separaciones cada 10 cm para las vigas de concreto con estribos a 90°, dotando de la misma cantidad y espaciamiento para el resto de vigas, solo variando el ángulo de inclinación.

- ✓ Se determinó la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de concreto armado con estribos inclinados, colocados en un ángulo de inclinación de 90, 67.5° y 45° obteniendo resistencias de 6.75, 8.00 y 9.13 toneladas, respectivamente.

VII. RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda realizar pórticos de concreto armado con el mismo propósito de la presente tesis aumentando las cargas por sismo, ya que en el Perú es una zona altamente sísmica.
- ✓ Se recomienda a la universidad cesar vallejo a través de la escuela profesional de ingeniería civil dar alcance de los resultados a otros tesis, para el desarrollo de una nueva investigación que puede llevar como título: "REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON FIBRAS DE CARBONO EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO CON ESTRIBOS COLOCADOS CON ÁNGULOS DE INCLINACIÓN DE 90°, 67.5 Y 45°.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.M. Hernández-Díaz, J.M. Cecilia, M.D. García-Román. *Ajuste de modelos de cortante en hormigón estructural mediante algoritmos evolutivos* [en línea]. Métodos numéricos para cálculo y Diseño en Ingeniería. España, 33(1–2) junio 2017 [fecha de consulta: 20 de agosto de 2019].

Disponible en https://www.scipedia.com/public/Hernandez-Diaz_et_al_2015a

APAZA, Carlos y MONTERROSO, Cesar. Comparación de la separación de estribos en vigas de concreto armado de diseño según la norma E-060 respecto a la colocación en obra en la ciudad del Cusco. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Perú: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, facultad de Ingeniería, 2017. 224 pp.

Asociación Americana de Ensayo de Materiales (EE.UU.). Preparación y Curado de Especímenes de Ensayo de Concreto en la Obra. ASTM C31. 2010. 8 pp.

ARCHUNDIA, Hans y TENA, Arturo. *Critical section, beauty and b-d regions for design to cutting of works of reinforced concrete*. Concrete and cement Investigation and development [in línea] Mexico, 07 (1) July 2015 [Fecha de consulta: 14 de septiembre de 2019].

<http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v7n1/v7n1a1.pdf>

ISSN 2007-3011

Bianca Guevara [et. all]. Comportamiento a cortante en vigas de concreto reforzado con deterioro por corrosión en los estribos. Construction engineering [in line]. Chile, 24 (1) December 2009 [fecha de consulta: 20 de mayo de 2019].

Disponible en https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732009000300004

ISSN: 0718-5073

BRAZ, Daniel. *Comparative analysis among standards of the area calculation of transversal reinforcement on reinforced concrete beams of high resistance subjected by shear force*. Structures and Materials [in line]. Brasil, 12 (1) February 2019 [fecha de consulta: 4 de junio de 2019].

Disponible en http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952019000100139&lang=es

ISSN 1983-4195

BURGOS, Juan y RAMOS, Leonardo. *Influencia del refuerzo al cortante en la rigidez de vigas de concreto armado*. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Perú: Universidad Nacional de Trujillo, facultad de ingeniería, 2018. 73 pp.

CARVALHO, Jose y SILVEIRA, María. *Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened with steel bars and epoxy structural adhesive*. Quality Control, Pathology and Construction Recovery [in line]. Brasil, 9 (1) December 2018 [fecha de consulta: 28 de mayo de 2019].

Disponible en <https://www.revistaalconpat.org/index.php/RA/article/view/213>

ISSN:2007-6835

CASTORENA, J [et, all]. *Finite element modeling of cracking in concrete due to localized corrosion in the reinforcement*. Construction engineering [in línea]. Santiago, 32 (2) april 2017 [Fecha de consulta: 30 de agosto de 2019].

Disponible en: <https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v22n1/art04.pdf>

ISSN: 0718-5073

COMISIÓN Guatemalteca de Normas (Guatemala). *Método de ensayo para determinar el esfuerzo de flexión del concreto (utilizando una viga simplemente soportada con cargas en los tercios de la luz)*. ASTM C78. Guatemala: 2005. 10 pp.

DEL CASTILLO Schiffino, Javier. *Comportamiento a Cortante Puro de Hormigones Reforzados con Fibras Sometidos a Ensayos Tipo PUSH-OFF*.

Trabajo Final (Titulación en Ingeniería Civil). España: Universidad Politécnica de Madrid, departamento de ingeniería civil, 2015. 151 pp.

HARMSSEN, Teodoro. Diseño De Estructuras De Concreto Armado. 3.^a ed. Perú: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002. 697 pp.

Disponible: <https://civilgeeks.com/2011/02/12/disenio-de-estructuras-de-concreto-teodoro-harmsen/>

HERRERA Muñoz, Juan. Influencia de la reducción del Ángulo de Inclinación de los Estribos en la Resistencia al Esfuerzo Cortante de Vigas de Concreto Armado. Tesis (Maestría en Estructuras). Perú: Universidad Nacional de Cajamarca, facultad de ingeniería, 2017. 143 pp.

INSTITUTO De La Construcción y Gerencia (Perú). Reglamento Nacional de Edificaciones. Decreto Supremo N°011-2006-Vivienda. Lima: 2006. 427 pp.

