



UNIVERSIDAD
**SAN IGNACIO
DE LOYOLA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE VIGAS DE GRAN PERALTE Y MURO DE
CORTE DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO
MEDIANTE EL MÉTODO PUNTAL – TIRANTE**

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

DANIEL LEÓN ALVARADO
(0000-0001-9400-1925)

Asesor:
Mg. Carlos Augusto Mesta Cornetero
(0000-0002-5273-9857)

Lima - Perú
2019

Tabla de contenido

Índice de tablas	iv
Índice de figuras	v
Índice de anexos	vii
Resumen	1
Abstract	2
Introducción	3
Capítulo 1	5
Planteamiento del problema	5
1.1. Descripción de la realidad problemática	5
1.2. Formulación del problema	5
1.2.1. Problema general	5
1.2.2. Problemas específicos	6
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo general	6
1.3.2. Objetivos específicos	6
1.4. Justificación de la investigación	6
1.5. Importancia de la investigación	7
1.6. Alcance de la investigación	7
1.7. Limitaciones del estudio	8
1.8. Viabilidad del estudio	8
Capítulo 2	9
Marco teórico	9
2.1. Antecedentes de la investigación	9
2.1.1 Nacional	9
2.1.2 Internacional	10
2.2. Bases teóricas	12
2.3. Definición de términos básicos	22
Capítulo 3	23
Hipótesis y variables	23
3.1. Hipótesis	23
3.1.1. Hipótesis general	23
3.1.2. Hipótesis específica	23

3.2. Variables	23
3.2.1. Definición conceptual de la variable	23
3.2.2. Definición operacional de la variable	25
3.2.3. Operacionalización de la variable	26
Capítulo 4	27
Metodología de la investigación	27
4.1. Método de la investigación	27
4.2. Tipo de la investigación	27
4.3. Nivel de la investigación	27
4.4. Diseño de la investigación	27
4.5. Descripción del ámbito de la investigación	28
4.6. Población	28
4.7. Muestra	28
4.8. Técnicas de investigación	28
4.9. Instrumentos de recolección de datos	29
4.9.1. Método y técnica	29
4.9.2. Validez del instrumento	29
4.9.3. Fiabilidad y consistencia del instrumento	29
4.10. Procesamiento y análisis estadístico de los datos	29
Capítulo 5	31
Resultados	31
5.1. Vigas de gran peralte	31
5.1.1. Análisis de viga sometida a carga puntual	31
5.1.2. Análisis de viga sometido a carga distribuida	44
5.2. Muros	56
5.2.1. Análisis de muro de baja altura sometido a carga lateral	56
5.3. Discusión de resultados	73
Capítulo 6	85
Conclusiones y recomendaciones	85
6.1 Conclusiones	85
6.2 Recomendaciones	87
Bibliografía	88
Anexos	95

Índice de tablas

Tabla 1: Factor de reducción de resistencia	19
Tabla 2: Coeficiente del puntal	20
Tabla 3: Coeficiente de zona nodal	22
Tabla 4: Operacionalización de las variables.	26
Tabla 5: Anchos provistos y requeridos para puntales en una viga sometida a carga puntual.	41
Tabla 6: Anchos provistos y requeridos para nodos en una viga sometida a carga puntual.	42
Tabla 7: Anchos provistos y requeridos para puntales en una viga sometida a carga uniforme.	54
Tabla 8: Anchos provistos y requeridos para nodos en una viga sometida a carga uniforme.	54
Tabla 9: Acero de refuerzo para tirantes en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.	63
Tabla 10: Anchos provistos y requeridos para puntales en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.	69
Tabla 11: Anchos provistos y requeridos para nodos en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.	70
Tabla 12: Relación de acero de refuerzo en viga con carga puntual de esbeltez 3.2	73
Tabla 13: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga puntual de esbeltez de 3.2	74
Tabla 14: Relación de acero de refuerzo en viga con carga puntual de esbeltez 1.6	75
Tabla 15: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga puntual de esbeltez de 1.6	76
Tabla 16: Relación de acero de refuerzo en viga con carga puntual de esbeltez 1.14	77
Tabla 17: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga puntual de esbeltez de 1.14	78
Tabla 18: Relación de acero de refuerzo en viga con carga uniforme de esbeltez 3.2	79
Tabla 19: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga uniforme de esbeltez de 3.2	80
Tabla 20: Relación de acero de refuerzo en viga con carga uniforme de esbeltez 1.6	81
Tabla 21: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga uniforme de esbeltez de 1.6	82
Tabla 22: Relación de acero de refuerzo en viga con carga uniforme de esbeltez 1.14	83
Tabla 23: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga uniforme de esbeltez de 1.14	84

Índice de figuras

Figura 1: Tipos de fallas comunes en muros de corte	14
Figura 2: Ejemplos de puntal y tirante	15
Figura 3: Diferente tipos de nodos	15
Figura 4: Tipos de puntales	16
Figura 5: Regiones B y D de una viga de gran peralte	17
Figura 6: Ejemplo de regiones B y D	18
Figura 7: Modelo puntal – tirante de una viga de gran peralte.	35
Figura 8: Comportamiento de puntales en una viga sometida a carga puntual.	38
Figura 9: Distribución de acero en una viga sometida a carga puntual.	43
Figura 10: Modelo puntal – tirante de una viga de gran peralte sometida a carga uniforme.	47
Figura 11: Comportamiento de puntales en una viga sometida a carga uniforme.	51
Figura 12: Distribución de acero en una viga sometida a carga uniforme.	56
Figura 13: Modelo puntal – tirante de un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.	60
Figura 14: Comportamiento de puntales en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.	65
Figura 15: Distribución de acero en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.	72
Figura 16: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 3.2.	73
Figura 17: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 3.2.	74
Figura 18: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.6.	75
Figura 19: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.6.	76
Figura 20: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.14.	77
Figura 21: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.14.	78
Figura 22: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 3.2.	79
Figura 23: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 3.2.	80
Figura 24: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.6.	81
Figura 25: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.6.	82
Figura 26: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.14.	83

Figura 27: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.14.

84

Anexos

Anexo 1: Matriz de consistencia.

95

Resumen

El presente estudio titulado “Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal – tirante” busca explicar el procedimiento del método puntal – tirante del código ACI 318-19 y diseñar el acero de refuerzo en elementos de concreto armado que presentan discontinuidades en sus deformaciones.

El diseño de acero de los elementos de concreto armado propuesto por el método puntal – tirante del código ACI 318-19 se compara al propuesto por la norma peruana E.060 de concreto armado para demostrar que es un método de diseño eficiente y puede ser aplicado en Perú. Para el procedimiento y modelos propuestos se ha revisado la literatura existente referente a la aplicación de este método a nivel nacional e internacional.

Para el diseño de vigas de gran peralte con el método puntal-tirante, inicialmente se propone un modelo de armadura basado en la distribución de esfuerzos principales del elemento. Luego, se determinan las fuerzas internas de la armadura propuesta, las cuales son utilizadas para calcular el área de acero de refuerzo en los tirantes, y verificar las dimensiones y resistencia de los nodos y puntales; también se verifica la longitud de anclaje del refuerzo. La misma metodología de análisis es aplicada para diseñar un muro de corte de baja altura.

Los resultados muestran que el acero de refuerzo del método puntal – tirante es, aproximadamente, 23% mayor al propuesto de la norma peruana E.060 para vigas de gran peralte, lo cual indica que presenta una mayor capacidad de resistencia ante las cargas aplicadas.

Palabras clave: Concreto armado, puntales, tirantes, modelo puntal tirante, armaduras, deformaciones Bernoulli, deformaciones discontinuas, fuerzas internas, viga de gran peralte, muro de corte.

Abstract

The present study titled “Reinforced concrete deep beams and squat shear wall design using strut and tie method” seeks to explain the process for strut and tie method from ACI 318-19 and design the rebar in concrete elements that show discontinuity in their deformation.

The proposed rebar design for the aforementioned concrete elements using the strut and tie method in the ACI 318-19 code is compared to the rebar proposed by the Peruvian code E.060 “reinforced concrete” to demonstrate it is an efficient design method that explains non-linear deformations and it can be used in Peru. For the proposed models and procedure, existing literature regarding this method at national and international level has been revised.

For the design of deep beams using the strut and tie method, a truss model is first proposed based on the stress distribution across the element. Then the truss’ internal forces are determined, which are used to calculate the rebar in ties, and to check the geometry and resistance of the nodes and struts; anchorage is also checked. The same analysis is proposed for a squat shear wall.

The results show that the rebar calculated using the strut and tie method is, approximately, 23% greater than the one proposed by the Peruvian code E.060 for deep beams, which means that it provides greater load resistance.

Keywords: Concrete, struts, ties, strut and tie model, truss, Bernoulli regions, discontinuous deformation, internal forces, deep beam, shear wall.

Introducción

El concreto es uno de los materiales más importantes en la industria de la construcción, y se utiliza en diversos tipos de estructuras, tales como edificios, puentes, túneles, etc. En cuanto a sus propiedades mecánicas, el concreto se caracteriza por tener una alta resistencia a la compresión. Además, es un material con gran resistencia al calor, es rígido en su estado endurecido, y moldeable en su estado plástico, por lo que se puede ajustar a gran variedad de formas (Cruz, 2019). Sin embargo, el concreto simple tiene una baja resistencia a la tracción, por lo cual es necesario combinarlo con barras de acero para formar el concreto armado o concreto reforzado.

El diseño de elementos de concreto armado, tales como vigas, columnas y muros, se realiza utilizando procedimientos analíticos que deben satisfacer la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas. En particular, en la teoría de flexión, se emplea la suposición que las secciones planas permanecen planas. Sin embargo, algunos elementos, debido a su geometría o cargas, pueden presentar regiones discontinuas de transferencia de esfuerzos ocasionando que las deformaciones unitarias no presenten una distribución lineal dentro de sus secciones. Algunos ejemplos de este tipo de elementos son las vigas de gran peralte, las cartelas, las ménsulas, los diafragmas y las cimentaciones, para los cuales es necesario utilizar modelos que visualicen claramente el flujo de fuerzas internas como los modelos puntal-tirante (Harmsen, 2017).

El uso de modelos puntal - tirante (STM por sus siglas en inglés, Strut and Tie Model) constituye un método alternativo que consiste en la idealización de una estructura, elemento estructural o región de un elemento, como si fuera una armadura o cercha. En esta armadura, el concreto resiste las fuerzas de compresión como un puntal, mientras que las barras de acero resisten las fuerzas de tracción como un tirante o tensor. Este método fue incluido inicialmente en el código ACI 318-02, y luego actualizado en los códigos ACI 318-14 y ACI 318-19; la norma peruana E.060 también permite el uso de modelos puntal – tirante para el diseño de elementos de concreto armado en el capítulo 18.13.5.1.

En la presente tesis, se utiliza el método puntal-tirante para diseñar vigas de gran peralte, con diferentes relaciones de esbeltez, y muros de corte de baja altura. La aplicación de este método permitirá lograr un mejor entendimiento de los patrones de esfuerzos que se generan en las regiones de estos elementos. Asimismo, se espera que esta tesis constituya una guía metodológica para difundir un mayor uso del método puntal-tirante para diseñar miembros de concreto armado.

Capítulo 1

Planteamiento del problema

1.1. Descripción de la realidad problemática

Algunos miembros de concreto armado, debido a un cambio en su geometría o a una carga concentrada, pueden presentar regiones con discontinuidades en la distribución de esfuerzos. En estas regiones, la suposición de que las secciones planas permanecen planas ya no es válida.

El uso de métodos de análisis inadecuados debido al desconocimiento sobre el comportamiento de un miembro de concreto armado puede resultar en diseños poco eficientes y económicos. Por ejemplo, podría suceder que las varillas de refuerzo se ubiquen en zonas donde los esfuerzos de tracción no son críticos, ocasionando un sobredimensionamiento de la estructura e incurriendo en costos mayores (Aedo, 2004), (Buxton, 2017).

El código ACI 318-19, en su capítulo 9.9.1.2 y 9.9.1.3, menciona que las vigas de gran peralte deben ser diseñadas considerando la distribución no lineal de la deformación longitudinal sobre la profundidad de la viga. Los programas de análisis no lineal sí permiten analizar los patrones de agrietamiento en vigas de gran peralte, pero requieren de cálculos exhaustivos y extensos (Novak, 2017). Una situación similar ocurre en el diseño de muros de corte de baja altura, pues al ser elementos no esbeltos, también presentan una distribución no lineal de deformaciones dentro de las secciones.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cómo emplear el método puntal - tirante a elementos no esbeltos para diseñar vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura de concreto armado?

1.2.2. Problemas específicos

1. ¿Cuáles son las bases teóricas y requerimientos normativos para utilizar el método puntal-tirante en elementos de concreto armado?
2. ¿Cómo se generan modelos puntal-tirante que representen el comportamiento real de un miembro de concreto armado?
3. ¿Cuál es la influencia de la relación de esbeltez en el diseño de elementos de concreto armado?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Obtener un acercamiento al diseño de elementos no esbeltos de concreto armado (vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura), para diseñar modelos puntal-tirante, con base en el código ACI 318-19.

1.3.2. Objetivos específicos

1. Establecer los fundamentos teóricos y requerimientos del código ACI 318-19 para generar modelos de armadura (puntal – tirante) de elementos de concreto armado (vigas de gran peral y muros de corte de baja altura).
2. Proponer modelos puntal – tirante para representar el comportamiento real de vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura con diferentes relaciones de esbeltez.
3. Evaluar la relación de esbeltez y el acero de refuerzo para el diseño de elementos de concreto armado.

1.4. Justificación de la investigación

Valor teórico

Por medio de este estudio, se reforzará el conocimiento referente al método puntal-tirante para diseñar elementos de concreto armado donde la suposición de que las secciones planas permanecen planas ya no es válida. En efecto, la revisión de la literatura evidencia aún una escasa difusión del método puntal-

tirante en el Perú, a pesar de que se menciona como un método alternativo en diversos códigos de concreto armado, como el ACI 318-19 o la Norma E.060.

Aplicaciones prácticas

El acercamiento al diseño de vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura, con el método puntal-tirante, permitirá lograr un mejor entendimiento del comportamiento real de estos elementos sometido a cargas últimas. El uso de modelos puntal-tirante constituye una metodología que permite lograr diseños eficientes y seguros, bajo la filosofía del diseño por resistencia.

Relevancia social

El diseño de vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura mediante el método puntal-tirante, permitirá obtener diseños eficientes, sin sobredimensionar los elementos. Las empresas de construcción en el Perú, principalmente las pequeñas empresas, podrán verse beneficiadas, pues se reducirán costos en los diseños estructurales sin descuidar la resistencia y seguridad de las estructuras.

1.5. Importancia de la investigación

Esta investigación es importante pues reduce costos de construcción al no necesitar de un sobredimensionamiento para asegurar la resistencia de la estructura y brinda seguridad al cumplir con el reglamento nacional de edificaciones. Además, ha de brindar más conocimientos en lo que respecta aplicar el método puntal – tirante a elementos de concreto armado proponiendo posibles modelos de análisis que pueden ser utilizados para el diseño de diferentes elementos de concreto armado.

1.6. Alcance de la investigación

El método puntal – tirante puede aplicarse a cualquier estructura, elemento o región de un elemento estructural de concreto armado. Sin embargo, esta tesis se enfoca en la aplicación del método puntal-tirante para diseñar vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura.

Los casos de estudio son teóricos, pues se plantea lograr un amplio entendimiento del método propuesto.

1.7. Limitaciones del estudio

Limitación teórica

Este estudio es realizado para vigas de gran peralte y muro de baja altura planteando un posible modelo para cada caso con los que se realizara el estudio.

Limitación metodológica

El método puntal tirante no es muy difundido en el Perú debido a la falta de estudios realizados para distintos tipos de estructuras utilizando este método. Sin embargo, es importante destacar que, en el año 2018, se propone adoptar el “capítulo 23 – Modelos Puntal – Tirante” del ACI 318-14 en el Reglamento Nacional de Edificación “E.060 Concreto Armado”. De acuerdo a Basu, 2017, los elementos del modelo del método puntal – tirante aplicado a estructuras, deben considerarse dentro del rango elástico o para casos en los que las deformaciones son consideradas despreciables. En este estudio se utiliza los requerimientos del código ACI 318-19 para puntal – tirante.

1.8. Viabilidad del estudio

Los materiales (software de ingeniería estructural) y datos están al alcance de quien realiza esta investigación. Se cuenta también con acceso a libros de consulta y artículos publicados en revistas indizadas.

Capítulo 2

Marco teórico

2.1. Antecedentes de la investigación

Gracias a los avances en investigación analítica y experimental de estructuras de concreto armado, se presentan nuevas alternativas para modelar el comportamiento de elementos tales como vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura. El método puntal tirante surge como una alternativa para explicar el comportamiento de elementos de concreto armado utilizando una analogía con las armaduras o cerchas.

Oesterle (Oesterle, 1984) utiliza un modelo de armadura con puntales y tirantes para predecir la capacidad portante de los muros de corte, posteriormente, los investigadores Collins and Mitchell (Collins & Mitchell, 1986) y Schlaich (Schlaich, 1987) proponen un modelo de similar para evaluar el comportamiento lineal y no lineal de los muros de corte sometido a cargas cíclicas y monótonas, y Hwang (Hwang S.-J. F.-H.-J.-W., 2001) propone el modelo puntal – tirante (para muros de corte o Strut and Tie Modelling, STM, por sus siglas en inglés, Strut and Tie Model)

2.1.1 Nacional

Un estudio realizado por Huapaya (2009), titulado “Diseño de elementos de concreto armado utilizando modelos de puntal y tirante. Hacia una guía metodológica” explica los principio de Saint Venant, explicando que las cargas aplicadas en un elemento terminan, aproximadamente, a una distancia igual a la mayor dimensión de la sección transversal del elemento. Y de Navier que explica que en elementos esbeltos, las zonas planas permanecieran planas despues de aplicadas las cargas. Busca verificar hasta qué punto los modelos de puntales y tirantes son útiles para el diseño de elementos de concreto armado, qué beneficios trae su uso respecto de los métodos empíricos o los modelos basados en resultados adoptados de la Teoría de la Elasticidad. Procede al diseño de algunos elementos estructurales simples como vigas de gran peralte y ménsulas. La idea es que en base a estos diseños se puedan sacar conclusiones acerca de la utilidad de estos modelos

y su viabilidad como método de diseño alternativo. Concluye que el metodo puntal tirante es efectivo para vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas y que elementos mas complejos, se requerira de disenos mas complejos.

Otro estudio hecho por Linaja Garcia (2019), en la investigacion titulada “Comportamiento de Vigas de gran Peralte empleando técnicas modernas frente a las exigencias de la norma peruana de concreto armado”, analiza vigas de gran peralte, utilizadas en techos de sotanos para mantener luces largas y soportar columnas. En su investigacion, busca determinar el metodo mas eficiente para el analisis y diseno de vigas de gran peralte. Utiliza la tecnica strut and tie y la tecnica tradicional para diseno de viga exigida por la norma peruana E.060. Compara estos disenos con el programa AbaqusCAE y concluye que se recomienda utilizar el metodo strut and tie.

2.1.2 Internacional

De acuerdo a W. Kassem (2014), en la tesis titulada “Shear strength of squat walls: A strut-and-tie model and closed-form design formula”, los muros bajos de concreto reforzado, con una altura menor al doble de su largo, son elementos estructurales esenciales para la resistencia sísmica de las edificaciones. Las fórmulas disponibles en los códigos de construcción y otros textos muestran que existe un gran margen de error en las predicciones de esfuerzo de corte, y no se incluyen todas las variables que afectan la respuesta de estos muros. El modelo propuesto por los autores, proveniente del método puntal-tirante, es comparado con ecuaciones para predecir el esfuerzo de corte de muros bajos, mostrando una muy buena correlación.

Otro estudio propuesto por S. Qazi (2014), titulado “Strut-and-tie model for a reinforced concrete wall strengthened with carbon fiber-reinforced polymers” describe el modelamiento de armadura no lineal para muros de concreto reforzado (RC), y muros reforzados con polímeros de fibras de carbón (CFRP), sujetos a ensayos de carga lateral. El reforzamiento de un muro de corte, construido para replicar una edificación al estilo de 1960, fue hecho

uniendo bandas de tela de CFRP en ambos lados del muro sin ningún revestimiento. Las capacidades de los modelos de armadura no lineal fueron comparadas con los resultados experimentales, demostrando que los modelos propuestos representaron adecuadamente el comportamiento de ambos muros.

En otro estudio desarrollado por J. Perez (2016), titulado “Application of Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry shear walls”, menciona que el método puntal-tirante es utilizado para diseñar muros de albañilería reforzada y confinada, en los cuales las fuerzas de compresión son resistidas por los puntales de albañilería mientras que las fuerzas de tracción son resistidas por los refuerzos de acero (tirantes). Las fuerzas internas y desplazamiento obtenidos del modelo puntal-tirante son comparadas a los resultados del análisis del método de elementos de fuerzas finitas. Se concluyó que el modelo puntal-tirante puede ser usado efectivamente para el análisis y diseño sísmico de muros de albañilería confinada con aberturas, sujeto a cargas laterales y de gravedad.

D. Basu (2017), en el estudio titulado “Strut and tie modeling of multistory, partially grouted, concrete masonry shear walls with openings” desarrolló modelos puntal-tirante para el diseño sísmico de paneles de muros confinados de albañilería, incluyendo paneles de uno y varios pisos, con y sin aberturas. Aunque el objetivo principal fue desarrollar modelos para muros sujetos a cargas de sismo laterales, el efecto de la carga de gravedad también fue considerado. En dicho estudio, la albañilería fue modelada usando propiedades equivalentes, por lo cual el efecto de variación relativa de las propiedades del mortero y ladrillos no fue capturado explícitamente. El alcance del estudio se limitó al análisis elástico lineal, ignorando el cambio de la orientación del puntal en el rango inelástico.

J. Buxton (2017), en la tesis titulada “Strut and tie modeling of multistory, partially grouted, concrete masonry shear walls with openings” desarrolló un estudio para validar el procedimiento puntal-tirante en la predicción del esfuerzo lateral en el plano para muros de corte de mampostería

de concreto con aberturas, parcialmente empotrados, de varios pisos. La investigación incluyó la evaluación experimental de seis edificaciones de tres pisos con muros de corte de mampostería de concreto. El esfuerzo lateral medido experimentalmente fue comparado con estimaciones usando ecuaciones del código de albañilería de EE.UU, con modelos de armadura, y con modelos puntal-tirante. Los resultados mostraron que las ecuaciones del código americano sobreestiman los esfuerzos laterales de los muros, los modelos de armadura subestiman dichos esfuerzos, y el método puntal-tirante predice los resultados con mayor precisión, siendo capaz de considerar las aberturas de los muros y los empotramientos parciales.

En un estudio de Kamaran S. Ismail et. al. (2018), en la tesis titulada “Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams” se menciona que los modelos puntal-tirante son usados normalmente para el diseño de corte crítico de miembros de gran peralte porque pueden racionalizar la transferencia del corte dentro de las regiones de discontinuidad y regiones Bernoulli en elementos estructurales de concreto reforzado. Los códigos más recientes adoptan el método puntal – tirante pero proveen poca guía en como seleccionar un diseño y dimensiones adecuadas. Además, los factores de efectividad usados para considerar el estado biaxial de esfuerzos en puntales de vigas de gran peralte no son confiables.

2.2. Bases teóricas

- **Diseño por resistencia**

Es el método que se utiliza en el código ACI para el diseño de estructuras de concreto reforzado. Para este tipo de análisis, se asume que la estructura es de baja resistencia y soporta cargas mayores a la esperada con la que se procede a realizar los cálculos para el diseño. (Zachar & Naik, 1996).

Para ello se utilizan distintos factores de amplificación o reducción para distintos tipos de carga, sean carga muerta, viva, sismo o viento. El método por resistencia es utilizado en todo el mundo, sin embargo, los factores de reducción o amplificación de cargas varían en algunos países de acuerdo a su propia normativa.

- **Método de elementos finitos**

Es un método numérico por el cual se obtienen resultados aproximados de ecuaciones diferenciales parciales muy complejas para analizar y resolver diversos problemas estructurales. Este método divide el elemento que se desea analizar en varias partes para lo cual son necesarias el uso de ecuaciones diferenciales. (Mora, 2018-1).

El método de elementos finitos es destinado a ser usado en computadoras para resolver problemas diferenciales complicados en ingeniería y física. Por ejemplo, se utiliza en softwares de diseño como SAP2000, SAFE y ETABS.

- **Vigas**

Son elementos estructurales que normalmente se encuentran en posición horizontal, aunque también pueden estar inclinados. Las vigas están sujetas a cargas de flexión y a carga axial muy pequeña o nula. Se encargan de transferir cargas a los apoyos sobre las que son colocadas.

Cuando las vigas están unidas a columnas y forman parte de una armadura o esqueleto de una estructura, estos se denominan pórticos.

Las vigas pueden estar hechas de acero, concreto armado, madera, etc y son utilizadas en construcciones civiles.

- **Vigas de gran peralte**

Presenta las mismas características de una viga convencional, es decir, está sujeto a cargas de flexión y axial muy pequeñas y transfiere cargas a los apoyos sobre las que son colocadas.

Para ser consideradas como una viga de gran peralte, las vigas deben cumplir una relación de longitud entre altura igual o menor a 4 según el código ACI 318. Por las condiciones mismas de la viga, los tipos de falla son: Falla por flexión (rotura de acero longitudinal), falla por corte (aplastamiento de concreto en zona en compresión) (Patil, Swami, & Kore, 2015).

- **Muro de corte**

También conocido como placa o muro estructural, se comporta de una manera muy rígida lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga

(Montalvo, et al.) (SENCICO, 2009). Se asemejan a vigas de gran peralte verticales. Los muros de corte son elementos que soportan cargas de gravedad y cargas de sismo y viento, es decir, cargas laterales. Estos son elementos utilizados en una gran variedad de edificaciones tales como hospitales, edificios de uso residencial y de oficina, centros comerciales, entre otros.

Los muros de corte suelen tener aberturas para puertas y ventanas, lo cual tiende a afectar su resistencia, sin embargo, es posible diseñarlo de tal manera de que las aberturas se ubiquen en zonas que no afecte de manera significativa la resistencia de los muros de corte.

Los muros de corte son estructuras que al ser muy rígidas disminuyen el periodo de vibración y resistir grandes cargas de sismo, pero al ser muy frágiles, al fallar, la estructura se verá gravemente afectada y no podrá resistir el impacto causado por un sismo y si son muy dúctiles, es decir, aguantan grandes deformaciones, soportan grandes cargas de sismo. En la **Figura 1** se pueden apreciar los tipos de fallas comunes en muros de corte.

