



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**MÉTODO PUNTAL-TENSOR CON ACI 318-19 Y
COMPARATIVA CON NTC-17**

TESIS

Que para obtener el grado de
**MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL
OPCIÓN TERMINAL EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

ING. JOSÉ LUIS PÉREZ ROCHA

Director de tesis:

DR FILIBERTO CANDIA GARCÍA.

Codirector al:

M.I. MARTIN CASTILLO FLORES.

Puebla, Pue.

JUNIO 2021



BUAP

Oficio No. SIEP/o886/2021

C. José Luis Pérez Rocha

Matrícula 219470114

Pasante de la Maestría en Ingeniería

con opción terminal en Estructuras

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo con su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Método puntual-tensor con ACI 318-19 y comparativa con NTC-17**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, asignándose como Director al Dr. Filiberto Candia García y Codirector al M. I. Martín Castillo Flores.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, abril 27 de 2021.

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora

Director



C.c.p. Dr. Filiberto Candia García y M.I. Martín Castillo Flores, Director y Codirector del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

AEPS/JPHT/sco*

Facultad
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
sh, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
222 229 55 00 Ext. 7610

H. Puebla de Zaragoza a 06 de julio de 2021.


M.I. Angel C. Guerrero Zamora
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
Presente

Por medio de la presente informo que la tesis autorizada en el Oficio No. SIEP/0886/2021, con el tema titulado "Método puntal-tensor con ACI 318-19 y comparativa con NTC-17", de la cual fui asignado como director, ha sido concluida, alcanzando y cumpliendo satisfactoriamente con los objetivos planeados inicialmente.

Por lo anterior no tengo inconveniente en que el alumno José Luis Pérez Rocha, con matrícula 219470114, continúe con los trámites de titulación pertinentes para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras.

Hago valida la ocasión para reiterar a usted la seguridad de su más alta y distinguida consideración.

ATENTAMENTE



Dr. FILIBERTO CANDIA GARCÍA
Director del tema de tesis

C.c.p. Archivo
C.c.p. Interesado

Dedicatorias.

A mis padres:

Jose Luis Carmelo Pérez Álvarez

Fidela Rocha Martínez

Por el cariño y apoyo que siempre me han brindado, a lo largo de mi vida.

A mis hermanas.

María del Carmen Pérez Rocha.

Sandra Pérez Rocha.

Por su apoyo y confianza que me tienen.

Con agradecimiento a familia.

A los amigos de años.

A los compañeros de la séptima generación de la maestría.

A todas las personas que me ayudaron a lo largo de estos 2 años.

Agradecimientos.

A la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla por la beca otorgada para la realización de mis estudios de posgrado

Al director de la Facultad M.I. Ángel Cecilio Guerrero Zamora.

Al director de la tesis Dr. Filiberto Candia García.

Al codirector de la tesis M.I. Martin Castillo Flores.

Índice

| | |
|---|-----------|
| Introducción..... | 11 |
| CAPÍTULO I BASES DE DISEÑO DEL MÉTODO PUNTAL-TENSOR DE ACUERDO CON EL CÓDIGO ACI 318-19..... | 12 |
| 1.1. Definición de elementos lineales..... | 13 |
| 1.2. Definición de materiales. | 15 |
| 1.3. Hipótesis para diseño de trabe de concreto reforzado..... | 15 |
| 1.3.1. Teoría Lineal. | 15 |
| 1.3.2. Teoría no lineal. | 16 |
| 1.4. Definición de elementos del Método Puntal-Tensor. | 16 |
| CAPÍTULO II MÉTODO PUNTAL-TENSOR..... | 21 |
| 2.1. Antecedentes Históricos..... | 22 |
| 2.2. Descripción de modelo Puntal-Tensor. | 25 |
| 2.3. Procedimiento para el diseño con el Método Puntal-Tensor mediante ACI 318-19..... | 26 |
| 2.3.1. Identificar zona D. | 27 |
| 2.3.2. Determinación de los Esfuerzo Resultante. | 28 |
| 2.3.3. Selección del Método Puntal-Tensor. | 28 |
| 2.3.4. Metodología para encontrar el Método Puntal-Tensor..... | 29 |
| 2.4. Trabe de gran peralte..... | 32 |
| 2.4.1. Cargas puntuales. | 33 |
| 2.4.2. Carga distribuida. | 34 |
| 2.5. Ménsula..... | 36 |
| CAPÍTULO III METODOLOGÍA DEL PUNTAL-TENSOR MEDIANTE ACI 318-19..... | 38 |
| 3.1. Metodología de diseño lineal..... | 39 |
| 3.1.1. Clasificación de trabe de gran peralte (Capítulo 9.9.1.1)..... | 39 |
| 3.1.2. Límites dimensionales (Capítulo 9.9.2)..... | 40 |
| 3.1.3. Límites del refuerzo (Capítulo 9.9.3). | 40 |
| 3.1.4. Detalle del refuerzo (Capítulo 9.9.4)..... | 42 |
| 3.2. Metodología de diseño por Método Puntal-Tensor..... | 44 |
| 3.2.1. Identificación de zonas B y D. | 45 |

| | | |
|--|---|------------|
| 3.2.2. | Determinación de Esfuerzo por zonas..... | 45 |
| 3.2.3. | Elección de Método Puntal-Tensor, definición de geometría general. | 45 |
| 3.2.4. | Representación gráfica del Método Puntal-Tensor..... | 46 |
| 3.2.5. | Cálculo de fuerzas en Puntales y Tensores..... | 47 |
| 3.2.6. | Dimensionamiento de zonas nodales y elementos..... | 47 |
| 3.2.7. | Diseño de los puntales. | 47 |
| 3.2.8. | Diseño de los tensores. | 52 |
| 3.2.9. | Diseño de las zonas nodales..... | 54 |
| 3.2.10. | Diseño optimizado..... | 56 |
| 3.3. | Resistencia de diseño..... | 57 |
| CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABE DE GRAN PERALTE MEDIANTE EL MÉTODO PUNTAL-TENSOR | | 58 |
| 4.1. | Trabe de gran peralte con cargas puntuales. | 59 |
| 4.1.1. | Ejemplo 1..... | 59 |
| 4.1.2. | Ejemplo 2..... | 65 |
| 4.1.3. | Ejemplo 3..... | 71 |
| 4.1.4. | Ejemplo 4..... | 77 |
| 4.2. | Trabe de gran peralte con carga distribuida. | 83 |
| 4.2.1. | Ejemplo 1..... | 83 |
| 4.2.2. | Ejemplo 2..... | 88 |
| 4.3.0. | Muro con abertura..... | 95 |
| 4.4.0. | Ménsula..... | 106 |
| CAPÍTULO V COMPARATIVA DEL METODO PUNTAL-TENSOR ENTRE NTC Y ACI 318..... | | 114 |
| 5.1. | Comparativa entre ACI y NTC..... | 115 |
| 5.2. | Resumen de comparativa entre ACI 318 vs NTC..... | 127 |
| 5.3. | Encuesta sobre diseño de trabe de gran peralte..... | 128 |
| Conclusiones..... | | 134 |
| Recomendación..... | | 135 |
| Bibliografía..... | | 136 |
| Anexos | | 138 |

Resumen

En los elementos de concreto reforzado las hipótesis de Navier-Bernoulli, son la base de todo diseño a flexión, cortante y torsión, ya que nos indican que las secciones se mantienen planas antes y después de las deformaciones, con los estudios de Collins y Mitchell en la década de los 80's se comprobó un comportamiento diferente originado por discontinuidad geométrica y/o de carga, donde se observó que las trayectorias de esfuerzos presentan una distribución no lineal. Al que los investigadores nombraron como método puntal-tensor, para diseñar se desarrolló en la Universidad de Illinois el primer software llamado CAST, mismo que se validó en este trabajo, el cual es utilizado para los siguientes elementos: trabes de gran peralte, muros de concreto con aberturas y ménsulas. La idea fundamental de este método es establecer una armadura idealizada en la trayectoria de esfuerzos, conformada por los esfuerzos a compresión denominados como "Puntales" y los esfuerzos a tensión denominados como "Tensores", los cuales se encuentra conectados por zonas nodales. Además, a que saber que el método no presenta una única solución depende de la experiencia del diseñador y la complejidad de la armadura propuesta. Esta investigación tiene como objetivo el diseño de varios ejemplos con la armadura idealizada más optima, además de cumplir con los requerimientos del capítulo 23 de ACI-318-19 y a la vez la comparativa con las NTC-17 en donde se presentó por primera vez el método el cual tiene como base al ACI-318-14, lo que originó el desconocimiento del método para la mayoría de estudiantes de nivel licenciatura en Ingeniería Civil.

Abstract

In reinforced concrete elements, the Navier-Bernoulli hypotheses are the basis of all bending, shear and torsion design, since they indicate that the sections remain flat before and after the deformations, with the studies of Collins and Mitchell. In the 1980's, a different behavior originated by geometric and/or load discontinuity was verified, where it is shown that the stress trajectories present a non-linear distribution. What the researchers named the strut-tie method, to design the first software called CAST was developed at the University of Illinois, which was validated in this work, which is used for the following elements: large cantilever beams, concrete walls. concrete with openings and corbels. The fundamental idea of his method is to establish an idealized reinforcement in the stress path, made up of the compressive stresses known as "Struts" and the tensile stresses known as "Tie", which are connected by nodal zones. Furthermore, knowing that the method does not present a single solution depends on the experience of the designer and the complexity of the proposed truss. This research aims to design several examples with the most optimal idealized truss, to meet the requirements of chapter 23 of ACI-318-19 and at the same time the comparison with the NTC-17 where the method was presented for the first time which is based on ACI-318-14, which led to the lack of knowledge of the method for the majority of undergraduate students in Civil Engineering.

Introducción

El método puntal-tensor es una herramienta de diseño para las deformaciones no lineales originadas por discontinuidades geométricas o de carga o regiones D. Aquí se producen grandes concentraciones de esfuerzos, por lo cual se debe tener mucha atención para evitar fallas en los elementos, la idea fundamental del método es sustituir las trayectorias de esfuerzos, por una armadura idealizada, en donde las zonas en compresión son representado por “Puntales” y las zonas en tensión por “Tensores”, los cuales están conectados en zonas nodales, Con el paso de las décadas y el desarrollo de los estudio el método puntal-tensor se ha difundido en la mayoría de los códigos. Para el ACI la primera aparición fue en Apéndice A del código ACI 318-2002, en cambio para las NTC, la primera aparición fue en la última edición (NTC-17), es decir 15 años de diferencia para el conocimiento del método una de las razones del desconocimiento del diseño para los estudiantes de licenciatura. El método es aplicable para los siguientes elementos: trabes de gran peralte, ménsulas, cambios de secciones, esquinas de marcos, zonas de apoyos aberturas en trabes y muros. También se utiliza en estructuras tridimensionales como cabezales de pilotes. Para el desarrollo de diseño del método puntal-tensor y la armadura más optima se presenta los siguientes ejemplos: trabes de gran peralte con carga puntual y distribuida, muro de concreto con apertura y ménsula. Todos los ejemplos anteriores se diseñarán de acuerdo a los requerimientos del capítulo 23 del Código ACI 318-19. Para toda armadura idealizada debe ser isostática. Además, se establecen los fundamentos teóricos que sustenta el diseño con método puntal-tensor. Con la utilización de los softwares “CAST”, y “SAP 2000” se realizará una comparativa de resultados en los esfuerzos para puntales y tensores.

CAPÍTULO I BASES DE DISEÑO DEL MÉTODO PUNTAL-TENSOR DE ACUERDO CON EL CÓDIGO ACI 318-19.

El avance en las últimas décadas en la ingeniería estructural mediante los diversos softwares de cálculo se originó que se obtuviera una mayor eficiencia, economía y seguridad en las estructuras modernas de concreto reforzado basado en el código de American Concrete Institute (ACI). Los fundamentos principales de diseño de acuerdo con la hipótesis de Bernoulli para los elementos de concreto se consideran el agrietamiento en zonas de tensión, donde los esfuerzos son resistidos por el refuerzo longitudinal (varillas corrugadas de acero). Ambos materiales su comportamiento por debajo del límite elástico “Conocido como método de capacidad ultima o resistencia nominal” (ACI 318-02). Las cargas de diseño cuentan con un factor amplificador de acuerdo a la denominación de la carga. En la actualidad es más común el uso de la *Teoría de Plasticidad Unidimensional* en donde en la estructura se originan rotulas plásticas y la redistribución de esfuerzos, mediante un análisis no-lineal que se basa en los límites plásticos muy cercanos a la rotura total de la estructura. A partir de la década de 90’s los investigadores Collins y Mitchell, presentaron qué en elementos de concreto que presenta una discontinuidad geométrica y/o de carga por ejemplo ménsulas, muros de concreto, muros con abertura, zapatas aisladas, dados, zaparas corridas y trabes de gran peralte los cuales se presentan las dos teorías la lineal nombrada como zona B y no-lineal zona D. En el estudio del método puntal-tensor que la idea principal es una armadura idealizada en concreto capaz de resistir los esfuerzos cortantes mediante los elementos puntales en compresión y tensores en tensión, normalizado desde el código ACI 318-02 y actualmente sigue vigente en la última actualización del código ACI 318-19.

1.1. Definición de elementos lineales.

- Trabe.

El elemento horizontal lineal conocido como trabe o viga por lo general de forma rectangular es aquel que trabaja a flexión presentada Figura 1.1 (Capítulo 2.2. ACI 318-02), cuya resistencia provoca tensiones, compresión y en algún caso torsión, puede estar hecha de diversos materiales como madera, concreto, acero u otro material, por lo general se ocupa para sostener losas y muros.



Figura 1.1. Trabe de Concreto (Fuente Propia, 2020)

- Trabe de gran peralte.

El elemento horizontal que cumple con un claro libre medido entre caras de los apoyos que no exceda cuatro veces la altura total o a las regiones de la trabe con cargas concentradas dentro del doble de la altura del elemento desde el apoyo y que estén cargados en una de sus caras y apoyada en su cara opuesta, de manera tal que se puedan desarrollarse puntales de compresión ente las caras y los apoyos presentado Figura 1.2. (Capítulo 10.7. ACI 318-02). Las trabes de gran peralte se pueden diseñar usando el método puntal-tensor.

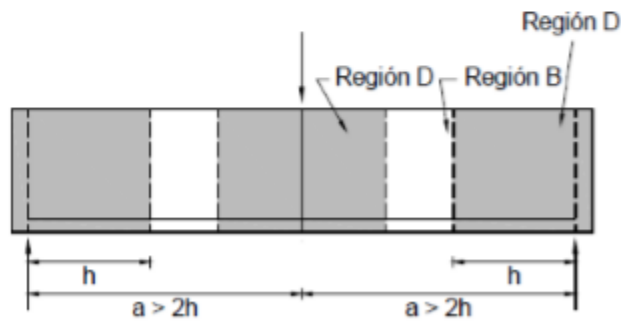
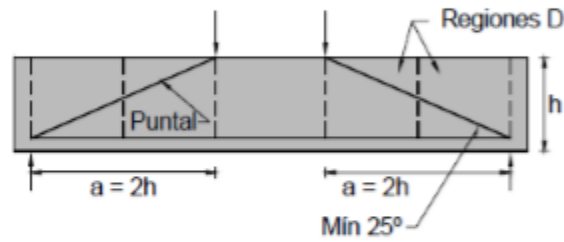
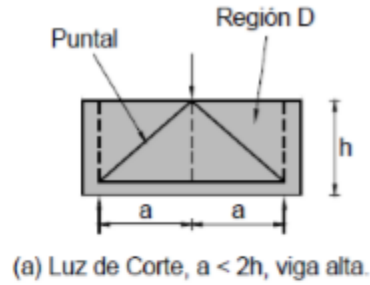


Figura 1.2. Descripción de traveses de gran peralte (ACI 318-02)

- Columna

El elemento vertical lineal de forma alargada que permite sostener el peso de una estructura que puede ser cuadrada, rectangular y circular, usado principalmente para resistir carga axial de compresión (Capítulo 2.2 ACI 318-02).

1.2. Definición de materiales.

- Concreto.

Mezcla de cemento Pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos (Capítulo 2.2 ACI 318-02).

- Concreto premezclado.

El concreto estructural mezclado en un lugar diferente de la ubicación de los elementos estructurales (Capítulo 2.2 ACI 318-02).

- Concreto reforzado.

Concreto estructural reforzado con no menos de una cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo no preesforzado (Capítulo 2.2 ACI 318-02).

- Acero de refuerzo.

Es el conjunto de varillas de acero que se utilizan para tomar los esfuerzos internos de tensión que se generan por la aplicación de cargas, contracción por fraguado y cambios de temperatura, en una estructura de concreto reforzado pueden ser varillas lisas o corrugadas con un límite de fluencia mínimo de grado 42 MPa (60,000 Psi) (Capítulo 2.2 ACI 318-02).

1.3. Hipótesis para diseño de trabe de concreto reforzado.

1.3.1. Teoría Lineal.

Las hipótesis de diseño elástico para trabes por flexión y cortante son las siguientes:

- El concreto no resiste a tensión que solamente el $0.1f'_c$ de su resistencia a compresión.
- El concreto en la gráfica de esfuerzo-deformación tiene un comportamiento lineal hasta alcanzar aproximadamente el $0.5f'_c$ de su resistencia a compresión.
- La deformación unitaria del concreto antes de la rotura es 0.003.

- La hipótesis de Bernoulli dice las secciones planas y perpendiculares al eje de la trabe antes de la deformación, siguen siendo planas y perpendiculares al eje de la trabe después de la deformación, (Miguel Cervera Ruiz, 2001).

1.3.2. Teoría no lineal.

La teoría de la plasticidad fue desarrollada a partir de 1930 inicialmente para metales, aunque se puede ser aplicada a otros tipos de material como el concreto y acero bajo la premisa que únicamente vamos a considerar la no linealidad del material, se asumen las siguientes hipótesis (Pino Velásquez, 2008).

- Que los desplazamientos y deformaciones son infinitesimales.
- La relación tenso-deformación es no lineal.

1.4. Definición de elementos del Método Puntal-Tensor.

- Discontinuidad (Región D)

Se produce en el cambio de geometría o en una carga o reacción concentrada. De acuerdo al principio de Saint Venant señala que los esfuerzos debidos a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia aproximadamente igual a la altura total del elemento h , medida desde la discontinuidad, por esta razón se supone que las discontinuidades se extiende una distancia h desde la sección donde se produce la carga o el cambio de geometría (Capítulo 23.2 ACI 318-19). Presentado en Figura (1.3. y 1.4).

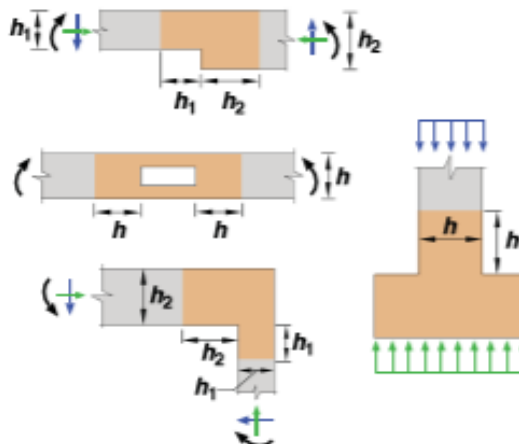


Figura 1.3. Discontinuidad geométrica (ACI 318-19)

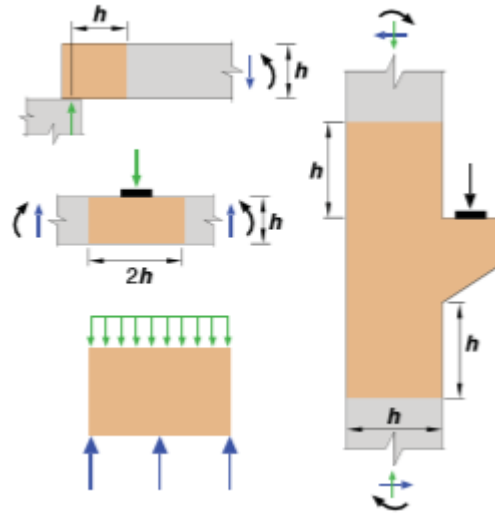


Figura 1.4. Discontinuidad geométrica y de carga (ACI 318-19)

- Región B (Hipótesis de Bernoulli).

Con lo señalado en la hipótesis de Bernoulli, que los elementos que son planos permanecen planos aun después de la carga, es el fundamento principal para el diseño de trabes a flexión en condiciones de agrietamiento (Apéndice A ACI 318-02). Representado en Figura 1.5.

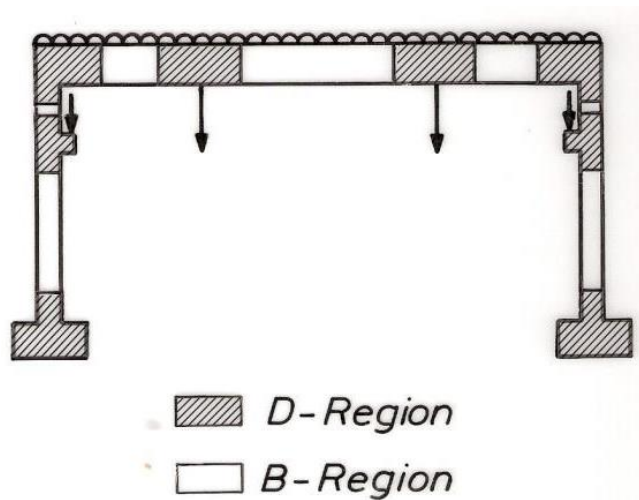


Figura 1.5. Ubicación de regiones D y B (ACI 318-02)

- Nodo

Se denominan nodos a los puntos de intersección entre los ejes de los puntales y los tensores, también se considera nodos a los puntos de aplicación de cargas externas, de igual manera los apoyos donde están implicadas las reacciones (Apéndice A ACI 318-02). Los nodos pueden presentar la siguiente clasificación de acuerdo con los signos de las fuerzas que actúan en él. Un nodo en compresión pura (**C-C-C**) Figura 1.6, un nodo con dos fuerzas compresión y una en tensión (**C-C-T**) Figura 1.7, un nodo con un fuerza con compresión y dos en tensión (**T-T-C**) Figura 1.8, un nodo en tensión pura (**T-T-T**) Figura 1.9.

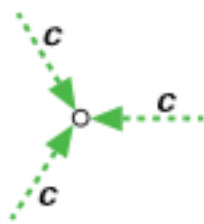


Figura 1.6. Nodo C-C-C (ACI 318-19)

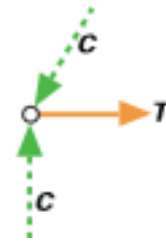


Figura 1.7. Nodo C-C-T (ACI 318-19)

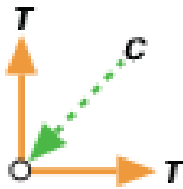


Figura 1.8. Nodo T-T-C (ACI 318-19)



Figura 1.9. Nodo T-T-T (ACI 318-02)

- Zonas nodales hidrostática.

Son las regiones que rodean los nodos Figura 1.10, cuyos anchos depende de las dimensiones de los puntales que llegan a dichos puntos y además se debe considerar el ángulo de inclinación (Apéndice A ACI 318-02).

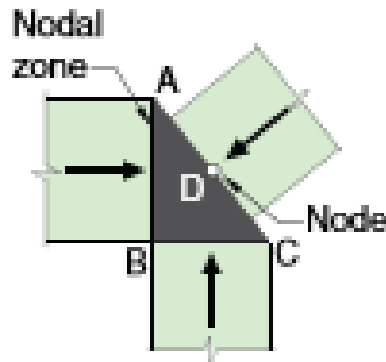


Figura 1.10. Zona nodal (ACI 318-19).

- Puntales.

La elección del tipo de puntal a usarse en el modelo de análisis depende de algunos factores, como el área de contacto entre el extremo del puntal y la zona nodal, de igual manera, se considera la resistencia efectiva en la zona nodal y por último el ancho respectivo de los apoyos (Capítulo 23.2 ACI 318-19).

- Puntal prismático idealizado o de borde.

El elemento que se encuentra a compresión en el método puntal-tensor (Apéndice A ACI 318-02). Generalmente como elementos prismáticos idealizados en el campo de compresión de esfuerzos con trayectorias uniformes y paralelas Figura 1.11.

- Puntal en forma de botella o interior.

El elemento puntal inclinado que producen esfuerzos de tensión perpendicular a la línea de acción de las cargas aplicadas (Apéndice A ACI 318-02), las cuales ser resistidos por esfuerzo transversal o por tensión del concreto Figura 1.11.

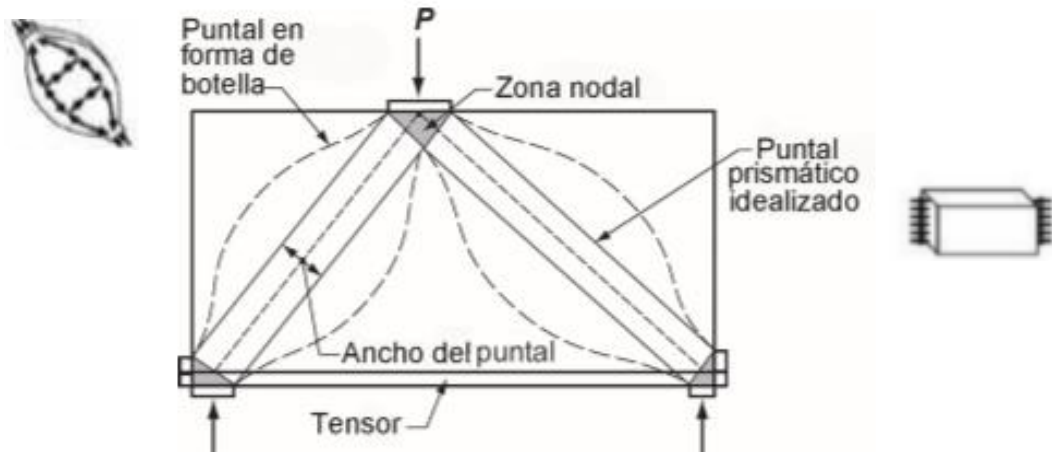


Figura 1.11. Puntal prismático y puntal de botella (ACI 318-02)

- Tensores

Es el elemento que se encuentra en tensión en el método puntal-tensor (Apéndice A ACI 318-02), estas piezas pueden ser de varilla de refuerzo corrugado o acero pretensado, es por esta razón que se puede aplicar en concreto reforzado y preesforzado, además se debe tomando en cuenta el recubrimiento mínimo de concreto Figura 1.12.

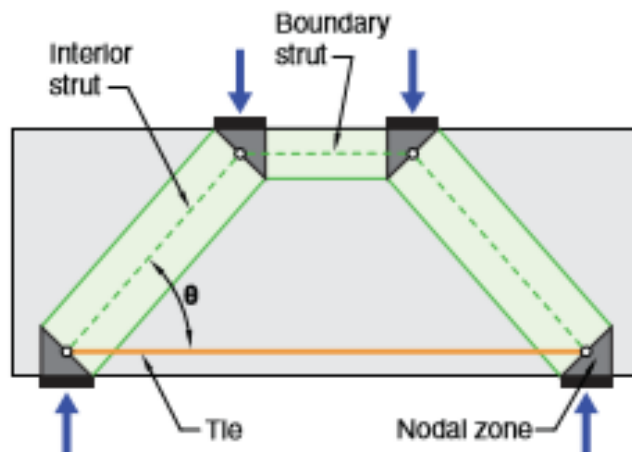


Figura 1.12. Tensor (ACI 318-19)

CAPÍTULO II MÉTODO PUNTAL-TENSOR.

El diseño de elementos de concreto estructural con base al método puntal-tensor cada vez tiene más presencia en los diversos códigos a nivel mundial, con características de discontinuada geométrica y/o de carga, tomando como referencia los requisitos de América Concrete Institute (ACI). Para estudiar el método se desarrollará los siguientes ejemplos. En traveses de gran peralte simplemente apoyadas son: una carga puntual central, dos cargas puntuales, una carga excéntrica y con carga uniformemente distribuida. En traveses de gran peralte con dos claros son: una carga puntual al centro de cada claro y con carga uniformemente distribuida, además de un muro con una carga puntual al centro del claro y una ménsula, de acuerdo a sus condiciones de dimensiones, la relación de peralte con respecto a la distancia entre los apoyos, todo diseño será mediante el capítulo 23 del ACI 318-19 y la comparación de resultado en la armadura idealizada en CAST y el software SAP 2000, se eligió este programa por la frecuencia en su uso para las estructuras.

2.1. Antecedentes Históricos.

El origen del Método Puntal-Tensor se remonta a principios de 1900, en los trabajos de los ingenieros alemanes RITTER y MÖRSCH que son considerados como los pioneros en el método, el primero August RITTER (1826-1908) que presentó el concepto de tensión diagonal en el alma y planteó una analogía con la armadura (1899), también afirmaba en su trabajo que los tensores contribuían a la resistencia a corte de un elemento de concreto reforzado de la tensión y pero no resiste a esfuerzos tangenciales. El modelo propuesto por RITTER no tuvo mucha aceptación en el medio profesional. Por consiguiente, aparecieron dos líneas de pensamientos, una en la que se creía que los tensores resistían tensiones tangenciales y otra en concordancia con RITTER que apoyaba la teoría de la tensión diagonal en el alma Figura 2.3.

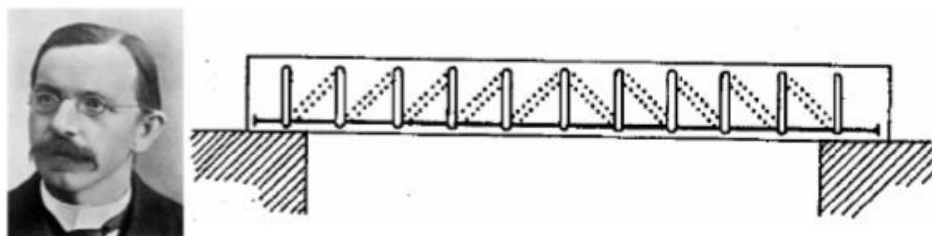


Figura 2.3. Modelo de armadura sometido a esfuerzos y cortantes (RITTER 1899)

La discusión de las dos líneas fue resuelta por Emil MÖRSCH (1872-1950) quien demostró en traveses que está sometido a tensiones tangenciales puras, entonces existe una tensión diagonal con inclinación de 45° . Por esto y como la resistencia del concreto a tensión es menor que la de compresión, la grieta se produce por tensión diagonal del alma Figura 2.4, con la aceptación de los profesionales de la época (1902) que publicó un libro titulado “La construcción en concreto armado. Su teoría y práctica”, de acuerdo al libro, se representa la ley de isostáticas en una pieza de concreto reforzado, considerando como un sólido isótropo. Se originó el análisis en equilibrio entre el incremento de la armadura de tensión, la resistencia de la armadura de corte y la compresión de puntales entre fisuras consecutivas.

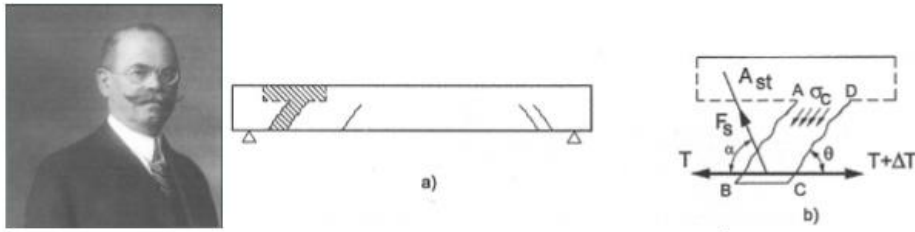


Figura 2.4. Modelo de trabe con esfuerzos de corte, tensión y compresión (MÖRSCH 1902)

Ambos estudios proporcionaron las bases para los actuales diseños al corte de trabes en los diversos códigos. A la fecha es difícil citar una fecha exacta del origen del método puntal-tensor, diversos autores como Leonhardt, Rosch, Kupfer (1910-1950) entre otros crearon una metodología científica más refinada y extensa del método con el concepto de la teoría de la plasticidad. En la década de los 80's los ingenieros canadienses COLLINS y MITCHELL (1984) consideraron las deformaciones del modelo de armadura y concluyeron al diseño racional por corte y torsión. Fue aceptado y siendo la primera norma en reglamentar el método es la Normas del Código de la Asociación de Concreto Canadiense (CAN3-A23.3-M84) Figura 2.5, se reglamenta la deformación suavizada para determinar la resistencia al agrietamiento de los puntales.

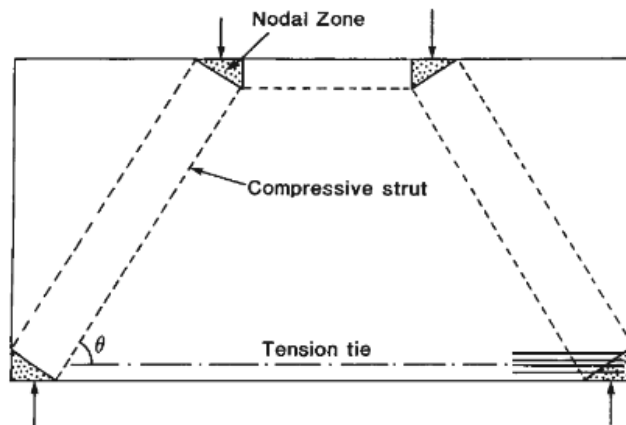


Figura 2.5. Modelo de armadura para trabes de gran peralte (CAN3-423.3-M84)

Con la divulgación del método se originó un debate sobre el riesgo y la compatibilidad de deformaciones entre el concreto y la armadura. Bay, Franz, Leonhardt y Thurlimann (1980-1988) mostraron que puede aplicarse el Método

Puntal-Tensor en traveses de gran peralte y en voladizo. De acuerdo a los estudios de Schlaich (1987), desarrollo un procedimiento de diseño Puntal-Tensor para zonas perturbadas que involucran escoger puntales de compresión orientados en la aproximación del flujo de esfuerzo obtenido de un análisis elástico. Con el desarrollo del método en la década de los 90's autores como MacGregor (1997), Muttoni (1997), y ACI 445R. Se inició con la división de zonas D y B. Con una gran recopilación de investigaciones internacionales diversos códigos reglamentaron el uso del método como son el caso del apéndice A del Código ACI 318-2002 (Primera mención del método), ACI 318-19, Eurocódigo 2, Código Canadiense, Código AASTHO, Código Alemán (DIN1045-1), CBH 87 (Bolivia), ACI 318S-08 (Chile), NSR-10 (Colombia), E.060 (Perú), NTCEC-17 (México). En el año 2006 M.D. BROWN, C.L. SANKOVICH, O. BAYRAK, J.O. JIRSA en su trabajo "Behaviour and efficiency of bottle-shaped struts" se dedicaron a probar 26 placas de concreto sometidas a cargas puntuales, en donde se comprobó que independientemente de las formas geométricas y el armado de los elementos el colapso es ocasionado de la misma manera. También observaron que la distribución del armado y la cantidad de la cuantía no son una variable de gran importancia. Para el año 2008 en el artículo titulado "An appraisal of the ACI strut efficiency factors" por D.K.SAHOO, R.K. GAUTAM, B.SINGH Y P.BHARGAVA, se realizan ensayos a 12 paneles cuadrados de 60 cm con 10 cm de espesor, teniendo como resultado la influencia del refuerzo en el factor de eficiencia de los puntales de concreto. Continuaron con sus ensayos y en 2011, vuelven a demostrar la importancia del armado transversal en los puntales en forma de cuello de botella, para así poder prevenir las fallas por splitting y las aberturas de las fisuras que se producen. Al igual que los códigos el uso de la tecnología fue utilizando para el análisis y diseño del método como es el caso de CAST "Computers Aided Strut and Tie" desarrollado en otoño de 1998 en la Universidad de Illinois. Este programa permite a los diseñadores optimizar rápidamente su diseño, manejar múltiples casos de cargas y generar detalles finales. De igual manera existen otros softwares como el Fachwerk creado en 2010 por el ingeniero Adrián Voltobel (Owatsiriwong, 2013), también AStrutTie creado en el 2014 por la empresa desarrolladora de software para ingeniería es el único que

utiliza el método del elemento finito. Además del software realizado en tesis de licenciatura de la Universidad Nacional de Ingeniería de Nicaragua (STDS). Se cuenta con software que nos proporcionan información para desarrollar el Método que los podemos dividir en dos ramas, los primeros programas que utilizan Método de los Elementos Finitos como son: ANSYS, ABAQUS, ALTAIR HYPERMESH, COMSOL, ELMER FEM, LS-DYNA, NASTRAN, PATRAN, QUICKFIELD Y RFEM. La segunda rama es de los programas para diseño estructural como son: SAP 2000, ETABS, STAAD.Pro, CYPECAD, MIDAS, AUTODESK ROBOT, TEKLA STRUCTURES, RAM ADVANSE y DLUBAL.

2.2. Descripción de modelo Puntal-Tensor.

La primera definió en ACI del modelo puntal-tensor fue “Un modelo de armadura de un elemento estructural, o de una región D de ese elemento, hecho con puntales y tensores conectados en los nodos, capaces de transferir las cargas mayoradas a los apoyos o hacia las regiones B adyacentes” (ACI 318-02). Se manejó una agrupación de conceptos de diseños mediante la clasificación de zonas de acuerdo a su comportamiento del elemento de concreto, la más estudiada y utilizada para las trabes comunes es la región B Figura 1.5, hace referencia a la hipótesis de Bernoulli, en la que establece que las secciones que eran originalmente planas permanecen planas después de la carga. La segunda región D Figura 1.5 “Zonas a discontinuidades de carga y/o geométricas donde la hipótesis de Bernoulli de distribución lineal de deformación no se cumple, como son el caso de esquinas de marcos, ménsulas y aberturas de muros (ACI 318-02). Con los estudios de las últimas décadas en la teoría de la plasticidad se puede entender mejor el fundamento de las regiones D, con la redistribución de esfuerzo y la creación de articulaciones plásticas. De acuerdo a lo anterior el método a estudiar consiste en la idealización de los campos de esfuerzos internos mediante un reticulado hipotético (armadura), en el cual los campos de esfuerzos a compresión son representados por puntales de concreto y los esfuerzos a tensión son representados

por tensores (Varilla de refuerzo), los cuales son unidos por conexiones llamados nodos Figura 2.6. (Morales Beyer, 2007).

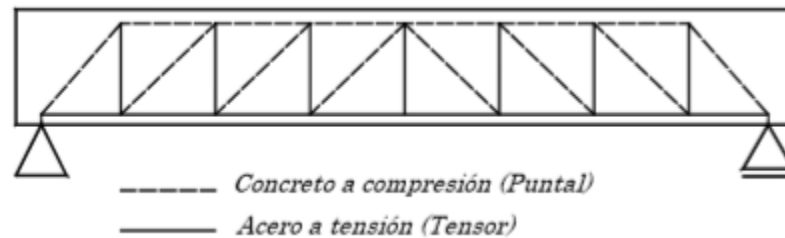


Figura 2.6. Modelo puntal tensor para trabe. (RITTER 1899)

Se considera para uso del método, definir la geometría y dimensiones en los elementos, además de evitar los siguientes límites de falla para la correcta aplicación y funcionamiento como son la inestabilidad o aplastamiento de los puntales, fluencia de los tensores, solo se general fuerzas uniaxiales en los puntales y tensores, todas las cargas puntales son aplicadas a nodos, evitar adherencia local o falla del anclaje y requisitos de detallado.