INSTITUTO Mexicano del Transporte (México). Método de prueba estándar para fabricación y curado en laboratorio de especímenes de concreto. ASTM C192. México. 2006. 19 pp.

IZAGUIRRE Gonzales, Mizael. Capacidad a Cortante por Tensión Diagonal en Vigas de Concreto Fibroreforzado. Tesis (Maestría en Estructuras). México: Universidad Autónoma de Nuevo León, facultad de ingeniería civil, 2006. 202 pp.

JUÁREZ, C.A [et, all]. *Analytical-experimental shear behavior in fiber reinforced concrete beams*. Concrete and cement Investigation and development [in línea] Mexico, 06 (2) January 2015 [Fecha de consulta: 07 de septiembre de 2019].

Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112015000100004

ISSN 2007-3011

KAGERMANOV, Alexander. *Análisis por elementos finitos de la rotura por cortante en vigas de hormigón armado y pretensado*. Hormigón y Acero [en

línea]. España, 70 (287) abril 2019 [fecha de consulta: 20 de agosto de 2019].

Disponible en <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/issue/view/327/272>
ISSN 0439-5689

LOZANO Garcia, Carlos. Uso de Concreto Reforzado con Fibras de Acero en Vigas Peraltadas. Tesis (Grado de especialista en Estructuras). México: Universidad Nacional Autónoma de México, facultad de ingeniería, 2012. 249 pp.

MASSAYUKI, Mario [et, all]. *Shear strength parallel of the wood fiber stress by punching – proposed test*. Construction engineering [in línea] Chile, 29 (1) November 2014 [Fecha de consulta: 31 de agosto de 2019].

Disponible en: <https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v29n1/art03.pdf>
ISSN: 0718-5073

MÉNDEZ, Hilarión y JUÁREZ, Gelacio. *A damage model to simulate the evolution to the collapse of concrete elements*. Concrete and cement Investigation and development [in línea] Mexico, 03 (2) june 2012 [Fecha de consulta: 08 de septiembre de 2019].

Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v3n2/v3n2a2.pdf>
ISSN 2007-3011

MCCORMAC, Jack y RUSSELL, Brown. Design of Reinforced Concrete. 8.^a ed. México: Alfaomega Grupo Editor. 2011, 724 pp.

ISBN: 9786077072317

MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado [En línea]. 3.^a ed. Perú: ICG - Instituto De La Construcción y Gerencia, 2006. 334pp. [fecha de consulta: 10 de mayo de 2019]

Disponible: https://www.academia.edu/36765239/Dise%C3%B1o_de_concreto_armado_roberto_morales

MUÑOZ, Francisco y MENDOZA, Carlos. *The durability in the structures of concrete reinforced from the perspective of the spanish standard for concrete structures*. Concrete and cement Investigation and development [in línea] Mexico, 04 (1) July 2012 [Fecha de consulta: 10 de septiembre de 2019].

Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v4n1/v4n1a4.pdf>

ISSN 2007-3011

NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* [En línea]. 12.^a ed. Colombia: Quebecor World Bogotá, 2001. 738 pp. [fecha de consulta: 15 de junio de 2019]

Disponible: [https://www.ucursos.cl/usuario/7c1c0bd54f14c0722cefc0fa25ea186d/mi_blog/r/32988036-Nilson-Diseno-De-Estructuras-De-Concreto_\(1\).pdf](https://www.ucursos.cl/usuario/7c1c0bd54f14c0722cefc0fa25ea186d/mi_blog/r/32988036-Nilson-Diseno-De-Estructuras-De-Concreto_(1).pdf)

ISBN: 958600953X

PALMA, Paula, DOS SANTOS, Antonio y MOUTA, Leandro. *Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams without transversal reinforcement*. Built environment [in line] Brasil, 18 (3) September 2018 [fecha de consulta: 4 de junio de 2019].

Disponible en http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212018000300255&lang=es

ISSN 1678-8621

RETAMA, Jaime, AYALA, Gustavo y GUTIÉRREZ, Jesús. Numerical modeling of damage in reinforced concrete structures. Concrete and cement Investigation and development [in línea] Mexico, 05 (2) January 2014 [Fecha de consulta: 11 de septiembre de 2019].

Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v5n2/v5n2a4.pdf>

ISSN 2007-3011

RIBAS, Carlos [et. all]. *A unified shear-flexural strength model for slender*

reinforced concrete beams under concentrated and distributed loads. Concrete and Steel [in line]. 65 (274) October 2014 [fecha de consulta: 29 de agosto de 2019].

Disponible en:

<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0439568914000096?via%3Dihub>

ROJAS Reyes, Walter. Comparación de Esfuerzos Cortantes en Vigas de Concreto Reforzado de Gran Altura, Mediante el Método de los Elementos Finitos y el Modelo Puntal - Tensor. Trabajo Final (Grado de especialista en Estructuras). Colombia: Universidad Nacional de Colombia, facultad de ingeniería, 2014. 121 pp.

ROMEA, Carles. *Revisión histórica del modelo de cálculo del esfuerzo cortante en las secciones de hormigón armado.* Máster Internacional en Estructuras de Edificación con CYPE. [in línea] España, 15 Marzo 2015 [Fecha de consulta: 06 de septiembre de 2019].

