

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



Título

**DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO APLICANDO EL
MÉTODO DE PUNTAL Y TIRANTE**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR

PEDRO BALTAZAR GERVASSI LOCK

ASESOR

CÉSAR ANTONIO HUAPAYA HUAPAYA

Diciembre, 2019

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO APLICANDO EL MÉTODO DE PUNTAL Y TIRANTE

Maestría en Ingeniería Civil

Ingeniero Pedro Baltazar Gervassi Lock

RESUMEN

Una serie de elementos estructurales comunes no pueden ser analizados suponiendo un comportamiento elástico, los resultados obtenidos haciendo uso de estos criterios evidencian errores. El análisis de estos elementos se hace aplicando métodos complejos o reglas semi-empíricas, sin embargo, también se ha empleado con éxito el método de puntal y tirante, por el American Concrete Institute (ACI) desde el año 2002 y por otros códigos de diseño europeos.

En una tesis previa se ha desarrollado el citado método para el análisis de vigas simplemente apoyadas y ménsulas, comparando los resultados con métodos semi-empíricos (Huapaya, 2010), obteniendo resultados bastante aceptables y también conclusiones importantes relacionadas con el anclaje de las barras de acero que soportan los esfuerzos de tracción.

El objetivo general del presente trabajo es aplicar el método de puntal y tirante a otros elementos estructurales, tales como: vigas con aberturas, muros con aberturas y zapatas sobre pilotes, a fin de comprobar su utilidad y ventajas frente a los métodos tradicionalmente empleados en nuestro medio.

Se presentan los conceptos fundamentales a tener en cuenta en el uso de modelos de esta naturaleza y las especificaciones indicadas por el código de diseño en concreto armado del ACI (ACI, 2008 y ACI, 2014).

En cada caso estudiado se desarrolla un diseño detallado de un elemento y luego se presentan los diseños obtenidos para determinadas modificaciones (en el caso de las vigas y los muros el parámetro que se modifica es el tamaño de la abertura y en el caso de las zapatas, la influencia de los momentos flectores).

Finalmente se comparan los resultados obtenidos en función del diseño tradicional de estos elementos a fin de determinar las bondades de este método.

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO APLICANDO EL MÉTODO DE PUNTAL Y TIRANTE

CONTENIDO

1.-	Introducción.....	1
2.-	Elementos que pueden analizarse bajo el método de puntal y tirante	3
3.-	Estudio de vigas de gran peralte con aberturas	5
3.1.-	Criterios para el modelado de la estructura	5
3.2.-	Definición del modelo de puntal y tirante adoptado para el análisis.....	7
3.3.-	Verificación de los elementos del modelo de acuerdo al ACI	10
3.3.1.-	Fuerza cortante máxima	10
3.3.2.-	Refuerzo en los tirantes.....	10
3.3.3.-	Ancho mínimo en los puntales	12
3.3.3.1.-	Puntales inclinados	12
3.3.3.2.-	Puntales horizontales	13
3.3.4.-	Nudos.....	13
3.3.4.1.-	Nudos Inferiores	13
3.3.4.2.-	Nudos Intermedios	14
3.3.4.3.-	Nudos Superiores.....	15
3.3.5.-	Acero distribuido adicional para control de fisuración	16
3.3.6.-	Anclaje para refuerzos en los tirantes	18
3.4.-	Esquema del diseño final de la viga	23
3.5.-	Diseño de la viga modificando el tamaño de las aberturas.....	24
3.6.-	Análisis considerando que no existen zonas de discontinuidad.....	34
4.-	Estudio de muros con aberturas.....	37
4.1.-	Criterios para el modelado de la estructura	37
4.2.-	Definición del modelo de puntal y tirante adoptado para el análisis.....	41

4.2.1.- Muro sin aberturas	41
4.2.2.- Muros con aberturas	43
4.3.- Verificación de elementos del modelo para muro sin aberturas	45
4.3.1.- Fuerza cortante máxima	45
4.3.2.- Refuerzo en los tirantes.....	45
4.3.3.- Ancho mínimo en los puntales	46
4.3.3.1.- Puntales inclinados	46
4.3.3.2.- Puntales horizontales	48
4.3.4.- Nudos.....	48
4.3.4.1.- Nudos Inferiores	48
4.3.4.2.- Nudos Intermedios	49
4.3.4.3.- Nudos Superiores.....	51
4.3.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración	51
4.3.6.- Anclaje para refuerzos en los tirantes	53
4.3.7.- Esquema de diseño.....	54
4.3.8.- Análisis considerando que no existen zonas de discontinuidad.....	55
4.4.- Verificación de elementos del modelo para muro con aberturas.....	56
4.4.1.- Fuerza cortante máxima	56
4.4.2.- Refuerzo en los tirantes.....	56
4.4.3.- Ancho mínimo en los puntales	57
4.4.3.1.- Puntales inclinados	57
4.4.3.2.- Puntales horizontales	58
4.4.4.- Nudos.....	58
4.4.4.1.- Nudos Inferiores	58
4.4.4.2.- Nudos Intermedios	60
4.4.4.3.- Nudos Superiores.....	63
4.4.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración	63