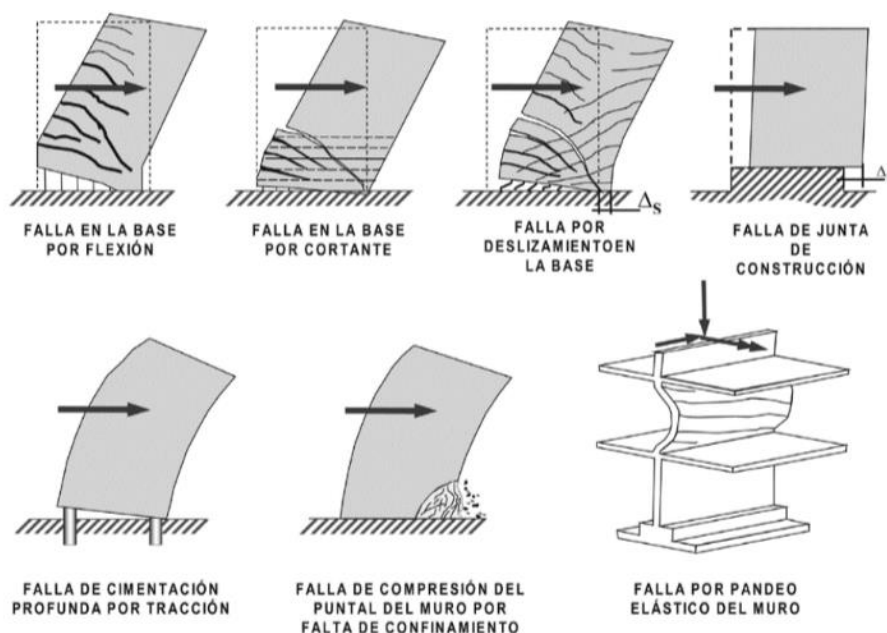


Figura 1: Tipos de fallas comunes en muros de corte

Fuente: Chero Damian, 2017

- **Método puntal – tirante**

El método puntal – tirante es una metodología que relaciona de manera análoga elementos estructurales o sus partes a armaduras para expresar

patrones de esfuerzo. El método considera elementos que están en tracción llamados tirantes y elementos que están en compresión llamados puntales, la intersección de estos puntales y tirantes forma los nodos. (E. Harmsen, 2005). En la **Figura 2** se aprecia los puntales y tirantes; en la **Figura 3**, los nodos.

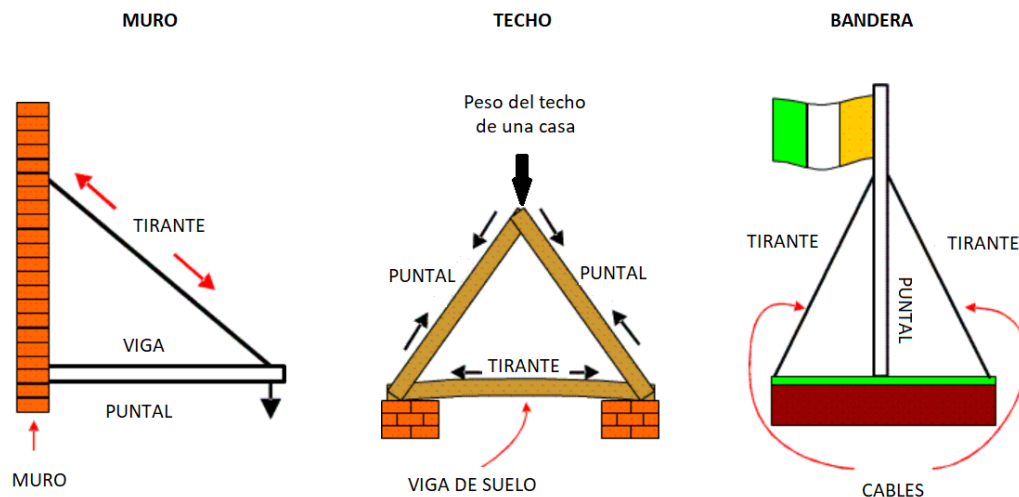


Figura 2: Ejemplos de puntal y tirante

Fuente: Ryan, 2009

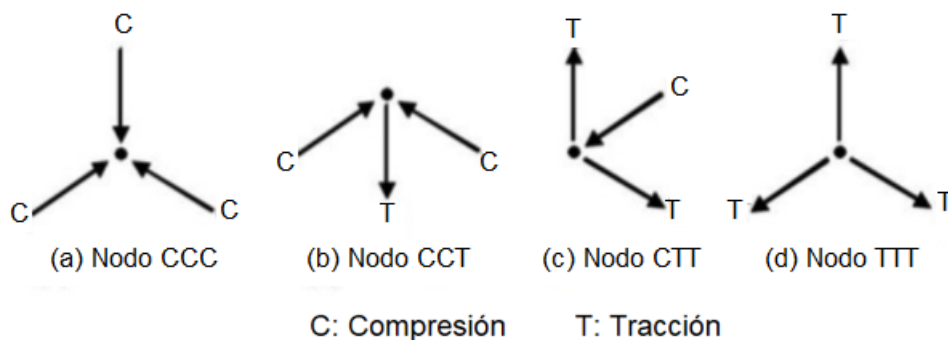


Figura 3: Diferente tipos de nodos

Fuente: Anwar, 2016

Cabe destacar que los puntales, es decir, los elementos en compresión, pueden ser representados de tres maneras (Ver **Figura 4**): (a) prisma, (b) botella o (c) abanico. Cada una de las formas del puntal se da dependiendo de la forma en la que se distribuye sus compresiones. Los puntales prismáticos son aquellos que mantienen un ancho y compresión constante; los puntales en forma de botella, cuyo ancho de puntal se contrae y expande por cargas transversales; los puntales en forma de abanico, se da donde se cruzan una variedad de puntales con inclinación variable (Nagarajan & Pillai, 2008). Para

el caso del puntal en forma de botella es posible aplicar un refuerzo transversal o un factor de reducción. El tipo de puntal considerado es criterio del ingeniero.

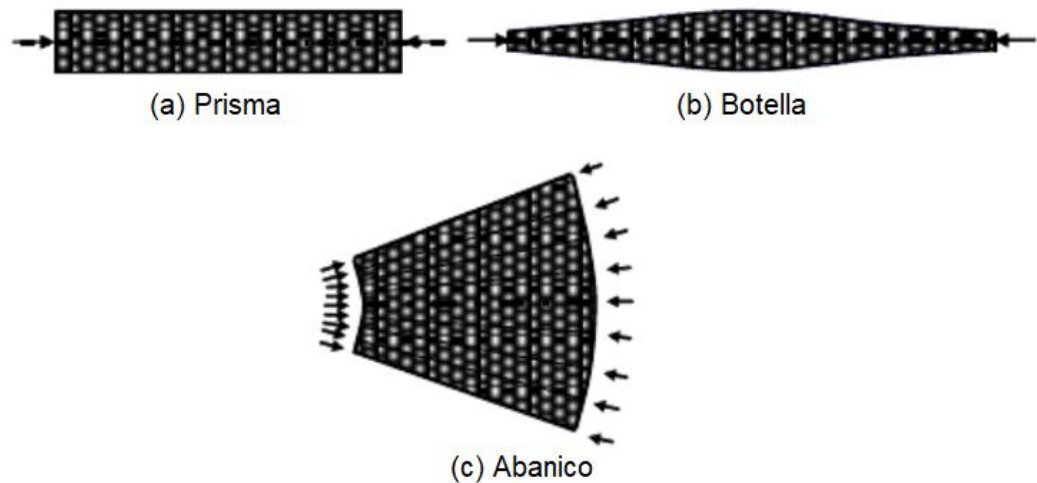


Figura 4: Tipos de puntales

Fuente: Nagarajan y Pillai, 2008

Actualmente, en la última versión del ACI 318-19 los puntales en forma de botella ya no se incluyen, debido a que, en estudios más recientes, se observa que los puntales inclinados son debilitados por tensiones diagonales y no por puntales tipo botella lo cual justifica un cambio en los factores de puntal. (Moehle, 2019).

El método puntal – tirante o Strut and Tie Method (STM) trata de solucionar problemas de diseño para todo tipo de carga, ya sean de corte, fuerza axial, flexión o torsión.

Debido a que el STM requiere relacionar el elemento de concreto que se desea diseñar a una armadura que deberá encontrarse en equilibrio (American Concrete Institute, ACI - 318, 2019), se encontrarán elementos en compresión, tracción, y nudos. Por experiencia y/o conocimientos de otros autores se deberá determinar qué zonas o elementos se encuentran en compresión (struts) y en tensión (ties) lo cual ayudará a determinar el modelo que mejor represente al sistema que se desea diseñar, en este caso, muros de corte. El esfuerzo de tracción del concreto es muy bajo por lo que no se considera.

De acuerdo al principio de St. Venant se plantea que las cargas ejercidas sobre una zona se disipan a lo largo del elemento a medida que se aleja de la zona de aplicación de la carga.

Para el método puntal tirante se deben de conocer las regiones B y las regiones D:

Regiones B:

Conocido como Región de Bernoulli, asume que las secciones planas se mantienen planas después de que el elemento se somete a cargas.

Regiones D:

Conocido como Región de Discontinuidad, asume que las secciones planas no se mantienen planas luego de que el elemento se somete a cargas.

Para visualizar las deformaciones por esfuerzo en un muro de corte o “viga de gran peralte” Tuchscherer (Robin Tuchscherer, 2011) ilustra en la **Figura 5** las regiones B y D en una viga simplemente apoyada con cargas asimétricamente distribuidas; Schlaich (Schlaich J. S., 1987) ilustra una distribución de regiones B y D similar.

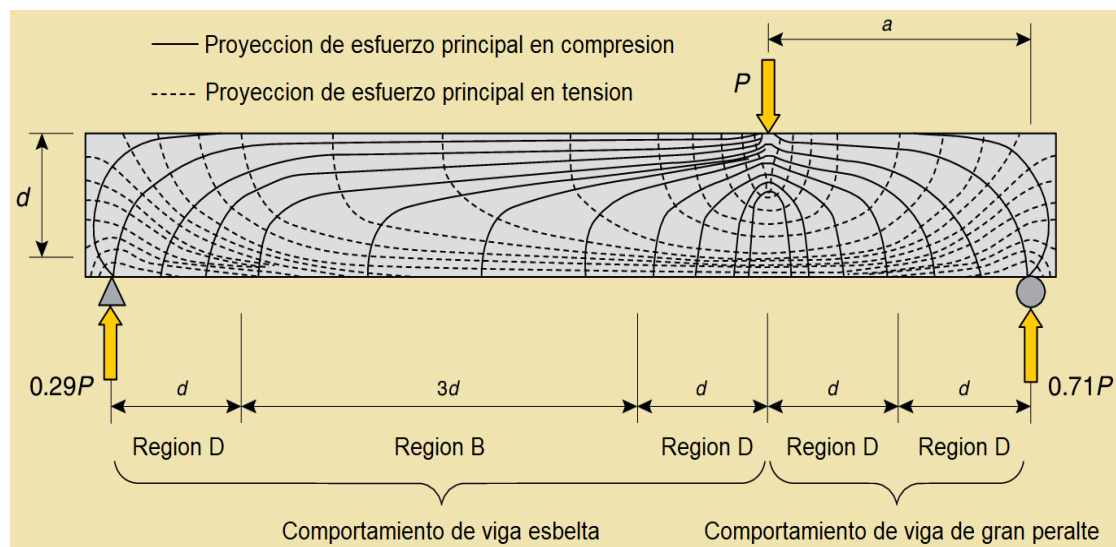


Figura 5: Regiones B y D de una viga de gran peralte

Fuente: Adaptado de Tuchscherer et al, 2011

Además, el código ACI 318-19 muestra ejemplos de las regiones B y D en elementos de concreto tal como se muestra en la **Figura 6**.

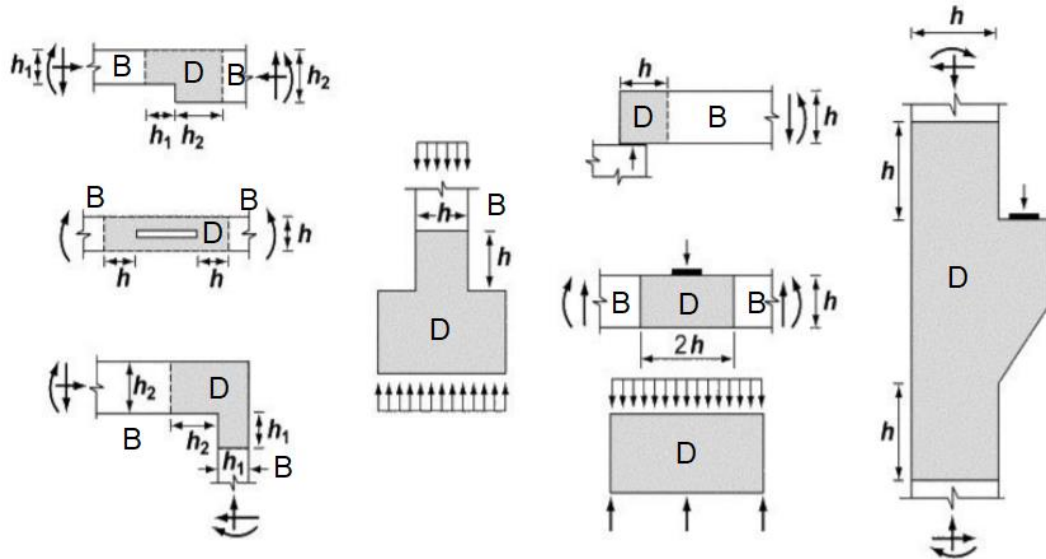


Figura 6: Ejemplo de regiones B y D

Fuente: American Concrete Institute, 2019 (ACI 318-19)

Los pasos a seguir para utilizar el método puntal – tirante (STM) por Liang-Jenq Leu et al, 2006, son:

1. Generar un modelo de armadura que mejor represente el comportamiento de un muro de corte.
2. Realizar un análisis elástico lineal de una armadura para obtener la fuerza de los miembros del modelo.
3. Calcular los refuerzos para los tirantes ($A_s = T/f_y$).
4. Encontrar la fuerza efectiva para los puntales y nodos ($2D$) y verificar el agrietamiento de concreto.
5. Calcular los anchos efectivos de los puntales y nodos ($2D$) para diseñar las dimensiones del elemento estructural.

De acuerdo al código ACI 318-19 se mencionan consideraciones que se tienen que tomar en cuenta al momento de diseñar una armadura con el STM:

1. Las fuerzas internas del modelo puntal – tirante deben estar en equilibrio con las cargas y reacciones aplicadas.
2. Los tirantes pueden cruzar otros puntales y tirantes.
3. Los puntales solo se pueden superponer o cruzar en nodos. Estos nodos pueden ser de tipo CCC, CTC, CTT, TTT. Ver **Figura 4**.
4. El ángulo que se forma en un nodo por el cruce de puntales y tirantes debería ser lo suficientemente grande para mitigar el agrietamiento y evitar incompatibilidades debido al acortamiento del puntal y la extensión del tirante que ocurran en la misma dirección (Muttoni, Schwartz, & Thürlimann, 1997). Además, Anwar, 2014, menciona que en el STM un ángulo entre 35 a 45 grados da un diseño realista y económico. El ángulo no debe ser menor a 25 grados para controlar la fisuración.

El diseño para las zonas de puntales, tirantes y nodos debe satisfacer las siguientes ecuaciones:

a) Puntal (Strut): $\phi F_{ns} = F_{us}$

b) Tirante (Tie): $\phi F_{nt} = F_{ut}$

c) Nodo: $\phi F_{nn} = F_{us}$

F_{ns} : Resistencia nominal del puntal F_{us} : Resistencia última del puntal

F_{nt} : Resistencia nominal del tirante F_{ut} : Resistencia última del tirante

F_{nn} : Resistencia nominal del nodo

ϕ : Factor de reducción de resistencia basado en la **Tabla 1**

Tabla 1: Factor de reducción de resistencia

Elemento estructural	ϕ
Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75

Fuente: American Concrete Institute, ACI - 318, 2019

Resistencia del Puntal (Strut):

La resistencia nominal de compresión, F_{ns} , será evaluado a los extremos del puntal y considerado el valor más pequeño.

Para el caso de puntales sin refuerzo transversal se considera la siguiente ecuación:

$$F_{ns} = f_{ce} * A_{cs}$$

A_{cs} : Área transversal al extremo del puntal

f_{ce} : Resistencia efectiva de compresión de puntal o nodo calculado por la siguiente expresión:

$$f_{ce} = 0.85 * f'c * \beta_s$$

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto

β_s : Coeficiente del puntal basado en la **Tabla 2**

Tabla 2: Coeficiente del puntal

Ubicación del puntal	Tipo de Puntal	Criterio	β_s
Miembros en tensión o zonas en tensión de miembros	Cualquiera	Todos los casos	0.4
	Puntal limite	Todos los casos	1.0
Todos los otros casos	Puntal interior	Refuerzo satisfaciendo (a) o (b) de tabla 23.5.1	0.75
		Ubicado en regiones satisfaciendo 23.4.4	0.75
		Uniones Viga-Columna	0.75
		Todos los otros casos	0.4

Fuente: American Concrete Institute, ACI - 318, 2019

Resistencia del Tirante (Tie):

El refuerzo de los tirantes será pretensada o no pretensada.

La resistencia nominal a la tensión de un tirante, F_{nt} , es calculado por:

$$F_{nt} = A_{ts} * f_y + A_{tp} * (f_{se} + \Delta f_p)$$

f_y : Resistencia a la tensión del acero

A_{ts} : Área total de acero NO pretensado

A_{tp} : Área total del acero pretensado

f_{se} : Resistencia efectiva a la tensión del acero pretensado

Δf_p : Aumento de tensión del acero pretensado debido a cargas factorizadas

Se debe cumplir:

$$(f_{se} + \Delta f_p) \leq f_{py}$$

f_{py} : Resistencia a la tensión de refuerzo pretensado

Para refuerzo pretensado:

- Adherido: $\Delta f_p = 420 MPa$
- No adherido: $\Delta f_p = 70 MPa$

Para el caso de refuerzo NO pretensado: $A_{tp} = 0$

Esfuerzo del Nudo:

El esfuerzo de compresión nominal, F_{nn} , es calculado por:

$$F_{nn} = f_{ce} * A_{nz}$$

A_{nz} : Es el área menor de la zona nodal de:

- Área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de F_{us}
- Área de una sección a través de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante sobre la sección

f_{ce} : Resistencia efectiva de compresión de puntal o nodo calculado por la siguiente expresión:

$$f_{ce} = 0.85 * f'_c * \beta_n$$

β_n : Coeficiente de zona nodal basado en la **Tabla 3**

Tabla 3: Coeficiente de zona nodal

Configuración de la zona nodal	β_n
Zonas nodales limitadas por puntales, apoyos o ambas	1
Zonas nodales unidas a un tensor	0.8
Zonas nodales unidas a dos o más tensores	0.6

Fuente: American Concrete Institute, ACI - 318, 2019

2.3. Definición de términos básicos

- **ACI:** *American Concrete Institute* (ACI) o Instituto Americano del Concreto es una organización sin fines de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas para el concreto armado (American Concrete Institute, ACI, 2019)
- **ACI 318:** Es el código de requisitos de edificación para hormigón de estructura que proporciona requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto (American Concrete Institute, ACI - 318, 2019)
- **Concreto armado:** Se le conoce como concreto armado a la unión de acero y concreto simple para soportar esfuerzos de tensión y compresión. (Zambrano, 2009)
- **Acero de refuerzo:** Es el acero que se coloca en el concreto armado, sirve para absorber y resistir esfuerzos de tensión producto de carga o cambios volumétricos por temperatura. (Soluciones especiales, 2019)
- **Armadura:** Es un sistema conformado de elementos esbeltos como vigas y columnas que se unen por medio de nodos para soportar cargas de tensión y compresión. (Colmenarez, 2019)
- **Nodos:** Los nodos son puntos en los que se cruzan elementos estructurales o esfuerzos concentrados. (Hugo, 2010)

Capítulo 3

Hipótesis y variables

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

El estudio y aplicación del método puntal – tirante permite obtener un acercamiento al diseño de elementos no esbeltos de concreto armado (vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura) utilizando los lineamientos indicados en el código ACI 318-19.

3.1.2. Hipótesis específica

1. Los fundamentos teóricos y requerimientos establecidos en el código ACI 318-19 permiten utilizar modelos de armadura (puntal – tirante) en elementos de concreto armado.
2. Los modelos puntales – tirante que representan el comportamiento real de elementos no esbeltos (vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura) se generan en base a la distribución de esfuerzos internos (identificación de zonas en tracción y compresión).
3. Los miembros más esbeltos requieren menor acero de refuerzo en las zonas en tracción de los elementos de concreto armado para los casos de estudio (vigas de gran peralte y muros de baja altura).

3.2. Variables

3.2.1. Definición conceptual de la variable

Hipótesis 1: Los fundamentos teóricos y requerimientos establecidos en el código ACI 318-19 permiten utilizar modelos de armadura (puntal – tirante) en elementos de concreto armado.

Variable Independiente	Definición conceptual
Fundamentos teóricos y requerimientos del código ACI 318	Son especificaciones y conceptos brindados por el “Instituto Americano de Concreto” que se deben de cumplir y aplicar para el análisis y diseño de elementos de concreto armado (American Concrete Institute, ACI, 2019)

Hipótesis 2: Los modelos puntales – tirante que representan el comportamiento real de elementos no esbeltos (vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura) se generan en base a la distribución de esfuerzos internos (identificación de zonas en tracción y compresión).

Variable Independiente	Definición conceptual
Comportamiento real de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura	El comportamiento de las vigas de gran peralte y muros de corte es de carácter no lineal. Las deformaciones en estos elementos varían según el tipo de carga aplicada y al deformarse, la sección plana ya no permanece plana. (Abdel-Nasser, Sharaf, Ibrahim, y Abdel-Galil, 2017)

Hipótesis 3: Los miembros más esbeltos, requieren menor acero de refuerzo en las zonas en tracción de los elementos de concreto armado para los casos de estudio (vigas de gran peralte y muros de baja altura).

Variable Independiente	Definición conceptual
Miembros esbeltos	Los miembros esbeltos, se definen por su relación de altura y ancho transversal (Gavilán, Flores y Alcocer, 2013).

3.2.2. Definición operacional de la variable

Hipótesis 1: Los fundamentos teóricos y requerimientos establecidos en el código ACI 318-19 permiten utilizar modelos de armadura (puntal – tirante) en elementos de concreto armado.

Variable Independiente	Definición Operacional
Fundamentos teóricos y requerimientos del código ACI 318	Se aplica el capítulo 23 del ACI 318-19 a elementos de concreto propuestos (vigas de gran peralte y muros de corte de concreto armado)

Hipótesis 2: Los modelos puntales – tirante que representan el comportamiento real de elementos no esbeltos (vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura) se generan en base a la distribución de esfuerzos internos (identificación de zonas en tracción y compresión).

Variable Independiente	Definición Operacional
Comportamiento real de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura	Se propone un modelo con puntales y tirantes de acuerdo al comportamiento del elemento estructural de concreto armado según ETABS y se evalúan de acuerdo a las especificaciones del código ACI 318-19 capítulo 23, Puntal – Tirante

Hipótesis 3: Los miembros más esbeltos, requieren menor acero de refuerzo en las zonas en tracción de los elementos de concreto armado para los casos de estudio (vigas de gran peralte y muros de baja altura).

Variable Independiente	Definición Operacional
Miembros esbeltos	Se diseña los aceros de refuerzo para distintos casos de esbeltez de vigas de gran peralte y para un muro de corte sometidos a distintas cargas

3.2.3. Operacionalización de la variable

Tabla 4: Operacionalización de las variables.

Variable Independiente	Definición conceptual	Definición operacional	Indicadores	Dimensiones
Fundamentos teóricos y requerimientos del ACI 318	Son especificaciones y conceptos brindados por el “Instituto Americano de Concreto” que se deben de cumplir y aplicar para el análisis y diseño de elementos de concreto armado (American Concrete Institute, ACI, 2019)	Se aplica el capítulo 23 del ACI 318-19 a elementos de concreto propuestos (vigas de gran peralte y muros de corte de concreto armado)	Codigo ACI 318-19 Capitulo 23	Concreto armado (Elementos verticales y horizontals)
Comportamiento real de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura	El comportamiento de las vigas de gran peralte y muros de corte es de carácter no lineal. Las deformaciones en estos elementos varían según el tipo de carga aplicada y al deformarse, la sección plana ya no permanece plana. (Abdel-Nasser, Sharaf, Ibrahim, y Abdel-Galil, 2017)	Se analiza el comportamiento del elemento estructural de concreto armado con ETABS mediante el diagrama de Von Mises y se evalúan de acuerdo a las especificaciones del código ACI 318-19 capítulo 23, Puntal – Tirante	Fuerzas internas (traccion y compresion)	Concreto armado (Elementos verticales y horizontals)
Geometria de elemento estructural	Los miembros esbeltos, se definen por su relación de altura y ancho transversal. (Gavilán, Flores y Alcocer, 2013).	Se diseña los aceros de refuerzo para distintos casos de esbeltez de vigas de gran peralte y para un muro de corte sometidos a distintas cargas	Relacion de esbeltez (Ln/H)	Concreto armado (Elementos verticales y horizontals)

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 4

Metodología de la investigación

4.1. Método de la investigación

El método a utilizar en esta investigación es el **deductivo** pues la información para la investigación de muros de corte de concreto armado y metodología puntal – tirante es disponible gracias a estudios realizados previamente los cuales prueban la validez de estos. Este estudio plantea utilizar el método puntal – tirante para el caso de muros de corte de concreto armado. La orientación de este estudio es **aplicada** pues busca resolver un problema, lo cual es plantear el método puntal – tirante como un método válido para el diseño de muros de corte y vigas de concreto armado en la construcción de obras civiles. Y de enfoque **cuantitativo** pues se corroborará con datos numéricos para determinar la validez del método puntal – tirante. La recolección de datos para este estudio es **prolectiva** (Feinstein, 1985), pues la información básica es obtenida desde el inicio para poder realizar el análisis de los muros de corte y vigas.

4.2. Tipo de la investigación

El tipo de investigación a utilizar es el **descriptivo, correlacional y explicativo** pues busca información de distintas fuentes tales como libros, revistas, otras tesis, artículos científicos y periódicos para luego describir los objetos de estudio y metodologías en base a información disponible (Hernandez, Fernandez y Baptista, 2014).

4.3. Nivel de la investigación

Esta investigación llega al nivel **descriptivo** pues busca explicar y describir el comportamiento de muros de corte y vigas de gran peralte por medio del método puntal – tirante que puede ser aplicado a elementos de concreto armado y será utilizado en esta investigación (Mendez, 2001).

4.4. Diseño de la investigación

El propósito de este estudio es de carácter **no experimental** pues los datos son casos que se proveen para conveniencia de este estudio, y es posible manipular las condiciones a las que el muro de corte y las vigas serán

sometidos; de carácter **transversal**, pues los muros de corte y las vigas de gran peralte serán comparados entre ellos para el análisis de los mismos; es **prospectivo**, pues se determina los datos necesarios para el análisis de los elementos de concreto armado según se requiera (Hernandez, Fernandez y Baptista, 2014).

El diseño del estudio es por medio de **cohortes (causa – efecto)** pues analizara primero la causa, es decir, las fuerzas que actúan sobre el muro de corte y las vigas como objetos de estudio; luego el efecto, el agrietamiento y/o fractura que se presente en el muro de corte y vigas para determinar el refuerzo necesario por medio de cálculos matemáticos utilizando el método puntal – tirante (Hernandez, Fernandez y Baptista, 2014).

4.5. Descripción del ámbito de la investigación

Se evalúa el agrietamiento y/o fractura para diseñar las zonas que requieren refuerzo que se produce en los elementos de concreto armado (verticales y horizontales) al someterlos a cargas estáticas de peso propio y carga de sismo, utilizando el método puntal – tirante y mediante el programa ETABS.