2.3. Procedimiento para el diseño con el Método Puntal-Tensor mediante ACI 318-19.

De acuerdo a las definiciones de las zonas que se generan el concreto, para el diseño de la trabe de gran peralte, la zona B se debe cumplir con los requisitos de diseño del capítulo 9 (Chapter 9.9 Deep beams ACI 318-19), y el diseño de la zona D en el capítulo 23 (Chapter 23-Strut and Tie Method ACI 318-19). El cual se debe cumplir con los siguientes pasos:

1. Definir y aislar cada zona D.
2. Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada zona D.
3. Seleccionar un modelo y calcular las fuerzas resultantes en los puntales y tensores para transferir estas fuerzas resultantes a través de la zona D.

Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y tensión, respectivamente.

4. Diseñar los puntales, tensores y zonas nodales de tal manera que tengan resistencia suficiente. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando la resistencia efectiva del concreto definida en 23.4.3 y 23.9.2. se diseña refuerzo para los tensores considerando la resistencia del acero definidas en 23.7.2. el refuerzo debe anclarse en o más de allá de las zonas nodales.

2.3.1. Identificar zona D.

Para el diseño más adecuado del modelo puntal-tensor iniciaremos con definir y aislar cada zona D también nombrada como Disturbed, Perturbadas, Discontinuity (Discontinuidad, Detail y Detalle). Presentada en esquinas de marcos, curvaturas, cambios de sección, aberturas, aplicación de cargas puntales y apoyos. Mediante un análisis estático nos permite la identifica los límites entre zonas Figura 2.7, donde se observa los esfuerzos y las trayectorias casi rectos es la denominada zona B, en cambios en la zona D se presenta trayectoria turbulenta además de la disminución de la intensidad de esfuerzo a medida que se aleja de la zona de concentración de tensión.

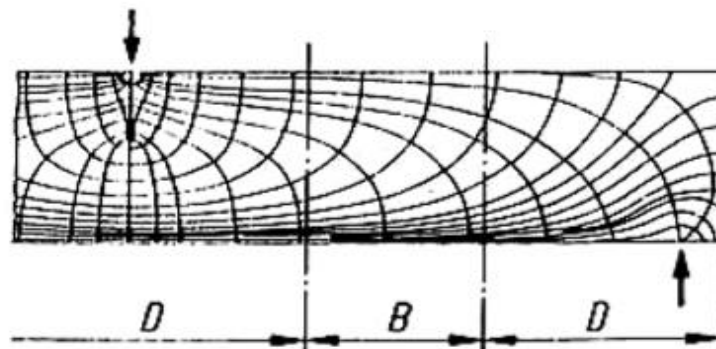


Figura 2.7. Trayectoria de tensiones en zona B y D. (Sch. 1987)

Los resultados de investigaciones establecen que las zonas D se extienden a una longitud aproximada igual a la mayor dimensión del elemento transversal medida a partir de la discontinuidad.

2.3.2. Determinación de los Esfuerzo Resultante.

La determinación de frontera de las zonas D puede determinar en tres tipos de esfuerzos “externos”.

1. Acciones exteriores propiamente dichas.

Es el caso de las cargas puntuales, la carga de pretensado, se considera una carga concentrada externa.

2. Reacciones exteriores

Usualmente las reacciones se obtienen mediante un cálculo ordinario de la estructura prescindiendo de la existencia o no de las diferentes regiones.

3. Esfuerzos provenientes de las regiones B adyacentes.

Son los esfuerzos de corte, momento flector y axial que provienen de la región B colindantes y que garantizan el equilibrio de la región D.

2.3.3. Selección del Método Puntal-Tensor.

En la sección de generalidades del capítulo 23 se menciona algunos requerimientos principales para cumplir el método:

1. El método puntal-tensor consiste en puntales y tensores conectados en zonas nodales para formar una armadura idealizada (23.2.1 ACI 318-19).
2. Para determinar la geometría de la armadura idealizada, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores, zonas nodales, áreas de reacción y apoyo (23.2.2 ACI 318-19).
3. El método puntal-tensor deben ser capaces de transferir todas las cargas mayoradas a los apoyos o zonas B adyacentes (23.2.3 ACI 318-19).
4. Las fuerzas internas en el método puntal-tensor deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y las reacciones (23.2.4 ACI 318-19).

5. Se permite que los tensores atraviesen los puntales y otros tensores (23.2.5 ACI 318-19).
6. Los puntales deben cruzarse o superponerse solo en los nodos (23.2.6 ACI 318-19).
7. El Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando al mismo nodo no debe menor de 25 grados (23.2.7 ACI 318-19), esta limitación del ángulo impide modelar la zona del claro de cortante en trabes de gran peralte usando puntales inclinados a menos de 25 grados con respecto al acero longitudinal (R23.2.7 ACI 318-19).
8. Los miembros diseñados utilizando el método puntal-tensor que son parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica deberán cumplir con los requisitos adicionales de 23.11 si aplica (23.2.12 ACI 318-19).

Además, que el ángulo entre los ejes de los puntales y tensores que actúan en el mismo nodo debe ser lo suficientemente grandes para mitigar la fisuración y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y el alargamiento de los tensores que ocurren aproximadamente en la misma dirección (R23.2.7 ACI 318-19). Un diseño estructural que es estáticamente admisible y seguro, satisface los requisitos del teorema del límite inferior en la teoría de plasticidad. Esto implica que la carga de falla calculada por el método del puntal-tensor menosprecia la carga de falla real, la estructura debe tener bastante ductilidad para acomodar cualquier necesidad de retribución de fuerzas.

2.3.4. Metodología para encontrar el Método Puntal-Tensor.

La metodología más usada para encontrar la disposición de puntales y tensor es a partir del análisis elástico basado en las trayectorias de esfuerzos. En la mayoría de las estructuras sin la experiencia suficiente en el cálculo estructural, no es muy recomendable iniciar con el modelado de la estructura completa usando puntales y tensores. Se debe realizar un análisis general y posteriormente usando el Método de Puntal-Tensor. Para el análisis de la zona D se realiza con un análisis con base a la armadura idealizada, donde se representa el flujo de esfuerzo para determinar

la magnitud y dirección de los esfuerzos principales a compresión y tensión Figura 2.8. Considerando que el análisis completo de la estructura contemplara a ambas regiones. En zonas de muy altos esfuerzos la ductilidad requerida se cumple adaptando los puntales y tensores del modelo a la dirección y tamaño de las fuerzas internas cuando ellas aparezcan desde la teoría de elasticidad. En zonas normal o bajamente esforzadas, la dirección de los puntales y tensores en el método puede desviarse considerablemente del modelo elástico sin exceder la ductilidad de la estructura. Por lo tanto, estas zonas se permiten realizar un análisis elástico-lineal tanto en el concreto como en el acero.

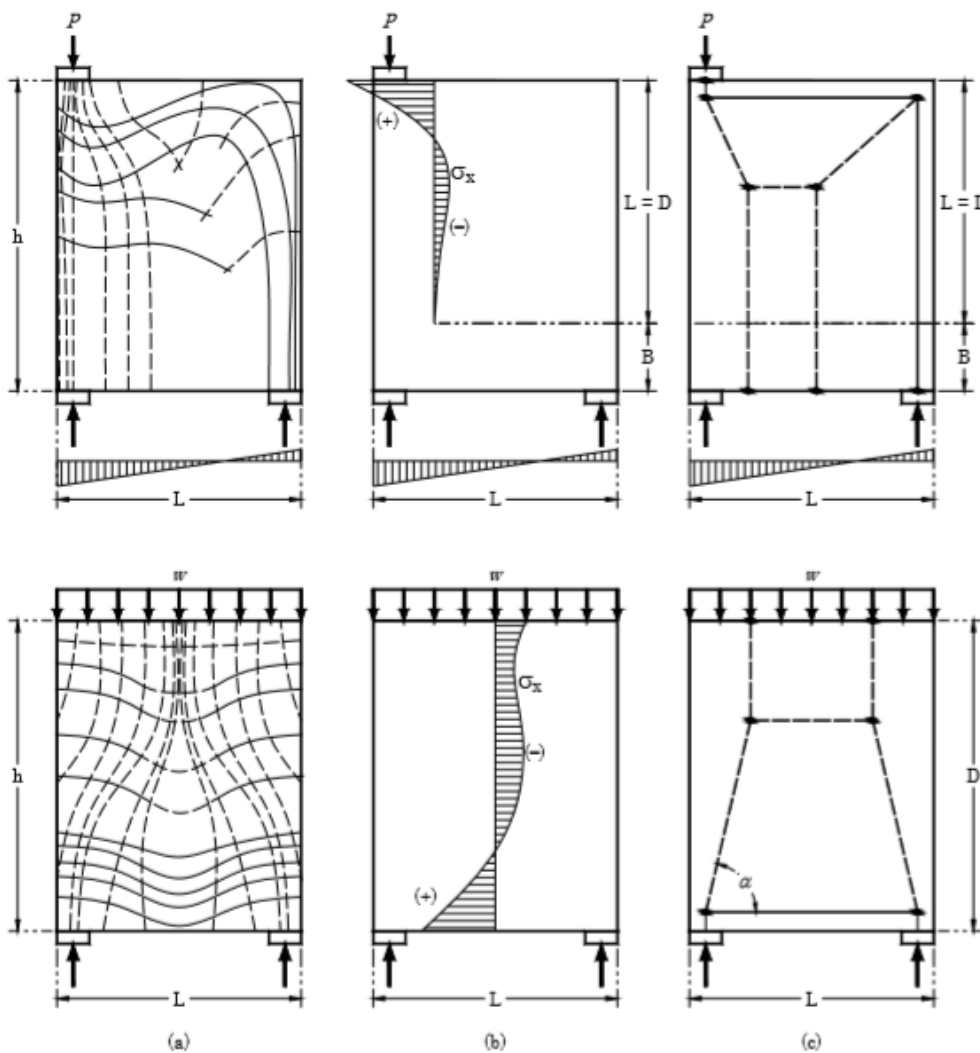


Figura 2.8. Zonas D típicas en dos traves de gran peralte:
 a) Trayectoria de esfuerzos elásticos
 b) Esfuerzo Elásticos.
 c) Método Puntal-Tensor.

En la figura 2.8 podemos observar el comportamiento de una trabe de gran peralte con las dos condiciones de carga puntual y carga uniformemente distribuida estudiadas en el capítulo 4, en la primera fila está sujeta a una carga puntual en la representación:

a) De trayectoria de esfuerzo elásticos se puede observar claramente las zonas B en el centro de la longitud (L) y en la parte inferior de la altura (H) y las zonas D en los tres nodos, uno aplicación de carga y dos apoyos.

b) Esfuerzos elásticos, se observa de igual manera la zona D es donde se presenta el diagrama de momento originado por la carga, y por otro lado zona B en el centro de la trabe y la parte inferior en esas zonas se analizaría con la teoría lineal.

c) Método Puntal-Tensor, al tener más práctica con la metodología del método se puede idealizar la armadura correcta de puntales en la zona D y los tensores en la zona B.

En la segunda fila se cuenta con trabe de gran peralte con una carga distribuida, en la representación:

a) De trayectoria de esfuerzo elásticos se puede observar claramente las zonas B en el centro de la longitud (L) y parte inferior de (H) y las zonas D a lo largo de la aplicación de la carga, además de los nodos de los apoyos.

b) Esfuerzos elásticos, se observa de igual manera la zona D es donde se presenta el diagrama de momento originado por la carga, y por otro lado zona B solamente en la parte inferior de (H).

c) Método Puntal-Tensor, al tener más práctica con la metodología del método se puede idealizar la armadura correcta de puntales en la zona D considerando el ángulo de los puntales y los tensores en las zonas de flexión de la trabe de gran peralte.

De acuerdo con la teoría se observa que el método es totalmente útil en ambos casos de cargas, en la trabe de gran peralte.

2.4. Trabe de gran peralte.

Antes que el código ACI 318-02 definiera a las trabes de gran peralte que son elementos cargados en una cara y apoyada en la cara opuesta de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los soportes además de suponer: (10.7 Vigas de gran altura ACI 318-02) Figura 1.2:

- a) Luz libre, l_n , igual o menor a cuatro veces la altura total del elemento, o
- b) Regiones con carga concentrada a menos de dos veces la altura del elemento medido desde la sección de apoyo.

Se consideraba como una trabe ordinaria y se diseñaba con el enfoque empírico “ V_c+V_s ”, este análisis resulta satisfactorio y conservador, su adaptación en los reglamentos en general ha resultado difícil. Por lo cual en sus inicios se recomendaba utilizar el Apéndice A del ACI 318-02, actualmente en el capítulo 23 del ACI 318-19. Las trabes de gran peralte deben diseñarse teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones unitarios horizontales sobre la altura de la trabe (ACI 318-19) Los ejemplos más comunes del uso de estos elementos estructurales son: trabes de transferencias utilizadas en edificios de varios pisos para permitir el desplazamiento de ejes de columnas, en muros de cimentación, en muros de tanques, silos, en diafragmas de pisos y en muros de cortante al igual en las estructuras de cubierta de tipo placa delgada. En general las trabes de gran peralte son cargadas en la cara superior y apoyada en la cara inferior, con cargas distribuidas uniforme y cargas puntuales Figura 2.8. Se puede analizar como simplemente apoyadas y continuas. En la actualidad existe una gran variedad representación de trabes de gran peralte con el Método Puntal-Tensor, a que recordar que cada condición y tipo de carga hace variar la armadura. Además, que los modelos para un mismo caso pueden ser simplificados o refinados la armadura en donde se encuentra las zonas de compresión.

2.4.1. Cargas puntuales.

Se define como carga puntual o carga concentrada aquella que es aplicada en un solo punto. Para el caso del Método Puntal-Tensor cuando este tipo de carga se encuentra cercano de un apoyo de la trabe de gran peralte puede ser transferida directamente al apoyo por medio de un puntal inclinado Figura 2.9. De acuerdo con la recomendación de FIP (International Federation for Structural Concrete) Ecuación 2.1.

$$a \leq 2z \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde:

a=Distancia horizontal entre el eje del apoyo y el punto de aplicación de la carga

z=Altura del elemento menos los recubrimientos a eje de los tensores

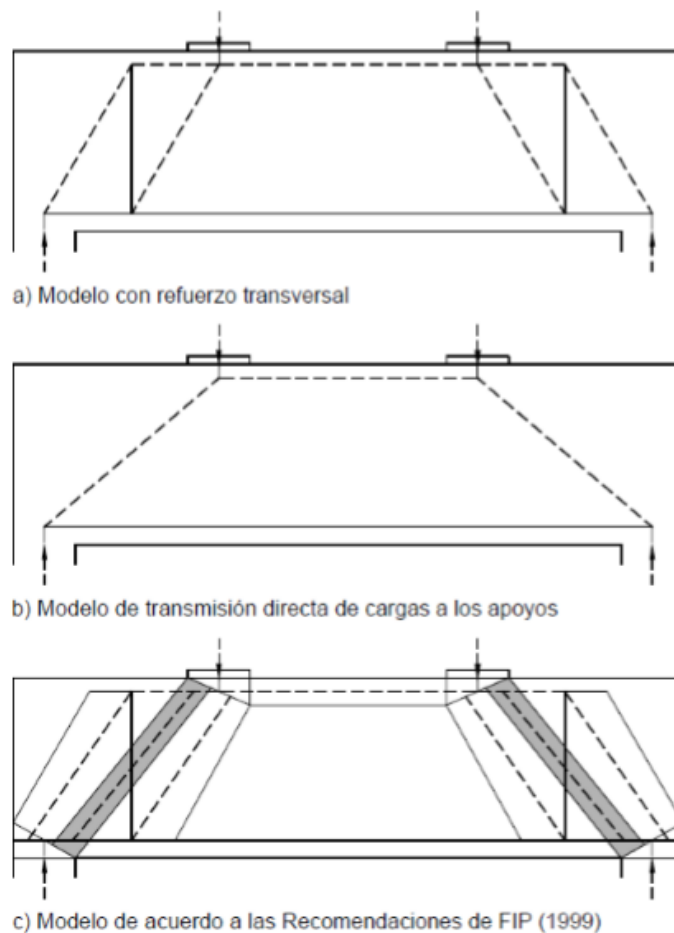


Figura 2.9 Método Puntal-Tensor para trabe de gran peralte con carga puntual cercana a los apoyos (FIP, 1999).

2.4.2. Carga distribuida.

Se define como carga uniforme distribuida, aquella carga que es constante en toda la cara superior de la trabe de gran peralte. Utilizando el Método del Puntal-Tensor se presentan estructuras isostáticas o hiperestática. Sin embargo, existen casos en la literatura donde se proponen soluciones aproximadas a modelos estáticamente establecidos. En el caso del modelo Figura 2.10, donde el método puntal-tensor es isostático para una estructura hiperestática (trabe de gran peralte continua de tres apoyos y dos claros).

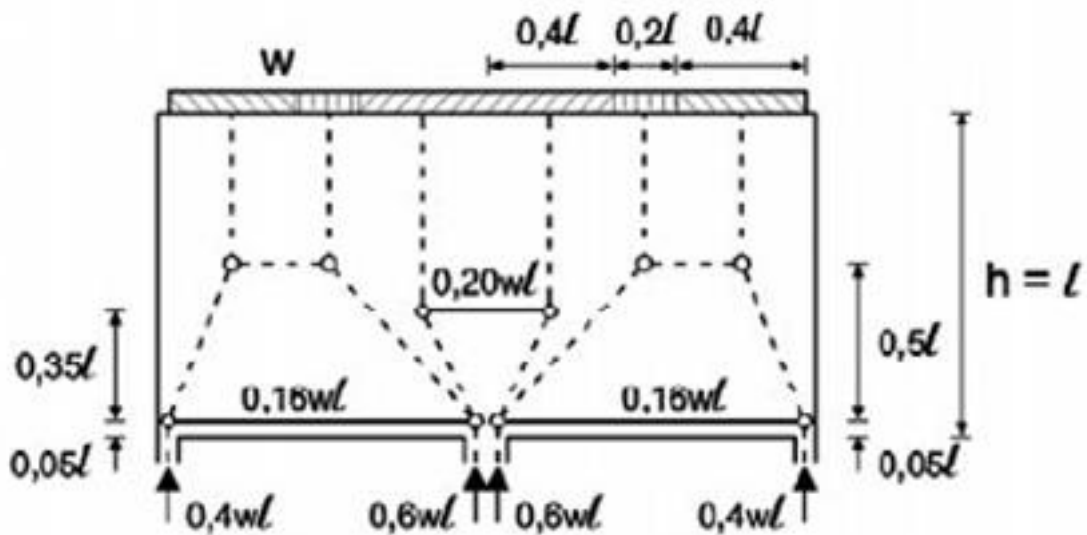


Figura 2.10 Modelo isostático para traves de gran peralte. (FIP, 1999).

Al mencionar que el método puntal tensor es a base de una armadura idealizada en la figura 2.11 se presenta el armado correspondiente a la figura 2.10 mediante el Método Puntal-Tensor.

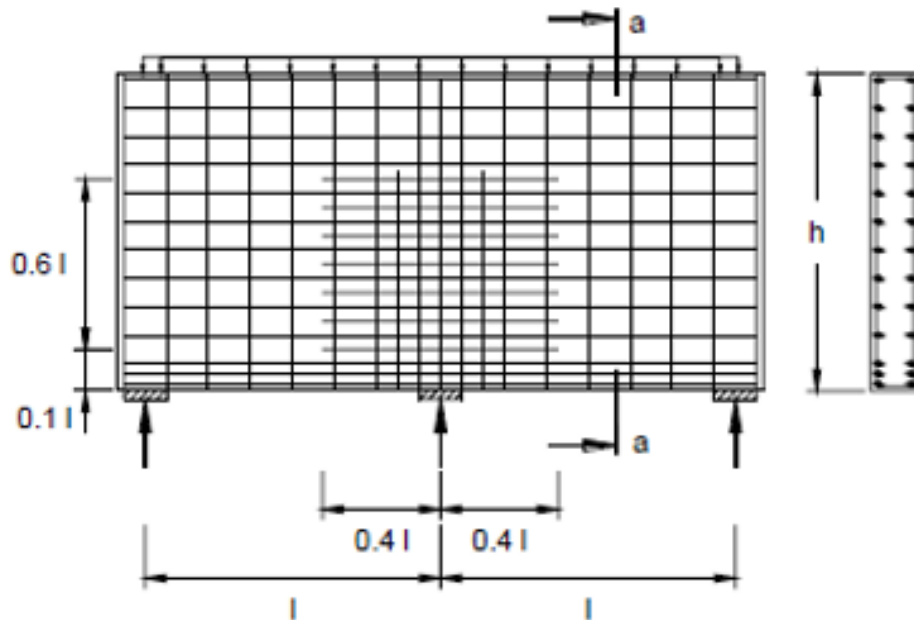


Figura 2.11 Modelo y armadura para una trabe de gran peralte de tres apoyos. (FIP, 1999).

Al tener las bases del comportamiento de la trabe de gran peralte con carga puntual y distribuida, la posible solución con el Método Puntal-Tensor, el siguiente paso es desarrollar el diseño reglamentado en el capítulo 23 del ACI 318-19. Para la determinación de los esfuerzos en los puntales y tensores se trabajará con CAST y SAP 2000.

2.5. Ménsula.

Las ménsulas son voladizos cortos que tienden actuar como armaduras simples o vigas de gran altura más que como miembro a flexión (Capítulo R16.5 ACI 318-19).

Para las ménsulas el efecto de las fuerzas cortantes no es nada despreciable, incluso el comportamiento tiene configuraciones complejas de esfuerzos que la hacen más vulnerables a los agrietamientos debidos a la interacción flexión-cortante. Cuando las deformaciones por cortante no son pequeñas comparadas con las de flexión, el uso de la hipótesis de esfuerzo plano propuesta por Bernoulli, ya no se aplica y su comportamiento debe ser estudiado por un método puntal -tensor.

Con el paso de las décadas se desarrollaron un amplio programa de pruebas en ménsulas de donde se pudo identificar los siguientes mecanismos de falla.

- Falla de tensión por flexión cuando la cedencia excesiva del refuerzo a flexión provoca que el concreto se aplaste en el extremo inclinado de la ménsula, las grietas de flexión se hacen sumamente anchas, figura 2.12a.
- Una grieta a lo largo del puntal a compresión diagonal después de que se forman las grietas por flexión, la falla se debe finalmente a la compresión por cortante, figura 2.12b.
- Una serie de grietas corta diagonales muy inclinadas puede llevar a una falla por cortante de fricción, conforme se interconectan las mismas, la ménsula se separa de la columna figura 2.12c.
- Puede ocurrir una falla de fisuración a la largo del refuerzo a flexión pobremente anclado cuando la carga se aplica demasiado próxima al extremo libre de un voladizo corto figura 2.12 d
- Con placas de apoyo demasiado pequeño o muy flexibles, o cuando la ménsula es demasiado angosta, el concreto se puede aplastar por la parte de abajo lo que conduce a una falla de apoyo figura 2.12e

- Cuando hay una fuerza horizontal N_u además de la carga vertical V_u lo que puede deberse a los efectos dinámicos en las trabes o puede inducirse por contracción, flujo plástico o acortamiento por temperatura de trabe de concreto prefabricado restringidas en la ménsula. Figura 2.12 f

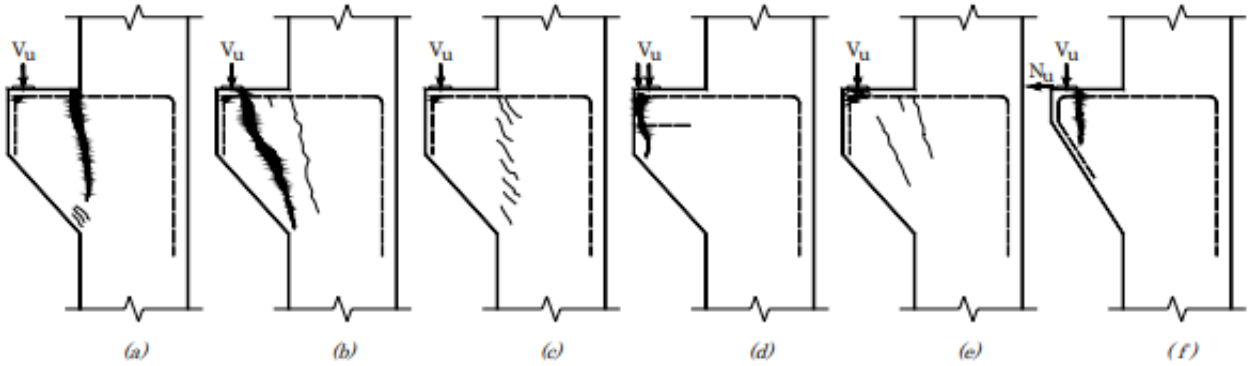


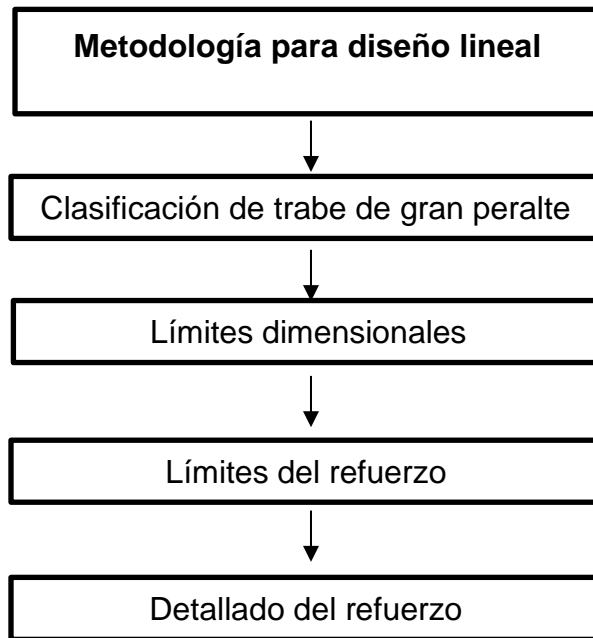
Figura 2.12. Modos de falla en ménsulas. a) Tensión por Flexión, b) Tensión Diagonal, c) Cortante por Fricción, d) Fisuración de Anclaje, e) Aplastamiento debido a esfuerzos de apoyo y f) Tensión Horizontal (Adaptada de Park y Paulay, 1975)

CAPÍTULO III METODOLOGÍA DEL PUNTAL-TENSOR MEDIANTE ACI 318-19.

La metodología para el diseño de las trabes de gran peralte con carga puntales y carga distribuida, además de la ménsula se basa en los requisitos del capítulo 23 para el comportamiento no lineal de las deformaciones unitarias horizontales del código ACI 318-19, los cuales se presentan en forma detallada en el capítulo 2. Sin embargo, el procedimiento completo involucra distintos procesos a realizar, los cuales se describen a continuación. Se utilizará los softwares CAST y SAP 2000, los ejemplos desarrollados en el capítulo 4, con los cuales se identificarán las zonas de esfuerzos sometidos a compresión y tensión de los elementos, esto genera que se facilitara la elaboración en los modelos de la armadura, la revisión y el diseño será realizados por medio de hojas de cálculo en PTC Mathcad Prime 6.0.0, con lo se obtuvieron los esfuerzos resistentes a los que están sometidos los puntales y tensores del modelo.

3.1. Metodología de diseño lineal.

De acuerdo a lo planteado en el capítulo 2, el elemento se divide en dos zonas B y D. de acuerdo a su comportamiento. El código tiene requerimientos para la zona B en el capítulo 9.9. (Deep Beams) o trabe de gran peralte se muestran los requerimientos para un diseño lineal del elemento además de la distribución no lineal que se cumple utilizando el Método Puntal-Tensor. El procedimiento se describe en el siguiente diagrama de flujo.



3.1.1. Clasificación de trabe de gran peralte (Capítulo 9.9.1.1).

Se analiza de acuerdo a las siguientes condiciones (ACI 318-19):

- La luz libre no excede cuatro veces la altura total del miembro, h
- Existen cargas concentradas dentro de una distancia igual a $2h$ de la cara del apoyo.

3.1.2. Límites dimensionales (Capítulo 9.9.2).

Se impone un límite dimensional para controlar la fisuración bajo cargas de servicios y para resguardo contra fallas diagonales por compresión en las trabes de gran peralte deben seleccionarse de tal manera que cumplan y sea permitido por el Método Puntal-Tensor.

$$Vu \leq \phi 0.83 \sqrt{f'c} * bw * d \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$Vu \leq \phi 10 \sqrt{f'c} * bw * d \text{ (Psi)} \quad \text{Ecuación 3.1.1}$$

Donde:

V_u =Esfuerzo máximo de cortante por efectos de cargas (N o lb).

ϕ =Factor de reducción de resistencia igual a **0.75**

$f'c$ =Resistencia específica a la compresión del concreto (MPa o Psi).

bw =Ancho de base (mm o in).

d =Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del esfuerzo longitudinal en tensión (mm o in).

3.1.3. Límites del refuerzo (Capítulo 9.9.3).

Se deben usar los requisitos para los refuerzos mínimos de esta sección independientemente de la metodología de diseño, ya que tiene la intención de controlar el ancho y la propagación de las fisuras inclinadas. El refuerzo distribución a lo largo de las caras laterales de trabe de gran peralte debe ser al menos el que indique:

- a) El área de refuerzo distribuido perpendicular al eje longitudinal de la trabe A_v , debe ser al menos **$0.0025bw*s$** , donde **s** es el espaciamiento del refuerzo distribuido transversal.

- b) El área de refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la trabe **A_{vh}** , debe ser al menos **$0.0025bw*s_2$** , donde **s_2** es el espaciamiento del refuerzo longitudinal distribuido.
- c) $d/5$ (d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del esfuerzo longitudinal en tensión).
- d) 300 mm

Para el área mínima de refuerzo a flexión en tensión **A_s min**, debe determinarse para trabe estáticamente determinada para tensión el valor de **bw** debe tomarse como el menor entre **bf** y **$2bw$** , el valor de f_y se limitará a un máximo de 5600 Mpa (80000 psi) de acuerdo con:

$$a) \frac{0.25*\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$\frac{3*\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d \text{ (Psi)} \quad \text{Ecuación 3.2.1}$$

$$b) \frac{1.4}{f_y} * bw * d \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$\frac{200}{f_y} * bw * d \text{ (Psi)} \quad \text{Ecuación 3.3.1}$$

Donde:

$f'c$ =Resistencia específica a la compresión del concreto (MPa o Psi).

f_y =Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa o Psi).

bw =Ancho de base (mm o in).

d =Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del esfuerzo longitudinal en tensión (mm o in).

3.1.4. Detalle del refuerzo (Capítulo 9.9.4).

El recubrimiento de concreto debe cumplir con Tabla 1.1

| Exposición del concreto | Miembro | Refuerzo en mm | Recubrimiento especificado en mm |
|---|--|---|----------------------------------|
| Construido contra el suelo y permamente en el contacto con el | Todos | Todos | 75 |
| Expuesto a la interperie o en contacto con el suelo | Todos | Varilla 19.05 a 57.15 | 50 |
| | | Varilla 12.7, alambres, y menores | 40 |
| No expuesto a la interperie ni en contacto con el suelo | Losas, viguetas y muros | Varilla 44.45 y 57.15 | 40 |
| | | Varilla 38.10 y menores | 20 |
| | Trabe, Columna, Pedestales y amarres a | Armadura principal estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento | 40 |

Tabla 1.1. Recubrimiento especificado para elementos de concreto construido en sitio no preesforzados (ACI 318-19).

El espaciamiento minino de refuerzo longitudinal debe cumplir acuerdo para elementos no preesforzados colocado en una capa horizontal, la distancia mínima entre varillas paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre **25 mm, db** (Diámetro nominal de una varilla) **y (4/3) dagg** (Tamaño nominal máximo del agregado grueso).

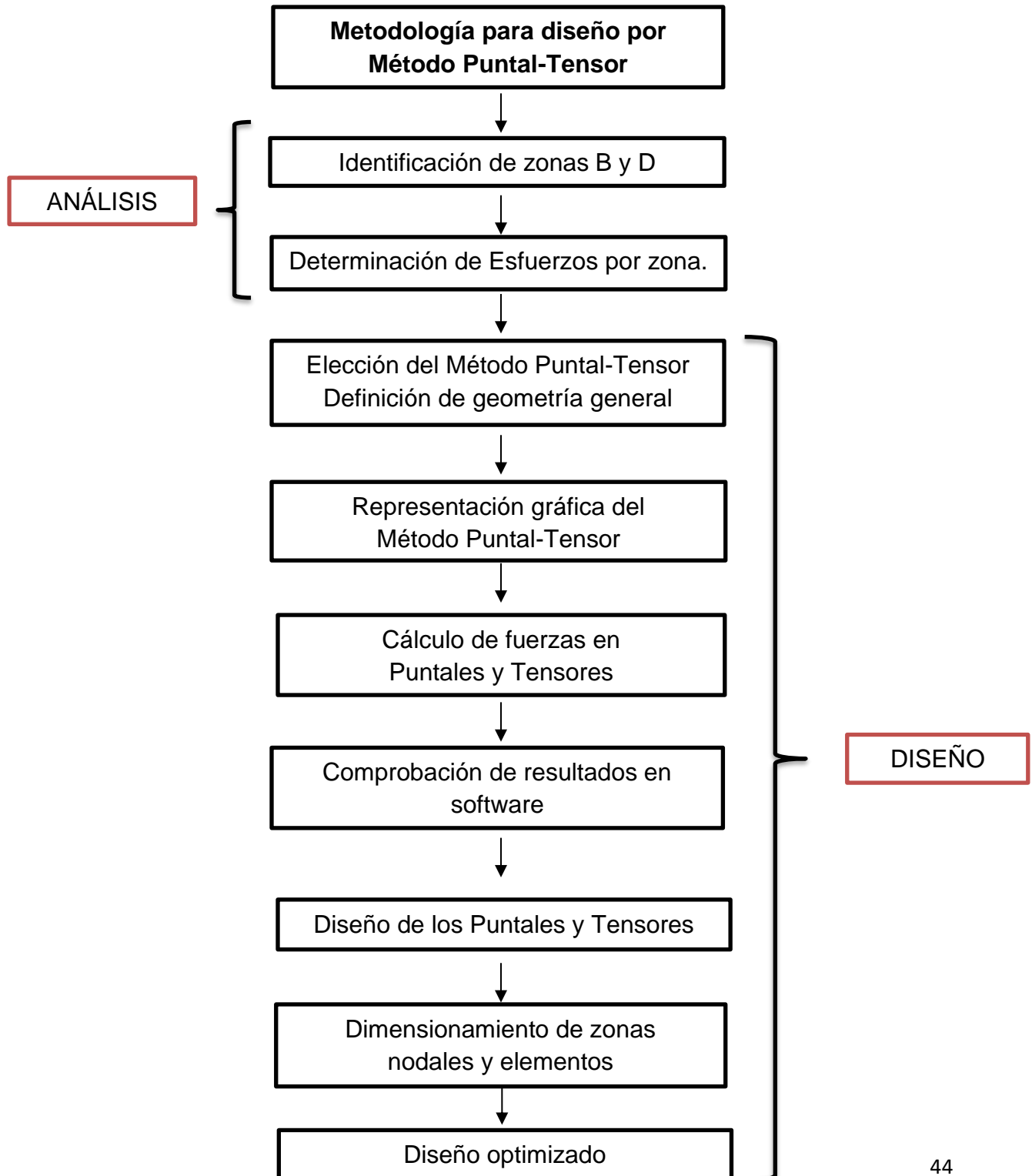
En trabes de gran peralte, el esfuerzo en el refuerzo longitudinal es más uniforme a lo largo de la trabe que en regiones que no es alta. Por lo tanto, los extremos del refuerzo longitudinal pueden requerir anclaje positivo en la forma de ganchos estándar, varilla con cabeza, u otro anclaje mecánico en los apoyos.

En apoyos simples, el refuerzo de momento positivo en tensión debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo. En apoyos interiores debe cumplirse con:

- El refuerzo de momento negativo en tensión debe ser continuo con el de los claros adyacentes.
- El refuerzo de momento positivo en tensión debe ser continuo o empalmarse con el de los claros adyacentes.

3.2. Metodología de diseño por Método Puntal-Tensor.

El procedimiento para el desarrollo del Método Puntal Tensor de acuerdo al Capítulo 23 de ACI 318-19 se describe en el siguiente diagrama de flujo.



3.2.1. Identificación de zonas B y D.

Para reconocer las zonas afectadas de la trabe de gran peralte se utiliza como principio general que estas tienen una propagación mayor o igual a la dimensión de la sección transversal. En figura 3.1 se aprecia y se concluye que toda la trabe de gran peralte con dos cargas puntuales, se presenta deformaciones no lineales, es decir que toda la trabe es zona D.

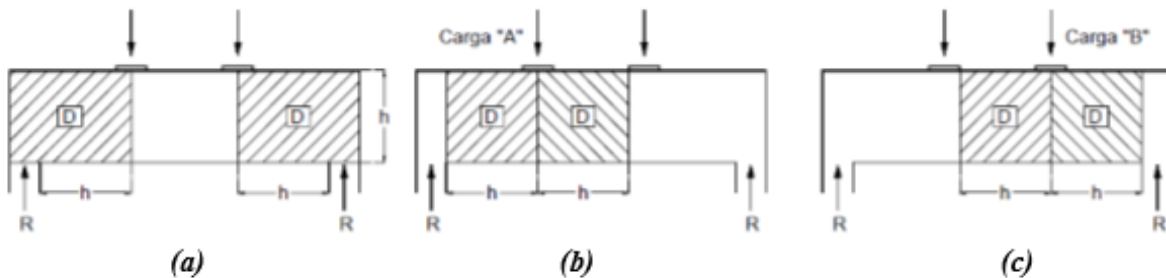


Figura 3.1. Zonas B y D en trabe de gran peralte con carga puntuales (FIP, 1999).

3.2.2. Determinación de Esfuerzo por zonas.

Con la consideración anterior que toda la trabe de gran peralte es zona D, las fuerzas en los límites de zonas serán las acciones exteriores y las reacciones en los apoyos mediante un análisis estático lineal.

3.2.3. Elección de Método Puntual-Tensor, definición de geometría general.

Para una elección preliminar del Método, se considera el flujo de esfuerzos internos mediante el método de la ruta de carga que es a través de un puntal directo entre el punto de la carga aplicada y el apoyo. Este modelo es válido siempre que el ángulo entre puntal inclinado y el tensor es mayor o igual a 25 grados.

3.2.4. Representación gráfica del Método Puntal-Tensor.

Para la representación del método debe ser la armadura idealizada lo más sencilla que se pueda, para tener un desarrollo de los cálculos más rápido y preciso.

- Para una trabe de gran peralte con carga puntual central.