4.4.6.-	Anclaje para refuerzos en los tirantes	64
4.4.7.-	Esquema de diseño	65
4.5.-	Diseño modificando el tamaño de las aberturas	67
4.6.-	Análisis considerando que no existen zonas de discontinuidad.....	68
5.-	Estudio de zapatas cimentadas con pilotes	72
5.1.-	Criterios para el modelado de la estructura	72
5.2.-	Definición del modelo de puntal y tirante adoptado para el análisis.....	75
5.2.1.-	Zapata sin momentos aplicados (Caso 1)	75
5.2.2.-	Zapata con momentos aplicados (Caso 2)	77
5.3.-	Verificación de elementos del modelo de acuerdo al ACI para zapata sin momentos aplicados	78
5.3.1.-	Fuerza cortante máxima	78
5.3.2.-	Refuerzo en los tirantes.....	78
5.3.3.-	Ancho mínimo en los puntales	79
5.3.3.1.-	Puntales inclinados	79
5.3.3.2.-	Puntales horizontales	80
5.3.4.-	Nudos.....	80
5.3.4.1.-	Nudos Inferiores	80
5.3.4.2.-	Nudos Superiores.....	81
5.3.5.-	Acero distribuido adicional para control de fisuración	82
5.3.6.-	Anclaje para refuerzos en los tirantes	82
5.3.7.-	Esquema del diseño final de la zapata.....	84
5.4.-	Verificación de elementos del modelo de acuerdo al ACI para zapata con momentos aplicados	84
5.4.1.-	Fuerza cortante máxima	85
5.4.2.-	Refuerzo en los tirantes.....	85
5.4.3.-	Ancho mínimo en los puntales	86
5.4.3.1.-	Puntales inclinados	86

5.4.3.2-	Puntales horizontales	87
5.4.4.-	Nudos	87
5.4.4.1.-	Nudos Inferiores	87
5.4.4.2.-	Nudos Superiores.....	88
5.4.5.-	Acero distribuido adicional para control de fisuración	90
5.4.6.-	Anclaje para refuerzos en los tirantes	92
5.4.7.-	Esquema del diseño final de la zapata.....	93
6.-	Conclusiones	94
7.-	Comentarios relativos a lo dispuesto en el código ACI-318-19	96
7.1.-	Clasificación de puntales (Artículo 23.2.1)	96
7.2.-	Resistencia de los puntales (Artículos 23.4.2 al 23.4.4)	97
7.3.-	Refuerzo distribuido mínimo (Artículos 23.5.1 al 23.5.2).....	99
7.4.-	Influencia en los diseños ejecutados	100
7.4.1.-	Vigas con aberturas	101
7.4.2.-	Muros sin aberturas y con aberturas.....	102
7.4.3.-	Zapatas cimentadas con pilotes.....	103
7.4.4.-	Esquemas de diseños modificados	103
	Referencias.....	104
	Bibliografía adicional	104

1.- Introducción

Las estructuras que forman parte de este trabajo son de concreto armado, el concreto (mezcla de cemento, agua y agregados) interactúa con el refuerzo de acero formando un material compuesto.

El concepto de diseño supone que el ingeniero efectúe un proceso de dimensionamiento de los elementos estructurales de tal manera que puedan soportar cargas de manera segura y tengan un comportamiento adecuado durante su vida útil. Dentro de este proceso se cuentan también el metrado de cargas, el análisis de los elementos estructurales y de acuerdo al material (o materiales) el diseño propiamente dicho. Sin embargo, es indispensable tomar como válidas ciertas hipótesis.

En elementos unidimensionales es plenamente difundido el uso de las hipótesis de Saint Venant y de Navier. La hipótesis de Saint Venant está relacionada con los efectos locales de las cargas aplicadas en un elemento, los cuales dejan de tener importancia aproximadamente, a una distancia igual a la mayor dimensión de la sección transversal del elemento. La hipótesis de Navier, refiere que, en elementos esbeltos, sometidos a carga axial o a flexión, las secciones planas permanecen planas después de aplicadas las cargas. El diseño estructural basado en estas hipótesis es hasta cierto punto sencillo, sin embargo, en aquellos elementos que no son esbeltos o donde la hipótesis de Navier o la hipótesis de Saint Venant no se aplican, el diseño se complica de manera importante, debido a que se debe recurrir a la Teoría de la Elasticidad para enfrentarlo.