Disponible en: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/esfuerzo-cortante-secciones-hormigon-armado/>

SAMORA, A. [et. all]. *Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement.* Structures and Materials [in line]. Brasil, 10 (1) February 2017 [fecha de consulta: 8 de junio de 2019].

Disponible en:

http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952017000100160&lang=es#aff1

ISSN 1983-4195

SAN BARTOLOMÉ, Ángel y RÍOS, Rafael. *Commitment to current force of thin walls of concrete reinforcements in his central zone with bars of steel, polypropylene fiber and with fiber of steel.* Concrete and cement Investigation and development [in línea] Mexico, 05 (1) December 2013 [Fecha de consulta: 10 de septiembre de 2019].

Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v5n1/v5n1a1.pdf>

ISSN 2007-3011

SILVA Sanchez, Jose. Evaluación de la reducción del área de confinamiento del concreto en las uniones rectangulares viga – columna de concreto armado no previstas en el diseño estructural en el ensayo de flexión. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Perú: Universidad Nacional de Cajamarca, facultad de ingeniería , 2017. 190 pp.

SPAGNOLO, L., SÁNCHEZ, E. y VELASCO, M. RC T *beams strengthened to shear with carbon fiber composites*. Structures and Materials [in line]. Brasil, 6 (1) February 2013 [fecha de consulta: 10 de julio de 2019].

Disponible en
http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952013000100002&lang=es
ISSN 1983-4195

Torres, A [et, all]. *Mechanical behavior of concrete cold joints*. Construction engineering [in línea] Chile, 31 (3) December 2016 [Fecha de consulta: 04 de septiembre de 2019].

Disponible en: https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v31n3/en_art01.pdf

ISSN: 0718-50

ANEXOS

Cuadro 20: Operacionalización de Variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
INDEPENDIENTE: (X) Estribos de fierro corrugado en vigas de concreto armado	Refuerzo transversal empleado para resistir esfuerzos cortantes y de torsión en un elemento estructural, por lo general de barras corrugadas y en formas rectangulares. (ACI 318-14)	Verificación de medidas en el diseño con la norma E 060 para el doblado de estribos.	Ángulo de inclinación (°C)	Razón
DEPENDIENTE: (Y) La resistencia a esfuerzos cortantes	Esfuerzo interno de las tensiones paralelas a la sección transversal de una viga (ACI 318-14)	Revisión de los valores en la Máquina universal de 20 Tnf, por cada media tonelada de carga que se aplique.	(Tnf)	Razón

Fuente: Elaboración Propia

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el pre dimensionamiento de las vigas la norma E060 recomienda utilizar el cuadro N°20 para el cálculo del peralte mínimo de la viga, sin embargo como la longitud entre ejes de apoyos es muy reducido $L=0.90m$, el peralte sale muy reducido lo que llevaría a que el refuerzo que se le provea no pueda desarrollarse adecuadamente, por consiguiente, el peralte se calculará y se usarán como límites las cuantía máxima y mínima para un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ asegurando la ductilidad del elemento, además considerando un ancho mínimo el cual será calculado posteriormente, es importante destacar que no se utilizará la norma E 030 de sismorresistencia puesto que no se está analizando vigas resistentes a sismos ya que en el medio no existen máquinas para desarrollar este tipo de investigación.

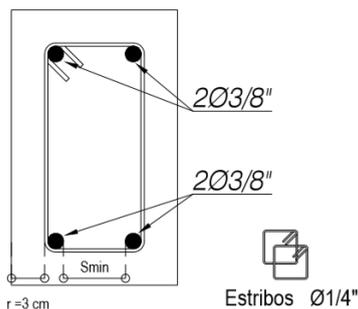
Cuadro 21: Peraltes o Espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección

Espesor o Peralte Mínimo, h				
	simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas Macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Reglamenta Nacional de Edificaciones (Norma E060)

Cálculo de b_{\min} :

Asumiendo el A_s min que puede ingresar en una viga 2 y los estribos de..., además teniendo en cuenta las consideraciones de la norma E 060 para los requisitos del espaciamiento mínimo del refuerzo ($S_{\min} = 1''$)



$$b_{\min} = 2 r + 2 d_{\text{estribo}} + 2 d_b + S_{\min}$$

$$b_{\min} = 2 (4) + 2 (0.6) + 2 (0.95) + 2.54$$

$$b_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Cálculo del Peralte de la Viga:

Como bien se dijo en el **capítulo 1** la cuantía balanceada sirve como parámetro para proveer la ductilidad de la viga por lo que:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 (0.85) (210)}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.02125$$