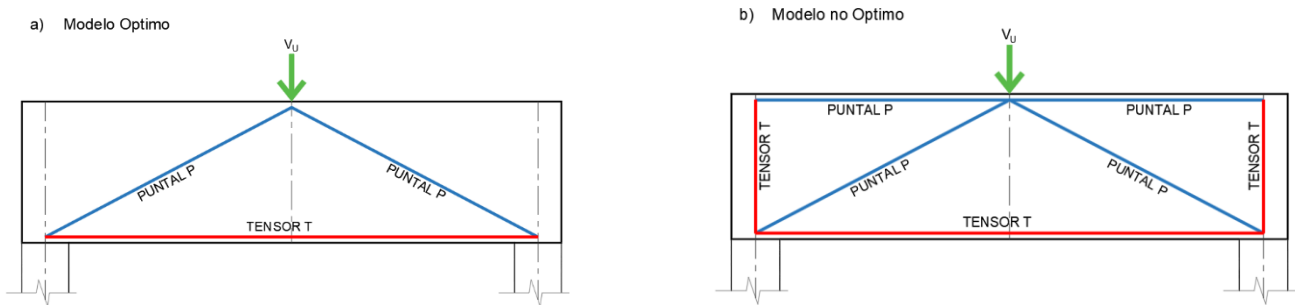


Figura 3.2. a) Modelo optimo, b) Modelo no óptimo.

- Para una trabe de gran peralte con dos cargas puntuales.

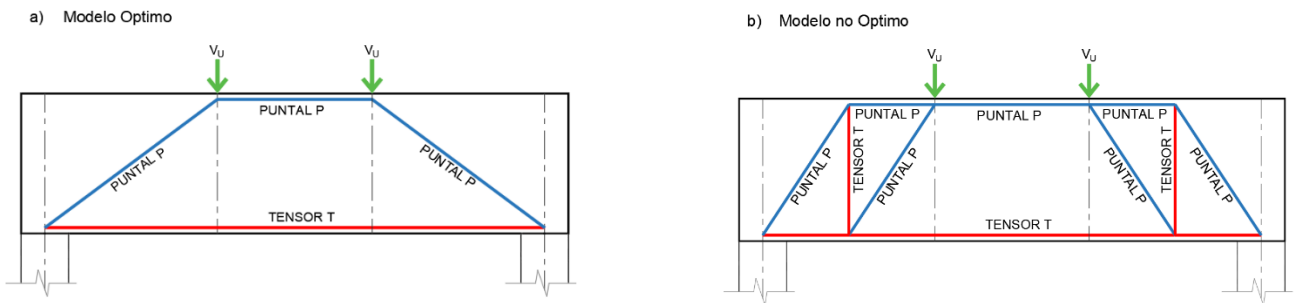


Figura 3.3. a) Modelo optimo, b) Modelo no óptimo.

- Para una trabe de gran peralte con carga uniformemente distribuida.

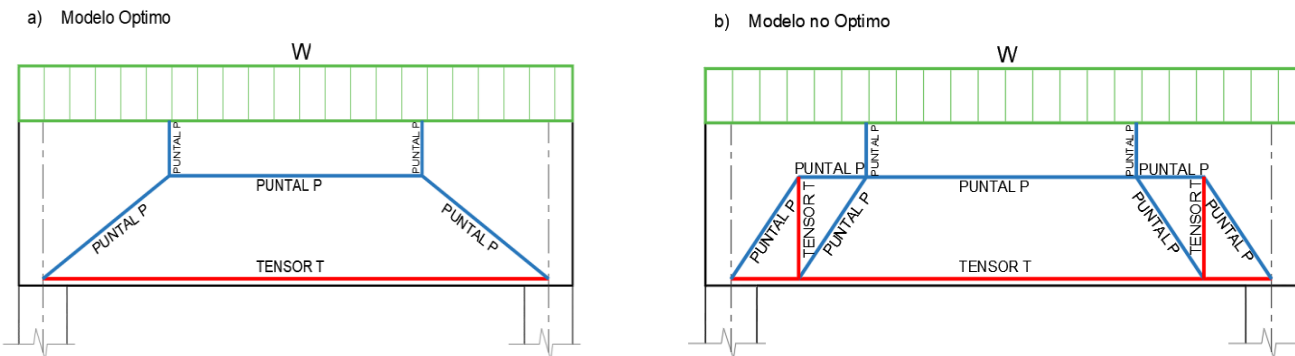


Figura 3.3. a) Modelo optimo, b) Modelo no óptimo.

3.2.5. Cálculo de fuerzas en Puntales y Tensores.

Una vez teniendo la numeración de nodos, puntales y tensores que se requiere para la resolución más óptima de las trabes de gran peralte, se procede a calcular las fuerzas de la armadura ficticia, mediante algún método de sección, de nodos o por la solución de algún software antes mencionado.

3.2.6. Dimensionamiento de zonas nodales y elementos.

Cuando se tiene cargas distribuida uniformemente y puntuales simétricas, el elemento se comporta de manera simétrica en los puntales, tensores y zonas nodales, las dimensiones en los nodos se definen en el apartado 3.2.7.

3.2.7. Diseño de los puntales.

La resistencia nominal a la compresión F_{ns} , de un puntal (ACI 318-19) se calcula como:

- a) Puntal sin refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} * A_{cs} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

- b) Puntal con refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} * A_{cs} + A'_{s} * f'_{s} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

F_{ns} =Resistencia nominal de un puntal (N o lb), debe ser evaluado en los dos extremos del puntal y tomarse como el menor de ellos.

f_{ce} =Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo (MPa o Psi).

A_{cs} =Área de la sección de un puntal en un extremo en un Método de Puntal-Tensor medida perpendicularmente al eje del puntal, (mm² o in²).

A'_{s} =Área del refuerzo a compresión (mm² o in²).

f'_{s} =Esfuerzo en el refuerzo a compresión bajo cargas mayoradas, se puede tomar f'_{s} igual a f_y para refuerzo grado 280 y 420 MPa (40,000 o 60,000 Psi).

La resistencia efectiva a la compresión del concreto ***f_{ce}***, en un puntal debe calcularse de acuerdo con:

$$f_{ce} = 0.85 * \beta_c * \beta_s * f'_c \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

f_{ce}=Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo (MPa o Psi).

β_c =Factor de modificación de confinamiento para puntales y nodos del Método Puntal-Tensor ver Tabla 1.2.

β_s =Factor utilizado para explicar el efecto del agrietamiento y el refuerzo de confinamiento en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal ver Tabla 1.3.

f'_c=Resistencia específica a la compresión del concreto (MPa o Psi)

| Ubicación | β_c | |
|--|----------------------|--|
| a).-Extremo de un Puntal conectado al nodo que incluye una superficie de apoyo b).-Nodo que incluye una superficie de apoyo | Menor de | $\sqrt{A_2/A_1}$, donde A1 es definida por la superficie de apoyo |
| | | 2.0 |
| Otros casos | 1.0 | |

Tabla 1.2. Factor de confinamiento de puntal y nodo (ACI 318-19).

| Ubicación del Puntal | Tipo de Puntal | Criterio | β_s |
|---|---------------------|-----------------------------|----------------------|
| Miembro de tensión o zonas de tensión de miembros | Todos | Todos los casos | 0.40 |
| Todos los otros casos | Limite del Puntal | Todos los casos | 1.00 |
| | Interior del Puntal | Cumple con tabla 1.4 | 0.75 |
| | | Zonas que cumplen condicion | 0.75 |
| | | Nodo trabe-columna | 0.75 |
| | | Todos los casos | 0.40 |

Tabla 1.3. Coeficiente de puntal (ACI 318-19).

Si el uso de β_s es 0.75 de acuerdo a la Tabla 1.3, dimensiones del miembro se seleccionará para satisfacer la ecuación 3.7, está destinada para evitar la falla de la tensión diagonal en zonas discontinuas, la resistencia de la tensión diagonal aumenta a medida que aumenta el ángulo del puntal.

$$Vu \leq \phi 0.42 * Tan * \theta * \lambda * \lambda_s * \sqrt{f'c} * bw * d \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$Vu \leq \phi 5 * Tan * \theta * \lambda * \lambda_s * \sqrt{f'c} * bw * d \text{ (Psi)} \quad \text{Ecuación 3.7.1}$$

Los puntales inclinados Vu pueden exceder ecuación 3.8.

$$Vu \leq \phi 0.83 * \lambda * \lambda_s * \sqrt{f'c} * bw * d \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$Vu \leq \phi 10 * \lambda * \lambda_s * \sqrt{f'c} * bw * d \text{ (Psi)} \quad \text{Ecuación 3.8.1}$$

Donde:

Vu =Esfuerzo máximo de cortante por efectos de cargas (N o lb).

ϕ =Factor de reducción de resistencia igual a **0.75**

$f'c$ =Resistencia específica a la compresión del concreto (MPa o Psi)

bw =Ancho de base (mm o in).

d =Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del esfuerzo longitudinal en tensión (mm o in).

θ = Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión o campo de compresión y la cuerda de tensión de un miembro.

λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativo a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión ver Tabla 1.4.

λ_s = Factor de modificación de resistencia al corte en función de los efectos de la profundidad del miembro, comúnmente denominado factor de efecto de tamaño ver condiciones o ecuación 3.9.

| Concreto | Composición de los agregados | λ |
|---------------------------------|--|-------------|
| Todos livianos | Fino: ASTM C330 M Grueso: ASTM C330 M | 0.75 |
| Liviano, mezcla fina | Fino: ASTM C330 M y C33M Grueso: ASTM C330 | 0.75 a 0.85 |
| Arena, liviana | Fino: ASTM C330 M Grueso: ASTM C330 M | 0.85 |
| Arena, liviana Mezcla gruesa | Fino: ASTM C330 M Grueso: Combinación ASTM C330 M y C33M | 0.85 a 1.00 |
| Peso Normal | Fino: ASTM C330 M Grueso: ASTM C330 M | 1.00 |

Tabla 1.4. Factor de modificación (ACI 318-19).

Las condiciones para determinar el factor de modificación del efecto del tamaño λ_s deben cumplir con las siguientes condiciones.

- Si la distribución de refuerzo distribuido de acuerdo a la Tabla 1.5. λ_s se tomará como 1.
- Si el refuerzo distribuido no se proporciona de acuerdo a la Tabla 1.5, λ_s se tomará de acuerdo a la ecuación 3.9.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

- La separación no debe exceder 300 mm
- El ángulo no debe ser inferior de 40° grados.

Para la distribución mínima de refuerzo en Puntales de acuerdo a la Tabla 1.5

| Restricción lateral del puntal | Configuración de refuerzo | Relación mínima de distribución de refuerzo |
|--------------------------------|---|---|
| No restringido | Parrilla ortogonal | 0.0025 en cada dirección |
| | Refuerzo en una dirección que cruza el punta con un ángulo α | $\frac{0.0025}{\sin \alpha^2}$ |
| Restringido | No requiere distribución de refuerzo | |

Tabla 1.5. Mínima Distribución de Refuerzo (ACI 318-19).

El puntal se considera con restricción lateral si están restringidos perpendicularmente al Método Puntal-Tensor de acuerdo con:

- La zona de discontinuadas (D) es continua perpendicular al plano del Método Puntal-Tensor.
- El concreto que restringe el puntal se extiende más allá de cada cara lateral del puntal a una distancia no inferior a la mitad del ancho de él.
- El Puntal está en un nodo que está restringido de acuerdo con;
 - a). Si una trabe que está en el nodo y genera cizalladura de acuerdo a la profundidad que excede el doble de la altura de la columna,
 - b). Una columna que se proporcione continua a trabes del nodo trabe-columna en la dirección del corte.

Para el refuerzo de compresión en los puntales debe colocarse dentro de puntal, paralelo al eje de este, anclarse adecuadamente y debe estar rodeado por estribos cerrados, la separación a lo largo del puntal no debe exceder las siguientes condiciones:

- La menor dimensión de la sección transversal del puntal.
- **48 d_b** de la varilla o alambre de los estribos.
- **16 d_b** del refuerzo sometido a compresión.

El primer estribo debe colocarse a no más de 0.5s desde la cara de la zona nodal en cada extremo del puntal.

3.2.8. Diseño de los tensores.

El refuerzo de los tensores puede ser preesforzado o no preesforzado. La resistencia nominal a tensión de un tensor, F_{nt} (ACI 318-19), debe calcularse ver ecuación 3.10.

$$F_{nt} = A_{ts} * f_y + A_{tp} * (f_{se} + \Delta f_p) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

A_{tp} Es igual a cero para elementos no preesforzados.

Donde:

F_{nt} =Resistencia nominal de un tensor (N o lb).

A_{ts} =Área de refuerzo no preesforzado en un tensor (mm² o in²).

f_y =Resistencia específica a la tensión del acero del anclaje (MPa o Psi).

A_{tp} =Área de acero preesforzado en un tensor (mm² o in²).

f_{se} =Esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado (MPa o lb).

Δf_p =Aumento en el refuerzo en los aceros de preesforzado.

Para el Método Puntal-Tensor, el eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor supuesto, si las varillas están colocadas en una sola capa, el ancho efectivo puede ser tomado como el diámetro de la varilla con el tensor más dos veces el recubrimiento medido con respecto a la superficie de las varillas Figura 3.2.

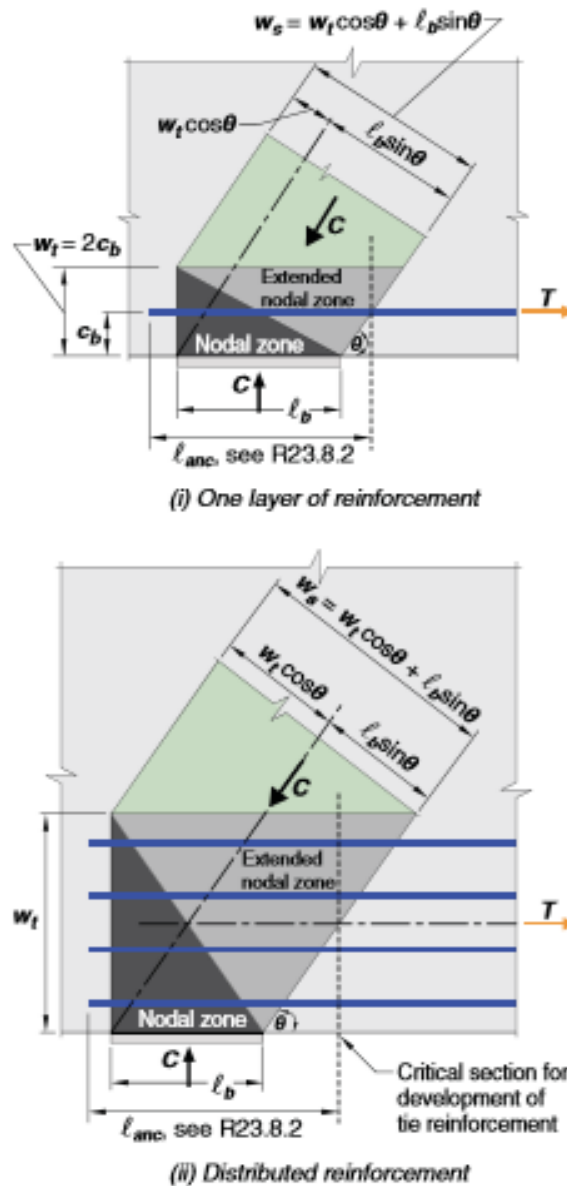


Fig. R23.2.6b—Extended nodal zone showing the effect of the distribution of the force.

Figura 3.2. Una capa de refuerzo y refuerzo distribuido (ACI 318-19)

El refuerzo del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, anclajes de postensado, ganchos estándar o mediante el desarrollo de barra rectas, en traveses de gran peralte, las varillas en forma de horquilla empalmadas con el refuerzo del tensor pueden ser empleadas para anclar las fuerzas de tensión en el tensor en los apoyos exteriores, siempre que el ancho de la trabe sea lo suficiente grande para acomodar dichas varillas Figura 3.3.

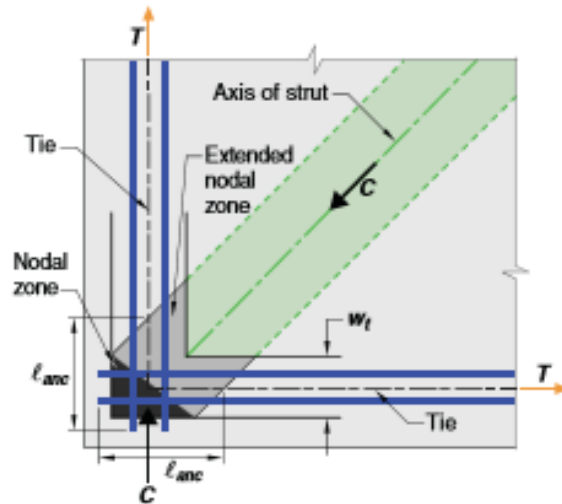


Figura 3.3. Zona nodal extendida de anclaje de dos varillas (ACI 318-19)

3.2.9. Diseño de las zonas nodales.

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal F_{nn} (ACI 318-19) debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} * A_{nz} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Donde:

F_{nn} =Resistencia nominal de una cara de una zona nodal (N o lb).

f_{ce} =Resistencia efectiva a la compresión del concreto en zona nodal (MPa o lb).

A_{nz} =Área de la cara de una zona nodal o de una sección a través de la zona nodal (mm² o in²).

La resistencia efectiva a la compresión del concreto en la cara de una zona nodal f_{ce} debe calcularse ver ecuación 3.11.

$$f_{ce} = 0.85 * \beta_c * \beta_n * f'_c \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

f_{ce} =Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo (MPa o Psi).

β_c =Factor de modificación de confinamiento para puntales y nodos del Método Puntal-Tensor ver Tabla 1.2.

β_n =Factor para calcular el efecto del anclaje de los tensores en la resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal ver Tabla 1.6.

f'_c =Resistencia específica a la compresión del concreto (MPa o Psi).

| Configuración de la zona nodal | β_n |
|---|-----------|
| Zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo, o ambas | 1.00 |
| Zonas nodales que anclan un tensor | 0.80 |
| Zonas nodales que anclan dos o más tensores | 0.60 |

Tabla 1.6. Mínima Distribución de Refuerzo (ACI 318-19).

Para el área de cada cara de una zona nodal **A_{nz}** , debe tomarse como la menor de:

- El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de **F_{us}** (Fuerza a compresión mayorada de un puntal en N o lb).
- El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

Si los esfuerzos en todos los puntales que se encuentra en una zona nodal son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de esa zona nodal son perpendiculares a los ejes de los puntales y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales. El Método Puntal-Tensor tridimensional, el área de cara de una zona nodal no debe ser menor a las condiciones antes mencionadas, y la forma de cada cara de las zonas nodales debe ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

3.2.10. Diseño optimizado.

Esta ecuación se deriva del principio de energía de deformación mínima del concreto con el comportamiento elástico lineal después de agrietarse. Se sabe que los puntales de concreto tienen tensiones muy pequeñas a comparación de las tensiones del acero. Este criterio también es útil para eliminar modelos indeseables. Por supuesto, debe entenderse que no existen soluciones óptimas únicas o absolutas, se entiende que, como el tamaño de la región o el diseño de las armaduras, siempre son diferentes. Pero un ingeniero con alguna experiencia en modelado de puntales y tirantes siempre encontrará una solución satisfactoria.

Eso nos deja con los elementos de acero, en los cuales se presentaría el modelo más apto sería aquel que cuenta con una menor longitud total de tensores, estimando que los esfuerzos entre estos fueran de igual magnitud. En caso opuesto el modelo más adecuado será el que posea un menor valor de la sumatoria empleada en todos los tensores del producto de la fuerza en cada tensor por su longitud o en resumen el modelo que tiene menos elementos.

Podrían surgir dudas sobre si se ha elegido el modelo correcto de varios posibles. Al seleccionar el modelo, es útil darse cuenta de que las cargas intentan usar el camino con la menor fuerza y deformaciones. Desde tensores reforzados son mucho más deformables que los puntales de concreto. El criterio para optimizar un modelo es con la siguiente fórmula:

$$\text{Modelo Optimo} = \text{Min} \sum_{i=1}^n F_i * L_i$$

Donde:

F_i = Fuerza de puntal o tensor.

L_i = Longitud del puntal o tensor.

3.3. Resistencia de diseño.

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ donde:

- Puntales: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$
- Tensores: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$
- Zonas nodales: $\phi F_{nn} \geq F_{us}$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

Para cargas por efecto de sismo

$\phi = 0.80$ en Puntales y Zonas nodales.

CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABE DE GRAN PERALTE MEDIANTE EL MÉTODO PUNTAL-TENSOR

En este capítulo se presenta diseño, revisión, propuesta de armado más óptimo, además de la comparación tanto analítica y numéricamente de la magnitud de los esfuerzos en trabe de gran peralte, muro y ménsula, mediante modelos en los softwares mencionados con base a las armaduras idealizadas para cada ejemplo (CAST y SAP 2000). Se decidió trabajar con trabes de gran peralte por la aplicación en muros de sótanos, diafragmas de entrepisos, trabe de acople, trabes de transferencia de columnas o muros de los niveles superiores a los inferiores que, al tener una inercia elevada, son capaces de garantizar un cambio de curvatura en las columnas conectadas entre ellas, generando un comportamiento de varios niveles, análogos a un marco de un nivel. Además de una ménsula para conocer la aplicación del Método Puntal-Tensor.

4.1. Trabe de gran peralte con cargas puntuales.

4.1.1. Ejemplo 1.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante solución por el método de los nodos y los softwares mencionados.

- Método de los nodos (manual)

Cálculo de reacciones

En nodos A

$$R_x = 0.0 \text{ kN}$$

$$R_y = \frac{800 \text{ kN} * 2100 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}} = 400.0 \text{ kN}$$

En nodo C

$$R_c = \frac{800 \text{ kN} * 2100 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}} = 400.0 \text{ kN}$$

Cálculo del ángulo

$$\text{tag } \theta = \frac{1066.4 \text{ mm}}{2100.0 \text{ mm}} = 0.50$$

$$\theta = \tan^{-1}(0.507) = 26.92^\circ$$

Cálculo de Puntal

$$P = -\frac{400 \text{ kN}}{\sin(26.92^\circ)} = -883.44 \text{ kN (Compresión)}$$

Cálculo de Tensor

$$T = 883.44 * \cos(26.92^\circ) = 787.70 \text{ kN (Tensión)}$$

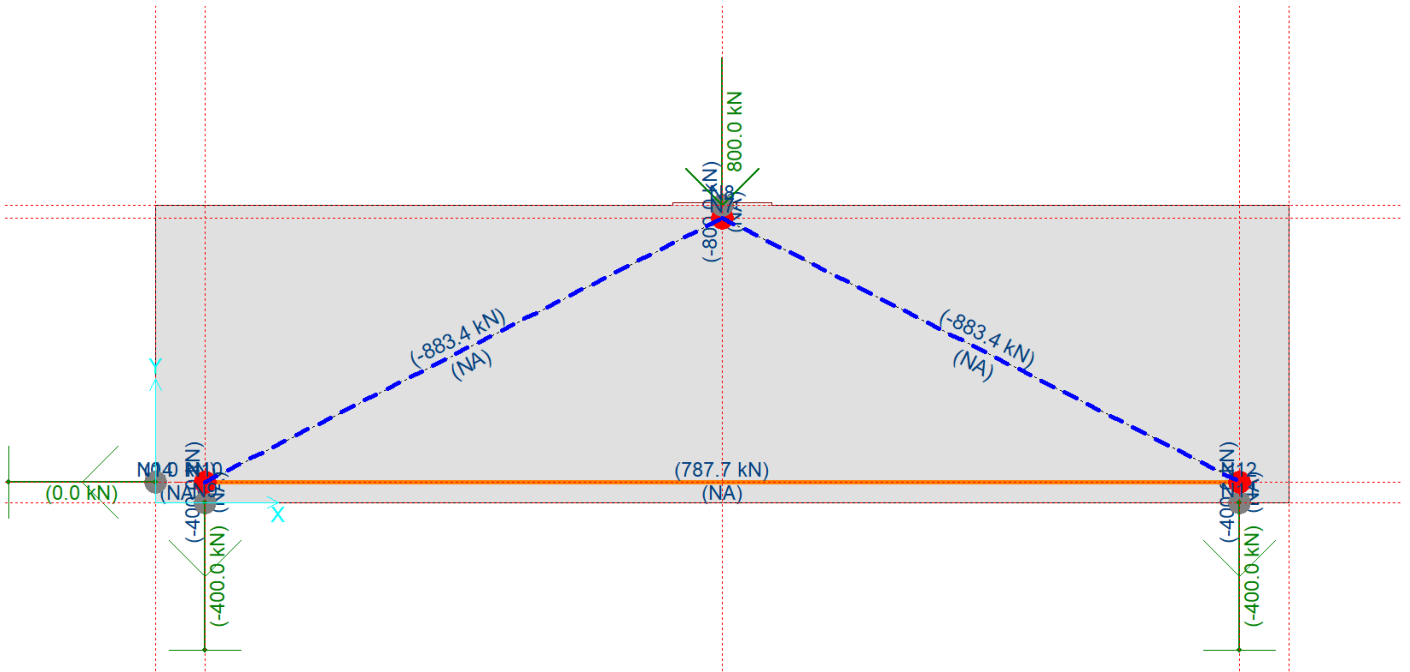


Imagen 4.1. Armadura idealizada (CAST).

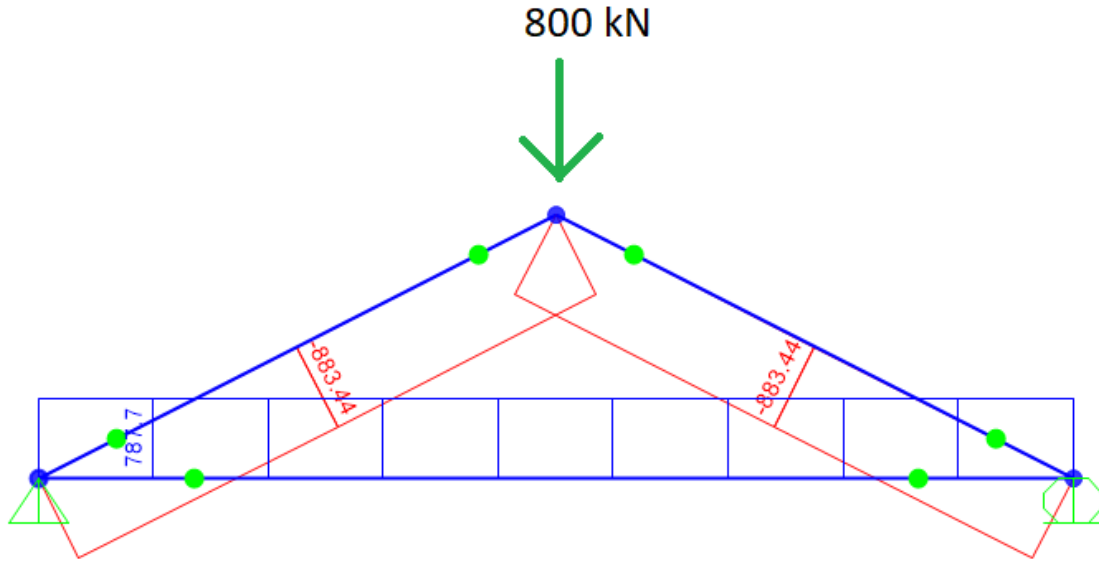


Imagen 4.2. Armadura idealizada (SAP2000).

TRABE SIMPLEMENTE APOYADA CON CARGA PUNTUAL AL CENTRO

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

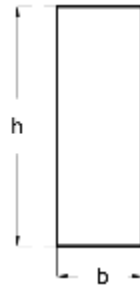
DATOS DE LONGITUD

$$L_1 := 2100 \text{ mm}$$

$$L_E := L_1 + L_1 = 4200 \text{ mm}$$

$$L_C := (L_1 + L_1) - \left(\frac{C_1}{2}\right) - \left(\frac{C_1}{2}\right) = 3800 \text{ mm}$$

DATOS DE LA TRABE



$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

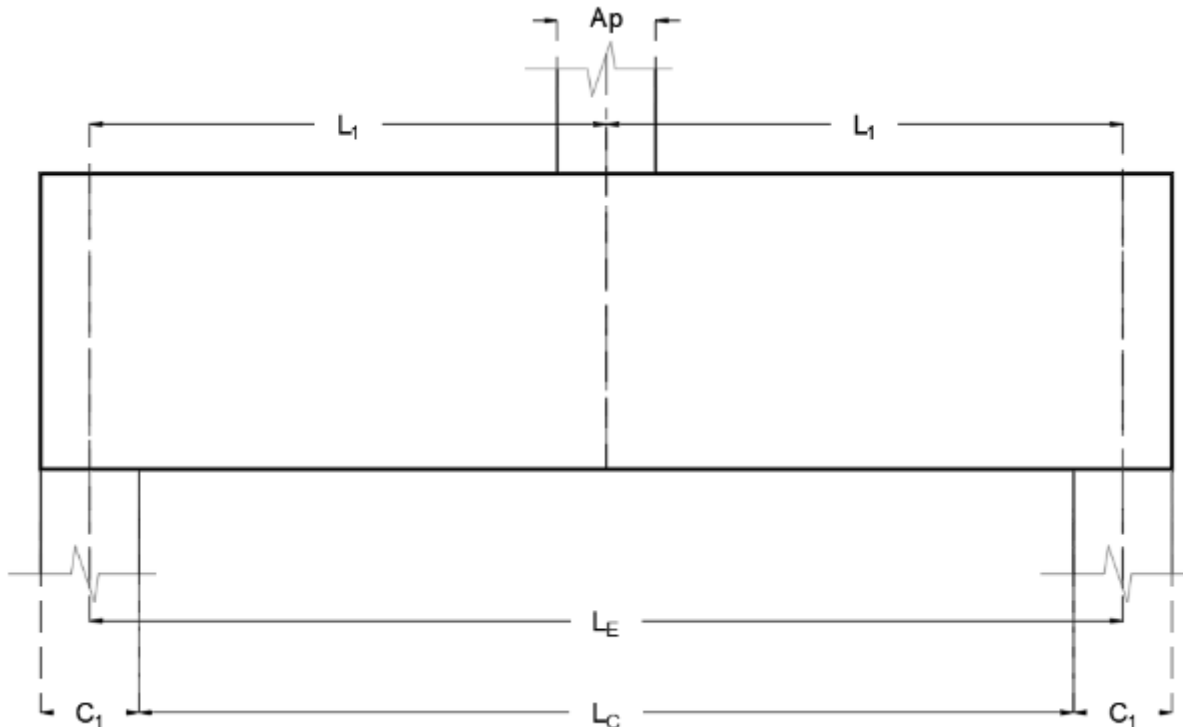
$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

$$W_t := 167.2 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

$$A_p := 400 \text{ mm}$$

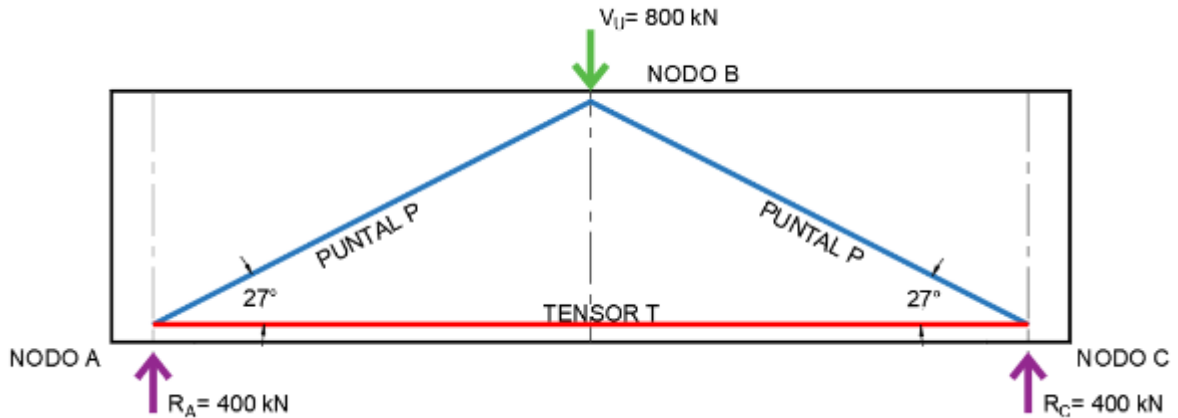
$$V_U := 800 \text{ kN}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de $2h$ del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTAL

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados.
(ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

$$P := 883.44 \text{ kN}$$

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

$$T := P \cdot \cos(26.92^\circ) = 787.71 \text{ kN}$$

DISEÑO DE PUNTAL

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$W_s := W_t \cdot \cos(26.92^\circ) + C_t \cdot \sin(26.92^\circ) = 330.18 \text{ mm}$$

$$A_{cs} := b \cdot W_s = 115563.18 \text{ mm}^2$$

$$F_{ns} := f_{ce} \cdot A_{cs} = 2210.15 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns} = 1657.61 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.53 < 1.0$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.3.1a

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A y C tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Reacción A y Reacción C

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

$$\frac{400 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.19 < 1.0$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

Puntal P

$$A_{nzp} := b \cdot W_s = 115563.18 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 2357.49 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 1768.12 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.5 < 1.0$$

Tensor T

$$A_{nz} := b \cdot W_t = 58520 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 1193.81 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 895.36 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.88 < 1.0$$

Nodo B tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Carga de diseño Vu

$$A_{nz} := b \cdot A_p = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 3570 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2677.5 \text{ kN}$$

$$\frac{V_U}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.3 < 1.0$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

Puntal P

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 2946.86 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2210.15 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.4 < 1.0$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

DISEÑO DE TENSOR

Capa 1 de acero con 4 varillas del # 8

$$A_{s1} := 4 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 2040 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 2 varillas del # 6

$$A_{s2} := 2 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s1} + A_{s2} = 2608 \text{ mm}^2$$

$$> \frac{T}{\phi \cdot f_y} = 2500.67 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 1095.36 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 821.52 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.96 < 1.0$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

REFUERZO EN PUNTAL

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

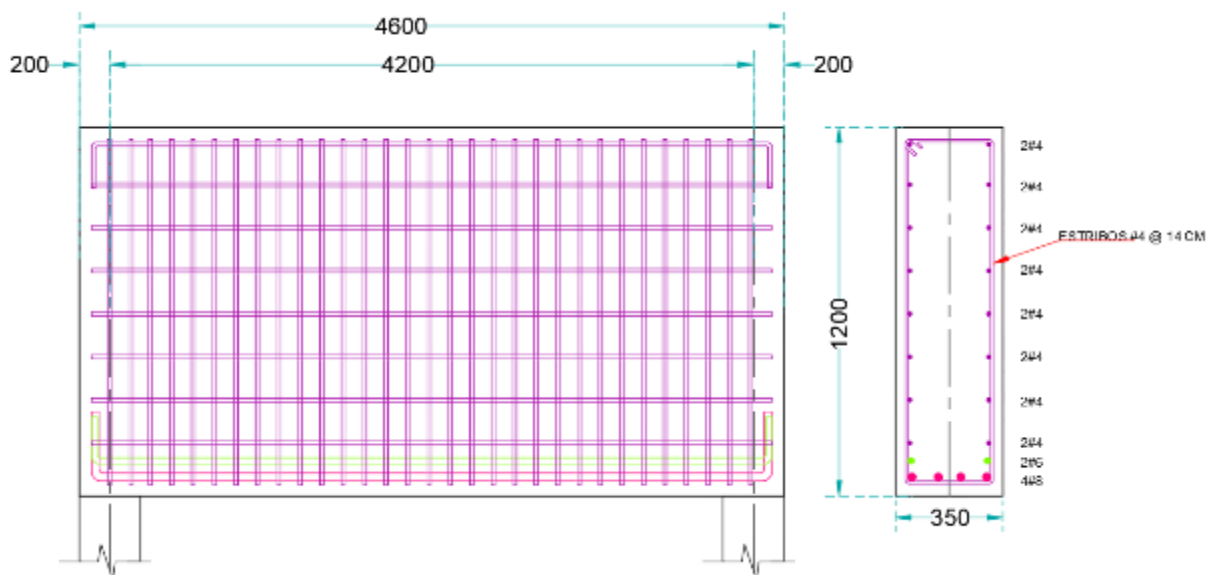
$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

Tabla 23.5.1.

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{tR}

$$r_{min} = 40 \text{ mm} \quad W_{tR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + r_{min} = 167.2 \text{ mm}$$

ARMADO EN TRABE



4.1.2. Ejemplo 2.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

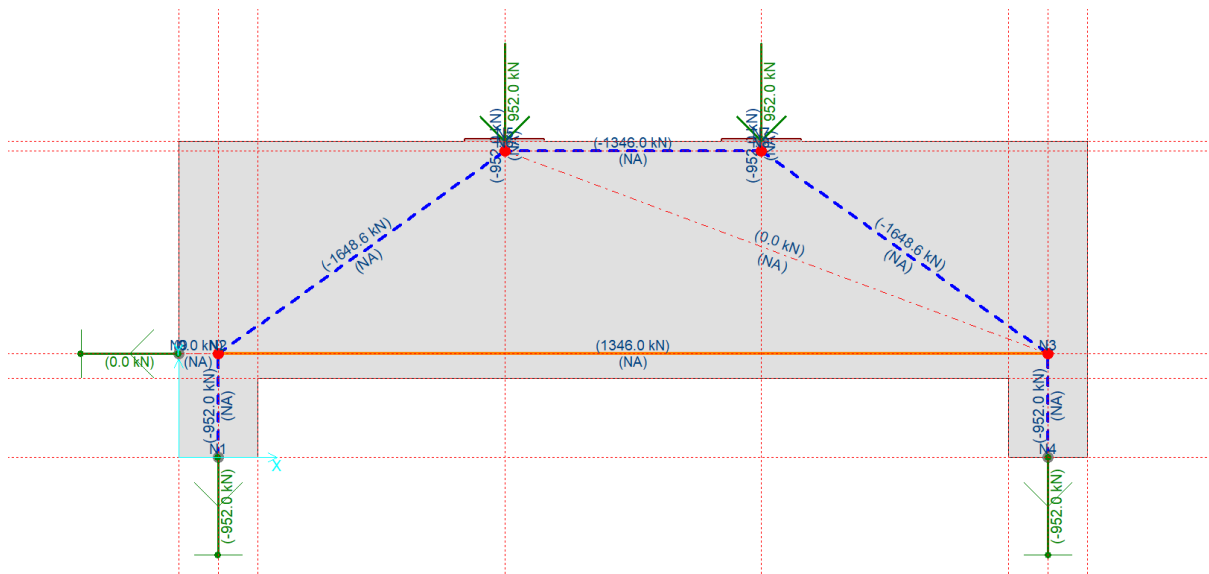


Imagen 4.3. Armadura idealizada (CAST).

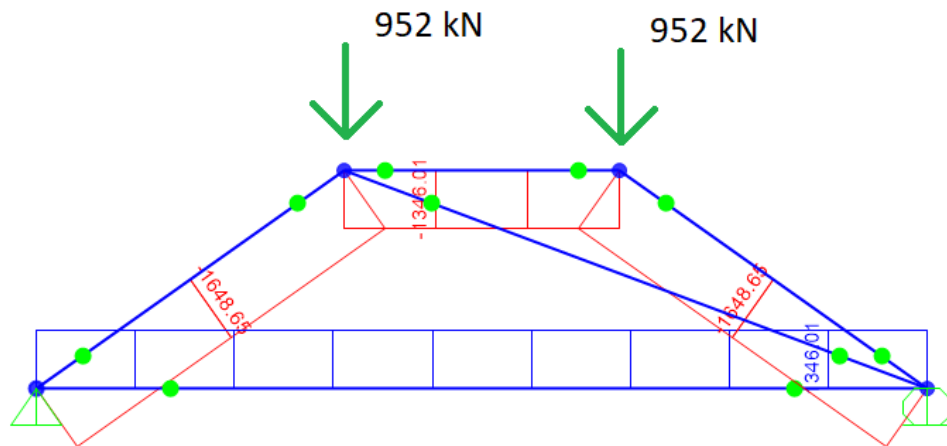


Imagen 4.4. Armadura idealizada (SAP2000).