Para los elementos de concreto armado se debe tener en cuenta adicionalmente que es un material heterogéneo, con propiedades mecánicas variables en el tiempo (producidas por flujo plástico o creep) y que se fisura por su baja resistencia a la tracción.

En este orden de cosas, para casos como las vigas pared, ménsulas, aberturas en vigas y muros, apoyos, uniones viga-columna, cimentación sobre pilotes, etc., las metodologías propuestas son básicamente resultados de ajustes estadísticos de procesos experimentales.

Los modelos de puntal y tirante son una propuesta de dotar al diseño de elementos no esbeltos de una alternativa un tanto más racional que no tiene que ser complicada. Estos modelos suponen que cualquier elemento de concreto armado estará formado por un conjunto de puntales en compresión y de tirantes en tracción. Los puntales serán resistidos básicamente por el concreto y los tirantes serán resistidos solamente por acero de refuerzo. A partir de la resistencia de cada uno de estos elementos se busca garantizar que la resistencia del conjunto sea capaz de soportar las cargas amplificadas (se trata de un diseño por resistencia).

Desde el año 2002, el código del ACI para concreto estructural lo planteó como método alternativo de diseño (apéndice A), sin embargo, desde el año 2014 (ACI, 2014) es considerado en el capítulo 23 denominado Modelos Puntal-Tensor. Este trabajo se ha desarrollado teniendo en cuenta la versión del año 2008 (ACI, 2008) en la que aún se mantenía como apéndice, sin embargo, se ha revisado exhaustivamente el contenido del referido capítulo y se ha verificado que las consideraciones para la formulación de los modelos y determinación de la resistencia de los puntales, tirantes y nudos no han sido modificadas.

La norma peruana de diseño en concreto armado (SENCICO, 2009), no se refiere al uso de modelos de puntal y de tirante. A pesar que esta norma se basa sustancialmente en el código del ACI, ha omitido mencionar la posibilidad de uso de estos modelos en el diseño de elementos no esbeltos. Solamente lo menciona como una posibilidad en el diseño estructural de elementos pre-esforzados en el capítulo 18.

El presente trabajo tiene como objetivo general continuar profundizando sobre los modelos de puntales y tirantes en el diseño por resistencia de otros elementos de concreto armado a los ya analizados en la tesis del Ing. César Huapaya (Huapaya, 2010). Se desea verificar hasta qué punto estos modelos son útiles para el diseño, qué beneficios trae su uso respecto de los métodos empíricos o los modelos basados en resultados adoptados de la Teoría de la Elasticidad.

De acuerdo a lo indicado, se desarrolla el diseño de elementos estructurales un tanto más complejos, como vigas y muros con aberturas y zapatas sobre pilotes. Se continúa

en la línea de obtener conclusiones acerca de la utilidad de estos modelos y su viabilidad como método de diseño alternativo.

2.- Elementos que pueden analizarse bajo el método de puntal y tirante

En los elementos unidimensionales se considera que se cumple la hipótesis de Navier. La descripción del comportamiento de estos elementos en términos de esfuerzos y deformaciones es simple y coincide con el comportamiento experimental observado.

Lo que es difícil describir con precisión es el comportamiento del elemento en las zonas adyacentes a los puntos de aplicación de cargas concentradas, a los apoyos o donde aparezcan cambios bruscos en la geometría del elemento (discontinuidades). De acuerdo a lo establecido por la Hipótesis de Saint Venant es posible considerar que estas zonas se presentan en una longitud aproximadamente igual a la mayor dimensión de la sección transversal, medida a partir del punto donde se aplica la carga concentrada o desde donde aparece la discontinuidad. Como estas zonas son pequeñas en relación al resto del elemento su incidencia en el comportamiento estructural de todo el conjunto puede obviarse. (Wight y Mac Gregor, 2012)

Sin embargo, a medida que la relación entre las dimensiones de la sección transversal de un elemento y su longitud aumenta, las zonas que no cumplen con la hipótesis de Navier empiezan a tener mayor importancia. El conjunto estructural se verá influenciado cada vez más por las zonas que no cumplen con la hipótesis de Navier y por lo tanto su efecto ya no se podrá dejar de lado.

