

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

TESIS:

**INFLUENCIA DE LA DISTANCIA DEL PRIMER ESTRIBO EN LA
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO**

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

Presentado por:

JUAN ENRIQUE HERRERA MUÑOZ

Asesor:

Dr. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

Cajamarca, Perú

2025

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- Investigador:
Juan Enrique Herrera Muñoz
DNI: 47338472
Escuela Profesional/ Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. Programa de Maestría en Ciencias, Mención: Ingeniería Civil
- Asesor(a): Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno
- Grado académico o título profesional
 Bachiller Título profesional Segunda especialidad
 Maestro Doctor
- Tipo de Investigación:
 Tesis Trabajo de investigación Trabajo de suficiencia profesional
 Trabajo académico
- Título de Trabajo de Investigación:
"Influencia de la distancia del primer estribo en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado"
- Fecha de evaluación: **01/11/2025**
- Software antiplagio: TURNITIN URKUND (OURIGINAL) (*)
- Porcentaje de Informe de Similitud: **24%**
- Código Documento: **3117:521490435**
- Resultado de la Evaluación de Similitud:
 APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: **01/11/2025**

<i>Firma y/o Sello Emisor Constancia</i>
 Miguel A. Mosqueira Moreno DOCTOR EN CIENCIAS E INGENIERIA Reg. CIP: 67092
<hr/> Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno DNI: 26733060

* En caso se realizó la evaluación hasta setiembre de 2023

COPYRIGHT © 2025 by
JUAN ENRIQUE HERRERA MUÑOZ
Todos los derechos reservados



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 080-2018-SUNEDU/CD

ESCUELA DE POSGRADO

CAJAMARCA - PERU

PROGRAMA DE MAESTRIA EN CIENCIAS

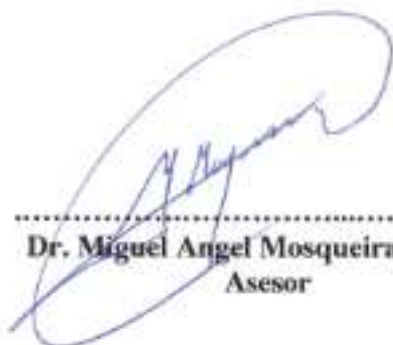


ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Siendo las **19:00** horas, del día 1 de Octubre de dos mil veinticinco, reunidos en el **Aula IQ-206 de la Escuela de Posgrado** de la **Universidad Nacional de Cajamarca**, el Jurado Evaluador presidido por el **DR. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS, M. CS. JOSÉ LUIS MARCHENA ARAUJO, M. CS. RONALD JESÚS SALAS BERROSPI**, y en calidad de Asesor el **DR. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO**. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestrías y Doctorados de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se inició la Sustentación de la TESIS titulada: **"INFLUENCIA DE LA DISTANCIA DEL PRIMER ESTRIBO EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO."**, presentada por el bachiller en Ingeniería Civil **JUAN ENRIQUE HERRERA MUÑOZ**.

Realizada la exposición de la TESIS y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó **APROBAR** con la calificación de **18 (DIECIOCHO) - EXCELENTE** la mencionada TESIS; en tal virtud, el bachiller en Ingeniería Civil, **JUAN ENRIQUE HERRERA MUÑOZ**, se encuentra apto para recibir en ceremonia especial el Diploma que lo acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de **INGENIERÍA**, con mención en **INGENIERÍA CIVIL**.

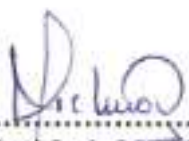
Siendo las **11:00** horas del mismo día, se dio por concluido el acto.



.....
Dr. Miguel Ángel Mosqueira Moreno
Asesor



.....
Dr. Mauro Augusto Centurión Vargas
Jurado Evaluador



.....
M. Cs. José Luis Marchena Araujo
Jurado Evaluador



.....
M. Cs. Ronald Jesús Salas Berrospi
Jurado Evaluador

DEDICATORIA

A DIOS

Dedico esta tesis a Dios por darme el milagro de la vida y logró orientarme hacia el camino correcto.

A MI MADRE

Quién ha sido el pilar esencial en mi formación como persona y profesional, gracias por ofrecerme la confianza, consejos, oportunidades y recursos para conseguirlo.

AGRADECIMIENTO

Probablemente esta tesis nunca hubiera sido escrita sin el apoyo, consejo y ánimo que he encontrado en muchas personas en estos dos últimos años. Empezaré agradeciendo especialmente a mi asesor el Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno por compartir sus conocimientos en aspectos relacionados con el tema de investigación, por sus ayudas, ideas y sugerencias, en todas las fases de dicha investigación.

También mi profundo reconocimiento al encargado del Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca, al Ing. Edwin German Chaffo Mendoza por su inestimable colaboración para el desarrollo de ensayos.

A todas las personas quienes colaboraron de diferentes formas para la elaboración de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
GLOSARIO	xvi
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.1.1. Contextualización	1
1.1.2. Descripción de problema.....	3
1.1.3. Formulación del problema	4
1.2. Justificación e importancia	4
1.3. Delimitación de la investigación.....	5
1.4. Objetivos.....	6
1.4.1. Objetivo general.....	6
1.4.2. Objetivo específico.....	6
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Antecedentes de la investigación	7
2.2. Marco doctrinal	8

2.2.1.	Concreto Armado	8
2.2.2.	Vigas	13
2.2.3.	Tipo de falla en vigas	14
2.2.4.	Flexión	14
2.2.5.	Cortante	19
2.2.6.	Requisitos de resistencia y de servicio	31
2.2.7.	Resistencia de diseño	32
2.2.8.	Requerimientos mínimos de refuerzo	32
2.2.9.	Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.....	33
2.2.10.	Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte.....	34
2.3.	Definición de términos básicos	34
CAPITULO III: PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES		36
3.1.	Hipótesis	36
3.1.1.	Hipótesis general	36
3.2.	Variables/categorías.....	36
3.2.1.	Variable dependiente	36
3.2.2.	Variable independiente.....	36
3.3.	Operacionalización/categorización de los componentes de las hipótesis.....	36
CAPITULO IV: MARCO METODOLÓGICO		37
4.1.	Ubicación geográfica.....	37
4.2.	Diseño de la investigación.....	38
4.3.	Método de la investigación	39

4.4.	Población, muestra, unidad de análisis y unidades de observación	40
4.4.1.	Población: Vigas de concreto armado	40
4.4.2.	Muestra: 12 Vigas de concreto armado con estribos	40
4.4.3.	Unidad de análisis: Viga de concreto armado con estribos	40
4.5.	Técnicas e instrumentos de recopilación de información	40
4.5.1.	Etapa preliminar	40
4.5.2.	Etapa de laboratorio.....	40
4.6.	Técnicas para el procesamiento y análisis de información.....	41
4.7.	Equipos y materiales.....	41
4.7.1.	Equipos.....	41
4.7.2.	Materiales	41
CAPITULO V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		42
5.1.	Presentación de resultados	42
5.1.1.	Ensayos a compresión simple.....	42
5.1.2.	Ubicación de carga para generar el esfuerzo cortante.....	43
5.1.3.	Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 2.5 cm.....	43
5.1.4.	Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 5 cm.....	51
5.1.5.	Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 7.5 cm.....	57
5.1.6.	Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 10 cm.....	63
5.2.	Análisis, interpretación de resultados	69
5.2.1.	Carga Máxima para cada tipo de viga	69
5.2.2.	Deformación máxima para cada tipo de viga	70

5.2.3. Esfuerzo Cortante para cada tipo de viga	72
5.3. Contratación de hipótesis	75
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES Y/O SUGERENCIAS.....	96
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97
ANEXOS.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. CUANTÍA BÁSICA PARA CONCRETOS DE DIFERENTES CALIDADES.....	18
TABLA 2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS TESTIGOS DE CONCRETO	42
TABLA 3. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 2.5 CM	43
TABLA 4. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 2.5 CM	45
TABLA 5. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 2.5 CM	49
TABLA 6. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 5 CM.....	51
TABLA 7. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 5 CM.....	53
TABLA 8. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 5 CM.....	55
TABLA 9. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 7.5 CM	57
TABLA 10. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 7.5 CM	59
TABLA 11. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 7.5 CM	61
TABLA 12. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 10 CM	63
TABLA 13. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 10 CM	65

TABLA 14. RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 10 CM	67
TABLA 15. PROMEDIO DE CARGA MÁXIMA DE CADA VIGA DE CONCRETO ARMADO	69
TABLA 16. PROMEDIO DE DEFORMACIÓN MÁXIMA DE CADA VIGA DE CONCRETO ARMADO	70
TABLA 17. ESFUERZO CORTANTE PROMEDIO DE CADA VIGA DE CONCRETO ARMADO	72
TABLA 18. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. FALLA FRÁGIL PRODUCIDA POR ESFUERZO CORTANTE EN UNA VIGA	2
FIGURA 2. ESFUERZOS DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR CON ESFUERZO EN TENSIÓN SOMETIDA A FLEXIÓN.....	15
FIGURA 3. ESFUERZOS DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR CON FALLA BALANCEADA	17
FIGURA 4. VIGA SIMPLEMENTE APOYADA SOMETIDA A CARGA UNIFORME REPARTIDA Y DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN A - A.....	21
FIGURA 5. CURVAS ISOSTÁTICAS SOBRE VIGAS SOMETIDAS A CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA. (A) VIGA DE MATERIAL HOMOGÉNEO. (B) VIGA DE CONCRETO ARMADO	22
FIGURA 6. TIPOS DE RAJADURAS QUE PRESENTAN LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO. (A) RAJADURAS DE FLEXIÓN. (B) RAJADURAS DE TRACCIÓN DIAGONAL. (C) RAJADURAS DE FLEXO - TRACCIÓN.....	23
FIGURA 7. FUERZAS QUE RESISTEN EL CORTE EN VIGAS CON REFUERZO EN EL ALMA	24
FIGURA 8. RESISTENCIA AL CORTE APORTADO POR EL CONCRETO Y POR ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL	25
FIGURA 9. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES PARA EL DISEÑO DE LA VIGA.....	27
FIGURA 10. MECANISMO DE RESISTENCIA AL CORTE EN LAS SECCIONES ADYACENTES A LOS APOYOS	28
FIGURA 11. SECCIÓN CRÍTICA PARA EL DISEÑO POR CORTE EN DIFERENTES SITUACIONES.	29
FIGURA 12. NOTACIÓN EMPLEADA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE APORTADO POR EL REFUERZO TRANSVERSAL	30
FIGURA 13. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL LUGAR DE INVESTIGACIÓN	37
FIGURA 14. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS TESTIGOS DE CONCRETO	42

FIGURA 15. UBICACIÓN DE LA CARGA PARA GENERAR EL MÁXIMO ESFUERZO CORTANTE	43
FIGURA 16. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 2.5 CM	45
FIGURA 17. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 2.5 CM.....	48
FIGURA 18. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 2.5 CM.....	50
FIGURA 19. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 5 CM.....	52
FIGURA 20. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 5 CM.....	54
FIGURA 21. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 5 CM.....	56
FIGURA 22. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 7.5 CM.....	58
FIGURA 23. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 7.5 CM.....	60
FIGURA 24. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 7.5 CM.....	62
FIGURA 25. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 01 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 10 CM.....	64
FIGURA 26. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 02 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 10 CM.....	66

FIGURA 27. DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE LA VIGA N° 03 CON EL PRIMER ESTRIBO COLOCADO A 10CM.....	68
FIGURA 28. COMPARACIÓN DE LAS CARGAS DE ROTURA EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO.	69
FIGURA 29. COMPARACIÓN DE LAS DEFORMACIONES EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO.	71
FIGURA 30. COMPARACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO.	72
FIGURA 31. COMPARACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES PROMEDIO EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO	73
FIGURA 32. GRÁFICO DE ESFUERZOS CORTANTES PROMEDIO EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO	74
FIGURA 33. GRÁFICO DE MOMENTOS FLECTORES	83
FIGURA 34. GRÁFICO DE ESFUERZOS CORTANTES	88
FIGURA 35. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA	93

GLOSARIO

- ACI** : American Concrete Institute
- NTP** : Norma Técnica Peruana
- M_w** : Escala sismológica de magnitud de momento
- RNE** : Reglamento Nacional de Edificaciones
- UNC** : Universidad Nacional de Cajamarca

RESUMEN

La investigación tuvo como objetivo principal determinar la influencia de la distancia del primer estribo en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado. Con el propósito de elaborar la tesis, el trabajo experimental se basó en la construcción de 12 pórticos de concreto armado, construyendo pórticos porque las vigas fueron estudiadas bajo condiciones de apoyos empotrados, el espaciamiento de la ubicación del primer estribo en las vigas fue aumentando en 2.5 cm, es decir desde 2.5 cm hasta 10 cm, Posteriormente, se analizó la ubicación en la que se aplicó la carga con el fin de provocar la falla por corte y poder determinar las deformaciones. Después, se calculó la resistencia al esfuerzo cortante de cada viga ensayada, realizando los ensayos en la Máquina Universal del Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca. Concluyendo que, la ubicación del primer estribo tiene un efecto directo en la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de concreto armado, incrementándola cuando este se coloca más cerca del apoyo. Asimismo, se realizó una comparación entre vigas con el primer estribo ubicado a 2.5 cm, 5 cm, 7.5 cm y 10 cm, obteniéndose resistencias promedio de 5.51, 4.98, 4.53 y 4.28 toneladas, respectivamente.

PALABRAS CLAVES: Concreto armado, esfuerzo cortante, estribos, vigas.

ABSTRACT

The main objective of this research was to determine the influence of the first stirrup spacing on the shear strength of reinforced concrete beams. For the purposes of this thesis, the experimental work was based on the construction of 12 reinforced concrete frames. Frames were used because the beams were studied under fixed support conditions. The spacing of the first stirrup in the beams was increased in 2.5 cm increments, from 2.5 cm to 10 cm. Subsequently, the location where the load was applied to induce shear failure was analyzed to determine the resulting deformations. The shear strength of each tested beam was then calculated using the Universal Testing Machine at the Materials Testing Laboratory of the Faculty of Engineering at the National University of Cajamarca. The results showed that the location of the first stirrup has a direct effect on the shear strength of reinforced concrete beams, increasing it when placed closer to the support. Likewise, a comparison was made between beams with the first stirrup located at 2.5 cm, 5 cm, 7.5 cm and 10 cm, obtaining average resistances of 5.51, 4.98, 4.53 and 4.28 tons, respectively.

KEYWORDS: Reinforced concrete, shear stress, stirrups, beams.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Contextualización

Perú tiene ocurrencia de sismos continua en el tiempo y en los últimos años el Instituto Geofísico del Perú reportó aproximadamente 400 sismos percibidos por los ciudadanos con magnitudes mayores a 4.0. Los sismos con magnitudes superiores tienen menos frecuencia y, generalmente, su origen está en el proceso de fricción de placas, ocasionando afectaciones de consideración, tal como se evidenció en la región Sur de Perú el 23 de junio de 2001 ($M_w = 8.2$) y en Pisco, el 15 de agosto de 2007 ($M_w = 8.0$). Estudios recientes realizados sobre la historia sísmica de Perú (Das et al., 2020) y sobre la presencia, en su borde occidental, de áreas de importante acumulación de energía. (Tarazona, 2023).

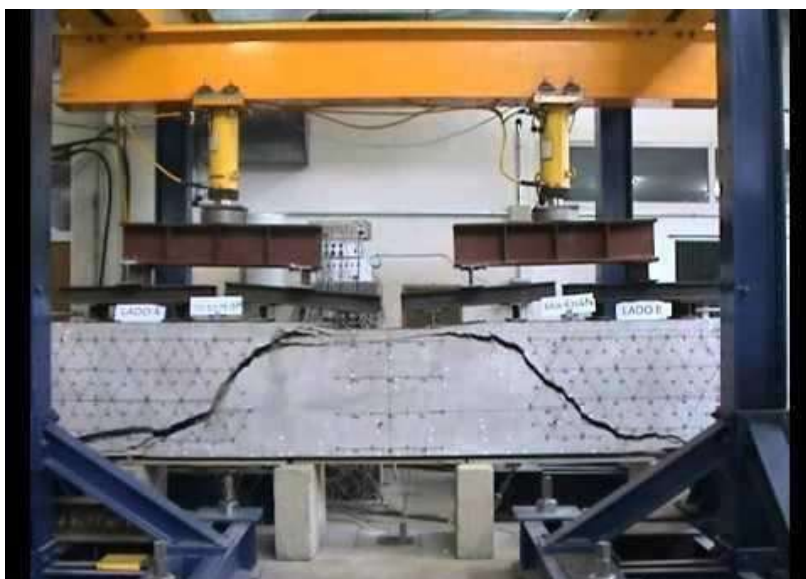
Por tanto, se relaciona la actividad sísmica en el Perú con las condiciones tectónicas regionales y locales. Son las condiciones locales de los suelos las que determinan la aceleración y la severidad del sacudimiento, que a su vez van a tener notable influencia sobre las estructuras. (Bernal, 2020, p. 9).

Una estructura puede sufrir daños durante un sismo, dependiendo del tipo de material y el sistema estructural empleado. Entre ellos, los que generan mayor inquietud a los especialistas son los daños por cortante, pues se manifiestan mediante grietas inclinadas en columnas y vigas, pudiendo llegar a comprometer seriamente la estabilidad e incluso provocar el colapso de la edificación. Por ello en las normas de construcción se busca que fallas de esta naturaleza no ocurran. Lo que se busca es favorecer un comportamiento por flexión que permita el desplazamiento de la estructura sin que colapse; este es el caso de las grietas localizadas en la base de las columnas, los extremos de las vigas o en la base de los muros. Lo anterior permite que la estructura se deforme y se adapte a los desplazamientos que requiere el temblor, sin que se produzca un colapso o daños graves. (Tosauchi, 2024).

El proyectista de estructuras de concreto reforzado tiene el objetivo de realizar miembros dúctiles que proporcionen señales previas a fallas iniciales. Las fallas por cortante en vigas de concreto armado son distintas a las fallas por flexión, ya que ocurren repentinamente y sin previo aviso, lo que las hace especialmente peligrosas. Por ello, es fundamental diseñar elementos estructurales que prioricen un comportamiento dúctil, permitiendo deformaciones significativas antes de la falla. (Azad & Soltani, 2020).

Hay importancia en que las edificaciones cuenten con una capacidad de deformación apta para soportar de manera adecuada la sollicitación sísmica sin desvalorar, su resistencia. Al colocar refuerzo transversal con separación reducida y un buen detallado en la zona de la rótula plástica potencial, es decir, en los extremos de la viga, es posible evitar que el concreto se astille y prevenir el pandeo debido a la pérdida de estabilidad del refuerzo bajo esfuerzos de compresión. Es fundamental que las estructuras de concreto reforzado estén diseñadas para funcionar de manera dúctil, lo que implica que puedan soportar deformaciones significativas sin perder resistencia, permitiendo una redistribución de esfuerzos durante eventos sísmicos. (Vasani, 2019).

Figura 1. Falla frágil producida por esfuerzo cortante en una viga.



Fuente: Juárez et al., 2015.

1.1.2. Descripción de problema

El desempeño de las vigas de concreto armado en una estructura resulta determinante frente a la acción de un sismo. Estas pueden presentar un comportamiento frágil o dúctil, siendo indispensable evitar el comportamiento frágil, ya que este ocurre de forma repentina y sin previo aviso. Las vigas de concreto armado están sometidas principalmente a esfuerzos cortantes, los que pueden producir fallas frágiles si no se controlan de manera apropiada. En este sentido, el acero transversal cumple la función de absorber dichos esfuerzos. Dado que en los extremos de las vigas los esfuerzos cortantes son mayores, es necesario prestar especial atención a la correcta distribución del refuerzo transversal en esas zonas.

En el Capítulo 11 (Cortante y Torsión) de la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú no hay referencia de la distancia a la que irá el primer estribo, sin embargo el Capítulo 21 (Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico) de la Norma E.060 establece los requisitos para las vigas de los edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I; y pórticos y dual Tipo II, mencionando que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm y 5 cm respectivamente de la cara de la columna, existen además algunas recomendaciones por parte del reglamento ACI para estructuras de concreto en zonas sísmicas en el cual se nos indica que el primer estribo debe colocarse a una distancia máxima de 7.5 cm a partir de la cara de la columna. Y finalmente existen unas normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto armado en donde se indica que el primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. (Norma E.060 – Concreto Armado).

Prever el diseño contra futuras solicitaciones debido a sismos son respaldadas y justificadas por la normativa vigente, aceptando tácitamente que la normativa tiene predicciones confiables para edificaciones cubiertas en su ámbito de aplicación, que

garantizan la seguridad frente a solicitaciones de tipo sísmico. Para minimizar los daños ocasionados por sismos, deben aplicarse principios que garanticen que la estructura pueda absorber y disipar energía eficazmente, sin una reducción notable en la resistencia de sus elementos portantes., logrando obtener un comportamiento dúctil en las estructuras de concreto armado. Aunque hay aspectos mal conocidos y otros que no incorporados a las normas vigentes, las estrategias de análisis y diseño sufrieron modificaciones sustancial importantes y las normativas se han ido adaptando a la luz de lecciones aprendidas en sismos que han afectado a muchas estructuras, por lo que actualmente se logran diseños más confiables.

1.1.3. Formulación del problema

¿En cuánto influye la distancia del primer estribo en la resistencia al esfuerzo cortante en vigas de concreto armado?

1.2. Justificación e importancia

Debido a que el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú no contempla todos los requerimientos para el diseño de una edificación, mediante la investigación se permitirá encontrar la distancia a la cual debe ir el primer estribo en vigas de concreto armado. El estudio actual busca abordar las deficiencias en el ámbito de la ingeniería, por lo tanto, uno de sus propósitos es ampliar el saber relacionado con la Ingeniería Civil, centrándose en el análisis de la Ingeniería Sísmica, para afianzar un comportamiento fiable de construcciones ante sismos.

Es fundamental entender cómo se comportan las estructuras de los edificios durante sismos, así que los hallazgos de esta investigación permitirán al ingeniero estructural tomar decisiones informadas acerca de colocar los estribos en las vigas de concreto armado, y posiblemente contribuir a la norma E. 060 del Reglamento Nacional de Edificaciones en Perú.

1.3. Delimitación de la investigación

Este estudio es de naturaleza experimental con un enfoque cuantitativo, su objetivo principal es establecer cómo afecta la distancia a 2.5 cm, 5 cm, 7.5 cm y 10 cm del primer estribo en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado, para esto se construirán 12 vigas de concreto armado, dichas vigas se estudiarán bajo apoyos empotrados, las vigas tendrán un ancho de 15 cm, un peralte de 20 cm y una longitud de 1.25 mts, la resistencia a compresión del concreto es de 210 Kg/cm², la distribución y colocación de estribos a partir del segundo estribo se mantendrán fijos, esto significa que solo irá variando en distancia el primer estribo. Se realizará el ensayo en la Maquina Universal de 100 toneladas, aplicando la carga a una distancia “d” (peralte efectivo de la viga) medido desde la cara de la columna para así estudiar la falla por corte, se medirán las cargas de rotura y deformaciones, para luego determinar la resistencia al esfuerzo cortante de cada una de las vigas. Las vigas se construirán en el laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería, que dispone de la maquinaria y los recursos adecuados para llevar a cabo análisis relevantes.

Asimismo, los resultados obtenidos fueron que las vigas con estribos colocados a 2.5 cm, 5 cm, 7.5 cm y 10 cm desde la cara del apoyo alcanzaron resistencias promedio de 5.51, 4.98, 4.53 y 4.28 toneladas respectivamente

Limitación: Maquina Universal de 100 Toneladas del Laboratorio de Ensayo de Materiales, debido a que no permite realizar ensayos a mayor escala.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Determinar la influencia de la distancia del primer estribo en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado.

1.4.2. Objetivo específico

- Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una viga de concreto armado con el primer estribo a 2.5 cm desde la cara del apoyo.
- Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una viga de concreto armado con el primer estribo a 5.0 cm desde la cara del apoyo.
- Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una viga de concreto armado con el primer estribo a 7.5 cm desde la cara del apoyo.
- Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una viga de concreto armado con el primer estribo a 10 cm desde la cara del apoyo.
- Comparar la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado con los estribos colocados a diferentes distancias desde la cara del apoyo.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación.

- Ozyurt y Sancak (2022), en su investigación: **“Comportamiento de Vigas de Concreto Armado con Diferentes Espaciamientos de Estribos (50 mm, 100 mm y 150 mm) y Ángulos de Gancho de Estribos (90° y 135°)”**, donde utilizando concreto que incorporaba un 20 % de residuos de virutas de hierro como agregado fino. Los resultados mostraron que, a pesar de la disminución de la resistencia debido al reemplazo parcial del agregado, las vigas con espaciamientos más estrechos de estribos presentaron una mayor ductilidad, evidenciada por una mayor deformación antes de la falla.
- Shatarat, Nasim (2016), en su investigación: **“Investigación experimental de hormigón armado vigas con refuerzo en espiral en cizalladura”**, uso refuerzo de corte en espiral rectangular continuo como refuerzo transversal en 28 vigas de hormigón armado, en una configuración de flexión de cuatro puntos. La investigación consideró diferentes separaciones (125 mm, 150 mm y 200 mm) y diferentes inclinaciones para los estribos (60°, 70°, 75°, 80° y 85°). Los hallazgos del experimento muestran de manera evidente que la implementación de refuerzo de corte en espiral rectangular incrementó la resistencia al corte y ductilidad de las vigas en comparación con el estribo cerrado convencional. Shatarat determinó que el ángulo de inclinación más efectivo para los estribos en espiral es de 80°.
- Herrera, Juan (2017), realizó la investigación: **“Influencia de la reducción del ángulo de inclinación de los estribos en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado”**, en donde usó estribos inclinados en 12 vigas de concreto armado, en este trabajo se adoptaron, cuatro ángulos de inclinación con respecto al acero longitudinal (90°, 75°, 60° y 45°). Los resultados del ensayo indican que estribos

colocados con un ángulo de inclinación de 90°, 75°, 60° y 45°, genera resistencias al esfuerzo cortante de 7.47, 8.81, 9.66 y 9.95 toneladas respectivamente. Se determinó que disminuir el ángulo de inclinación incrementó la capacidad de las vigas de concreto armado frente al esfuerzo cortante.