TRABE SIMPLEMENTE APOYADA CON DOS CARGAS PUNTUALES

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LONGITUD

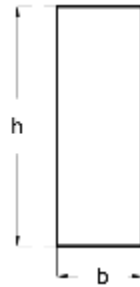
$$L_1 := 1450 \text{ mm}$$

$$L_2 := 1300 \text{ mm}$$

$$L_E := 2 \cdot L_1 + L_2 = 4200 \text{ mm}$$

$$L_C := (2 \cdot L_1 + L_2) - \left(\frac{C_1}{2}\right) - \left(\frac{C_1}{2}\right) = 3800 \text{ mm}$$

DATOS DE LA TRABE



$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

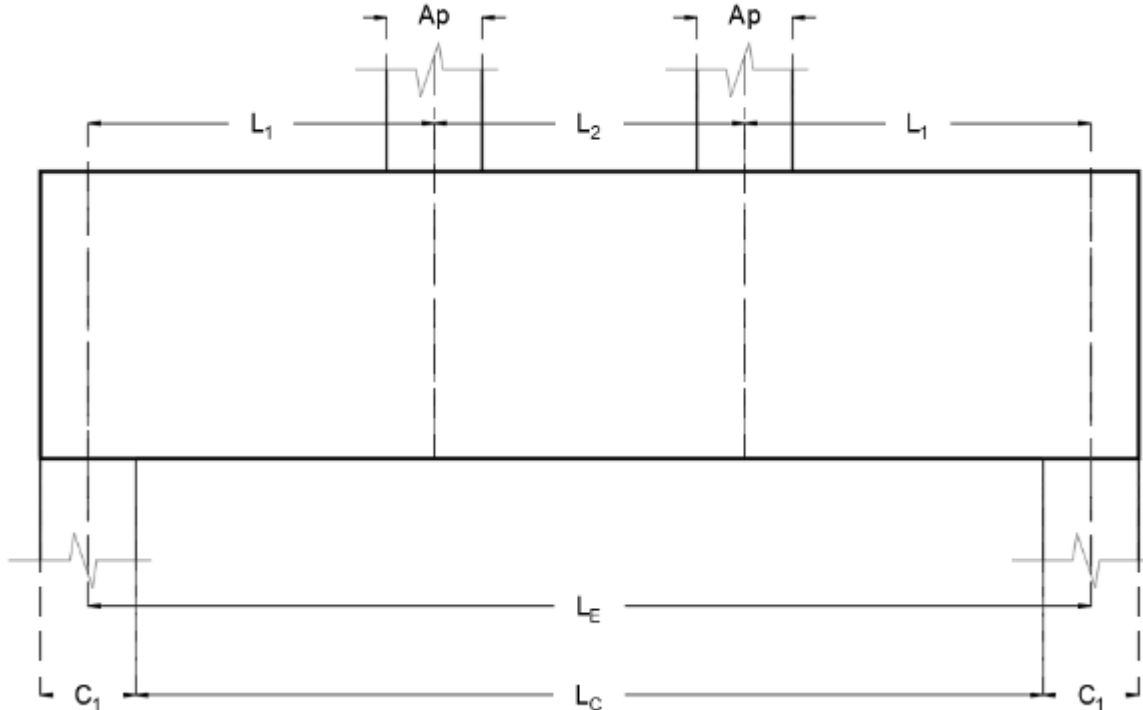
$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

$$W_t := 248.9 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

$$A_p := 400 \text{ mm}$$

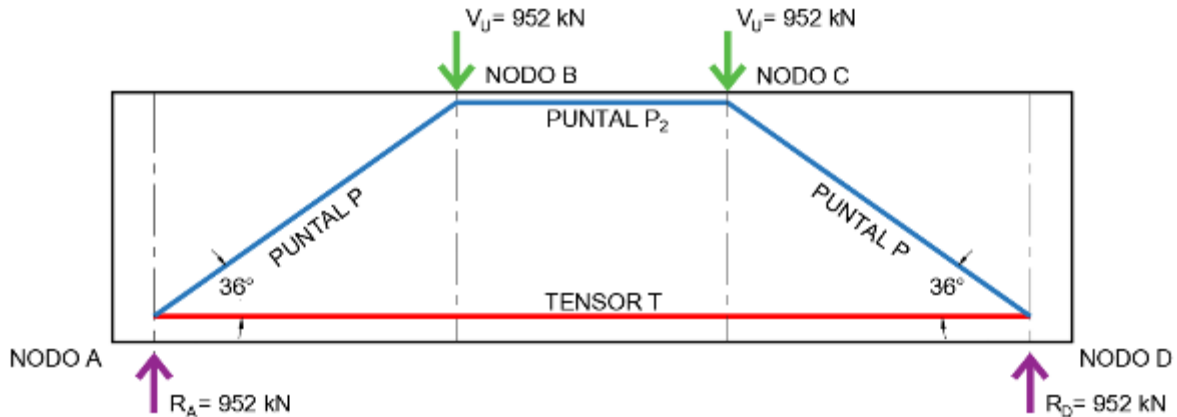
$$V_U := 952 \text{ kN}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de $2h$ del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados.
(ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

$$P := 1648.60 \text{ kN}$$

$$P_2 := 1346.0 \text{ kN}$$

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

$$T := 1346.0 \text{ kN}$$

DISEÑO DE PUNTALES

Puntal P

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$W_s := W_t \cdot \cos(36^\circ) + C_1 \cdot \sin(36^\circ) = 436.48 \text{ mm}$$

$$A_{cs} := b \cdot W_s = 152767.45 \text{ mm}^2$$

$$F_{ns} := f_{ce} \cdot A_{cs} = 2921.68 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns} = 2191.26 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.75 < 1.0$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.3.1a

Puntal 2

$$\beta_s := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$Fns := f_{ce} \cdot Acs = 3895.57 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns = 2921.68 \text{ kN}$$

$$\frac{P_2}{\phi \cdot Fns} = 0.46 < 1.0$$

Tabla 23.4.3(a)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.3.1a

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A y D tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Reacción A y Reacción D

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

$$\frac{952 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.44 < 1.0$$

Puntal P

$$A_{nzp} := b \cdot W_s = 152767.45 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 3116.46 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2337.34 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.71 < 1.0$$

Tensor T

$$A_{nz} := b \cdot W_t = 87115 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 1777.15 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 1332.86 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nn}} = 1.01 < 1.0$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

Nodo B y C tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Carga de diseño Vu

$$A_{nz} := b \cdot A_p = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 3570 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2677.5 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{V_U}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.36 < 1.0$$

Puntales

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 3895.57 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2921.68 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.56 < 1.0 \quad \frac{P_2}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.46 < 1.0$$

DISEÑO DE TENSOR

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 8

$$As_1 := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 3 varillas del # 8

$$As_2 := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 3 de acero con 3 varillas del # 8

$$As_3 := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 + As_3 = 4590 \text{ mm}^2 > \frac{T}{\phi \cdot f_y} = 4273.02 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 1927.8 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 1445.85 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.93 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

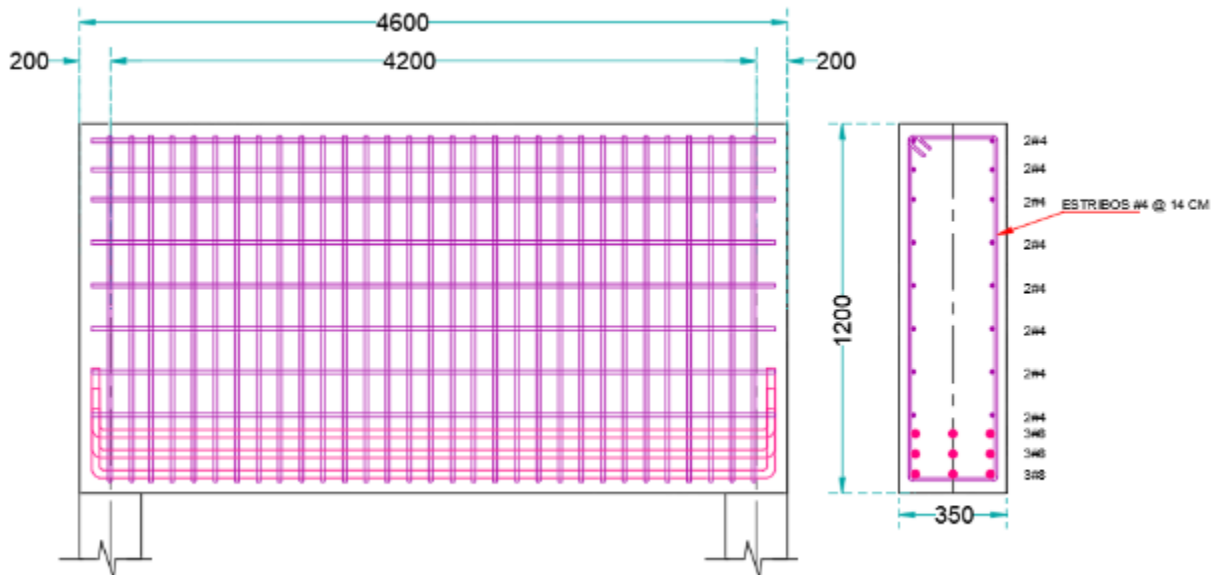
Tabla 23.5.1.

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{tR}

$$r_{min} = 40 \text{ mm}$$

$$W_{tR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 40 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 40 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + r_{min} = 248.9 \text{ mm}$$

ARMADO EN TRABE



4.1.3. Ejemplo 3.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

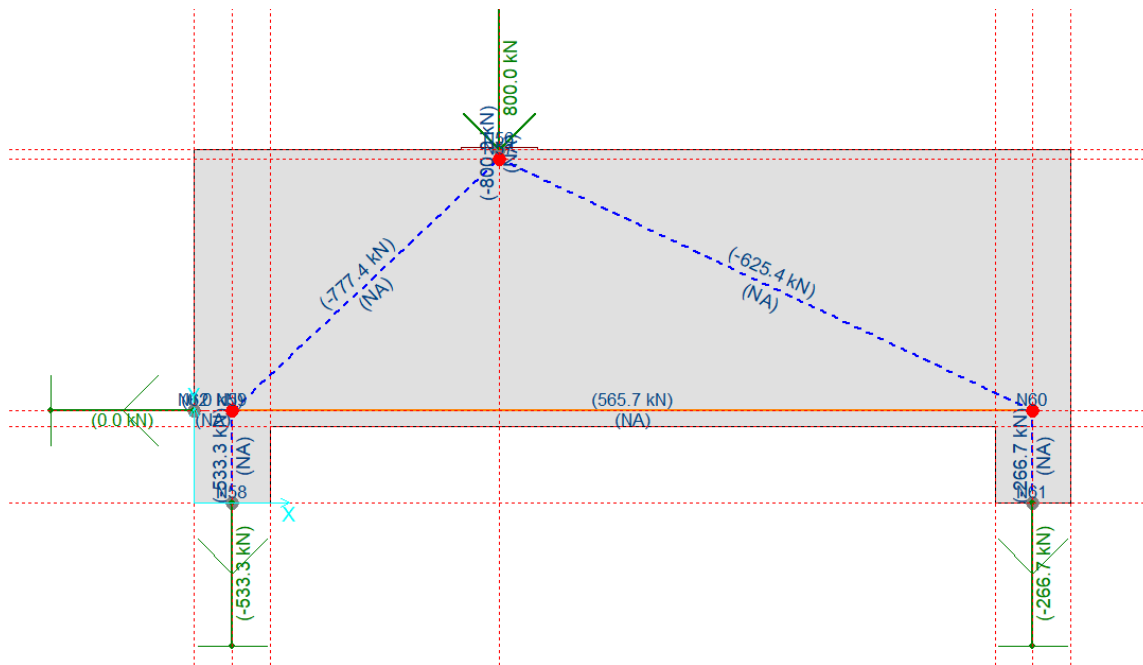


Imagen 4.5. Armadura idealizada (CAST).

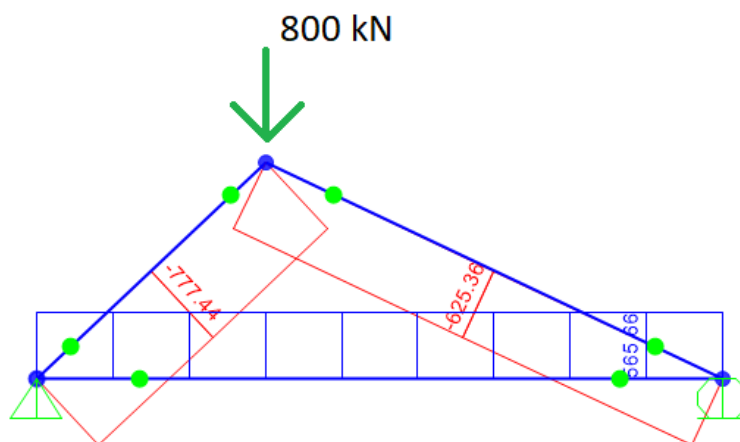


Imagen 4.6. Armadura idealizada (SAP2000).

TRABE SIMPLEMENTE APOYADA CON CARGA PUNTUAL EXCENTRICA

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LONGITUD

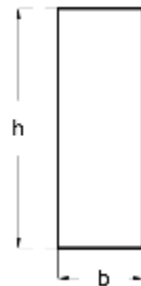
$$L_1 := 1400 \text{ mm}$$

$$L_2 := 2800 \text{ mm}$$

$$L_E := L_1 + L_2 = 4200 \text{ mm}$$

$$L_C := (L_1 + L_2) - \left(\frac{C_1}{2}\right) - \left(\frac{C_1}{2}\right) = 3800 \text{ mm}$$

DATOS DE LA TRABE



$$h := 1450 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

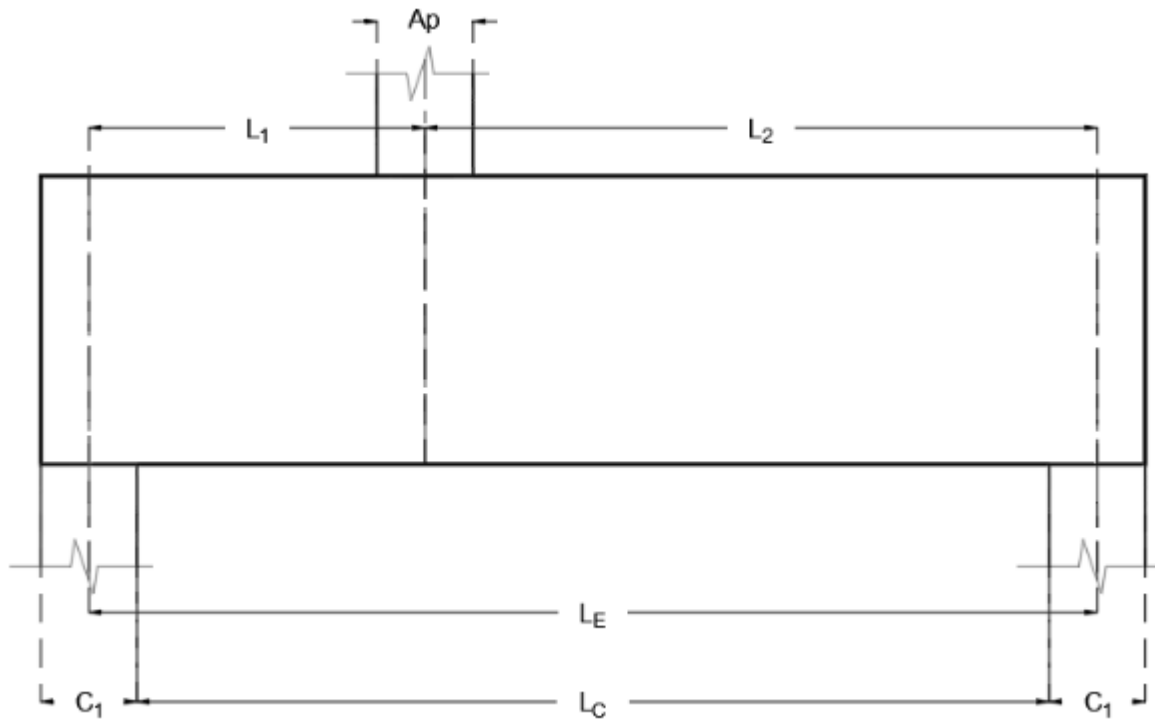
$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

$$W_t := 164 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

$$A_p := 400 \text{ mm}$$

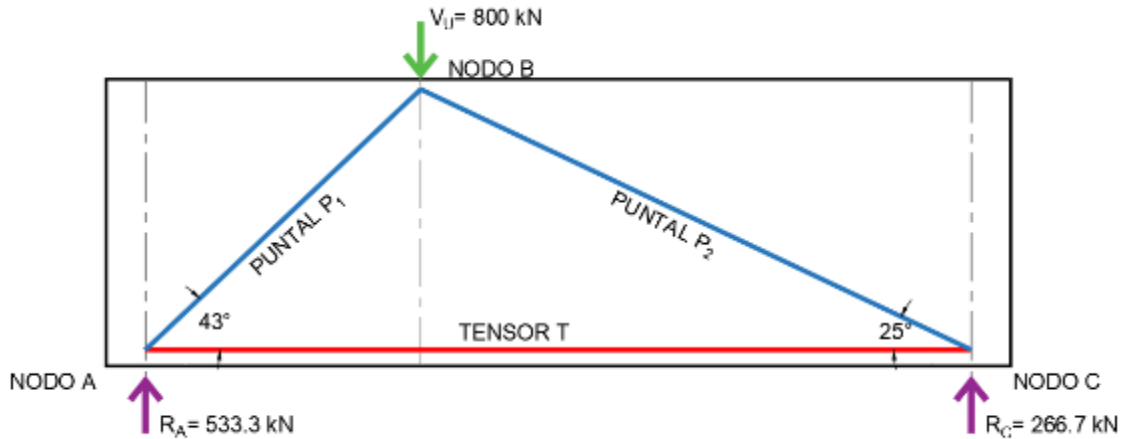
$$V_U := 800 \text{ kN}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de $2h$ del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados.
(ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

$$P_1 := 777.4 \text{ kN}$$

$$P_2 := 625.4 \text{ kN}$$

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

$$T := 565.7 \text{ kN}$$

DISEÑO DE PUNTALES

Puntal 1 y Puntal 2

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$W_s := W_t \cdot \cos(43^\circ) + C_1 \cdot \sin(43^\circ) = 392.74 \text{ mm}$$

$$W_{s2} := W_t \cdot \cos(25^\circ) + C_1 \cdot \sin(25^\circ) = 317.68 \text{ mm}$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

$$A_{cs} := b \cdot W_s = 137459.47 \text{ mm}^2$$

$$A_{cs_2} := b \cdot W_{s_2} = 111188.62 \text{ mm}^2$$

$$F_{ns} := f_{ce} \cdot A_{cs} = 2628.91 \text{ kN}$$

$$F_{ns_2} := f_{ce} \cdot A_{cs_2} = 2126.48 \text{ kN}$$

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.4.1a

$$\phi \cdot F_{ns} = 1971.68 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns_2} = 1594.86 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1a

Ecuación 23.3.1a

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.39 < 1.0 \quad \frac{P_2}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.32 < 1.0$$

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A y C tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Reacción A y Reacción C

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{533.30 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.25 < 1.0$$

$$\frac{266.70 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.12 < 1.0$$

Puntal 1

$$A_{nzp1} := b \cdot W_s = 137459.47 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 2804.17 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2103.13 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.37 < 1.0$$

Puntal 2

$$A_{nzp2} := b \cdot W_{s_2} = 111188.62 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp2} = 2268.25 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 1701.19 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.37 < 1.0$$

Tensor T

$$A_{nz} := b \cdot W_t = 57400 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 1170.96 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 878.22 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.64 < 1.0$$

Nodo B tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Carga de diseño Vu

$$A_{nz} := b \cdot Ap = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 3570 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2677.5 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{V_U}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.3 < 1.0$$

Puntal 1 y Puntal 2

$$F_{nn1} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 3505.22 \text{ kN}$$

$$F_{nn2} := f_{ce} \cdot A_{nzp2} = 2835.31 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

$$\phi \cdot F_{nn1} = 2628.91 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nn2} = 2126.48 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nn1}} = 0.3 < 1.0 \quad \frac{P_2}{\phi \cdot F_{nn2}} = 0.29 < 1.0$$

DISEÑO DE TENSOR

Tensor 1 y Tensor 2

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 8

$$As_1 := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 2 varillas del # 6

$$As_2 := 2 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 = 2098 \text{ mm}^2$$

$$> \frac{T}{\phi \cdot f_y} = 1795.87 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 881.16 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 660.87 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2
Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.86 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

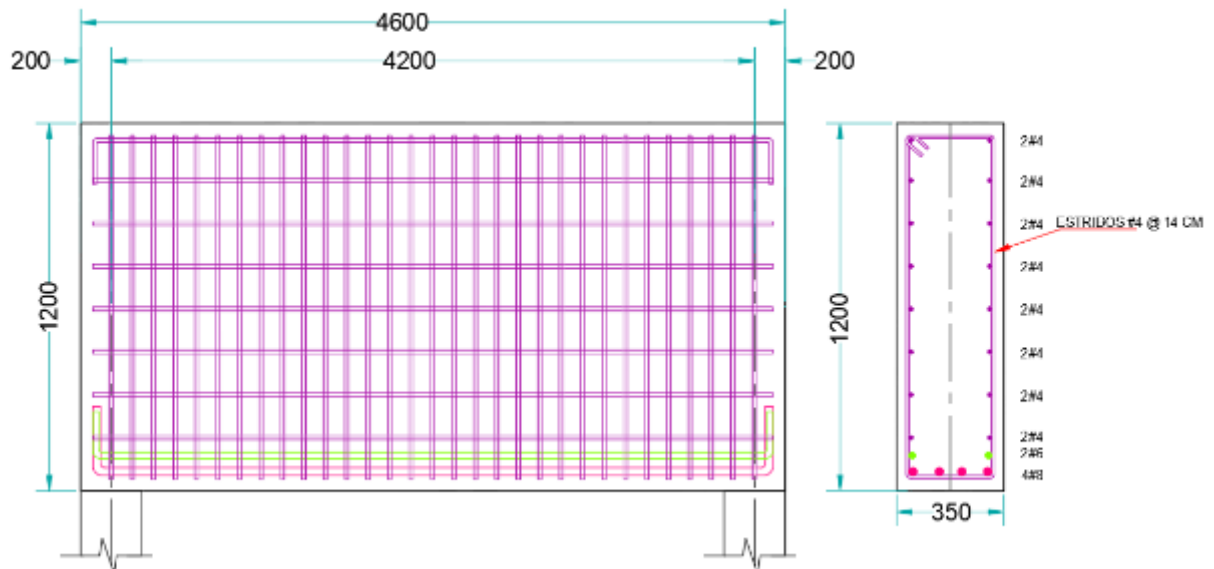
Tabla 23.5.1.

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{tR}

$$r_{min} = 40 \text{ mm}$$

$$W_{tR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 15.9 \text{ mm} + r_{min} = 164 \text{ mm}$$

ARMADO EN TRABE



4.1.4. Ejemplo 4.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

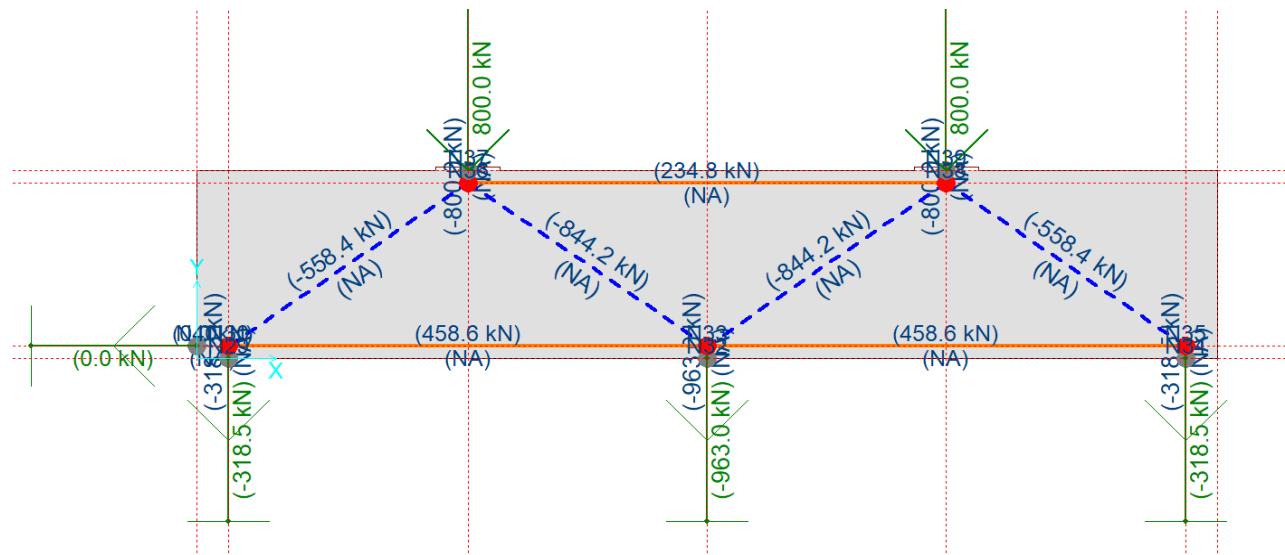


Imagen 4.7. Armadura idealizada (CAST).

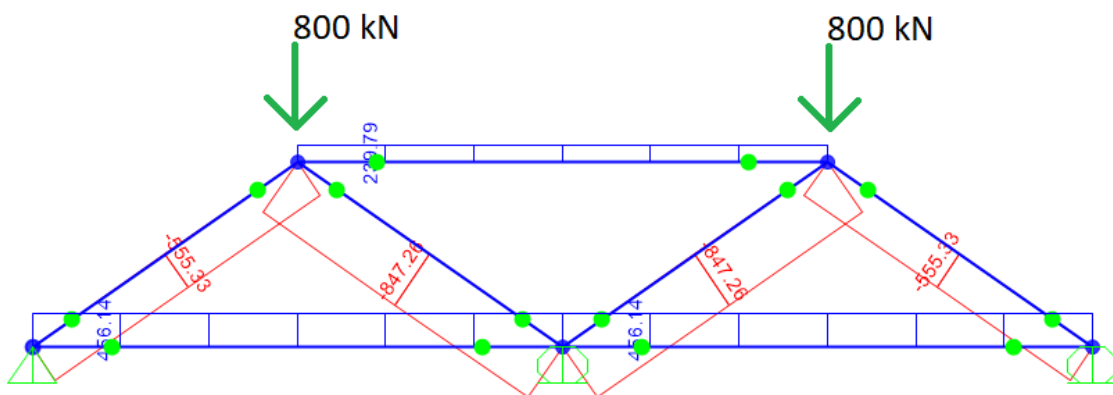


Imagen 4.8. Armadura idealizada (SAP2000).

TRABE CONTINUA CON CARGAS PUNTUALES CENTRICAS

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LA TRABE



$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

$$W_i := 160.9 \text{ mm}$$

$$W_s := 154.5 \text{ mm}$$

DATOS DE LONGITUD

$$L_1 := 1500 \text{ mm}$$

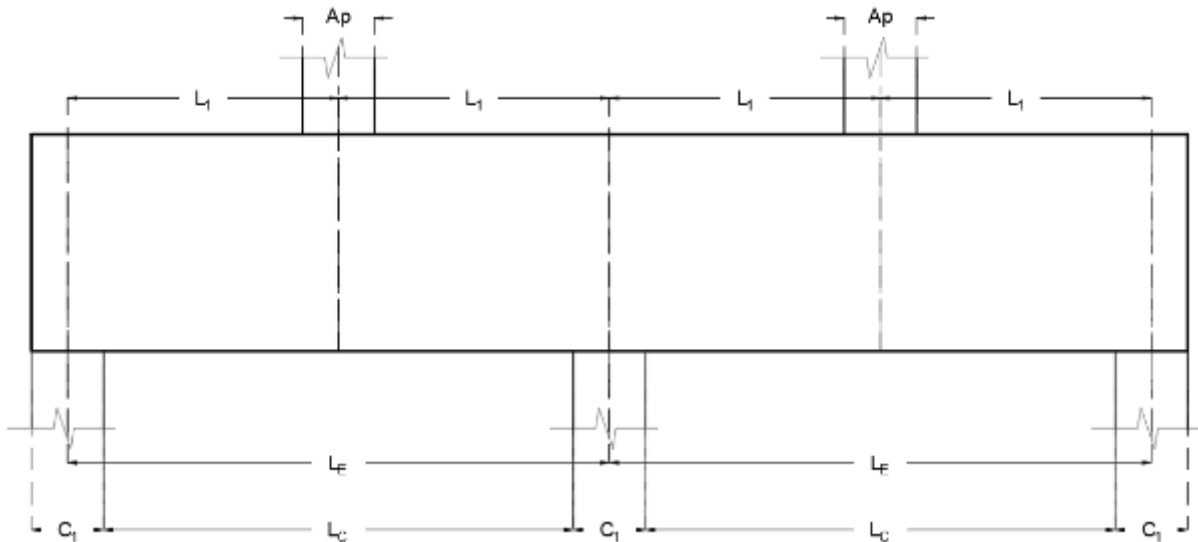
$$L_E := L_1 + L_1 = 3000 \text{ mm}$$

$$L_C := (L_1 + L_1) - \left(\frac{C_1}{2}\right) - \left(\frac{C_1}{2}\right) = 2600 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

$$A_p := 400 \text{ mm}$$

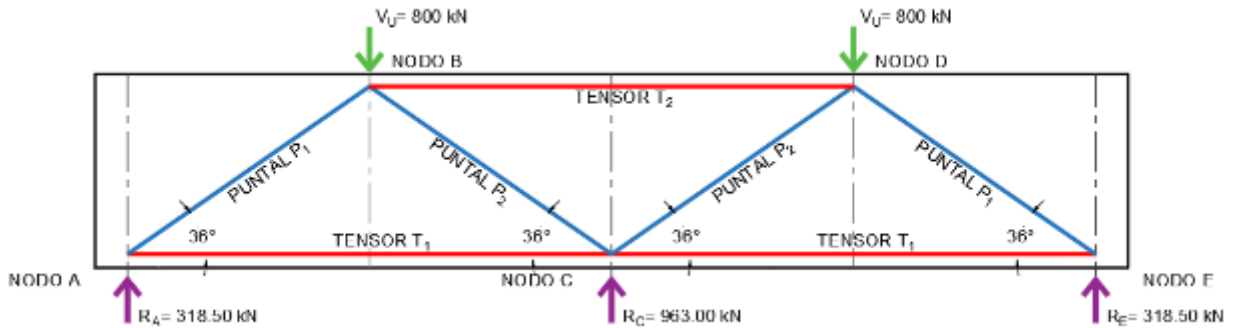
$$V_U := 800 \text{ kN}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de 2 h del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados. (ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

$$P_1 := 558.4 \text{ kN}$$

$$P_2 := 844.2 \text{ kN}$$

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

$$T_1 := 458.6 \text{ kN}$$

$$T_2 := 234.8 \text{ kN}$$

DISEÑO DE PUNTALES

Puntal 1 y Puntal 2

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$W_s := W_i \cdot \cos(36^\circ) + C_1 \cdot \sin(36^\circ) = 365.28 \text{ mm}$$

$$A_{cs} := b \cdot W_s = 127849.73 \text{ mm}^2$$

$$F_{ns} := f_{ce} \cdot A_{cs} = 2445.13 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns} = 1833.84 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.3 < 1.0$$

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.46 < 1.0$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.3.1a

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A y E tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Reacción A y Reacción E

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{318.5 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.15 < 1.0$$

Puntal 1

$$A_{nzp} := b \cdot W_s = 127849.73 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 2608.13 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 1956.1 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.29 < 1.0$$

Tensor 1

$$A_{nz} := b \cdot W_i = 56315 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 1148.83 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 861.62 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.53 < 1.0$$

Nodo B y D tipo de nodo C-C-T

Carga Vu

$$A_{nz} := b \cdot A_p = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{V_U}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.37 < 1.0$$

Puntal 1 con Puntal 2

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

Puntal 1 con Puntal 2

$$\frac{P_1 + P_2 \cdot \sin(36^\circ)}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.49 < 1.0$$

Tensor 2

$$A_{nz} := b \cdot W_s = 54075 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 1103.13 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 827.35 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.28 < 1.0$$

Nodo C tipo de nodo C-T-T

$$\beta_n := 0.6$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 15.3 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Reacción C

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 827.35 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 620.51 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{963.0 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 1.55 < 1.0$$

Puntal 2

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 1956.1 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 1467.08 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_1 \cdot \sin(36^\circ) + P_2 \cdot \sin(36^\circ)}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.56 < 1.0$$

Tensor 1

$$A_{nz} := b \cdot W_i = 56315 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 861.62 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 646.21 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.71 < 1.0$$

DISEÑO DE TENSOR

Tensor 1

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 6

$$As_1 := 3 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 852 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 3 varillas del # 6

$$As_2 := 3 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 852 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 = 1704 \text{ mm}^2 >$$

$$\frac{T_1}{\phi \cdot fy} = 1455.87 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot fy = 715.68 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 536.76 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.85 < 1.0$$

Tensor 2

Capa 1 de acero con 2 varillas del # 5

$$As_1 := 3 \cdot 199 \text{ mm}^2 = 597 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 2 varillas del # 5

$$As_2 := 2 \cdot 199 \text{ mm}^2 = 398 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 = 995 \text{ mm}^2 >$$

$$\frac{T_2}{\phi \cdot fy} = 745.4 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot fy = 417.9 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 313.43 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.75 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

Tabla 23.5.1.

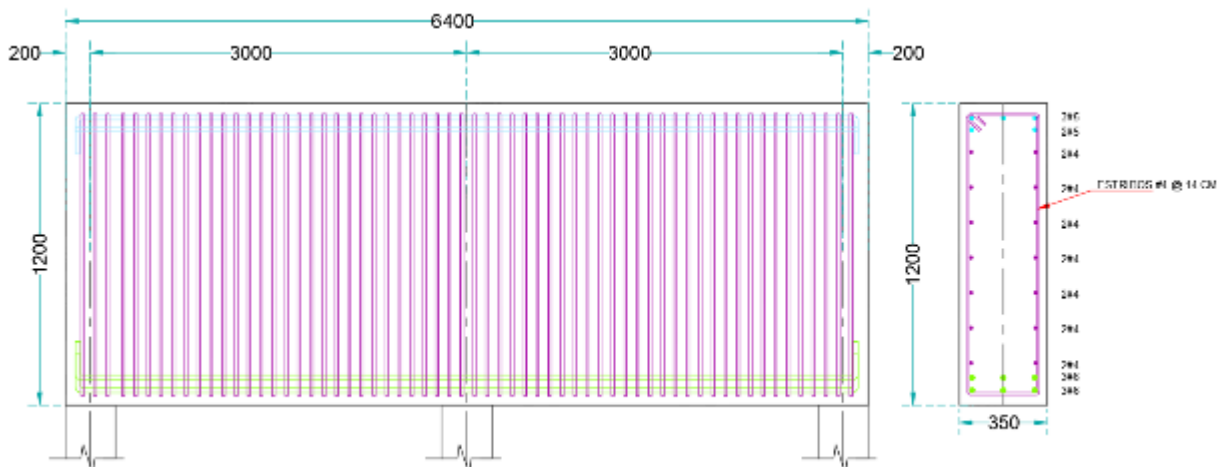
CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{iR}

$$r_{min} = 40 \text{ mm} \quad W_{iR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + r_{min} = 160.9 \text{ mm}$$

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{sR}

$$r_{min} = 40 \text{ mm} \quad W_{sR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 15.9 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 15.9 \text{ mm} + r_{min} = 154.5 \text{ mm}$$

ARMADO EN TRABE



4.2. Trabe de gran peralte con carga distribuida.

4.2.1. Ejemplo 1.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

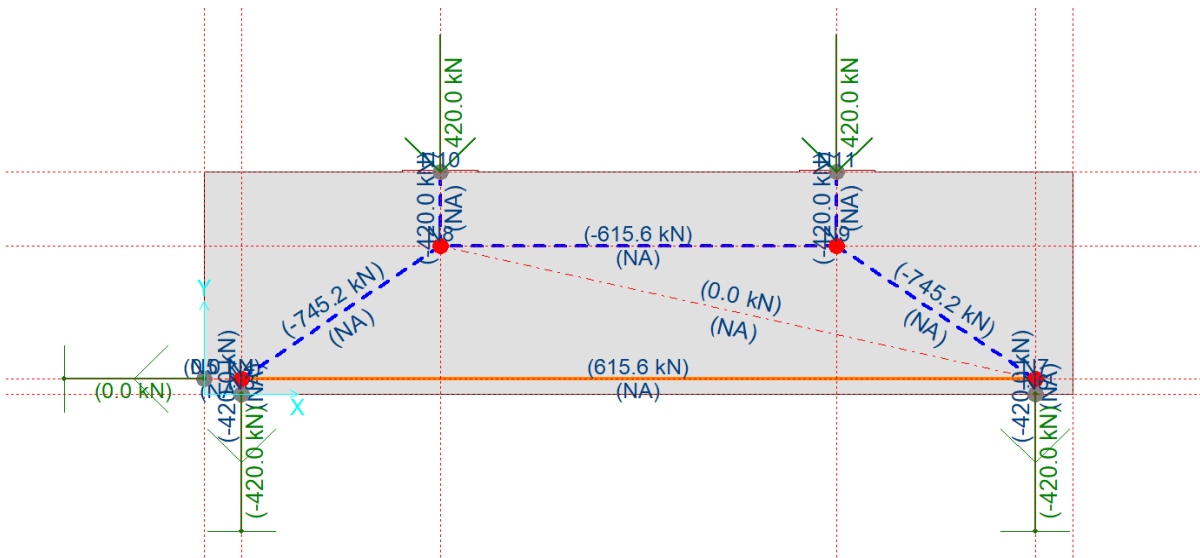


Imagen 4.7. Armadura idealizada (CAST).