A efectos de distinguir las zonas donde se cumplen las hipótesis de Navier de las zonas donde no se cumplen, lo que se hace es una división del elemento estructural en regiones. Las zonas donde se cumple la hipótesis de Navier son denominadas regiones B (Bernoulli) y las zonas que no cumplen con la hipótesis de Navier son llamadas regiones D (Discontinuidad). Una región D se presenta, por ejemplo, en las zonas de apoyo de elementos o en zonas donde se aplican cargas concentradas.

Para los casos que se estudiarán en el presente trabajo: vigas y muros con aberturas, zapatas sobre pilotes, la división por zonas se puede observar en las figuras 2.1, 2.2 y 2.3.

Viga con Abertura

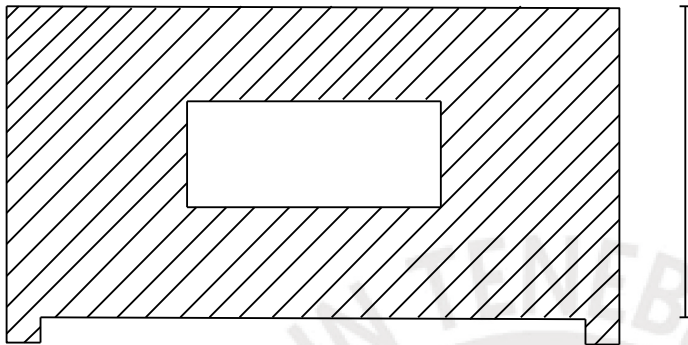


Figura 2.1.- Debido a la importancia del peralte de la viga, todo el elemento se comporta como una gran zona de discontinuidad (D).

Muro con Abertura

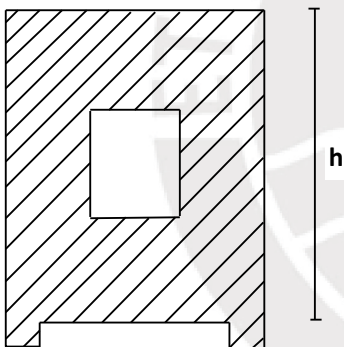


Figura 2.2.- En los muros con aberturas ocurre un fenómeno similar al de las vigas con aberturas. Debido a su altura, todo el elemento se comportará como una gran zona de discontinuidad

Zapata cimentada sobre Pilotes

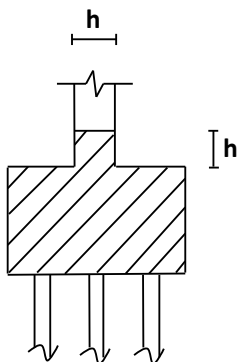


Figura 2.3.- En las zapatas cimentadas sobre pilotes, las zonas de discontinuidad aparecen debido a los cambios de sección entre dicho elemento, la columna y los pilotes, teniendo en cuenta además las cargas fijas que se transmiten entre ellos. Por esta razón este elemento también comportará como una gran zona de discontinuidad (D).

3.- Estudio de vigas de gran peralte con aberturas

En este acápite se estudiará primero el caso de una viga simplemente apoyada con una abertura central, sometida a carga distribuida utilizando modelos de puntales y tirantes en el diseño estructural.

Si bien es cierto es posible considerar más de una abertura y ubicaciones aleatorias, la idea es limitar las variables a fin de no extender de manera importante el ámbito de la investigación.

Para este caso particular la variable será el tamaño de la abertura central de la viga, por lo que posteriormente se desarrollarán dos diseños adicionales aumentando el tamaño de la abertura.

3.1.- Criterios para el modelado de la estructura

El diseño que se desarrollará a continuación corresponde a una viga de gran peralte, simplemente apoyada, de un tramo y con carga uniformemente distribuida. Se trata de una viga de concreto armado con una luz libre entre apoyos $L_n = 4 \text{ m}$, un peralte total $H = 2,5 \text{ m}$ y un espesor $t = 300 \text{ mm}$. La abertura central es rectangular de $1,4 \times 0,8 \text{ m}$. Esta viga descansa sobre dos columnas de apoyo con dimensiones $300 \times 300 \text{ mm}$ (ver figura 3.1.1). Entre los ejes de las columnas de apoyo se aplica una carga uniformemente distribuida en la parte superior de la viga igual a $q_u = 300 \text{ kN/m}$. Esta carga es una carga amplificada (última) y se asumirá que incluye el peso propio de la viga. Las propiedades mecánicas que se considerarán en el concreto y acero respectivamente son $f_c = 21 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. Se considerará también que la viga está arriostrada debidamente en la dirección transversal para evitar problemas de pandeo lateral.