2.2. Marco doctrinal

2.2.1. Concreto Armado

Es el material compuesto de concreto reforzado con armaduras o varillas de acero; componentes, diseñados, detallados y construidos adecuadamente, unidos con el fin desde el punto de vista mecánico se logre un sólido único. El material resultante tiene propiedades mucho más ventajosas que las de sus componentes si actuaran independientemente. La principal razón de la combinación entre el concreto y las armaduras radica en aprovechar, desde los aspectos mecánico, funcional y económico, las propiedades y ventajas que ofrece cada uno de estos materiales. Por ejemplo, desde el punto de vista mecánico, nos interesan las características de rigidez, resistencia y ductilidad. (Yuan, 2020).

El concreto es un material relativamente frágil, con una baja resistencia a la tensión comparada con la resistencia a la compresión. Impidiendo su utilización económica en elementos estructurales sometidos a tensión. Para contrarrestar esta limitación, se usa acero para reforzar el concreto debido a su alta resistencia a la tensión, especialmente en sitios donde la baja resistencia a la tensión del concreto limitaría la capacidad portante del elemento. El refuerzo, conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar adherencia y se coloca antes de vaciar el concreto. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de concreto, comienzan a formar parte integral del elemento. La combinación resultante de los dos materiales,

conocida como concreto armado, combina muchas de las ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la buena resistencia al clima y al fuego, la buena resistencia a la compresión y la excelente capacidad de moldeo del concreto con la alta resistencia a la tensión y la aún mayor ductilidad y tenacidad del acero. Es precisamente esta combinación la que permite el casi ilimitado rango de usos y posibilidades del concreto armado en la construcción de edificios, puentes, presas, tanques, depósitos y muchas otras estructuras. (Nilson, 2016, pág. 2)

2.2.1.1. Cemento

Harmsen, T (2021) argumenta que: “El cemento se obtiene de la pulverización del Clinker el cual es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de materiales calcáreos y arcillosos”. Lo constituye:

- Silicato tricálcico, le confiere su resistencia inicial e influye directamente en el calor de hidratación.
- Silicato dicálcico, le define la resistencia a largo plazo y no tiene tanta incidencia en el calor de hidratación.
- Aluminato tricálcico, catalizador en la reacción de los silicatos y ocasiona un fraguado violento. Para retrasar este fenómeno, es preciso añadirle yeso durante la fabricación del cemento.
- Aluminio - Ferrito Tetracálcico, influye en la velocidad de hidratación y secundariamente en el calor de hidratación.
- Componentes menores: óxidos de magnesio, potasio, sodio, manganeso y titanio.

Existen diversos tipos de cemento, los cuales están especificados en la norma NTP 334.009 y ASTM C 150, estos son:

- Tipo I, de uso general y sin propiedades especiales.
- Tipo II, de moderado calor de hidratación y alguna resistencia al ataque de los sulfatos.
- Tipo III, de resistencia temprana y elevado calor de hidratación.
- Tipo IV, de bajo calor de hidratación.
- Tipo V, de alta resistencia al ataque de sulfatos.

2.2.1.2. Agregados

En los concretos estructurales comunes, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70% y 75% del volumen de la masa endurecida. El resto se conforma por la pasta de cemento endurecida, agua no combinada (el agua no usada en la hidratación del cemento) y vacíos de aire. En general, mientras más densamente pueda empaquetarse el agregado, mejor será el refuerzo, la resistencia a la intemperie y la economía del concreto. Por esta razón, resulta de fundamental importancia la gradación del tamaño de las partículas en los agregados, con el fin de producir este empaquetamiento compacto. La existencia de tales contaminantes puede disminuir la fortaleza y longevidad del hormigón, impactando de manera desfavorable sus características tanto en su fase fresca como en la solidificada. Por lo tanto, es crucial inspeccionar y asegurar la limpieza y pureza de los agregados antes de su uso en la mezcla de concreto (Pillar, 2024).

Se puede clasificar a los agregados generalmente en finos y gruesos. Un agregado fino o arena es cualquier material que pasa el tamiz N° 4, el material más grueso que éste se clasifica como agregado grueso o grava. (Nilson, 2016, pág. 29)

2.2.1.3. Agregado Fino o Arena

Los agregados son los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre cemento y agua. El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma ASTM C 33. (Harmsen, 2021, pág. 12)

2.2.1.4. Agregado Grueso o Piedra

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Se usa piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de ríos. No pueden contener más de un 5% de arcillas y finos, ni más de 1.5% de materias orgánicas, carbón, etc. Convenientemente su tamaño máximo debe ser menor que 1/5 de la distancia entre las paredes del encofrado, 3/4 de la distancia libre entre armaduras y 1/3 del espesor de las losas. Al igual que para la arena, la norma La norma ASTM C 33 también establece una serie de condiciones para su gradación. (Harmsen, 2021, pág. 13)

2.2.1.5. Agua

El agua usada en la mezcla debe ser limpia, libre de aceites, ácidos, álcalis, sales y materias orgánicas. De manera general, el agua potable es apta usarla en el concreto. Y aunque su fin principal hidratar el cemento, también se la usa para mejorar la trabajabilidad de la mezcla. Si se usa agua no potable en la elaboración del concreto, deberá demostrar su idoneidad. Para ello se fabricarán cubos de mortero elaborados con ella y se ensayarán según la norma ASTM C 109. Si las

resistencias obtenidas a los 7 y 28 días son por lo menos el 90% de las esperadas en morteros similares elaborados a base de agua potable el líquido es aceptable. (Harmsen, 2021, pág. 13)

2.2.1.6. Acero de Refuerzo

El acero es una aleación: carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. Siento el carbono es componente principal porque determina sus propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad. El manganeso es adicionado en forma de ferro-manganeso. Aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad y resistencia al impacto. Así mismo, disminuye su ductilidad. El silicio se adiciona en proporciones que varían de 0.05% a 0.50%. Se le incluye en la aleación para propósitos de desoxidación pues se combina con el oxígeno disuelto en la mezcla. El cromo incrementa la resistencia a la abrasión y la templabilidad; el níquel, por su parte, mejora la resistencia al impacto y la calidad superficial. Finalmente, el vanadio mejora la temperabilidad. (Harmsen, 2021, pág. 38)

El acero para ser utilizado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM A 615 y A 706. En el Perú es producido a partir de la palanquilla, pero en el extranjero también se suele conseguir el reciclaje de rieles de tren y ejes usados. Estos últimos son menos maleables, más duros y quebradizos. El refuerzo del concreto se presenta en tres formas: varillas corrugadas, alambre y mallas electrosoldadas. (Harmsen, 2021, pág. 38)

2.2.2. Vigas

Son componentes que soportan el peso de losas para transferirlo a otras estructuras como columnas o paredes. Normalmente, las vigas constituyen los ejes de la edificación, situándose las columnas en los puntos donde se cruzan. El sistema que se crea con las vigas y columnas se conoce como pórticos. Asimismo, la función previamente mencionada se refiere a proporcionar soporte a las losas y trasladar su peso a las columnas o paredes. Las vigas tienen una función sísmica importantísima, ésta es la de constituir junto con las columnas y muros los elementos resistentes a los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortante, momentos y axiales) y ser los elementos que ayudan a proporcionar rigidez lateral. (Blanco, 2011, pág. 25)

Se pueden clasificar las vigas según su altura en peraltadas o chatas. En la viga peraltada su altura supera el grosor del techo y, por lo tanto, se puede ver. Las diferencias entre las vigas peraltadas y las chatas, están en su resistencia a la flexión y cortante; y en su capacidad para deformarse (rigidez o flexibilidad). La viga peraltada que tiene una menor deformación y una mayor resistencia en comparación con una viga chata, gracias a su inercia superior y su mayor brazo de palanca interno. El comportamiento de una viga al flexionarse genera tensiones de compresión y tracción. Estas fuerzas internas estarán espaciadas una cierta distancia, que será mayor mientras mayor sea el peralte de la viga. (Blanco, 2011, pág. 25)

2.2.3. Tipo de falla en vigas

2.2.4.1. Falla dúctil: Se presenta debido a la flexión, la cara inferior de la viga tiende a alargarse por estar sometida a tracción. Como el concreto solo no resiste tracciones, estas fuerzas de tracción son absorbidas por el acero de refuerzo colocado en esa cara. El concreto tiende a fisurarse, la cantidad y abertura de las fisuras es un aviso de que algo está pasando y se pueden tomar previsiones, de lo contrario en la medida que las fisuras se conviertan en grietas, la seguridad de la estructura puede verse comprometida. (ALACERO, 2007)

2.2.4.2. Falla frágil: Cuando la viga se flexiona por el incremento de las cargas, la cara superior se acorta debido a la compresión, y dependiendo de la cantidad de acero presente en esa cara, el concreto podría triturarse y fallar sin previo aviso, generándose una falla frágil indeseable. Este fenómeno está acompañado de fuerzas de corte, que se manifiestan por fisuras y grietas a 45° cuando no se disponen de suficientes estribos. (ALACERO, 2007)

2.2.4. Flexión

Es común encontrar componentes estructurales que están bajo flexión, como vigas o losas que operan en una única dirección. Normalmente, la flexión se manifiesta junto con una fuerza cortante. No obstante, se puede calcular la resistencia a la flexión con bastante exactitud ignorando el impacto de la fuerza cortante.

2.2.4.1. Análisis del comportamiento dúctil en una sección rectangular

A partir de la distribución de esfuerzos presentada en la Figura 2, se plantea la condición de equilibrio correspondiente.

$$C = T$$

$$0.85f'_c b a = A_s f_y \quad \dots \text{Ecuación 1}$$

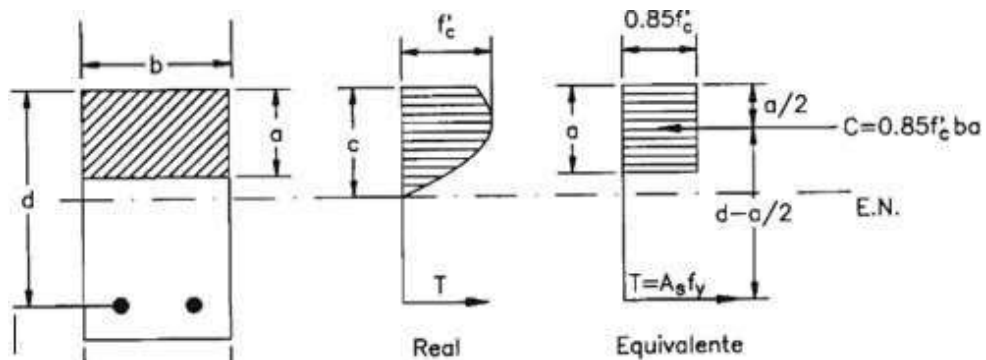
Donde:

b: Ancho de la sección de concreto.

a: Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

A_s : Área de refuerzo en tensión de la sección.

Figura 2. Esfuerzos en una sección rectangular bajo flexión con componente de tensión



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

De la ecuación 1, se tiene:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \dots \text{Ecuación 2}$$

El índice de refuerzo, ω :

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad \dots \text{Ecuación 3}$$

...

Donde:

ρ : Cuantía del acero en tensión

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \dots \text{Ecuación 4}$$

El índice de refuerzo que mide el comportamiento de la sección, consideran tres variables principales: ρ , f_y y f'_c . De las ecuaciones 2, 3 y 4, se tiene:

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{\omega d}{0.85} \quad \dots \text{Ecuación 5}$$

Por último, el momento resistente nominal de la sección se calcula así:

$$M_n = C \left(d - \frac{a}{2} \right) = T \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots \text{Ecuación 6}$$

Obteniendo:

$$M_n = 0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots \text{Ecuación 7}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots \text{Ecuación 8}$$

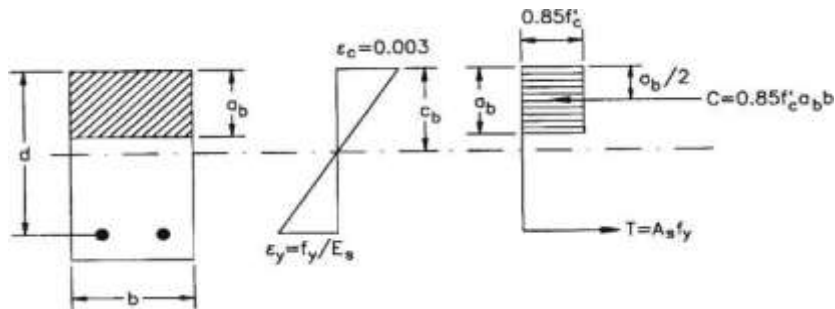
De las ecuaciones 5 y 7, resulta:

$$M_n = b d^2 \omega f'_c (1 - 0.59 \omega) \quad \dots \text{Ecuación 9}$$

2.2.4.2. Determinación de la cuantía balanceada o cuantía básica

La Figura 3 ilustra las propiedades de una sección balanceada en el momento de la rotura. A partir del diagrama de deformaciones y considerando la semejanza de triángulos, puede formularse la siguiente expresión:

Figura 3. Esfuerzos de una sección rectangular con falla balanceada.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - \epsilon} = \frac{f_y / E_s}{d - \epsilon} \quad \dots \text{Ecuación 10}$$

Donde:

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

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

Los parámetros que tengan el subíndice b hacen referencia a la condición particular de cuantía balanceada.

$$c_b = \frac{0.003 d E_s}{f_y + 0.003 E_s} \quad \dots \text{Ecuación 11}$$

Como $E = 2'039,000.00 \text{ kg/cm}^2$, se tiene:

$$c_b = \frac{6117 d}{f_y + 6117} \quad \dots\text{Ecuación 12}$$

Como $a_b = \beta_1 c_b$ y reemplazando en las ecuaciones (11) y (12):

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{\omega_b d}{0.85} = \frac{\rho_b f_y d}{0.85 f'} \quad \dots\text{Ecuación 13}$$

Donde:

ρ_b : Cuantía balanceada.

Finalmente

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1 c_b}{f_y d} = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{6117 d}{f_y + 6117} \right) \quad \dots\text{Ecuación 14}$$

Para seguridad, el código del ACI establece un límite en la cantidad de acero ρ a $0.75 \rho_b$.

En la práctica, una sección con este nivel de refuerzo resulta poco rentable, por lo que generalmente se intenta emplear cantidades inferiores a $0.5 \rho_b$. La Tabla 1 se presentan los valores de ρ_b , $0.75 \rho_b$ y $0.5 \rho_b$

Tabla 1. Cuantía básica para concretos de diferentes calidades.

$f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75 \bar{\rho}_b$	0.0116	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5 \bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

2.2.4.3. Cuantía mínima de refuerzo

El refuerzo mínimo igual debe ser:

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \dots \text{Ecuación 15}$$

Pero puede ser menor a:

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad \dots \text{Ecuación 16}$$

2.2.5. Cortante

A diferencia de lo que sucede con los elementos que están bajo flexión, el rendimiento de los elementos de concreto reforzado expuestos a fuerzas cortantes no se ha entendido completamente, y hay varias teorías que intentan clarificar los procesos internos. La gran mayoría de los elementos de concreto armado tienen que resistir fuerzas cortantes que rara vez actúan por sí solas, siendo así necesario examinar las interacciones con otras acciones. (Blanco, 2011, pág. 249)

La forma en que las vigas de concreto reforzado manejan el cortante se basa en gran medida en la capacidad del concreto para resistir tanto la tracción como la compresión, destacándose principalmente por un tipo de ruptura que no presenta ductilidad. En las estructuras resistentes a sismos se pone gran atención a la capacidad de incursionar en el régimen plástico (ductilidad) y por este motivo el diseñador debe asegurarse que no ocurra una falla por cortante, sino buscar la falla por flexión, por eso la resistencia a cortante del elemento debe ser algo mayor que la resistencia máxima a flexión que se pueda desarrollar. (Blanco, 2011, pág. 249)

2.2.6.1. Evaluación del comportamiento de una viga de concreto armado bajo la acción de fuerzas cortantes

El concreto armado, antes de mostrar cualquier fisura, actúa como un material uniforme. A pesar de que esta fase es bastante breve, es útil examinarla con atención, ya que ayuda a entender cómo se generan las grietas y el fenómeno de la tracción diagonal.

En la imagen 4 se presenta una viga uniforme que soporta una carga distribuida de manera uniforme. Para el análisis, se ignora el efecto del peso que tiene por sí misma. Arriba del eje neutro, los puntos en la sección A - A experimentan esfuerzos de corte y compresión v y σ_x respectivamente. Debajo de este eje, la compresión se convierte en tracción. En cada punto, se puede calcular tanto la magnitud como la dirección de los esfuerzos principales, así:

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + v^2} \quad \dots Ecuación 17$$

$$\tan 2\theta = \frac{2v}{\sigma_x} \quad \dots Ecuación 18$$

Donde:

σ_{max} : Esfuerzo principal de tensión en la dirección θ .

σ_{min} : Esfuerzo principal de compresión en la dirección θ .

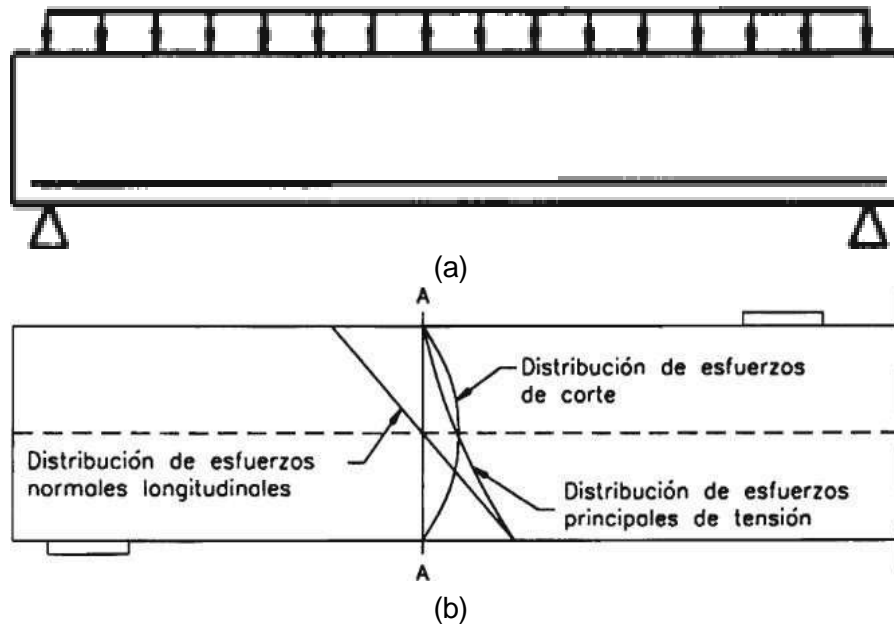
σ_x : Esfuerzo de tracción o compresión debido al momento flector

v : Esfuerzo de corte debido a la fuerza cortante

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

La distribución de σ_x , v , y σ_{max} en la sección A - A se muestra en la figura 4.b.

Figura 4. Viga simplemente apoyada sometida a carga uniforme repartida y distribución de esfuerzos en la sección A - A.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

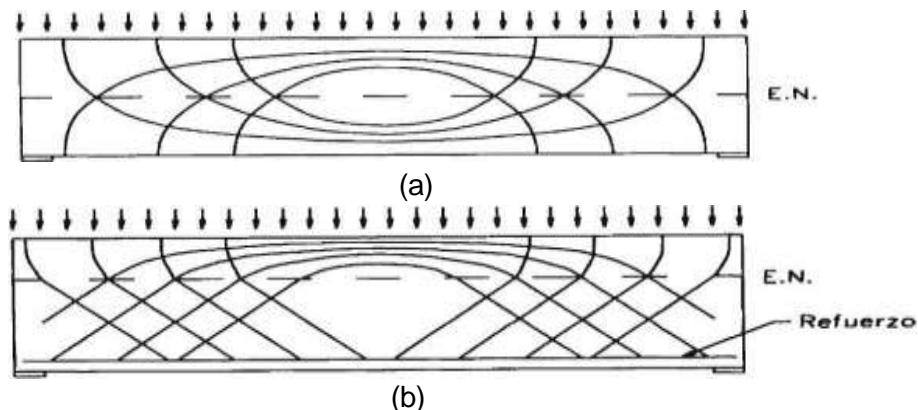
Se tiene:

1. En el eje neutro, únicamente actúa el esfuerzo cortante, por lo que $\sigma_x = 0$. En consecuencia, el esfuerzo principal máximo es igual a v y los ángulos de inclinación correspondientes son $\theta = 45^\circ$ y $\theta = 135^\circ$.
2. El esfuerzo principal de tracción presenta un valor menor que v por encima del eje neutro, y mayor por debajo de este.
3. En el borde superior comprimido del elemento, el esfuerzo cortante es nulo y el esfuerzo principal de compresión coincide con σ_x , orientándose paralelo al eje longitudinal del elemento.
4. En el borde inferior, ocurre una situación análoga: el esfuerzo cortante es nulo y el esfuerzo de tracción es paralelo al eje del elemento, siendo igual a σ_x . En ambos casos, los ángulos de orientación son $\theta = \pm 90^\circ$, $\theta = \pm 180^\circ$, y el esfuerzo principal máximo es $\sigma_{\max} = \sigma_x$.

Tomemos el caso de una viga de concreto semejante a la que se examinó, pero equipada con refuerzo a lo largo para soportar las tensiones producidas por flexión. El concreto tiene una baja resistencia a la tracción en comparación a su resistencia a compresión y corte. Las tensiones de tracción superan la resistencia del material antes que las tensiones de corte, y las fisuras que aparecen son una consecuencia de las primeras. Debajo del eje neutro, el esfuerzo σ_x es nulo y, $\Theta = \pm 45^\circ$, $\Theta = \pm 135^\circ$

La figura 5 se muestra curvas isostáticas de compresión y tracción de una viga de concreto armado, representadas con líneas discontinuas y continuas, respectivamente. Las curvas reflejan el sentido que generan los esfuerzos principales de tracción y compresión. Los esfuerzos de tracción que inicialmente se veían paralelos al eje del componente durante la flexión pura, ahora aparecen en una posición inclinada, esto se conoce como tracción diagonal y resulta ser el efecto principal que produce la fuerza cortante. Como se mencionó anteriormente, el hormigón, que es frágil en tensión, se agrietará en alineación con alguna de las líneas discontinuas. El refuerzo longitudinal diseñado para soportar la flexión no es eficaz para resistir la tracción diagonal, lo que genera la necesidad de incorporar acero transversal para contrarrestarla.

Figura 5. Curvas Isostáticas sobre vigas sometidas a carga uniformemente repartida.
 (a) Viga de material homogéneo. (b) Viga de concreto armado.



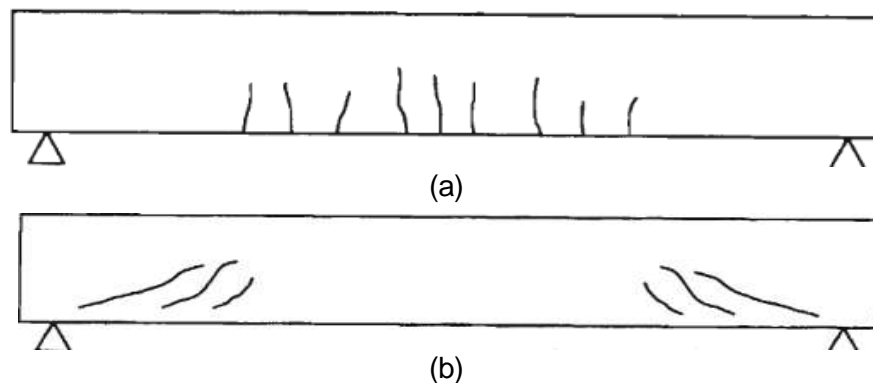
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.
 Se pueden identificar tres clases de fisuras en vigas de concreto armado:

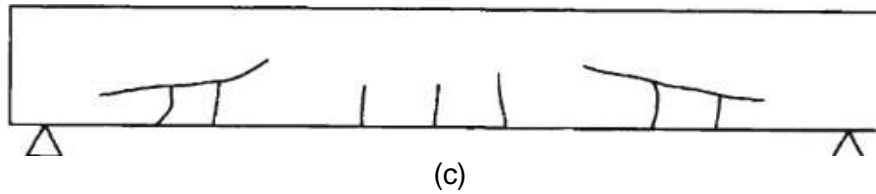
2.2.6.2. Rajaduras de flexión: Estas se manifiestan en las zonas donde se concentran las mayores tensiones de flexión, es decir, en el tercio central de la luz de la viga y en los apoyos, en el caso de elementos continuos. Presentan una orientación vertical y se originan en los bordes del elemento. En dichas secciones, el efecto de la fuerza cortante resulta poco significativo en comparación con el momento flector (figura 6.a)

2.2.6.3. Rajaduras de tracción diagonal: es característico de zonas en las cuales σ_x , es casi nulo y las tensiones principales se presentan a 45° . Su inicio en el eje neutro o cerca de él y se extienden diagonalmente hacia los bordes del elemento. La fuerza cortante que produce el agrietamiento diagonal es del orden de $0.53\sqrt{f'c}b_wd$. (Ver Figura 6.b)

2.2.6.4. Rajaduras de flexo-tracción: Con las primeras fisuras a causa de la flexión, la sección que resiste el corte se ve disminuida. En la garganta no fisurada se presenta una concentración de esfuerzos, tanto de corte como de compresión que ocasiona que las rajaduras tiendan a inclinarse. La fuerza cortante de agrietamiento diagonal es aproximadamente $0.50\sqrt{f'c}b_wd$, la cual es menor que la que ocasiona las rajaduras de tracción diagonal (figura 6.c)

Figura 6. Tipos de Rajaduras que presentan las vigas de concreto armado. (a) Rajaduras de Flexión. (b) Rajaduras de Tracción diagonal. (c) Rajaduras de flexo - tracción.