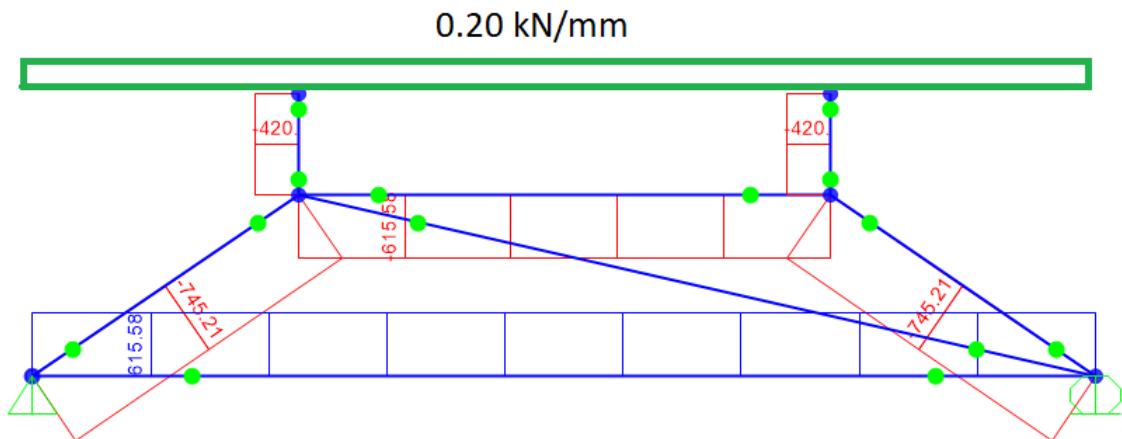


Imagen 4.8. Armadura idealizada (SAP2000).

TRABE SIMPLEMENTE APOYADA CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

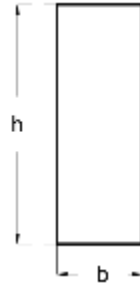
$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LONGITUD

$$L_C := 3800 \text{ mm}$$

$$L_E := L_C + \frac{C_1}{2} + \frac{C_1}{2} = 4200 \text{ mm}$$

DATOS DE LA TRABE



$$h := 1200 \text{ mm}$$

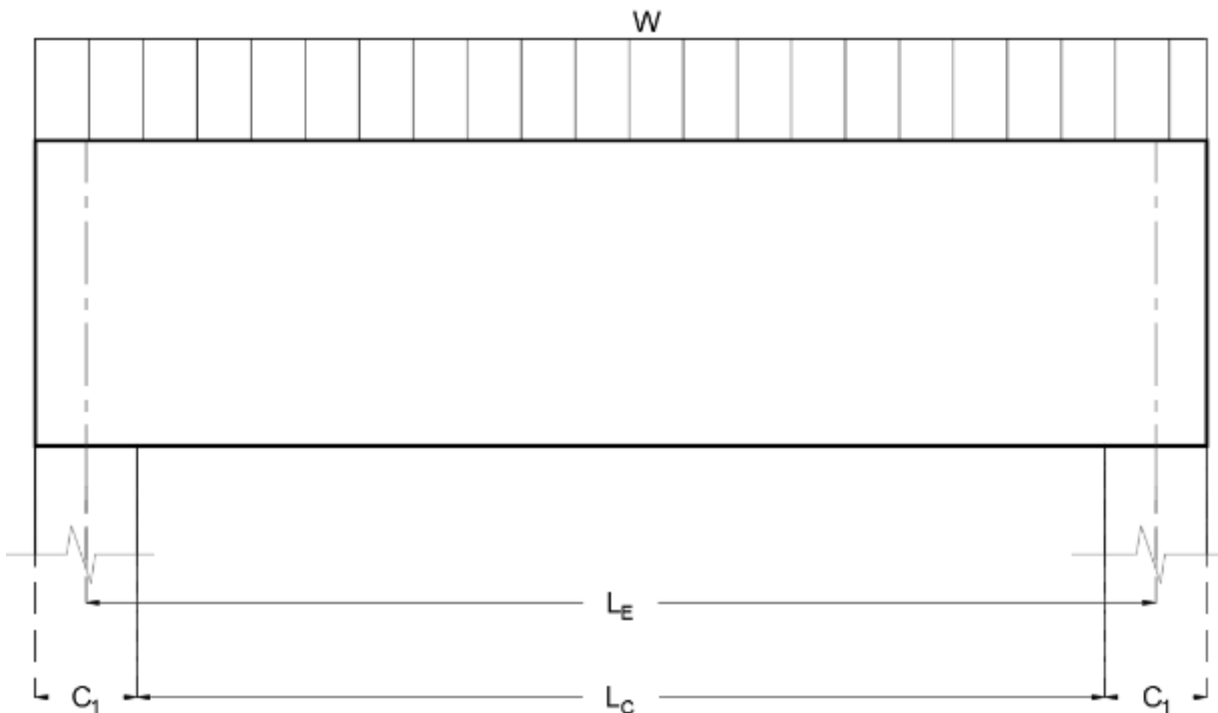
$$b := 350 \text{ mm}$$

$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

$$W_t := 167.2 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA DISTRIBUIDA

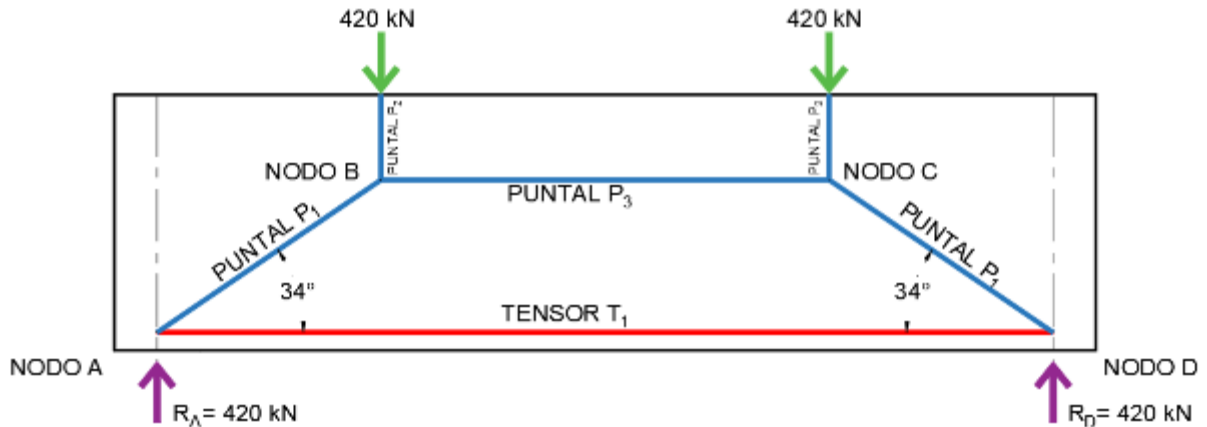
$$W := 0.20 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de 2 h del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados. (ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

Puntal 1

$$P_1 := 745.2 \text{ kN}$$

Puntal 2

$$P_2 := 420 \text{ kN}$$

Puntal 3

$$P_3 := 615.6 \text{ kN}$$

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

$$T := 615.6 \text{ kN}$$

DISEÑO DE PUNTALES

Puntal 1

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$W_s := W_t \cdot \cos(34^\circ) + C_1 \cdot \sin(34^\circ) = 362.29 \text{ mm}$$

$$A_{cs} := b \cdot W_s = 126802.29 \text{ mm}^2$$

$$F_{ns} := f_{ce} \cdot A_{cs} = 2425.09 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns} = 1818.82 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.41 < 1.0$$

Puntal 2 y Puntal 3

$$\beta_s := 1$$

$$\beta_c := 1$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.3.1a

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c = 25.5 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$F_{ns} := f_{ce} \cdot A_{cs} = 3233.46 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns} = 2425.09 \text{ kN}$$

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.4.1a

Ecuación 23.3.1a

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.17 < 1.0$$

$$\frac{P_3}{\phi \cdot F_{ns}} = 0.25 < 1.0$$

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A y D tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Reacción A y Reacción D

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{420 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.2 < 1.0$$

Puntal 1

$$A_{nzp} := b \cdot W_s = 126802.29 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 2586.77 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 1940.07 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.38 < 1.0$$

Tensor 1

$$A_{nz} := b \cdot W_t = 58520 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 1193.81 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 895.36 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.69 < 1.0$$

Nodo B y C tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Puntal 1, Puntal 2 y Puntal 3

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzp} = 3233.46 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2425.09 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.31 < 1.0$$

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.17 < 1.0$$

$$\frac{P_3}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.25 < 1.0$$

DISEÑO DE TENSOR

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 8

$$As_1 := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 2 varillas del # 6

$$As_2 := 2 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 = 2098 \text{ mm}^2$$

$$> \frac{T}{\phi \cdot fy} = 1954.29 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot fy = 881.16 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 660.87 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.93 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

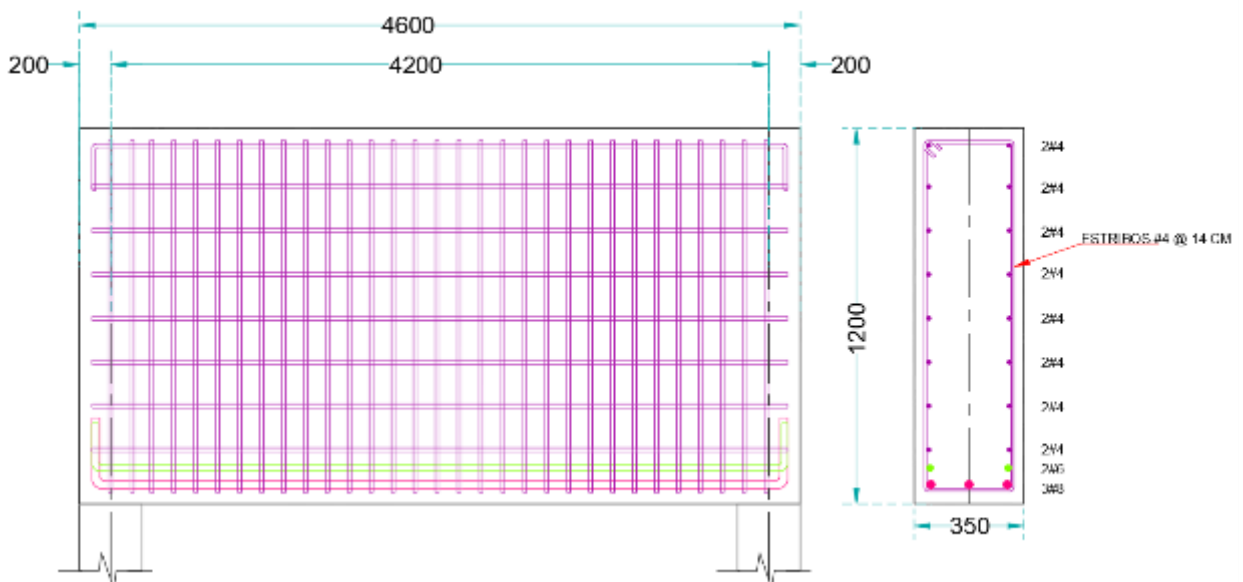
$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

Tabla 23.5.1.

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{tR}

$$r_{min} = 40 \text{ mm} \quad W_{tR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + r_{min} = 167.2 \text{ mm}$$

ARMADO EN TRABE



4.2.2. Ejemplo 2.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

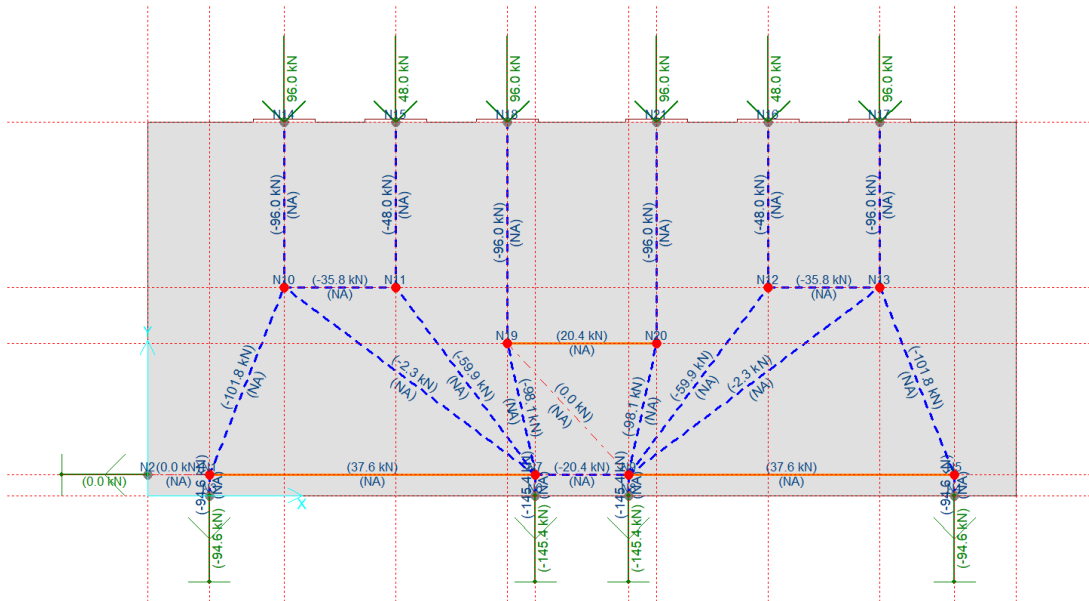


Imagen 4.9. Armadura idealizada (CAST).

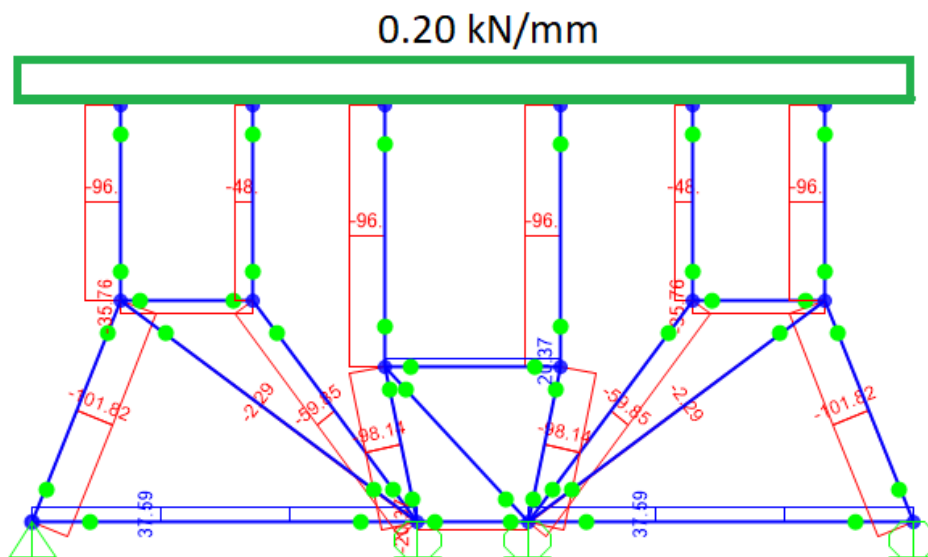


Imagen 4.10. Armadura idealizada (SAP2000).

TRABE CONTINUA CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

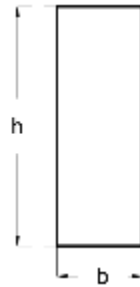
$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LONGITUD

$$L_1 := 1200 \text{ mm}$$

$$L_c := (L_1) - \left(\frac{C_1}{2}\right) - \left(\frac{C_1}{2}\right) = 800 \text{ mm}$$

DATOS DE LA TRABE



$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

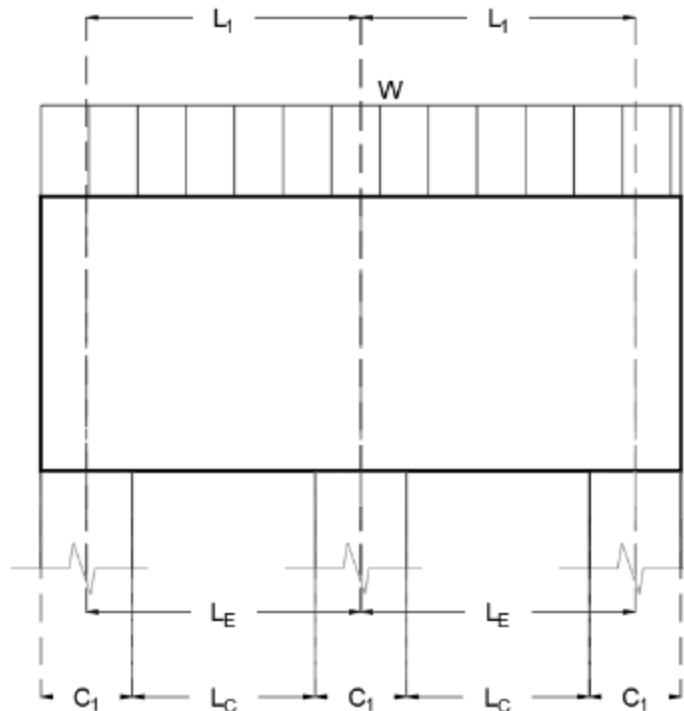
$$r_{min} := 60 \text{ mm}$$

$$W_i := 131.8 \text{ mm}$$

$$W_s := 111.8 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

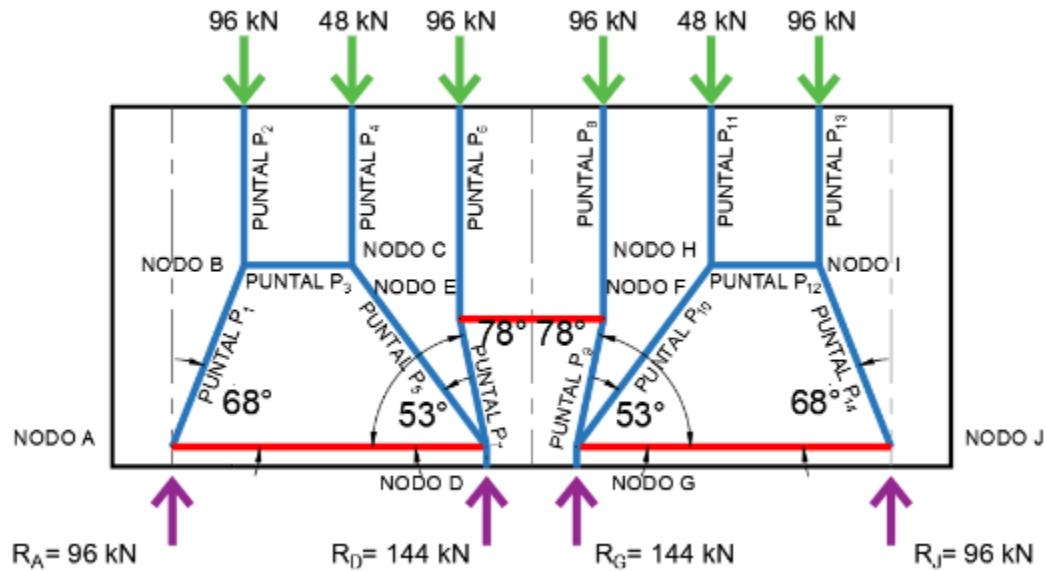
$$W := 0.20 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
 - 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de $2h$ del apoyo.
- (ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados. (ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

$$P_1 := 101.8 \text{ kN}$$

$$P_5 := 59.9 \text{ kN}$$

$$P_7 := 98.1 \text{ kN}$$

Puntal 2, Puntal 6, Puntal 8 y Puntal 13

Puntal 3 y Puntal 12

$$P_2 := 96 \text{ kN}$$

$$P_3 := P_1 \cdot \cos(68^\circ) = 38.13 \text{ kN}$$

Puntal 4 y Puntal 11

$$P_4 := 48 \text{ kN}$$

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

Tensor 1 y Tensor 3

Tensor 2

$$T_1 := 37.6 \text{ kN}$$

$$T_2 := 20.4 \text{ kN}$$

DISEÑO DE PUNTALES

Puntal 1, Puntal 5, Puntal 7, Puntal 9, Puntal 10 y Puntal 14

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$Ws_1 := W_1 \cdot \cos(68^\circ) + C_1 \cdot \sin(68^\circ) = 420.25 \text{ mm}$$

$$Ws_5 := W_1 \cdot \cos(53^\circ) + C_1 \cdot \sin(53^\circ) = 398.77 \text{ mm}$$

$$Ws_7 := W_s \cdot \cos(78^\circ) + b \cdot \sin(78^\circ) = 365.6 \text{ mm}$$

$$Acs_1 := b \cdot Ws_1 = 147086.34 \text{ mm}^2 \quad Acs_5 := b \cdot Ws_5 = 139570.7 \text{ mm}^2$$

$$Acs_7 := b \cdot Ws_7 = 127958.67 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.4.1a

$$Fns_1 := f_{ce} \cdot Acs_1 = 2813.03 \text{ kN} \quad Fns_5 := f_{ce} \cdot Acs_5 = 2669.29 \text{ kN}$$

$$Fns_7 := f_{ce} \cdot Acs_7 = 2447.21 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1a

$$\phi \cdot Fns_1 = 2109.77 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_5 = 2001.97 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_7 = 1835.41 \text{ kN}$$

Puntal 1 y Puntal 14

$$\frac{P_1}{\phi \cdot Fns_1} = 0.05 < 1.0$$

Puntal 5 y Puntal 10

$$\frac{P_5}{\phi \cdot Fns_5} = 0.03 < 1.0$$

Puntal 7 y Puntal 9

$$\frac{P_7}{\phi \cdot Fns_7} = 0.05 < 1.0$$

Puntal 2, Puntal 3, Puntal 4, Puntal 6, Puntal 8, Puntal 11, Puntal 12 y Puntal 13

$$\beta_s := 1$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c = 25.5 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$Ws_2 := b = 350 \text{ mm}$$

$$Ws_3 := Ws_2 \cdot \cos(90^\circ) + Ws_1 \cdot \sin(68^\circ) = 232.82 \text{ mm}$$

$$Ws_6 := W_s \cdot \cos(78^\circ) + Ws_7 \cdot \sin(53^\circ) = 315.22 \text{ mm}$$

$$Acs_2 := b \cdot Ws_2 = 122500 \text{ mm}^2 \quad Acs_3 := b \cdot Ws_3 = 81487.06 \text{ mm}^2$$

$$Acs_6 := b \cdot Ws_6 = 110327.92 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.4.1a

$$Fns_2 := f_{ce} \cdot Acs_2 = 3123.75 \text{ kN} \quad Fns_3 := f_{ce} \cdot Acs_3 = 2077.92 \text{ kN}$$

$$Fns_6 := f_{ce} \cdot Acs_6 = 2813.36 \text{ kN}$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Ecuación 23.3.1a

$$\phi \cdot F_{ns2} = 2342.81 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns3} = 1558.44 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{ns6} = 2110.02 \text{ kN}$$

Puntal 2, 4, 11 y 13

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{ns2}} = 0.04 < 1.0$$

Puntal 3 y Puntal 12

$$\frac{P_3}{\phi \cdot F_{ns3}} = 0.02 < 1.0$$

Puntal 6 y Puntal 8

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{ns6}} = 0.05 < 1.0$$

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A, D, E, F, G, y J tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Reacción A, Reacción D, Reacción G y Reacción J

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{96 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.04 < 1.0$$

$$\frac{144 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.07 < 1.0$$

Puntal 1, Puntal 5, Puntal 6, Puntal 7, Puntal 8, Puntal 9, Puntal 10 y Puntal 14

$$A_{nzp1} := b \cdot Ws_1 = 147086.34 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp5} := b \cdot Ws_5 = 139570.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp6} := b \cdot Ws_6 = 110327.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp7} := b \cdot Ws_7 = 127958.67 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnp1} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 3000.56 \text{ kN}$$

$$F_{nnp5} := f_{ce} \cdot A_{nzp5} = 2847.24 \text{ kN}$$

$$F_{nnp6} := f_{ce} \cdot A_{nzp6} = 2250.69 \text{ kN}$$

$$F_{nnp7} := f_{ce} \cdot A_{nzp7} = 2610.36 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnp1} = 2250.42 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp5} = 2135.43 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp6} = 1688.02 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp7} = 1957.77 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nnp1}} = 0.05 < 1.0$$

$$\frac{P_5 \cdot \sin(53^\circ) + P_7 \cdot \cos(78^\circ)}{\phi \cdot F_{nnp7}} = 0.03 < 1.0$$

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{nnp6}} = 0.06 < 1.0$$

Tensor 1 y Tensor 3

$$A_{nz} := b \cdot W_j = 46130 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 941.05 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 705.79 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.05 < 1.0$$

Tensor 2

$$A_{nz} := b \cdot W_s = 39130 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 798.25 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 598.69 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.03 < 1.0$$

Nodo B, C, E, F, H y U tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Puntal 1, 2, 3, 4, 5, 10, 11, 12, 13 y 14

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnc1} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 3750.7 \text{ kN}$$

$$F_{nnc3} := f_{ce} \cdot W S_3 \cdot b = 2077.92 \text{ kN}$$

$$F_{nnc2} := f_{ce} \cdot W S_2 \cdot b = 3123.75 \text{ kN}$$

$$F_{nnc5} := f_{ce} \cdot A_{nzp5} = 3559.05 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnc1} = 2813.03 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnc2} = 2342.81 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnc3} = 1558.44 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnc5} = 2669.29 \text{ kN}$$

Puntal 1 y 14

Puntal 2, 4, 11 y 13

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nnc1}} = 0.04 < 1.0$$

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{nnc2}} = 0.04 < 1.0$$

Puntal 3 y 12

Puntal 5 y 10

$$\frac{P_3}{\phi \cdot F_{nnc3}} = 0.02 < 1.0$$

$$\frac{P_5}{\phi \cdot F_{nnc5}} = 0.02 < 1.0$$

DISEÑO DE TENSOR

Tensor 1 y Tensor 3

Capa 1 de acero con 2 varillas del # 5

$$A_{s1} := 2 \cdot 199 \text{ mm}^2 = 398 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s1} = 398 \text{ mm}^2$$

$$< \frac{T_1}{\phi \cdot f_y} = 119.37 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 167.16 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 125.37 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.3 < 1.0$$

Tensor 2

Capa 1 de acero con 2 varillas del # 5

$$A_{s1} := 2 \cdot 199 \text{ mm}^2 = 398 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s1} = 398 \text{ mm}^2$$

$$< \frac{T_2}{\phi \cdot f_y} = 64.76 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 167.16 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 125.37 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.16 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

Tabla 23.5.1.

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{iR}

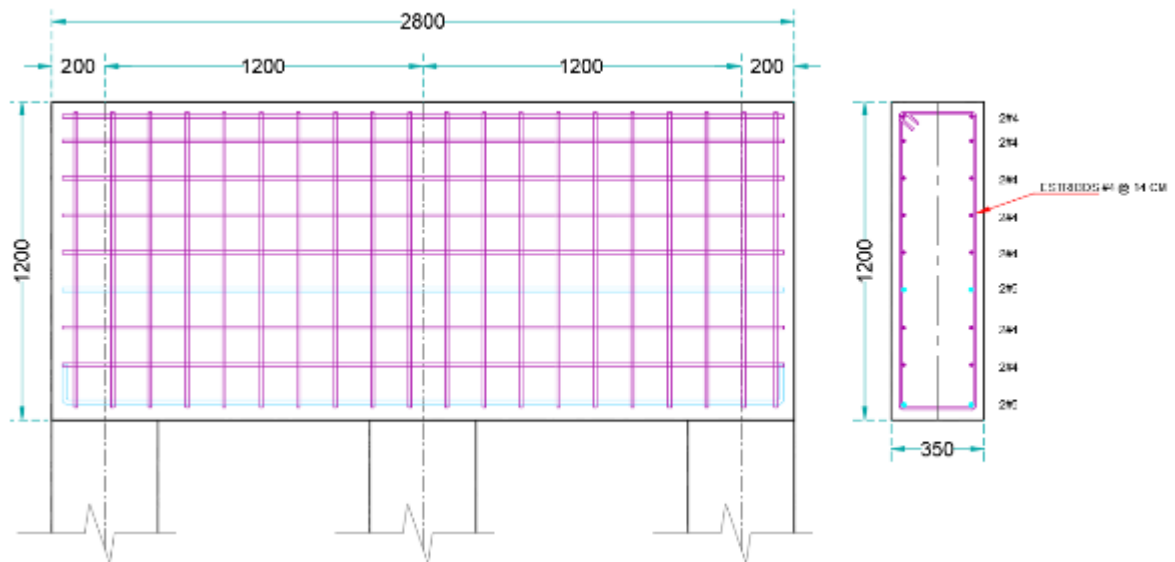
$$r_{min} = 60 \text{ mm}$$

$$W_{iR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 131.8 \text{ mm}$$

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{sR}

$$W_{sR} := 40 \text{ mm} + 12.7 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 111.8 \text{ mm}$$

ARMADO EN TRABE



4.3.0. Muro con abertura.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

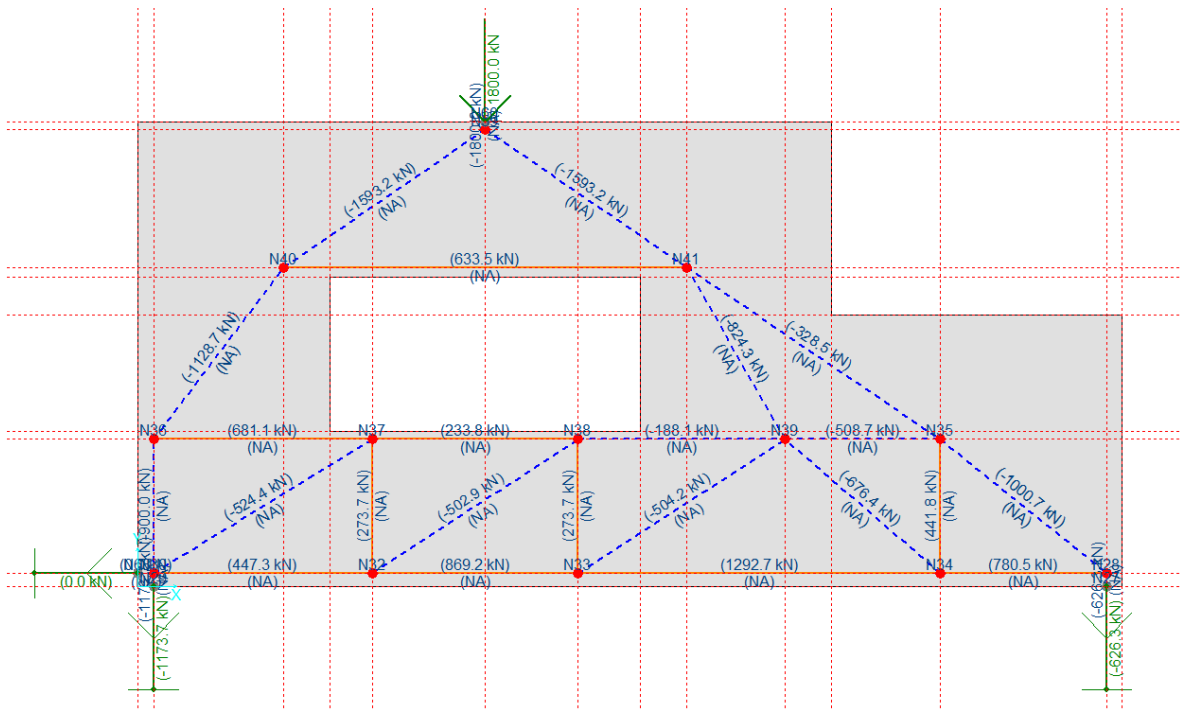


Imagen 4.11. Armadura idealizada (CAST).

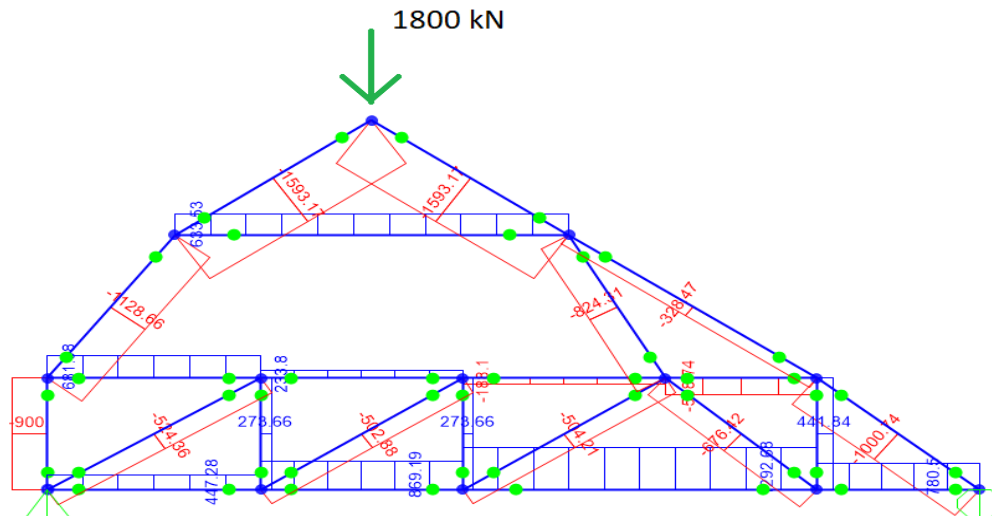


Imagen 4.12. Armadura idealizada (SAP2000).

MURO DE CONCRETO CON CARGA PUNTUAL

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

DATOS DE LA TRABE

$$A_p := 600 \text{ mm}$$

$$V_U := 1800 \text{ kN}$$

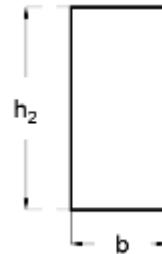


$$h_1 := 2000 \text{ mm}$$

$$3 \cdot h_1 = 6000 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$



$$h_2 := 3500 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

DATOS DE TENSORES

$$W_1 := 173.5 \text{ mm}$$

$$W_2 := 167.2 \text{ mm}$$

$$W_4 := 173.5 \text{ mm}$$

$$W_7 := 364.3 \text{ mm}$$

DATOS DE LONGITUD

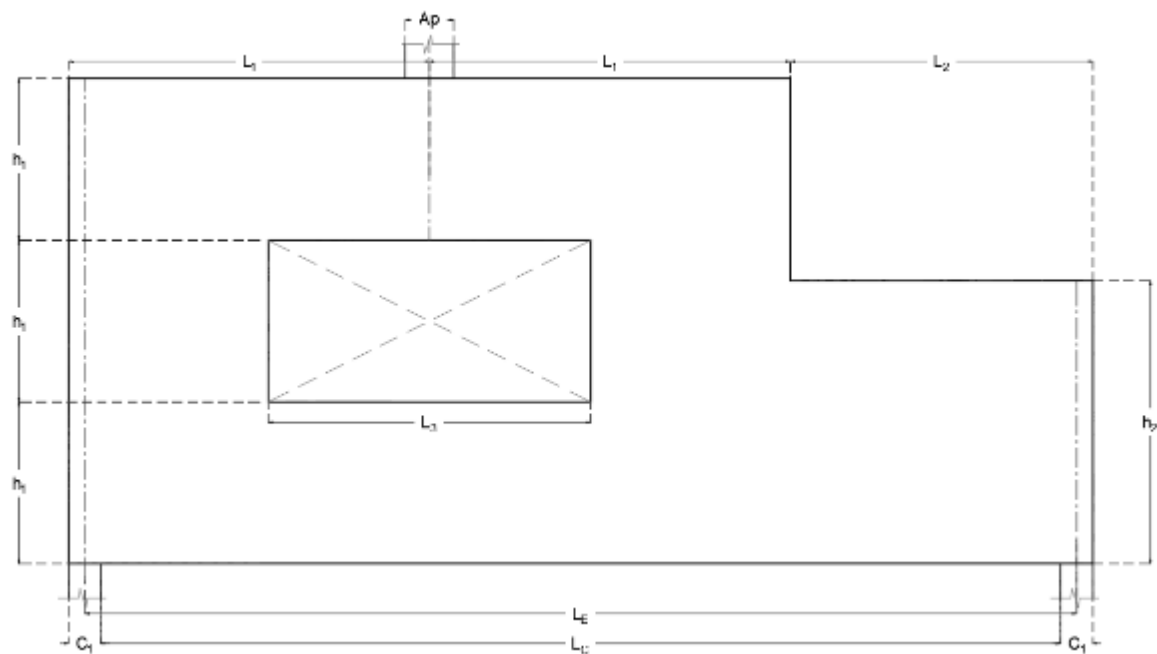
$$L_1 := 4475 \text{ mm}$$

$$L_2 := 3750 \text{ mm}$$

$$L_3 := 4000 \text{ mm}$$

$$L_E := 2 \cdot L_1 + L_2 - C_1 = 12300 \text{ mm}$$

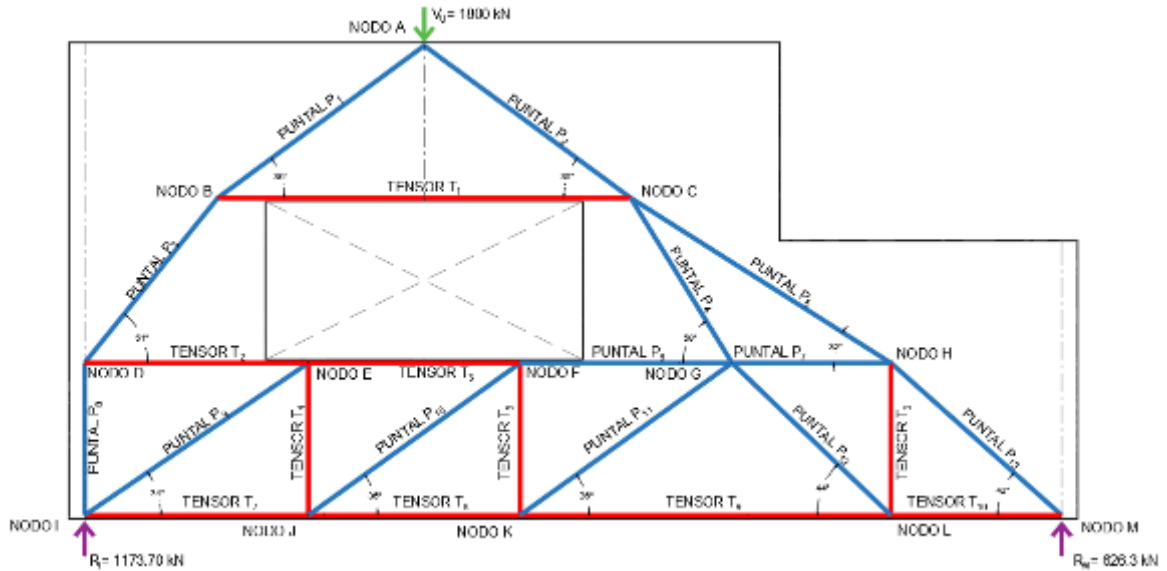
$$L_C := (2 \cdot L_1 + L_2) - 2 \cdot C_1 = 11900 \text{ mm}$$



CLASIFICACIÓN DE LA TRABE

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de $2h$ del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados.
(ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

| | | | |
|---|---|---|--|
| Puntal 1 y Puntal 2 $P_1 := 1593.2 \text{ kN}$ | Puntal 3 $P_3 := 1128.7 \text{ kN}$ | Puntal 4 $P_4 := 824.30 \text{ kN}$ | Puntal 5 $P_5 := 328.50 \text{ kN}$ |
| Puntal 6 $P_6 := 188.1 \text{ kN}$ | Puntal 7 $P_7 := 508.7 \text{ kN}$ | Puntal 8 $P_8 := 900 \text{ kN}$ | Puntal 9 $P_9 := 524.4 \text{ kN}$ |
| Puntal 10 $P_{10} := 502.9 \text{ kN}$ | Puntal 11 $P_{11} := 504.2 \text{ kN}$ | Puntal 12 $P_{12} := 676.4 \text{ kN}$ | Puntal 12 $P_{13} := 1000.7 \text{ kN}$ |