4.6. Población

La población utilizada para este proyecto consiste en vigas de gran peralte y muros de corte de concreto armado que cumplan con las siguientes características: no deben de contener aberturas para puertas, ventanas, ni aberturas de otro tipo y deben cumplir con las condiciones planteadas para vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura por la norma técnica de edificación E.060 para concreto armado.

4.7. Muestra

La cantidad de muestras a tomar se determina por medio del muestreo no probabilístico por conveniencia en el que se selecciona elementos de concreto armado con características específicas para el investigador. Se utilizarán 3 viga de distintas relaciones de esbeltez sometidas a carga uniforme y carga puntual y 1 muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

4.8. Técnicas de investigación

Se utiliza el programa de análisis estructural “ETABS” para modelar el comportamiento de los muros de corte y vigas con el fin de visualizar los

esfuerzos principales Von Mises, y plantear los modelos teóricos correspondientes.

Los cálculos manuales son realizados con el “método puntal – tirante”, analizando muros de corte y vigas mediante una relación análoga a una armadura que cumpla con las características de manera representativa al elemento estructural de concreto armado.

4.9. Instrumentos de recolección de datos

4.9.1. Método y técnica

El método a utilizar es la **observación** para los muros de corte que llegan a ser el objeto de estudio utilizando el método puntal – tirante para la obtención de resultados y la técnica a utilizar es **sistemática** pues es posible controlar los procesos realizados para llegar a un fin. Se utilizarán fichas de recolección de datos para poder hacer toma de los datos necesarios para este estudio.

4.9.2. Validez del instrumento

Se usa información de investigaciones de otros autores y del código ACI 318-19 para realizar el seguimiento de los procesos y resultados en base a los pasos a seguir para la realización del análisis y los problemas que se puedan encontrar obtenido de otras fuentes de información procedente de tesis y artículos científicos.

Los instrumentos utilizados son el código ACI 318-14, ACI 318-19 y estudio propuesto por Uribe y Alcocer, 2002, titulado “Deep beam design in accordance with ACI 318-2002” y la investigación propuesta por Mitchell, Cook, Uribe, y Alcocer, 2002, titulada “Experimental verification of strut-and-tie models”.

4.9.3. Fiabilidad y consistencia del instrumento

Junto al análisis de los muros de corte y vigas por el método puntal – tirante se corroboran los modelos planteados con el programa ETABS para el diseño del mismo y determinar la fiabilidad de los datos obtenidos por medio de consultas con especialistas en ingeniería estructural.

4.10. Procesamiento y análisis estadístico de los datos

En el presente estudio se decidió aplicar la metodología de diseño puntal – tirante (STM) para 03 vigas de gran peralte, con diferentes relaciones de esbeltez (1.14, 1.6 y 3.2) y un muro de corte de baja altura como un primer

acercamiento al uso de estos modelos. En el manuscrito se muestra la resolución completa para valores de carga puntual y carga distribuida para las vigas y un valor de carga aplicado en el muro; sin embargo, el análisis se desarrolló para un importante rango de magnitud de cargas (en total se han analizado 45 casos) con la finalidad de obtener conclusiones válidas para los casos de estudio:

- Diagrama de esfuerzos principales
- Diagrama de fuerzas internas (fuerza normal, cortantes, momento flector).

Los programas utilizados para la presentación de datos son:

- Excel
- AutoCad

Capítulo 5

Resultados

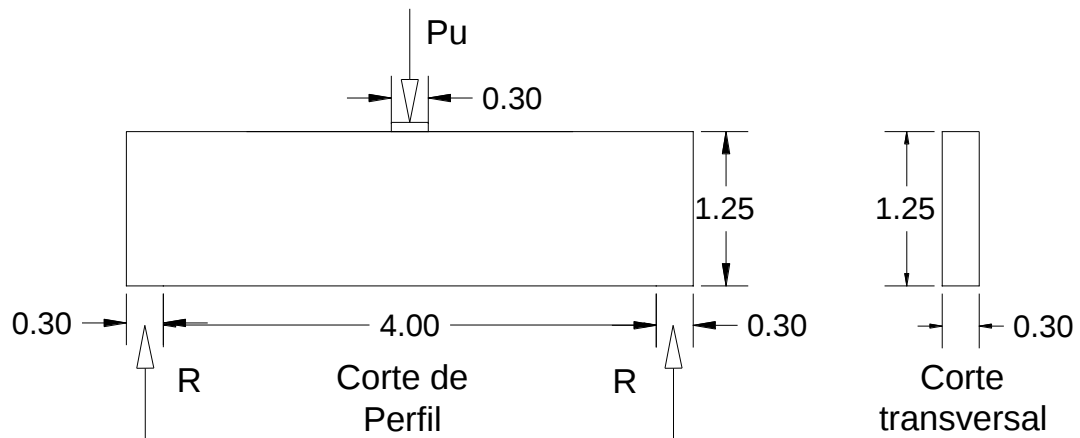
5.1. Vigas de gran peralte

De acuerdo al ACI 318-19 en el capítulo 9.9.1.1 las vigas de gran peralte son aquellas cargadas en una cara, y apoyadas en la cara opuesta. Las vigas de gran peralte deben cumplir con una de las siguientes condiciones:

- $4h \geq L$
- Las cargas deben estar concentradas dentro de una distancia de $2h$ de la cara del apoyo.

5.1.1. Análisis de viga sometida a carga puntual

A continuación, tenemos un caso de una viga simplemente apoyada sobre superficies de 300 mm con dimensiones de 300 mm de ancho, 1250 mm de alto y una luz libre de 4000 mm . Se aplica una carga puntual de 600 kN sobre una placa de $300 \times 300\text{ mm}^2$ en el centro de la viga. La viga es de un concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y con un acero con resistencia a la fluencia de 420 MPa . Para brindar contexto, la carga puntual aplicada puede representarse el caso de una viga de gran peralte empleadas en el sector minería sobre la cual se apoya una viga metálica.



Las dimensiones en la figura están representadas en metros lineales.

Muestra sometida a carga:

En el que $P_u = 600\text{ kN}$

Datos:	
Pu	600 kN
bw	300 mm
h	1250 mm
ln	4000 mm
lb	300 mm
f'c	21 MPa
fy	420 MPa
Peralte (d)	1190 mm
Recubrimiento lateral	40 mm
Recubrimiento inferior	40 mm
Ø STM	0.75
Ø	0.85
Angulo STM	27.10 ✓

Nro. Tramos	2	
Tramo	2150	mm
Esp. min entre varillas	25.4	mm

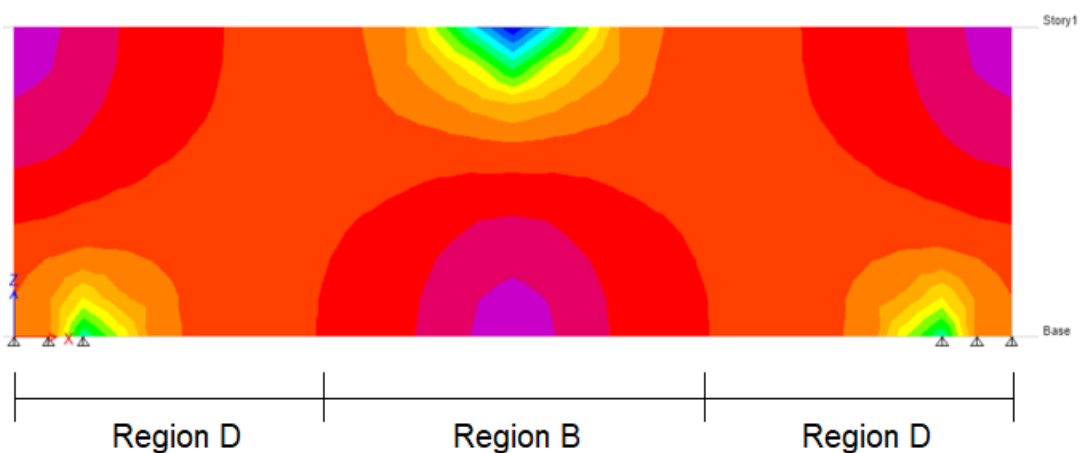
Dist. Borde superior a centroide de puntal	90	mm
Dist. Borde inferior a centroide de tirante	60	mm

De acuerdo al ACI 318-19 capítulo 20.6.1.3.4 el recubrimiento mínimo es de 40 mm.

El Valor ϕ se determina con la siguiente tabla del ACI 318-19 capítulo 21.2.1:

Factor de reduccion de resistencia, ϕ	
Elemento Estructural	ϕ
Puntales, tensores, zonas nodales y areas e apoyo diseñadas de acuerdo con el metodo puntal-tensor del Capitulo 23	0.75

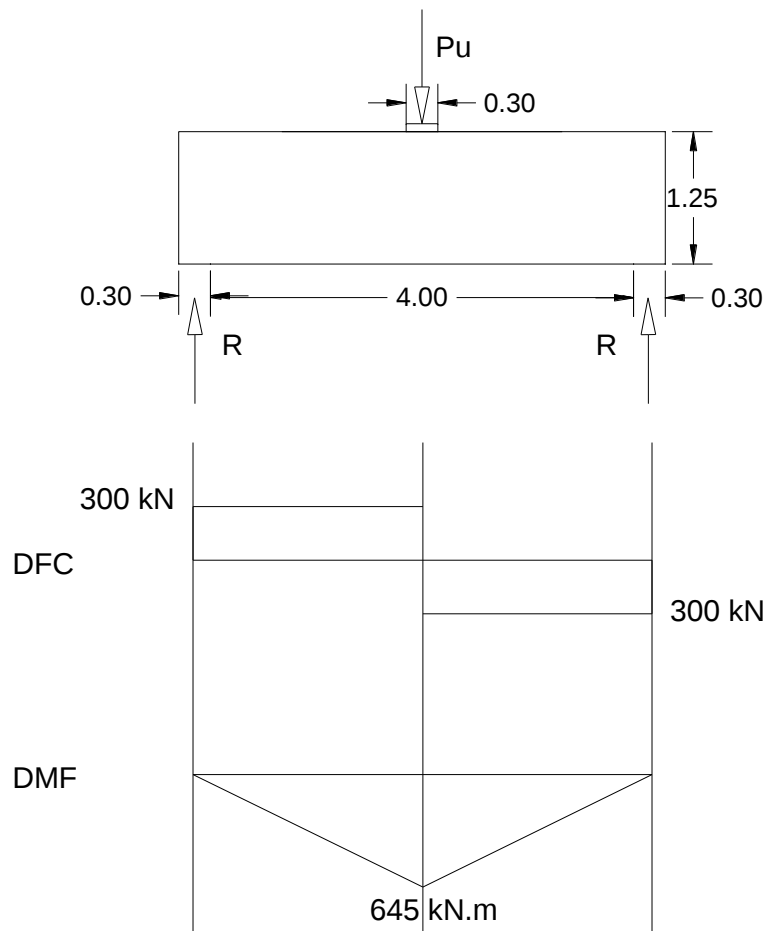
Diagrama de esfuerzos principales



Este es el diagrama de esfuerzos principales de “Von Mises” provisto por ETABS sobre el cual se basa el modelo puntal – tirante propuesto para viga de gran peralte sometido a carga puntual.

Resolución de equilibrio externo y diagramas de fuerza y momento:

Considerando que el sistema está en equilibrio, procedemos a determinar las reacciones en los apoyos.



Mediante un análisis estático determinamos las reacciones en los apoyos:

$$\sum F_v = 0 \quad R + R = P_u$$

Ya que la viga es simétrica, la reacción en los apoyos es la misma:

$$R + R = P_u$$

$$2R = 600 \text{ kN}$$

$$R = 300 \text{ kN}$$

El momento último que soporta la viga se determina del diagrama de momento flector:

$$Mu = R * tramo = 300 \text{ kN} * 2150 \text{ mm}$$

$$Mu = 645000 \text{ kN.mm}$$

El diagrama de fuerzas cortantes nos brinda el cortante último (V_u):

$$V_u = 300 \text{ kN}$$

Estimación de capacidad de carga:

Para determinar la capacidad de corte de la viga se utiliza la ecuación presente en ACI 318-19 del capítulo 9.9.2.1:

$$V_c = 0.83 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La base en compresión b_w es la base transversal de 300 mm.

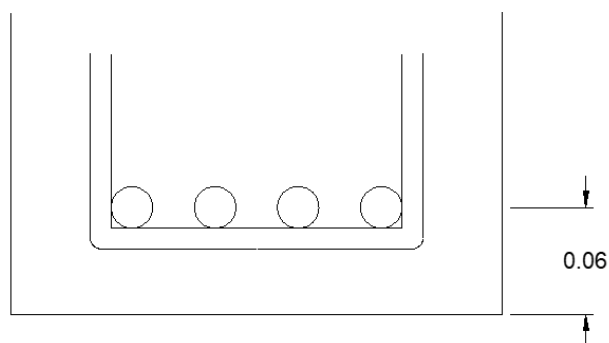
$$V_c = 0.83 * \sqrt{21} * 300 * 1190$$

Se obtiene una capacidad de corte de:

$$V_c = 1357.9 \text{ kN}$$

Modelo puntal – tirante asumido:

Por experiencia y modelos propuestos por distintos autores, y especificaciones citadas en el código ACI 318-19, se procede a determinar un modelo de armadura apropiado que representa el comportamiento de la viga. El ángulo formado entre puntales y tirantes no debe ser menor a 25 grados. Se asume que la distancia entre el borde superior de la viga al eje del puntal es de 90 mm, además, se estima que la distancia desde el borde inferior de la viga hasta el eje del centroide del tirante es de 60 mm.



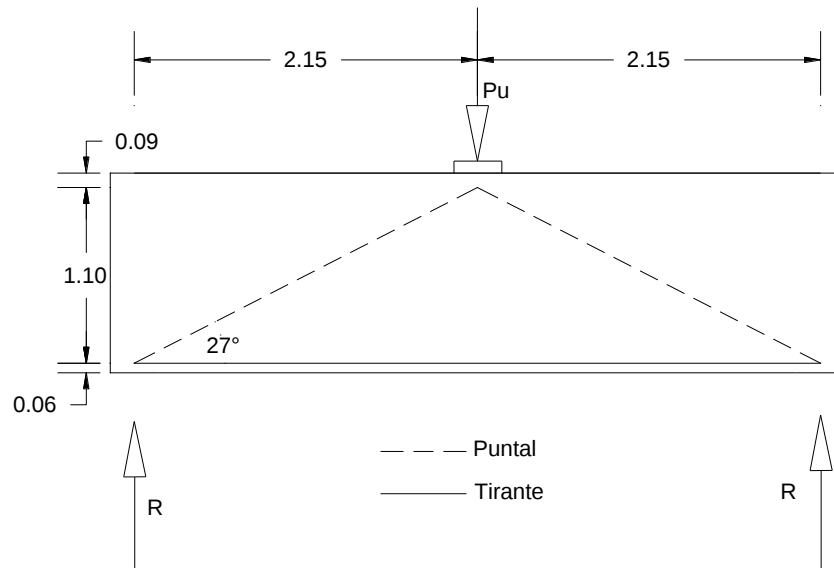


Figura 7: Modelo puntal – tirante de una viga de gran peralte.

Fuente: Elaboración Propia

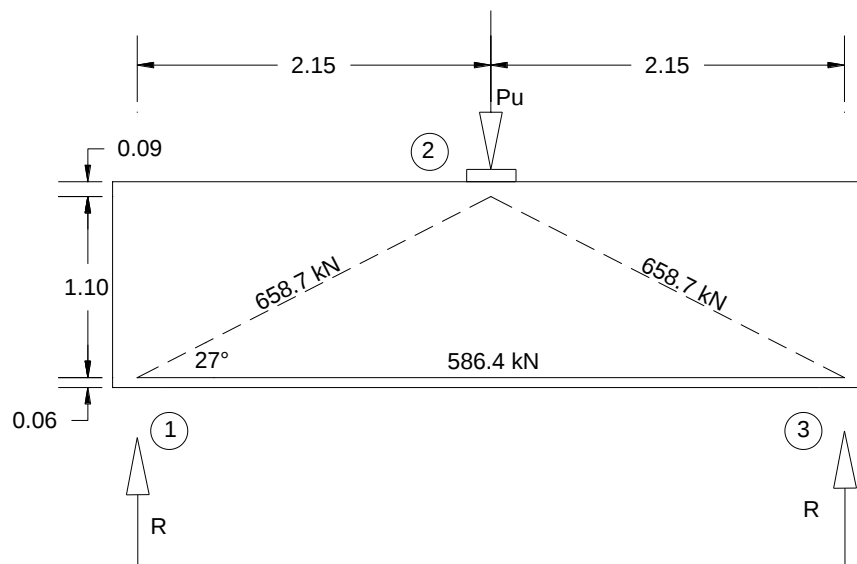
El ángulo lo determinamos de la siguiente manera:

$$\alpha = \text{ArcTan} \left(\frac{H - \text{dist.inferior al tirante} - \text{dist.superior al puntal}}{\text{Tramo}} \right)$$

$$\alpha = \text{ArcTan} \left(\frac{1.25m - 0.06m - 0.09m}{2.15m} \right)$$

$$\alpha = 27.10 \approx 27$$

Analizamos las fuerzas internas de la armadura propuesta del modelo puntal – tirante:



$$Pu = 600 \text{ kN}; R = 300 \text{ kN}; \alpha = 27.1 \approx 27$$

Ya que la armadura propuesta es simétrica, procedemos a determinar las reacciones internas de los puntales y tirante con los nodos 1 y 2 para determinar las fuerzas en los puntales y tirante.

Nodo 1:

Tipo: CCT

$$\sum F_V = 0$$

$$R = F_{1-2} * \text{sen}(\alpha)$$

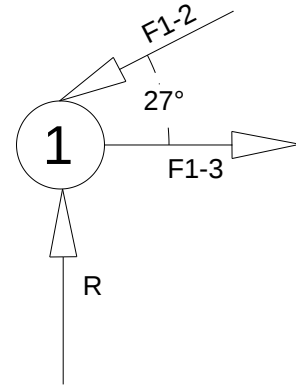
$$300 \text{ kN} = F_{1-2} * \text{sen}(\alpha)$$

$$F_{1-2} = 658.7 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$F_{1-3} = F_{1-2} * \text{sen}(\alpha)$$

$$F_{1-3} = 586.4 \text{ kN}$$



Nodo 2:

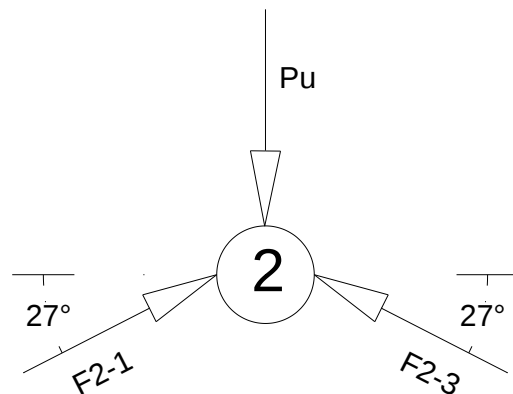
Tipo: CCC

$$\sum F_V = 0$$

$$F_{2-1} * \text{sen}(\alpha) + F_{2-3} * \text{sen}(\alpha) = P_u$$

$$F_{2-1} * \text{sen}(\alpha) + F_{2-3} * \text{sen}(\alpha) = 600 \text{ kN}$$

$$F_{2-1} = F_{2-3} = 658.7 \text{ kN}$$



Procedemos a calcular el refuerzo para el tirante:

Una vez se determina la fuerza en el tirante, se determina la cantidad de acero que requiere.

Tirante 1-3:

Estimación de acero de refuerzo para el muro de acuerdo al ACI 318-19 para puntal – tirante:

$$A_{st} = \frac{F_{1-3}}{\phi_{STM} * f_y} = \frac{586.4 \text{ kN}}{0.75 * 420} = 1861.5 \text{ mm}^2$$

Esto corresponder a “4” varillas de “1” pulgada en la zona en tracción.

- Refuerzo mínimo según ACI 318-19 capítulo 9.6.1.2:

$$- As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 973.8 \text{ mm}^2$$

$$- As_{min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = 1190 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo mínimo según E.060 Concreto Armado:

$$- As_{min} = 0.22 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 856.9 \text{ mm}^2$$

En caso la viga fuera esbelta, se estima el acero de refuerzo para la viga de acuerdo al E.060:

$$A_{st} = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{645000 \text{ kN.m}}{0.9 * 420 \text{ MPa} * \left(1190 \text{ mm} - \frac{118.4 \text{ mm}}{2}\right)}$$

$$= 1508.9 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo distribuido horizontal

$$\rho_H \geq 0.0015$$

$$\rho_H = \frac{A_{sh}}{b_w * S_h} = \frac{2 * 129}{300 * 280} = 0.0031$$

Esto corresponde a 2 varillas de 1/2" espaciado a 28 cm.

- Refuerzo distribuido vertical

$$\rho_V \geq 0.0025$$

$$\rho_V = \frac{A_{sv}}{b_w * S_v} = \frac{2 * 129}{300 * 300} = 0.0029$$

Esto corresponde a 2 varillas de 1/2" espaciado a 30 cm.

- Justificación de valor β_s para puntales diagonales con refuerzo en ambas direcciones con la ecuación de ACI 318-19 capítulo 25.5.1(a):

La cuantía de acero en cada dirección debe ser mayor a 0.0025.

$$\rho_H = 0.0031 \geq 0.0025$$

$$\rho_V = 0.0029 \geq 0.0025$$

Entonces, los puntales inclinados tienen un factor β_s de 0.75.

Procedemos a determinar las dimensiones de los nodos:

Los nodos se ubican a los extremos de los puntales y tirantes, estos determinan si poseen el ancho disponible para soportar las fuerzas ejercidas por los puntales y tirantes. Para el caso de puntales, si los nodos a los extremos de un puntal son distintos, el ancho provisto para el puntal será el de menor valor.

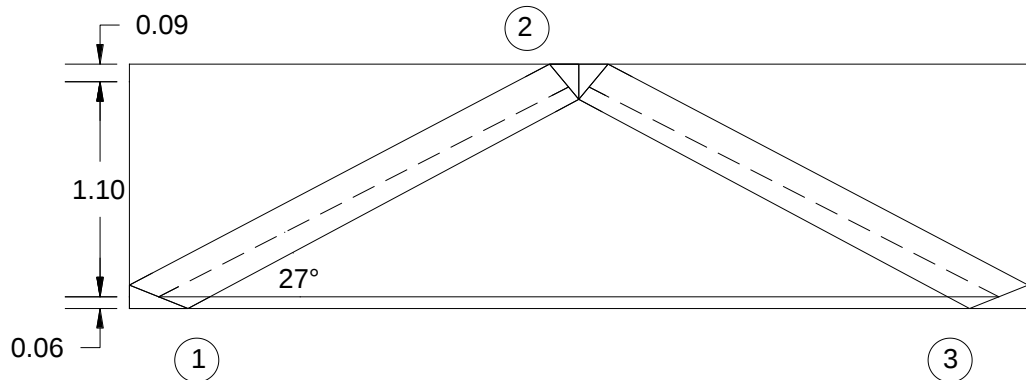
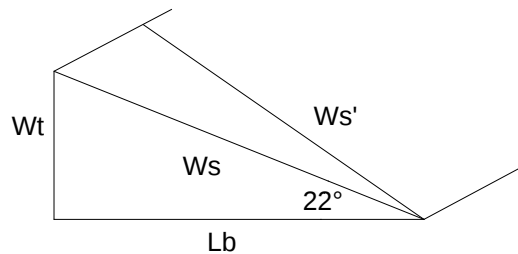


Figura 8: Comportamiento de puntales en una viga sometida a carga puntual.

Fuente: Elaboración propia

Para el nodo 1:



$$Wt = 2 * \text{Dist. inferior al tirante} = 2 * 60\text{mm} = 120 \text{ mm}; Lb = 300 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{ArcTan}\left(\frac{Wt}{Lb}\right)$$

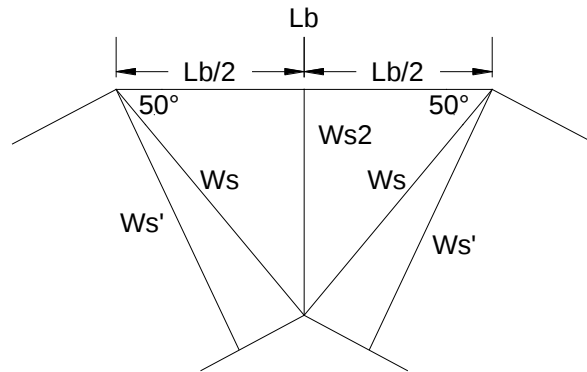
$$\theta = 22; \alpha = 27.1$$

$$Ws = \frac{Lb}{\cos(\theta)} = 323.1 \text{ mm}$$

$$W_{prov} = Ws' = Wt * \cos(\alpha) + Lb * \sin(\alpha) = 243.5 \text{ mm}$$

Para el nodo 2:

El ancho disponible Ws' del nodo 2 se determina de haber calculado el ancho disponible Ws' del nodo 1.



$$Ws2 = 2 * \text{Dist. superior al puntal} = 2 * 90 = 180; Lb = 300 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{ArcTan}\left(\frac{Ws}{Lb/2}\right)$$

$$\theta = 50; \alpha = 27.1$$

$$Ws = \frac{Lb/2}{\cos(\theta)} = 234.3 \text{ mm}$$

$$W_{prov} = Ws' = Ws * \cos(\alpha) + Lb * \sin(\alpha) = 228.6 \text{ mm}$$

Cálculo de esfuerzo de compresión efectiva f_{ce} en Puntales y

Nodos:

Para determinar los esfuerzos de los puntales y tirantes, se debe determinar el tipo de nodo, el cual afectará el coeficiente de reducción para los tirantes, y el tipo de puntal, el cual, para este caso de estudio es de tipo botella. Los puntales diagonales soportan tanto compresión como tracción, por lo que sus longitudes se expanden. Cabe señalar que según sean las condiciones de un puntal se debe justificar con los requerimientos provistos por el ACI 318-19 en el capítulo 23.4.3.

Puntal:

De la Tabla 23.4.3 del ACI 318-19:

Coeficiente de puntal β_s			
Ubicacion del puntal	Tipo de Puntal	Criterio	β_s
Miembros en tension o zonas en tension de miembros	Cualquiera	Todos los casos	0.4
Todos los otros casos	Puntal limite	Todos los casos	1.0
	Puntal interior	Refuerzo satisfaciendo (a) o (b) de tabla 23.5.1	0.75
		Ubicado en regiones satisfaciendo 23.4.4	0.75
		Uniones Viga-Columna	0.75
		Todos los otros casos	0.4

- Puntal 1-2: $f_{ce_{1-2}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 0.75 * 21 = 13.39 MPa$
- Puntal 2-3: $f_{ce_{2-3}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 0.75 * 21 = 13.39 MPa$

Nodo:

De la Tabla 23.9.2 del ACI 318-19:

Coeficiente para nodos β_n	
Configuracion de la zona nodal	β_n
Zonas nodales limitadas por puntales, apoyos o ambas	1
Zonas nodales unidas a un tensor	0.8
Zonas nodales unidas a dos o mas tensores	0.6

- Nodo 1, tipo C-C-T: $f_{ce_1} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.28 MPa$
- Nodo 2, tipo C-C-C: $f_{ce_2} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 1 * 21 = 17.85 MPa$
- Nodo 3, tipo C-C-T: $f_{ce_3} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.28 MPa$

Cálculo del ancho mínimo de puntales

El ancho mínimo de los puntales, es el ancho que requieren para poder soportar una carga en la dirección del puntal.

$$F_u \leq \phi F_{ns}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * A_{ns}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

Reemplazando:

$$Fu \leq \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce} * bw}$$

Puntal 1-2:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{1-2}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{658.7 \text{ kN}}{0.75 * 13.39 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 218.7 \text{ mm}$$

Puntal 2-3:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{2-3}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{658.7 \text{ kN}}{0.75 * 13.49 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 218.7 \text{ mm}$$

Tabla 5: Anchos provistos y requeridos para puntales en una viga sometida a carga puntual.