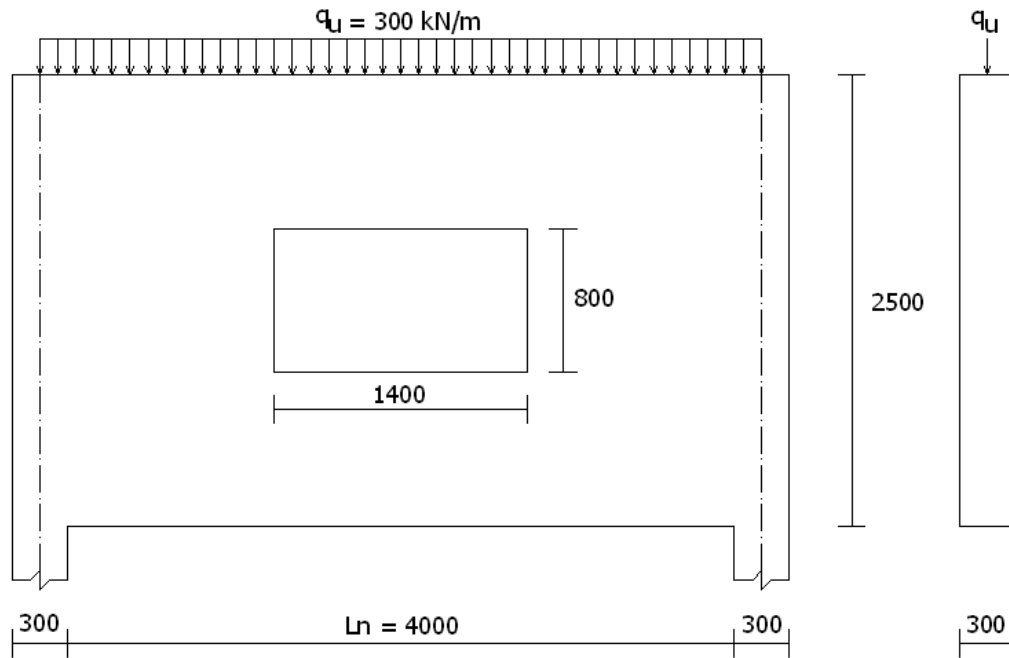


Figura 3.1.1.- Geometría de la viga con abertura central de 1,4 x 0,8 m. (medidas en milímetros).

A fin de tener una idea de cómo definir el modelo de puntales y tirantes adecuado para la estructura, es recomendable desarrollar un modelo basado en la teoría de elementos finitos, de tal manera de identificar claramente el comportamiento de la misma y así disponer coherentemente los elementos que resistirán las compresiones (puntales) y los que resistirán las tracciones (tirantes).

Se emplearon elementos finitos de forma cuadrada de 5 y 10 cm. de lado y la carga distribuida fue repartida en cargas puntuales aplicadas en la parte superior de cada nudo (figura 3.1.2).

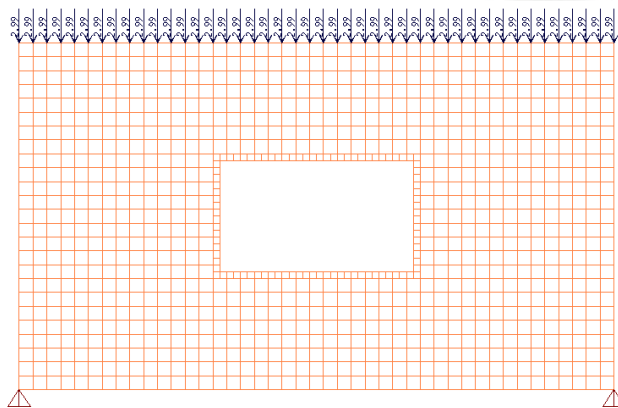


Figura 3.1.2.- Modelamiento de la viga con abertura central de 1,4 x 0,8 m. utilizando elementos finitos.

Las trayectorias de esfuerzos obtenidas se muestran en la figura 3.1.3

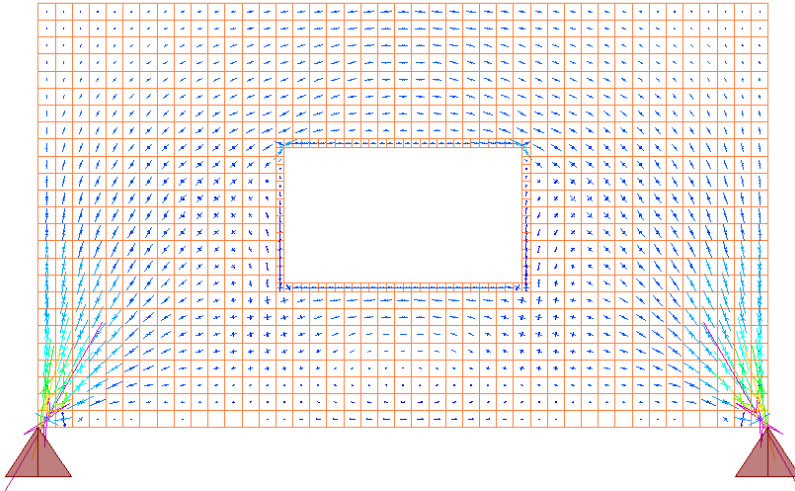


Figura 3.1.3.- Trayectorias de esfuerzos para viga con abertura central de 1,4 x 0,8 m.