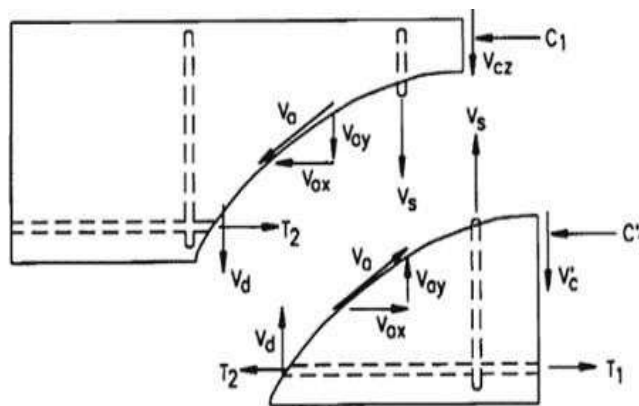
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

Después de que se formen las grietas iniciales, la manera en que se distribuyen las tensiones fundamentales afecta poco la aparición de las grietas posteriores, dado que el hormigón reforzado deja de actuar como un solo material. A partir de ese momento, el comportamiento de la estructura dependerá de si tiene o no refuerzo lateral.

2.2.6.5. Comportamiento con refuerzo en el alma

Si la viga tiene refuerzo en su interior, las fuerzas de corte serán contrarrestadas por los elementos que se ilustran en la figura 7.

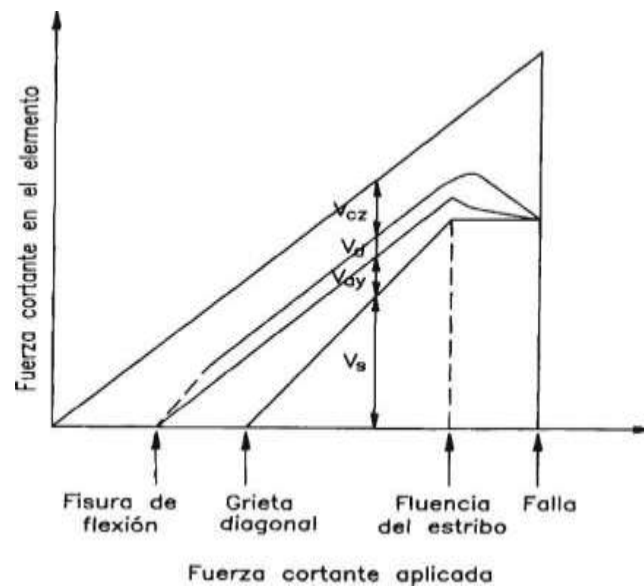
Figura 7. Fuerzas que resisten el corte en vigas con refuerzo en el alma.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

La fuerza V_s , representa el impacto del refuerzo transversal o refuerzo en el alma. En la figura 8 se presenta, de manera cualitativa, como V_{cz} , V_a , V_d y V_s contribuyen a la capacidad de resistencia frente a la fuerza cortante de una sección a medida que las cargas aumentan.

Figura 8. Resistencia al corte aportado por el concreto y por acero longitudinal y transversal.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harnsen, 2021.

Antes de que se forme la rajadura vertical, el concreto absorbe completamente el cortante externo a través de V_{cz} . Cuando esta fisura aparece, emergen las fuerzas V_a y V_d . La primera aumenta hasta que se genera la fisura diagonal, mientras que la segunda se mantiene casi estable durante este proceso. Al formarse la grieta diagonal, el refuerzo en la zona central comienza a ejercer su función, proporcionando la fuerza V_s . Esta fuerza crece de manera lineal a medida que se expande la rajadura. A la par, la fuerza de fricción V_a se reduce gradualmente porque la interacción entre los agregados va disminuyendo poco a poco. Cuando el acero de la zona central comienza a ceder, la grieta se expande rápidamente y el refuerzo longitudinal pierde adherencia con el concreto circundante, provocando que V_d descienda rápidamente, de la misma forma que V_a . En el momento de la ruptura, estas dos últimas fuerzas llegan a ser cero y V_{cz} experimenta un aumento brusco.

El incremento de refuerzo en hormigón armado no solo mejora la capacidad de soportar cortes en la pieza, sino que también proporciona un mejor confinamiento al

material. Esto resulta en en mayor resistencia a compresión y potencia la capacidad de rotación de los puntos de pivote en estructuras que no están determinadas de manera estática. En áreas con alto potencial sísmico, se implementan medidas específicas en su distribución para asegurar la flexibilidad del sistema.

2.2.6.6. Diseño de elementos prismáticos sometido a fuerza cortante según el código del ACI

Previo a la presentación de la fórmula semi-empírica elaborada por el código ACI para evaluar la resistencia del concreto y el acero al corte, se discutirán ciertos aspectos preliminares, la mayoría de los cuales se encuentran en la sección 11. 1 del código:

- I. Salvo por los componentes que se elaboren conforme al anexo A del ACI, la resistencia nominal al corte en cualquier sección será la adición de las resistencias proporcionadas por el concreto y el refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots Ecuación 19$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al cortante.

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero.

Se debe cumplir en cada parte:

$$V_u = \phi V_n \quad \dots Ecuación 20$$

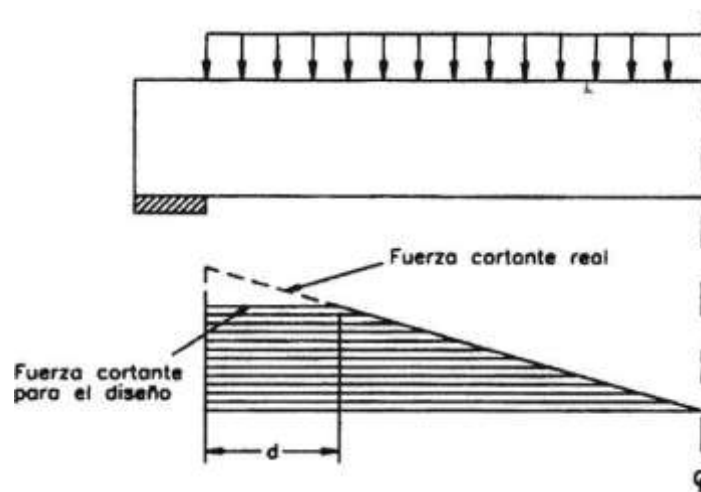
Donde:

V_u : Fuerza cortante amplificada en la sección considerada.

V_n : Resistencia nominal al cortante.

- II. Si la respuesta del apoyo provoca compresión en el componente, y si las fuerzas se aplican en la parte superior de la viga sin que haya cargas concentradas entre la cara del apoyo y una sección situada a d de esta, entonces las secciones que se encuentran en este tramo se deben diseñar para un cortante último que sea igual al de la sección ubicada a d del apoyo. Esta sección recibe el nombre de sección crítica y representa aquella que enfrenta el mayor cortante de diseño del componente. La figura 9. ilustra de manera gráfica la relevancia de esta consideración.

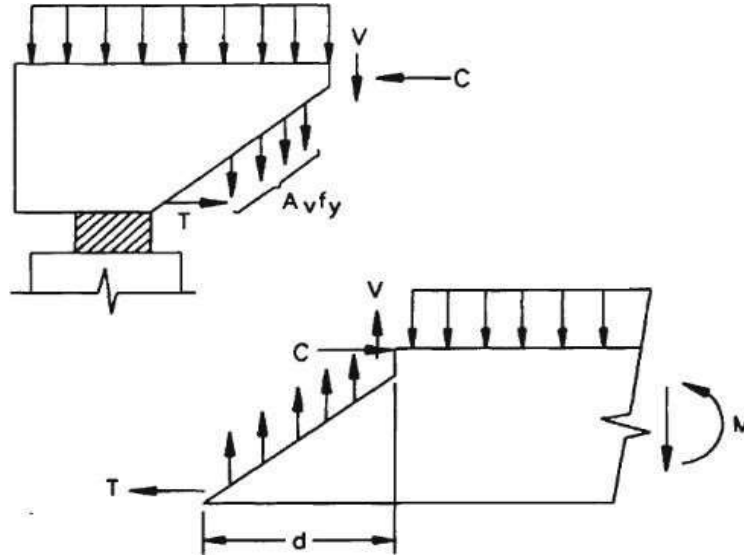
Figura 9. Diagrama de Fuerzas cortantes para el diseño de la viga.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

La disminución de la carga de diseño en los soportes se origina en el hecho de que la respuesta de compresión aumenta la resistencia al corte de la parte. Asimismo, la fisura más próxima al soporte que podría aparecer tiene una inclinación de 45° y llega al borde superior del componente a " d " de la superficie, tal como se ilustra en la figura 10. Las cargas distribuidas que se aplican en el tramo AB son transferidas al soporte mediante compresión directa. Por lo tanto, no se toman en cuenta para el diseño del refuerzo transversal.

Figura 10. Mecanismo de resistencia al corte en las secciones adyacentes a los apoyos.

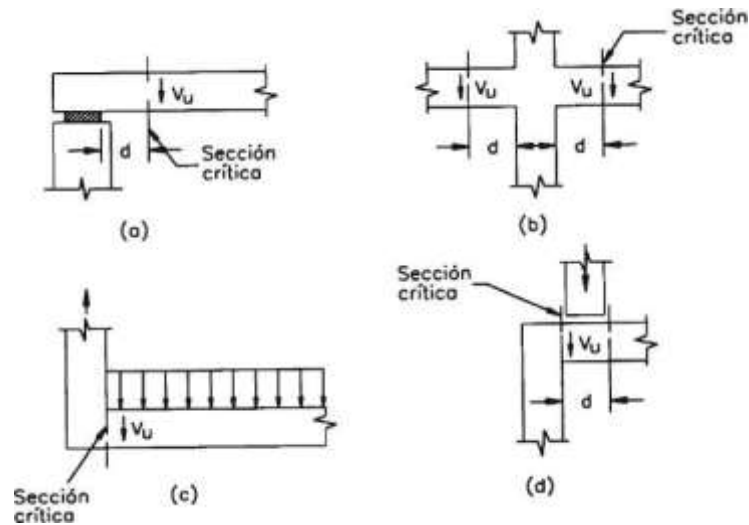


Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

Si hubiera una carga concentrada en el segmento AB, la fisura habría evolucionado de una manera distinta y el método de resistencia habría cambiado. En este escenario, la sección clave se sitúa en la superficie del soporte.

- a) Cuando la fuerza en el soporte es de tirón, el área más vulnerable se encuentra en la superficie del soporte. En la figura 11, se presentan algunos ejemplos donde el área más vulnerable está a "d" del soporte y otros casos en los que se localiza en la superficie.
- b) Si la fuerza se ejerce en la base del componente, el área clave se encuentra en la superficie de soporte.
- c) Con el fin de gestionar correctamente el tamaño de las grietas diagonales, se limita la capacidad de deformación del acero en la dirección transversal. a 4200 kg/cm^2 (ACI - 27.2).

Figura 11. Sección crítica para el diseño por corte en diferentes situaciones.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

2.2.6.7. Resistencia del concreto a la fuerza cortante (V_c)

Para hallar V_c , el código ACI propone:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots \text{Ecuación 21}$$

2.2.6.8. Tipos de refuerzo transversal

Entre los diversos tipos de refuerzo en el alma que existen se tiene:

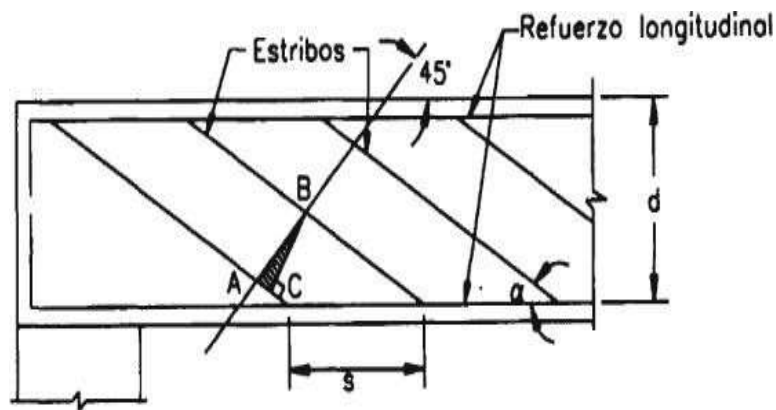
- a) Estribos perpendiculares al refuerzo principal.
- b) Estribos inclinados 45° o más respecto al refuerzo longitudinal.
- c) Espirales de poco paso, usadas mayormente en columnas o en vigas sometidas a sollicitaciones considerables de torsión.
- d) Barras longitudinales dobladas bajo un ángulo mayor que 30° .
- e) Combinaciones de barras dobladas y estribos.

Aunque los segundos son las más eficientes teóricamente, los primeros son los más utilizados. (Harmsen, 2021)

2.2.6.9. Resistencia al corte aportado por el refuerzo transversal

La capacidad de resistencia al corte del refuerzo transversal se establece al examinar la presión generada por el acero a lo largo de una grieta diagonal, similar a la que se observa en la figura 12. El refuerzo se encuentra inclinado a un ángulo α en relación al eje del elemento y está expuesto a su límite elástico:

Figura 12. Notación empleada para la determinación de la resistencia al corte aportado por el refuerzo transversal.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen, 2021.

La grieta forma un ángulo de 45° con el eje. En el triángulo ΔABC se plantea:

$$\angle ABC = 45^\circ - \alpha \quad \dots \text{Ecuación 22}$$

$$\overline{BC} = s \sin \alpha \quad \dots \text{Ecuación 23}$$

$$\overline{AB} = \frac{\overline{BC}}{\cos \angle ABC} \quad \dots \text{Ecuación 24}$$

Reemplazando:

$$\overline{AB} = \frac{\overline{BC}}{\cos \angle ABC} = \frac{s \sin \alpha}{\cos(45^\circ - \alpha)} = \frac{s \sin \alpha}{\sin 45 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \dots \text{Ecuación 25}$$

El número de estribos o barras dobladas que atraviesa la grieta inclinada es:

$$\#estribos = \frac{d/\overline{AB}}{\sin 45} = \frac{d(\sin \alpha + \cos \alpha)}{s \sin \alpha} \quad \dots Ecuación 26$$

Dónde:

Av: Área de los dos brazos de un estribo.

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

$$V_s = F_{est} \sin \alpha = A_v f_y \frac{d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \dots Ecuación 27$$

Si el refuerzo transversal es perpendicular al eje del elemento, $\alpha = 90^\circ$ y la ecuación 34 se transforma en:

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s} \quad \dots Ecuación 28$$

2.2.6. Requisitos de resistencia y de servicio

2.2.6.1. Generalidades

Los componentes y las estructuras deben ser planeados para lograr en cada una de sus partes, **resistencias de diseño** (ϕR_n) como mínimo iguales a las resistencias requeridas (R_u). Y siempre deberá cumplirse:

$$(\phi R_n) \geq R_u \quad \dots Ecuación 29$$

2.2.6.2. Resistencia requerida

La resistencia requerida para cargas muertas (C_M) y cargas vivas (C_V) será:

$$U = 1.4C_M + 1.7C_V \quad \dots Ecuación 30$$

Si el diseño contemplara cargas de viento (CV_i), además de lo indicado en 2.2.11.1 del ACI, la resistencia requerida será:

$$U = 1.25(C_M + 1.7 C_V \pm CV_i) \quad \dots Ecuación 31$$

$$U = 0.9 C_M \pm 1.25 CV_i \quad \dots Ecuación 32$$

Si el diseño contemplara cargas de sismo (C_S), además de lo indicado en 2.2.11.1 del ACI, la resistencia requerida será:

$$U = 1.25(C_M + 1.7 C_V) + C_S \quad \dots Ecuación 33$$

$$U = 0.9C_M \pm C_S \quad \dots Ecuación 34$$

2.2.7. Resistencia de diseño

Las resistencias de diseño (ϕR_n) de un elemento estructural, junto con la de sus conexiones y secciones transversales, frente a momentos flexionantes, esfuerzos axiales, cortantes o torsionales, se determina a partir de la resistencia nominal obtenida según los requisitos y supuestos normativos, aplicada con los factores de reducción (ϕ) indicados en la normativa

El factor de reducción de resistencia ϕ es:

Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
(a) Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
(b) Carga axial de compresión con o sin flexión	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
Cortante y torsión	0.85

2.2.8. Requerimientos mínimos de refuerzo

Como la falla por corte es frágil, debe ser siempre evitada. Se sugiere colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que

el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal. El refuerzo mínimo sugerido por el código debe colocarse siempre que $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ y es igual a:

$$A_{vmin} = 0.2 \frac{\sqrt{f'_c} b_w s}{f_y} \quad \dots Ecuación 35$$

Pero no será menor que:

$$A_v \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad \dots Ecuación 36$$

Donde:

S: Separación del refuerzo transversal

Av: Área de acero transversal provisto para resistir corte

2.2.9. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Al calcular la distancia máxima del refuerzo lateral, es importante tener en cuenta que cada posible grieta diagonal debe ser cruzada al menos por una varilla de acero. El código ACI en la sección 11. 5. 4, indica que los estribos que se sitúan en ángulo recto con respecto al eje del componente., el espaciamento máximo sea:

$$s \leq 60 \text{ cm} \quad \dots Ecuación 37$$

$$s \leq d/2 \text{ cm} \quad \dots Ecuación 38$$

Los espaciamentos máximos precisados en las anteriores son válidos siempre que:

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots Ecuación 39$$

Si se superan los límites, los espaciamentos máximos se reducirán a la mitad, es decir:

$$s \leq 30 \text{ cm} \quad \dots \text{Ecuación 40}$$

$$s \leq d/4 \text{ cm} \quad \dots \text{Ecuación 41}$$

El adecuado control del espaciamiento de los estribos garantiza un buen desempeño frente a esfuerzos cortantes y previene tanto el pandeo del refuerzo longitudinal en compresión como el desprendimiento del concreto.

2.2.10. Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte.

Según el ACI en la sección 11.5.6.8:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots \text{Ecuación 42}$$

2.3. Definición de términos básicos

- **Agregado:** Material granular, tal como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero. (ACI-318-19, 2019)
- **Cargas:** Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos. Las cargas permanentes se refieren a fuerzas cuyo cambio a lo largo del tiempo es raro o de baja intensidad. Todas las demás cargas se consideran cargas variables. (ACI-318-19, 2019)
- **Cargas de Servicio:** Todas las cargas, estáticas y transitorias, que se imponen a una estructura, o elemento de ella, durante la operación de la edificación, sin factores de carga. (ACI-318-19, 2019)
- **Columna:** Miembro, usualmente o predominantemente vertical, usado principalmente para resistir carga axial de compresión, pero que también puede resistir momentos, cortantes o torsión. (ACI-318-19, 2019)

- **Concreto:** Combinación de cemento con agregados finos, agregados gruesos y agua, pudiendo incluir o no el uso de aditivos. (ACI-318-19, 2019)
- **Conexión:** Zona de la estructura en la que convergen dos o más elementos estructurales, tales como vigas y columnas. (ACI-318-19, 2019)
- **Ductilidad:** Propiedad de la estructura y de sus elementos que les permite soportar deformaciones inelásticas manteniendo su resistencia, lo que posibilita la disipación de energía ante cargas cíclicas. (González, 2017, pág. 24)
- **Espaciamiento:** Espaciamiento entre ejes de los refuerzos longitudinales o transversales adyacentes. (ACI-318-19, 2019)
- **Estribos:** Elemento de refuerzo destinado a contrarrestar las fuerzas de corte y torsión en los miembros estructurales. Habitualmente se compone de barras o alambres corrugados, o de mallas electrosoldadas, dispuestas en configuraciones rectangulares y orientadas perpendicular o en ángulo al refuerzo longitudinal. (ACI-318-19, 2019)
- **Luz:** Distancia medida en sentido horizontal entre los puntos de apoyo que sustentan una viga. (ACI-318-19, 2019)
- **Módulo de elasticidad:** Relación lineal entre esfuerzo y deformación unitaria dentro del rango elástico del material, tanto en tracción como en compresión. (ACI-318-19, 2019)
- **Peso específico:** relación peso-volumen característica de un material
- **Viga:** elemento estructural que está sometido principalmente a esfuerzos de flexión y corte, pudiendo además estar afectado por cargas axiales o torsión. En los marcos resistentes a momentos, las vigas constituyen componentes esencialmente horizontales del sistema estructural que contribuyen a resistir fuerzas laterales. (ACI-318-19, 2019).

CAPITULO III: PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

3.1.1.1. La ubicación del primer estribo a una distancia de 2.5 cm aumento en un 5% la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado.

3.2. Variables/categorías

3.2.1. Variable dependiente

3.2.1.1. Resistencia al esfuerzo cortante en vigas de concreto armado.

3.2.2. Variable independiente

3.2.2.1. Distancia del primer estribo desde la cara del apoyo.

3.2.3. Sub variables:

- Carga Aplicada.
- Deformaciones.

4.2. Diseño de la investigación

La investigación comenzó con la búsqueda de datos acerca del diseño por corte en vigas, donde se obtuvo la cantidad de acero necesaria ante las solicitaciones deseadas y se realizó la distribución del acero transversal (estribos) en las vigas de concreto armado. Para la investigación los tamaños del ancho y el peralte de la viga fueron las mínimas propuestas por el ACI-318-19.

Para el ancho de la viga “b” se usó un valor mínimo, considerando un acero longitudinal de 8 mm y estribos de 6 mm:

$$b_{min} = 2r + 2d_s + (n)d_b + (n - 1)s_{min} \quad \dots Ecuación 45$$

$$b_{min} = 2(2) + 2(0.6) + (2)(0.8) + (2 - 1)(2.54) = 9.34 \text{ cm}$$

$$b_{min} = 10 \text{ cm}$$

Con base en las cuantías, calculamos el peralte de la viga

$$0.007 \leq \rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0.01 \quad \dots Ecuación 46$$

$$0.007 \leq \frac{4 * 0.5027}{10d} \leq 0.01$$

$$13 \text{ cm} \leq d \leq 19 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

Po lo tanto las dimensiones de la viga fueron: b x d = 10 x 15 cm.

La luz de las vigas de concreto armado fue de 1.25 metros, se optó por ésta longitud debido a la disposición de espacio por parte de la máquina del laboratorio de Ensayo de Materiales.

Es importante mencionar que las vigas tuvieron apoyos empotrados, por lo que fue necesario la construcción de columnas y zapatas. La construcción de pórticos de concreto armado fue a escala

Se tuvo 04 tipos de vigas de concreto armado y por cada tipo 03 muestras, haciendo un total de 12 vigas de concreto, en 03 vigas se colocó el primer estribo a una distancia de 2.5 cm, medido desde la cara del apoyo; en otras 03 vigas se colocó el primer estribo a una distancia de 5 cm, medido desde la cara del apoyo; en otras 03 vigas se colocó el primer estribo a una distancia de 7.5 cm, medido desde la cara del apoyo; y en otras 03 vigas se colocó el primer estribo a una distancia de 10 cm, medido desde la cara del apoyo. La distribución y colocación de estribos a partir del segundo estribo se mantuvieron fijos, esto significa que solo fue variando el primer estribo.

Luego las vigas de concreto armado se ensayaron en la máquina de ensayo universal de 100 Ton en el laboratorio de la UNC. Finalmente, con los datos obtenidos en el laboratorio, como las cargas de rotura y deformaciones, se determinó la resistencia al esfuerzo cortante de cada viga de concreto armado.

4.3. Método de la investigación

El método de la investigación es deductivo mediante un análisis experimental y enfoque cuantitativo.

4.4. Población, muestra, unidad de análisis y unidades de observación

4.4.1. Población: Vigas de concreto armado.

4.4.2. Muestra: 12 Vigas de concreto armado con estribos.

- **03 Vigas Tipo I:** Sección transversal de 10 cm x 15 cm y 1.25 m de longitud, con apoyos empotrados y el primer estribo a una distancia de 2.5 cm medido desde la cara del apoyo.
- **03 Vigas Tipo II:** Sección transversal de 10 cm x 15 cm y 1.25 m de longitud, con apoyos empotrados y el primer estribo a una distancia de 5.0 cm medido desde la cara del apoyo.
- **03 Vigas Tipo III:** Sección transversal de 10 cm x 15 cm y 1.25 m de longitud, con apoyos empotrados y el primer estribo a una distancia de 7.5 cm medido desde la cara del apoyo.
- **03 Vigas Tipo IV:** Sección transversal de 10 cm x 15 cm y 1.25 m de longitud, con apoyos empotrados y el primer estribo a una distancia de 10 cm medido desde la cara del apoyo.

4.4.3. Unidad de análisis: Vigas de concreto armado ensayadas.

4.5. Técnicas e instrumentos de recopilación de información

4.5.1. Etapa preliminar

Esta actividad se realizó mediante la recolección de información de bibliografía e información sobre el diseño por corte de vigas de concreto armado.

4.5.2. Etapa de laboratorio

Se reunió información referente a la formulación de mezclas para un hormigón capaz de soportar una compresión de 210 kg/cm², información sobre la forma de construcción de pórticos de concreto armado a escala, e información del uso de la Máquina de Ensayo Universal de 100 toneladas.

4.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de información

El proceso constituyó el recuento, clasificación, ordenación de los datos obtenidos para la interpretación de los resultados, estableciendo la base para el análisis y elaboración de conclusiones a los objetivos planteados en la investigación. En el análisis e interpretación se han utilizado gráficos y tablas comparativas.

4.7. Equipos y materiales

4.7.1. Equipos

- Máquina de ensayo universal de 100 ton.