Puntal	Beta	fce (kN)	Fu (kN)	Wreq	Wprov	
1-2	0.75	13.39	658.65	218.66	228.57	✓
2-3	0.75	13.39	658.65	218.66	228.57	✓

Fuente: Elaboración propia

De igual manera comprobamos los anchos para las caras de los nodos:

Cálculo del ancho mínimo de nodos:

El ancho mínimo de los nodos es la longitud requerida para poder soportar las distintas cargas con las que entra en contacto las cuales son cargas de aplicación, cargas de los apoyos, cargas ejercidas por los puntales y tirantes.

$$Fu \leq \phi F_{nn}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * A_{nn}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

Reemplazando:

$$Fu \leq \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce} * bw}$$

Tabla 6: Anchos provistos y requeridos para nodos en una viga sometida a carga puntual.

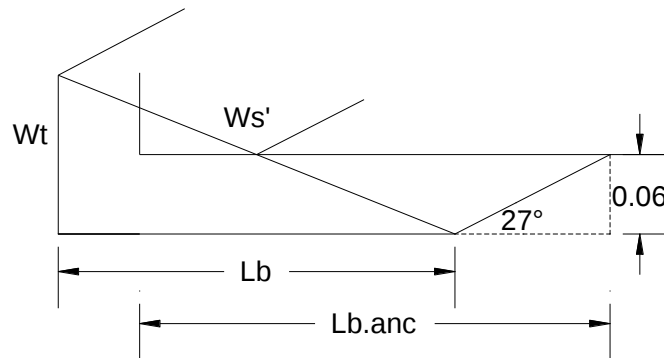
	Nodo		Beta	f _{ce} (kN)	F _u (kN)	W _{req}	W _{prov}	
1	CCT	R	0.8	14.28	300	93.37	300.00	✓
		1-2	0.8	14.28	658.65	205.00	243.47	✓
		1-3	0.8	14.28	586.36	182.50*	120.00	
2	CCC	Pu	1	17.85	600	149.39	300.00	✓
		2-1	1	17.85	658.65	164.00	228.57	✓
		2-3	1	17.85	658.65	164.00	228.57	✓
		2	1	17.85	586.36	146.00	180.00	✓
3	CCT	R	0.8	14.28	300	93.37	300.00	✓
		3-1	0.8	14.28	586.36	182.50*	120.00	
		3-2	0.8	14.28	658.65	205.00	243.47	✓

* Tirante: Limite superior practico

Fuente: Elaboración propia

Para los tirantes, el valor indicado como requerido corresponde al ancho calculado asumiendo que el nudo es hidrostático, es decir, que posee presiones iguales en todas sus caras. Este ancho requerido constituye un límite superior practico sugerido por el ACI 318-19 capítulo 23.8.1.b. Sin embargo, el ACI también señala que se puede utilizar la distancia del borde del elemento estructural hasta el centroide del eje de las varillas, lo cual depende del área de acero total y el recubrimiento que se provea. En el caso de los puntales, los anchos requeridos solo dependen de las fuerzas internas en la viga.

Cálculo de anclaje:



Se debe cumplir: $l_{anc} \geq l_{req}$

- Anclaje disponible:

$$l_{anc} = l_b + \frac{\text{dist. inferior al tirante}}{\tan(\alpha)} - \text{recubrimiento lateral} - db_{1/2}$$

$$l_{anc} = 300 + \frac{60}{\tan(27.1)} - 40 - 12.7 = 364.6 \text{ mm}$$

- Anclaje requerido:

$$l_{req} = \frac{0.24 * f_y * db}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_{req} = \frac{0.24 * 420 * 12.7}{\sqrt{21}}$$

$$l_{req} = 279.4 \text{ mm}$$

Longitud de anclaje disponible		ok
l.anc.disp	364.57	
Longitud de anclaje requerida		
lb	279.35	

Por último, determinamos la longitud disponible para el anclaje y la longitud que se requiere como mínimo para que se puedan anclar las varillas en conformidad con el ACI 318-19 capítulos 25.7.1.3 y 23.8.2.

Se debe cumplir que la longitud de anclaje requerida debe ser menor a la longitud de anclaje disponible. En caso no cumpla, puede optarse por cambiar el recubrimiento, el diámetro de las varillas o colocar una cantidad mayor de acero a la requerida.

Distribución de acero:

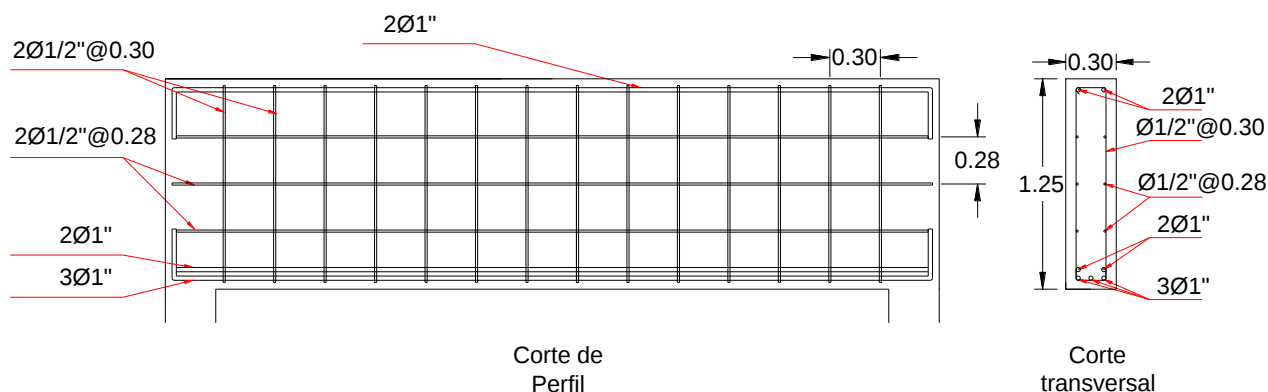


Figura 9: Distribución de acero en una viga sometida a carga puntual.

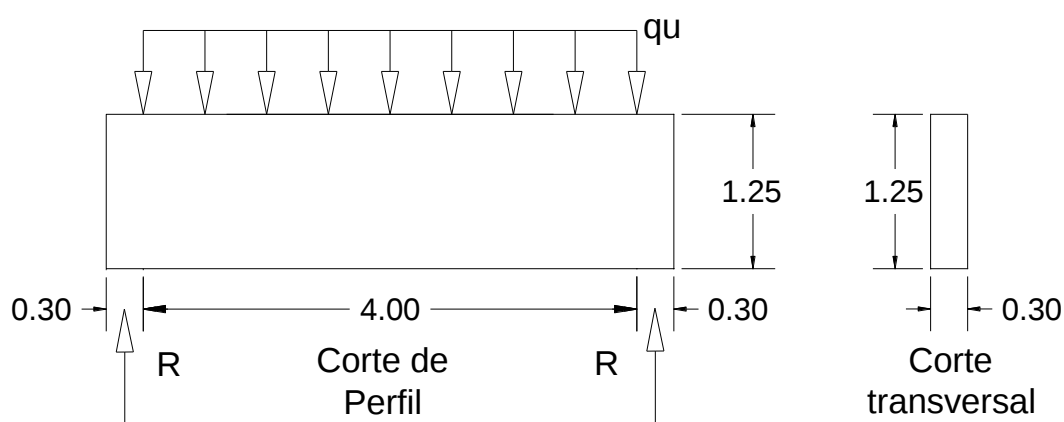
Fuente: Elaboración propia

Para el caso de una viga sometida a carga puntual, se muestra la distribución de acero de refuerzo en la viga considerando el acero mínimo propuesto por la normativa E.060. Se tiene en cuenta un recubrimiento de 4 cm. El acero de refuerzo en la zona en tracción corresponde a 4 varillas de 1 pulgada. En la zona en compresión, teniendo en cuenta el acero mínimo, se colocan 2 varillas de 1 pulgada. En el eje vertical se colocan 14 varillas de 1/2 pulgada a 30 cm, manteniendo una distancia de 5 cm desde la cara del apoyo.

En el eje horizontal se colocan 4 varillas de espaciadas desde las caras de las varillas de refuerzo en la zona en tracción a 28 cm.

5.1.2. Análisis de viga sometido a carga distribuida

Tenemos una viga con las mismas características a la viga del caso anterior, a la que se le aplica una carga distribuida de 300 kN/m . La viga es de un concreto de con resistencia a la compresión de 21 MPa y con acero con resistencia a la tracción de 420 MPa . La carga distribuida aplicada puede provenir de grandes áreas techadas orientadas al sector minería que se apoyan sobre una viga de gran peralte de concreto.



Las dimensiones en la figura están representadas en metros lineales.

Muestra sometida a carga:

En el que $q_u = 300 \text{ kN/m}$

Datos:	
q_u	300 kN/m
b_w	300 mm
h	1250 mm
l_n	4000 mm
l_b	300 mm
f'_c	21 MPa
f_y	420 MPa
Peralte (d)	1160 mm
Recubrimiento lateral	40 mm
Recubrimiento inferior	40 mm
ϕ STM	0.75
ϕ	0.85
Angulo STM	44.60 ✓

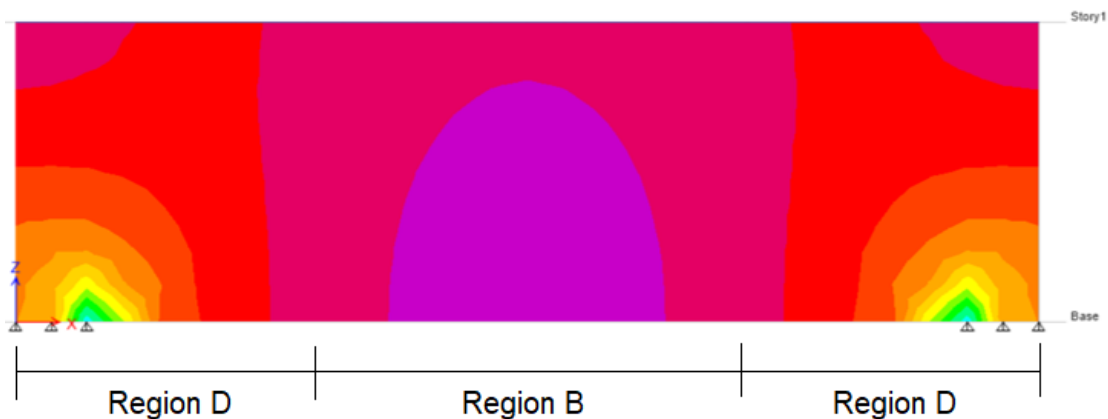
Nro. Tramos	4	
Tramo	1075	mm
Esp. min entre varillas	25.4	mm
Dist. Borde superior a centroide de puntal		
	100	mm
Dist. Borde inferior a centroide de tirante		
	90	mm

De acuerdo al ACI 318-19 capítulo 20.6.1.3.4 el recubrimiento mínimo es de 4 cm.

El Valor de ϕ se determina con la siguiente tabla del ACI 318-19 capítulo 21.2.1:

Factor de reduccion de resistencia, ϕ	
Elemento Estructural	ϕ
Puntales, tensores, zonas nodales y areas e apoyo diseñadas de acuerdo con el metodo puntal-tensor del Capitulo 23	0.75

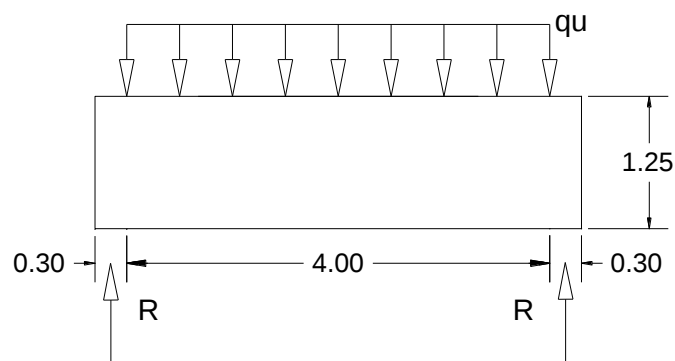
Diagrama de esfuerzos principales

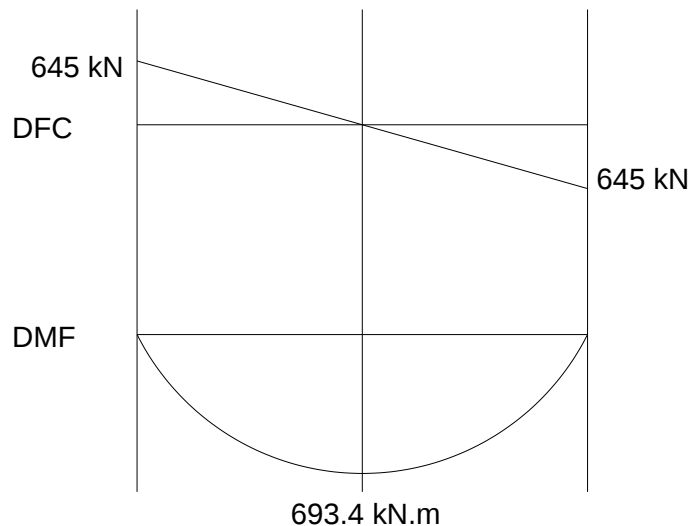


Este es el diagrama de esfuerzos principales de “Von Mises” provisto por ETABS sobre el cual se basa el modelo puntal – tirante propuesto para viga de gran peralte sometido a carga uniforme.

Resolución de equilibrio externo y diagramas de fuerza y momento:

Considerando que el sistema está en equilibrio, procedemos a determinar las reacciones en los apoyos.





Realizamos un análisis estático para la viga:

$$\sum F_v = 0 \quad R + R = q * 4.3m$$

Ya que la viga es simétrica:

$$R + R = 300kN/m * 4.3m$$

$$2 * R = 1290kN$$

$$R = 645 kN$$

El momento último que soporta la viga se determina del diagrama de momento flector:

$$Mu = R * tramo = 645 kN * 1075 mm$$

$$Mu = 693375 kN.mm$$

El diagrama de fuerzas cortantes nos brinda el cortante último (V_u):

$$V_u = 645 kN$$

Estimación de capacidad de carga:

Para determinar la capacidad de corte de la viga se utiliza la ecuación presente en ACI 318-19 del capítulo 9.9.2.1:

$$V_c = 0.83 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La base en compresión b_w es la base transversal de 300 mm.

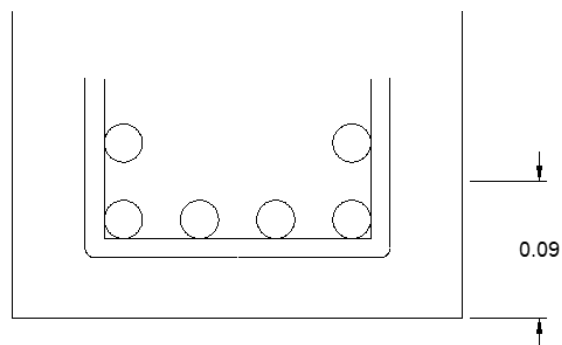
$$V_c = 0.83 * \sqrt{21} * 300 * 1160$$

Se obtiene una capacidad de corte de:

$$V_c = 1323.6 kN$$

Modelo puntal – tirante asumido:

Para este caso se ha dividido la carga distribuida en dos tramos, con cuyas resultantes " P " se procede a modelar una armadura que pueda representar el comportamiento de una viga sometida a dos cargas puntuales. El modelo se realiza tomando en cuenta las especificaciones provistas por el ACI 318-19 y en base a experiencias de otros autores. Se asume que la distancia entre el borde superior de la viga al eje del puntal es de 100 mm, además, se estima que la distancia entre el borde inferior al centroide de las varillas que conforman el tirante es 90 mm (dos capas de refuerzo).



En el modelo planteado en la **Figura 10** se utilizan dos cargas puntuales para representar de manera más clara el modelo de armadura para una carga uniforme.

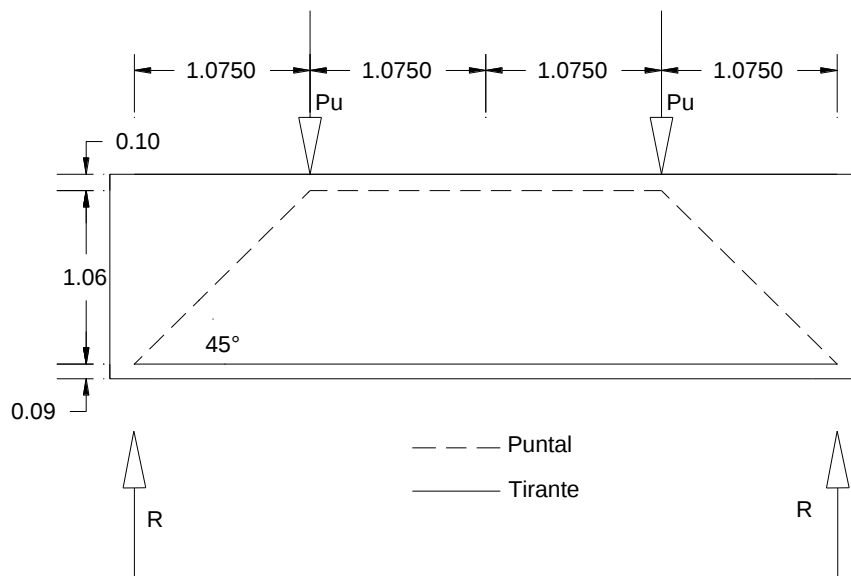


Figura 10: Modelo puntal – tirante de una viga de gran peralte sometida a carga uniforme.

Fuente: Elaboración propia

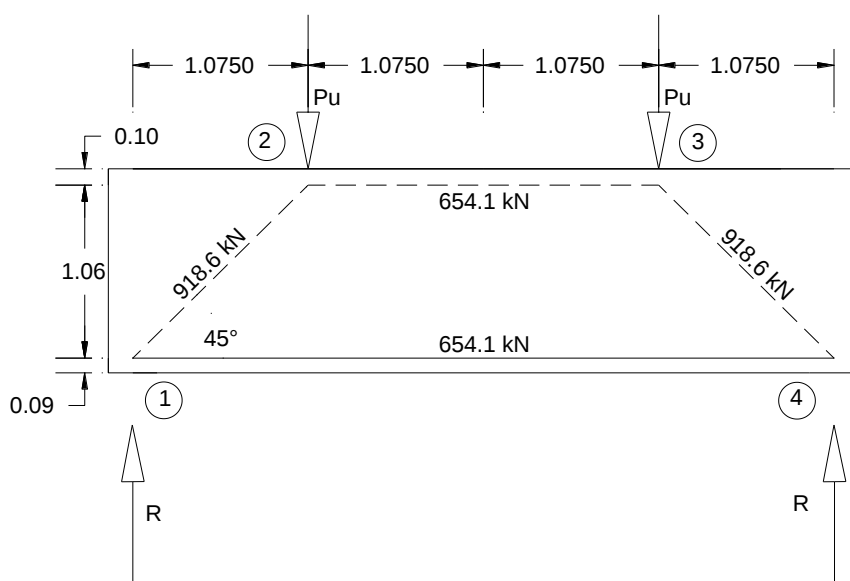
El ángulo lo determinamos de la siguiente manera:

$$\alpha = \text{ArcTan}\left(\frac{H - \text{dist. inferior al tirante} - \text{dist. superior al puntal}}{\text{Tramo}}\right)$$

$$\alpha = \text{ArcTan}\left(\frac{1.25\text{m} - 0.09\text{m} - 0.10\text{m}}{1.325\text{m}}\right)$$

$$\alpha = 44.6 \approx 45$$

Analizamos las fuerzas internas de la armadura propuesta del modelo puntal – tirante:



$$Pu = 645 \text{ kN}; R = 645 \text{ kN}; \alpha = 44.6 \approx 45$$

Ya que la armadura propuesta es simétrica, procedemos a determinar las reacciones internas de los puntales y tirante con los nodos 1 y 2 para determinar las fuerzas en los puntales y tirante.

Nodo 1:

Tipo: CCT

$$\sum F_V = 0$$

$$R = F_{1-2} * \text{sen}(\alpha)$$

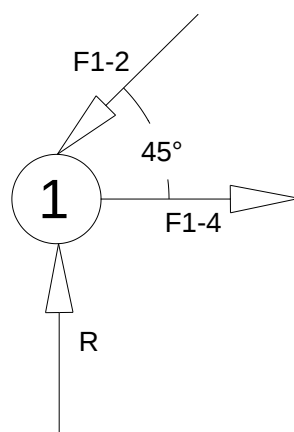
$$645 \text{ kN} = F_{1-2} * \text{sen}(\alpha)$$

$$F_{1-2} = 918.6 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$F_{1-4} = F_{1-2} * \text{sen}(\alpha)$$

$$F_{1-4} = 654.1 \text{ kN}$$



Nodo 2:**Tipo: CCC**

$$\sum F_V = 0$$

$$F_{2-1} * \text{sen}(\alpha) = P_u$$

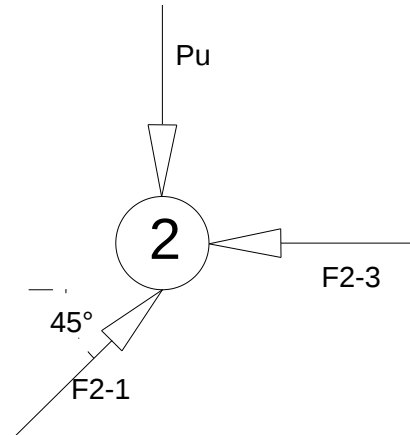
$$F_{2-1} * \text{sen}(\alpha) = 645 \text{ kN}$$

$$F_{2-1} = 918.6 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$F_{2-1} * \cos(\alpha) = F_{2-4}$$

$$F_{2-3} = 654.1 \text{ kN}$$

**Procedemos a calcular el refuerzo para los tirantes:**

Una vez se determina la fuerza en el tirante, se determina la cantidad de acero que requiere.

Tirante 1-4:

Estimación de acero de refuerzo para el muro de acuerdo al ACI 318-19 para puntal – tirante:

$$A_{st} = \frac{F_{1-4}}{\phi_{STM} * f_y} = \frac{654.1 \text{ kN}}{0.75 * 420} = 2076.6 \text{ mm}^2$$

Esto corresponde a “5” varillas de “1” pulgada en la zona en tracción.

- Refuerzo mínimo según ACI 318-19 capítulo 9.6.1.2:

- $A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 949.3 \text{ mm}^2$

- $A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = 1160 \text{ mm}^2$

- Refuerzo mínimo según E.060 Concreto Armado:

- $A_{smin} = 0.22 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 835.3 \text{ mm}^2$

En caso la viga fuera esbelta, se estima el acero de refuerzo para la viga de acuerdo al E.060:

$$A_{st} = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{693375 \text{ N.m}}{0.9 * 420 \text{ MPa} * (1160 \text{ mm} - 131.5 \text{ mm})} = 1676.3 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo distribuido horizontal

$$\rho_H \geq 0.0015$$

$$\rho_H = \frac{A_{sh}}{b_w * S_h} = \frac{2 * 129}{300 * 280} = 0.0031$$

Esto corresponde a 2 varillas de 1/2" espaciado a 28 cm.

- Refuerzo distribuido vertical

$$\rho_V \geq 0.0025$$

$$\rho_V = \frac{A_{sv}}{b_w * S_v} = \frac{2 * 129}{300 * 300} = 0.0029$$

Esto corresponde a 2 varillas de 1/2" espaciado a 30 cm.

- Justificación de valor β_s para puntales diagonales con refuerzo en ambas direcciones con la ecuación de ACI 318-19 capítulo 25.5.1(a):
La cuantía de acero en cada dirección debe ser mayor a 0.0025.

$$\rho_H = 0.0031 \geq 0.0025$$

$$\rho_V = 0.0029 \geq 0.0025$$

Entonces, los puntales inclinados tienen un factor β_s de 0.75.

Procedemos a determinar las dimensiones de los nodos:

Los nodos se ubican a los extremos de los puntales y tirantes, estos determinan si poseen el ancho disponible para soportar las fuerzas ejercidas por los puntales y tirantes. Para el caso de puntales, si los nodos a los extremos de un puntal son distintos, el ancho provisto para el puntal será el de menor valor.

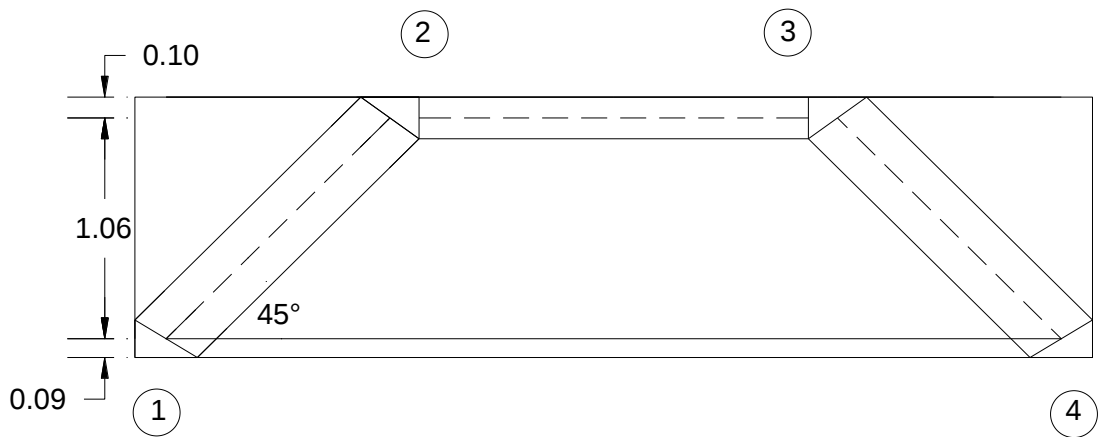
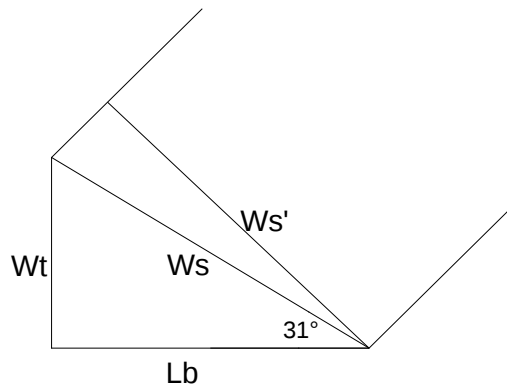


Figura 11: Comportamiento de puntales en una viga sometida a carga uniforme.