3.2.- Definición del modelo de puntal y tirante adoptado para el análisis

En base a la información mostrada en la figura anterior se elaboraron dos modelos, los cuales se muestran en las figuras 3.2.1 y 3.2.2.

Se ha buscado, en la medida de lo posible, que la estructura sea isostática a fin de corroborar la simplicidad del método. En los hechos, este propósito es muy difícil de alcanzar. Se debe partir entonces de una solución en la que todos los elementos sean considerados del mismo material y tengan la misma sección transversal para que a partir de los resultados del análisis estructural se estimen ciertos valores de fuerzas asociadas a cada elemento, una vez que se modifiquen las secciones y los materiales de los mismos.

Los nudos inferiores se ubicaron a 100 mm por sobre el fondo de la viga, ya que se consideró que el refuerzo principal se distribuiría en dos capas. Los nudos superiores se ubicaron 100 mm debajo de la cara superior de la viga, tratando de mantener cierta uniformidad (la carga distribuida se concentró en estos nudos).

Se ha tratado que los puntales inclinados no superen los 65°. En el artículo 23.2.7 del ACI (ACI, 2014) se dispone que el ángulo entre los ejes de puntales inclinados y el acero longitudinal no debe ser menor de 25°, que es justamente el complemento de 65°, el código suizo establece un límite de 64° ($\tan\theta = 2$) y el código modelo del Comité Europeo del Concreto lo establece en 59° ($\tan\theta = 5/3$). Wight y MacGregor recomiendan 65° (Wight y MacGregor, 2012).

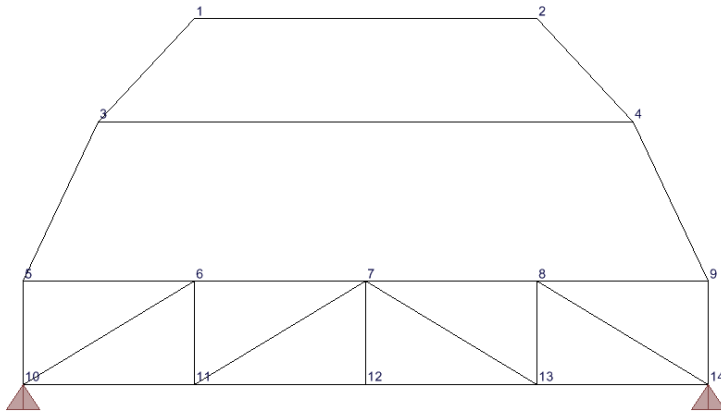


Figura 3.2.1.- Modelo de puntales y tirantes original para viga de gran peralte con abertura central.

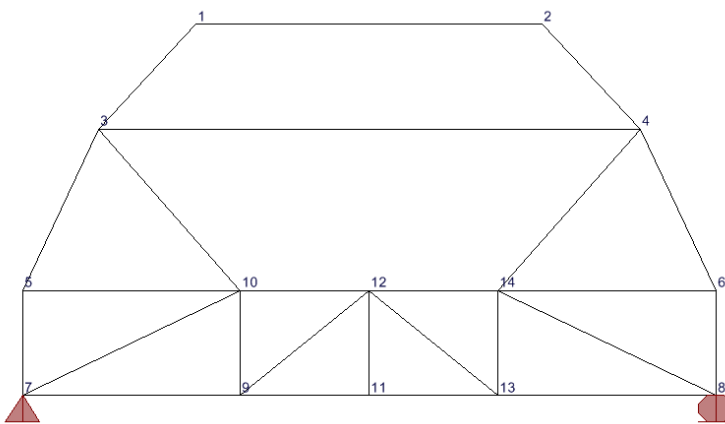


Figura 3.2.2.- Modelo de puntales y tirantes definitivo.

Con el modelo definido y con las cargas aplicadas se determinaron las fuerzas en los puntales y tirantes de modo que garantizaron el equilibrio del sistema.