Luego:

$$\rho_{\min} \leq \rho_t = \frac{A_s}{b d} \leq \rho_{\max}$$

$$\frac{14.1}{f_y} \leq \rho_t = \frac{A_s}{b d} \leq 0.75 \rho_b$$

$$\frac{14.1}{4200} \leq \rho_t = \frac{2 \times 0.71}{15 \times d} \leq 0.75 \times 0.02125$$

$$0.33\% \leq \frac{2 \times 0.71}{15 \times d} \leq 1.6 \%$$

$$6 \text{ cm} \leq d \leq 29 \text{ cm}$$

Por lo que en este caso elegimos un $h=0.25 \text{ m}$ y $d = 0.19 \text{ m}$ ya que según la teoría investigada se ha podido establecer que mientras más peraltada sea la viga el esfuerzo cortante generado es mucho mayor, además conociendo las condiciones de laboratorio donde la máquina de Ensayos solo puede transmitir carga hasta 20 toneladas y mientras más peraltada sea la viga tendrá mayor resistencia al colapso por lo que resistirá más carga, es por ello que no se eligió un peralte de 30 cm. Entonces, la cuantía en la parte tensionada es $\rho_t = 0.5\%$ y $A_s=1.42 \text{ cm}^2$.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS

IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

HIPOTESIS DE CARGA

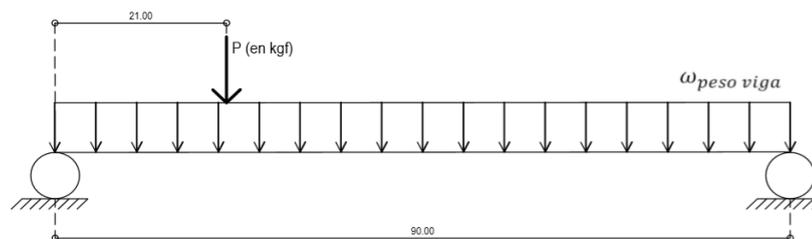


Figura 34: Idealización de la viga con cargas

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Peso Propio de viga} = 0.15 \times 0.25 \times 2400 = 90 \text{ kg/ml}$$

Para el cálculo de la carga puntual que permita que la viga falle, se asumió con anterioridad una cantidad de acero de refuerzo, con ello se calculará el μ para poder realizar un análisis iterativo en el software SAP 2000,

cargando la viga con diferentes cargas puntuales para poder llegar a un momento resistente adecuado, como sigue a continuación:

Cálculo del Momento actuante teórico:

$$a = \frac{Asf_y}{0.85f_c b}$$

$$a = \frac{1.42 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 15} = 2.23 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$1.42 = \frac{Mu}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{2.23}{2})}$$

$$Mu = 106\,735 \text{ kgf.cm}$$

Para la configuración en el SAP 2000 se tomó en cuenta las siguientes características y propiedades:

PROPIEDADES DEL CONCRETO

- ✓ Peso unitario del concreto : 2400 kg/m³
- ✓ F'c del concreto a los 28 días : 210 kg/cm²
- ✓ Coeficiente de Poisson : 0.2
- ✓ Módulo de elasticidad del concreto : $15000 \times \sqrt{210} = 217\,370.65$ kg/cm²

CARÁCTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA VIGA

- ✓ Área transversal : b=15 cm ; h=25 cm
- ✓ Momento de Inercia : 19 531 cm⁴
- ✓ Longitud entre ejes de apoyos : 90 cm

PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO

- ✓ Límite de Fluencia (F_y) : 4200 kg/cm²
- ✓ Resistencia a la Tracción (R) : 6320 kg/cm²

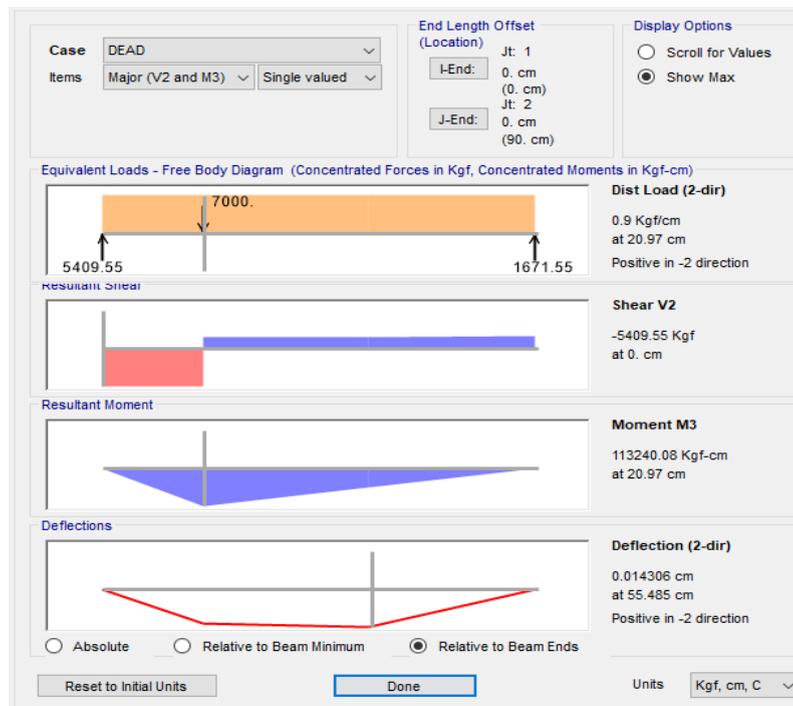


Figura 35: Configuración de la idealización de la estructura en SAP 2000 para carga puntual de 7.00 tnf.