Fuente: Elaboración propia

Para el nodo 1:



$$Wt = 2 * \text{Dist. inferior al tirante} = 2 * 90\text{mm} = 180\text{ mm}; Lb = 300\text{ mm}$$

$$\theta = \text{ArcTan}\left(\frac{Wt}{Lb}\right)$$

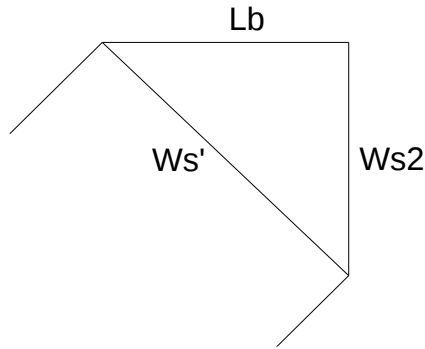
$$\theta = 31; \alpha = 44.6$$

$$Ws = \frac{Lb}{\cos(\theta)} = 349.9\text{ mm}$$

$$W_{prov} = Ws' = Wt * \cos(\alpha) + Lb * \text{sen}(\alpha) = 338.8\text{ mm}$$

Para el nodo 2:

El ancho disponible Ws' del nodo 2 se determina de haber calculado el ancho disponible Ws' del nodo 1.



$$Ws2 = 2 * \text{Dist. superior al puntal} = 2 * 101 = 200; Ws' = 338.8 \text{ mm}$$

$$Lb = \sqrt{Ws'^2 - Ws2^2} = 273.5 \text{ mm}$$

Cálculo de esfuerzo de compresión efectiva f_{ce} en Puntales y

Nodos:

Para determinar los esfuerzos de los puntales y tirantes, se debe determinar el tipo de nodo, el cual afectará el coeficiente de reducción para los tirantes, y el tipo de puntal, el cual, para este caso de estudio los puntales inclinados son de tipo botella y el puntal superior es de tipo prismático. Es importante remarcar que según sean las condiciones de un puntal se debe justificar con los requerimientos provistos por el ACI 318-19 en el capítulo 23.4.3.

Puntal:

De la Tabla 23.4.3 del ACI 318-19:

Coeficiente de puntal β_s			
Ubicacion del puntal	Tipo de Puntal	Criterio	β_s
Miembros en tension o zonas en tension de miembros	Cualquiera	Todos los casos	0.4
	Puntal limite	Todos los casos	1.0
Todos los otros casos	Puntal interior	Refuerzo satisfaciendo (a) o (b) de tabla 23.5.1	0.75
		Ubicado en regiones satisfaciendo 23.4.4	0.75
		Uniones Viga-Columna	0.75
		Todos los otros casos	0.4

- Puntal 1-2: $f_{ce_{1-2}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 0.75 * 21 = 13.39 \text{ MPa}$
- Puntal 2-3: $f_{ce_{2-3}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 1 * 21 = 17.85 \text{ MPa}$

- Puntal 3-4: $f_{ce_{3-4}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 0.75 * 21 = 13.39 \text{ MPa}$

Nodo:

De la Tabla 23.9.2 del ACI 318-19:

Coeficiente para nodos β_n	
Configuracion de la zona nodal	β_n
Zonas nodales limitadas por puntales, apoyos o ambas	1
Zonas nodales unidas a un tensor	0.8
Zonas nodales unidas a dos o mas tensores	0.6

- Nodo 1, tipo C-C-T: $f_{ce_1} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.28 \text{ MPa}$
- Nodo 2, tipo C-C-C: $f_{ce_2} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 1 * 21 = 17.85 \text{ MPa}$
- Nodo 3, tipo C-C-C: $f_{ce_3} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 1 * 21 = 17.85 \text{ MPa}$
- Nodo 4, tipo C-C-T: $f_{ce_4} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.28 \text{ MPa}$

Cálculo del ancho mínimo de puntales

El ancho mínimo de los puntales, es el ancho que requieren para poder soportar una carga en la dirección del puntal.

$$Fu \leq \phi F_{ns}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * A_{ns}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

Reemplazando:

$$Fu \leq \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce} * bw}$$

Puntal 1-2:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{1-2}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{918.6 \text{ kN}}{0.75 * 13.39 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 305 \text{ mm}$$

Puntal 2-3:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{2-3}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{654.1 \text{ kN}}{0.75 * 17.85 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 162.9 \text{ mm}$$

Tabla 7: Anchos provistos y requeridos para puntales en una viga sometida a carga uniforme.

Puntal	Beta	fce (kN)	Fu (kN)	Wreq	Wprov	
1-2	0.75	13.39	918.64	304.98	338.81	✓
2-3	1	17.85	654.13	162.87	200.00	✓
3-4	0.75	13.39	918.64	304.98	338.81	✓

Fuente: Elaboración propia

De igual manera comprobamos los anchos para las caras de los nodos:

Cálculo del ancho mínimo de nodos:

El ancho mínimo de los nodos es la longitud requerida para poder soportar las distintas cargas con las que entra en contacto las cuales son cargas de aplicación, cargas de los apoyos, cargas ejercidas por los puntales y tirantes.

$$Fu \leq \phi F_{nn}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * A_{nn}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

Reemplazando:

$$Fu \leq \phi * f_{ce} * W_{req} * bw$$

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce} * bw}$$

Tabla 8: Anchos provistos y requeridos para nodos en una viga sometida a carga uniforme.

Nodo		Beta	fce (kN)	Fu (kN)	Wreq	Wprov	
1	CCT	R	0.8	14.28	645	200.75	300.00 ✓
		1-2	0.8	14.28	918.64	285.91	338.81 ✓
		1-4	0.8	14.28	654.13	203.59*	180.00
2	CCC	Pu	1	17.85	645	160.60	273.48 ✓
		2-1	1	17.85	918.64	228.73	338.81 ✓
		2-3	1	17.85	654.13	162.87	200.00 ✓
3	CCC	Pu	1	17.85	645	160.60	273.48 ✓
		3-2	1	17.85	654.13	162.87	200.00 ✓
		3-4	1	17.85	918.64	228.73	338.81 ✓
4	CCT	R	0.8	14.28	645	200.75	300.00 ✓
		4-1	0.8	14.28	654.13	203.59*	180.00 ✓
		4-3	0.8	14.28	918.64	285.91	338.81 ✓

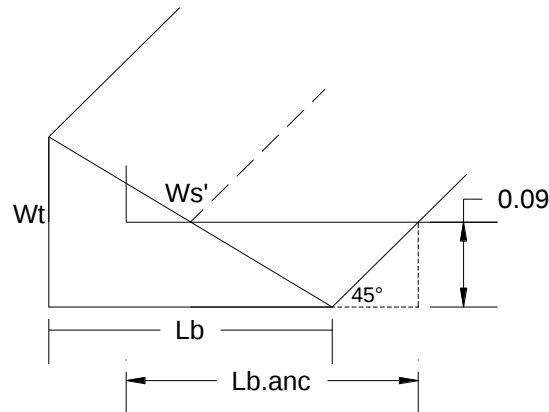
* Tirante: Limite superior practico

Fuente: Elaboración propia

Para los tirantes, el valor indicado como requerido corresponde al ancho calculado asumiendo que el nudo es hidrostático, es decir, que posee presiones iguales en todas sus caras. Este ancho requerido constituye un límite superior practico sugerido por el ACI 318-19 capítulo 23.8.1.b. Sin embargo, el ACI también señala que se puede utilizar la distancia del borde del

elemento estructural hasta el centroide del eje de las varillas, lo cual depende del área de acero total y el recubrimiento que se provea. En el caso de los puntales, los anchos requeridos solo dependen de las fuerzas internas en la viga.

Cálculo de anclaje:



Se debe cumplir: $l_{anc} \geq l_{req}$

- Anclaje disponible:

$$l_{anc} = lb + \frac{\text{dist. inferior al tirante}}{\tan(\alpha)} - \text{recubrimiento lateral} - db_{1/2}$$

$$l_{anc} = 300 + \frac{90}{\tan(44.6)} - 40 - 12.7 = 338.6 \text{ mm}$$

- Anclaje requerido:

$$l_{req} = \frac{0.24 * fy * db}{\sqrt{f'c}}$$

$$l_{req} = \frac{0.24 * 420 * 12.7}{\sqrt{21}}$$

$$l_{req} = 279.4 \text{ mm}$$

Longitud de anclaje disponible		ok
l.anc.disp	338.57	
Longitud de anclaje requerida		
lb	279.35	

Por último, determinamos la longitud disponible para el anclaje y la longitud que se requiere como mínimo para que se puedan anclar las varillas en conformidad con el ACI 318-19 capítulos 25.7.1.3 y 23.8.2.

Se debe cumplir que la longitud de anclaje requerida debe ser menor a la longitud de anclaje disponible. En caso no cumpla, puede optarse por cambiar el recubrimiento, el diámetro de las varillas o colocar una cantidad mayor de acero a la requerida.

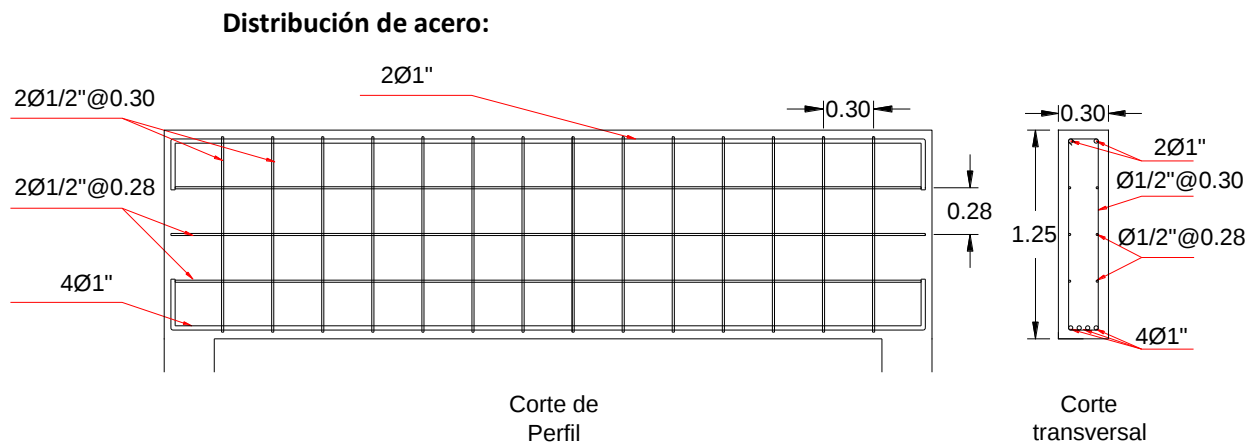


Figura 12: Distribución de acero en una viga sometida a carga uniforme.

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de una viga sometida a carga distribuida, se muestra la distribución de acero de refuerzo en la viga considerando el acero mínimo propuesto por la normativa E.060. Se tiene en cuenta un recubrimiento de 4 cm. El acero de refuerzo en la zona en tracción corresponde a 5 varillas de 1 pulgada distribuido en capas de 3 varillas y de 2 varillas como se aprecia en la figura de “corte transversal”. En la zona en compresión, teniendo en cuenta el acero mínimo, se colocan 2 varillas de 1 pulgada. En el eje vertical se colocan 14 varillas de 1/2 pulgada espaciadas a 30 cm, manteniendo una distancia de 5 cm desde la cara del apoyo. En el eje horizontal se colocan 4 varillas espaciadas a 28 cm.

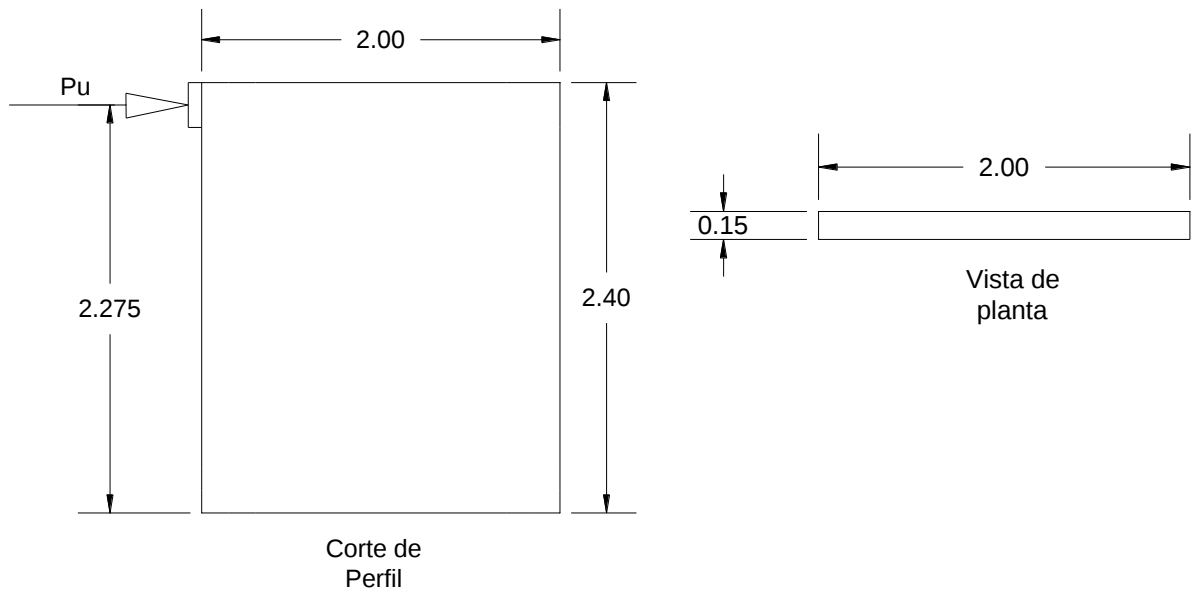
5.2. Muros

De acuerdo al ACI 318-19 en el capítulo 11.5.4.1 se permite diseñar muros con $h_w \leq 2 * l_w$ para cortante en el plano del muro de acuerdo con el procedimiento puntal – tirante. En la que h_w es la altura del muro desde la base hasta la parte superior y l_w es la longitud del muro en la dirección de la fuerza cortante.

5.2.1. Análisis de muro de baja altura sometido a carga lateral

Se presenta un caso de aplicación para un muro de baja altura. Las dimensiones del muro son 150 mm de ancho, 2400 mm de alto y una longitud de 2000 mm. Se aplica una carga puntual lateral de 150 kN sobre una placa de 150x250 mm² en la parte superior izquierda del muro como se aprecia en la figura. El muro es de un concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y con un acero con resistencia a la tracción de 420 MPa. El tipo de carga

aplicada puede representar una fuerza sísmica aplicada en una edificación de vivienda.



Las dimensiones en la figura están representadas en metros lineales.

Muestra sometida a carga:

En el que $P_u = 150 \text{ kN}$

Datos:	
P_u	150 kN
b_w	150 mm
h	2400 mm
l_n	2000 mm
l_b nodo inf.	300 mm
l_b nodo sup.	250 mm
f'_c	21 MPa
f_y	420 MPa
Peralte (d)	1600 mm
Recubrimiento lateral	25 mm
Recubrimiento inferior	25 mm
ϕ STM	0.75
ϕ	0.85
Angulo STM	57.69 ✓

Nro. Tramos	1	
Tramo Vertical	1700	mm
Esp. min entre varillas	25.4	mm
Dist. Borde superior al nodo 1	125	mm
Dist. Borde inferior los nodos 3 y 5	125	mm

De acuerdo al ACI 318-14 capítulo 20.6.1.3.2 el recubrimiento mínimo es de 25 mm.

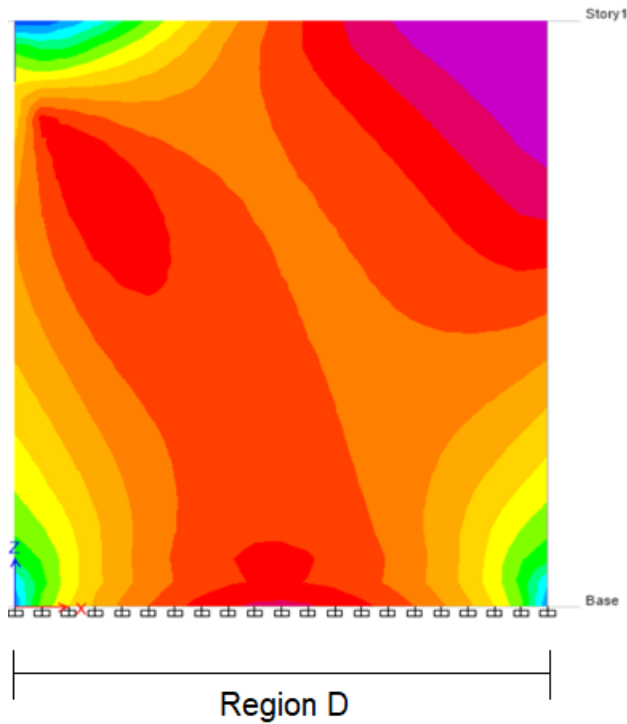
El peralte de un muro es el 80% de la longitud del muro.

El Valor de ϕ se determina con la siguiente tabla del ACI 318-19 capítulo 21.2.1:

Factor de reduccion de resistencia, ϕ

Elemento Estructural	ϕ
Puntales, tensores, zonas nodales y areas e apoyo diseñadas de acuerdo con el metodo puntal-tensor del Capitulo 23	0.75

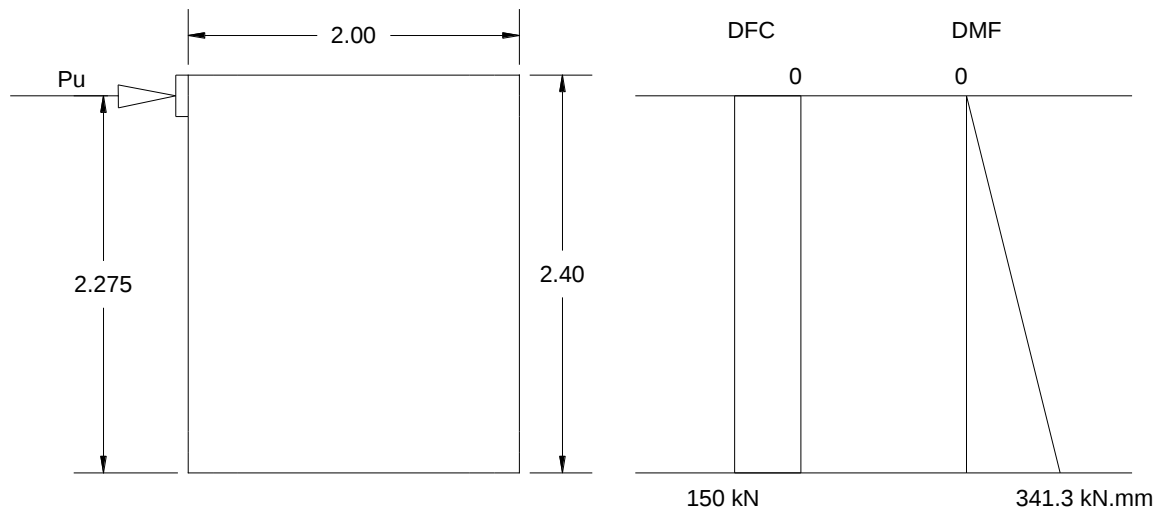
Diagrama de esfuerzos principales



Este es el diagrama de esfuerzos principales de “Von Mises” provisto por ETABS sobre el cual se basa el modelo puntal – tirante propuesto.

Resolución de equilibrio externo y diagramas de fuerza y momento:

Considerando el sistema en equilibrio, determinamos la fuerza de corte y el momento flector sobre el muro.



El momento último que soporta el muro se determina del diagrama de momento flector:

$$Mu = Vu * tramo = 150 \text{ kN} * 2275 \text{ mm}$$

$$Mu = 341250 \text{ kN.m}$$

El diagrama de fuerzas nos brinda el cortante último (V_u):

$$Vu = 150 \text{ kN}$$

Estimación de capacidad de carga:

Para determinar la capacidad de corte de la viga se utiliza la ecuación presente en ACI 318-19 del capítulo 9.9.2.1:

$$\phi V_c = \phi * 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La base en compresión b_w es la base transversal de 150 mm.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.17 * \sqrt{21} * 150 * 1600$$

Se obtiene una capacidad de corte de:

$$\phi V_c = 158.9 \text{ kN}$$

Modelo puntal – tirante asumido:

Para este caso de aplicación, la carga puntual P es aplicada sobre una placa de $250\text{mm} \times 150\text{mm}$ para un muro de 2.4 m de alto, 0.15m de ancho y 2m de largo. Se genera una armadura según el código ACI 318-19 y modelos propuestos por distintos autores. Para la armadura, se asume una longitud de apoyo de 300 mm para los nodos inferiores, esta distancia puede variar según sea necesario, ya que no está limitada a diferencia de los apoyos de una viga

o de las zonas de aplicación de una carga, disponiendo de toda la base del muro. También se asume que la distancia desde el borde inferior del muro hasta el centro del nodo 3 y 5 es de 125mm. El tirante en el centro del muro representa el acero horizontal distribuido a lo largo de su altura.

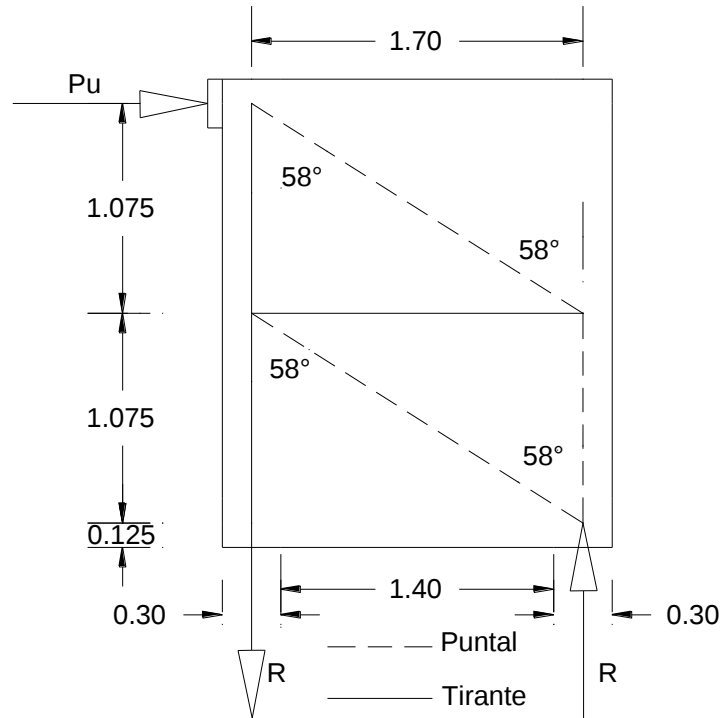


Figura 13: Modelo puntal – tirante de un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

Fuente: Elaboración propia

El ángulo lo determinamos de la siguiente manera:

$$\alpha = \text{ArcTan} \left(\frac{\text{Tramo}}{(H - \text{dist. inferior a la armadura} - \text{dist. superior a la armadura})/2} \right)$$

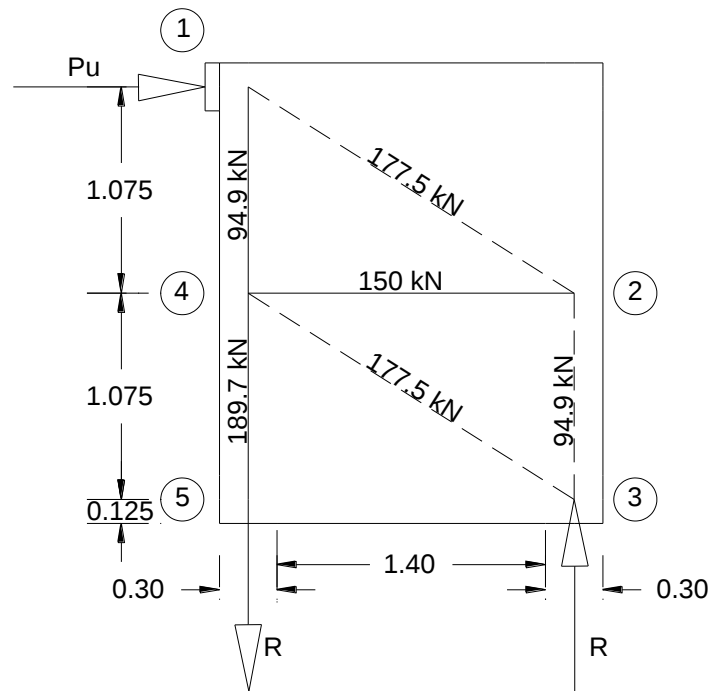
$$\alpha = \text{ArcTan} \left(\frac{1.7}{(2.4 \text{ m} - 0.125 \text{ m} - 0.125 \text{ m})/2} \right)$$

$$\alpha = \text{ArcTan} \left(\frac{1.7}{1.075} \right)$$

$$\alpha = 57.69 \approx 58$$

Analizamos las fuerzas internas de la armadura propuesta del modelo puntal – tirante:

$$P = 150 \text{ kN}; R = 189.7 \text{ kN}; \alpha = 57.69 \approx 58$$



Procedemos a determinar las reacciones internas de los puntales y tirantes con los nodos 1, 2, 3, 4 y 5:

Nodo 1:

Tipo: CCT

$$\sum F_V = 0$$

$$F_{1-4} = F_{1-2} * \cos(\alpha)$$

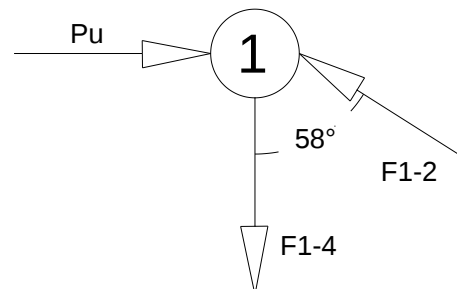
$$F_{1-4} = 94.9 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$P = F_{1-2} * \sin(\alpha)$$

$$150 \text{ kN} = F_{1-2} * \sin(\alpha)$$

$$F_{1-2} = 177.5 \text{ kN}$$



Nodo 2:

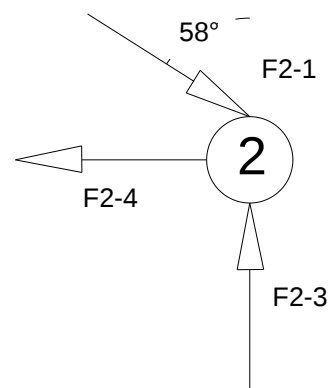
Tipo: CCT

$$\sum F_V = 0$$

$$F_{2-3} = F_{2-1} * \cos(\alpha)$$

$$F_{2-3} = 177.5 \text{ kN} * \cos(\alpha)$$

$$F_{2-3} = 94.9 \text{ kN}$$



$$\sum F_H = 0$$

$$F_{2-4} = F_{2-1} * \text{sen}(\alpha)$$

$$F_{2-4} = 177.5 \text{ kN} * \text{sen}(\alpha)$$

$$F_{2-4} = 150 \text{ kN}$$

Nodo 3:

Tipo: CCC

La fuerza R se determina de haber calculado las fuerzas en el nodo 4.

$$\sum F_V = 0$$

$$R = F_{3-2} + F_{3-4} * \cos(\alpha)$$

$$R = 189.7 \text{ kN}$$

Nodo 4:

Tipo: CTTT

$$\sum F_V = 0$$

$$F_{4-2} = F_{4-3} * \text{sen}(\alpha)$$

$$150 \text{ kN} / \text{sen}(\alpha) = F_{4-3}$$

$$F_{4-3} = 177.5 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$F_{4-1} + F_{4-3} * \cos(\alpha) = F_{4-5}$$

$$94.9 \text{ kN} + 177.5 \text{ kN} * \cos(\alpha) = F_{4-5}$$

$$F_{4-5} = 189.7 \text{ kN}$$

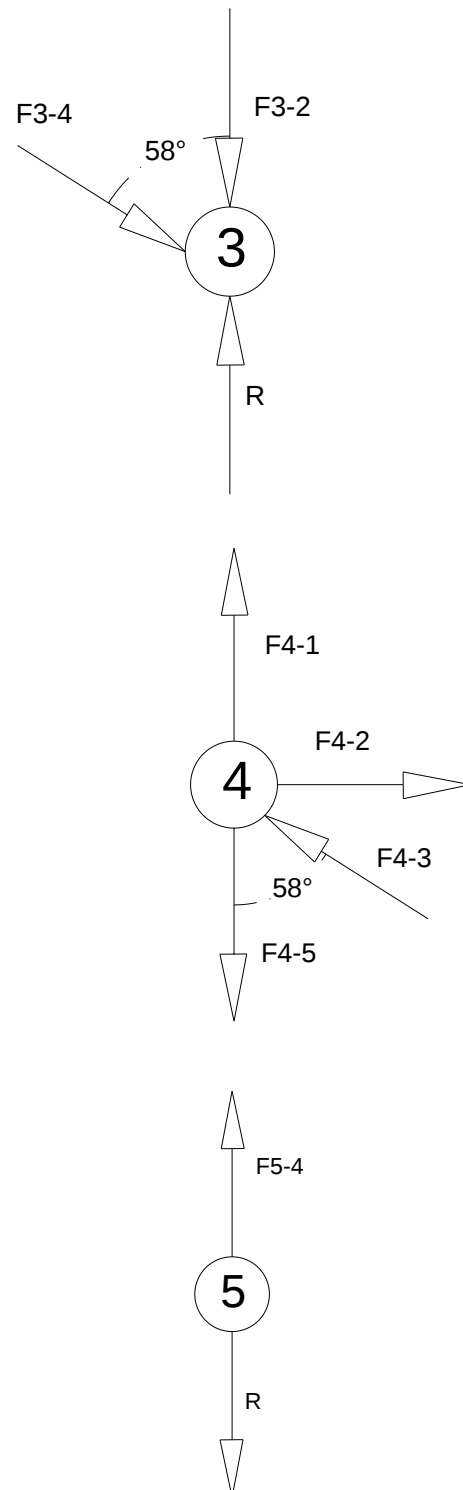
Nodo 5:

Tipo: CT

$$\sum F_V = 0$$

$$R = F_{5-4}$$

$$R = 189.7 \text{ kN}$$



Procedemos a calcular el refuerzo para los tirantes:

Estimación de acero de refuerzo para el muro de acuerdo al ACI 318-19 para puntal – tirante:

Tirante 1-4:

$$A_{st} = \frac{F_{1-4}}{\phi_{STM} * f_y} = \frac{94.9 \text{ kN}}{0.75 * 420} = 393.9 \text{ mm}^2$$

Tirante 2-4:

$$A_{st} = \frac{F_{2-4}}{\phi_{STM} * f_y} = \frac{150 \text{ kN}}{0.75 * 420} = 622.9 \text{ mm}^2$$

Tirante 4-5:

$$A_{st} = \frac{F_{4-5}}{\phi_{STM} * f_y} = \frac{189.7 \text{ kN}}{0.75 * 420} = 787.7 \text{ mm}^2$$

Tabla 9: Acero de refuerzo para tirantes en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

Tirante	Fu	Ast STM	Ast colocado	Ast mm2
1-4	94.85	301.12	6Ø1/2	762
4-5	189.71	602.24		
2-4	150.00	476.19	3/8Ø0.175	405.71

por metro

Fuente: Elaboración propia

El tirante 4-5 es el más crítico con el cual se diseña la cantidad de acero en los extremos laterales del muro.