Los resultados obtenidos nos permiten llegar a la conclusión que en el modelo indicado para representar a la estructura es el segundo. El comportamiento general de los citados modelos se aprecia en las figuras 3.2.3 y 3.2.4.

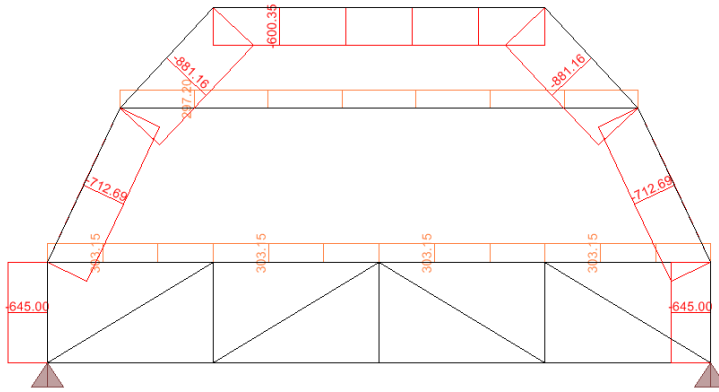


Figura 3.2.3.- Resultados Modelo N° 1.

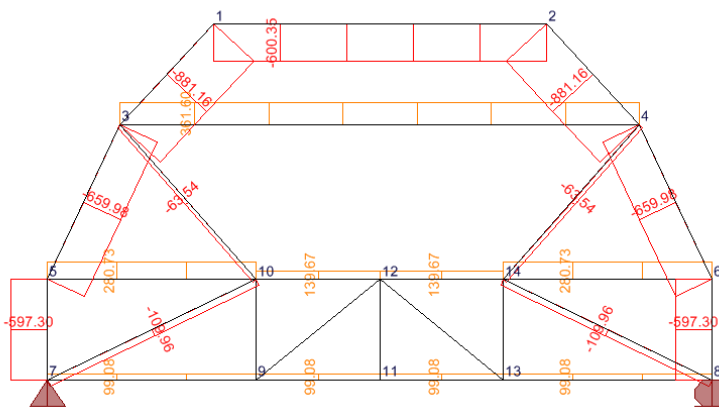


Figura 3.2.4.- Resultados Modelo N° 2.

Como se puede apreciar en el primer modelo el tirante inferior estaba sometido a ninguna fuerza, lo cual no se condice con los resultados obtenidos con del modelo de elementos finitos. El modelo definitivo muestra una mayor coincidencia con las trayectorias de esfuerzos y por eso se selecciona para aplicar el método.

3.3.- Verificación de los elementos del modelo de acuerdo al ACI

3.3.1.- Fuerza cortante máxima

La norma del ACI (ACI, 2014) indica que la fuerza cortante máxima en una viga esbelta no debe exceder del valor $0,83 \sqrt{f'_c} b_w d$ (artículo 9.9.2.1). Considerando un valor $d = 2400 \text{ mm}$ (peralte total menos 100 mm que hay desde el tirante principal a la superficie inferior de la viga) se obtiene un valor límite de 2739 kN que es mayor a la fuerza cortante máxima que actúa en la viga (645 kN).

3.3.2.- Refuerzo en los tirantes

Los tirantes deben soportar fuerzas de tracción. El tirante más esforzado (3-4) soporta una fuerza de tracción $F_u = 361,60 \text{ kN}$. La resistencia de diseño del tirante (ϕF_{nt}) está dada por la expresión $\phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y$. Se garantiza una adecuada resistencia si $F_u \leq \phi F_{nt}$. Al respecto, la versión 2008 del código (ACI, 2008) permitía emplear valores alternativos para el factor de reducción de resistencia ϕ . Para todo elemento de un modelo puntal-tirante este factor podía ser igual a 0.85, sin embargo, en la versión 2014 (ACI, 2014) ya no se admiten excepciones y el artículo 21.2.1 (g) dispone que este factor debe ser 0.75, obteniéndose la siguiente área de acero:

$$F_u \leq \phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y$$
$$A_{st} \geq F_u / \phi f_y = 361\,600 / (0,75 * 420) = 1\,148 \text{ mm}^2$$

La citada norma (ACI, 2014) exige también que se proporcione un acero mínimo $A_{s_{min}}$ (artículo 9.6.1.1). El acero mínimo se calcula según la expresión:

$$A_{s_{min}} = 0,25(\sqrt{f'_c} / f_y) b_w d > (1,4 / f_y) b_w d \text{ (artículo 9.6.1.2)}$$