Fuente: Elaboración propia

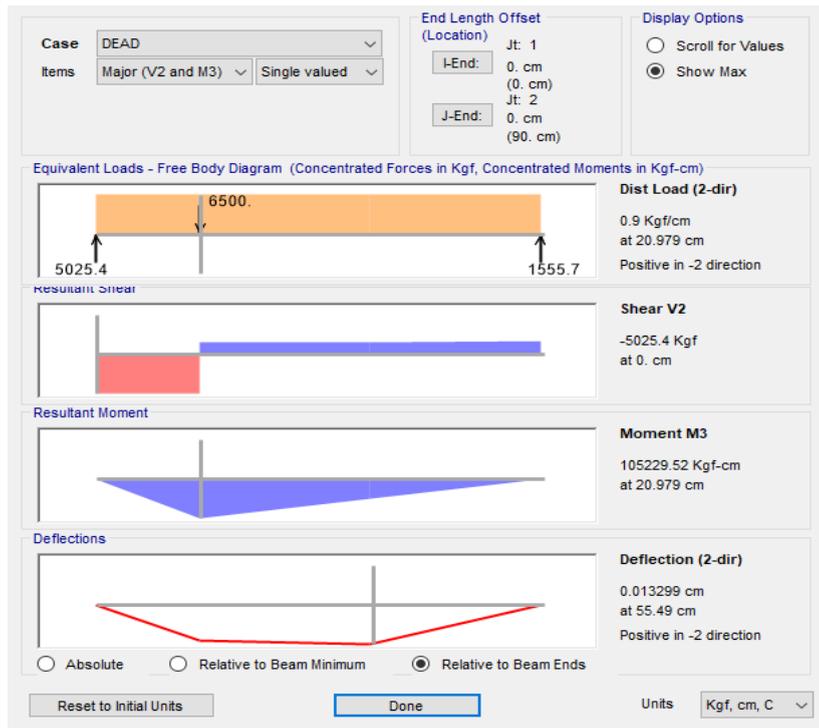


Figura 36: Configuración de la idealización de la estructura en SAP 2000 para carga puntual de 6.50 tnf.

Fuente: Elaboración propia

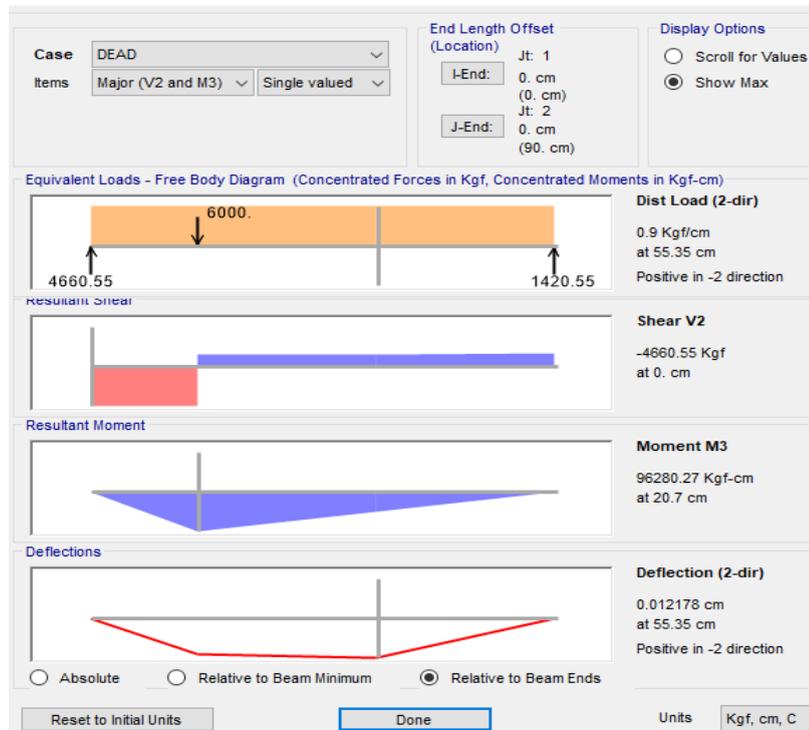


Figura 37: Configuración de la idealización de la estructura en SAP 2000 para carga puntual de 6.00 tnf.

Fuente: Elaboración propia

Siendo factible utilizar un diseño de (figura 36) para una carga puntual de 6500 kgf ya que el $M_u = 105\,229 \text{ kgf}\cdot\text{cm}^2$, siendo el más aproximado con respecto a lo calculado. Por consiguiente, podemos comprobar la hipótesis de carga según la norma E060 $U = 1.4 C_m + 1.7 C_v$, teniendo en consideración que la carga viva está dado por la carga puntual y la carga muerta por el peso propio de la viga.