4.7.2. Materiales

- Cemento Portland Tipo I
- Acero Corrugado $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ Grado 60
- Agregado Grueso y Fino
- Triplay 12mm para encofrados

CAPÍTULO V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Presentación de resultados

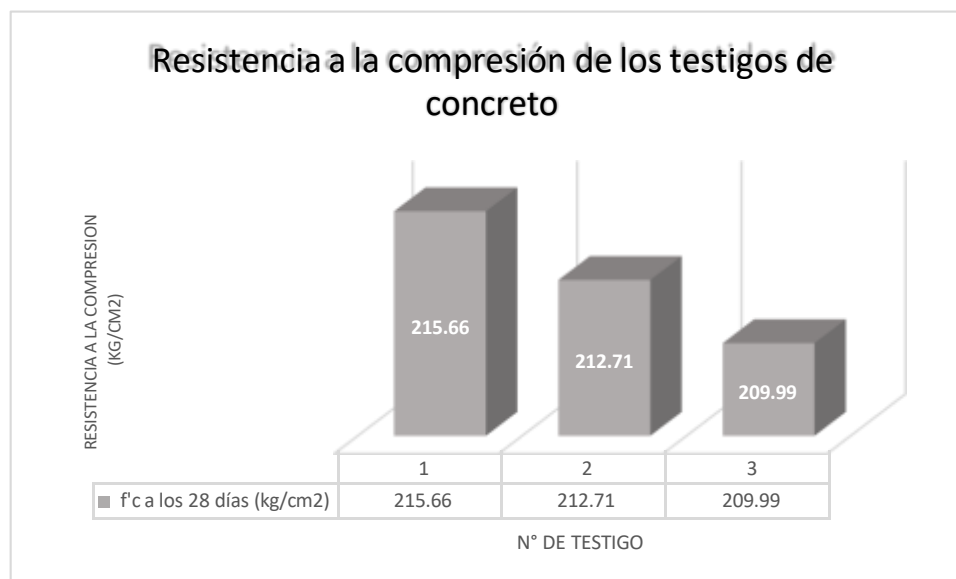
5.1.1. Ensayos a compresión simple

Se fabricaron 3 muestras de concreto con la mezcla de diseño y se las evaluó a los 28 días.

Tabla 2. Resistencia a la compresión de las muestras de concreto.

N° de Testigo	Carga última de Rotura (ton)	Área (cm ²)	f'c a los 28 días (kg/cm ²)
1	38.0	176.2	215.66
2	37.5	176.3	212.71
3	37.0	176.2	209.99

Figura 14. Resistencia a la compresión de los testigos de concreto.

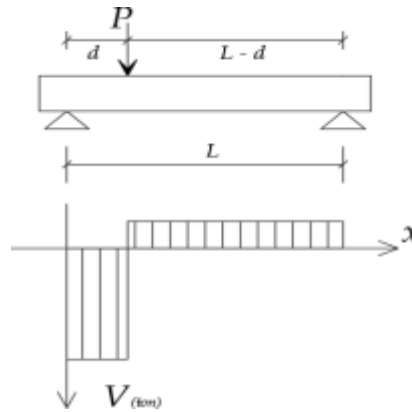


Las pruebas de compresión uniaxial se han llevado a cabo de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C39 y NTP 339. 034.

5.1.2. Ubicación de carga para generar el esfuerzo cortante

Para analizar cómo se comportan y fallan las vigas de hormigón reforzado, se utiliza una máquina de prueba multifuncional. El área donde se aplica la carga corresponde al lugar con el corte máximo, es decir, a una longitud “d” que se mide desde la cara de la columna, y esta longitud representa la altura útil de la viga.

Figura 15. Ubicación de la carga para generar el máximo esfuerzo cortante



5.1.3. Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 2.5 cm

Se realizaron pruebas con 03 vigas, en las cuales el primer estribo se situó a 2.5 cm de la cara del soporte. La carga fue incrementada en 0.1 toneladas cada dos segundos. En las Tablas 3, 4 y 5 se pueden observar las diversas cargas aplicadas junto con las deformaciones registradas para cada nivel de carga. Con esta información, se calcularon los esfuerzos cortantes y se generó la curva de esfuerzo y deformación por elemento.

Tabla 3. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 01 con el primer estribo colocado a 2.5 cm

VIGA N° 01 - Primer Estribo a 2.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm ²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga	Deformación	Deformación	Esfuerzo
(Ton)	(mm)	Unitaria (ε)	(Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.12	0.001	6.67

0.20	0.23	0.002	13.33
0.30	0.37	0.002	20.00
0.40	0.47	0.003	26.67
0.50	0.59	0.004	33.33
0.60	0.71	0.005	40.00
0.70	0.83	0.006	46.67
0.80	0.94	0.006	53.33
0.90	1.07	0.007	60.00
1.00	1.20	0.008	66.67
1.10	1.31	0.009	73.33
1.20	1.44	0.010	80.00
1.30	1.56	0.010	86.67
1.40	1.65	0.011	93.33
1.50	1.78	0.012	100.00
1.60	1.90	0.013	106.67
1.70	2.01	0.013	113.33
1.80	2.12	0.014	120.00
1.90	2.25	0.015	126.67
2.00	2.40	0.016	133.33
2.10	2.53	0.017	140.00
2.20	2.64	0.018	146.67
2.30	2.75	0.018	153.33
2.40	2.83	0.019	160.00
2.50	2.96	0.020	166.67
2.60	3.11	0.021	173.33
2.70	3.23	0.022	180.00
2.80	3.35	0.022	186.67
2.90	3.48	0.023	193.33
3.00	3.60	0.024	200.00
3.10	3.71	0.025	206.67
3.20	3.83	0.026	213.33
3.30	3.96	0.026	220.00
3.40	4.08	0.027	226.67
3.50	4.19	0.028	233.33
3.60	4.25	0.028	240.00
3.70	4.34	0.029	246.67
3.80	4.43	0.030	253.33

Figura 16. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 01 con el primer estribo colocado a 2.5 cm

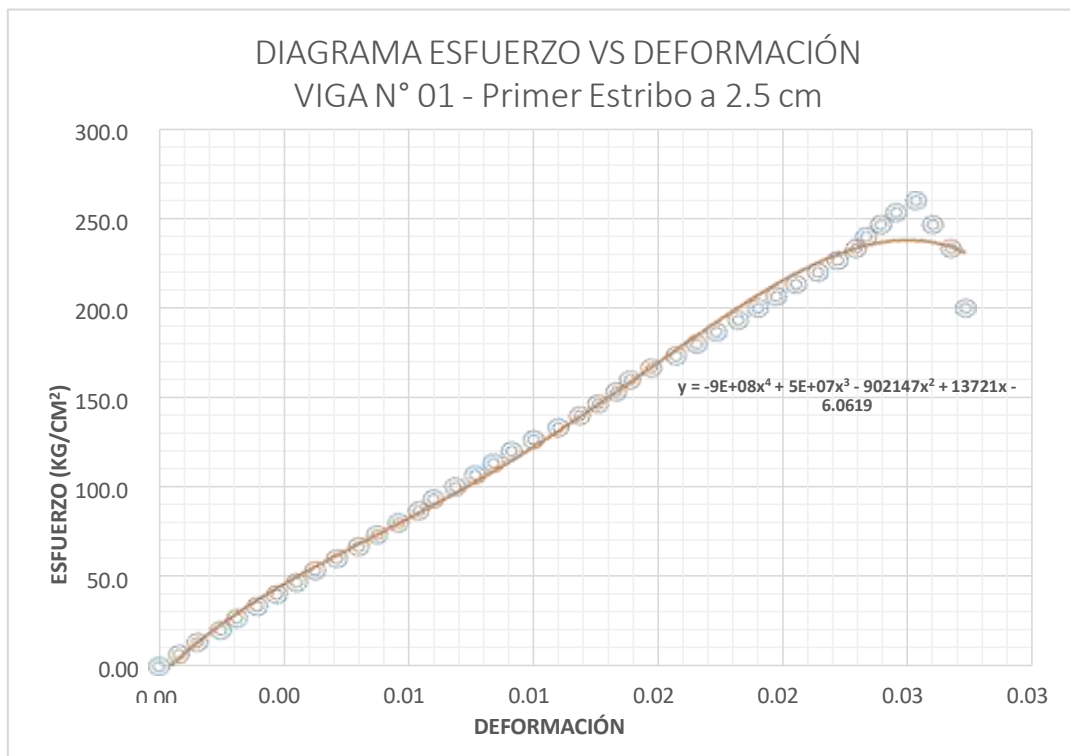


Tabla 4. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 02 con el primer estribo colocado a 2.5 cm

VIGA N° 02 - Primer Estribo a 2.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm ²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.10	0.001	6.67
0.20	0.21	0.001	13.33
0.30	0.36	0.002	20.00
0.40	0.47	0.003	26.67
0.50	0.60	0.004	33.33
0.60	0.72	0.005	40.00
0.70	0.84	0.006	46.67
0.80	0.95	0.006	53.33
0.90	1.06	0.007	60.00
1.00	1.19	0.008	66.67

1.10	1.31	0.009	73.33
1.20	1.43	0.010	80.00
1.30	1.55	0.010	86.67
1.40	1.64	0.011	93.33
1.50	1.77	0.012	100.00
1.60	1.91	0.013	106.67
1.70	2.00	0.013	113.33
1.80	2.10	0.014	120.00
1.90	2.24	0.015	126.67
2.00	2.42	0.016	133.33
2.10	2.52	0.017	140.00
2.20	2.62	0.017	146.67
2.30	2.72	0.018	153.33
2.40	2.81	0.019	160.00
2.50	2.91	0.019	166.67
2.60	3.01	0.020	173.33
2.70	3.10	0.021	180.00
2.80	3.21	0.021	186.67
2.90	3.31	0.022	193.33
3.00	3.42	0.023	200.00
3.10	3.54	0.024	206.67
3.20	3.65	0.024	213.33
3.30	3.76	0.025	220.00
3.40	3.89	0.026	226.67
3.50	4.02	0.027	233.33
3.60	4.14	0.028	240.00
3.70	4.25	0.028	246.67
3.80	4.38	0.029	253.33
3.90	4.50	0.030	260.00
4.00	4.65	0.031	266.67
3.70	4.77	0.032	246.67
3.50	4.85	0.032	233.33
3.00	4.93	0.033	200.00

ESFUERZO (KG/CM²)

Tabla 4. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 02 con el primer estribo colocado a 2.5 cm

VIGA N° 02 - Primer Estribo a 2.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.10	0.001	6.67
0.20	0.21	0.001	13.33
0.30	0.36	0.002	20.00
0.40	0.47	0.003	26.67
0.50	0.60	0.004	33.33
0.60	0.72	0.005	40.00
0.70	0.84	0.006	46.67
0.80	0.95	0.006	53.33
0.90	1.06	0.007	60.00
1.00	1.19	0.008	66.67
1.10	1.31	0.009	73.33
1.20	1.43	0.010	80.00
1.30	1.55	0.010	86.67
1.40	1.64	0.011	93.33
1.50	1.77	0.012	100.00
1.60	1.91	0.013	106.67
1.70	2.00	0.013	113.33
1.80	2.10	0.014	120.00
1.90	2.24	0.015	126.67
2.00	2.42	0.016	133.33
2.10	2.52	0.017	140.00
2.20	2.62	0.017	146.67
2.30	2.72	0.018	153.33
2.40	2.81	0.019	160.00
2.50	2.91	0.019	166.67
2.60	3.01	0.020	173.33
2.70	3.10	0.021	180.00
2.80	3.21	0.021	186.67
2.90	3.31	0.022	193.33

3.00	3.42	0.023	200.00
3.10	3.54	0.024	206.67
3.20	3.65	0.024	213.33
3.30	3.76	0.025	220.00
3.40	3.89	0.026	226.67
3.50	4.02	0.027	233.33
3.60	4.14	0.028	240.00
3.70	4.25	0.028	246.67
3.80	4.38	0.029	253.33
3.90	4.50	0.030	260.00
4.00	4.65	0.031	266.67
3.70	4.77	0.032	246.67
3.50	4.85	0.032	233.33
3.00	4.93	0.033	200.00

Figura 17. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 02 con el primer estribo colocado a 2.5 cm

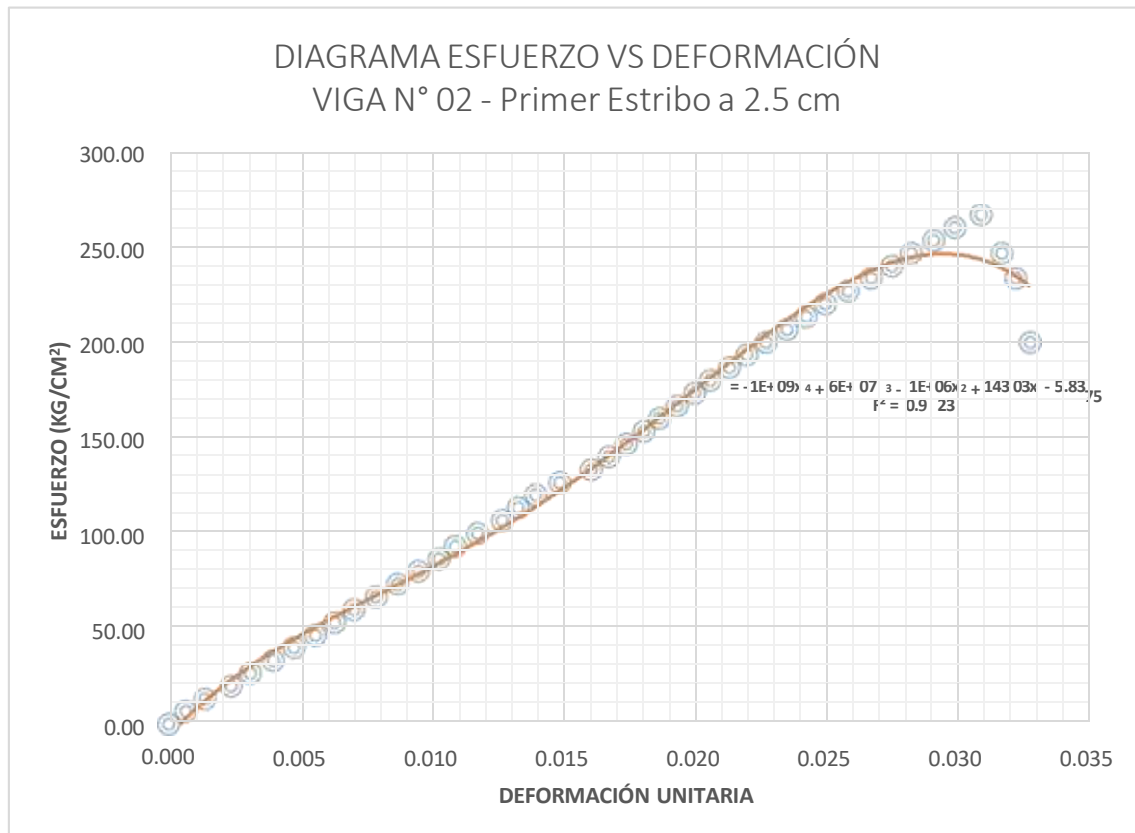
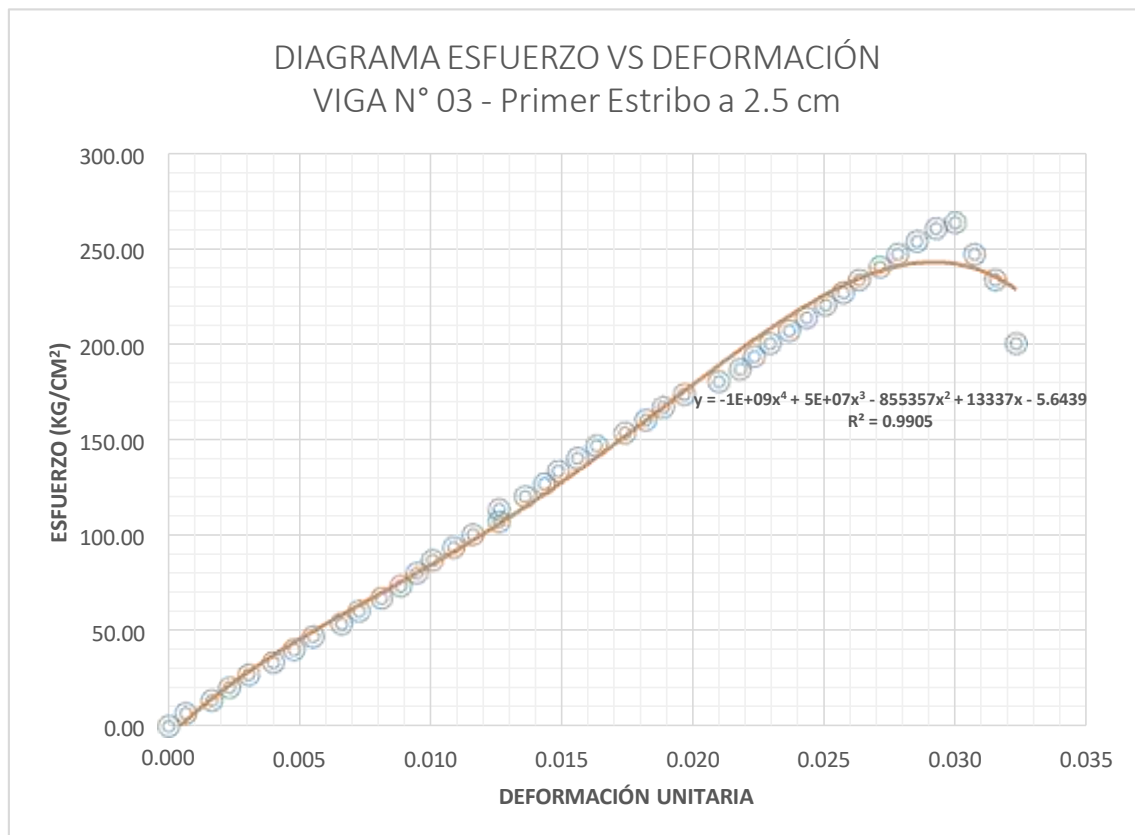


Tabla 5. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 03 con el primer estribo colocado a 2.5 cm

VIGA N° 03 - Primer Estribo a 2.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.10	0.001	6.67
0.20	0.25	0.002	13.33
0.30	0.35	0.002	20.00
0.40	0.46	0.003	26.67
0.50	0.60	0.004	33.33
0.60	0.72	0.005	40.00
0.70	0.83	0.006	46.67
0.80	0.99	0.007	53.33
0.90	1.09	0.007	60.00
1.00	1.22	0.008	66.67
1.10	1.33	0.009	73.33
1.20	1.42	0.009	80.00
1.30	1.51	0.010	86.67
1.40	1.63	0.011	93.33
1.50	1.74	0.012	100.00
1.60	1.89	0.013	106.67
1.70	2.04	0.013	113.33
1.80	2.15	0.014	120.00
1.90	2.23	0.014	126.67
2.00	2.34	0.015	133.33
2.10	2.45	0.016	140.00
2.20	2.61	0.016	146.67
2.30	2.73	0.017	153.33
2.40	2.83	0.018	160.00
2.50	2.95	0.019	166.67
2.60	3.06	0.020	173.33
2.70	3.15	0.021	180.00
2.80	3.27	0.022	186.67
2.90	3.35	0.022	193.33

3.00	3.44	0.023	200.00
3.10	3.55	0.024	206.67
3.20	3.65	0.024	213.33
3.30	3.76	0.025	220.00
3.40	3.86	0.026	226.67
3.50	3.95	0.026	233.33
3.60	4.07	0.027	240.00
3.70	4.17	0.028	246.67
3.80	4.28	0.029	253.33
3.90	4.39	0.029	260.00
3.95	4.50	0.030	263.33
3.70	4.61	0.031	246.67
3.50	4.73	0.032	233.33
3.00	4.85	0.032	200.00

Figura 18. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 03 con el primer estribo colocado a 2.5 cm



5.1.4. Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 5 cm

Se ensayaron 03 vigas, ubicando el primer estribo a 5 cm del borde del apoyo. La carga se incrementó en intervalos de 0.1 toneladas cada dos segundos. En las Tablas 6, 7 y 8 se presentan las variadas cargas aplicadas y las deformaciones observadas para cada nivel de carga. Con esta información se calcularon los esfuerzos cortantes, además de elaborar la gráfica de esfuerzo - deformación para elemento.

Tabla 6. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 01 con el primer estribo colocado a 5 cm

VIGA N° 01 - Primer Estribo a 5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.10	0.001	6.67
0.20	0.19	0.001	13.33
0.30	0.28	0.002	20.00
0.40	0.39	0.003	26.67
0.50	0.48	0.003	33.33
0.60	0.56	0.004	40.00
0.70	0.67	0.004	46.67
0.80	0.75	0.005	53.33
0.90	0.85	0.006	60.00
1.00	0.94	0.006	66.67
1.10	1.07	0.007	73.33
1.20	1.17	0.008	80.00
1.30	1.26	0.008	86.67
1.40	1.35	0.009	93.33
1.50	1.44	0.010	100.00
1.60	1.56	0.010	106.67
1.70	1.67	0.011	113.33
1.80	1.78	0.012	120.00
1.90	1.88	0.013	126.67
2.00	1.99	0.013	133.33

2.10	2.08	0.014	140.00
2.20	2.27	0.015	146.67
2.30	2.38	0.016	153.33
2.40	2.45	0.016	160.00
2.50	2.55	0.017	166.67
2.60	2.64	0.018	173.33
2.70	2.77	0.018	180.00
2.80	2.85	0.019	186.67
2.90	2.94	0.020	193.33
3.00	3.07	0.020	200.00
3.10	3.18	0.021	206.67

Figura 19. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 01 con el primer estribo colocado a 5 cm.

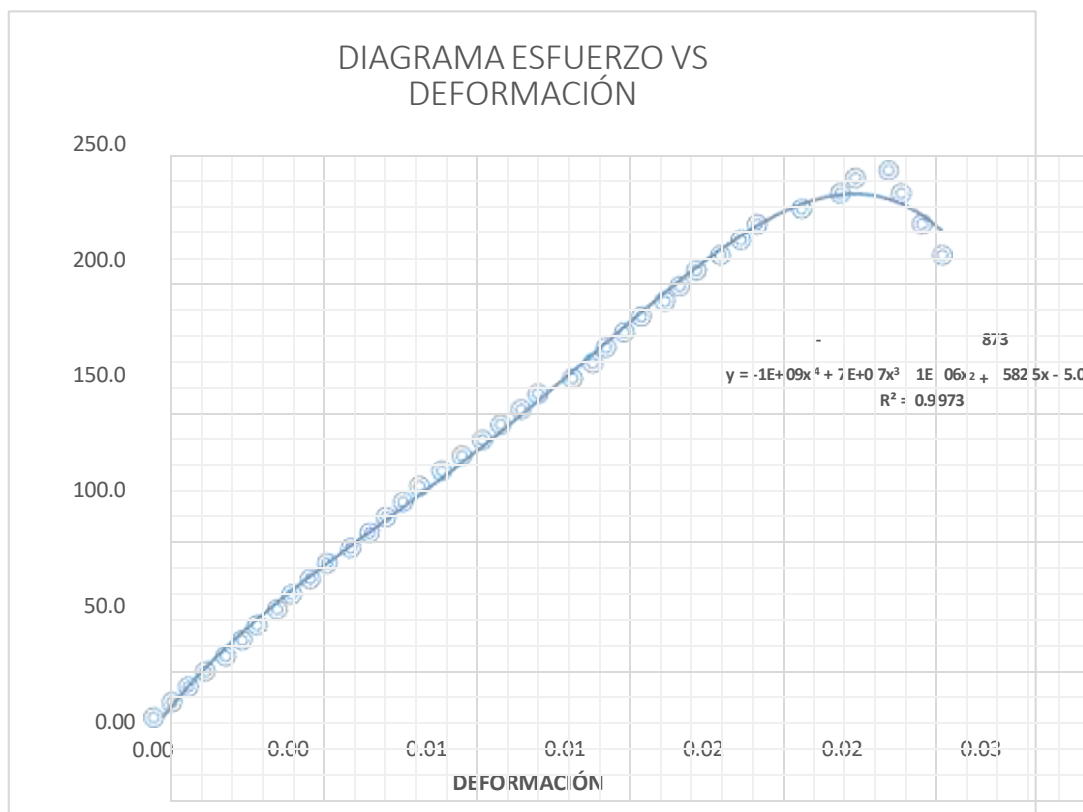


Tabla 7. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 02 con el primer estribo colocado a 5 cm

VIGA N° 02 - Primer Estribo a 5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.12	0.001	6.67
0.20	0.18	0.001	13.33
0.30	0.27	0.002	20.00
0.40	0.34	0.002	26.67
0.50	0.46	0.003	33.33
0.60	0.58	0.004	40.00
0.70	0.69	0.005	46.67
0.80	0.73	0.005	53.33
0.90	0.88	0.006	60.00
1.00	0.96	0.006	66.67
1.10	1.12	0.007	73.33
1.20	1.22	0.008	80.00
1.30	1.32	0.009	86.67
1.40	1.45	0.010	93.33
1.50	1.51	0.010	100.00
1.60	1.61	0.011	106.67
1.70	1.73	0.012	113.33
1.80	1.85	0.012	120.00
1.90	1.93	0.013	126.67
2.00	2.03	0.014	133.33
2.10	2.16	0.014	140.00
2.20	2.27	0.015	146.67
2.30	2.38	0.016	153.33
2.40	2.46	0.016	160.00
2.50	2.60	0.017	166.67
2.60	2.71	0.018	173.33
2.70	2.84	0.019	180.00

2.80	2.97	0.020	186.67
2.90	3.07	0.020	193.33
3.00	3.17	0.021	200.00
3.10	3.29	0.022	206.67
3.20	3.38	0.023	213.33
3.30	3.52	0.023	220.00
3.40	3.79	0.025	226.67
3.50	3.91	0.026	233.33
3.55	4.09	0.027	236.67
3.40	4.15	0.028	226.67
3.20	4.25	0.028	213.33
3.00	4.35	0.029	200.00

Figura 20. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 02 con el primer estribo colocado a 5 cm.