Esto corresponder a “6” varillas de “1/2” pulgadas en la zona en tracción.

El tirante 2-4 es una representación de los aceros horizontales a lo largo del muro.

- Refuerzo mínimo según ACI 318-19 capítulo 9.6.1.2:

$$- A_{smin} = 0.01 * b_w * l_b \text{ nodo inf.} = 0.01 * 150 * 300 = 450 \text{ mm}^2$$

Lo cual corresponde al refuerzo mínimo para el confinamiento del muro.

Estimación de acero de refuerzo para el muro de acuerdo al

E.060:

$$A_{st} = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{341250 \text{ kN.m}}{0.9 * 420 \text{ MPa} * (1600 \text{ mm} - 91.1 \text{ mm}/2)} = 580.8 \text{ mm}^2$$

El cálculo realizado corresponde a la estimación de acero de confinamiento del muro.

- Refuerzo distribuido horizontal

$$\rho_H \geq 0.0025$$
$$\rho_H = \frac{A_{sh}}{b_w * S_h} = \frac{1 * 71}{150 * 175} = 0.0027$$

Esto corresponde a 1 varilla de 3/8" espaciado a 17.5 cm.

- Refuerzo distribuido vertical

$$\rho_V \geq 0.0025$$
$$\rho_V = \frac{A_{sv}}{b_w * S_v} = \frac{1 * 71}{150 * 175} = 0.0027$$

Esto corresponde a 1 varilla de 3/8" espaciado a 17.5 cm.

- Justificación de valor β_s para puntales diagonales con refuerzo en ambas direcciones con la ecuación de ACI 3128-19 capítulo 25.5.1(a):
La cuantía de acero en cada dirección debe ser mayor a 0.0025.

$$\rho_H = 0.0027 \geq 0.0025$$

$$\rho_V = 0.0027 \geq 0.0025$$

Por lo tanto, el factor β_s para puntales diagonales es 0.75.

Procedemos a determinar los anchos de los puntales:

Los nodos se ubican a los extremos de los puntales y tirantes, estos determinan si poseen el ancho disponible para soportar las fuerzas ejercidas por los puntales y tirantes. Para el caso de puntales, si los nodos a los extremos de un puntal son distintos, el ancho provisto para el puntal será el de menor valor.

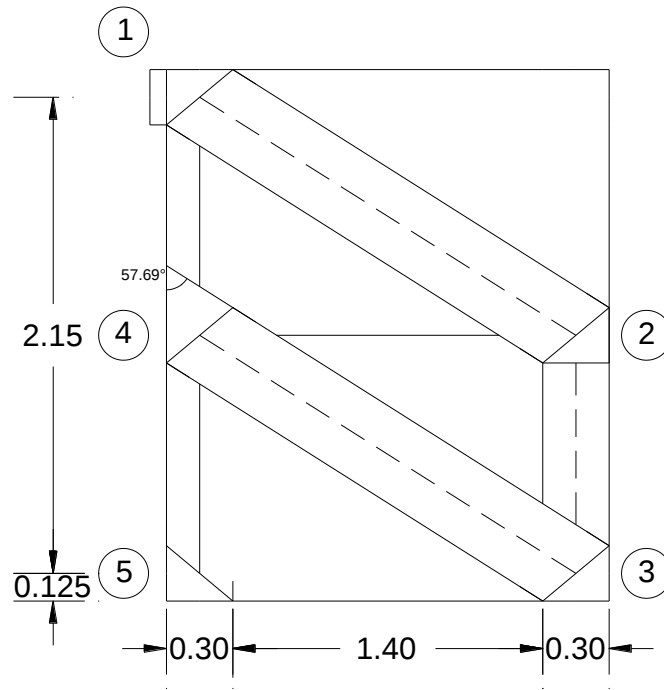
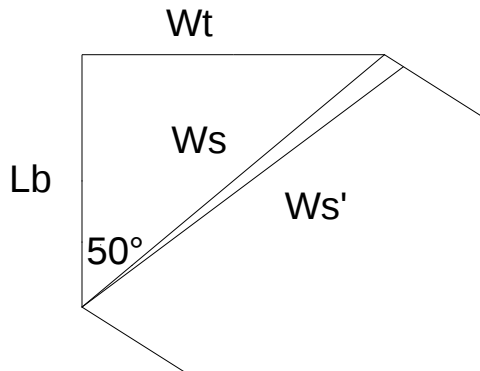


Figura 14: Comportamiento de puntales en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

Fuente: Elaboración propia

Para el nodo 1:



$$Wt = 300 \text{ mm}; Lb = 2 * \text{dist. borde superior a armadura} = 2 * 125 = 250 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{ArcTan}\left(\frac{Wt}{Lb}\right)$$

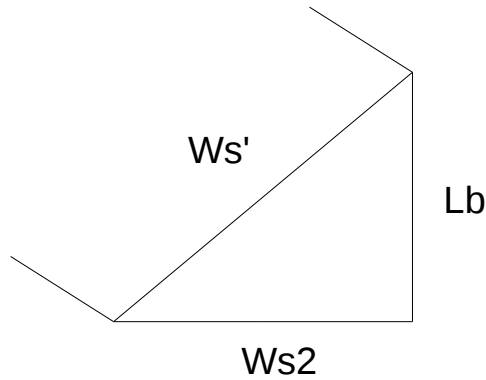
$$\theta = 50.19; \alpha = 57.69$$

$$Ws = \frac{Lb}{\cos(\theta)} = 390.5 \text{ mm}$$

$$W_{prov} = Ws' = Wt * \cos(\alpha) + Lb * \text{sen}(\alpha) = 371.6 \text{ mm}$$

Para el nodo 2:

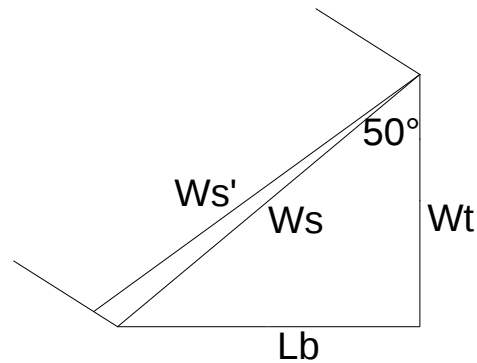
El ancho de apoyo Lb puede incrementar en caso sea necesario, ya que se cuenta con toda la longitud vertical del muro, lo cual a su vez puede incrementar el ancho disponible Ws' para recibir la fuerza del puntal.



$$Ws2 = 300 \text{ mm}; Ws' = 371.6 \text{ mm}$$

$$Lb = \sqrt{Ws'^2 - Ws2^2} = 219.4 \text{ mm}$$

Para el nodo 3:



$$Wt = 2 * \text{Dist. borde inferior a armadura} = 2 * 125 = 250 \text{ mm}; Lb = 300 \text{ mm}$$

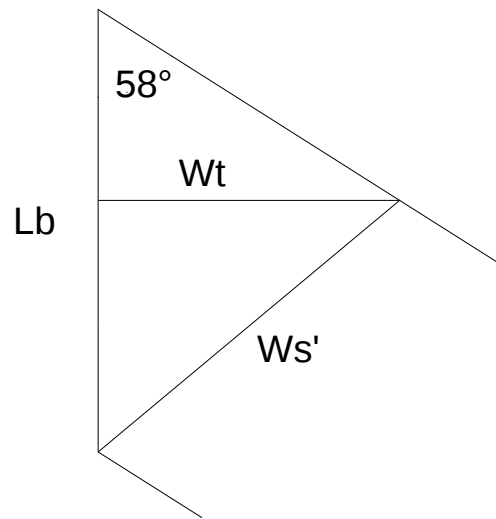
$$\theta = \text{ArcTan}\left(\frac{Lb}{Wt}\right)$$

$$\theta = 50.19; \alpha = 57.69$$

$$Ws = \frac{Lb}{\text{sen}(\theta)} = 390.5 \text{ mm}$$

$$W_{prov} = Ws' = Lb * \cos(\alpha) + Wt * \text{sen}(\alpha) = 371.6 \text{ mm}$$

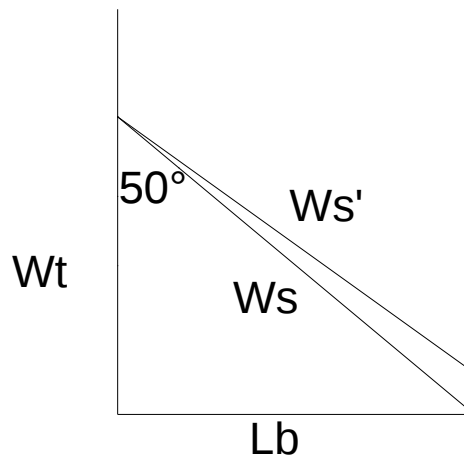
Para el nodo 4:



$$Ws' = 371.6 \text{ mm}; Wt = 300 \text{ mm}$$

$$Lb = \frac{Ws'}{\sin(\alpha)} = 439.7 \text{ mm}$$

Para el nodo 5:



$$Wt = 2 * \text{Dist. inferior a armadura} = 2 * 125 = 250; Lb = 300 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{ArcTan}\left(\frac{Lb}{Wt}\right)$$

$$\theta = 50.19; \alpha = 57.69$$

$$Ws = \frac{Lb}{\sin(\theta)} = 390.5 \text{ mm}$$

$$W_{prov} = Ws' = Lb * \cos(\alpha) + Wt * \sin(\alpha) = 371.6 \text{ mm}$$

Cálculo de esfuerzo de compresión efectiva f_{ce} en Puntales y Nodos:

Para determinar los esfuerzos de los puntales y tirantes, se debe determinar el tipo de nodo, el cual afectará el coeficiente de reducción para los tirantes, y el tipo de puntal, el cual, para este caso de estudio los puntales inclinados son de tipo botella y el puntal vertical es de tipo prismático. Al igual que en el caso de las vigas, el código ACI 318-19 exige que según sean las condiciones de un puntal se debe justificar con los requerimientos provistos por el ACI 318-19 en el capítulo 23.4.3.

Puntal:

De la Tabla 23.4.3 del ACI 318-14:

Coeficiente de puntal β_s			
Ubicacion del puntal	Tipo de Puntal	Criterio	β_s
Miembros en tension o zonas en tension de miembros	Cualquiera	Todos los casos	0.4
Todos los otros casos	Puntal limite	Todos los casos	1.0
	Puntal interior	Refuerzo satisfaciendo (a) o (b) de tabla 23.5.1	0.75
		Ubicado en regiones satisfaciendo 23.4.4	0.75
		Uniones Viga-Columna	0.75
		Todos los otros casos	0.4

- Puntal 1-2: $f_{ce_{1-2}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 0.75 * 21 = 13.4 \text{ MPa}$
- Puntal 2-3: $f_{ce_{2-3}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 1 * 21 = 17.9 \text{ MPa}$
- Puntal 3-4: $f_{ce_{3-4}} = 0.85 * \beta_s * f'c = 0.85 * 0.75 * 21 = 13.4 \text{ MPa}$

Nodo:

De la Tabla 23.9.2 del ACI 318-14:

Coeficiente para nodos β_n	
Configuracion de la zona nodal	β_n
Zonas nodales limitadas por puntales, apoyos o ambas	1
Zonas nodales unidas a un tensor	0.8
Zonas nodales unidas a dos o mas tensores	0.6

- Nodo 1, tipo C-C-T: $f_{ce_1} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.3 \text{ MPa}$
- Nodo 2, tipo C-C-C: $f_{ce_2} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.3 \text{ MPa}$
- Nodo 3, tipo C-C-C: $f_{ce_3} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 1 * 21 = 17.9 \text{ MPa}$
- Nodo 4, tipo C-T-T-T: $f_{ce_4} = 0.85 * \beta_n * f'c = 0.85 * 0.6 * 21 = 10.7 \text{ MPa}$

- Nodo 5, tipo C-T: $f_{ce_4} = 0.85 * \beta_n * f'_c = 0.85 * 0.8 * 21 = 14.3 \text{ MPa}$

Cálculo del ancho mínimo de puntales

El ancho mínimo de los puntales, es el ancho que requieren para poder soportar una carga en la dirección del puntal.

$$Fu \leq \phi F_{ns}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * A_{ns}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

Reemplazando:

$$Fu \leq \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce} * bw}$$

Puntal 1-2:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{1-2}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{177.5 \text{ kN}}{0.75 * 13.4 \text{ MPa} * 150 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 154.1 \text{ mm}$$

Puntal 2-3:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{2-3}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{94.9 \text{ kN}}{0.75 * 17.9 \text{ MPa} * 150 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 61.8 \text{ mm}$$

Puntal 3-4:

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce_{3-4}} * bw}$$

$$W_{req} \geq \frac{177.5 \text{ kN}}{0.75 * 13.4 \text{ MPa} * 150 \text{ mm}}$$

$$W_{req} \geq 154.1 \text{ mm}$$

Tabla 10: Anchos provistos y requeridos para puntales en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

Puntal	Beta	fce (kN)	Fu (kN)	Wreq	Wprov	
1-2	0.75	13.39	177.47	117.84	335.41	✓
2-3	1	17.85	94.85	47.23	300.00	✓
3-4	0.75	13.39	177.47	117.84	371.64	✓

Fuente: Elaboración propia

De igual manera comprobamos los anchos para las caras de los nodos:

Cálculo del ancho mínimo de nodos:

El ancho mínimo de los nodos es la longitud requerida para poder soportar las distintas cargas con las que entra en contacto las cuales son cargas de aplicación, cargas de los apoyos, cargas ejercidas por los puntales y tirantes.

$$Fu \leq \phi F_{nn}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * A_{nn}$$

$$\phi F_{ns} = \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

Reemplazando:

$$Fu \leq \phi_{STM} * f_{ce} * W_{req} * bw$$

$$W_{req} \geq \frac{Fu}{\phi_{STM} * f_{ce} * bw}$$

Tabla 11: Anchos provistos y requeridos para nodos en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

	Nodo		Beta	fce (kN)	Fu (kN)	Wreq	Wprov	
1	CCT	Pu	0.8	14.28	150	93.37	250.00	✓
		1-2	0.8	14.28	177.47	110.47	371.64	✓
		1-4	0.8	14.28	94.85	59.04*	300.00	✓
2	CCT	2-1	0.8	14.28	177.47	110.47	335.41	✓
		2-3	0.8	14.28	94.85	59.04	300.00	✓
		2-4	0.8	14.28	150.00	93.37*	150.00	✓
3	CCC	R	1	17.85	189.71	94.47	300.00	✓
		3-2	1	17.85	94.85	47.23	300.00	✓
		3-4	1	17.85	177.47	88.38	371.64	✓
4	CTTT	4-1	0.6	10.71	94.85	78.72*	300.00	✓
		4-2	0.6	10.71	150.00	124.49*	439.71	✓
		4-3	0.6	10.71	177.47	147.30	371.64	✓
		4-5	0.6	10.71	189.71	157.45*	300	✓
5	CT	R	0.8	14.28	189.71	118.09	300	✓
		5-4	0.8	14.28	189.71	118.09*	300	✓

* Tirante: Limite superior practico

Fuente: Elaboración propia

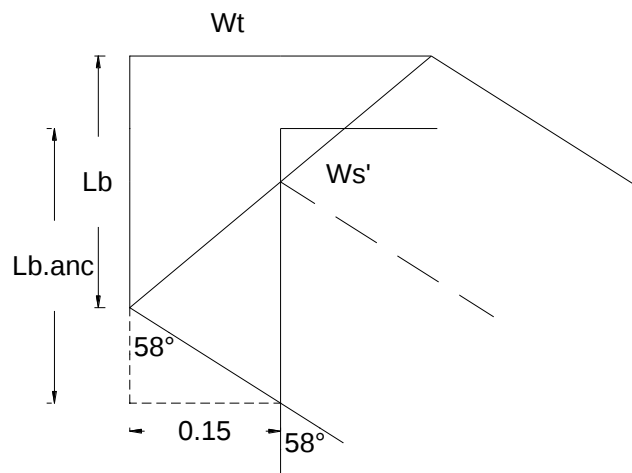
De acuerdo al análisis realizado, todos los nodos poseen un ancho provisto Wprov mayor al requerido, por lo que el diseño es adecuado.

En caso los anchos provistos de los nodos 2 y 4 hubieran sido menores al requerido, es posible haber incrementado la longitud de apoyo Lb de cada uno según sea necesario pues se cuenta con la longitud total de las caras del muro.

En caso la cara del nodo 5 en contacto con el tirante no hubiera sido suficiente, ya que la longitud de apoyo L_b es controlado por la cantidad de acero y recubrimiento, se tendría que haber aumentado dichos valores para llegar al ancho mínimo requerido para soportar al tirante 4-5.

Anclaje

El cálculo del anclaje para la zona inferior del muro dependerá del peralte de la zapata. Sin embargo, se debe calcular la longitud de anclaje para la parte superior del muro que corresponde al nodo 1.



Se debe cumplir: $l_{anc} \geq l_{req}$

- Anclaje disponible:

$$l_{anc} = l_b + \frac{L_b \text{ nodo inf.}}{2 * \tan(\alpha)} - \text{recubrimiento lateral} - db_{3/8}$$

$$l_{anc} = 250 + \frac{300}{2 * \tan(57.7)} - 25 - 9.5$$

$$l_{anc} = 307.2 \text{ mm}$$

- Anclaje requerido:

$$l_{req} = \frac{0.24 * f_y * db}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_{req} = \frac{0.24 * 420 * 9.5}{\sqrt{21}}$$

$$l_{req} = 279.35 \text{ mm}$$

Longitud de anclaje disponible		ok
l.anc.disp	310.35	
Longitud de anclaje requerida		
lb	208.97	

Por último, determinamos la longitud disponible para el anclaje y la longitud que se requiere como mínimo para que se puedan anclar las varillas en conformidad con el ACI 318-19 capítulos 25.7.1.3 y 23.8.2.

Se debe cumplir que la longitud de anclaje requerida debe ser menor a la longitud de anclaje disponible. En caso no cumpla, puede optarse por cambiar el recubrimiento, el diámetro de las varillas o colocar una cantidad mayor de acero a la requerida.

Distribución de acero:

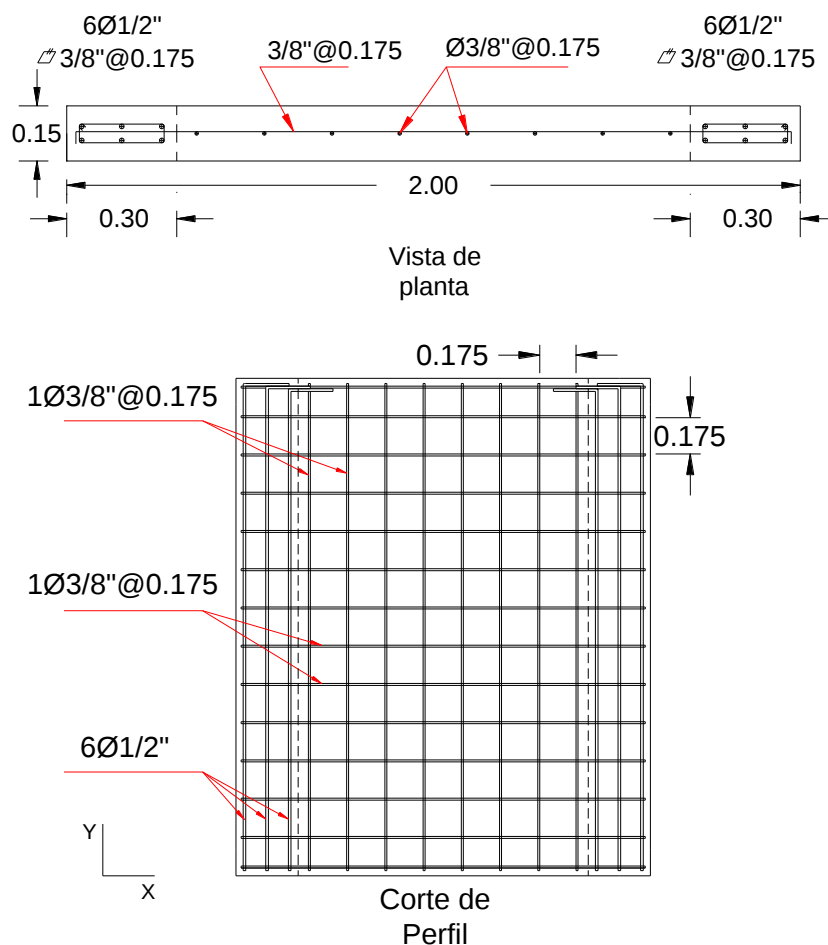


Figura 15: Distribución de acero en un muro de corte de baja altura sometido a carga lateral.

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de un muro sometido a carga lateral, se muestra el diseño de acero distribuido en el muro. Se tiene en cuenta un recubrimiento de 2.5 cm. El acero de refuerzo en los núcleos corresponde a 6 varillas de 1/2 pulgada y están distribuidos en 2 capas de 3 varillas en ambos extremos en un tramo de 30 cm como se aprecia en la **figura 15** de "corte de perfil". En el eje

vertical se colocan 8 varillas de 3/8 de pulgada en una capa, a 5 cm desde las caras de los núcleos y de allí a 17.5 cm. En el eje horizontal se colocan 14 varillas de espaciadas a 17.5 cm.

5.3 Discusión de resultados

Se realizó el mismo procedimiento para distintas relaciones de esbeltez para el caso de vigas, sometidas a carga puntual y a carga distribuida. La cantidad de acero en el tirante y resistencia de los puntales diagonales para distintas cargas están representados en los siguientes gráficos y tablas. En las tablas, la variación (5ta columna) representa el incremento de acero calculado con el método puntal – tirante (STM) respecto al calculado según Norma E.060.

- ❖ **Para vigas sometidas a cargas puntuales se realizaron pruebas para 3 relaciones de esbeltez para 8 casos de carga cada una.**

a) Para una relación de esbeltez de $L_n/H = 3.2$

Tabla 12: Relación de acero de refuerzo en viga con carga puntual de esbeltez 3.2

Tirante				
Pu (kN)	Ast STM (mm ²)	Ast E.060(mm ²)	Asmin(mm ²)	Variacion
100	310.25	240.90	856.94	28.79%
200	620.49	485.74	856.94	27.74%
300	930.74	734.74	856.94	26.67%
400	1240.98	988.11	856.94	25.59%
500	1551.23	1246.09	856.94	24.49%
600	1861.47	1508.94	856.94	23.36%
700	2253.67	1829.28	835.34	23.20%
800	2575.62	2112.14	835.34	21.94%

Fuente: Elaboración propia

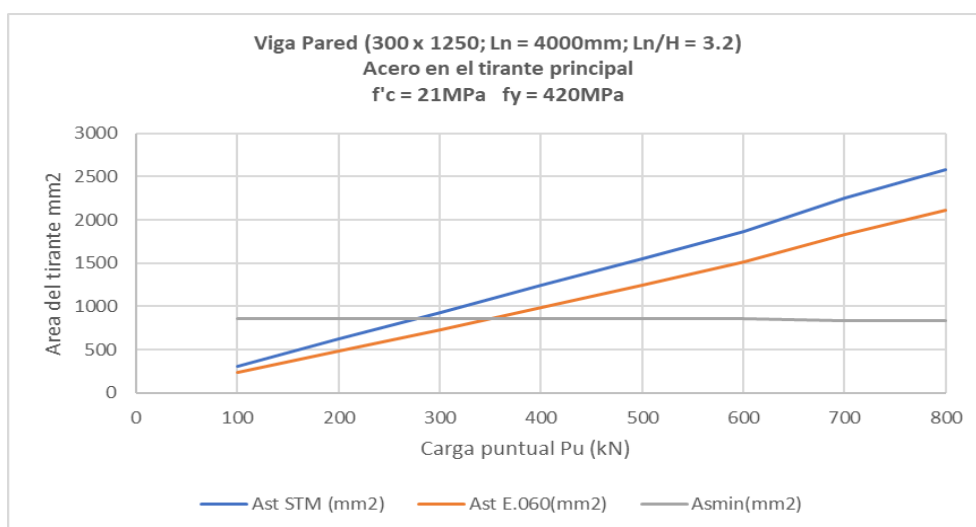


Figura 16: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 3.2.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 16** se puede observar lo siguiente:

- ✓ La cantidad de acero de refuerzo requerido según el método puntal – tirante y el procedimiento propuesto en la norma E.060 para elementos esbeltos es similar, obteniendo valores más conservadores para el método puntal-tirante
- ✓ Para esta relación de esbeltez, el acero mínimo controla el diseño hasta una carga de 300 kN.
- ✓ El acero del modelo puntal – tirante es en promedio 25.22% mayor al propuesto por el E.060.