Donde $1.7 C_v = 6500 \text{ Kgf}$; que es aproximadamente $C_v = 3824 \approx 3800 \text{ kgf}$

Por lo que para el diseño se utilizará $1.4 C_m = 1.4 \times 90 \text{ kgf/ml} = 126 \text{ kgf/ml}$

$$\wedge 1.7 C_v = 1.7 \times 3800 \text{ kgf} = 6460 \text{ kgf}$$

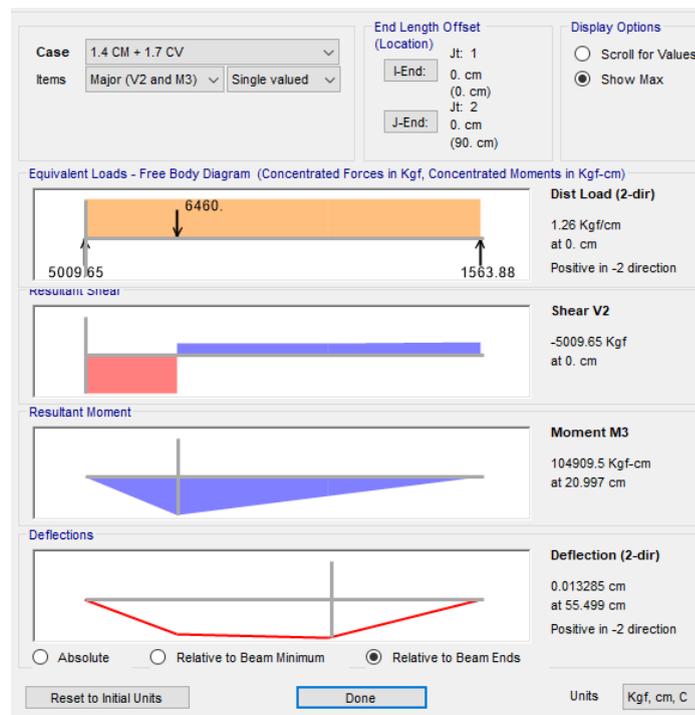


Figura 38: Diseño estructural de viga para $U = 1.4 C_m + 1.7 C_v$

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO POR FLEXIÓN:

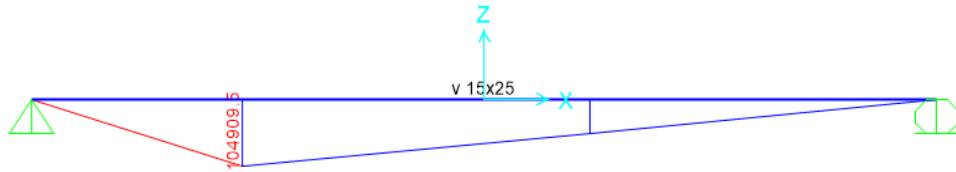


Figura 39: Diagrama de esfuerzos Cortantes

Fuente: Elaboración propia

MOMENTO DE DISEÑO

$$Mu = 104\ 909.50\ Kg\cdot cm$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85fc b}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

1° Iteración, considerando $a=d/5$

$$As = 1.468\ cm^2 ; \quad a = 2.30\ cm$$

$$2^\circ\ Iteraci3n: \quad As = 1.40\ cm^2 ; \quad a = 2.20\ cm$$

$$3^\circ\ Iteraci3n: \quad As = 1.39\ cm^2 ; \quad a = 2.18\ cm; \text{ suficiente}$$

Usar : 2 ϕ 3/8"

$$\rho_t = \frac{1.42}{15 \times 21} = 0.0045$$

$$0.0033 \leq 0.0045 \leq 0.016 ; \text{ CONFORME}$$

DISEÑO POR CORTANTE:

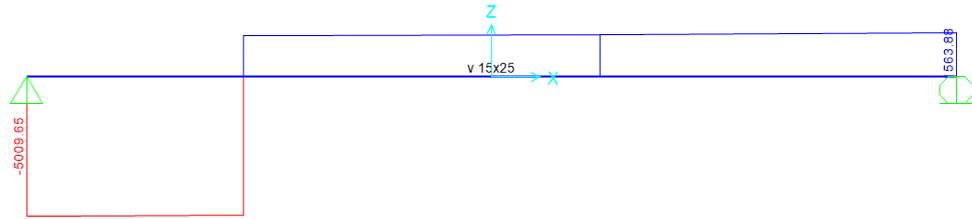


Figura 40: Diagrama de Momentos flectores

Fuente: Elaboración propia

CORTANTE DE DISEÑO

$$Vu = 5009 \text{ Kgf}$$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO

$$Vc = 0.53 \sqrt{fc} bwd = 0.53 \sqrt{210} \times 15 \times 25 = 2900 \text{ kgf}$$

CORTANTE QUE RESISTE EL ACERO

$$Vu = \phi Vn ; \quad Vn = \frac{5009}{0.85} = 5900 \text{ kgf}$$

$$Vs = 5900 - 2900 = 3000 \text{ kgf}$$

$$Vs = \frac{Av fy d}{s} ; \quad s = \frac{3000}{2 \times 0.2844 \times 4200 \times 21} = 16.61 \text{ cm}$$

SEPARACIÓN MÁXIMA : Nos encontramos en el caso donde $Vn \geq Vc$, además que $Vs \leq 2Vc$, por lo que:

$$\text{El menor de : } S_{max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = 10.5 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \\ \frac{Av fy}{3.5 b} = \frac{2 \times 0.2844 \times 4200}{3.5 \times 15} = 45.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La separación máxima de estribos es de 10 cm