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

| | | | |
|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Tensor 1 $T_1 := 633.5 \text{ kN}$ | Tensor 2 $T_2 := 681.1 \text{ kN}$ | Tensor 3 $T_3 := 233.8 \text{ kN}$ | Tensor 4 $T_4 := 273.7 \text{ kN}$ |
| Tensor 5 $T_5 := 273.7 \text{ kN}$ | Tensor 6 $T_6 := 441.8 \text{ kN}$ | Tensor 7 $T_7 := 447.3 \text{ kN}$ | Tensor 8 $T_8 := 869.2 \text{ kN}$ |

Tensor 9
 $T_9 := 1292.7 \text{ kN}$

Tensor 10
 $T_{10} := 780.5 \text{ kN}$

DISEÑO DE PUNTALES

Puntales Interiores

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

$$Ws_1 := W_1 \cdot \cos(36^\circ) + b \cdot \sin(36^\circ) = 346.09 \text{ mm}$$

$$Ws_5 := W_2 \cdot \cos(32^\circ) + b \cdot \sin(32^\circ) = 327.27 \text{ mm} \quad Ws_6 := b = 350 \text{ mm}$$

$$Ws_9 := W_7 \cdot \cos(34^\circ) + C_1 \cdot \sin(34^\circ) = 525.7 \text{ mm}$$

$$Ws_{10} := W_7 \cdot \cos(36^\circ) + b \cdot \sin(36^\circ) = 500.45 \text{ mm}$$

$$Ws_{13} := W_7 \cdot \cos(42^\circ) + C_1 \cdot \sin(42^\circ) = 538.38 \text{ mm}$$

$$Acs_1 := b \cdot Ws_1 = 121131.25 \text{ mm}^2$$

$$Acs_5 := b \cdot Ws_5 = 114542.88 \text{ mm}^2$$

$$Acs_6 := b \cdot Ws_6 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$Acs_9 := b \cdot Ws_9 = 183993.44 \text{ mm}^2$$

$$Acs_{10} := b \cdot Ws_{10} = 175157.41 \text{ mm}^2$$

$$Acs_{13} := b \cdot Ws_{13} = 188432.97 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.4.1a

$$Fns_1 := f_{ce} \cdot Acs_1 = 2316.64 \text{ kN}$$

$$Fns_5 := f_{ce} \cdot Acs_5 = 2190.63 \text{ kN}$$

$$Fns_6 := f_{ce} \cdot Acs_6 = 2342.81 \text{ kN}$$

$$Fns_9 := f_{ce} \cdot Acs_9 = 3518.87 \text{ kN}$$

$$Fns_{10} := f_{ce} \cdot Acs_{10} = 3349.89 \text{ kN}$$

$$Fns_{13} := f_{ce} \cdot Acs_{13} = 3603.78 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1a

$$\phi \cdot Fns_1 = 1737.48 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_5 = 1642.97 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_6 = 1757.11 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_9 = 2639.16 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_{10} = 2512.41 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_{13} = 2702.84 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot Fns_1} = 0.92 < 1.0$$

$$\frac{P_5}{\phi \cdot Fns_5} = 0.2 < 1.0$$

$$\frac{P_6}{\phi \cdot Fns_6} = 0.11 < 1.0$$

$$\frac{P_7}{\phi \cdot Fns_6} = 0.29 < 1.0$$

$$\frac{P_8}{\phi \cdot Fns_6} = 0.51 < 1.0$$

$$\frac{P_9}{\phi \cdot Fns_9} = 0.2 < 1.0$$

$$\frac{P_{10}}{\phi \cdot Fns_{10}} = 0.2 < 1.0$$

$$\frac{P_{11}}{\phi \cdot Fns_{10}} = 0.2 < 1.0$$

$$\frac{P_{13}}{\phi \cdot Fns_{13}} = 0.37 < 1.0$$

Puntales Borde

$$\beta_s := 1$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

$$Ws_3 := W_2 \cdot \cos(51^\circ) + b \cdot \sin(51^\circ) = 377.22 \text{ mm} \quad Ws_4 := b = 350 \text{ mm}$$

$$Ws_{12} := W_7 \cdot \cos(44^\circ) + b \cdot \sin(44^\circ) = 505.19 \text{ mm}$$

$$Acs_3 := b \cdot Ws_3 = 132028.21 \text{ mm}^2$$

$$Acs_4 := b \cdot Ws_4 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$Acs_{12} := b \cdot Ws_{12} = 176815.07 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.4.1a

$$Fns_3 := f_{ce} \cdot Acs_3 = 3366.72 \text{ kN}$$

$$Fns_4 := f_{ce} \cdot Acs_4 = 3123.75 \text{ kN}$$

$$Fns_{12} := f_{ce} \cdot Acs_{12} = 4508.78 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1a

$$\phi \cdot Fns_3 = 2525.04 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_4 = 2342.81 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_{13} = 2702.84 \text{ kN}$$

$$\frac{P_3}{\phi \cdot Fns_3} = 0.45 < 1.0$$

$$\frac{P_4}{\phi \cdot Fns_4} = 0.35 < 1.0$$

$$\frac{P_{12}}{\phi \cdot Fns_{12}} = 0.2 < 1.0$$

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo A y G tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Carga Vu

$$A_{nz} := b \cdot Ap = 210000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 5355 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 4016.25 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{V_U}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.45 < 1.0$$

Puntal 1, Puntal 2, Puntal 4, Punta 6, Punta 7, Puntal 11 y Puntal 12

$$A_{nzp1} := b \cdot Ws_1 = 121131.25 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp4} := b \cdot Ws_4 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp6} := b \cdot Ws_6 = 122500 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp11} := b \cdot Ws_{10} = 175157.41 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp12} := b \cdot Ws_{12} = 176815.07 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnp1} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 3088.85 \text{ kN} \quad F_{nnp4} := f_{ce} \cdot A_{nzp4} = 3123.75 \text{ kN}$$

$$F_{nnp6} := f_{ce} \cdot A_{nzp6} = 3123.75 \text{ kN} \quad F_{nnp11} := f_{ce} \cdot A_{nzp11} = 4466.51 \text{ kN}$$

$$F_{nnp12} := f_{ce} \cdot A_{nzp12} = 4508.78 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnp1} = 2316.64 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp4} = 2342.81 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp6} = 2342.81 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp11} = 3349.89 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp12} = 3381.59 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nnp1}} = 0.69 < 1.0 \quad \frac{P_4}{\phi \cdot F_{nnp4}} = 0.35 < 1.0 \quad \frac{P_6}{\phi \cdot F_{nnp6}} = 0.08 < 1.0$$

$$\frac{P_7}{\phi \cdot F_{nnp6}} = 0.22 < 1.0 \quad \frac{P_{11}}{\phi \cdot F_{nnp11}} = 0.15 < 1.0 \quad \frac{P_{12}}{\phi \cdot F_{nnp12}} = 0.2 < 1.0$$

Nodo B, C, D, H, I, y M tipo de nodo C-C-T

Reacción I y Reacción M

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 2856 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2142 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{1173.70 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.55 < 1.0 \quad \frac{626.30 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.29 < 1.0$$

Puntal 1, Puntal 2, Puntal 3, Puntal 4, Puntal 5, Puntal 7, Puntal 8 y Puntal 13

$$A_{nzp1} = 121131.25 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp3} := b \cdot W_{s3} = 132028.21 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp4} = 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp5} := b \cdot W_{s5} = 114542.88 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp7} := b \cdot W_{s6} = 122500 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp13} := b \cdot W_{s13} = 188432.97 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnp1} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 2471.08 \text{ kN} \quad F_{nnp3} := f_{ce} \cdot A_{nzp3} = 2693.38 \text{ kN}$$

$$F_{nnp4} := f_{ce} \cdot A_{nzp4} = 2499 \text{ kN} \quad F_{nnp5} := f_{ce} \cdot A_{nzp5} = 2336.67 \text{ kN}$$

$$F_{nnp7} := f_{ce} \cdot A_{nzp7} = 2499 \text{ kN} \quad F_{nnp13} := f_{ce} \cdot A_{nzp13} = 3844.03 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnp1} = 1853.31 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp3} = 2020.03 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp4} = 1874.25 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp5} = 1752.51 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp7} = 1874.25 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnp13} = 2883.02 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nnp1}} = 0.86 < 1.0 \quad \frac{P_3}{\phi \cdot F_{nnp3}} = 0.56 < 1.0 \quad \frac{P_4}{\phi \cdot F_{nnp4}} = 0.44 < 1.0 \quad \frac{P_5}{\phi \cdot F_{nnp5}} = 0.19 < 1.0$$

$$\frac{P_7}{\phi \cdot F_{nnp7}} = 0.27 < 1.0 \quad \frac{P_8}{\phi \cdot F_{nnp7}} = 0.48 < 1.0 \quad \frac{P_{13}}{\phi \cdot F_{nnp13}} = 0.35 < 1.0$$

Puntal 7 con Puntal 8

$$\frac{P_7 + P_5 \cdot \sin(32^\circ)}{\phi \cdot F_{nnp7}} = 0.36 < 1.0$$

Tensor 1, Tensor 2, Tensor 6, Tensor 7 y Tensor 10

$$A_{nzt1} := b \cdot W_1 = 60725 \text{ mm}^2 \quad A_{nzt2} := b \cdot W_2 = 58520 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzt6} := b \cdot W_4 = 60725 \text{ mm}^2 \quad A_{nzt7} := b \cdot W_7 = 127505 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnt1} := f_{ce} \cdot A_{nzt1} = 1238.79 \text{ kN} \quad F_{nnt2} := f_{ce} \cdot A_{nzt2} = 1193.81 \text{ kN}$$

$$F_{nnt6} := f_{ce} \cdot A_{nzt6} = 1238.79 \text{ kN} \quad F_{nnt7} := f_{ce} \cdot A_{nzt7} = 2601.1 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnt1} = 929.09 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnt2} = 895.36 \text{ kN} \quad \phi \cdot F_{nnt6} = 929.09 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnt7} = 1950.83 \text{ kN}$$

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nnt1}} = 0.68 < 1.0 \quad \frac{T_2}{\phi \cdot F_{nnt2}} = 0.76 < 1.0 \quad \frac{T_6}{\phi \cdot F_{nnt6}} = 0.48 < 1.0$$

$$\frac{T_7}{\phi \cdot F_{nnt7}} = 0.23 < 1.0 \quad \frac{T_{10}}{\phi \cdot F_{nnt7}} = 0.4 < 1.0$$

Nodo E, F, J, K y L tipo de nodo C-T-T

$$\beta_{nc} := 0.6$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_{nc} \cdot f_c = 15.3 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Puntal 6, Puntal 9, Puntal 10, Puntal 11, Puntal 12

$$A_{nzp9} := b \cdot W_{s9} = 183993.44 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp10} := b \cdot W_{s10} = 175157.41 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$\begin{aligned}
 F_{nnc6} &:= f_{ce} \cdot A_{nzp6} = 1874.25 \text{ kN} & F_{nnc9} &:= f_{ce} \cdot A_{nzp9} = 2815.1 \text{ kN} \\
 F_{nnc10} &:= f_{ce} \cdot A_{nzp10} = 2679.91 \text{ kN} & F_{nnc11} &:= f_{ce} \cdot A_{nzp11} = 2679.91 \text{ kN} \\
 F_{nnc12} &:= f_{ce} \cdot A_{nzp12} = 2705.27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot F_{nnc6} &= 1405.69 \text{ kN} & \phi \cdot F_{nnc9} &= 2111.32 \text{ kN} \\
 \phi \cdot F_{nnc10} &= 2009.93 \text{ kN} & \phi \cdot F_{nnc11} &= 2009.93 \text{ kN} \\
 \frac{P_6}{\phi \cdot F_{nnc6}} &= 0.13 < 1.0 & \frac{P_9}{\phi \cdot F_{nnc9}} &= 0.25 < 1.0 & \frac{P_{10}}{\phi \cdot F_{nnc10}} &= 0.25 < 1.0 \\
 \frac{P_{11}}{\phi \cdot F_{nnc11}} &= 0.25 < 1.0 & \frac{P_{11}}{\phi \cdot F_{nnc11}} &= 0.25 < 1.0 & \frac{P_{12}}{\phi \cdot F_{nnc12}} &= 0.33 < 1.0
 \end{aligned}$$

Tensor 2, Tensor 3, Tensor 4, Tensor 5, Tensor 7, Tensor 8, Tensor 9 y Tensor

$$A_{nzt2} := b \cdot W_2 = 58520 \text{ mm}^2 \quad A_{nzt4} := b \cdot W_4 = 60725 \text{ mm}^2 \quad A_{nzt7} := b \cdot W_7 = 127505 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$\begin{aligned}
 F_{nnt2} &:= f_{ce} \cdot A_{nzt2} = 895.36 \text{ kN} & F_{nnt4} &:= f_{ce} \cdot A_{nzt4} = 929.09 \text{ kN} \\
 F_{nnt7} &:= f_{ce} \cdot A_{nzt7} = 1950.83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot F_{nnt2} &= 671.52 \text{ kN} & \phi \cdot F_{nnt4} &= 696.82 \text{ kN} & \phi \cdot F_{nnt7} &= 1463.12 \text{ kN} \\
 \frac{T_2}{\phi \cdot F_{nnt2}} &= 1.01 < 1.0 & \frac{T_3}{\phi \cdot F_{nnt2}} &= 0.35 < 1.0 & \frac{T_4}{\phi \cdot F_{nnt4}} &= 0.39 < 1.0 \\
 \frac{T_5}{\phi \cdot F_{nnt4}} &= 0.39 < 1.0 & \frac{T_7}{\phi \cdot F_{nnt7}} &= 0.31 < 1.0 & \frac{T_8}{\phi \cdot F_{nnt7}} &= 0.59 < 1.0 \\
 \frac{T_9}{\phi \cdot F_{nnt7}} &= 0.88 < 1.0 & \frac{T_{10}}{\phi \cdot F_{nnt7}} &= 0.53 < 1.0
 \end{aligned}$$

DISEÑO DE TENSOR

Tensor 1

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 8

$$A_{s1} := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 3 varillas del # 8

$$A_{s2} := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s1} + A_{s2} = 3060 \text{ mm}^2$$

$$< \frac{T_1}{\phi \cdot f_y} = 2011.11 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 1285.2 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 963.9 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2
Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.66 < 1.0$$

Tensor 2 y Tensor 3

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 8

$$A_{s_1} := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 3 varillas del # 6

$$A_{s_2} := 2 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s_1} + A_{s_2} = 2098 \text{ mm}^2$$

$$< \frac{T_2}{\phi \cdot f_y} = 2162.22 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s_1} + A_{s_2} = 2098 \text{ mm}^2$$

$$< \frac{T_3}{\phi \cdot f_y} = 742.22 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 881.16 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 660.87 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2
Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nt}} = 1.03 < 1.0$$

$$\frac{T_3}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.35 < 1.0$$

Tensor 4, Tensor 5 y Tensor 6

Capa 1 de acero con 2 varillas del # 8

$$A_{s_1} := 2 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1020 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 2 varillas del # 8

$$A_{s_2} := 2 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1020 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s_1} + A_{s_2} = 2040 \text{ mm}^2 < \frac{T_4}{\phi \cdot f_y} = 868.89 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} = 2040 \text{ mm}^2 < \frac{T_5}{\phi \cdot f_y} = 868.89 \text{ mm}^2 < \frac{T_6}{\phi \cdot f_y} = 1402.54 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 856.8 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 642.6 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2
Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_4}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.43 < 1.0$$

$$\frac{T_5}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.43 < 1.0$$

$$\frac{T_6}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.69 < 1.0$$

Tensor 7, Tensor 8, Tensor 9 y Tensor 10

Capa 1 de acero con 3 varillas del # 8

$$A_{s_1} := 3 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 2 varillas del # 8

$$A_{s_2} := 2 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1020 \text{ mm}^2$$

Capa 3 de acero con 2 varillas del # 8

$$As_3 := 2 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1020 \text{ mm}^2$$

Capa 4 de acero con 2 varillas del # 8

$$As_4 := 2 \cdot 510 \text{ mm}^2 = 1020 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 + As_3 + As_4 = 4590 \text{ mm}^2 < \frac{T_7}{\phi \cdot fy} = 1420 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} = 4590 \text{ mm}^2 < \frac{T_8}{\phi \cdot fy} = 2759.37 \text{ mm}^2 \quad A_{ts} = 4590 \text{ mm}^2 < \frac{T_9}{\phi \cdot fy} = 4103.81 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} = 4590 \text{ mm}^2 < \frac{T_{10}}{\phi \cdot fy} = 2477.78 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot fy = 1927.8 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 1445.85 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_7}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.31 < 1.0 \quad \frac{T_8}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.6 < 1.0 \quad \frac{T_9}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.89 < 1.0 \quad \frac{T_{10}}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.54 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 147.43 \text{ mm}$$

Tabla 23.5.1.

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{1R}

$$r_{min} = 40 \text{ mm}$$

$$W_{1R} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + r_{min} = 173.5 \text{ mm}$$

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{2R}

$$W_{2R} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} + r_{min} = 167.2 \text{ mm}$$

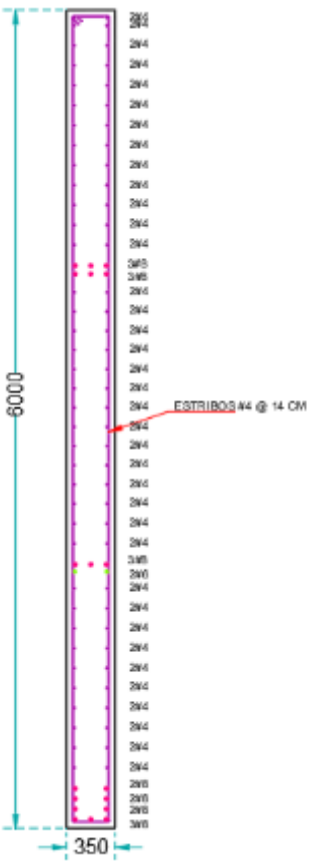
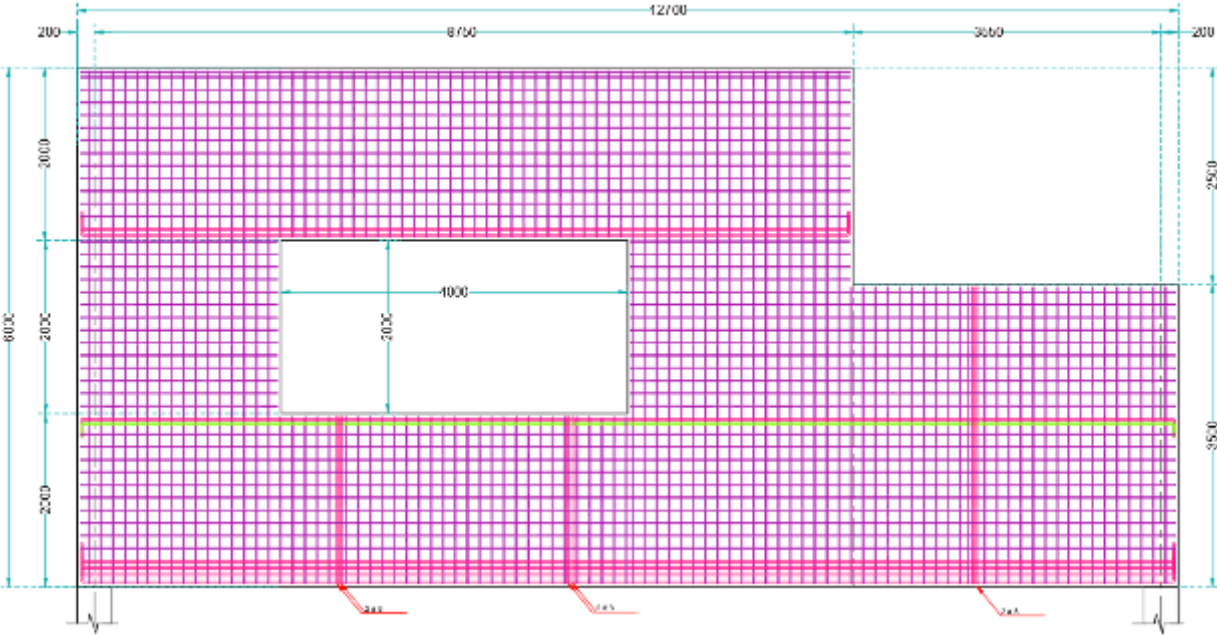
CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{4R}

$$W_{4R} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + r_{min} = 173.5 \text{ mm}$$

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_{7R}

$$W_{7R} := 5 \cdot 50 \text{ mm} + 12.7 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} + 25.4 \text{ mm} = 364.3 \text{ mm}$$

ARMADO EN MURO



4.4.0. Ménsula.

Se muestra la comparativa de resultados de esfuerzo en los puntales y tensor de la armadura idealizada para una trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro mediante los softwares mencionados.

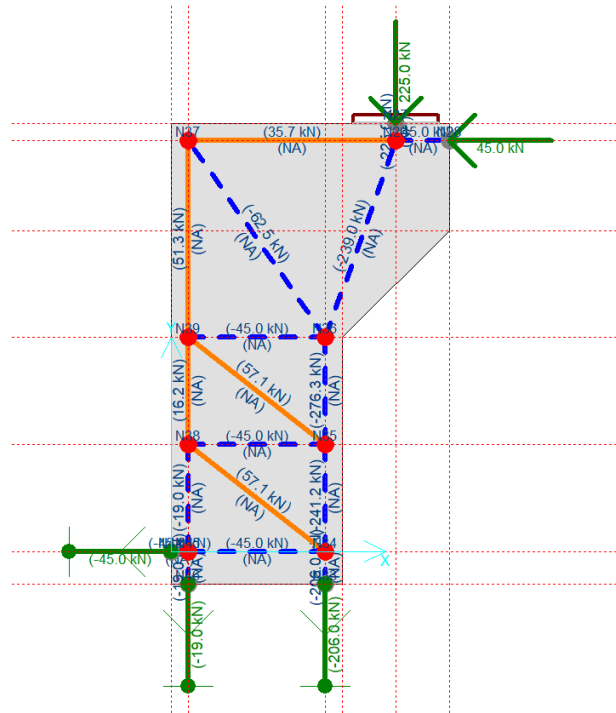
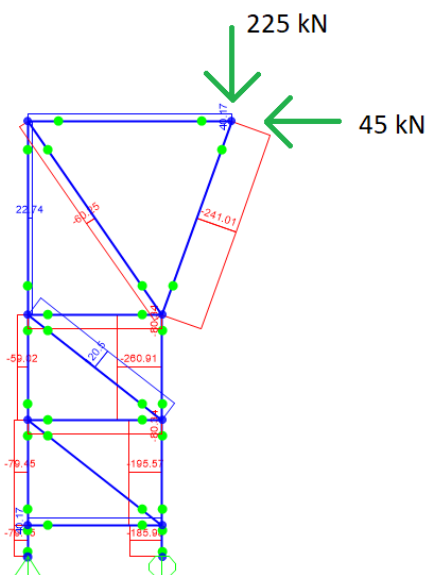


Imagen 4.13. Armadura idealizada (CAST).



MÉNSULA

Imagen 4.14. Armadura idealizada (SAP2000).

DATOS DE MATERIALES

$$f_c := 30 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

DATOS DE APOYOS

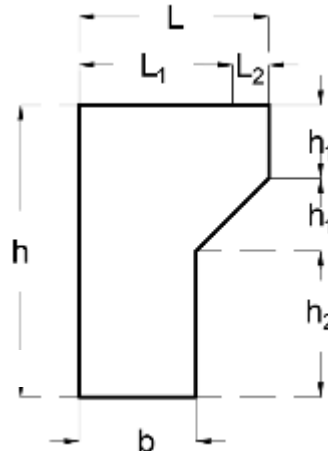
$$C_1 := 400 \text{ mm}$$

DATOS DE LA CARGA PUNTUAL

$$A_p := 300 \text{ mm}$$

$$V_U := 225 \text{ kN}$$

DATOS DE LA



$$h_1 := 250 \text{ mm}$$

$$h_2 := 500 \text{ mm}$$

$$L_1 := 525 \text{ mm}$$

$$L_2 := 125 \text{ mm}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$r_{min} := 40 \text{ mm}$$

$$h := 2 \cdot h_1 + h_2 = 1000 \text{ mm} \quad L := L_1 + L_2 = 650 \text{ mm}$$

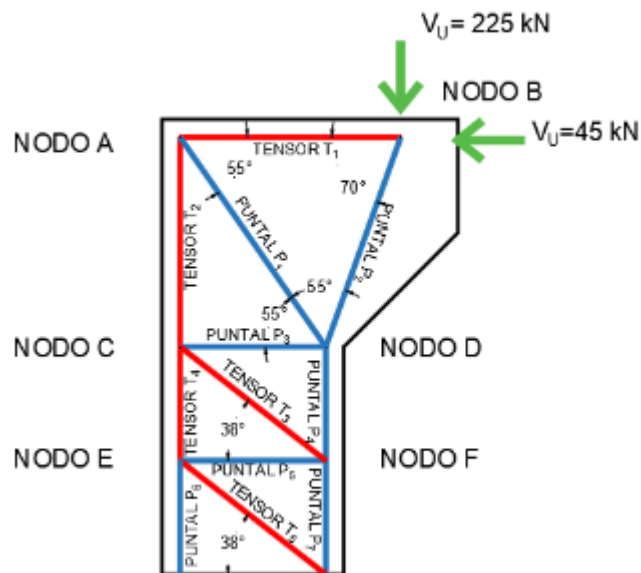
$$W_h := 71.8 \text{ mm}$$

$$W_v := 68.6 \text{ mm}$$

CLASIFICACIÓN DE LA MÉNSULA

- 1.-El claro libre no excede cuatro veces el peralte h de la trabe.
- 2.-La carga puntual se encuentra a una distancia de $2h$ del apoyo.
(ACI 318-19, Capítulo 9.9.1.1. página 152.)

MODELO DE ARMADURA IDEALIZADA



CALCULO DE FUERZAS EN PUNTALES

El ángulo entre los ejes de cualquier tensor o puntal, debe ser mayor que 25 grados.
(ACI 318-19, Capítulo 23.2.7. página 442.)

| | | | |
|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Puntal 1 $P_1 := 62.5 \text{ kN}$ | Puntal 2 $P_2 := 239.0 \text{ kN}$ | Puntal 3 $P_3 := 45 \text{ kN}$ | Puntal 4 $P_4 := 276.3 \text{ kN}$ |
| Puntal 5 $P_5 := 45 \text{ kN}$ | Puntal 6 $P_6 := 241.2 \text{ kN}$ | Puntal 7 $P_7 := 19.0 \text{ kN}$ | |

CALCULO DE FUERZAS EN TENSOR

| | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Tensor 1 $T_1 := 35.7 \text{ kN}$ | Tensor 2 $T_2 := 51.3 \text{ kN}$ | Tensor 3 $T_3 := 57.1 \text{ kN}$ |
| Tensor 4 $T_4 := 16.2 \text{ kN}$ | Tensor 5 $T_5 := 57.1 \text{ kN}$ | |

DISEÑO DE PUNTALES

Puntal 1 al Puntal 7

$$\beta_s := 0.75$$

$$\beta_c := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.75$$

$$Ws_1 := W_h \cdot \cos(55^\circ) + b \cdot \sin(55^\circ) = 368.84 \text{ mm}$$

$$Ws_2 := W_h \cdot \cos(70^\circ) + b \cdot \sin(70^\circ) = 400.43 \text{ mm}$$

$$Ws_3 := W_v \cdot \cos(38^\circ) + b \cdot \sin(38^\circ) = 300.32 \text{ mm}$$

$$Ws_4 := b \cdot \cos(90^\circ) + b \cdot \sin(90^\circ) = 400 \text{ mm}$$

$$Acs_1 := b \cdot Ws_1 = 147537.44 \text{ mm}^2$$

$$Acs_2 := b \cdot Ws_2 = 160173.64 \text{ mm}^2$$

$$Acs_3 := b \cdot Ws_3 = 120128.85 \text{ mm}^2$$

$$Acs_4 := b \cdot Ws_4 = 160000 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.4.1a

$$Fns_1 := f_{ce} \cdot Acs_1 = 2821.65 \text{ kN}$$

$$Fns_2 := f_{ce} \cdot Acs_2 = 3063.32 \text{ kN}$$

$$Fns_3 := f_{ce} \cdot Acs_3 = 2297.46 \text{ kN}$$

$$Fns_4 := f_{ce} \cdot Acs_4 = 3060 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1a

$$\phi \cdot Fns_1 = 2116.24 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_2 = 2297.49 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_3 = 1723.1 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Fns_4 = 2295 \text{ kN}$$

Tabla 23.4.3(a)

Tabla 23.4.3(b)

Ecuación 23.4.3

Tabla 21.2.1

Puntal 1

$$\frac{P_1}{\phi \cdot Fns_1} = 0.03 < 1.0$$

Puntal 2

$$\frac{P_2}{\phi \cdot Fns_2} = 0.1 < 1.0$$

Puntal 3

$$\frac{P_3}{\phi \cdot Fns_3} = 0.03 < 1.0$$

Puntal 4

$$\frac{P_4}{\phi \cdot Fns_4} = 0.12 < 1.0$$

Puntal 5

$$\frac{P_5}{\phi \cdot Fns_3} = 0.03 < 1.0$$

Puntal 6

$$\frac{P_6}{\phi \cdot Fns_4} = 0.11 < 1.0$$

Puntal 6

$$\frac{P_7}{\phi \cdot Fns_4} = 0.01 < 1.0$$

DISEÑO DE ZONA NODAL

Nodo D tipo de nodo C-C-C

$$\beta_n := 1$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 25.5 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Puntal 1, Puntal 2, Puntal 3 y Puntal 4

$$A_{nzp1} := b \cdot Ws_1 = 147537.44 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp3} := b \cdot Ws_3 = 120128.85 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp4} := b \cdot Ws_4 = 160000 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnp1} := f_{ce} \cdot A_{nzp1} = 3762.2 \text{ kN}$$

$$F_{nnp3} := f_{ce} \cdot A_{nzp3} = 3063.29 \text{ kN}$$

$$F_{nnp4} := f_{ce} \cdot A_{nzp4} = 4080 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnp1} = 2821.65 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp3} = 2297.46 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp4} = 3060 \text{ kN}$$

$$\frac{P_1 \cdot \sin(55^\circ) + P_2 \cdot \sin(70^\circ)}{\phi \cdot F_{nnp1}} = 0.1 < 1.0$$

$$\frac{P_3}{\phi \cdot F_{nnp3}} = 0.02 < 1.0$$

$$\frac{P_4}{\phi \cdot F_{nnp4}} = 0.09 < 1.0$$

Nodo B, E y F tipo de nodo C-C-T

$$\beta_n := 0.8$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 20.4 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Reacción Vu

$$A_{nz} := b \cdot C_1 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 3264 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 2448 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{225 \text{ kN}}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.09 < 1.0$$

Puntal 2, Puntal 4, Puntal 5, Puntal 6 y Puntal 7

$$A_{nzp2} := b \cdot Ws_2 = 160173.64 \text{ mm}^2 \quad A_{nzp4} := b \cdot Ws_4 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzp5} := b \cdot Ws_3 = 120128.85 \text{ mm}^2$$

Ecuación 23.9.1

$$F_{nnp2} := f_{ce} \cdot A_{nzp2} = 3267.54 \text{ kN}$$

$$F_{nnp4} := f_{ce} \cdot A_{nzp4} = 3264 \text{ kN}$$

$$F_{nnp5} := f_{ce} \cdot A_{nzp3} = 2450.63 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\phi \cdot F_{nnp2} = 2450.66 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp4} = 2448 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnp5} = 1837.97 \text{ kN}$$

$$\frac{P_2}{\phi \cdot F_{nnp2}} = 0.1 < 1.0 \quad \frac{P_4 + T_3 \cdot \sin(38^\circ)}{\phi \cdot F_{nnp4}} = 0.13 < 1.0 \quad \frac{P_5}{\phi \cdot F_{nnp5}} = 0.02 < 1.0$$

$$\frac{P_6 + T_5 \cdot \sin(38^\circ)}{\phi \cdot F_{nnp4}} = 0.11 < 1.0$$

$$\frac{P_7}{\phi \cdot F_{nnp4}} = 0.01 < 1.0$$

Tensor 1, Tensor 3, Tensor 4 y Tensor 5

$$A_{nzt} := b \cdot W_h = 28720 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nzt} = 585.89 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nn} = 439.42 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.08 < 1.0 \quad \frac{T_3}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.13 < 1.0 \quad \frac{T_4}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.04 < 1.0 \quad \frac{T_5}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.13 < 1.0$$

Nodo A y C tipo de nodo C-T-T

$$\beta_n := 0.6$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c = 15.3 \text{ MPa}$$

Tabla 23.9.2

Ecuación 23.9.2

Ecuación 23.9.1c

Puntal 1 y Puntal 3

$$F_{nnc1} := f_{ce} \cdot A_{nzc1} = 2257.32 \text{ kN}$$

$$F_{nnc3} := f_{ce} \cdot A_{nzc3} = 1837.97 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

$$\phi \cdot F_{nnc1} = 1692.99 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnc3} = 1378.48 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{P_1}{\phi \cdot F_{nnc1}} = 0.04 < 1.0$$

$$\frac{P_3 \cdot \sin(38^\circ) + T_3}{\phi \cdot F_{nnc3}} = 0.06 < 1.0$$

Tensor 1 al Tensor 5

$$A_{nz} := b \cdot W_h = 28720 \text{ mm}^2$$

$$A_{nzv} := b \cdot W_v = 27440 \text{ mm}^2$$

$$F_{nn} := f_{ce} \cdot A_{nz} = 439.42 \text{ kN}$$

$$F_{nnv} := f_{ce} \cdot A_{nzv} = 419.83 \text{ kN}$$

Ecuación 23.9.1

$$\phi \cdot F_{nn} = 329.56 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nnv} = 314.87 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1c

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.11 < 1.0$$

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nnv}} = 0.16 < 1.0$$

$$\frac{T_3}{\phi \cdot F_{nn}} = 0.17 < 1.0$$

$$\frac{T_4}{\phi \cdot F_{nnv}} = 0.05 < 1.0$$

$$\frac{T_5}{\phi \cdot F_{nnv}} = 0.18 < 1.0$$

DISEÑO DE TENSOR

Tensor 1

Capa 1 de acero con 2 varillas del # 6

$$A_{s1} := 2 \cdot 284 \text{ mm}^2 = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := A_{s1} = 568 \text{ mm}^2 <$$

$$\frac{T_1}{\phi \cdot f_y} = 113.33 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot f_y = 238.56 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

$$\phi \cdot F_{nt} = 178.92 \text{ kN}$$

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_1}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.2 < 1.0$$

Tensor 2 y Tensor 4

Capa 1 de acero con 2 varillas del # 6

$$As_1 := 2 \cdot 568 \text{ mm}^2 = 1136 \text{ mm}^2$$

Capa 2 de acero con 1 varillas del # 5

$$As_2 := 1 \cdot 199 \text{ mm}^2 = 199 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 + As_2 = 1335 \text{ mm}^2 > \frac{T_2}{\phi \cdot fy} = 162.86 \text{ mm}^2 > \frac{T_4}{\phi \cdot fy} = 51.43 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot fy = 560.7 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 420.53 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_2}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.12 < 1.0 \quad \frac{T_4}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.04 < 1.0$$

Tensor 3 y Tensor 5

Capa 1 de acero con 1 varillas del # 5

$$As_1 := 1 \cdot 199 \text{ mm}^2 = 199 \text{ mm}^2$$

$$A_{ts} := As_1 = 199 \text{ mm}^2 > \frac{T_3}{\phi \cdot fy} = 181.27 \text{ mm}^2 > \frac{T_5}{\phi \cdot fy} = 181.27 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := A_{ts} \cdot fy = 83.58 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot F_{nt} = 62.69 \text{ kN}$$

Ecuación 23.7.2

Ecuación 23.3.1b

$$\frac{T_3}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.91 < 1.0 \quad \frac{T_5}{\phi \cdot F_{nt}} = 0.91 < 1.0$$

REFUERZO EN PUNTALES

Refuerzo vertical y horizontal con varilla # 4

$$S := \frac{129 \text{ mm}^2}{0.0025 \cdot b} = 129 \text{ mm}$$

Tabla 23.5.1.

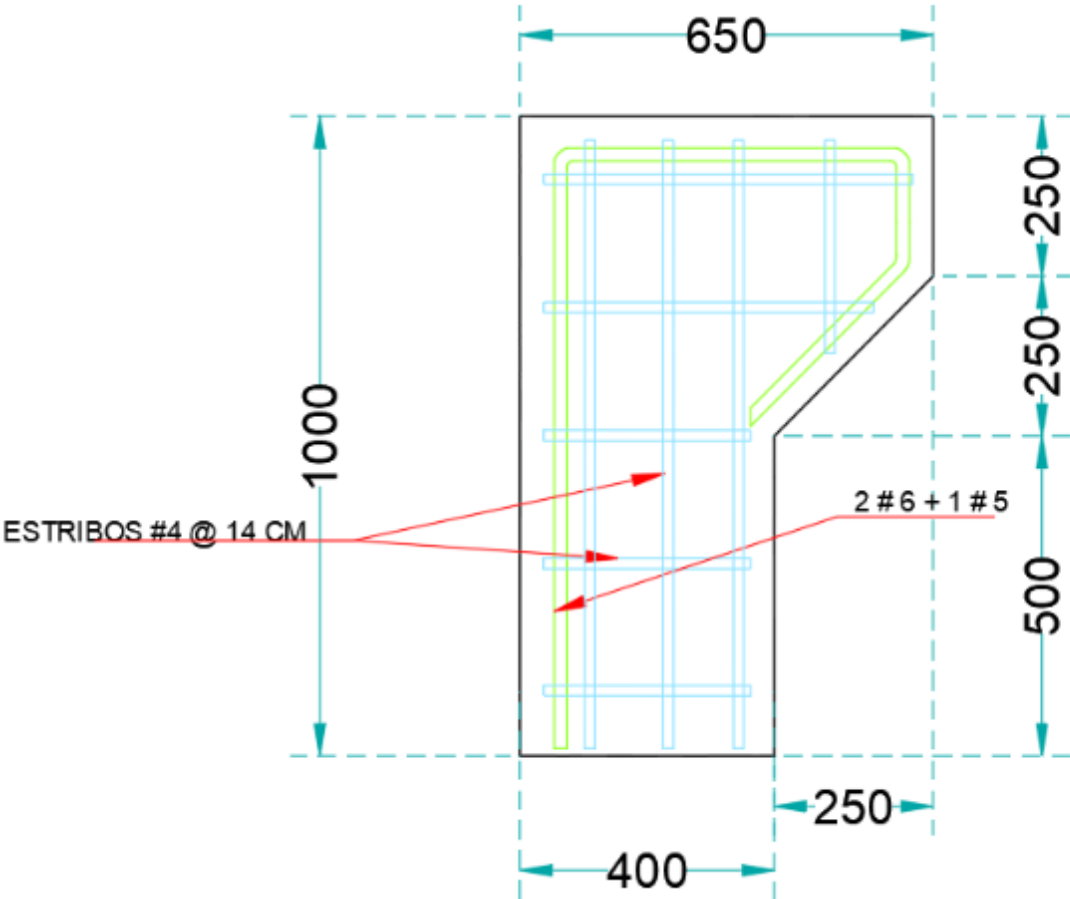
CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_h

$$r_{min} = 40 \text{ mm} \quad W_{iR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 19.1 \text{ mm} = 71.8 \text{ mm}$$

CALCULO DE ANCHO REAL DEL TENSOR W_v

$$W_{sR} := r_{min} + 12.7 \text{ mm} + 15.9 \text{ mm} = 68.6 \text{ mm}$$

ARMADO EN MÉNSULA



CAPÍTULO V COMPARATIVA DEL METODO PUNTAL-TENSOR ENTRE NTC Y ACI 318.