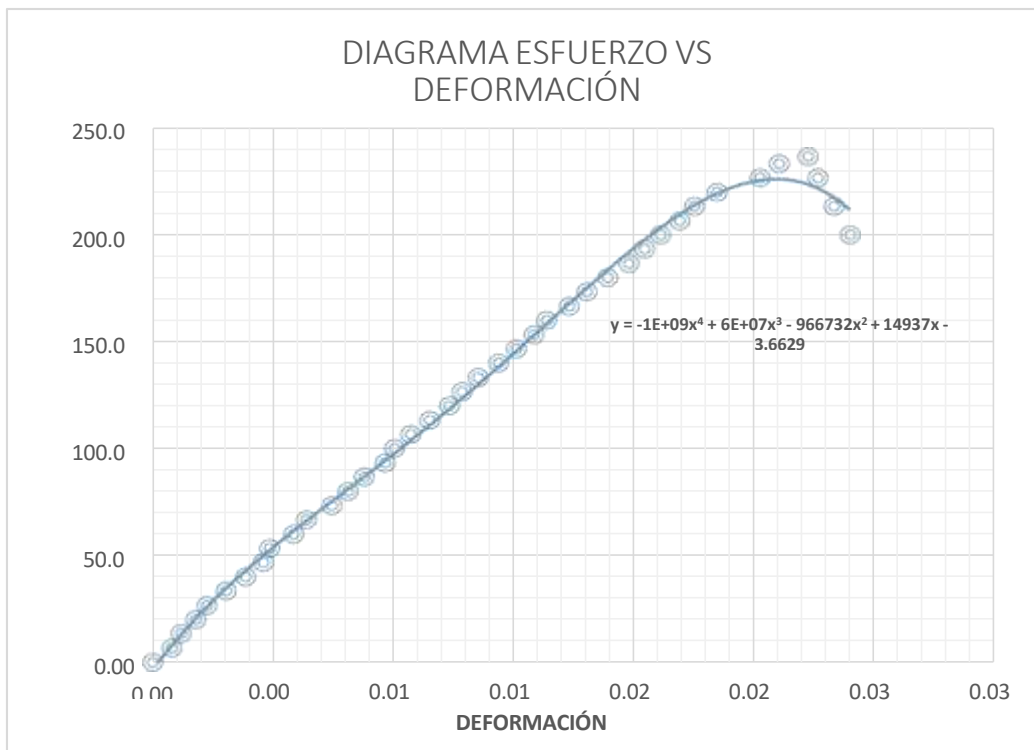
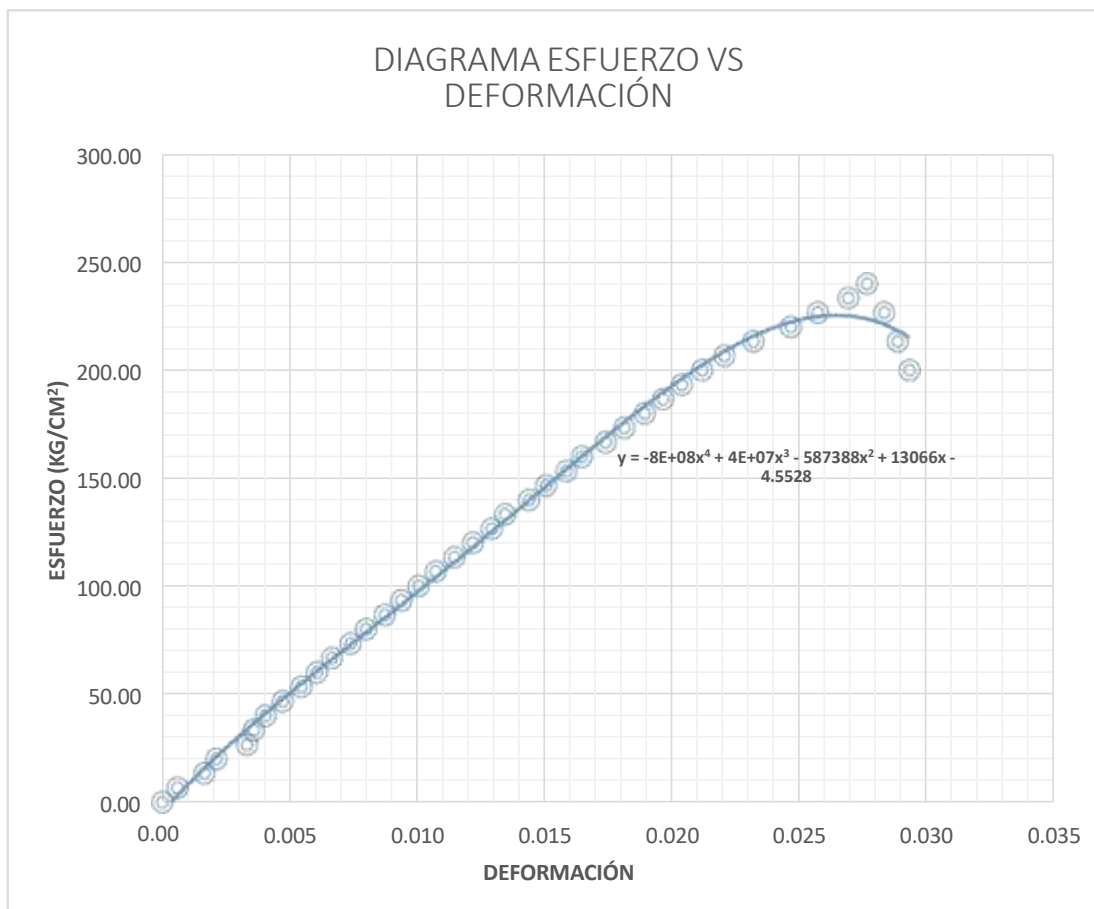


Tabla 8. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 03 con el primer estribo colocado a 5 cm

VIGA N° 03 - Primer Estribo a 5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.09	0.001	6.67
0.20	0.25	0.002	13.33
0.30	0.32	0.002	20.00
0.40	0.50	0.003	26.67
0.50	0.54	0.004	33.33
0.60	0.61	0.004	40.00
0.70	0.71	0.005	46.67
0.80	0.82	0.005	53.33
0.90	0.91	0.006	60.00
1.00	1.00	0.007	66.67
1.10	1.11	0.007	73.33
1.20	1.20	0.008	80.00
1.30	1.31	0.009	86.67
1.40	1.41	0.009	93.33
1.50	1.51	0.010	100.00
1.60	1.61	0.011	106.67
1.70	1.72	0.011	113.33
1.80	1.83	0.012	120.00
1.90	1.94	0.013	126.67
2.00	2.02	0.013	133.33
2.10	2.16	0.014	140.00
2.20	2.26	0.015	146.67
2.30	2.38	0.016	153.33
2.40	2.47	0.016	160.00
2.50	2.61	0.017	166.67
2.60	2.72	0.018	173.33
2.70	2.84	0.019	180.00
2.80	2.95	0.020	186.67

2.90	3.06	0.020	193.33
3.00	3.18	0.021	200.00
3.10	3.31	0.022	206.67
3.20	3.48	0.023	213.33
3.30	3.70	0.025	220.00
3.40	3.86	0.026	226.67
3.50	4.04	0.027	233.33
3.60	4.15	0.028	240.00
3.40	4.25	0.028	226.67
3.20	4.33	0.029	213.33
3.00	4.40	0.029	200.00

Figura 21. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 03 con el primer estribo colocado a 5 cm



5.1.5. Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 7.5 cm

Se ensayaron 03 vigas, y el primer estribo se ubicó a 7.5 cm desde el borde del soporte. La carga se incrementó en 0.1 toneladas cada dos segundos, y en las Tablas 9, 10 y 11 se muestran las diversas cargas aplicadas y las deformaciones medidas para cada nivel de carga; con esta información, se calcularon los esfuerzos cortantes y se generó la curva de esfuerzo y deformación por elemento

Tabla 9. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 01 con el primer estribo colocado a 7.5 cm

VIGA N° 01 - Primer Estribo a 7.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.09	0.001	6.67
0.20	0.19	0.001	13.33
0.30	0.27	0.002	20.00
0.40	0.34	0.002	26.67
0.50	0.40	0.003	33.33
0.60	0.48	0.003	40.00
0.70	0.55	0.004	46.67
0.80	0.61	0.004	53.33
0.90	0.68	0.005	60.00
1.00	0.75	0.005	66.67
1.10	0.83	0.006	73.33
1.20	0.92	0.006	80.00
1.30	1.02	0.007	86.67
1.40	1.11	0.007	93.33
1.50	1.24	0.008	100.00
1.60	1.32	0.009	106.67
1.70	1.41	0.009	113.33
1.80	1.49	0.010	120.00
1.90	1.59	0.011	126.67

2.00	1.65	0.011	133.33
2.10	1.79	0.012	140.00
2.20	1.89	0.013	146.67
2.30	2.01	0.013	153.33
2.40	2.13	0.014	160.00
2.50	2.28	0.015	166.67
2.60	2.41	0.016	173.33
2.70	2.59	0.017	180.00
2.80	2.71	0.018	186.67
2.90	2.83	0.019	193.33
2.50	3.60	0.0240	166.67

Figura 22. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 01 con el primer estribo colocado a 7.5 cm

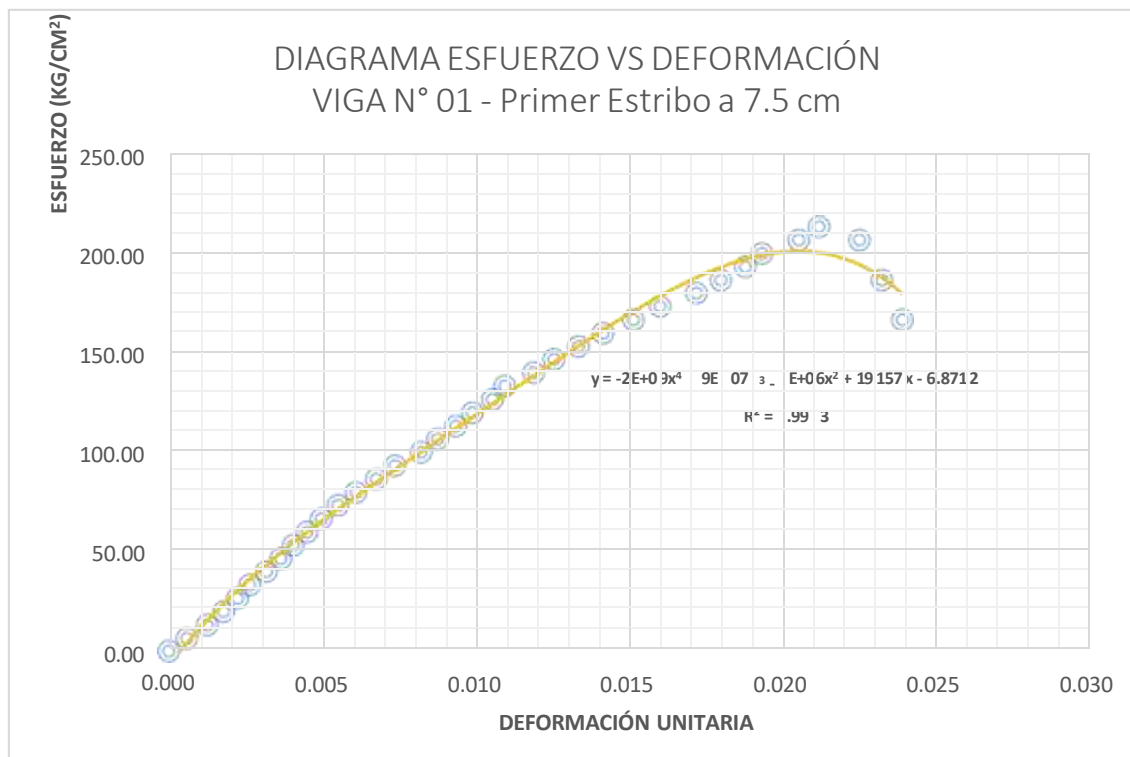


Tabla 10. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 02 con el primer estribo colocado a 7.5 cm

VIGA N° 02 - Primer Estribo a 7.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.08	0.001	6.67
0.20	0.16	0.001	13.33
0.30	0.23	0.002	20.00
0.40	0.33	0.002	26.67
0.50	0.42	0.003	33.33
0.60	0.51	0.003	40.00
0.70	0.59	0.004	46.67
0.80	0.67	0.004	53.33
0.90	0.73	0.005	60.00
1.00	0.80	0.005	66.67
1.10	0.87	0.006	73.33
1.20	0.98	0.007	80.00
1.30	1.12	0.007	86.67
1.40	1.22	0.008	93.33
1.50	1.38	0.009	100.00
1.60	1.48	0.010	106.67
1.70	1.55	0.010	113.33
1.80	1.66	0.011	120.00
1.90	1.72	0.011	126.67
2.00	1.87	0.012	133.33
2.10	1.96	0.013	140.00
2.20	2.02	0.013	146.67
2.30	2.15	0.014	153.33
2.40	2.27	0.015	160.00
2.50	2.37	0.016	166.67
2.60	2.45	0.016	173.33
2.70	2.66	0.018	180.00
2.80	2.79	0.019	186.67
2.90	2.90	0.019	193.33

3.00	3.01	0.020	200.00
3.10	3.11	0.021	206.67
3.20	3.22	0.021	213.33
3.25	3.35	0.022	216.67
3.10	3.45	0.023	206.67
2.80	3.55	0.024	186.67
2.50	3.70	0.025	166.67

Figura 23. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 02 con el primer estribo colocado a 7.5 cm

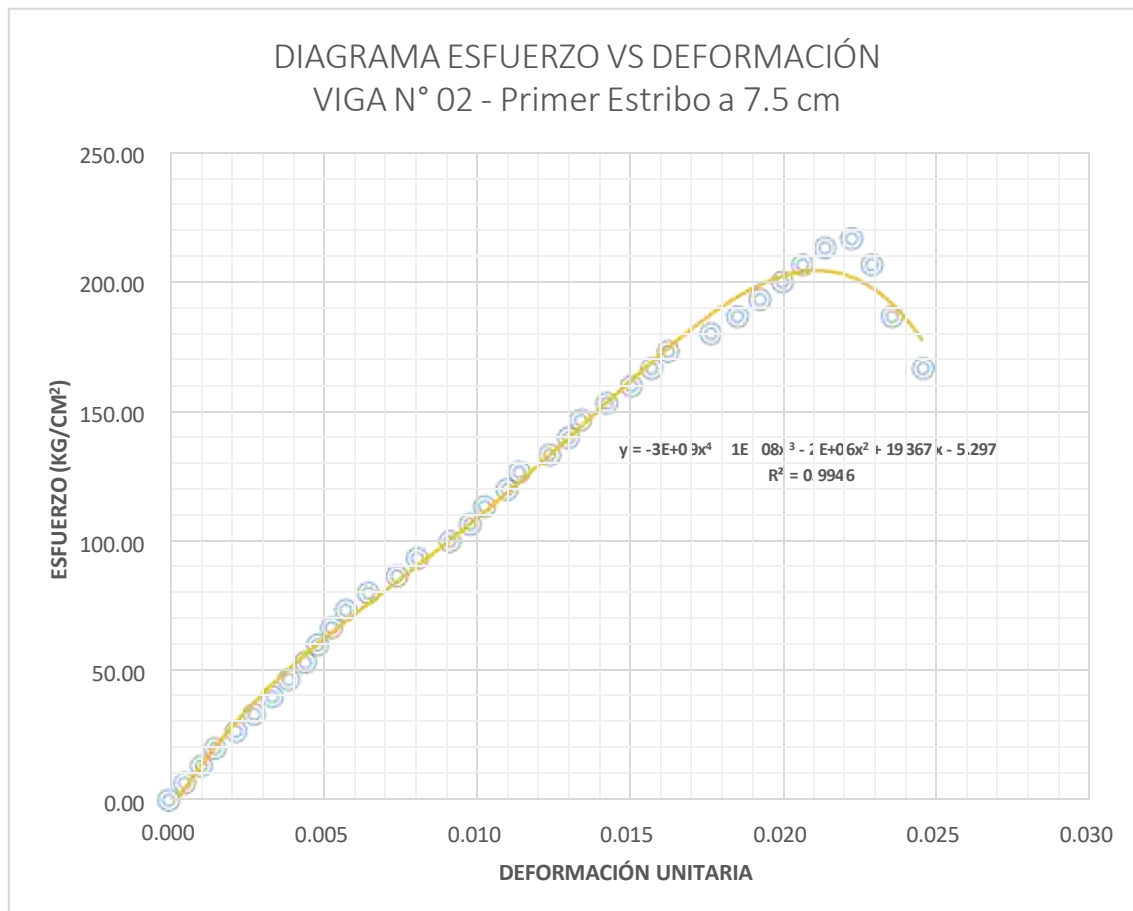
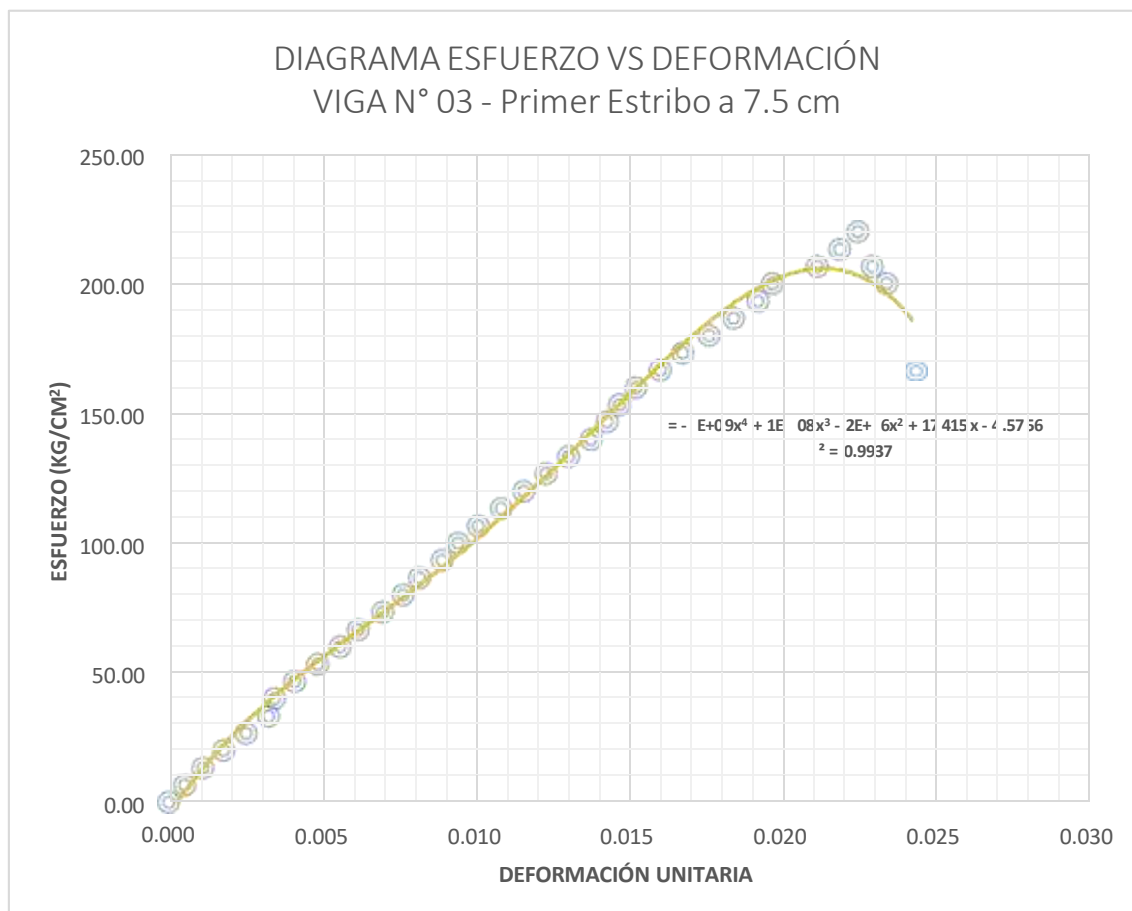


Tabla 11. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 03 con el primer estribo colocado a 7.5 cm

VIGA N° 03 - Primer Estribo a 7.5 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.08	0.001	6.67
0.20	0.17	0.001	13.33
0.30	0.27	0.002	20.00
0.40	0.38	0.003	26.67
0.50	0.49	0.003	33.33
0.60	0.52	0.003	40.00
0.70	0.62	0.004	46.67
0.80	0.73	0.005	53.33
0.90	0.84	0.006	60.00
1.00	0.93	0.006	66.67
1.10	1.05	0.007	73.33
1.20	1.15	0.008	80.00
1.30	1.23	0.008	86.67
1.40	1.34	0.009	93.33
1.50	1.42	0.009	100.00
1.60	1.52	0.010	106.67
1.70	1.63	0.011	113.33
1.80	1.74	0.012	120.00
1.90	1.85	0.012	126.67
2.00	1.96	0.013	133.33
2.10	2.07	0.014	140.00
2.20	2.15	0.014	146.67
2.30	2.21	0.015	153.33
2.40	2.29	0.015	160.00
2.50	2.41	0.016	166.67
2.60	2.52	0.017	173.33
2.70	2.65	0.018	180.00
2.80	2.77	0.018	186.67
2.90	2.89	0.019	193.33

3.00	2.96	0.020	200.00
3.10	3.18	0.021	206.67
3.20	3.29	0.022	213.33
3.30	3.38	0.023	220.00
3.10	3.45	0.023	206.67
3.00	3.52	0.023	200.00
2.50	3.65	0.024	166.67

Figura 24. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 03 con el primer estribo colocado a 7.5 cm



5.1.6. Ensayos de vigas con el primer estribo colocado a 10 cm

Se ensayaron 03 vigas, en las que el primer estribo se instaló a 10 cm desde el borde del apoyo. La carga se incrementó en 0.1 toneladas cada dos segundos, en las Tablas 12, 13 y 14 se pueden observar las diversas cargas aplicadas y las deformaciones registradas para cada nivel de carga. Con esta información se calcularon los esfuerzos cortantes y se elaboró la curva de esfuerzo - deformación para cada viga.

Tabla 12. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 01 con el primer estribo colocado a 10 cm

VIGA N° 01 - Primer Estribo a 10 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.07	0.000	6.67
0.20	0.13	0.001	13.33
0.30	0.20	0.001	20.00
0.40	0.30	0.002	26.67
0.50	0.40	0.003	33.33
0.60	0.48	0.003	40.00
0.70	0.53	0.004	46.67
0.80	0.63	0.004	53.33
0.90	0.72	0.005	60.00
1.00	0.81	0.005	66.67
1.10	0.91	0.006	73.33
1.20	0.99	0.007	80.00
1.30	1.09	0.007	86.67
1.40	1.18	0.008	93.33
1.50	1.25	0.008	100.00
1.60	1.34	0.009	106.67
1.70	1.44	0.010	113.33
1.80	1.53	0.010	120.00
1.90	1.66	0.011	126.67
2.00	1.75	0.012	133.33

2.10	1.86	0.012	140.00
2.20	1.97	0.013	146.67
2.30	2.09	0.014	153.33
2.40	2.20	0.015	160.00
2.50	2.32	0.015	166.67
2.60	2.45	0.016	173.33
2.70	2.56	0.017	180.00
2.80	2.68	0.018	186.67
2.90	2.75	0.018	193.33
3.00	2.83	0.019	200.00
2.90	2.95	0.020	193.33
2.60	3.12	0.021	173.33
2.50	3.25	0.022	166.67

Figura 25. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 01 con el primer estribo colocado a 10 cm

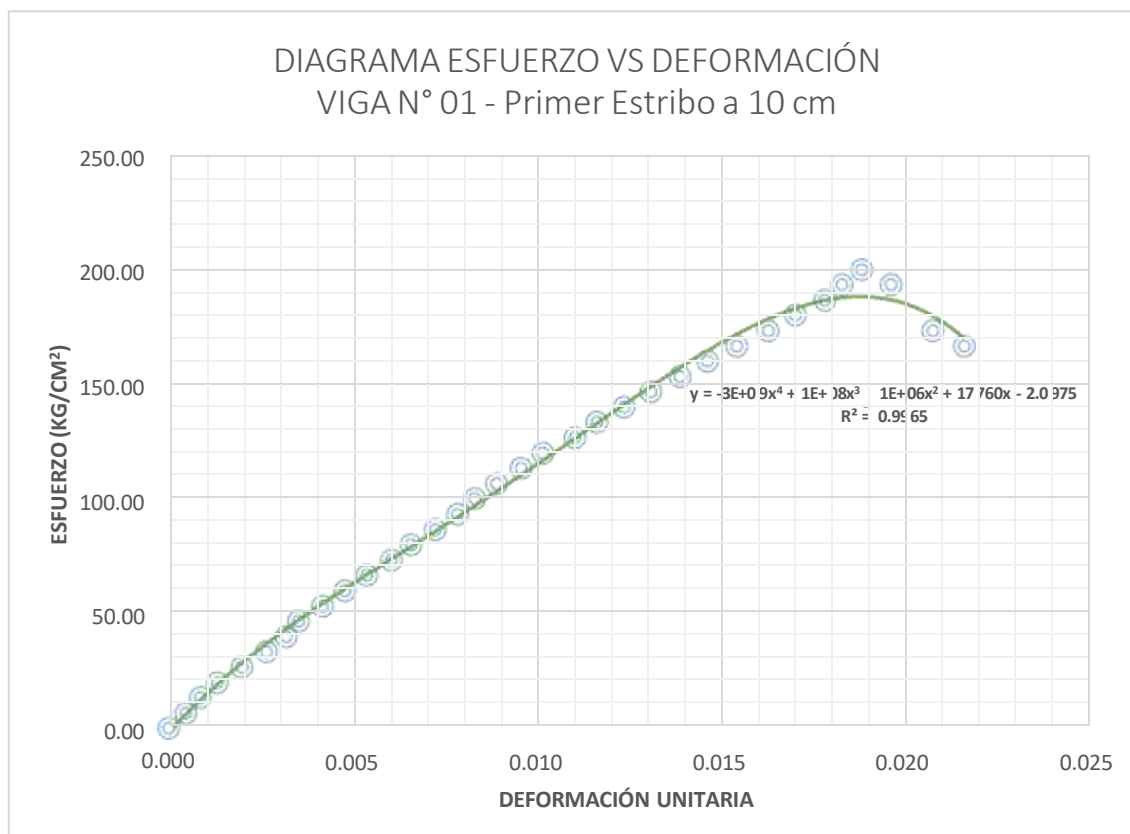


Tabla 13. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 02 con el primer estribo colocado a 10 cm