Usar: $\varnothing 1/4"$ @ 5 cm + Resto @ 10 cm

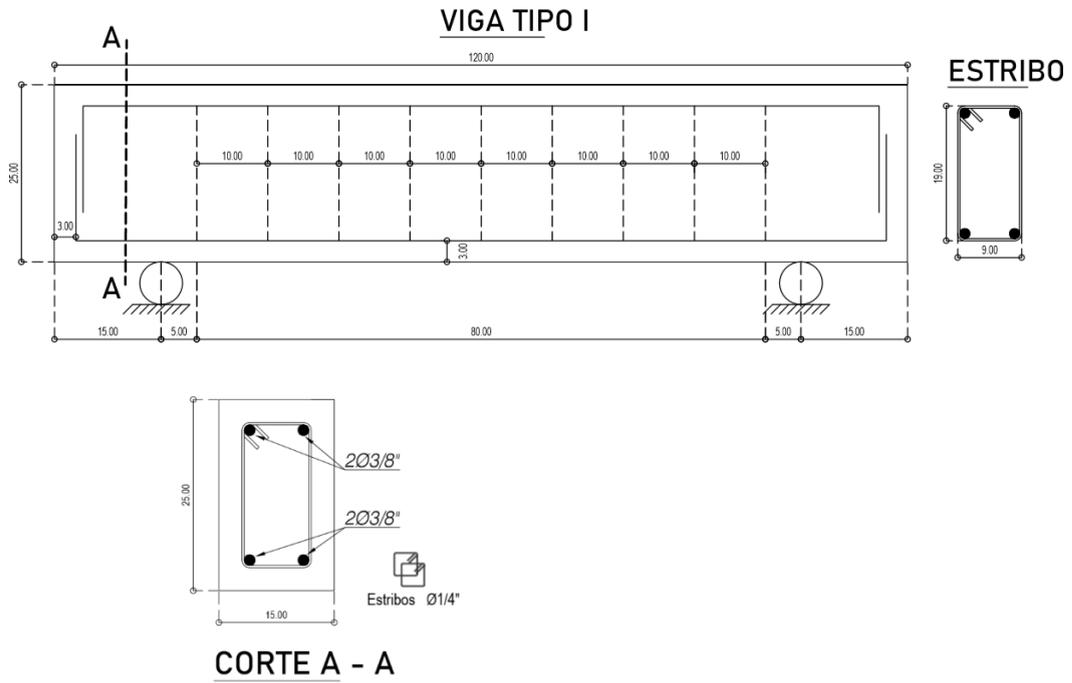


Figura 41: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de VIGA TIPO I

Fuente: Elaboración propia

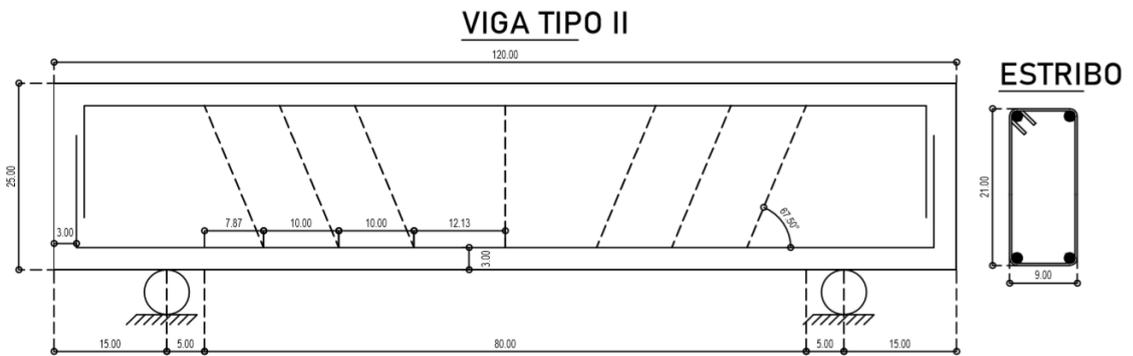


Figura 42: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de VIGA TIPO II

Fuente: Elaboración propia

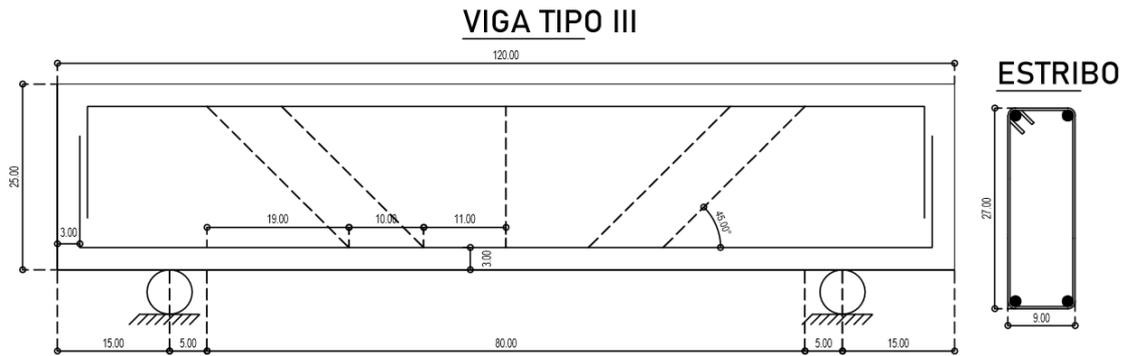


Figura 43: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de VIGA TIPO III

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la resistencia al cortante del refuerzo “ V_s ” para las vigas con estribos colocados a 90° :