Tabla 13: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga puntual de esbeltez de 3.2

Puntal		
Pu (kN)	Demanda Fu(kN)	Capacidad ϕF_n (kN)
100	109.78	780.28
200	219.55	780.28
300	329.33	780.28
400	439.10	780.28
500	548.88	780.28
600	658.65	780.28
700	791.50	838.82
800	904.57	838.82

Fuente: Elaboración propia

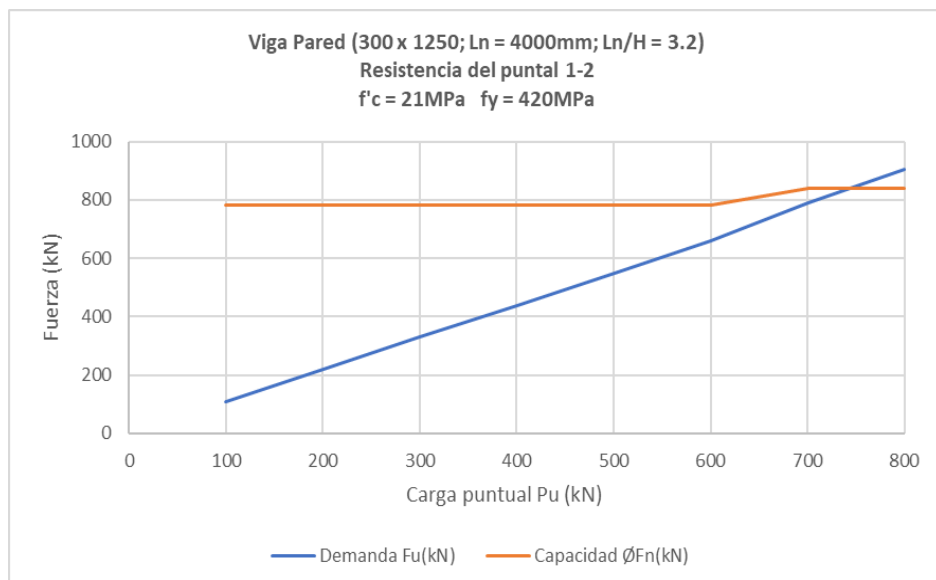


Figura 17: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 3.2.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 17** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, el puntal falla a partir de los 700 kN; este valor representa la máxima capacidad resistente de la viga. Es decir, el elemento de concreto armado falla en la dirección del puntal diagonal y se produce fisuración.
- ✓ La capacidad del puntal se mantiene casi uniforme para todos los casos de carga puntual estudiados. A partir de la carga de 600 kN la capacidad aumenta por el incremento del ancho del puntal debido a que se modifica la geometría del nodo para que el modelo sea válido.

b) Para una relación de esbeltez de $L_n/H = 1.6$

Tabla 14: Relación de acero de refuerzo en viga con carga puntual de esbeltez 1.6

Tirante				
Pu (kN)	Ast STM (mm ²)	Ast E.060(mm ²)	Asmin(mm ²)	Variación
100	145.22	116.77	1757.09	24.36%
200	290.44	233.99	1757.09	24.13%
300	435.66	351.65	1757.09	23.89%
400	580.88	469.76	1757.09	23.66%
500	726.11	588.33	1757.09	23.42%
600	871.33	707.37	1757.09	23.18%
700	1016.55	826.87	1757.09	22.94%
800	1181.89	959.00	1735.49	23.24%

Fuente: Elaboración propia

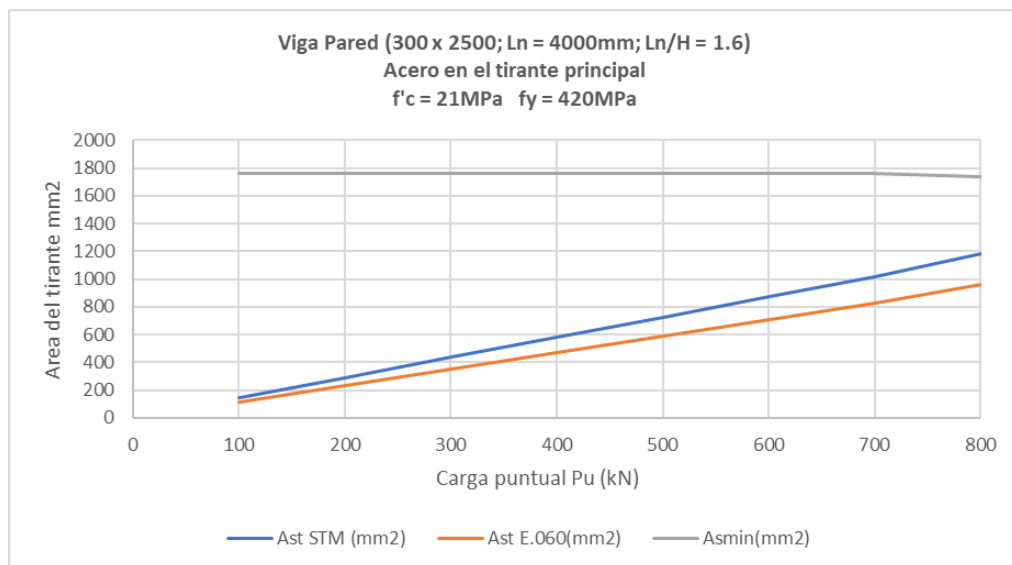


Figura 18: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.6.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 18** se puede observar lo siguiente:

- ✓ La cantidad de acero propuesta por el método puntal – tirante y por el E.060 sigue siendo similar. Siendo el método puntal – tirante el más conservador.
- ✓ Para esta relación de esbeltez, el acero mínimo es el que predomina para los casos de carga puntuales analizados debido a las dimensiones propias de la viga.
- ✓ El acero del modelo puntal – tirante es en promedio 23.60% mayor al propuesto por el E.060.

Tabla 15: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga puntual de esbeltez de 1.6

Puntal		
Pu (kN)	Demanda Fu(kN)	Capacidad ϕF_n (kN)
100	67.77	792.60
200	135.54	792.60
300	203.31	792.60
400	271.07	792.60
500	338.84	792.60
600	406.61	792.60
700	474.38	792.60
800	546.45	840.01

Fuente: Elaboración propia

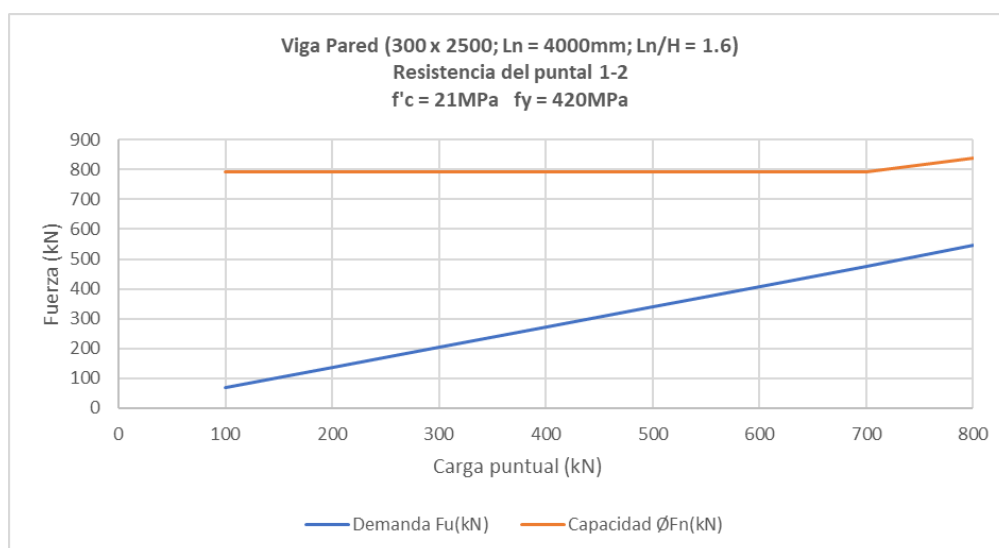


Figura 19: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.6.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 19** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, la capacidad del puntal es bastante mayor que las cargas puntuales consideradas para el análisis. De esta forma, el elemento de concreto no fallará hasta la aplicación de una carga puntual considerablemente mayor, aproximadamente 1200 kN.
- ✓ La capacidad del puntal se mantiene uniforme hasta una carga puntual de 700 kN. A partir de la carga de 700 kN la capacidad aumenta debido al aumento en la distancia que se considera desde borde de la viga hasta el centro del puntal.

c) Para una relación de esbeltez de $L_n/H = 1.14$

Tabla 16: Relación de acero de refuerzo en viga con carga puntual de esbeltez 1.14

Tirante				
Pu (kN)	Ast STM (mm ²)	Ast E.060(mm ²)	Asmin(mm ²)	Variacion
100	101.87	82.75	2477.21	23.11%
200	203.74	165.66	2477.21	22.99%
300	305.61	248.72	2477.21	22.87%
400	407.49	331.94	2477.21	22.76%
500	509.36	415.33	2477.21	22.64%
600	611.23	498.87	2477.21	22.52%
700	713.10	582.57	2477.21	22.41%
800	814.97	666.44	2477.21	22.29%

Fuente: Elaboración propia

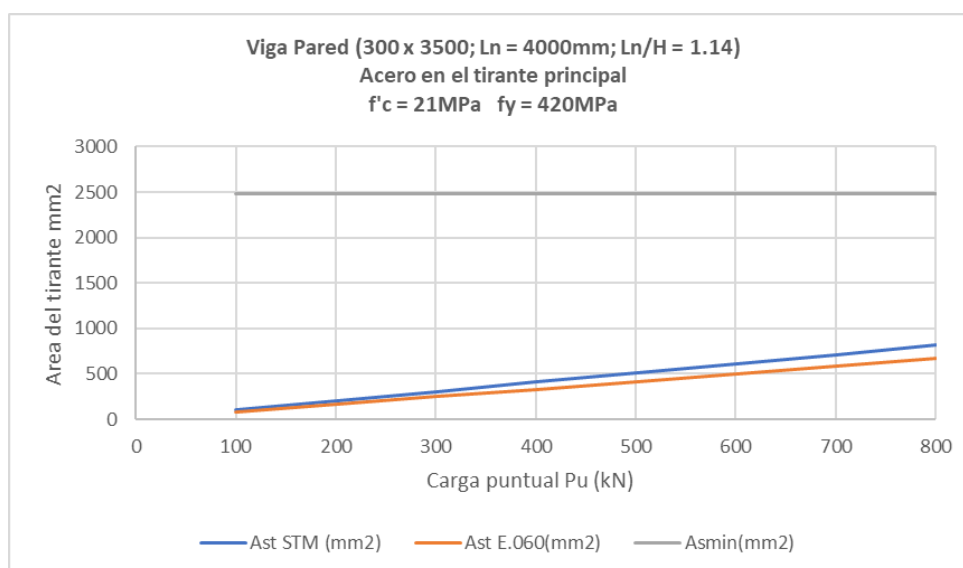


Figura 20: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.14.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 20** se puede observar lo siguiente:

- ✓ El acero propuesto por el método puntal – tirante sigue siendo muy cercano al propuesto por el E.060, además de seguir siendo el más conservador entre los dos.
- ✓ Para esta relación de esbeltez, el acero mínimo es el predominante para las cargas puntuales aplicadas debido a las dimensiones de la viga que aporta suficiente resistencia ante la carga aplicada.
- ✓ El acero del modelo puntal – tirante es en promedio 22.70% mayor al propuesto por el E.060.

Tabla 17: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga puntual de esbeltez de 1.14

Puntal		
Pu (kN)	Demanda Fu(kN)	Capacidad ϕF_n (kN)
100	59.41	762.85
200	118.82	762.85
300	178.23	762.85
400	237.65	762.85
500	297.06	762.85
600	356.47	762.85
700	415.88	762.85
800	475.29	762.85

Fuente: Elaboración propia

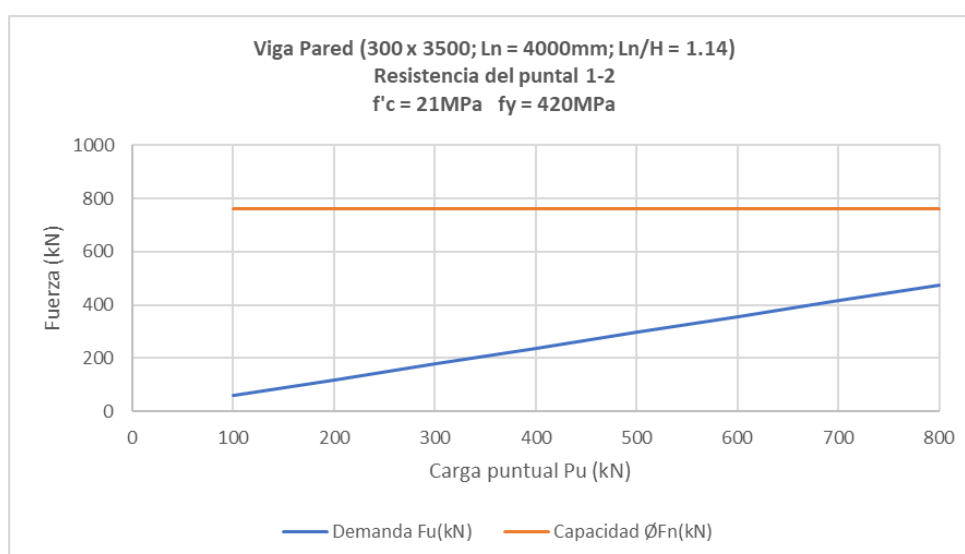


Figura 21: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas puntuales para relación de esbeltez 1.14.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 21** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, la capacidad del puntal es mayor a la carga que soporta, por lo cual, el elemento puede soportar sin problemas los distintos casos de carga puntual analizados sin presentar daños al elemento de concreto armado hasta aproximadamente una carga de 1000 kN.
- ✓ La capacidad del puntal, se mantiene uniforme para los casos de carga analizados. Esto se da debido a que las dimensiones de la viga analizada son suficientes para soportar las cargas aplicadas.

❖ **Para vigas sometidas a cargas uniformes se realizaron pruebas para 3 relaciones de esbeltez para 6 casos de carga cada una.**

a) Para una relación de esbeltez de $L_n/H = 3.2$

Tabla 18: Relación de acero de refuerzo en viga con carga uniforme de esbeltez 3.2

Tirante				
qu(kN/m)	Ast STM(mm ²)	Ast E.060(mm ²)	Asmin(mm ²)	Variación
100	667.03	522.82	856.94	27.58%
200	1334.05	1065.01	856.94	25.26%
300	2076.59	1676.31	835.34	23.88%
400	2768.79	2284.92	835.34	21.18%
500	3561.80	3022.54	813.73	17.84%
600	4274.16	3729.23	813.73	14.61%

Fuente: Elaboración propia

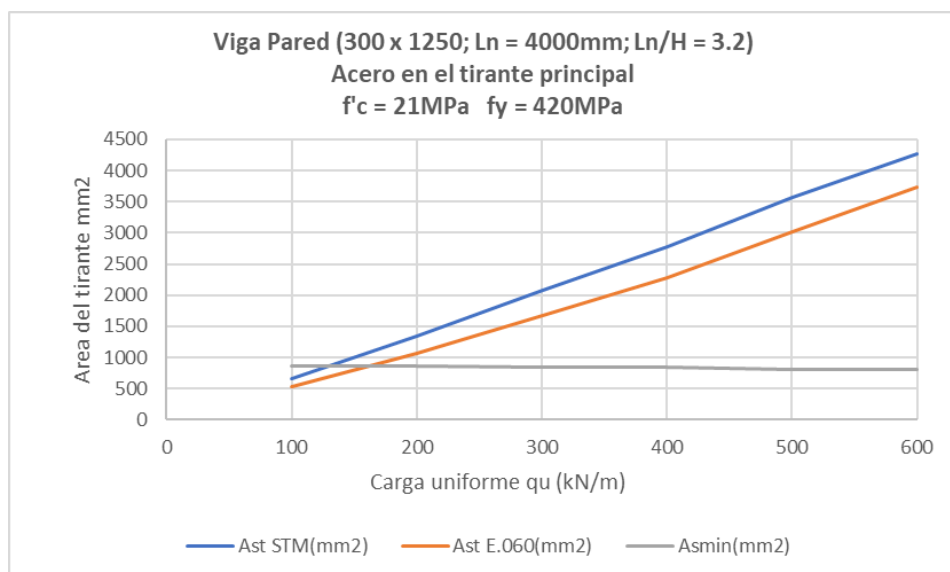


Figura 22: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 3.2.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 22** se puede observar lo siguiente:

- ✓ La cantidad de acero propuesta por el método puntal – tirante y la E.060 es muy similar. Al igual que en el caso de carga puntual, el acero propuesto por el método puntal – tirante es el más conservador.
- ✓ Para esta relación de esbeltez el acero mínimo predomina hasta una carga uniforme de 200 kN/m, aproximadamente.
- ✓ El acero del modelo puntal – tirante es en promedio 21.73% mayor al propuesto por el E.060.

Tabla 19: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga uniforme de esbeltez de 3.2

Puntal		
qu(kN/m)	Demana Fu(kN/m)	Capacidad ϕF_n (kN/m)
100	300.62	1018.78
200	601.24	1018.78
300	918.64	1156.62
400	1224.86	1156.62
500	1553.84	1300.13
600	1864.61	1300.13

Fuente: Elaboración propia

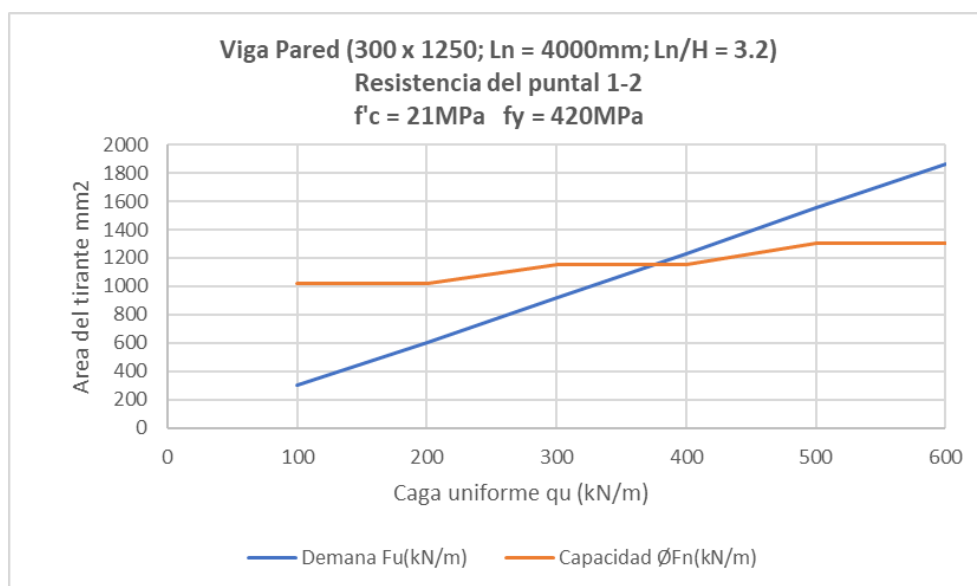


Figura 23: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 3.2.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 23** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez el puntal formado en el elemento de concreto armado, trabaja sin fallar hasta casi los 400 kN/m.
- ✓ La capacidad del puntal se mantiene casi uniforme para los casos de carga uniforme analizados. Sin embargo, se presentan aumentos en la resistencia de los puntales debido al incremento en la distancia que se considera desde el borde en compresión de la viga hasta el centro del puntal.

b) Para una relación de esbeltez de $L_n/H = 1.6$

Tabla 20: Relación de acero de refuerzo en viga con carga uniforme de esbeltez 1.6

qu(kN/m)	Tirante			Variación
	Ast STM(mm ²)	Ast E.060(mm ²)	Asmin(mm ²)	
100	312.23	251.61	1757.09	24.09%
200	624.45	505.29	1757.09	23.58%
300	936.68	761.08	1757.09	23.07%
400	1248.90	1019.05	1757.09	22.56%
500	1561.13	1279.26	1757.09	22.03%
600	1873.35	1541.75	1757.09	21.51%

Fuente: Elaboración propia

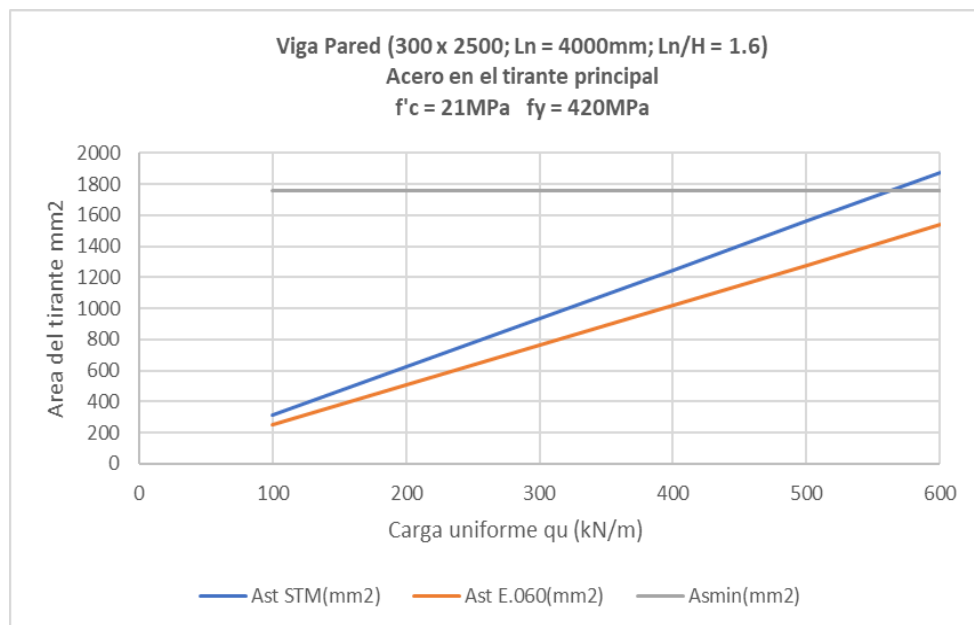


Figura 24: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.6.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 24** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, la cantidad de acero propuesta por el método puntal – tirante y la E.060 sigue siendo similar. El acero propuesto por el método puntal – tirante sigue siendo el más conservador.
- ✓ El acero mínimo predomina para los casos de carga uniforme analizados. A partir de una carga mayor a aproximadamente 550 kN el acero propuesto por el método puntal tirante es el que predomina.
- ✓ El acero del modelo puntal – tirante es en promedio 22.81% mayor al propuesto por el E.060.

Tabla 21: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga uniforme de esbeltez de 1.6

Puntal		
qu(kN/m)	Demanda Fu(kN/m)	Capacidad ϕF_n (kN/m)
100	236.43	1101.74
200	472.85	1101.74
300	709.28	1101.74
400	945.71	1101.74
500	1182.14	1101.74
600	1418.56	1101.74

Fuente: Elaboración propia

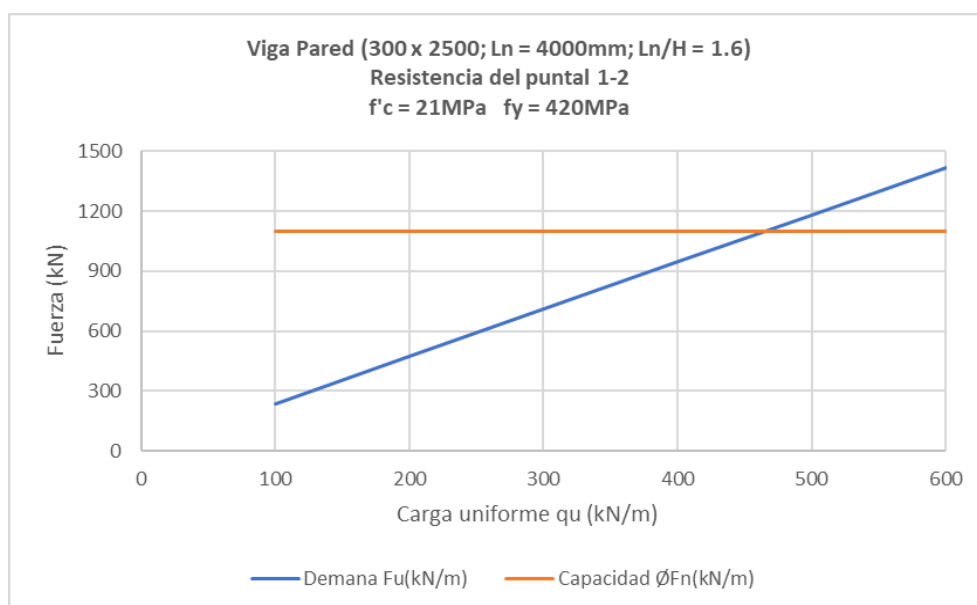


Figura 25: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.6.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 25** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, y ancho de puntal considerado, el puntal falla casi llegando a los 500 kN/m.
- ✓ La capacidad del puntal se mantiene uniforme para los casos de carga uniforme estudiados.

c) Para una relación de esbeltez de $L_n/H = 1.14$

Tabla 22: Relación de acero de refuerzo en viga con carga uniforme de esbeltez 1.14

Tirante				
qu(kN/m)	Ast STM(mm ²)	Ast E.060(mm ²)	Asmin(mm ²)	Variacion
100	219.02	178.11	2477.21	22.97%
200	438.05	356.94	2477.21	22.72%
300	657.07	536.52	2477.21	22.47%
400	876.10	716.84	2477.21	22.22%
500	1095.12	897.91	2477.21	21.96%
600	1330.02	1089.50	2455.61	22.08%

Fuente: Elaboración propia

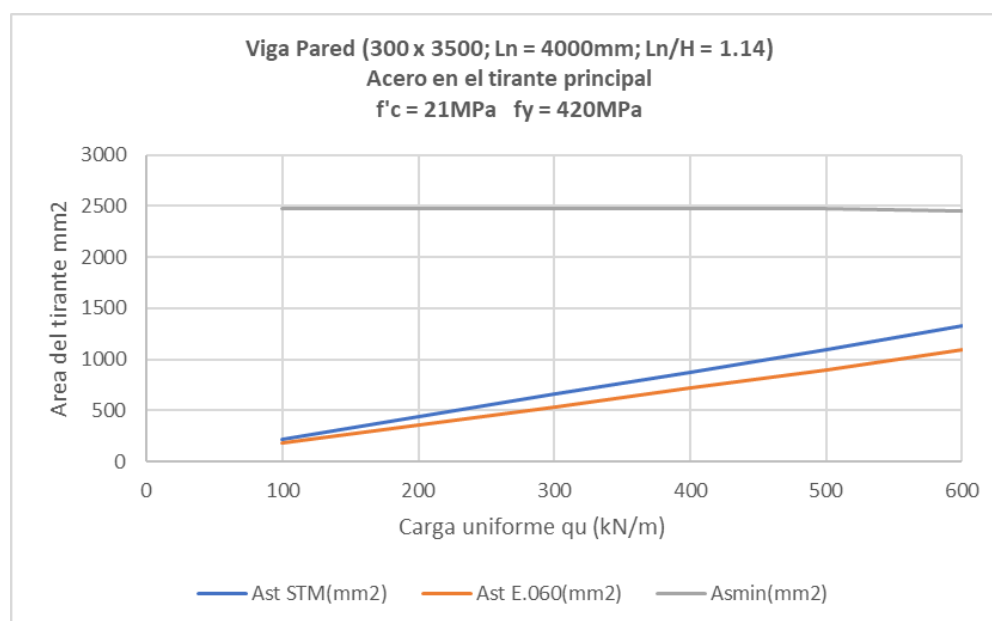


Figura 26: Relación de área de acero por el STM y E.060 para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.14.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 26** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, la cantidad de acero propuesta por el método puntal – tirante y la E.060 son similares. El acero propuesto por el método puntal – tirante es el más conservador.