VIGA N° 02 - Primer Estribo a 10 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.07	0.000	6.67
0.20	0.13	0.001	13.33
0.30	0.22	0.001	20.00
0.40	0.31	0.002	26.67
0.50	0.37	0.002	33.33
0.60	0.46	0.003	40.00
0.70	0.54	0.004	46.67
0.80	0.62	0.004	53.33
0.90	0.70	0.005	60.00
1.00	0.82	0.005	66.67
1.10	0.90	0.006	73.33
1.20	0.98	0.007	80.00
1.30	1.05	0.007	86.67
1.40	1.14	0.008	93.33
1.50	1.22	0.008	100.00
1.60	1.32	0.009	106.67
1.70	1.45	0.010	113.33
1.80	1.58	0.011	120.00
1.90	1.68	0.011	126.67
2.00	1.77	0.012	133.33
2.10	1.87	0.012	140.00
2.20	1.95	0.013	146.67
2.30	2.05	0.014	153.33
2.40	2.12	0.014	160.00
2.50	2.23	0.015	166.67
2.60	2.34	0.016	173.33
2.70	2.44	0.016	180.00
2.80	2.53	0.017	186.67
2.90	2.62	0.017	193.33

3.00	2.71	0.018	200.00
3.05	2.86	0.019	203.33
2.90	3.05	0.0203	193.33
2.80	3.15	0.0210	186.67
2.60	3.25	0.0217	173.33

Figura 26. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 02 con el primer estribo colocado a 10 cm

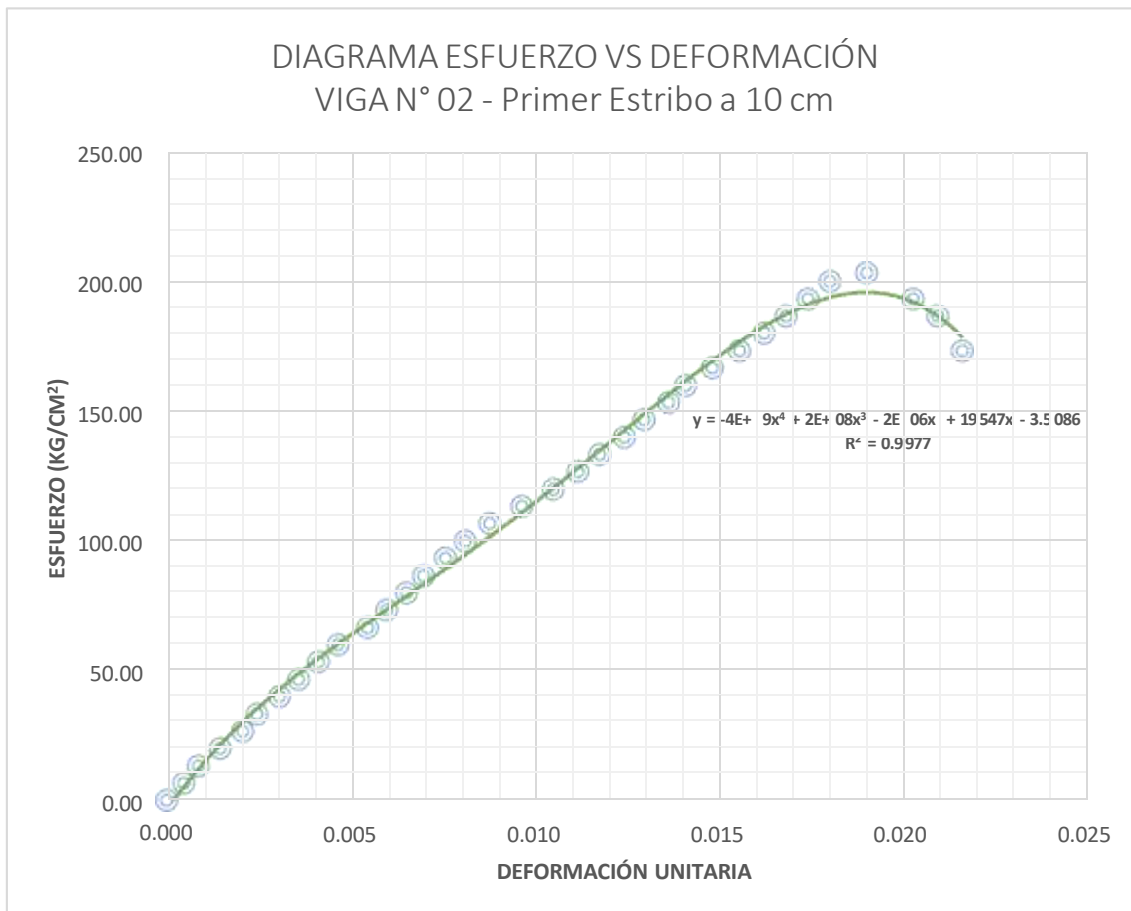
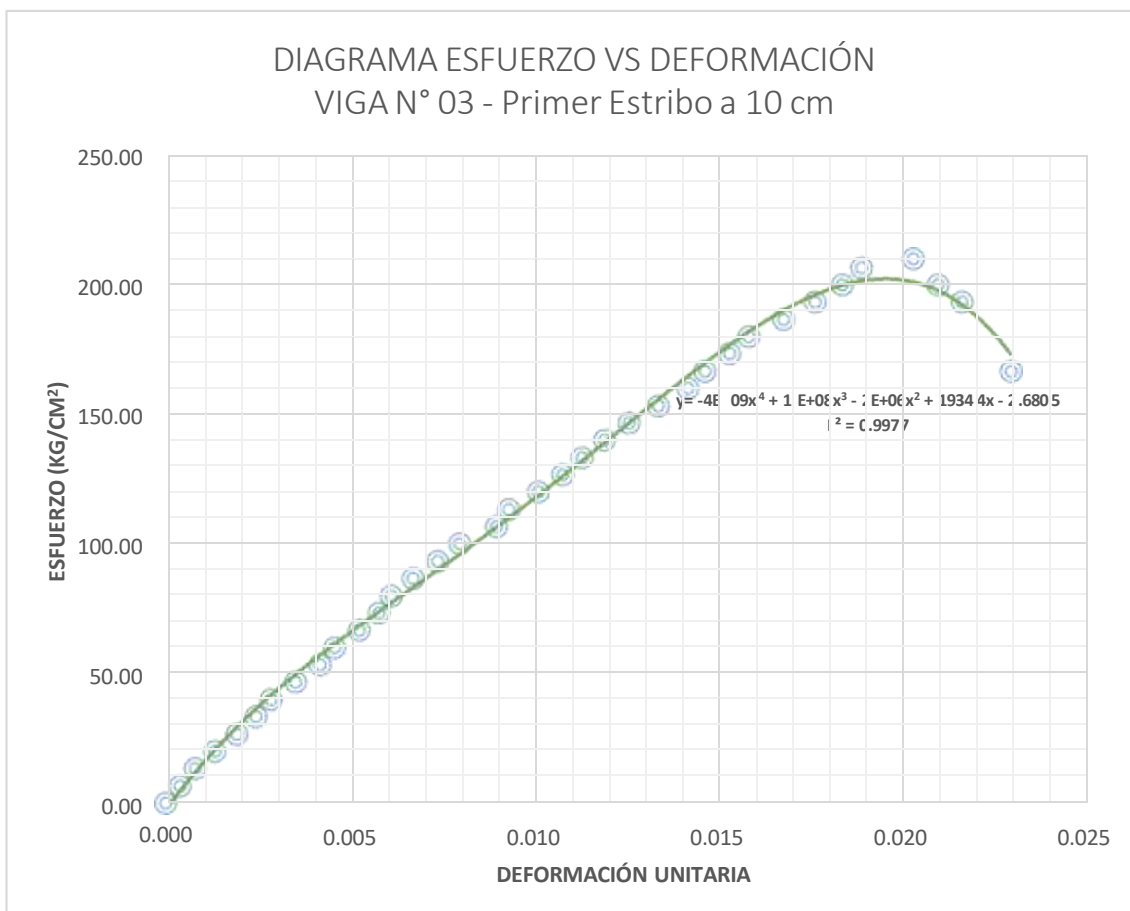


Tabla 14. Resultados del ensayo de resistencia al esfuerzo cortante de la Viga N° 03 con el primer estribo colocado a 10 cm

VIGA N° 03 - Primer Estribo a 10 cm			
Radio (cm)	7.5	Área (cm²)	15.00
Altura Viga (mm)	150		
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Deformación Unitaria (ε)	Esfuerzo (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.00
0.10	0.06	0.000	6.67
0.20	0.12	0.001	13.33
0.30	0.20	0.001	20.00
0.40	0.29	0.002	26.67
0.50	0.37	0.002	33.33
0.60	0.43	0.003	40.00
0.70	0.53	0.004	46.67
0.80	0.63	0.004	53.33
0.90	0.69	0.005	60.00
1.00	0.79	0.005	66.67
1.10	0.87	0.006	73.33
1.20	0.92	0.006	80.00
1.30	1.01	0.007	86.67
1.40	1.11	0.007	93.33
1.50	1.20	0.008	100.00
1.60	1.35	0.009	106.67
1.70	1.40	0.009	113.33
1.80	1.52	0.010	120.00
1.90	1.62	0.011	126.67
2.00	1.70	0.011	133.33
2.10	1.79	0.012	140.00
2.20	1.89	0.013	146.67
2.30	2.01	0.013	153.33
2.40	2.13	0.014	160.00
2.50	2.20	0.015	166.67
2.60	2.30	0.015	173.33
2.70	2.38	0.016	180.00
2.80	2.52	0.017	186.67
2.90	2.65	0.018	193.33

3.00	2.76	0.018	200.00
3.10	2.84	0.019	206.67
3.15	3.05	0.020	210.00
3.00	3.15	0.021	200.00
2.90	3.25	0.022	193.33
2.50	3.55	0.024	166.67

Figura 27. Diagrama esfuerzo vs deformación de la viga N° 03 con el primer estribo colocado a 10 cm



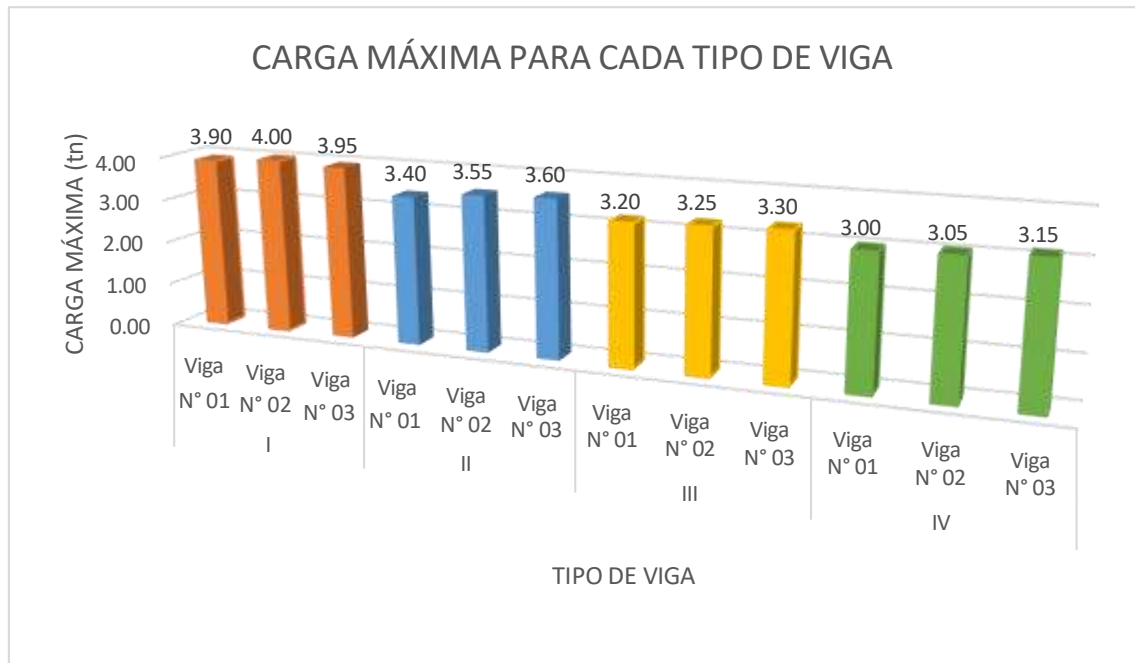
5.2. Análisis, interpretación de resultados

5.2.1. Carga Máxima para cada tipo de viga

Tabla 15. Promedio de carga máxima de cada viga de concreto armado.

TIPO DE VIGA	N° DE VIGA	CARGA MÁXIMA (ton)	PROMEDIO DE CARGA (ton)
I	Viga N° 01	3.90	3.95
	Viga N° 02	4.00	
	Viga N° 03	3.95	
II	Viga N° 01	3.40	3.52
	Viga N° 02	3.55	
	Viga N° 03	3.60	
III	Viga N° 01	3.20	3.25
	Viga N° 02	3.25	
	Viga N° 03	3.30	
IV	Viga N° 01	3.00	3.07
	Viga N° 02	3.05	
	Viga N° 03	3.15	

Figura 28. Comparación de las cargas de rotura en vigas de concreto armado.



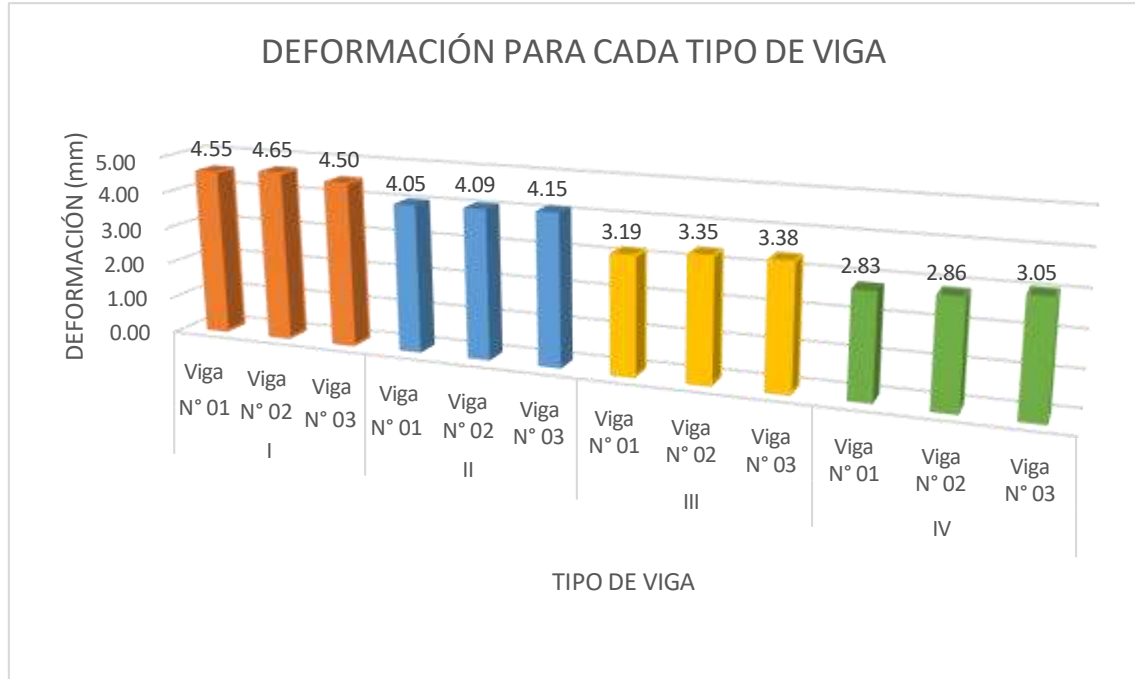
De la Tabla 15 y Figura 28, se realizó una comparación de cargas de rotura en las vigas de concreto armado, las vigas con el primer estribo colocado a 2.5 cm desde la cara del apoyo resistieron una carga de 3.90 toneladas, 4.0 ton y 3.95 ton, con un promedio de 3.95 ton; las vigas con el primer estribo colocado a 5 cm desde la cara del apoyo resistieron una carga de 3.40 ton, 3.55 ton y 3.95 ton, con un promedio de 3.52 ton; las vigas con el primer estribo colocado a 7.5 cm desde la cara del apoyo resistieron una carga de 3.20 toneladas, 3.25 ton y 3.30 ton, con un promedio de 3.25 ton; y finalmente las vigas con el primer estribo colocado a 10 cm desde la cara del apoyo resistieron una carga de 3.00 ton, 3.05 ton y 3.15 ton, con un promedio de 3.07 ton.

5.2.2. Deformación máxima para cada tipo de viga

Tabla 16. Promedio de deformación máxima de cada viga de concreto armado.

TIPO DE VIGA	N° DE VIGA	DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)	PROMEDIO DE DEFORMACIÓN (mm)
I	Viga N° 01	4.55	4.57
	Viga N° 02	4.65	
	Viga N° 03	4.50	
II	Viga N° 01	4.05	4.10
	Viga N° 02	4.09	
	Viga N° 03	4.15	
III	Viga N° 01	3.19	3.31
	Viga N° 02	3.35	
	Viga N° 03	3.38	
IV	Viga N° 01	2.83	2.91
	Viga N° 02	2.86	
	Viga N° 03	3.05	

Figura 29. Comparación de las deformaciones en vigas de concreto armado.



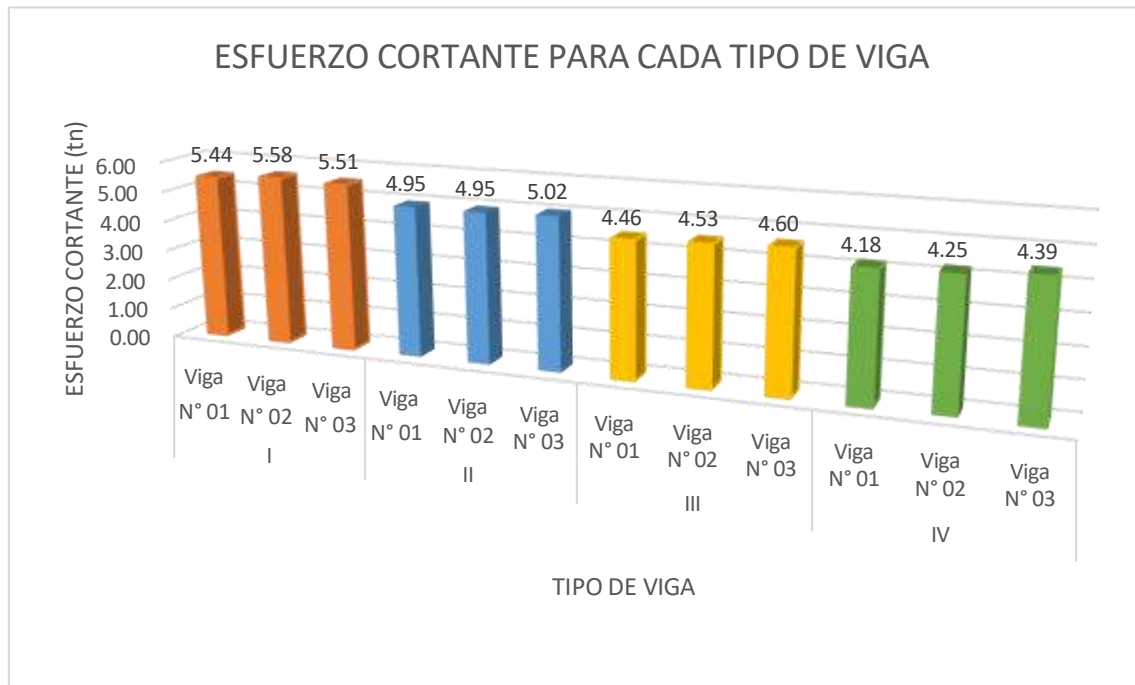
De la Tabla 16 y Figura 29, se realizó una comparación de las deformaciones en las vigas de concreto armado, las vigas con el primer estribo colocado a 2.5 cm desde la cara del apoyo tuvieron una deformación 4.55 mm, 4.65 mm y 4.50 mm, con un promedio de 4.57 mm; las vigas con el primer estribo colocado a 5 cm desde la cara del apoyo tuvieron una deformación 4.05 mm, 4.09 mm y 4.15 mm, con un promedio de 4.10 mm; las vigas con el primer estribo colocado a 7.5 cm desde la cara del apoyo tuvieron una deformación 3.19 mm, 3.35 mm y 3.38 mm, con un promedio de 3.31 mm; y finalmente las vigas con el primer estribo colocado a 10 cm desde la cara del apoyo tuvieron una deformación 2.83 mm, 2.86 mm y 3.05 mm, con un promedio de 2.91 mm.

5.2.3. Esfuerzo Cortante para cada tipo de viga

Tabla 17. Esfuerzo cortante promedio de cada viga de concreto armado.

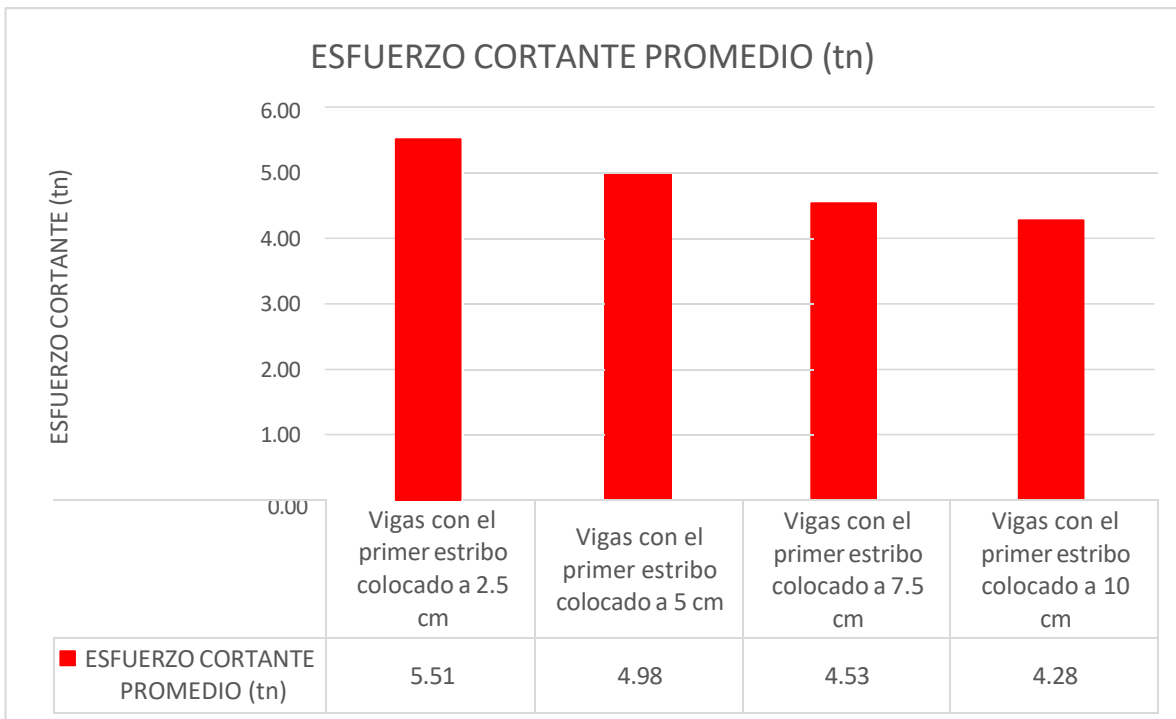
TIPO DE VIGA	N° DE VIGA	ESFUERZO CORTANTE (ton)	ESFUERZO CORTANTE PROMEDIO (ton)
I	Viga N° 01	5.44	5.51
	Viga N° 02	5.58	
	Viga N° 03	5.51	
II	Viga N° 01	4.95	4.98
	Viga N° 02	4.95	
	Viga N° 03	5.02	
III	Viga N° 01	4.46	4.53
	Viga N° 02	4.53	
	Viga N° 03	4.60	
IV	Viga N° 01	4.18	4.28
	Viga N° 02	4.25	
	Viga N° 03	4.39	

Figura 30. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de concreto armado.



Con la Tabla 17 y Figura 30, tenemos que las resistencias al esfuerzo cortante en las vigas con el primer estribo colocado a 2.5 cm desde la cara del apoyo fueron de 5.54 ton, 5.58 ton y 5.51 ton, con un promedio de 5.51 ton; las resistencias al esfuerzo cortante en las vigas con el primer estribo colocado a 5 cm desde la cara del apoyo fueron de 4.95 ton, 4.95 ton y 5.02 ton, con un promedio de 4.98 ton; las resistencias al esfuerzo cortante en las vigas con el primer estribo colocado a 7.5 cm desde la cara del apoyo fueron de 4.46 ton, 4.53 ton y 4.60 ton, con un promedio de 4.53 ton; y finalmente las resistencias al esfuerzo cortante en las vigas con el primer estribo colocado a 10 cm desde la cara del apoyo fueron de 4.18 ton, 4.25 ton y 4.39 ton, con un promedio de 4.28 ton.