$$V_s = A_v f_y \frac{d (\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha)}{s}$$

$$V_s = 2 \times 0.2844 \times 4200 \times \frac{21 \times (\cos 90^\circ + \operatorname{sen} 90^\circ)}{10}$$

$$V_s = 5016.82 \text{ kgf}$$

Cálculo de la resistencia al cortante del refuerzo “ V_s ” para las vigas con estribos colocados a 67.5° :

$$V_s = 2 \times 0.2844 \times 4200 \times \frac{21 \times (\cos 67.5^\circ + \operatorname{sen} 67.5^\circ)}{10}$$

$$V_s = 6554.79 \text{ kgf}$$

Cálculo de la resistencia al cortante del refuerzo “ V_s ” para las vigas con estribos colocados a 45° :

$$V_s = 2 \times 0.2844 \times 4200 \times \frac{21 (\cos 45^\circ + \sin 45^\circ)}{10}$$

$$V_s = 7094.85 \text{ kgf}$$

PANEL FOTOGRÁFICO



Figura 44: Medición de slump de 3" para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración Propia



Figura 45: Chuzado de Probetas Estandarizadas de $r=7.5$ y $h=30$ cm para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración Propia



Figura 46: Rotura de probetas a los 28 días para un concreto de resistencia a la compresión de 210 Kg/cm², en el Laboratorio de resistencia de Materiales de la UNC.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 47: Armadura de viga tipo II (con estribos de 62.5°)

Fuente: Elaboración Propia



Figura 48: Armadura de viga tipo III (con estribos de 45°)

Fuente: Elaboración Propia



Figura 49: Encofrado con tablas contraplacados de Triplay y barrote de vigas

Fuente: Elaboración Propia



Figura 50: Vaciado de concreto con resistencia a la compresión $f'_c=210\text{kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración Propia



Figura 51: Ingeniero German, A cargo de supervisar el laboratorio de Mecánica de Materiales de la UNC (Máquina de ensayo universal)

Fuente: Elaboración Propia



Figura 52: Grietas generadas por falla a esfuerzo cortante en viga (2 caras laterales) con estribos a 90°

Fuente: Elaboración Propia

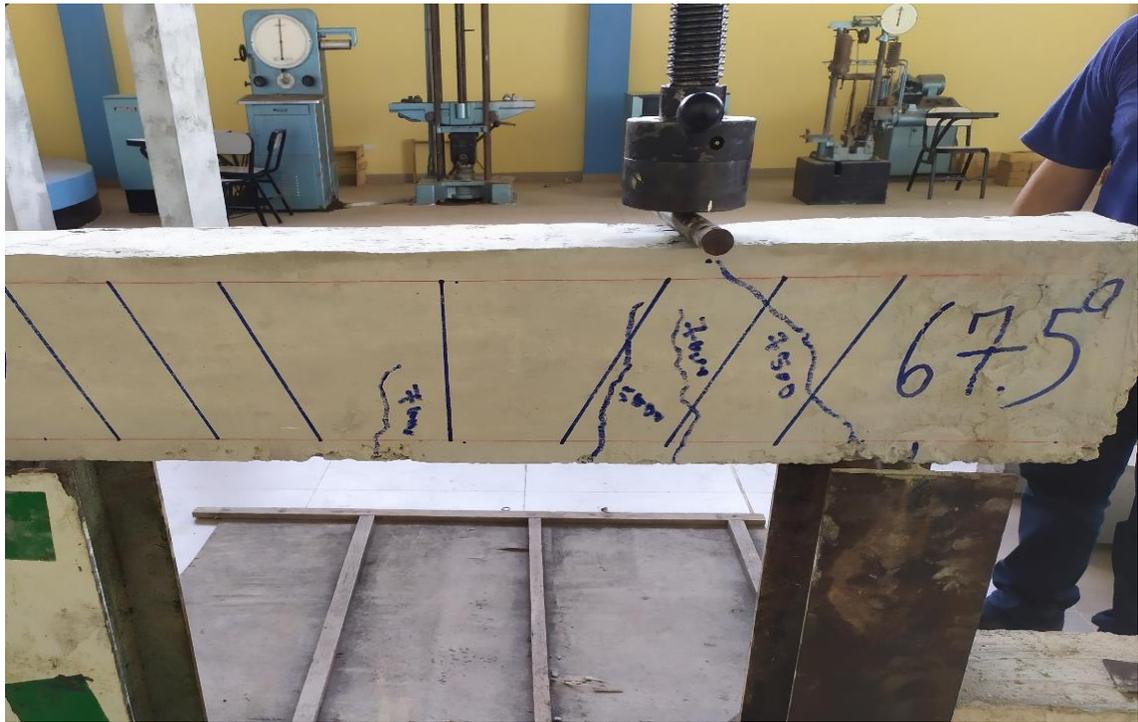


Figura 53:Grietas generadas por falla a esfuerzo cortante en viga (caras laterales) con estribos a 67.5°

Fuente: Elaboración Propia



Figura 54: Grietas generadas por falla a esfuerzo cortante (caras laterales) con estribos a 45°

Fuente: Elaboración Propia