- ✓ El acero mínimo es el que predomina para los casos de carga uniforme analizados hasta aproximadamente una carga de 1200 kN/m.
- ✓ El acero del modelo puntal – tirante es en promedio 22.40% mayor al propuesto por el E.060.

Tabla 23: Relación demanda - capacidad de puntales en viga con carga uniforme de esbeltez de 1.14

Puntal		
qu(kN/m)	Demanda Fu(kN/m)	Capacidad ϕF_n (kN/m)
100	225.80	1100.34
200	451.60	1100.34
300	677.40	1100.34
400	903.19	1100.34
500	1128.99	1100.34
600	1356.33	1163.87

Fuente: Elaboración propia

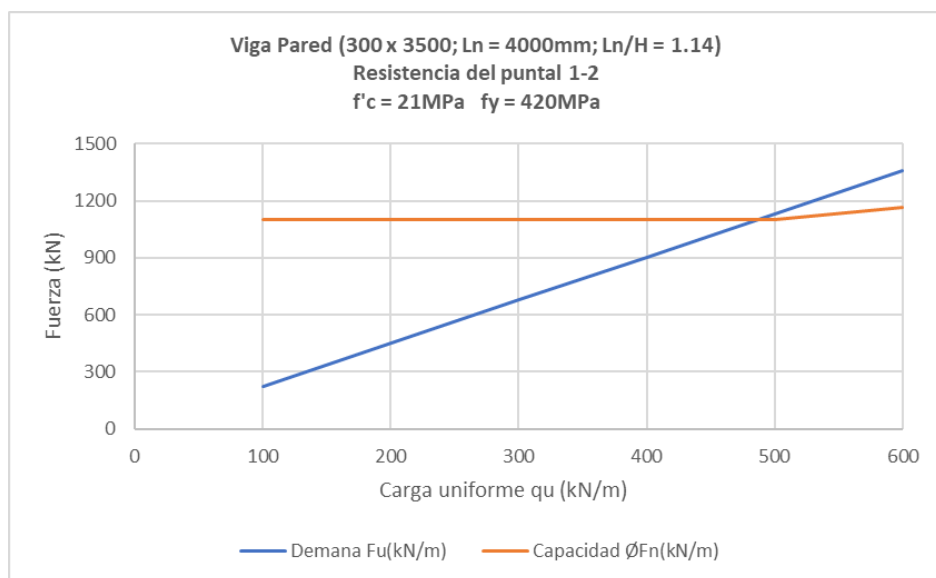


Figura 27: Relación demanda - capacidad del puntal para distintas cargas uniformes para relación de esbeltez 1.14.

Fuente: Elaboración propia

De la **Fig. 27** se puede observar lo siguiente:

- ✓ Para esta relación de esbeltez, el puntal resiste la carga uniforme hasta casi los 500 kN/m.
- ✓ La capacidad de carga del puntal se mantiene uniforme para todos los casos de carga analizados. Y aumenta al considerar una mayor distancia desde el borde en compresión de la viga hasta el centro del puntal.

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

- La versión más reciente del ACI 318 (ACI 318-19) muestra algunas modificaciones en las consideraciones del método puntal tirante mencionadas en el capítulo 23, respecto a la versión anterior (ACI 318-14). El uso de puntales tipo botella ya no se encuentra vigente en la normativa actual debido a que estudios recientes muestran que la tensión diagonal es la que debilita a los puntales inclinados y no el comportamiento tipo botella (donde el ancho del concreto comprimido puede expandirse lateralmente), lo cual se ve reflejado en la actualización de factores de reducción de resistencia de los puntales. Sin embargo, en líneas generales, el procedimiento sigue siendo similar a las versiones anteriores, pero, no cuenta con un repertorio de modelos recomendados para distintos casos de aplicación, ya que estos modelos pueden variar para representar un mismo comportamiento en un elemento de concreto armado. Para aplicar el método puntal – tirante, se necesita de un conocimiento básico de diseño en elementos de concreto armado y del comportamiento ante distintas cargas. Cabe resaltar que el ACI 318-19 da una serie de especificaciones que se deben cumplir, entre ellas que los puntales y tirantes se deben unir en nodos, la geometría de la armadura propuesta debe ser consistente con las dimensiones de puntales, tirantes, zonas nodales y zonas de apoyo, la armadura propuesta debe estar en equilibrio, los puntales se pueden cruzar solo en nodos y el ángulo entre puntal y tirante no debe formar un ángulo menor a 25 grados porque el ángulo debe ser lo suficientemente grande para poder mitigar la fisuración. En caso de que para un modelo propuesto el ángulo entre puntal y tirante tenga un ángulo menor 25 grados, se puede cambiar el modelo y aumentar la cantidad de puntales y tirantes según sea necesario hasta llegar a los apoyos de la viga.

- En concordancia con el análisis de distintas investigaciones, los modelos puntal – tirante propuestos deben reflejar el comportamiento de los elementos de concreto armado analizados. Para verificar esto se utilizó el programa ETABS para analizar los miembros de concreto con el método de elementos finitos, obteniendo así la distribución de esfuerzos principales en cada tipo de carga aplicada con el diagrama de Von Mises. Los modelos son simples para los casos analizados; elementos con un comportamiento más complejo podrían requerir modelos más complejos para poder analizar adecuadamente el comportamiento de distintas estructuras. Para las cargas provistas se observa que, en una viga, sometida a carga puntual, los puntales formados serán diagonales, formándose desde el punto de aplicación de la carga hasta los apoyos; en una viga, sometida a carga distribuida uniforme, se presentará puntales diagonales y horizontales; para un muro sometido a carga lateral, se forma un puntal diagonal, desde el punto de aplicación de la carga hasta el extremo opuesto o punto de apoyo.
- Los casos estudiados son tres vigas de distinto peralte sometidas a distintas cargas puntuales y uniformes, y un muro de corte de baja altura sometido a cargas laterales. Se puede concluir que la secuencia de pasos involucrados en el diseño por el método puntal – tirante es muy similar para los casos realizados de vigas y muro. A medida que la relación de esbeltez aumenta, la cantidad de acero de refuerzo en la zona en tracción que se necesita también aumenta para una misma carga aplicada, como se puede apreciar en **las figuras 16, 18 y 20** para carga puntual; y **22, 24 y 26** para carga distribuida. Además, el acero propuesto por el método puntal – tirante, para todos los casos analizados, resulta ser más conservador que el propuesto por la norma peruana E.060, siendo aproximadamente 23% mayor, brindando mayor resistencia ante las cargas aplicadas.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda revisar constantemente las actualizaciones del código ACI 318 y compararlo a las normas nacionales vigentes que lo utilizan como base para sus propios reglamentos. Según la versión utilizada, puede haber variaciones en las consideraciones para el diseño de un mismo elemento estructural.
- Para futuras investigaciones, se recomienda proponer diferentes modelos de armadura (puntal – tirante) para los mismos elementos estudiados en esta tesis; para el caso de vigas de gran peralte, evaluar la influencia de la discretización de carga distribuida.
- Se recomienda comparar los modelos puntal – tirante para distintos ángulos entre puntales y tirantes para determinar un rango que provea un mejor diseño. Y para el caso de muros, expandir el estudio a otros casos que presenten distintas condiciones, por ejemplo, muros con presencia de aberturas.

Bibliografía

- Abdel-Nasser, A. G., Sharaf, T. A., Ibrahim, H. M., y Abdel-Galil, E. Y. (2017). Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams Using Nonlinear Strain Model. *Port-Said Engineering Research Journal*, 21, 231 y 232. doi:10.21608/pserj.2017.33372
- Aedo, M. A. (2004). *Modelo Puntal-Tensor aplicado al diseño de elementos de hormigón armado*. Valdivia. Obtenido de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2004/bmfcia996m/doc/bmfcia996m.pdf>
- American Concrete Institute. (2011). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-11)*. Farmington Hills, Michigan.
- American Concrete Institute, ACI - 318. (Martes 26 de Febrero de 2019). American Concrete Institute. Farmington Hills, MI 48331. doi:10.14359/51716937
- American Concrete Institute, ACI. (Martes 26 de Febrero de 2019). *American Concrete Institute*. Obtenido de <https://www.concrete.org/aboutaci.aspx>
- Anwar, N. (2016). *Strut and Tie Models: Analysis and Design*. Pathum Thani: Elsevier Science. Obtenido de <https://books.google.com.pe/books?id=8lx4CgAAQBAJ>
- Atkin, R. J. (1980). *An Introduction to the Theory of Elasticity*, ed. Dover.
- Basu, D. (29 de Abril de 2017). Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry buildings. *ELSEVIER*, págs. 1, 2. Obtenido de <https://www.deepdyve.com/lp/elsevier/strut-and-tie-model-for-seismic-design-of-confined-masonry-buildings-Rc0KaCn33T>
- Briceño, B. (2015). Mecánica estática, Armaduras. 2. Obtenido de https://es.slideshare.net/brayan_jose/armaduras-tipos-clasificaciones-aplicaciones-en-la-ingeniera-ecuaciones
- British standards institution. (2008). *BS EN 1992-1-1:2004. Eurocode 8 design of structures in seismic regions London (UK): Institution of Civil Engineers*.
- Buxton, J. R. (2017). Strut and tie modeling of multistory, partially grouted, concrete masonry shear walls with openings. *Bringham Young University ScholarsArchive*, 2. Obtenido de <https://scholarsarchive.byu.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=7292&context=etd>
- Caruajulca, E. C. (2014). *Sistema de muros con ductilidad limitada*. Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.

- Chero Damian, J. M. (2017). *Muros de corte de concreto armado*. JM Structures. Obtenido de <https://docplayer.es/63808141-Juan-manuel-cherodamian-muros-de-corte-de-concreto-armado-shear-wall.html>
- Chetchotisak, P., Teerawong, J., Yindeesuk, S., y Song, J. (2014). New Strut-and-Tie-Models for Shear Strength Prediction and Design of RC Deep Beams. *Computers and Concrete Vol. 13, No.7*. doi:<http://dx.doi.org/10.12989/cac.2014.13.7.000>
- Collins, M. P., y Mitchell, D. (1986). Rational approach to shear design—The 1984 canadian code provisions. En *ACI journal proceedings Vol. 83 No. 6* (págs. 925–933).
- Colmenarez, A. (29 de Noviembre de 2019). *Armaduras e Importancia*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/269801706/Armaduras-e-Importancia>
- Cruz, K. M. (26 de Septiembre de 2019). *Academia*. Obtenido de https://www.academia.edu/31109757/Chapter_1_Introduction_to_Reinforced_Concrete_Design
- Dr. Suresh Borra, P. N. (15 de Marzo de 2015). *Design Method of Reinforced Concrete Shear Wall Using EBCS*. Obtenido de American Journal of Engineering Research (AJER): [http://www.ajer.org/papers/v4\(03\)/E043031043.pdf](http://www.ajer.org/papers/v4(03)/E043031043.pdf)
- E. Harmsen, T. (2005). Metodo de los puntales y tirantes. En T. E. Harmsen, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (pág. 285). Lima, Peru: Fondo Editorial. Obtenido de https://books.google.com.pe/books?id=Gr3Ga9__NB4C&pg=PA585&lp g=PA585&dq=metodo+puntal+tirante&source=bl&ots=0FJrVuZMVA&sig=ACfU3U1V47MaFj9VnGNlv_z-_TXgjANHwQ&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwjwpvbOkdrgAhUlvKwKHdVmApUQ6AEwBH oECAUQAQ#v=onepage&q=metodo%20puntal%20
- European Committee for Standarization (CEN). (2004). *Eurocode 2 - Design of concrete structures*. Brussels. Obtenido de <https://www.concretecentre.com/Concrete-Design/Design-Codes/Eurocode-2/Stut-and-Tie.aspx>
- Fatás, G., y Borrás, G. M. (1993). Diccionario de términos de arte. Madrid, España : Ediciones del Prado.
- Feinstein, A. (1985). *Clinical Epidemiology: The Architecture of Clinical Research*. Philadelphia: WB Saunders Company.
- Fitoury, J. (2009). Concrete Walls. *Corsmit*, iii, iv y 1. Obtenido de http://homepage.tudelft.nl/p3r3s/MSc_projects/reportFitoury.pdf
- Gavilán, J. J., Flores, L., y Alcocer, S. (2013). Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*, 55-76. Obtenido de

http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2013000200003&lng=es&tlng=es

- Hernandez, R., Fernandez, C., y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (5ta ed.). DF. Mexico: McGraw-Hill Interamericana Editores.
- Hibbeler, R. C. (2010). *Ingeniería mecánica- Estática. 12° edición*. Pearson Educación, México.
- Huang, C., y Sheu, M. (1994). Experimental and theoretical studies of RC shear walls undervarying axial and lateral loads. *In: Proc fifth US national conference on earthquake engineering*, 15-24.
- Huapaya Huapaya, C. A. (2009). *Diseño de elementos de concreto armado utilizando modelos de puntal y tirante. Hacia una guía metodológica*. Lima: Pontificia Universidad Catolica del Peru.
- Hugo, I. (26 de Marzo de 2010). *NORMAS TECNICAS DE INGENIERIA*. Obtenido de <http://normastecnicasingenieria.blogspot.com/2010/03/nodos.html>
- Hwang, S.-J., Fang, W.-H., Lee, H.-J., Yu, y Hsin-Wan. (2001). *Analytical model for predicting shear strength of squat walls*. ASCE.
- Ismail, K. S., Guadagnini, M., y Pilakoutas, K. (2018). Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams. *Journal of Structural Engineering*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/322221966_Strut-and-Tie_Modeling_of_Reinforced_Concrete_Deep_Beams
- Kassem, W. (19 de Diciembre de 2014). Shear strength of squat walls: A strut-and-tie model and closed-form design formula. *Elsevier*, pág. 431. Obtenido de https://www.academia.edu/35147685/Shear_strength_of_squat_walls_A_strut-and-tie_model_and_closed-form_design_formula
- Lajo Pérez, R. (1990). *Léxico de arte*. Madrid, España: Akal.
- León, J. C. (2010). Evaluación experimental del método de puntales y tensores aplicado a muros de concreto de baja altura. *INGENIERÍA E INVESTIGACIÓN VOL. 30 No. 1*. Obtenido de <http://www.scielo.org.co/pdf/iei/v30n1/v30n1a02.pdf>
- Leu, L.-J., Huang, C.-W., Chen, C.-S., y Liao, Y.-P. (Junio de 2006). Strut-and-tie design methodology for three-dimensional reinforced concrete structures. *Journal of structure engineering*, pág. 930. Obtenido de https://www.academia.edu/3063255/Strut-and-Tie_Design_Methodology_for_Three-Dimensional_Reinforced_Concrete_Structures

- Linaja Garcia, G. M. (2019). *Comportamiento de vigas de gran peralte empleando tecnicas modernas frente a las exigencias de la norma peruana de concreto armado*. Tacna: Universidad privada de Tacna.
- Luy, I. J. (2018). Avances de la nueva norma E.060 - Concreto Armado. *Ciclo de conferencias magistrales - 42° Aniversario SENCICONIVERSARIO SENCICO*, (pág. 3). Lima. Obtenido de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=718>
- MacGregor, J. (2002). Derivation of strut-and-tie models for the 2002 ACI code. *ACI Publication SP-128, Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models*, 7-40.
- MacGregor, J., y Wight, J. (2005). *Reinforced concrete: mechanics and design*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.
- Mathern, G. C. (2010). Strut-and-tie modelling of reinforced. *CHALMERS*, 1. Obtenido de <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/132140.pdf>
- Mendez, A. (2001). *Metodologia, diseño y desarrollo del proceso de investigacion* (3ra ed.). Colombia: Editorial McGraw-Hill.
- Mitchell, D., Cook, W. D., Uribe, C. M., y Alcocer, S. M. (2002). Experimental verification of strut-and-tie models. *ACI Structural Journal*, 41 - 62. doi:10.14359/12411
- Moehle, J. P. (2019). Key Changes in the 2019 Edition of the ACI Building Code (ACI 318-19). 25 y 26.
- Montalvo, G., Bonilla., M., Casco., M., Chicaiza., G., Robalino, F., y Silva., E. (s.f.). Muros de corte. Obtenido de http://www.academia.edu/35243886/muros-de-corte_1_.docx
- Mora, D. F. (2018-1). *METODO DEL ELEMENTO FINITO Y AutoFEM®*. Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Cuautitlán Izcalli, Mexico. Obtenido de http://olimpia.cuautitlan2.unam.mx/pagina_ingenieria/mecanica/mat/mat_mec/m1/Elemento_finito_Autofem.pdf
- Moroni, M. O. (2002). *Concrete shear wall construction*. Santiago de Chile. Obtenido de http://mitigation.eeri.org/files/concrete_shear_wall.pdf
- Muttoni, A., Schwartz, J., y Thürlimann, B. (1997). Design of concrete structures with stress fields. Birkhäuser Verlag, Germany.
- Nagarajan, P., y Pillai, T. M. (2008). Original Article Development of strut and tie models for simply supported deep beams using topology optimization. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/26572588_Development_of_

strut_and_tie_models_for_simply_supported_deep_beams_using_topo
logy_optimization

- Nakachi, T., Toda, T., y Makita, T. (1992). Experimental study on deformation capacity of reinforced concrete shear walls after flexural yielding. En *In: Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering* (págs. 3231–3236).
- Novak, L. (17 de Febrero de 2017). *The Practicing Engineer's Guide to Designing Concrete by Strut and Tie Modeling by ACI 318*. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=lkui7d-DB-k>
- Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Shiu, K. N., y Corely, W. G. (1984). Web crushing of reinforced concrete structural walls. En *ACI journal Proceedings*, Vol. 81, No. 3 (págs. 231-241).
- Owatsiriwong, A. (2013). *Strut-and-Tie-Modeling in Reinforced Concrete Structures Basics and Applications*. Bangkok. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/320395064_Strut-and-Tie-Modeling_in_Reinforced_Concrete_Structures_Basics_and_Applications
- Patil, S. S., Swami, P. S., y Kore, P. N. (2015). Behavior of Concrete Deep Beams with High Strength Reinforcement. *International Journal of Current Engineering and Technology*, 3123. Obtenido de <https://inpressco.com/wp-content/uploads/2015/09/Paper53122-3125.pdf>
- Perez, J. J. (2016). Application of Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry shear walls. *Modena, da Porto & Valluzzi (Eds)*, 2257. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/311314152_Application_of_Strut-and-Tie_Model_for_seismic_design_of_confined_masonry_shear_walls_Proceedings_of_the_16th_International_Brick_and_Block_Masonry_Conference_Padova_Italy_26-30_June_2016
- Qazi, S. (2014). strut-and-tie model for a reinforced concrete wall strengthened with carbon fiber-reinforced polymers. *CICE - Composites in Civil Engineering*, 1. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/269293062_Strut-and-tie_model_for_a_reinforced_concrete_wall_strengthened_with_carbon_fiber-reinforced_polymers
- Ramirez, J., y Breen, J. (1991). Evaluation of a modified truss-model approach for beams in shear. *ACI Structural Journal*, 10.
- Robin Tuchsherer, D. B. (2011). *Strut and Tie Model Design Provisions*. Chicago, Illinois: Prestressed Concrete Institute Journal.

- Ryan, V. (25 de Junio de 2009). (W. A. Teachers, Editor) Obtenido de <http://www.technologystudent.com/struct1/strut1.htm>
- Schlaich, J. S. (1987). Towards a Consistent Design of Structural Concrete. En *PCI*, Vol. 32, No. 3 (págs. 75-150).
- Schlaich, J., y Anagnostou, G. (1990). Stress fields for nodes of strut-and-tie models. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 1, 11.
- Schlaich, J., Schäfer, K., y Jennewein, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal, special report*, 77.
- SENCICO. (2006). Norma Técnica de Edificación E. 020, Cargas. *Reglamento Nacional de Construcciones*.
- SENCICO. (2009). NORMA E.060 CONCRETO ARMADO. En *E.060 Concreto Armado* (págs. 26, 28 y 29). Lima: DIGIGRAF CORP. SA.
- SENCICO. (2009). Norma Técnica de Edificación E. 060, Concreto Armado. *Reglamento Nacional de Construcciones*.
- SENCICO. (2019). E.060 Concreto Armado (Discussion Publica). Lima. Obtenido de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=233>
- Soluciones especiales. (29 de Noviembre de 2019). *El acero de refuerzo en la obra*. Obtenido de <http://www.solucionesespeciales.net/Inmobiliaria/CostosGuias-ElAceroEnLaConstruccion.pdf>
- The Concrete Centre. (2014). En C. H. Goodchild, *Strut and Tie Models* (pág. 3). London. Obtenido de <https://www.concretecentre.com/Codes/Eurocode-2/Strut-and-Tie.aspx>
- Timoshenko, S., y Godier, J. (1951). *Theory of elasticity*. McGraw-Hill.
- Universidad politecnica de madrid. (2009). Analisis de estructuras. *Proyecto de estructuras de hormigon*, 1 y 2. Obtenido de http://ocw.upm.es/mecanica-de-medios-continuos-y-teoria-de-estructuras/practica-en-proyecto-de-estructuras-de-hormigon/material-de-clase-1/documentos/3-bases-de-calculo/bc3_analisis_2009.pdf
- Universidad Técnica de Ambato. (2015). *Cálculo y diseño de muros de corte*. Ambato. Obtenido de <https://es.slideshare.net/rodilmartineshuaches/muros-de-corte-55630674>
- Uribe, C. M., y Alcocer, S. M. (2002). Deep Beam Design in accordance with ACI 318-2002. *ACI Structural Journal*, 65-80. doi:10.14359/12412
- Villalba Vázquez, A., y Vargas García, J. A. (2006). Aplicación del método de puntales y tensores en el diseño estructural de diafragmas con aberturas utilizados en puentes formados por trabescajón. *Sociedad Mexicana de ingeniería estructural*. Obtenido de

https://www.academia.edu/28010375/Aplicaci%C3%B3n_del_m%C3%A9todo_de_puntales_y_tensores_en_diafragmas_para_puentes_formados_por_trabes_caj%C3%B3n

Villareal, D. G. (8 de Julio de 2015). Muros de ductilidad limitada. (Adalberto, Entrevistador)

Wang, J. (2008). A macro model for reinforced concrete structural walls having various opening ratios. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 1 y 2. Obtenido de <http://www.14wcee.org/Proceedings/files/05-01-0105.PDF>

Williams, C. S. (2011). *Strut-and-tie model design examples for bridge*. Austin: University of Texas Libraries.

Zachar, J. A., y Naik, T. R. (1996). Métodos de diseño por resistencia última para concreto reforzado aplicados en todo el mundo. *Materials and Structures*. Obtenido de <http://imcyc.com/revista/1998/oct/disenho.htm>

Zambrano, R. (2009). *Concreto Armado*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/ricardozambrano/fundamentos-concreto-armado>

Anexos

Anexo 1: Matriz de consistencia.

Matriz de consistencia									
Titulo: DISEÑO DE VIGAS DE GRAN PERALTE Y MURO DE CORTE DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL MÉTODO PUNTAL - TIRANTE									
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variables		Indicadores	Metodología			
¿Cómo emplear el método puntal - tirante a elementos no esbeltos para diseñar vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura de concreto armado?	Obtener un acercamiento al diseño de elementos no esbeltos de concreto armado (vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura), para diseñar modelos puntal-tirante, con base en el código ACI 318-19.	El estudio y aplicación del método puntal – tirante permite obtener un acercamiento al diseño de elementos no esbeltos de concreto armado (vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura) utilizando los lineamientos indicados en el código ACI 318-19.	Variable independiente	Vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura	Fuerzas de corte	Método			
						Deductivo			
			Variable dependiente	Metodo puntal - tirante	Capitulo 23 (ACI 318-19)	Orientacion			
						Aplicada			
						Enfoque			
						Cuantitativo			
						Recolección de datos			
						Prolectivo			
Problema específico 1	Objetivo específico 1	Hipótesis específica 1	Variable independiente	Fundamentos teoricos y requerimientos del ACI 318	Codigo ACI 318-19	Tipo			
						Descriptivo			
						Nivel			
						Descriptivo			
¿Cuáles son las bases teóricas y requerimientos normativos para utilizar el método puntal-tirante?	Establecer los fundamentos teóricos y requerimientos del código ACI 318-19 para generar modelos de armadura (puntal – tirante) de elementos de concreto armado (vigas de gran peral y muros de corte de baja altura).	Los fundamentos teóricos y requerimientos del código ACI 318-19 permiten generar modelos de armadura (puntal – tirante) para elementos de concreto armado.	Variable dependiente	Elementos de concreto armado	Flexion y compresion	Diseño			
						No Experimental			
						Prospectivo			
						Transversal			
Problema específico 2	Objetivo específico 2	Hipótesis específica 2	Variable independiente	Comportamiento de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura	Fuerzas internas (traccion y compresion)	Estudio del diseño			
						Estudio de cohortes			
						Población			
						Vigas de gran peralte y muro de corte de concreto armado			
¿Cómo se generan modelos puntal-tirante que representen el comportamiento real de un miembro de concreto armado?	Proponer modelos puntal – tirante para representar el comportamiento real de vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura con diferentes relaciones de esbeltez.	Los modelos puntales – tirante representan el comportamiento real vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado con diferentes relaciones de esbeltez.	Variable dependiente	Modelos puntal - tirante	Angulo entre puntal y tirantes	Muestra			
						Tres (3) vigas de gran peralte de diferente esbeltez y un (1) muro de corte de concreto armado			
			Problema específico 3	Objetivo específico 3	Hipótesis específica 3	Variable independiente	Geometria del elemento estructural	Relacion de esbeltez (Ln/H)	Técnicas
									Muestreo sistemático
Juicio de expertos									
Procedimiento									
¿Cuál es la influencia de la relación de esbeltez en el diseño de elementos de concreto armado?	Evaluar la relación de esbeltez y el acero de refuerzo para el diseño de elementos de concreto armado.	Los miembros más esbeltos requieren menor acero de refuerzo en las zonas en tracción de los elementos de concreto armado para los casos de estudio (vigas de gran peralte y muros de baja altura).	Variable dependiente	Acero de refuerzo	Area de Acero (mm2)	Procesamiento de datos: Diagramas de esfuerzos principales y fuerzas internas			
						Cuadros y gráficos: Microsoft Excel, AutoCad, ETABS			

Fuente: Elaboración propia