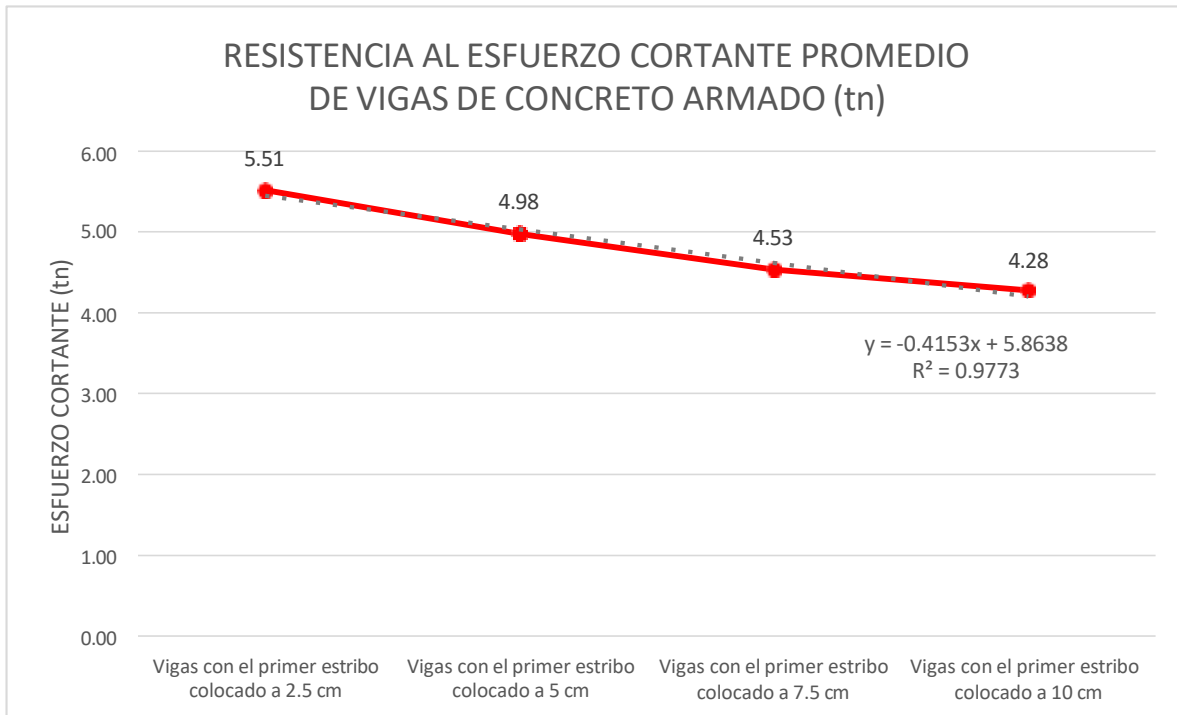
Figura 31. Comparación de esfuerzos cortantes promedio en vigas de concreto armado.



De la Tabla 17 y Figura 31, se tiene que la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante medio para las vigas que tienen el primer estribo a 2.5 cm de la cara del apoyo fue de 5.51 ton; la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante medio para

las vigas con el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo es de 4. 98 ton; la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante medio para las vigas con el primer estribo a 7. 5 cm de la cara del apoyo fue de 4. 53 ton; y la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante medio para las vigas que tienen el primer estribo a 10 cm de la cara del apoyo fue de 4. 28 ton.

Figura 32. Gráfico de esfuerzos cortantes promedio en vigas de concreto armado.



Al analizar la Tabla 17 y Figura 32, las vigas con el primer estribo ubicado a 2.5 cm desde la cara del apoyo tuvieron una resistencia al esfuerzo cortante de 5.51 ton, luego al aumentar el espaciado en 2.5 cm, es decir vigas con el primer estribo ubicado a 5 cm desde la cara de apoyo, tuvieron una resistencia al esfuerzo cortante de 4.98 ton, disminuyendo en 0.54 ton, representando un decremento de 10.78%; al aumentar el espaciado en 2.5 cm más, es decir vigas con el primer estribo ubicado a 7.5 cm, tuvieron una resistencia al esfuerzo cortante de 4.53 ton, disminuyendo 0.44 ton, representando un decremento de 9.78%; finalmente al

aumentar el espaciamiento en 2.5 cm más, es decir vigas con el primer estribo ubicado a 10 cm desde la cara del apoyo, tuvieron una resistencia al esfuerzo cortante de 4.28 toneladas, disminuyendo 0.26 ton, representando un decremento de 6%.

5.3. Contratación de hipótesis

Por los ensayos de laboratorio se conoce que, la ubicación del primer estribo a una distancia de 2.5 cm aumentó en un 10.78% la resistencia al esfuerzo cortante en vigas de concreto armado, en comparación a la resistencia al esfuerzo cortante de una viga con el primer estribo ubicado a 5 cm.

Se afirma que la ubicación del primer estribo a una distancia de 2.5 cm aumenta la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado, por lo que la **hipótesis queda validada.**

CONCLUSIONES

- Los resultados obtenidos en el presente estudio evidencian que la ubicación del primer estribo respecto al apoyo tiene una influencia directa y significativa en la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de concreto armado. Al reducir el espaciamiento del primer estribo de 5 cm a 2.5 cm, se logró un incremento en la resistencia al corte de 0.54 toneladas, lo que representa una mejora del 10.78% en comparación con la configuración inicial. Asimismo, se determinó que las vigas con estribos colocados a 2.5 cm, 5 cm, 7.5 cm y 10 cm desde la cara del apoyo alcanzaron resistencias promedio de 5.51, 4.98, 4.53 y 4.28 toneladas respectivamente, reflejando una disminución progresiva en la capacidad resistente conforme aumenta la distancia del estribo al apoyo.
- De manera específica, al comparar las configuraciones respecto al espaciamiento de 10 cm, se observó que la resistencia al esfuerzo cortante se incrementó en 6%, 9.78% y 10.78% para distancias de 7.5 cm, 5 cm y 2.5 cm respectivamente. Estos datos reafirman que el confinamiento temprano de las zonas críticas mediante estribos colocados cerca del apoyo mejora la respuesta estructural frente a sollicitaciones de corte.
- Adicionalmente, se identificó que la reducción en el espaciamiento del primer estribo de 10 cm a 2.5 cm no solo incrementa la resistencia, sino también la capacidad de deformación de la viga, alcanzando un aumento de hasta 56.75%. Esto indica un comportamiento más dúctil, lo cual es deseable en elementos estructurales, ya que su capacidad de absorción de energía es mayor antes de alcanzar la falla.
- En función de los resultados obtenidos, se concluye que una distancia reducida del primer estribo al apoyo, específicamente de 2.5 cm, mejora significativamente tanto la resistencia al esfuerzo cortante como la ductilidad de las vigas de concreto armado. Por tanto, se recomienda considerar este criterio en el diseño estructural, especialmente en zonas donde los elementos estén expuestos a altas sollicitaciones de corte.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO FINO

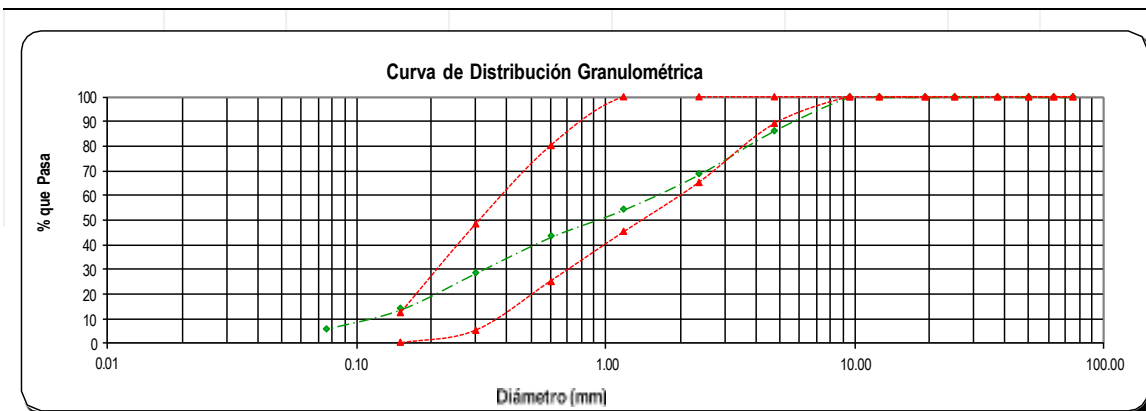
TESIS: "INFLUENCIA DE LA DISTANCIA DEL PRIMER ESTRIBO EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO"

MATERIAL : AGREGADO FINO

PROCEDENCIA : BAÑOS DEL INCA (TARTAR CHICO) - CAJAMARCA

MUESTRA: 2 PESO SECO MENOR A N° 200: 89.00 gr. Módulo de Finura
 PESO INICIAL: 1,500.00 gr. 3.051

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm.)	PESO RETENIDO PARCIAL (g.)	PORCENTAJE RETENIDO		PORCENTAJE QUE PASA	REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DEL AGREGADO FINO NTP 400:037	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)			
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
N°4	4.75	205	13.67	13.67	86.33	89	100
N°8	2.36	267	17.80	31.47	68.53	65	100
N°16	1.18	213	14.20	45.67	54.33	45	100
N°30	0.60	167	11.13	56.80	43.20	25	80
N°50	0.30	219	14.60	71.40	28.60	5	48
N°100	0.15	221	14.73	86.13	13.87	0	12
N°200	0.075	119	7.93	94.07	5.93	0	0
CAZOLETA	--	89	5.93	100.00	0.00	Módulo de Finura	
PESO TOTAL DE MUESTRA		1500.00	100.00			3.051	



D 60 =	1.80	D 30 =	0.32	D 10 =	0.22
Cu =	8.18	Cc =	0.26		

NOTA: EL PERFIL GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO FINO SE AJUSTA AL HUSO ANULOMÉTRICO "M" SEGÚN LA NORMA N. T. P 400. 037, SU MÓDULO DE FINURA DE 3. 051..

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO GRUESO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	
NIP 490.072, NIP 490.017 / A.S.T.M.C -136	

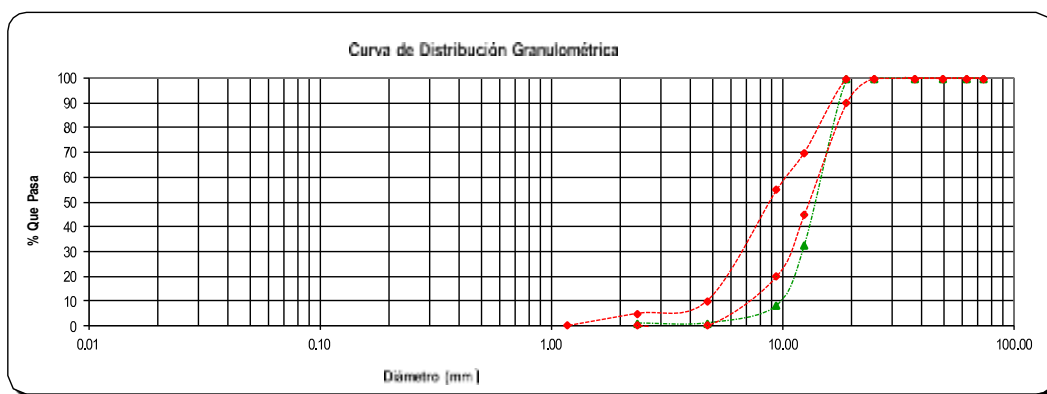
TESIS: "INFLUENCIA DE LA DISTANCIA DEL PRIMER ESTRIBO EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO"

MATERIAL : AGREGADO GRUESO

PROCEDENCIA : BAÑOS DEL INCA (TARTAR CHICO) - CAJAMARCA

MUESTRA : 1 PESO SECO MENOR QUE 0.075 mm. (MALLA N° 200): 67.00 gr. Módulo de Finura 6.872
 PESO INICIAL: 8,500

TAMIZ N°	ABERTUR A TAMIZ (mm.)	PESO RETENIDO EN (gr.)	PORCENTAJE RETENIDO		PORCENTAJE QUE PASA	REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DEL AGREGADO GRUESO HUSO N° 67 A.S.T.M. C 33 M - II	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)			
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100	100
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00	90	100
1/2"	12.50	5721.00	67.31	67.31	32.69	45	70
3/8"	9.50	2105.00	24.76	92.07	7.53	20	55
N°4	4.75	599.00	7.05	99.12	0.88	0.00	10
N°8	2.36	8.00	0.09	99.21	0.79	0.00	5
N°16	1.18	0.00	0.00	99.21	0.79	0.00	0.00
N°30	0.60	0.00	0.00	99.21	0.79	0.00	0.00
N°50	0.30	0.00	0.00	99.21	0.79	0.00	0.00
N°100	0.15	0.00	0.00	99.21	0.79	0.00	0.00
N°200	0.075	0.00	0.00	99.21	0.79	0.00	0.00
CAZOLETA	-	67.00	0.79	100.00	0.00	Módulo de Finura	
PESO TOTAL DE MUESTRA		8506.00				6.872	



D60 =	15	D30 =	12	D10 =	10.000
Cu =	1.50	Cc =	0.96		

NOTA: LA CURVA GRANULOMETRICA DEL AGREGADO GRUESO ESTA CERCA DEL LIMITE INFERIOR DEL HUSO GRANULOMETRICO N° 67 DE LA NORMA A.S.T.M. C 33 M -11 Y SU MODULO DE FINURA ES 6.872.

DISEÑO DE MEZCLAS

CANTERA DE AGREGADO FINO : BAÑOS DEL INCA (TARTAR CHICO)

CANTERA DE AGREGADO GRUESO : BAÑOS DEL INCA (TARTAR CHICO)

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

AGREGADO FINO

Peso específico aparente	: 2.61 gr/cm ³
Peso unitario suelto seco	: 1.622 kg/m ³
Peso unitario seco compactado	: 1.783 kg/m ³
Humedad natural	: 6.40 %
Absorción	: 1.88 %
Módulo de finura	: 3.051
Material más fino tamiz N°200	: 10.0 %

AGREGADO GRUESO

Perfil	: ANGULAR
Tamaño máximo nominal	: 1/2"
Peso Específico aparente	: 2.63 gr/cm ³
Peso unitario suelto seco	: 1.302 kg/m ³
Peso unitario seco compactado	: 1.420 kg/m ³
Humedad natural	: 2.20 %
Absorción	: 1.05 %
Módulo de finura	: 6.872
Material más fino tamiz N°200	: 0.80 %
Abrasión	: 28.70%

CEMENTO

Portland tipo I Pacasmayo (A.S.T.M C - 150)

Peso específico: 3.08 gr/cm³

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

Resistencia a la compresión de diseño: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la compresión promedio: $f'cr = f'c + 71 = 211 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

Asentamiento: 3" - 4"

CANTIDAD DE MATERIAL POR M3 DE CONCRETO

MATERIAL DE DISEÑO POR M³

Cemento	: 275 kg
Agregado fino seco	: 1050 kg
Agregado grueso seco	: 723 kg
Agua de mezcla	: 210 lts
Contenido de aire atrapado	: $\pm 2.5\%$

MATERIALES CORREGIDOS POR HUMEDAD POR M3

Cemento	: 275 kg
Agregado fino seco	: 1117 kg
Agregado grueso seco	: 739 kg
Agua de mezcla	: 154.2 lts
Contenido de aire atrapado	: $\pm 2.5\%$

PROPORCIÓN DE MATERIALES

PROPORCIONAMIENTO EN PESO

1: 4.06: 2.69 / 23.80 Lts/bolsa

PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN

1: 3.50: 3.00 / 23.80 Lts/bolsa

PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para calcular el predimensionamiento se usó la Norma Técnica E060 (Concreto armado) y la fórmula propuesta por el Ing. Roberto Morales en el libro Diseño de Concreto Armado.

Según Norma E060

Tabla 18. Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

Elementos	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 a dañarse debido a			
Losa macizas en una dirección	d20	d24	d28	d10
Vigas o Losas nervadas en una	d16	d18.5	d21	d8

Asumimos en los pórticos una Luz libre de vigas de 1.25 m

$$h = \frac{L_n}{16} = \frac{1.25}{16} = 0.078 \text{ mts} = 7.8 \text{ cm}$$

Propuesta de Roberto M.

$$d = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)}$$

Peso propio de vigas = 0.10x0.15x2400 = 36 Kg/m

Peso acabado = 100 Kg/m

W_D = 136 Kg/m

Sobrecarga (s/c) = 200 Kg/m

W_L = 200 Kg/m

$$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$$

$$W_U = 1.4 (136) + 1.7 (200)$$

$$W_U = 530.4 \text{ Kg/m}$$

Este valor se reemplaza en la formula, resultando:

$$d = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)} = \frac{1.25}{\left(\frac{4}{\sqrt{530.4}}\right)} = 7.2 \text{ cm}$$

Como la longitud entre apoyos es muy corta, se usa un ancho y peralte mínimo, calculado anteriormente

Resultando los valores de la viga $b \times d = 10 \times 15 \text{ cm}$

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Con la fórmula del Ing. Roberto Morales., se calcular el predimensionamiento

$$b * D = \frac{K P}{n f'_c}$$

Calculamos P, haciendo un metrado de cargas

Peso propio de vigas	= 136 kg/m
Peso propio de columnas	= 54 kg/m

	$W_D = 190 \text{ kg/m}$
Sobrecarga (s/c)	= 250 kg/m

	$W_L = 250 \text{ kg/m}$

$$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$$

$$W_U = 1.4 (190) + 1.7 (250)$$

$$W_U = 691 \text{ kg/m}$$

$$b * D = \frac{1.5 (691)}{(0.2)(210)} = 24.67 \text{ cm}^2$$

El tamaño de la sección de la columna es de 24. 67 cm². Y el acero longitudinal en la viga debe alcanzar una dimensión de desarrollo en la dirección horizontal para garantizar la condición de empotramiento. Como columna mide 15 x 15 cm, se cumple la sugerencia de que la rigidez de la columna debe ser 1. 2 veces la rigidez de la viga

Sección de la columna b x D = 15 x 15 cm.

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (VIGAS Y COLUMNAS)

Hallando el diagrama de momentos y cortantes se tomó en cuenta:

$$\text{Carga Muerta: } C_M = b h \gamma_c = (0.10m)(0.15m) \left(2.4 \frac{\text{Ton}}{m^3}\right) = 0.036 \frac{\text{Ton}}{m}$$

Carga Viva: Carga distribuida de $2.5 \frac{\text{Ton}}{m}$ (Carga aplicada con la máquina)

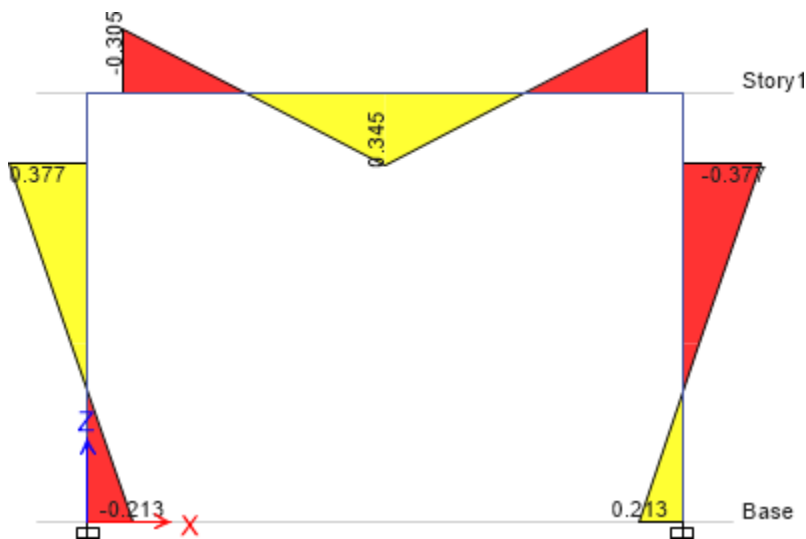
La resistencia requerida (de la ecuación 30):

$$U = 1.4C_M + 1.7C_V$$

$$U = 1.4(0.036) + 1.7(2.5) = 4.3 \frac{\text{Ton}}{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN EL PÓRTICO

Figura 33. Gráfico de Momentos Flectores.



SECCIÓN CRÍTICA PARA MOMENTO POSITIVO

Estimando el Acero

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$M_u = 0.345 \text{ Tn} - \text{m}$$

Sustituyendo los valores

$$A_s = 0.809 \text{ cm}^2$$

Evaluando la cuantía.

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{0.809}{10 * 12}$$

$$\rho = 0.0067$$

Valor de cuantía balanceada

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

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

$$\rho_b = 0.02125$$

Hallar de la cuantía máxima (Aplicado en Zonas Sísmicas)

$$\rho = 0.50 \rho_b$$

$$\rho = 0.50 * 0.02125$$

$$\rho = 0.010625$$

Hallar la cuantía mínima

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

Verificación de Cuantías

$$\rho_{min} \leq \rho_{calculada} \leq \rho_{max}$$

$$0.0033 \leq 0.0067 \leq 0.010625 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Entonces, el área de acero:

$$A_s = 0.809 \text{ cm}^2$$

Como el área de la barra de acero 8 mm es 0.5026 cm², se calcula el área de acero para momento positivo

$$2 \varphi 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}$$

SECCIÓN CRÍTICA PARA MOMENTO NEGATIVO

Estimando el Acero

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$M_u = 0.305 \text{ Tn} - \text{m}$$

Sustituyendo los valores

$$A_s = 0.714 \text{ cm}^2$$

Evaluando la cuantía

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{0.714}{10 * 12}$$

$$\rho = 0.00595$$

Valor de cuantía balanceada

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

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

$$\rho_b = 0.02125$$

Hallar la cuantía máxima

$$\rho = 0.50 \rho_b$$

$$\rho = 0.50 * 0.02125$$

$$\rho = 0.010625$$

Hallar la cuantía mínima

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

Verificación de Cuantías

$$\rho_{min} \leq \rho_{calculada} \leq \rho_{max}$$

$$0.0033 \leq 0.00595 \leq 0.010625 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Entonces, área de acero:

$$A_s = 0.714 \text{ cm}^2$$

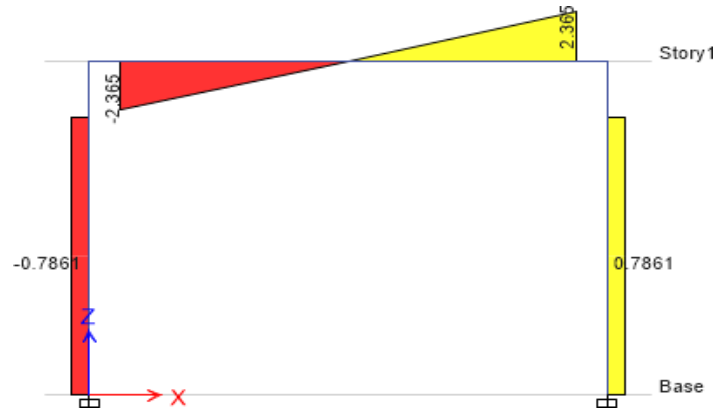
Como el área de la barra de acero 8 mm es 0.5026 cm², se calcula el área de acero para momento negativo.

$$2 \varphi 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTE

DIAGRAMA DE CORTANTES EN EL PÓRTICO

Figura 34. Gráfico de Esfuerzos de corte



RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FUERZA CORTANTE

$$\varphi V_c = \varphi (0.53\sqrt{f'_c} b_w d)$$

$$\varphi V_c = 0.85(0.53\sqrt{210} (10)(12))$$

$$\varphi V_c = 0.783 \text{ tn}$$

Sabemos que:

$$V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$2.365 = 0.783 + \varphi V_s$$

$$\varphi V_s = 1.582 \text{ tn}$$

Como φV_s fue restringido por los estribos, comprobamos las dimensiones de la viga

$$\varphi V_s = V_n - \varphi V_c \leq \varphi (2.12\sqrt{f'_c} b_w d)$$

$$\varphi (2.12\sqrt{f'_c} b_w d) = (0.85) (2.12) (\sqrt{210}) (10)(12) = 3.134 \text{ Tn}$$

$$\varphi V_s = 2.365 - 0.783 = 1.582 \leq 3.134 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Zona de la viga donde, según el análisis teórico, no es necesario disponer estribos

$$2.365 - 2.5 x = 0.783$$

$$x = 63 \text{ cm}$$

La sección en la que el cortante en exceso es:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = \phi (1.06\sqrt{f'_c b_w d})$$

$$V_u = \phi (1.06\sqrt{f'_c b_w d}) + \phi V_c$$

$$\phi V_c = \phi (0.53\sqrt{f'_c b_w d})$$

$$V_u = (3)(0.783) = 2.349 \text{ Tn}$$

Determinar en la zona "d" la separación de estribos:

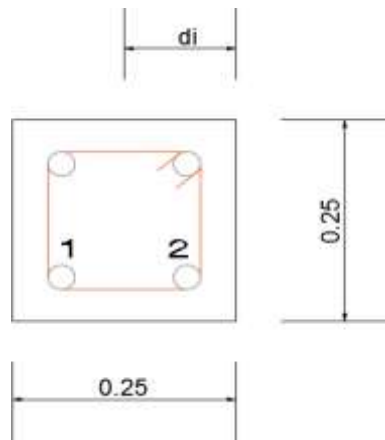
$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.85(2 * 0.2844)(4.2)(12)}{2.349 - 0.783}$$

$$S = 15.56 \text{ cm}$$

Distribución de estribos

1φ6mm@varia a 2.5, 5.0, 7.5, 10.0 cm + Resto@10cm

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA 15cm x 15cm



$$f'_c = 210 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

Acero longitudinal: 8 mm

Estribos: 6 mm

$$d_1 = 15 \text{ cm} - (2 + 0.60 + \frac{0.8}{2}) = 12.0 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2 + 0.60 + \frac{0.8}{2} = 3.0 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 2 * 0.8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{sT} = 4 * 0.8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Resistencia Nominal a la Compresión

$$Pn_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{sT}) + f_y A_{sT}$$

$$Pn_0 = (0.85)(0.21)(225 - 2.01) + (4.2)(2.01)$$

$$Pn_0 = 48.25 \text{ Ton}$$

Resistencia a la Tracción

$$Pn_t = f_y A_{sT}$$

$$Pn_t = (4.2)(2.01) = 8.44 \text{ Ton}$$

Falla balanceada

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s - \varepsilon_{cu}} \right) d_1$$

$$c_b = \left(\frac{0.003}{0.0021 + 0.003} \right) d_1$$

$$c_b = 0.588 d_1$$

$$c_b = (0.588)(12.0) = 7.06 \text{ cm}$$

$$f_{s_i} = 6 \left(\frac{d_i - c}{c} \right)$$

$$f_{s_1} = 6 \left(\frac{12.0 - 7.056}{7.056} \right) = 4.20 \text{ ton} - \text{cm}^2 \quad (C)$$

$$f_{s_2} = 6 \left(\frac{3.0 - 7.056}{7.056} \right) = 3.45 \text{ ton} - \text{cm}^2 \quad (T)$$

$$a_b = \beta_1 c_b = (0.80)(7.056) = 5.65 \text{ cm}$$

Capa 1

$$d_1 = 12.0 \text{ cm} > a_b = 5.65$$

$$F_{s_1} = f_{s_1} A_{s_1} = (4.2)(1.01)$$

$$F_{s_1} = 4.22 \text{ Ton} \quad (T)$$

Capa 2

$$d_2 = 3.0 \text{ cm} < a_b = 5.645$$

$$F_{S2} = (f_{S2} - 0.85f'_c)A_{S1} = (3.45 - 0.85 * 0.21)(1.01)$$

$$F_{S2} = 3.29 \text{ Ton} \quad (C)$$

$$C_c = 0.85 f'_c a b$$

$$C_c = (0.85)(0.21)(5.65)(15)$$

$$C_c = 15.12 \text{ Ton}$$

$$Pn_b = C_c + \sum F_{S_i}$$

$$Pn_b = 15.12 + 3.29 - 4.22$$

$$Pn_b = 14.19 \text{ Ton}$$

$$Mn_b = 4.22 \left(12.0 - \frac{15}{2}\right) + 3.29 \left(\frac{15}{2} - 3.0\right) + 15.12 \left(\frac{15}{2} - \frac{5.65}{2}\right)$$