En este capítulo se presentara la comparativa de todas sus ediciones de la Norma Técnica Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto de la Ciudad de México (NTC), y Los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (Building Code Requirements for Structural Concrete ACI), para el diseño mediante el método puntal tensor en trabes de gran peralte, además se presentaran los resultados de las encuestas sobre el conocimiento de cómo diseñar una trabe de gran peralte con una carga puntual al centro, en estudiantes de últimos semestres e ingenieros titulados.

5.1. Comparativa entre ACI y NTC.

American Concrete Institute ACI-318

- American Concrete Building Design and Specifications No.23 (1920).

No hay capítulo para diseño de elementos de concreto.

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-41 (1941).

Presenta capítulo de concreto reforzado para diseño de trabes y columnas.

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-47 (1947).

Se presentan el reglamento dividido en capítulo, en donde a partir del capítulo 6 (Design general considerations) hasta el capítulo 12 (Footings)

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-51 (1951).

Se presentan el reglamento dividido en capítulo, en donde a partir del capítulo 6 (Design general considerations) hasta el capítulo 12 (Footings)

Normas Técnicas Complementarias

- Reglamento de construcción. (1921).

No hay capítulo para diseño de elementos de concreto.

- Reglamento de construcción (1942).

Presenta diseño de trabe, columnas y anclajes.

- No hay actualización del reglamento de construcción

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-56 (1956).

Se presentan el reglamento dividido en capítulos, en donde a partir del capítulo 6 (Design general considerations) hasta el capítulo 12 (Footings), además se presenta el Apéndice (Abstract of report on ultimate strength design).

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-63 (1963).

Se presentan el reglamento dividido en capítulos, en donde a partir del capítulo 9 (Design general considerations), hasta el capítulo 23 (Footings), se presenta por primera vez diseño de losas planas, además se anexa un capítulo 26 de concreto preesforzado y Apéndice A (Design of two slabs)

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-71 (1971).

Se presentan el reglamento dividido en capítulos, en donde a partir del capítulo 9 (Design general considerations), hasta el capítulo 23 (Footings), capítulo 27 (Design of two slabs)

- Reglamento de construcción (1957).

Normas de emergencias, para diseño por sismo

- Reglamento de construcción (1966).

Aparece el título tercero para diseño estructural, en el capítulo XXVIII.- Estructuras de concreto, donde se presenta diseño por flexión, carga axial, tensión diagonal, torsión, vigas, columnas, losa maciza, losa planas y zapatas, se anexa concreto preesforzado.

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-77 (1977).

Se presentan el reglamento dividido en capítulos, en donde a partir del capítulo 9 (Desing general considerations), hasta el capítulo 23 (Footings), capítulo 27 (Desing of two slabs)

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-83 (1983).

Se presentan el reglamento dividido en capítulos, en donde a partir del capítulo 8 (Desing general considerations), hasta el capítulo 19 (Footings), se anexa capítulo de Evaluación de la resistencia de estructuras existente.

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-86 (1986).

Hace referencia en el capítulo 9 de trabes de gran peralte al código canadiense (CSA A23.3 M84) para los reglamentos en el uso del método puntal- tensor para esta clase de trabes, ACI no presenta apéndice sobre el método.

- Reglamento de construcción (1976).

En el capítulo LII de concreto hidráulico simple y reforzado no presenta ningún diseño para elementos de concreto

- Reglamento de construcción (1985).

Normas de emergencias, para diseño por sismo

- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F. (1987).

Hace referencia en el capítulo de tolerancias a vigas diafragma de un claro y viga diafragma continua

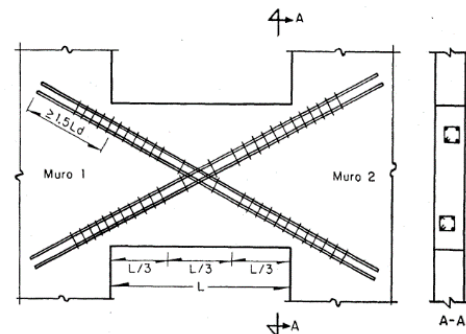


Fig. 4.5. Refuerzo principal de una viga diafragma que une muros de cortante.

Imagen 5.1. Trabe diafragma (NTC-1987).

- Building Regulation For Reinforced Concrete ACI 318-89 (1989).

Cambio en el capítulo 10 la base para los refuerzos laterales para vigas peraltadas ha sido cambiada para controlar el agrietamiento transversal a media profundidad.

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-92 (1992).

Edición de ACI solamente con comentarios de la edición anterior (ACI 318-89).

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-95 (1995).

Hace referencia a miembros de flexión profunda (trabes de gran peralte). Las disposiciones se aplicarán a los miembros con l_n / d menor de 5 que estén cargados en una cara. y apoyado en la cara opuesta para que los puntales de compresión puedan desarrollarse entre las cargas y los apoyos. Se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo de tensión en elementos de flexión donde la tensión de refuerzo no es directamente proporcional a momento, como: patas inclinadas, escalonadas o cónicas; soportes; miembros de flexión profunda; o miembros en cuyo refuerzo de tensión no es paralelo a la cara de

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F. (1993).

No hay capítulo para diseño de elementos de concreto.

- No hay actualización del reglamento de construcción

compresión. Ver 12.11.4 y 12.12.4 para flexión profunda miembros. Capítulo 10.5 11.8 y 12.10.6

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-99 (1999).

No hay ningún cambio con respecto a la edición pasada.

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-02 (2002).

Primera vez que aparece el método puntal-tensor como el Apéndice A. que dice La modelación por puntal y tensor es una herramienta valiosa para el diseño de miembros de concreto, especialmente para regiones en las cuales no se aplica la hipótesis de sección plana de la teoría de trabe. A que recordar que los apéndices se utilizan tanto para incorporar nuevas ideas como para excluir conceptos que van cayendo fuera de uso. La gran cantidad de material descriptivo incluido en el comentario del apéndice A se brinda lineamientos y reglas para el correcto amplio del modelo puntal-tensor, además de las recomendaciones en el capítulo 8 (Análisis y Diseño), 9 (Requisitos de resistencia), 10 (Flexión y cargas axiales), 11 (Corte y Torsión) y 12 (Empalmes).

- No hay actualización del reglamento de construcción

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-05 (2005).

Se presentan en el Apéndice A incluyendo comentarios sobre el modelo puntal-tensor con los siguientes capítulos, Definiciones, Procedimiento de diseño del modelo puntal-tensor, Resistencia de los puntales, Resistencia de los tensores, Resistencia de las zonas nodales.

- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F. (2004).

En el capítulo 6.1.4 Vigas diafragma, se presenta diseño a flexión en viga de un claro y continua, además de revisión de las zonas a compresión, refuerzo por fuerzas cortantes, dimensiones de apoyos y no se presentan ningún apéndice.

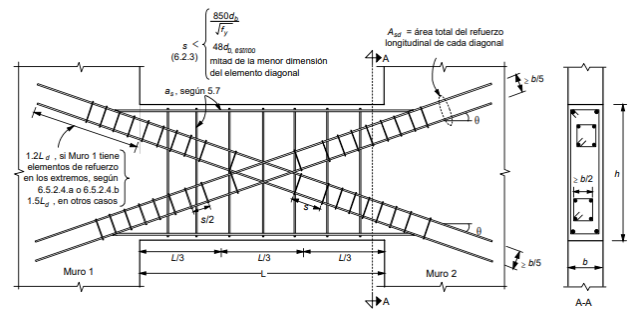


Figura 6.5 Refuerzo de una viga diafragma que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Imagen 5.2. Trabe diafragma (NTC-2004).

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-08 (2008).

Se presentan en el Apéndice A incluyendo comentarios sobre el modelo puntal-no presenta ningún cambio con respecto a la edición pasada (ACI 318-05)

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-11 (2011).

Se presentan en el Apéndice A incluyendo comentarios sobre el modelo puntal-no presenta ningún cambio con respecto a la edición pasada (ACI 318-08)

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-14 (2014).

Se presentan por primera vez un capítulo exclusivamente para el modelo puntal, en donde se presenta: Alcance, Generalidades, Resistencia de diseño, Resistencia de los puntales, Refuerzo que atraviesa los puntales en forma de botella, Refuerzo del puntal, Resistencia de los tensores, Detallado del refuerzo de los tensores, Resistencia de las zonas nodales.

- Building Code Requirements for structural Concrete. ACI 318-19 (2019).

Este capítulo se aplicará al diseño de estructuras de concretos, o regiones de elementos, donde la carga o las discontinuidades geométricas causan una distribución no lineal en deformaciones longitudinales dentro de la sección transversal. Cualquier elemento estructural de concreto o discontinuidad en alguna región del miembro, se permitirá que sea diseñado por modelar el miembro o la región como una armadura idealizada de acuerdo con este capítulo. Los modelos de puntales y tensor deben constar de puntales y tensores conectados en los nodos para formar una armadura idealizada en dos o tres dimensiones. La geometría de la armadura idealizada debe ser consistente con las dimensiones de los puntales, tensores zonas nodales, y apoyos.

- No hay actualización del reglamento de construcción

- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México. (2017).

Las estructuras de concreto pueden dividirse en regiones en las que es válida la hipótesis de una distribución lineal de deformación y en las que por lo tanto se puede aplicar la teoría de flexión, y regiones en las que ocurren perturbaciones en la distribución de esfuerzos debidos a cambios geométricos abruptos o a la presencia de cargas concentradas y reacciones. En la región B se pueden aplicar la teoría tradicional de flexión de concreto reforzado y el enfoque de diseño tradicional de resistencia a fuerza cortante ($V=V_c+V_s$). En las regiones D, una porción grande de la carga se transfiere de manera directa a los apoyos por fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo por lo que se debe utilizar un enfoque de diseño

distinto. Las regiones D se pueden modelar utilizando una “armadura” hipotética consistente de puntales de concreto con esfuerzos a compresión, y tensores de acero con esfuerzos a tensión, unidos en nodos. A estas armaduras se les refiere como modelos puntales y tensores.

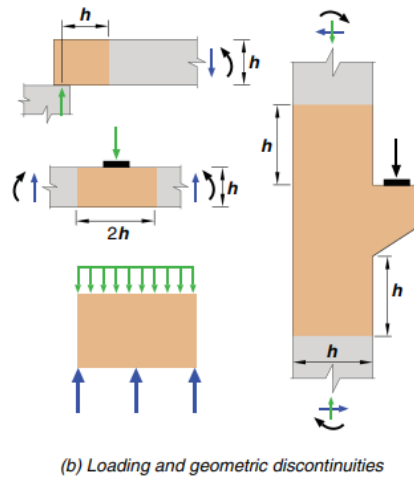
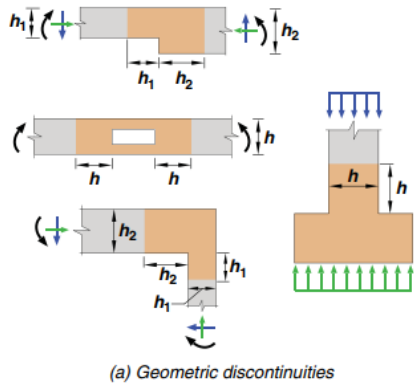


Imagen 5.3. Zonas D (ACI-2019).

El intervalo libre no excede cuatro veces la total profundidad del elemento H

Existen cargas concentradas a una distancia de 2h de la cara del apoyo.

Las traves de gran peralte se diseñarán teniendo en cuenta

distribución no lineal de la deformación longitudinal sobre la profundidad de la trabe. Zona nodal extendida que muestra el efecto de la distribución de la fuerza.

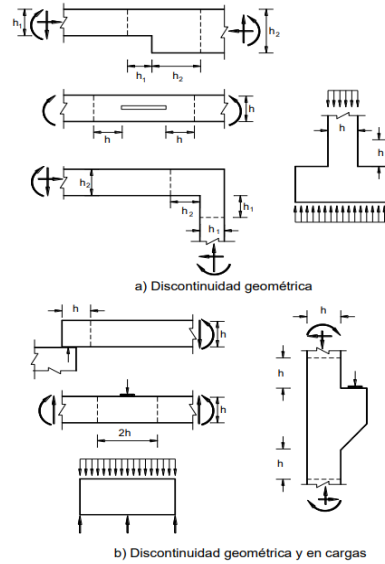


Imagen 5.4. Zonas D (NTC-2017).

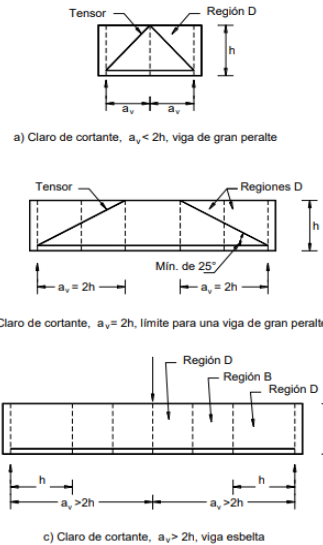


Figura B.2 Descripción de vigas de gran peralte y vigas esbeltas

Imagen 5.5. Trabe de gran peralte (NTC-2017).

Zona nodal extendida. Parte de un elemento acotada por la intersección del ancho efectivo del puntal w_s , y el ancho efectivo del tensor, w_t .

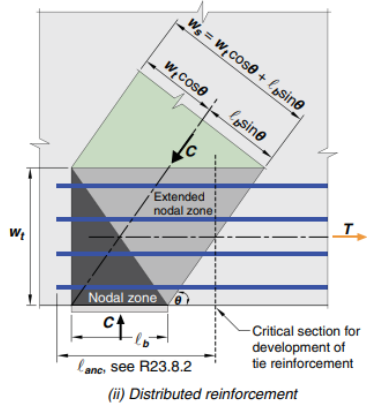
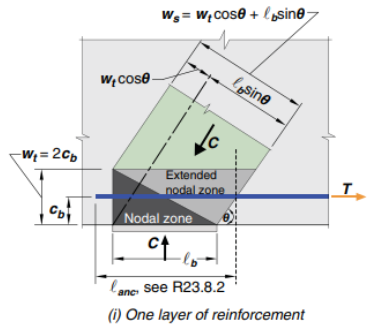


Imagen 5.6. Zona Nodal (ACI-2019).

El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y cualquier tensor entrar en un solo nodo debe ser de al menos 25 grados

Para cada combinación de carga factorizada aplicable la resistencia de diseño de cada puntal, tensor y zona nodal en un modelo de estructura y tirante deberá satisfacer

- Puntal $\phi F_n \geq F_n$
- Tensor $\phi F_t \geq F_t$
- Zona nodal $\phi F_{nn} \geq F_{nn}$

$\phi = 0.75$

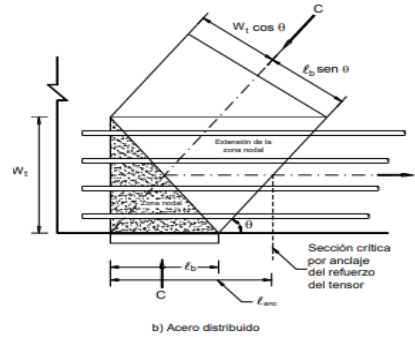
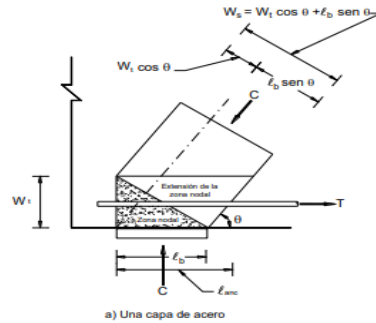


Imagen 5.7. Zona Nodal (NTC-2017).

El ángulo, entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor que concurran a un solo nodo no debe ser menor de 25 grados.

El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe basarse en la relación:

$$F_r F_n \geq F_u$$

Donde F_u es la fuerza factorizada que actúa en un puntal, en un tensor o en una cara de una zona nodal; F_n es la resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal y F_r factor de resistencia para cortante igual a 0.75.

Resistencia de los puntales

Puntal sin refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (23.4.1a)$$

Puntal con refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s f_s' \quad (23.4.1b)$$

As´ Área de acero en compresión

La resistencia efectiva a la compresión del concreto f_{ce} en un puntal:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_s f_c'$$

Donde β_c es con base en la tabla 23.4.3 (a) y β_s con la tabla 23.4.3 (b)

| Ubicación | β_c |
|--|--|
| a).-Extremo de un Puntal conectado al nodo que incluye una superficie de apoyo b).-Nodo que incluye una superficie de apoyo | Menor de $\sqrt{A_2/A_1}$, donde A_1 es definida por la superficie de apoyo |
| Otros casos | 2.0 |
| | 1.0 |

| Ubicación del Puntal | Tipo de Puntal | Criterio | β_s |
|---|---------------------|-----------------------------|-----------|
| Miembro de tensión o zonas de tensión de miembros | Todos | Todos los casos | 0.40 |
| Todos los otros casos | Limite del Puntal | Todos los casos | 1.00 |
| | Interior del Puntal | Cumple con tabla 1.4 | 0.75 |
| | | Zonas que cumplen condicion | 0.75 |
| | | Nodo trabe-columna | 0.75 |
| | Todos los casos | 0.40 | |

En las regiones D diseñadas con puntal y tensor, el refuerzo distribuido mínimo debe ser proporcionado a través de los ejes de puntales interiores de acuerdo con:

| Restricción lateral del puntal | Configuración de refuerzo | Relación mínima de distribución de refuerzo |
|--------------------------------|---|---|
| No restringido | Parrilla ortogonal | 0.0025 en cada dirección |
| | Refuerzo en una dirección que cruza el punta con un ángulo α | $\frac{0.0025}{\sin \alpha^2}$ |
| Restringido | No requiere distribución de refuerzo | |

Resistencia de los puntales

La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_n , debe tomarse como el menor valor de:

$$F_n = f_{ce} A_{cs}$$

La resistencia efectiva a la compresión del concreto f_{ce} en un puntal debe ser:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_c'$$

Donde:

$\beta_s = 1.0$ para puntales de sección transversal uniforme a lo largo de toda su longitud. Para puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella):

$\beta_s = 0.75$ con el refuerzo mínimo especificado en B.5.4,

$\beta_s = 0.60$ sin el refuerzo mínimo especificado,

$\beta_s = 0.40$ para los puntales en elementos sometidos a tensión, o patines en tensión de los elementos.

$\beta_s = 0.60$ para todos los demás casos.

Para f_c' no mayor a 42 MPa (4200 kg/cm²), se admite que se cumple, si el eje del puntal queda cruzado por capas de refuerzo que cumplan con:

$$\sum \frac{A_{s1}}{b_s d_s} \sin \alpha_i \geq 0.003$$

Resistencia de los tensores

La resistencia nominal a la tensión de un tensor F_{nt} será calculado por:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}\Delta f_p \quad (23.7.2)$$

Donde A_{tp} es igual a cero para los elementos no preesforzados.

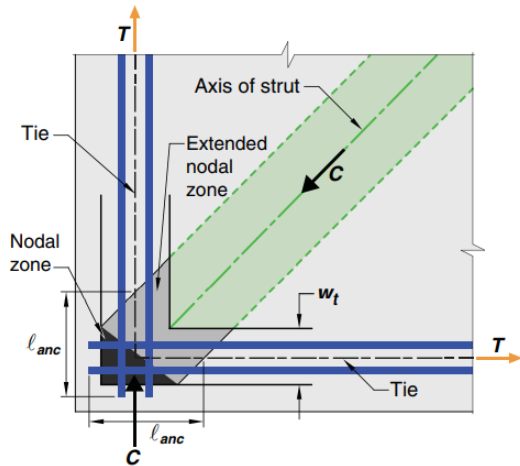


Fig. R23.8.2—Extended nodal zone anchoring two ties.

Imagen 5.8. Zona de Tensor (ACI-2019).

Se permite el uso de refuerzo de compresión para aumentar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión debe colocarse dentro de él, paralelo al eje del puntal, anclase adecuadamente y rodease por estribos o hélices. En estos casos la resistencia nominal de un puntal reforzado longitudinal es:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s$$

Resistencia de los tensores

La resistencia de un tensor F_{nt} debe calcularse como:

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

Donde A_{tp} es igual a cero para los elementos no preesforzados.

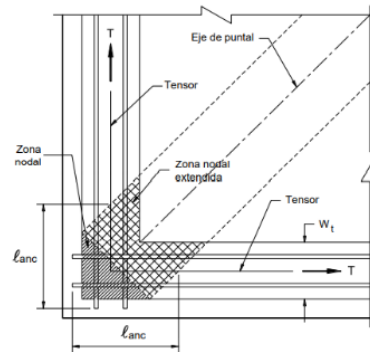


Figura B.6 Zona nodal extendida anclada a dos tensores

Imagen 5.9. Zona de Tensor (NTC-2017).

Resistencia de las zonas nodales

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , se calculará mediante:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (23.9.1)$$

Donde:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_n f'_c \quad (23.9.2)$$

Bs con base a la tabla 23.4.3.(b)

Donde:

| Configuración de la zona nodal | β_n |
|---|-----------|
| Zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo, o ambas | 1.00 |
| Zonas nodales que anclan un tensor | 0.80 |
| Zonas nodales que anclan dos o más tensores | 0.60 |

El área de cada cara de una zona nodal A_{nz} , será tomado como el menor de (a) y (b).

a). -El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de F_u (Fuerza a compresión mayorada de un puntal en N o lb).

b) El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

En un modelo tridimensional de puntales y tirantes, el área de cada cara de una zona nodal será al menos la indicada en 23.9.4, y la forma de cada cara de la zona nodal será similar a la forma de la proyección del extremo del puntal en la cara correspondiente de la zona nodal.

Resistencia de las zonas nodales

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal F_{nn} , Debe ser:

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

Donde:

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

Donde el valor de β_n está dado de acuerdo con lo siguiente:

a) $\beta_n = 1$ en zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas,

b) $\beta_n = 0.8$ en zonas nodales que anclan un tensor,

c) $\beta_n = 0.60$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

A_{nz} es la menor de (a) o (b).

(a) El área de la cara de la zona nodal en donde actúa F_u tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u

(b) El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

5.2 Resumen de comparativa entre ACI 318 vs NTC.

El origen del método puntal-tensor se remontan a principios de 1900, con los trabajos de los ingenieros RITTER y MÖRSCH. A pesar de eso la primera edición en 1920 del ACI 318 y de la NTC en 1921, no se menciona el método puntal-tensor. Fue hasta la década de los 80's en la versión de ACI 318-87 donde se hacen las primeras referencias del método con base al código canadiense (CAN3-A23.3-M84), para trabes de gran peralte y ménsulas. A partir del ACI 318-02 se presenta el método puntal-tensor en el Apéndice A. En cambio, la NTC-04 solo se mencionan elementos de gran peralte tomando de referencia ACI 318-95 y ACI 318-99. Para las últimas versiones del ACI 318-14 y ACI 319-19 se presenta el método puntal-tensor en el capítulo 23 Con una diferencia de 15 años las NTC-17 con base al ACI 318-14 se presenta el método punta-tensor en el Apéndice B. Por esta razón se recomienda el diseño del método puntal-tensor con el ACI 318-19 ya que presenta las siguientes modificaciones:

- La incorporación del factor β_c de confinamiento para puntales y nodos.
- Relación mínima de distribución de refuerzo en puntales a 0.0025 en ambas direcciones.

A partir de la comparativa se concluye que las NTC son adaptaciones del ACI, se puede considerar que para la última actualización de las NTC para el año 2023, se tenga como referencia al ACI 318-19.

5.3 Encuesta sobre diseño de trabe de gran peralte.

Con base a la comparativa que se realizó entre ACI y NTC, se analizaron varios parámetros sabiendo de la gran diferencia de 15 años de las NTC con ACI sobre la mención del método puntal-tensor. Se investigó en los diversos planes de estudio a nivel licenciatura de la carrera en Ingeniería Civil en las materias de concreto reforzado en las universidades más importantes del país (UNAM, UDLAP, UANL, IPN, UAM, IBERO, BUAP, UAQ, UDG y ITESO), en ningún plan de estudio se menciona el método puntal-tensor. Para tener un parámetro real de los conocimientos que se imparte en las materias de concreto, se decidió realizar una encuesta entre alumnos y egresados con una trabe de gran peralte simplemente apoyada, con carga puntual al centro del claro, en las instrucciones no se menciona que método de diseño se debe usar. Solamente se menciona la norma o reglamento a utilizar, se presenta la hoja de encuesta realizada a:

- 3 egresado de la Facultad de Ingeniería de la BUAP.
- 5 alumnos de 10 semestre de la Facultad de Ingeniería de la BUAP.
- 1 alumno de 8 semestre de la Facultad de Ingeniería de la BUAP.
- 1 alumno de 6 semestre de la Facultad de Ingeniería del Tecnológico Nacional de México, campus Apizaco.

Parámetros de ACI 318-19 para diseño de trabes simplemente apoyada.

- Para peralte.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

| Support condition | Minimum $h^{[1]}$ |
|----------------------|-------------------|
| Simply supported | $\ell/16$ |
| One end continuous | $\ell/18.5$ |
| Both ends continuous | $\ell/21$ |
| Cantilever | $\ell/8$ |

^[1]Expressions applicable for normalweight concrete and $f_y = 60,000$ psi. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

Tabla 5.1. Peralte mínimo para trabes no preeforzadas (ACI 318-19).

- Para base.



Imagen 5.1. Bases mínimas para una trabe simplemente apoyada (ACI 318-19).

Dimensiones para diseñar a flexión de la trabe

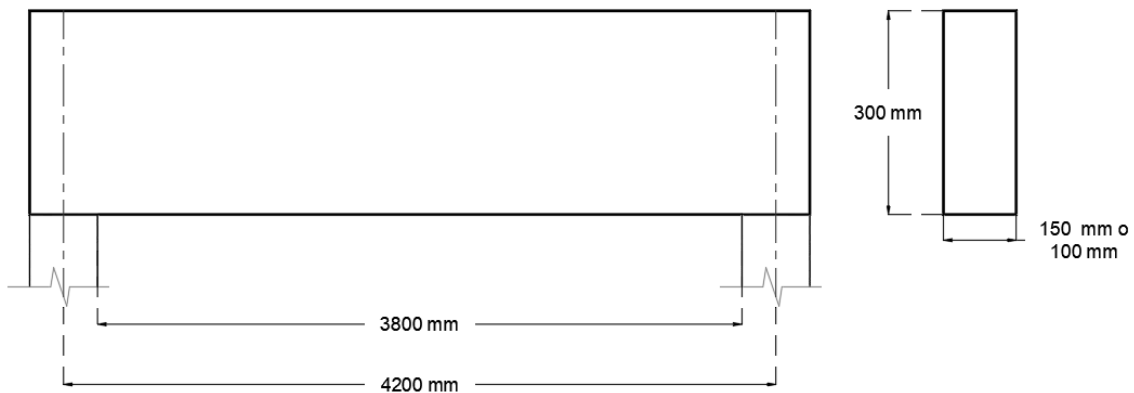


Imagen 5.2. Dimensiones de trabe (ACI 318-19).

Parámetros de NTC-17 para diseño de trabes simplemente apoyada.

- Para peralte y base ($Q=2$)

La base debe ser mínimo $b=L/35$

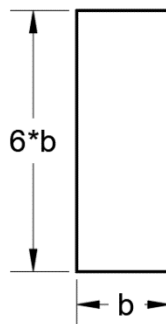


Imagen 5.3. Peralte máximo para trabe $Q=2$ (NTC-17).

- Para peralte y base (Q=3)

La base debe ser mínimo de 25 cm o $b=L/35$

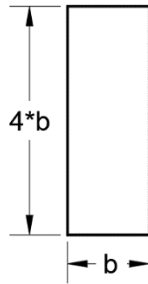


Imagen 5.4. Peralte máximo para trabe Q=3 (NTC-17).

- Para peralte y base (Q=4)

La base debe ser mínimo de 25 cm o $b=L/35$

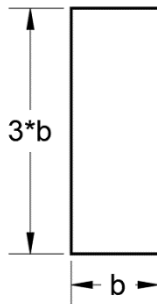


Imagen 5.5. Peralte máximo para trabe Q=4 (NTC-17).

Dimensiones para diseñar a flexión de la trabe

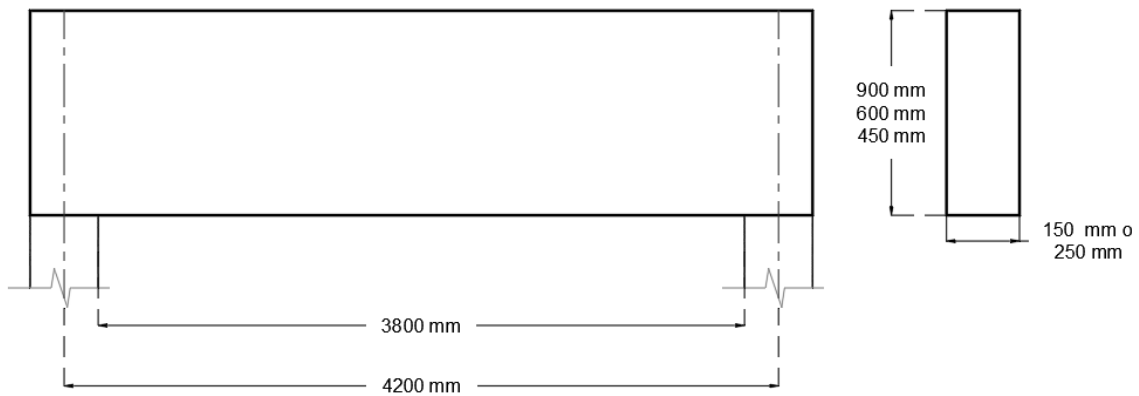


Imagen 5.6. Dimensiones de trabe (NTC-17).



Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Facultad de Ingeniería.

Secretaria de Investigación Estudios de Posgrados.

| | |
|------------------------------|--|
| Lugar y fecha: | |
| Universidad: | |
| Semestre o años de egresado: | |
| Nombre: | |

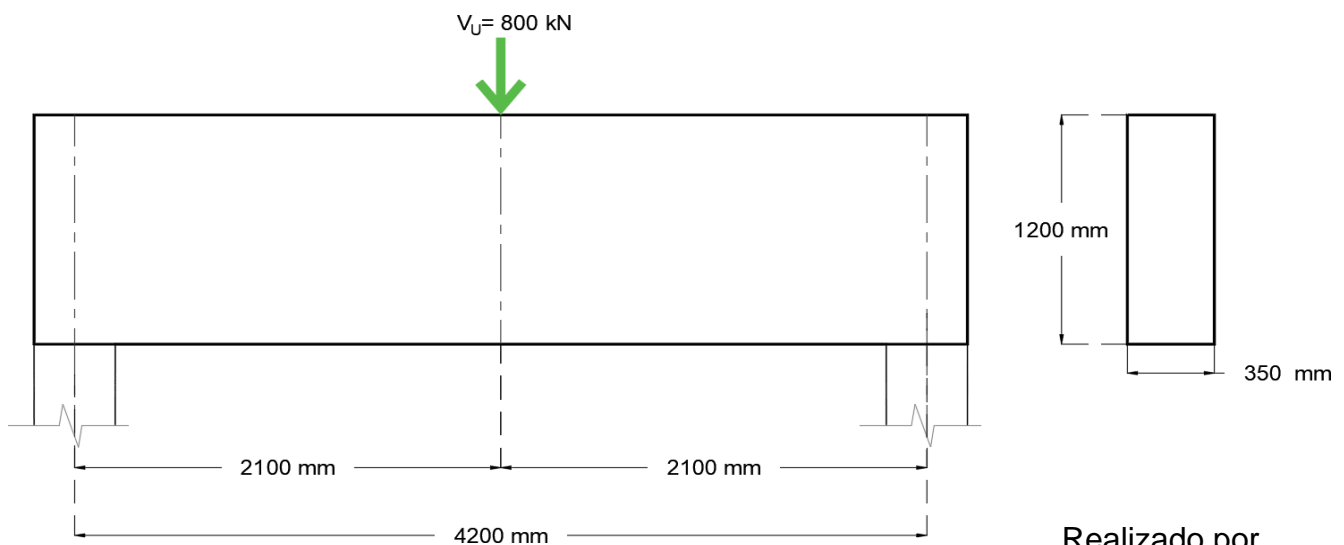
Realizar el diseño de la siguiente trabe simplemente apoyada con carga puntal al centro, todo cálculo en Sistema Internacional o bien realizar las conversiones de unidades con los siguientes materiales:

- Concreto $f'c = 30$ MPa.
- Acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa

Noma o Reglamento a utilizar

- ACI 318-19 (American Concrete Institute, versión 2019).
- NTC-17 (Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, versión 15 de diciembre 2017).

Esquema de la trabe a diseñar.



Realizado por

Ing. Jose Luis Pérez Rocha.

- Resultados de las encuestas.

| RESUMEN DE RESULTADOS DE PROPUESTA DE ARMADO EN UNA TRABE DE GRAN PERALTE | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------------|----------|------------------|----------------------|-----------------|---|-----------------------|-----------------|--------|----------|-----------------------|--------------|
| Encuesta | Universidad | Semestre | Años de egresado | Reglamento de diseño | Armado Superior | | | Armado Inferior | | | Estribos | |
| | | | | | Varillas | # | Area | ρ | Piezas | Diametro | | Area |
| 1 | BUAP | 10 | - | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.021 | 3 | 12 | 34.20 cm ² | No Calculado |
| 2 | BUAP | 10 | - | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.005 | 5 | 8 | 25.34 cm ² | '@ 15 cm |
| 3 | BUAP (Maestría) | - | 5 años | ACI-19 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.005 | 5 | 8 | 25.34 cm ² | No Calculado |
| 4 | TNM, Apizaco | 6 | - | NTC-04 | 5 | 6 | 14.25 cm ² | 0.013 | 9 | 8 | 45.60 cm ² | No Calculado |
| 5 | BUAP | - | 4 años | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.006 | 5 | 8 | 25.34 cm ² | '@ 20 cm |
| 6 | BUAP | 10 | - | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.005 | 5 | 8 | 25.34 cm ² | '@ 20 cm |
| 7 | BUAP | - | 4 años | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.006 | 5 | 8 | 25.34 cm ² | '@ 20 cm |
| 8 | BUAP | 10 | - | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.005 | 5 | 8 | 25.34 cm ² | '@ 20 cm |
| 9 | BUAP | 8 | - | NTC-17 | 4 | 6 | 11.40 cm ² | 0.008 | 4 | 10 | 31.67 cm ² | '@ 17 cm |
| 10 | BUAP | 10 | - | NTC-17 | 3 | 8 | 15.20 cm ² | 0.005 | 3 | 10 | 23.75 cm ² | '@ 15 cm |

Tabla 5.1. Resumen de encuesta.

Con los resultados obtenidos, se concluye lo siguiente:

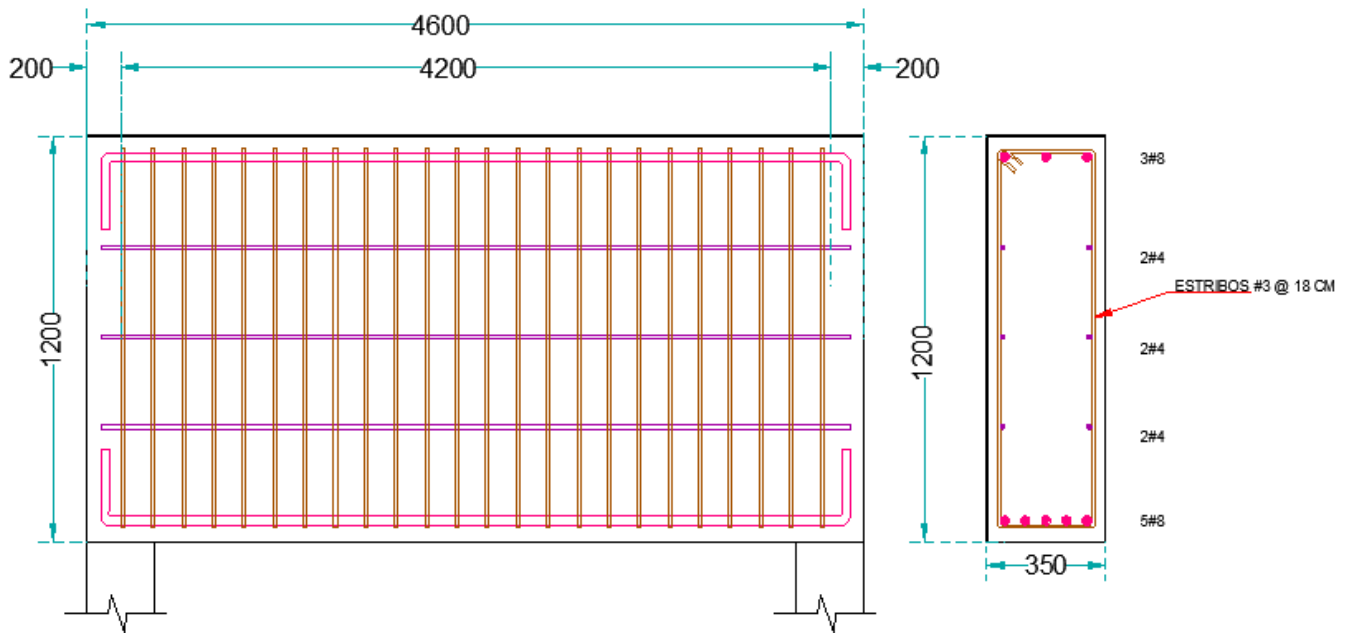
1. Un encuestado diseño con una norma no vigente y solicitada.
2. Los encuestados 1 y 4 calcularon de manera incorrecta el valor del porcentaje de acero requerido.
3. Los 10 encuestados diseñaron la trabe de gran peralte con las fórmulas usuales para flexión en trabes.
4. Los 10 encuestados colocaron acero mínimo en el lecho superior.
5. Los 10 encuestados colocaron el acero necesario en una solo capa.
6. El encuestado con mayor experiencia con maestría, lo resolvió como flexión.

Se recuerda que de los 10 encuestados todos diseñaron incorrectamente.

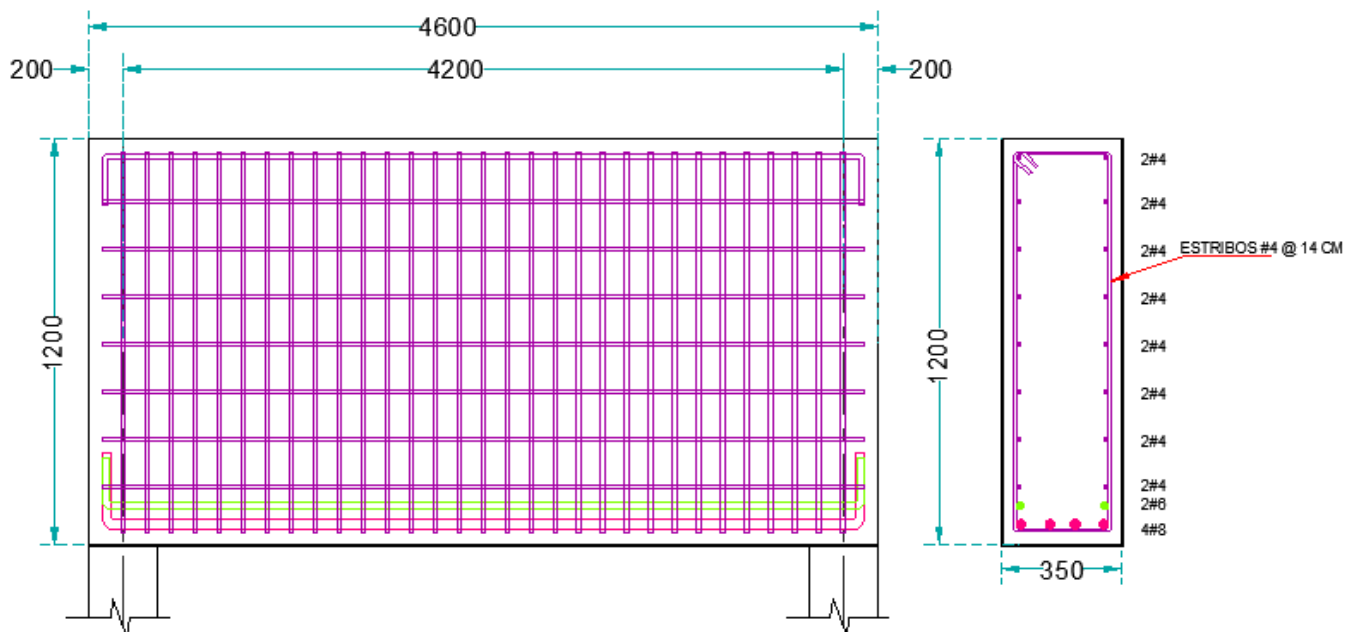
Se mostró que los alumnos e ingeniero con maestría y con pocos años de egresados, desconocen totalmente el método puntal-tensor, por que diseñaron con las fórmulas de flexión, sin tomar en cuenta la longitud de la trabe y su sección. Por esta razón este trabajo sirve para reflexionar sobre esta situación y tratar de mejorar los programas de licenciatura y/o maestría. Se sabe que es un tema especializado y que consume tiempo, sin embargo, al menos deben darse las bases para que los estudiantes puedan seguir estudiando el tema por su cuenta en la Facultad de Ingeniería de la BUAP y en el TNM campus Apizaco. Por cuestión de tiempo no se

realizó esta encuesta a estudiantes de otras universidades, sin embargo, se asume que se obtendría resultados similares.

A continuación, se muestra el armado proporcionado por los encuestados quienes diseñaron incorrectamente por las fórmulas usuales por flexión y el armado correcto obtenido mediante el método puntal-tensor.



**Imagen 5.7. Trabe de gran peralte armado por Flexión
(procedimiento incorrecto proporcionado por encuestados).**



**Imagen 5.8. Trabe de gran peralte armado por Método Puntal-Tensor
(procedimiento correcto).**

Conclusiones.

El método puntal-tensor es ideal para el diseño de trabes de gran peralte, muros con aberturas y ménsulas.

No es posible emplear el método puntal-tensor para elementos de poco peralte debido a que no se cumple con el ángulo mínimo de 25° . Estos elementos se debe diseñarse con las teorías básicas de flexión.

Los peraltes de los tensores se calculan mediante un proceso iterativo, por lo tanto, se recomienda programar el diseño.

Para el análisis estructural de la armadura con el método de los nodos (Procedimiento manual) y los modelos en CAST y SAP2000 se obtienen resultados idénticos.

Las NTC-17 presentan el método puntal-tensor en el apéndice B, mismo que se basa totalmente al del Capítulo 23 del ACI 318-14.

Las diferencias entre ACI 318-19 y ACI 318-14 con respecto al método puntal-tensor es la incorporación del factor β_c de confinamiento para puntales y nodos, y la relación mínima de distribución de refuerzo en puntales a 0.0025 en ambas direcciones.

Recomendación

Aprender o recordar el método de los nodos para armaduras antes de estudiar el método puntal-tensor. Este método se estudia en la materia de estática.

El uso de CAST y SAP para ahorrar tiempo en el procedimiento manual por el método de los nodos. Sobre todo, en elementos con gran número de puntales y tensores.

Programar el procedimiento en hojas de cálculo, con Excel o PTC Mathcad Prime.

Proponer su incorporación en los siguientes planes de estudios en la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla:

- Licenciatura: Diseño de elementos de concreto 1.
- Maestría: Comportamiento de elementos de concreto o alguna materia de Tópicos de Estructuras.

Se recomienda a los docentes hacer más énfasis en los límites de relación mínima y máxima entre la base y el peralte en trabes.

Para el tensor se recomienda iniciar con el peralte mínimo de dos capas de acero.

Bibliografía

Alcocer, S. a. (Deep beam desing in accordance with ACI 318-02). Deep beam desing in accordance with ACI 318-02. 65-80.

Complementarias, N. T. (1921). *Normas Tecnicas Complementarias*.

D, N. T. (1993). *Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construccion para el DF*.

DF, N. T. (1987). *Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construccion para el D*.

DF, N. T. (2004). *Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construccion para el DF*.

DF, R. d. (1942). *Reglamento de Construccion del DF*.

DF, R. d. (1957). *Reglamento de Construccion del DF*.

DF, R. d. (1966). *Reglamento de Construccion del DF*.

DF, R. d. (1976). *Reglamento de Construccion del DF*.

DF, R. d. (1985). *Reglamento de Construccion del DF*.

Gonzales Cuevas, O. (2005). Aspectos fundamentales de concreto reforzado.

Institute, A. C. (1920). *American Concrete Building Design and Specifications*.

Institute, A. C. (1941). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1947). *Building Regulation For Reinforced Concrete* .

Institute, A. C. (1951). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1956). *Building Refulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1963). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1971). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1977). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1983). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1986). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1989). *Building Regulation For Reinforced Concrete*.

Institute, A. C. (1992). *Building Code Requirements For Structural Concrete*.

Institute, A. C. (1995). *Building Code Requirements For Structural Concrete*.

- Institute, A. C. (1999). *Building Code Requirements For Structural Concrete*.
- Institute, A. C. (2002). *Building Code Requeriments for Structural Concrete (ACI 318-02)*.
- Institute, A. C. (2005). *Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-05)*.
- Institute, A. C. (2008). *Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-08)*.
- Institute, A. C. (2011). *Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-11)*.
- Institute, A. C. (2014). *Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-14)*.
- Institute, A. C. (2019). *Building Code Requeriments for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- McCormac, J. a. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Mexico: Alfaomega.
- Mexico, N. T. (2017). *Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construccion de la Ciudad de Mexico*.
- Miguel Cervera Ruis, E. B. (2001). *Mecanida de estructuras Libro 1 Resistencia de Materiales*. Barcelona: CPET.
- Schlaich, J., Schafer, k., & Jennewein, M. (1982). *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. Paris, Francia.

Anexos

Para tener un parámetro real de los conocimientos que se imparte en las materias de concreto, se decidió realizar una encuesta entre alumnos y egresados con una trabe de gran peralte simplemente apoyada, con carga puntual al centro del claro, en las instrucciones no se menciona que método de diseño se debe usar. Solamente se menciona la norma o reglamento a utilizar, se presenta la hoja de encuesta realizada:



Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Facultad de Ingeniería.

Secretaria de Investigación Estudios de Posgrados.

| | |
|------------------------------|--|
| Lugar y fecha: | |
| Universidad: | |
| Semestre o años de egresado: | |
| Nombre: | |

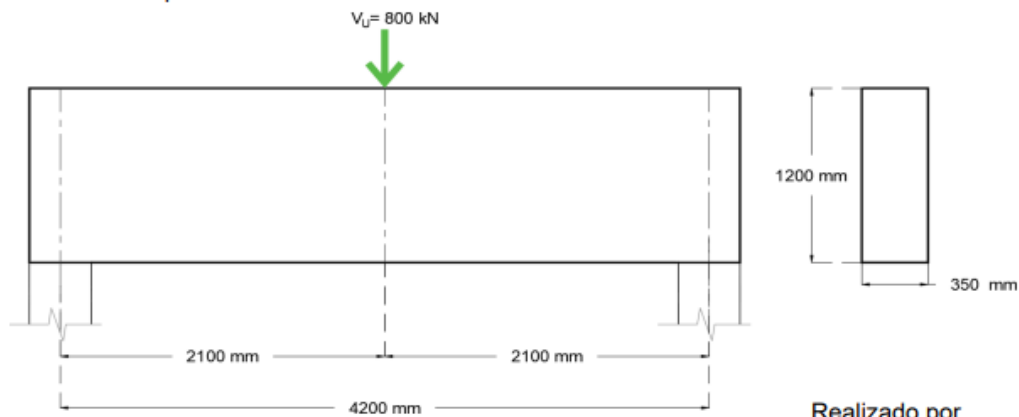
Realizar el diseño de la siguiente trabe simplemente apoyada con carga puntual al centro, todo cálculo en Sistema Internacional o bien realizar las conversiones de unidades con los siguientes materiales:

- Concreto $f'c = 30$ MPa.
- Acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa

Norma o Reglamento a utilizar

- ACI 318-19 (American Concrete Institute, versión 2019).
- NTC-17 (Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, versión 15 de diciembre 2017).

Esquema de la trabe a diseñar.



Realizado por

Ing. Jose Luis Pérez Rocha.

| Encuestado 1 | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 14 de Junio de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 10 Semestre. |
| Nombre: | Marco Uriel Chargoy Martínez. |

| Sección | | | |
|---------------|--------------------------|------|--------------------|
| B = | 350 mm | 35 | cm |
| H = | 1200 mm | 120 | cm |
| L = | 4200 mm | 420 | cm |
| Rec = | 80 mm | 8 | cm |
| D = | 1120 mm | 112 | cm |
| Peso Vol conc | 2400 kg/m ² = | 0.24 | kg/cm ² |
| PP Trabe | 1008 | kg | |
| Fr flexión = | 0.9 | | |
| Fr cortante = | 0.75 | | |
| L/H = | 3.5 | | |

| Calculos | | | |
|----------|----------|-------|----|
| Pu = | 800 kN = | 81008 | kg |
| Vu = | 40504.00 | kg | |
| Mu = | 8505840 | kg*cm | |

| Materiales | | | |
|------------|-----------|--------------------|--------------------|
| F'c = | 300 Mpa | 300 | kg/cm ² |
| Fy = | 4200 | 420 | kg/cm ² |
| Es = | 2100000 | kg/cm ² | |
| Ec = | 242487.11 | kg/cm ² | |
| B = | 0.84 | | |
| F''c = | 250.71 | kg/cm ² | |
| qcalc | 0.0899 | | |
| Asmin = | 0.003 | | |
| Ascalc = | 0.064 | | |
| p | 0.21 | | |
| Ascalc | > | Asmin | |

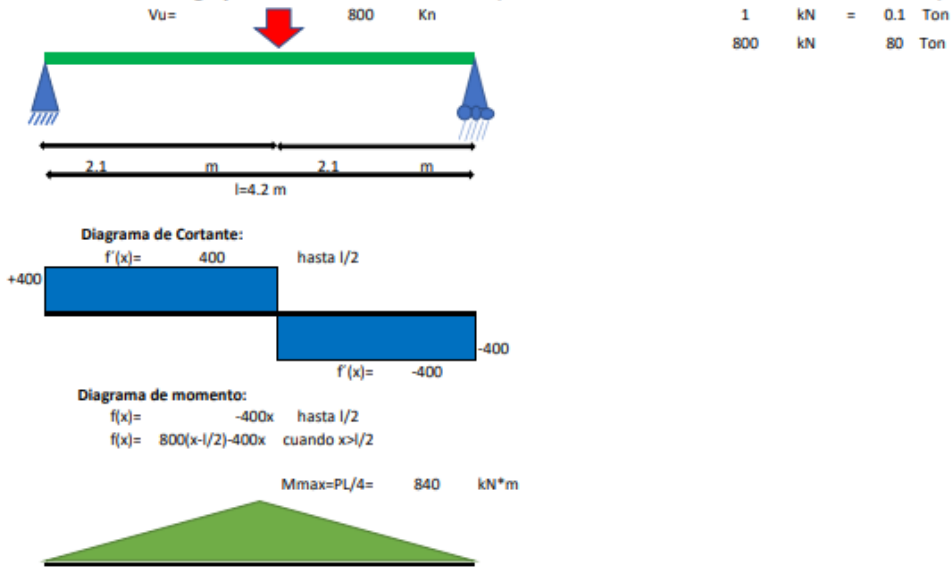
| Armado | | |
|-----------|-------|-----------------|
| 22 VAR | #12 | |
| As real = | 250.8 | cm ² |

| Encuestado 2 | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 14 de Junio de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 10 Semestre |
| Nombre: | Karla Calderon Pérez. |

| VIGA SIMPLEMENTE APOYADA | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----------------|------------------------------|--------------------|----------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|-------------|-----------------|------------|
| Longitud = | 420 | cm | b = | 35 | cm | h = | 120 | cm | d = | 115 | cm |
| | | | Concreto = | 300 | kg/cm ² | Acero = | 4200 | kg/cm ² | | | |
| MOMENTO ÚLTIMO | | | | | CORTANTE ÚLTIMO | | | | | | |
| Mu l | 85630 | | | | kg - m | Vu l | 40780 | | | | kg |
| DISEÑO POR FLEXIÓN | | | | | | | | | | | |
| Constantes de diseño | | | | | | | | Factor | | | |
| Pmin = | 0.0029 | Pmax = | 0.0228 | Pbal = | 0.0304 | F'c = | 255 | β ₁ = | 0.8500 | Fr = | 0.9 |
| Momentos últimos | | Cuantía calculada | | Porcentaje de acero | | Porcentaje acero | | Área de la sección (As) | | Armado | |
| 85630 | kg-m | Inferior | q ₁ = | 0.0841 | P ₁ = | 0.0051 | P ₁ = | 0.0051 | 20.56 | cm ² | 5#8 |
| 0 | kg-m | Superior | q ₁ = | 0.0000 | P ₁ = | 0.0000 | P ₁ = | 0.0029 | 11.62 | cm ² | 3#8 |
| As suministrado | | Porcentaje de acero | | Cuantía suministrada | | Momento resistente | | Porcentaje de trabajo | | | |
| 25.35 | cm ² | Inferior | P ₁ = | 0.0063 | q ₁ = | 0.1037 | M _{R1} = | 104480.89 | kg-m | 81.96% | |
| 15.21 | cm ² | Superior | P ₁ = | 0.0040 | q ₁ = | 0.0651 | M _{R1} = | 61185.58 | kg-m | | |
| DISEÑO POR CORTANTE | | | | | | | | | | | |
| Cortantes últimos | | Cortante resistente concreto | | | Fr = | 0.75 | Estribos | Separación | Est. #3 Av= | 0.71 | |
| 40780 | kg | (l) | Vcr ₁ = | 15799.90 | kg | > | Vu ₁ | POR NORMA | Smax = | 57.5 | cm |
| | | | Vcr ₁ = | 13476.01 | kg | > | Vu ₁ | POR NORMA | Smax = | 57.5 | cm |
| Límite | | Separación máxima | | | Estribos | | | Cortante total | | | |
| Vu | < | 130715.71 | Vu ₁ = | < | 78429.43 | 8 # 3 | @15 cm | RESTO | @ 20 cm | 41143 | kg |
| DISEÑO POR SERVICIO | | | | | | | | | | | |
| Fr = | 25.9808 | Yt = | 60 | cm | Ig = | 5040000 | cm ⁴ | Magr = | 2182384 | kg-cm | 21823.84 |
| Ec = | 242487.11 | kg/cm ² | Es = | 2100000 | kg/cm ² | n = | 8.6603 | c = | 32.22 | lagr = | 1894618.98 |
| Δinmediata = | 0.72 | cm | Δdiferido = | 1.44 | cm | Δtotal = | 2.16 | cm | | | |
| λ = | 1.9999 | p' = | 0.0000 | Δpermisible = | 1.75 | cm | Δpermisible | < | Δtotal | | |

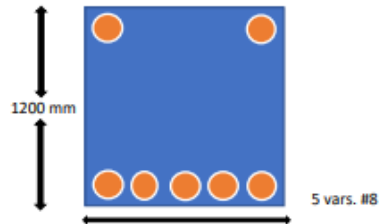
| Encuestado 3 | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 15 de Junio de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 5 años (Maestria). |
| Nombre: | Adriana Castro Baldosa. |

Diseño de Viga por el Método ACI 318-19 (American Concrete Institute, versión 2019)



Datos:

| | | | |
|---|------------------------------|--|---------------------------------------|
| $h =$ | 1200 mm | $1 \text{ KG/CM}^2 = 98.066 \text{ Pa}$ | $1 \text{ MPa} = 1000 \text{ Pa}$ |
| $b =$ | 350 mm | $4283 \text{ KG/CM}^2 = 420000 \text{ Pa}$ | $420 \text{ MPa} = 420000 \text{ Pa}$ |
| $d =$ | 1140 mm | | |
| $PP =$ | 10.08 kN/m | | |
| $f'c =$ | 30 Mpa | | |
| $f_y =$ | 420 Mpa | | |
| $\beta_1 =$ | 0.84 | | |
| $E_s =$ | 200000 MPa | | |
| $\epsilon_{cu} =$ | 0.003 | | |
| $\epsilon_{ty} =$ | 0.0021 | | |
| Porcentaje mínimo y máximo de acero: | | | |
| $\rho_{min} =$ | 0.0033 | | |
| $\rho_{max} =$ | 0.019 | Secc. Controlada por tensión | |
| Coefficiente de resistencia a la flexión: | | | |
| $R_n =$ | 2.05 | MPa | |
| Porcentaje y área de acero teoricos requeridos: | | | |
| $\rho_{teorico} =$ | 0.00510 | El teorico | |
| $A_s =$ | 2034.77 | mm ² | = 203.48 cm ² |
| Varilla # 8 | 5 | * | 507 = 2535 mm ² |
| $A_{smax} =$ | $\rho_{max} \cdot b \cdot d$ | 7498 mm ² | |
| $\rho_{real} =$ | 0.00635 | | |
| Coefficiente de resistencia a la flexión provisto. | | | |
| $R_n =$ | 2.53 | Mpa | |
| Momento nominal y momento de resitencia de diseño | | | |
| $M_n =$ | 1082.57 | kN-m | |
| $\phi M_n =$ | 974.31 | kN-m | |
| Razón demanda /capacidad por flexión: | | | |
| $M_u / \phi M_n =$ | 0.862 | Pasa la sección | |



| Encuestado 4 | |
|------------------------------|---------------------------------|
| Lugar y fecha: | Apizaco, 09 de Junio de 2021. |
| Universidad: | Tecnológico Nacional de México. |
| Semestre o años de egresado: | 6 Semestre. |
| Nombre: | Carla Huerta Dávila. |

Concreto $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$
 Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 0.8 f'c = 0.8(300) = 240 \text{ kg/cm}^2$
 $f'c = 0.85 f'c = 0.85(300) = 255 \text{ kg/cm}^2$

$P_{min} \leq P < P_{max}$
 $P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4200}$
 $P_{min} = 0.00288$
 $P_b = \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{6000 \rho}{6000 + f_y}$
 $P_b = \frac{204}{4200} \cdot \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} = 0.0242$
 $P_{max} \rightarrow 0.9 P_b \rightarrow 0.75 P_b$
 $P_{max} = 0.95 P_b = 0.95(0.0242)$
 $P_{max} = 0.01815$
 $0.00288 \leq P < 0.01815$
 $P = 0.0127$

$\sum M_B = 0$
 $R_A(4.2) - 81600(2.1) = 0$
 $R_A = \frac{171360}{4.2} = 40800 \text{ kg}$

$\sum F_y = 0$
 $40800 - 81600 + R_B = 0$
 $R_B = 40800$

Área $T = 2.1 \times 40800 \text{ kg}$
 $A_1 = 85680 \text{ kg-m}$
 $A_2 = -85680 \text{ kg-m}$
 $M_{max} = 85.68 \text{ ton-m}$

$\frac{85680(1.4)}{0.9(35)(120)^2 204} = 0.00129$
 $-0.5q^2 + q - 0.00129$
 RESOLVIENDO
 $q = P \frac{f_y}{f'c} = 0.0127 \frac{4200}{204} = 0.2614$
 $q = 0.2259$

Comprobando

$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{8(5.07) + 5(2.85)}{35(120)} = 0.01305$
 $q = (0.01305) \frac{4200}{204} = 0.2686$
 $a = qd = (0.2686)(120) = 32.232$
 $M_e = (34.81)(4200) [120 - (0.5)(32.232)] = 23,914.30 \text{ T-m}$
 $M_u = 85.68 \text{ ton}(1.4) = 119.95 \text{ ton-m}$

LA VIGA CUMPLE

$A_s = Pbd = 0.0127(35)(120) = 53.34 \text{ cm}^2$

Para $M_u(s)$
 $\frac{85680(1.4)}{0.9(35)(120)^2 204} = 0.00129$
 $-0.5q^2 + q - 0.00129 = 0$
 $q = 0.2259$
 $P = 0.2259 \left(\frac{204}{4200} \right) = 0.0109$
 $A_s = 0.0109(35)(120) = 45.78 \text{ cm}^2$

No. varillas No. var
 Base 8 $= 40.56 > 54.91 \text{ cm}^2$ 9 var 8
 Super 6 $= 14.35$

Bases # 8
 Super # 6
 9 var # 8

Encuestado 5

| | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 15 de Junio de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 4 años. |
| Nombre: | Gustavo Badillo del Carmen. |

| | | |
|-------------|------|---|
| Claro | 4.20 | m |
| B real | 0.35 | m |
| H real | 1.20 | m |
| recubrimien | 0.04 | m |
| H efectivo | 1.16 | m |

| | | |
|-------------|----------|----|
| Carga Total | | |
| Carga Total | 800 | kn |
| Carga Total | 81577.28 | kg |

| | | |
|-----------|------------------|-------------|
| Mu | 85656.146 | kg.m |
|-----------|------------------|-------------|

$$Mu = \frac{P \cdot L}{4}$$

Diseño de la traba

Acero balanceado

$$A_s = \frac{f_c'}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d$$

| | | |
|-------------------|-------|--------|
| Datos de concreto | | |
| f'c | 250 | kg/cm2 |
| f'c | 212.5 | kg/cm2 |

$$1.085 f_c'$$

| | | |
|----------------|------|--------|
| Datos de acero | | |
| fy | 4200 | kg/cm2 |

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$$

| | | |
|--------|-------|-----|
| Au bal | 102.7 | cm2 |
|--------|-------|-----|

Acero máximo

| | | |
|----------|------|-----|
| Densidad | 2 | |
| Au max | 92.4 | cm2 |

Acero mínimo

| | | |
|--------|-------|-----|
| Au min | 10.70 | cm2 |
|--------|-------|-----|

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d$$

$$M_B = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

| | | |
|-----------------------|-----|----|
| Resistencia a flexión | | |
| Fv | 0.9 | |
| q | 35 | cm |
| q | 116 | cm |

$$q = \frac{P f_y}{f_c'}$$

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

| | | | | | | |
|-------------------|----------|-----------|-------------|------------|------------|-----------|
| Proponer el acero | | | | | | |
| Colocacion | Variante | # Varilla | Au real cm2 | Au min cm2 | Au max cm2 | Condicion |
| Superior | S | 8 | 13.2 | 10.70 | 92.4 | OK |
| Inferior | S | 8 | 25.3 | 10.70 | 92.4 | OK |

| | |
|---|--------|
| p | 0.0062 |
| q | 0.1213 |

Norma Nota 5.1.1 $M_u = 8,565.634 \text{ kg-cm}$ **OK** $M_B = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$

Norma Nota 5.1.2 $M_B = 10,423.979 \text{ kg-cm}$ **OK** $M_B = F_R b d^2 k' q (1 - 0.5q)$

| | | | |
|-----------|--------|----|--------------|
| Corriente | | | |
| Vu | 40,789 | kg | Condicion OK |

Calculo de Vcr Si p < 0.015

| | |
|-------|-------|
| Datos | |
| fR | 0.75 |
| p | 0.006 |
| f'c | 250 |
| b | 35 |
| d | 116 |

Si p < 0.015 $V_{cr} = 15,638 \text{ kg}$

Si p > 0.015 $V_{cr} = 24,073 \text{ kg}$

El valor de Vcr a tomar es: **15,637.95 kg** Condicion OK

Condicion Vcr **72,218.52 kg** $(V_{cr} \leq F_R 1.5 \sqrt{f_c'} b d)$

Condicion Vu **120,364.19 kg** $(V_u < F_R 2.5 \sqrt{f_c'} b d)$

$$V_{cr} = F_R (0.2 + 20p) 0.3 \sqrt{f_c'} b d$$

$$(V_{cr} = F_R (0.2 + 20p) \sqrt{f_c'} b d)$$

$$V_{cr} = F_R 0.16 \sqrt{f_c'} b d$$

$$(V_{cr} = F_R 0.5 \sqrt{f_c'} b d)$$

| | | |
|----------------|-----------|----|
| Calculo de Vcr | | |
| Vcr | 25,150.69 | kg |

$$V_{sR} = V_u - V_{crR}$$

Calculo de separacion S

| | |
|--------|------|
| Datos | |
| fR | 0.75 |
| Fy | 4200 |
| d | 116 |
| Angulo | 90 |
| Sen | 1 |
| Cos | 0 |

Calculadora

Calculadora

| | | | |
|-------------------|------|-----------|-------------|
| Proponer el acero | | | |
| Colocacion | Rama | # Varilla | Au real cm2 |
| Estribo | 2 | 3 | 1.4 |

| | | |
|--------|------|------|
| s | 20.7 | cm |
| Real 1 | s | 20.0 |
| Real 2 | s | 20.0 |

| | | | | |
|---------------------------|-----|------|------|--|
| Longitud de la separacion | 232 | S=12 | 11.6 | 12 Estribos #3 12 @ 12 cm: Resto 20 cm |
| | | S=10 | 11.6 | 12 Estribos #3 12 @ 10 cm: Resto 20 cm |

Condicion de separacion

| | |
|----|------|
| a) | 20.7 |
| b) | 6.0 |
| b) | 58 |
| c) | 29 |

Esta es la separacion que se puede colocar a la mitad de la trabas este seria nuestro caso

El refuerzo para fuerza cortante nunca será menor que el calculado según el inciso 5.3.5.2. La separación, s, no debe ser menor de 60 mm.
 b) Si V_u es mayor que V_{cr} pero menor o igual que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendicular al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.
 c) Si V_u es mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendicular al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d.



$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}}$$

| Encuestado 6 | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 26 de Mayo de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 10 Semestre. |
| Nombre: | Edgar Ivan Ramírez Hernández. |

Diseño de viga simplemente apoyada

Norma para diseño:

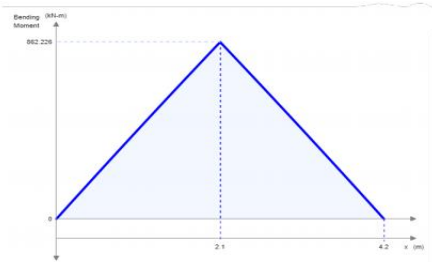
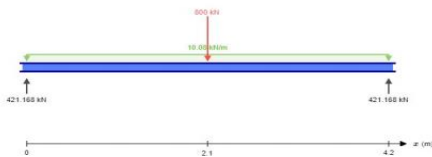
NTC-17

Materiales:

Concreto $f'_c := 30 \text{ MPa}$
 Peso volumétrico del concreto $\gamma := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Acero de refuerzo $f_y := 420 \text{ MPa}$

Análisis estructural

Peso propio $W := 1200 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



$M_u := 862.226 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Momento de diseño

a) Porcentaje de acero requerido

$$q_r := 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{FR_b \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}} = 0.085$$

$$\rho_r := \frac{q_r \cdot f'_c}{f_y} = 0.005$$

$$\rho_{\min} < \rho_r < \rho_{\max}$$

Por lo tanto se encuentra dentro de límites y se continua con ese porcentaje.

b) Acero requerido

$$A_{s_r} := \rho_r \cdot b \cdot d = 20.71 \text{ cm}^2$$

c) Acero propuesto

5 #8

$$A_s := 25.34 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.006$$

$$q := \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} = 0.104$$

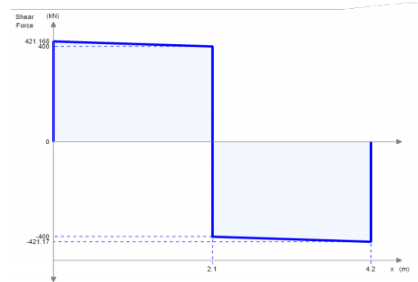
d) Momento resistente

$$MR := FR_b \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 q) = 1044.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

e) Revisión

$$MR = 1044.419 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 862.226 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{ok}$$

$$Ratio := \frac{M_u}{MR} = 0.83$$



Constantes de diseño

$$f'_c := 0.85 \cdot f_c = 25.5 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 := 1.05 - \frac{30}{140} = 0.836$$

$$\rho_{\min} := \frac{0.22 \cdot \sqrt{30}}{420} = 0.003$$

$$\rho_{\text{bal}} := \frac{25.5}{420} \cdot \frac{600 \cdot 0.836}{420 + 600} = 0.03$$

$$\rho_{\max} := 0.9 \cdot \rho_{\text{bal}} = 0.027$$

Considerando elemento que no resiste fuerza sísmica.

$$FR_b := 0.9$$

Para flexión.

$$FR_v := 0.75$$

Para cortante.

Diseño por flexión

$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$r_s := 50 \text{ mm}$$

$$d := h - r_s = 1150 \text{ mm}$$

Diseño por cortante.

Cortante de diseño

$$V_{u1} := 421.168 \text{ kN}$$

$$V_{u2} := 400.0 \text{ kN}$$

Limitación para cortante último.

$$V_{u\text{lim}} := 0.75 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{30} \text{ MPa} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 1.15 \text{ m} = 1322.75 \text{ kN}$$

$$V_{u1} < V_{u\text{lim}}$$

$$V_{u2} < V_{u\text{lim}}$$

ok

ok

a) Cortante que toma el concreto.

Relación claro peralte

$$\frac{4.2 \text{ m}}{1.2 \text{ m}} = 3.5$$

Como las cargas y reacciones comprimen las caras superior e inferior el cortante se calcula como:

$$\left(3.5 - 2.5 \cdot \frac{M_u}{V_{u1} \cdot d} \right) = -0.95 < 1 \quad \text{No cumple}$$

$$\left(3.5 - 2.5 \cdot \frac{M_u}{V_{u2} \cdot d} \right) = -1.186 < 1 \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto $V_c R$ se calcula como:

$$V_c R := FR_v \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c R := 0.75 \cdot 0.16 \cdot \sqrt{30} \text{ MPa} \cdot 35 \text{ cm} \cdot 115 \text{ cm} = 264.55 \text{ kN}$$

b) Refuerzo para fuerza cortante.

$$V_c R = 264.55 \text{ kN} < V_{u1} = 421.168 \text{ kN} \quad \text{No resiste}$$

$$V_c R = 264.55 \text{ kN} < V_{u2} = 400 \text{ kN} \quad \text{No resiste}$$

Como el concreto no resiste el cortante de diseño se requiere refuerzo.

Encuestado 7

| | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 26 de Mayo de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 4 años. |
| Nombre: | Luis Alfredo Badillo del Carmen. |

| | | |
|-------------|------|---|
| Clase | 4.20 | m |
| B real | 0.35 | m |
| H real | 1.20 | m |
| recubrimien | 0.05 | m |
| H efectivo | 1.14 | m |

| | | |
|-------------|-------|----|
| Carga Total | | |
| Carga Total | 800 | kg |
| Carga Total | 80000 | kg |

$M_u = 80000 \text{ kg-m} \quad M_u = \frac{P \cdot L}{4}$

Diseño de la traba

Acero balanceado

$$A_s = \frac{f_c' \cdot 6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d$$

| | | |
|-------------------|-------|--------------------|
| Datos de concreto | | |
| f_c | 350 | kg/cm ² |
| f_c' | 212.5 | kg/cm ² |

| | | |
|----------------|------|--------------------|
| Datos de acero | | |
| f_y | 4200 | kg/cm ² |

$\beta_1 = 0.85$; si $f_c' \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2)$

$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c' - 28}{140}$; si $f_c' > 28 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c' - 28}{140}$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

| | | |
|--------|-------|-----------------|
| As bal | 100.9 | cm ² |
|--------|-------|-----------------|

| | | |
|--------------|------|-----------------|
| Acero máximo | | |
| Cantidad | 2 | |
| As max | 90.8 | cm ² |

| | | |
|--------------|-------|-----------------|
| Acero mínimo | | |
| As mín | 10.51 | cm ² |

$$A_{s, \min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - \theta)$$

| | | |
|-----------------------|-----|----|
| Resistencia a flexión | | |
| f_r | 0.9 | |
| b | 35 | cm |
| d | 114 | cm |

$$q = \frac{p f_y}{f_c}$$

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

| | | | | | | |
|-------------------|---------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------|-----------|
| Proponer el acero | | | | | | |
| Colocación | Varilla | # Varilla | As real cm ² | As mín cm ² | As max cm ² | Condición |
| Superior | 3 | 8 | 15.2 | 10.51 | 90.8 | OK |
| Inferior | 5 | 8 | 25.3 | 10.51 | 90.8 | OK |

| | |
|-----|--------|
| p | 0.0063 |
| q | 0.1235 |

Norma Nota 5.1.3 $M_u = 8,400,000 \text{ kg-cm}$ OK $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5p)$

Nota 5.1.2 $M_u = 10,232,443 \text{ kg-cm}$ OK $M_R = F_R b d^2 C_c q (1 - 0.5p)$

| | | |
|--------------|--------|----|
| Constante | | |
| V_u | 40,000 | kg |
| Condición OK | | |

| | | |
|------------------|--------|----|
| Cálculo de V_u | | |
| V_u | 40,000 | kg |
| Si $p < 0.015$ | | |

| | | |
|-------|-------|----|
| Datos | | |
| f_R | 0.75 | |
| p | 0.006 | |
| f_c | 250 | |
| b | 35 | cm |
| d | 114 | cm |

| | | |
|-------|--------|----|
| V_u | 15,472 | kg |
|-------|--------|----|

| | | |
|-------|--------|----|
| V_u | 23,658 | kg |
|-------|--------|----|

| | | |
|-------------------------------|-----------|----|
| Condición | | |
| El valor de V_u a tomar es: | 15,471.93 | kg |
| OK | | |

| | | |
|------------------------------------|-----------|----|
| Condición V_u | 70,973.37 | kg |
| $V_u \leq F_R 1.5 \sqrt{f_c'} b d$ | | |

| | | |
|---------------------------------|------------|----|
| Condición V_u | 118,288.95 | kg |
| $V_u < F_R 2.5 \sqrt{f_c'} b d$ | | |

| | | |
|------------------|-----------|----|
| Cálculo de V_u | | |
| V_u | 34,528.07 | kg |

$$V_{sR} = V_u - V_{CR}$$

| | | |
|---------------------------|------|----|
| Cálculo de separación s | | |
| s | 20.9 | cm |

| | | | |
|-------------------|---------|-----------|-------------------------|
| Proponer el acero | | | |
| Colocación | Varilla | # Varilla | As real cm ² |
| Superior | 3 | 8 | 15.2 |
| Inferior | 5 | 8 | 25.3 |



$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}}$$

| | | | |
|-------------------|---------|-----------|-------------------------|
| Proponer el acero | | | |
| Colocación | Varilla | # Varilla | As real cm ² |
| Superior | 3 | 8 | 15.2 |
| Inferior | 5 | 8 | 25.3 |

| | | |
|-------------------------|------|--|
| Condición de separación | | |
| a) | 20.9 | |
| b) | 6.0 | |
| c) | 57 | |
| | 28.5 | |

El refuerzo para fuerza cortante nunca será menor que el calculado según el inciso 5.3.2. La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

b) Si V_u es mayor que V_{uR} pero menor o igual que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de varillas perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

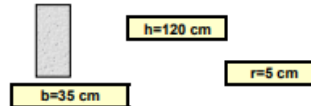
c) Si V_u es mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de varillas perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d.

Encuestado 8

| | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 15 de junio de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 10 Semestre. |
| Nombre: | Maria Isabel Montero Vela. |

Trabe simple. apoyada T-1

Claro 4.20 M



| Diseño por flexión | | | Materiales kg/cm ² | | | Constantes de porcentaje de acero | | |
|--------------------|-----|-----|-------------------------------|------|-----|-----------------------------------|--------|--------|
| Sección (cm) | | | f'c | Fy | f'c | Pmin | Pbal | Pmax |
| b | h | d | 300 | 4200 | 255 | 0.0029 | 0.0304 | 0.0228 |
| 35 | 120 | 115 | | | | | | |

| Colocación | Mu kg-m | Pcalculado | P emplear | As nec. | Corrida | # | Bastón | # | As | |
|------------|---------|------------|-----------|---------|---------|---|--------|---|-------|----|
| Compresión | 0 | 0.0000 | 0.0029 | 11.62 | 3 | 8 | | | 15.20 | OK |
| Tensión | 85680 | 0.0051 | 0.0051 | 20.58 | 5 | 8 | | | 25.34 | OK |

P real 0.0063 OK

Mr 104424 kg-m OK

| Revisión por cortante | | | | | | Colocar | | | |
|-----------------------|-------|------------|-------|--------|-----------|----------|----------|----|--------|
| Posicion | V | P empleado | Vcr | V lim | Sep. Calc | Sep. Max | Estribos | No | @ (cm) |
| Extremo | 40800 | 0.0063 | 15710 | 130716 | 20.6 | 57.5 | 10 | 3 | 20 |
| | | | | | | | 10 | 3 | 20 |
| | | | | | | | RESTO | 3 | 25 |

| | |
|-----------|-------------------------|
| Fr= | 0.75 |
| No Ramas | 2 |
| # estribo | 3 |
| A v= | 1.43 cm ² |
| Fy= | 4200 kg/cm ² |
| d | 115 cm |

| | | | |
|----------|----------|-------|-------|
| s= | 20 | 25 | 30 |
| V sR= | 25812 | 20650 | 17208 |
| V cR= | 15710 | 15710 | 15710 |
| V TOTAL= | 41522 | 36360 | 32918 |
| Vu= | 40800 kg | OK | |

Encuestado 10

| | |
|------------------------------|---|
| Lugar y fecha: | Puebla, 26 de Mayo de 2021. |
| Universidad: | Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). |
| Semestre o años de egresado: | 10 Semestre |
| Nombre: | Lorelei Carmona Rivera. |