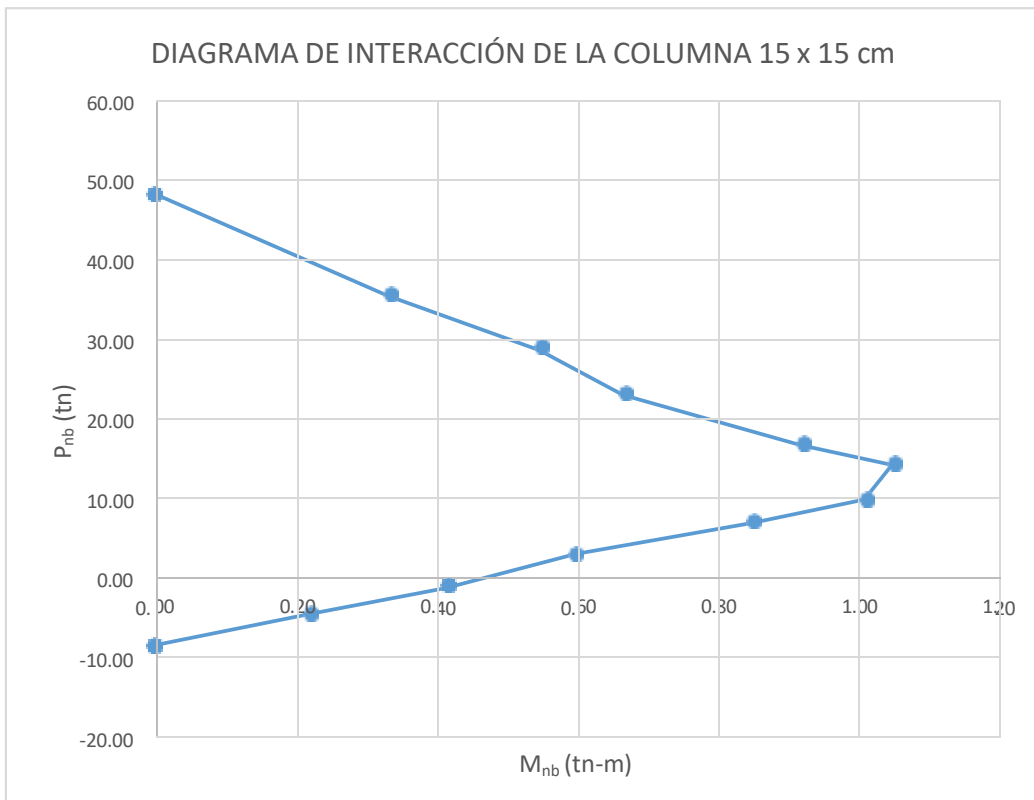
$$Mn_b = 1.05 \text{ Ton} - m$$

$$e_b = \frac{Mn_b}{Pn_b} = \frac{1.05}{14.19} = 0.074 \text{ m}$$

Resultados de Resistencias (P_{nb}) y Momentos (M_{nb}) de la columna.

P_{nb} (Ton)	M_{nb} (Ton-m)
48.25	0.00
35.50	0.33
28.61	0.55
23.03	0.67
16.68	0.92
14.19	1.05
9.85	1.01
6.94	0.85
2.99	0.60
-1.27	0.41
-4.45	0.22
-8.44	0.00

Figura 35. Diagrama de Interacción de columna



DISEÑO DE ZAPATAS

El tamaño de las zapatas va en función a la resistencia del terreno y la carga de la estructura superior. En este estudio, las bases no estarán en contacto directo con el terreno y la carga del marco es muy ligera, por lo que las medidas de la base y la cantidad de acero son pequeñas.

Dirección X - X

$$A_{s \min} = 0.0014 b d$$

$$A_{s \min} = 0.0014(45)(15)$$

$$A_{s \min} = 0.945 \text{ cm}^2$$

Área de barra de acero 8mm = 0.5027 cm²

$$S = \frac{L A_v}{A_s} = \frac{45 * 0.5027}{0.945} = 24 \text{ cm}$$

DISTRIBUCION DEL ACERO

2φ8mm@24cm.

Dirección Y - Y

$$A_{s \min} = 0.0014 b d$$

$$A_{s \min} = 0.0014(45)(15)$$

$$A_{s \min} = 0.945 \text{ cm}^2$$

Área de barra de acero 8mm = 0.5027 cm²

$$S = \frac{L A_v}{A_s} = \frac{15 * 0.5027}{0.945} = 8 \text{ cm}$$

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO

1φ8mm@8cm.

CONCLUSIONES

- Los resultados obtenidos en el presente estudio evidencian que la ubicación del primer estribo respecto al apoyo tiene una influencia directa y significativa en la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de concreto armado. Al reducir el espaciamiento del primer estribo de 5 cm a 2.5 cm, se logró un incremento en la resistencia al corte de 0.54 toneladas, lo que representa una mejora del 10.78% en comparación con la configuración inicial. Asimismo, se determinó que las vigas con estribos colocados a 2.5 cm, 5 cm, 7.5 cm y 10 cm desde la cara del apoyo alcanzaron resistencias promedio de 5.51, 4.98, 4.53 y 4.28 toneladas respectivamente, reflejando una disminución progresiva en la capacidad resistente conforme aumenta la distancia del estribo al apoyo.
- De manera específica, al comparar las configuraciones respecto al espaciamiento de 10 cm, se observó que la resistencia al esfuerzo cortante se incrementó en 6%, 9.78% y 10.78% para distancias de 7.5 cm, 5 cm y 2.5 cm respectivamente. Estos datos reafirman que el confinamiento temprano de las zonas críticas mediante estribos colocados cerca del apoyo mejora la respuesta estructural frente a solicitaciones de corte.
- Adicionalmente, se identificó que la reducción en el espaciamiento del primer estribo de 10 cm a 2.5 cm no solo incrementa la resistencia, sino también la capacidad de deformación de la viga, alcanzando un aumento de hasta 56.75%. Esto indica un comportamiento más dúctil, lo cual es deseable en elementos estructurales, ya que proporciona mayor capacidad de absorción de energía antes de alcanzar la falla.
- En función de los resultados obtenidos, se concluye que una distancia reducida del primer estribo al apoyo, específicamente de 2.5 cm, mejora significativamente tanto la resistencia al esfuerzo cortante como la ductilidad de las vigas de concreto armado. Por tanto, se recomienda considerar este criterio en el diseño estructural, especialmente en zonas donde los elementos estén expuestos a altas solicitaciones de corte.

RECOMENDACIONES Y/O SUGERENCIAS

En función de los resultados obtenidos y del análisis experimental realizado, se formulan las siguientes recomendaciones con el objetivo de contribuir a una mejora en el diseño y desempeño estructural de vigas de concreto armado, así como orientar futuras líneas de investigación:

- Se recomienda incorporar en los criterios de diseño estructural la ubicación del primer estribo a una distancia no mayor de 2.5 cm desde la cara del apoyo, especialmente en elementos sometidos a altas sollicitaciones de corte. Esta configuración ha demostrado mejorar significativamente tanto la resistencia al esfuerzo cortante como la capacidad de deformación de las vigas, aumentando la seguridad y eficiencia estructural.
- Es conveniente que la Escuela de Posgrado y las unidades académicas correspondientes, difunda los resultados de esta investigación al sector construcción, con el fin de promover la aplicación de prácticas de diseño basadas en evidencia experimental y de mejorar los estándares de calidad en la producción de componentes estructurales de concreto reforzado
- Para estudios posteriores, se propone evaluar el comportamiento estructural de vigas con el primer estribo ubicado a 2.5 cm desde el apoyo, en combinación con estribos inclinados a 45°, así como compararlos con vigas tradicionales. Esta línea de investigación permitiría explorar posibles mejoras en el mecanismo de resistencia al corte y en la ductilidad, ampliando el conocimiento sobre configuraciones óptimas de refuerzo transversal.
- Asimismo, se sugiere profundizar en el análisis de las deformaciones, distribución de esfuerzos y evolución de fisuras en elementos con diferentes disposiciones de estribos, empleando técnicas de instrumentación más avanzadas o simulaciones numéricas complementarias que validen y amplíen los hallazgos del presente trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI-318-19. (2019). *American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Michigan USA: Farmington Hills.
- ALACERO. (2007). El acero de Refuerzo en las Vigas de Concreto. *Asociación Latinoamericana del Acero*. Recuperado el 15 de Agosto de 2021, de https://www.alacero.org/sites/default/files/u16/ci_25_aad_115_vigas_de_concreto.pdf.
- Alcocer, S. (18 de septiembre de 2015). Cumplir los reglamentos evitaría daños como los del sismo de 1985. *La Jornada*, pág. 2.
- Azad, P., & Soltani, M. (2020, 15 de enero). The usage of CFRP in strengthening beams for shear. *Rhino Carbon Fiber*.
- Bernal, I. (2020, 20 de octubre). Los efectos de los sismos en los tipos de suelo. pág. 9.
- Blanco, A. (2011). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (Actualizada ed.). Lima: Priceliness.
- Gonzáles, C. (2017). *Análisis Estático No Lineal de Estructura Aporticada de Hormigon Armado con diferentes Grados de Duxtilidad*. Valencia: Universidad Politecnica de Valencia. Recuperado el 14 de agosto de 2018, de https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/100307/AP126853_TFM_1521026800502079113915.pdf?sequence=2&isAllowed=y.
- Harmsen, T. (2021). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (Quinta ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Herrera, J. (2017). *Influencia de la reducción del ángulo de inclinación de los estribos en la resistencia al esfuerzo cortante de vigas de concreto armado*. Cajamarca: Repositorio Institucional Digital UNC.

- Hibbeler, R. (2020). *Mecánica de Materiales* (Décima ed.). Naucalpan de Juárez: Addison Wesley.
- McCormac, J., & Brown, R. (2021). *Diseño de Concreto Reforzado* (Decima ed.). México D.F.: Alfaomega.
- Morales, R. M. (2012). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Hozlo.
- Nilson, A. (2016). *Design of Concrete Structures* (15th Edition ed.). New York: McGraw-Hill.
- NORMA E020. (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- NORMA E030. (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- NORMA E060. (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Ozyurt, M. Z., & Sancak, O. F. (2022). The effect of stirrup spacing and hook angle on RC cantilever beams with iron chip waste. *Emerging Materials Research*, 11(1), 103.
- Pillar, A. (2024, 1 de enero). How to identify quality aggregate materials. <https://pillaraggregates.com/how-to-identify-quality-aggregate-materials/>.
- Shatarat, N., Katkhuda, H., & Alqam, M. (30 de October de 2016). Experimental investigation of reinforced concrete beams with spiral reinforcement in shear. *Construction and Building Materials*, 125, 585-594. Recuperado el 14 de Agosto de 2018, de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816313332>

- Tarazona G., J. C., Aguilar, Z., Pulido, N., & Miyake, H. (2023). New seismicity based seismic sources and hazard model for Perú.

https://www.researchgate.net/publication/381924144_NEW_SEISMICITY_BASED_SEISMIC_SOURCES_AND_HAZARD_MODEL_FOR_PERU.

- Tosauchi, Y. (2024). A new layered shell model for reinforced concrete walls I. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(4), 1234–1256.
- Vasani, P. (2019). Ductility requirements for buildings. *Structural Engineering Forum of India*.
- Yuan, T., Hong, S., Shin, H., & Yoon, Y. (2020). Bond strength and flexural capacity of normal concrete beams strengthened with no-slump high-strength, high-ductility concrete. *Materials*, 13(19), 4218.

PANEL FOTOGRÁFICO

Fotografía 1. Asesor supervisando agregados y encofrados para el llenado de pórticos.



Fotografía 2. Asesor supervisando espaciamientos de estribos en vigas y columnas.



Fotografía 3. Llenado de tres testigos para un concreto con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.



Fotografía 4. Curación de pórticos de concreto armado con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.



Fotografía 5. Desencofrado de pórticos de concreto armado.



Fotografía 6. Asesor supervisando los pórticos después de desencofrarlos.



Fotografía 7. Colocación de base en los pórticos de concreto armado.



Fotografía 8. Vista general de todos los pórticos de concreto armado.



Fotografía 9. Vista general de los pórticos de concreto armado antes de los ensayos.



Fotografía 10. Vista de un pórtico en la máquina de ensayo antes de aplicar la carga.



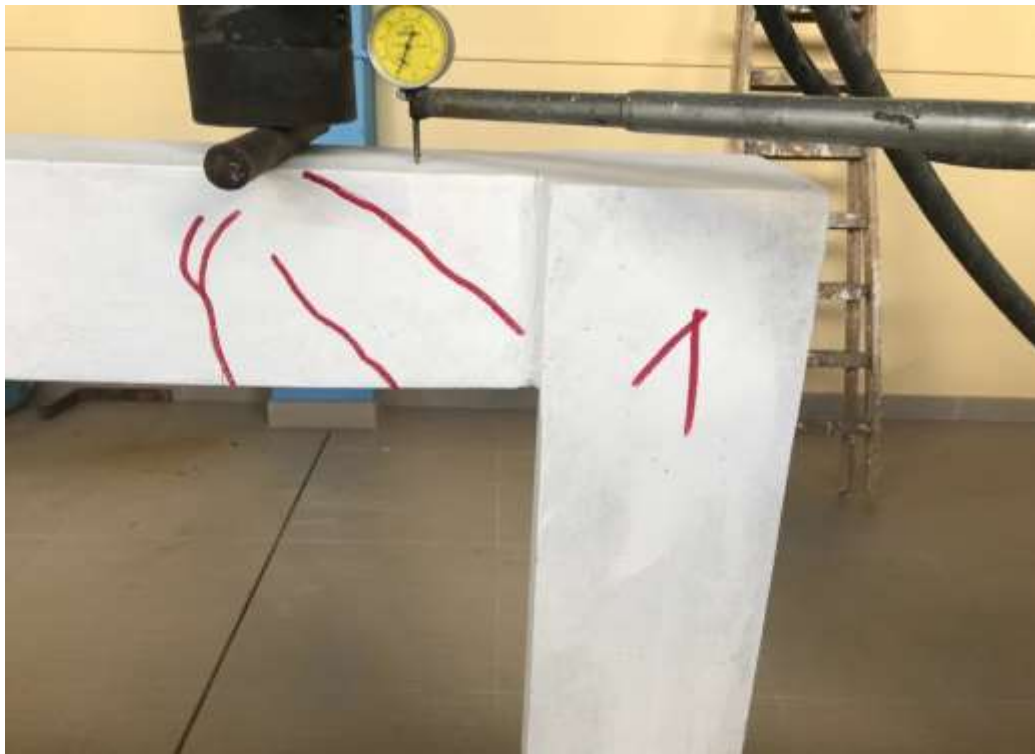
Fotografía 11. Falla producida por esfuerzo cortante en la viga de concreto armado con el primer estribo espaciado a 2.5 cm medido a partir de la cara de la columna.



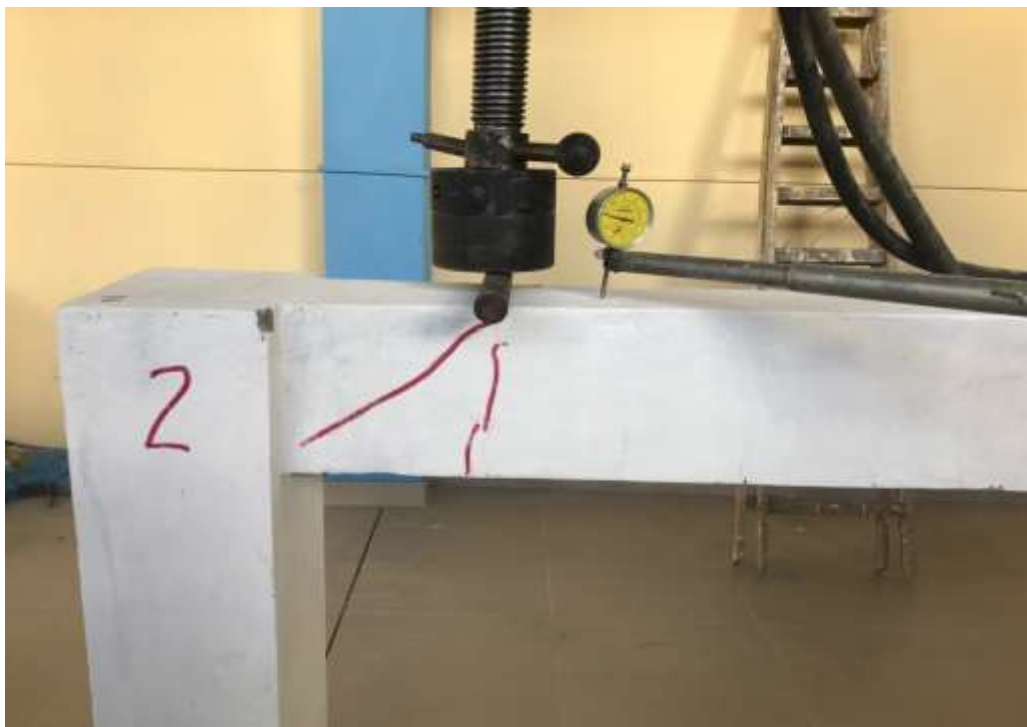
Fotografía 12. Asesor supervisando deformaciones generadas en la viga.



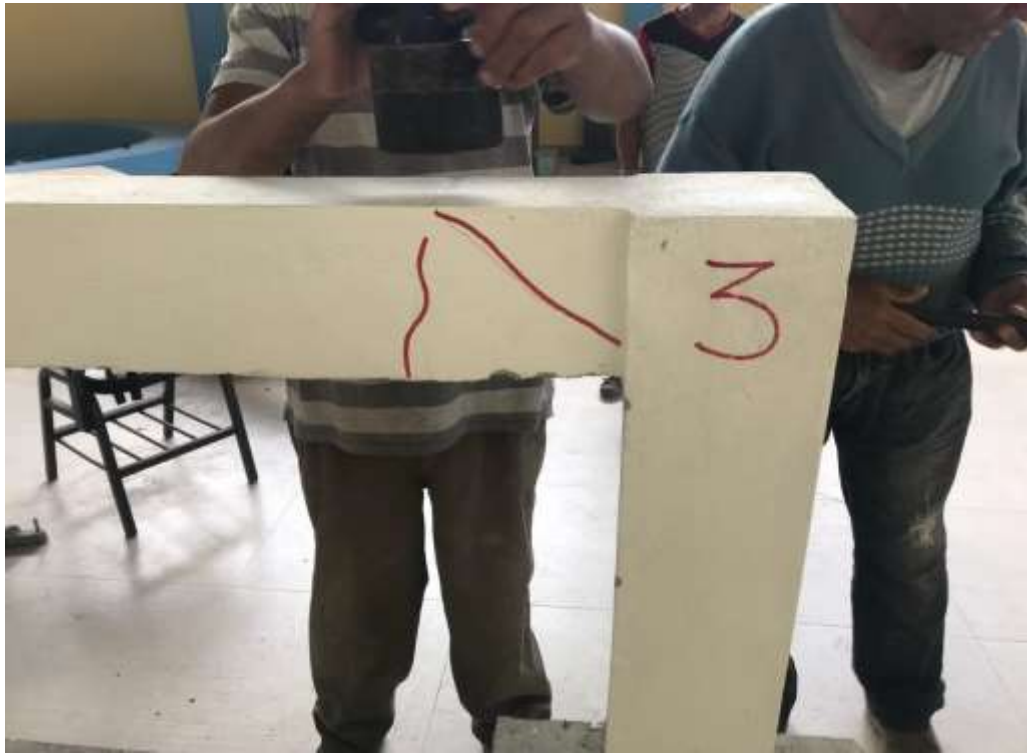
Fotografía 13. Falla producida por esfuerzo cortante en la viga de concreto armado con el primer estribo espaciado a 2.5 cm medido a partir de la cara de la columna.



Fotografía 14. Falla producida por esfuerzo cortante en la viga de concreto armado con el primer estribo espaciado a 5 cm medido a partir de la cara de la columna.



Fotografía 15. Falla producida por esfuerzo cortante en la viga de concreto armado con el primer estribo espaciado a 7.5 cm medido a partir de la cara de la columna.



Fotografía 16. Falla producida por esfuerzo cortante en la viga de concreto armado con el primer estribo espaciado a 10 cm medido a partir de la cara de la columna.



Fotografía 17. Vista general de falla de esfuerzo cortante en la viga de concreto armado.



Fotografía 18. Asesor, Tesista y Encargado de Laboratorio realizando las pruebas de esfuerzo cortante en los pórticos de concreto armado.



ANEXOS

CEMENTO PORTLAND TIPO I



CEMENTOS PACASMAYO S.A.A.

Calle La Colonia Nro.150 Urb. El Vivero de Monterrico Santiago de Surco - Lima
Carretera Panamericana Norte Km. 666 Pacasmayo - La Libertad
Teléfono 317 - 6000



G-CC-F-04
Versión 03

Cemento Portland Tipo I

Conforme a la NTP 334.009 / ASTM C150
Pacasmayo, 20 de Setiembre del 2017

COMPOSICIÓN QUÍMICA		CPSAA	Requisito NTP 334.009 / ASTM C150
MgO	%	2.3	Máximo 6.0
SO ₃	%	2.7	Máximo 3.0
Pérdida por Ignición	%	3.0	Máximo 3.5
Residuo Insoluble	%	0.92	Máximo 1.5

PROPIEDADES FÍSICAS		CPSAA	Requisito NTP 334.009 / ASTM C150
Contenido de Aire	%	7	Máximo 12
Expansión en Autoclave	%	0.09	Máximo 0.80
Superficie Específica	cm ² /g	3750	Mínimo 2800
Densidad	g/mL	3.10	NO ESPECIFICA

Resistencia Compresión :

Resistencia Compresión a 3días	MPa (Kg/cm ²)	26.1 (266)	Mínimo 12.0 (Mínimo 122)
Resistencia Compresión a 7días	MPa (Kg/cm ²)	33.9 (346)	Mínimo 19.0 (Mínimo 194)
Resistencia Compresión a 28días (*)	MPa (Kg/cm ²)	42.3 (431)	Mínimo 28.0 (Mínimo 286)

Tiempo de Fraguado Vicat :

Fraguado Inicial	min	138	Mínimo 45
Fraguado Final	min	267	Máximo 375

Ing. Gabriel G. Mansilla Fiestas
Superintendente de Control de Calidad

FIERRO CORRUGADO ASTM A 615 – GRADO 60/NTP 341.031

DENOMINACIÓN:

Fierro Corrugado ASTM A615-Grado 60.

DESCRIPCIÓN:

Barras de acero rectas de sección circular, con resaltes Hi-bond de alta adherencia con el concreto.

USOS:

Se utiliza en la construcción de edificaciones de concreto armado de todo tipo: en viviendas, edificios, puentes, obras industriales, etc.

NORMAS TÉCNICAS:

Composición Química, Propiedades Mecánicas y Tolerancias dimensionales:

- ASTM A615 Grado 60.
- Norma Técnica Peruana NTP 341.031 Grado 60.
- Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

PRESENTACIÓN:

Se produce en barras de 9 m y 12 m de longitud en los siguientes diámetros: 6 mm, 8 mm, 3/8", 12 mm, 1/2", 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8". Previo acuerdo, se puede producir en otros diámetros y longitudes requeridos por los clientes.

Se suministra en paquetes de 2 toneladas y en varillas. Las barras de 6 mm también se comercializan en rollos de 550 Kg.

DIMENSIONES Y PESOS NOMINALES:

DIÁMETRO DE BARRA		SECCIÓN (mm ²)	PERÍMETRO (mm)	PESO METRICO NOMINAL (kg/m)
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	-	1,006	112.5	7.907

PROPIEDADES MECÁNICAS:

Límite de Fluencia (fy) = 4,280 kg/cm² mínimo.

Resistencia a la Tracción (R) = 6,320 kg/cm² mínimo.

Relación R/fy ≥ 1.25

Alargamiento en 200 mm:

Diámetros:

6 mm, 8 mm, 3/8", 12 mm, 1/2", 5/8" y 3/4" = 9% mínimo

1" = 8% mínimo

1 3/8" = 7% mínimo

Doblado a 180° = Bueno en todos los diámetros.

Los diámetros de doblado especificados por las Normas Técnicas para la prueba de doblado son:

DIÁMETRO BARRA (d)	6 mm	8 mm	3/8"	12 mm	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
DIÁMETRO DOBLADO	3.5d	3.5d	3.5d	3.5d	3.5d	3.5d	5.0d	5.0d	7.0d
mm	21.0	28.0	33.3	42.0	44.5	55.6	95.3	127.0	250.7

*"d" - se considera el diámetro nominal de la barra establecido por la norma ASTM A615

IDENTIFICACIÓN:

Los fierros son identificados por marcas de laminación en alto relieve que indican el fabricante, el diámetro y el grado del acero.



QCQA01-F100/02/ABR 16