En este caso la segunda expresión controla el acero mínimo:

$$d = H - 100 = 2\,400 \text{ mm}$$
$$A_{s_{min}} = (1,4 / 420) b_w d = 0,0033 b_w d = 0,0033 * 300 * 2400 = 2400 \text{ mm}^2$$

La norma peruana (SENCICO, 2009) especifica un área de refuerzo mínimo para secciones rectangulares de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = (0,22\sqrt{f'c}/f_y)bwd = 0,0024bwd = 1729 \text{ mm}^2 \text{ (artículo 10.5.2)}$$

Este refuerzo es equivalente a $6 \phi 3/4"$. Sin embargo, se puede colocar un área de acero superior en un tercio del acero calculado. Esto es:

$$A_{s_{\min}} = 1,33A_{st} \geq 1,33 \cdot 1013 = 1531 \text{ mm}^2$$

Esta última área puede resultar muy pequeña para toda la viga por lo que se empleará el acero mínimo que especifica la norma peruana. Se colocarán por tanto $6 \phi 3/4"$ dispuestos en dos capas. Se usará un espaciamiento entre capas de 40 mm con lo que el centroide del refuerzo, que coincide con el eje del tirante, será de $91,75 \text{ mm}$, habiéndose supuesto 100 mm . Esta diferencia variará las fuerzas en los puntales y tirantes, pero no se considera que sea significativa y que justifique un nuevo cálculo de las mismas.

El refuerzo del tirante debe llegar hasta los nudos 3 y 4 y anclarse de manera adecuada. Este anclaje se revisará en el acápite 3.3.6. Este refuerzo se considera rodeado por un contorno equivalente de concreto, que, sin embargo, no aporta resistencia a dicho elemento. El ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (wt) es igual a dos veces la distancia medida desde la cara inferior libre de la viga hasta el eje del tirante (centroide del refuerzo principal). Con este ancho se verifica la resistencia de las zonas nodales correspondientes (figura 3.3.2.1).

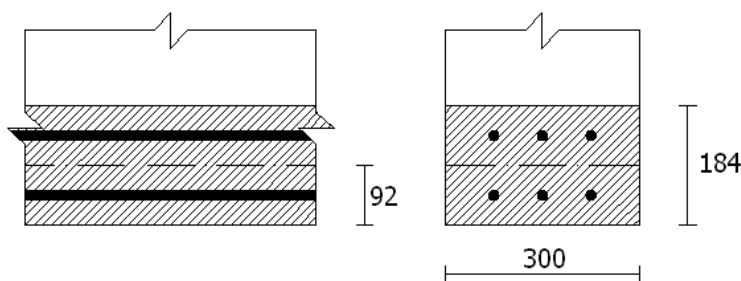


Figura 3.3.2.1.- Núcleo de concreto para los tirantes.

3.3.3.- Ancho mínimo en los puntales

La resistencia nominal de un puntal está determinada por el esfuerzo resistente efectivo a compresión f_{ce} . Este esfuerzo se determina con la siguiente expresión (ACI, 2014), artículo 23.4.3:

$$f_{ce}=0,85\beta_s f'_c$$

3.3.3.1.- Puntales inclinados

Los puntales inclinados son angostos en los extremos y ensanchados el centro (abotellados). Este ensanchamiento está asociado a esfuerzos de tracción importantes que podrían fisurar al elemento en forma paralela a su eje. Por lo tanto, la resistencia del puntal se verá disminuida.

La disminución de resistencia se refleja en el esfuerzo resistente del puntal al considerar el factor $\beta_s = 0,75$ (siempre que se utilice refuerzo adicional y distribuido en toda la viga para controlar la fisuración del puntal, lo cual corresponde a nuestro análisis).

Con $f'_c = 21 \text{ MPa}$ se obtiene el siguiente esfuerzo resistente para los puntales:

$$f_{ce}=0,85*0,75*21=13,39 \text{ MPa}$$

Asimismo, se requiere evaluar la resistencia de las zonas nodales en los extremos de los puntales, la cual estará dada por las siguientes expresiones:

$$\phi F_{nn}=\phi f_{ce} A_{nn}$$

$$f_{ce}=0,85\beta_n f'_c$$

Este valor es importante ya que debe ser comparado con el de los puntales para definir cuál controla el diseño. Las zonas nodales 3, 4, 5, 6, 7 y 8 son del tipo C-C-T. Las zonas nodales 1 y 2 son del tipo C-C-C. Por lo tanto, las más críticas son las primeras. En estas zonas nodales el valor de β_n es 0,80 y por lo tanto el esfuerzo resistente efectivo será:

$$f_{ce}=0,85*0,80*21,0=14,28 \text{ MPa}$$

Puede apreciarse que la resistencia del puntal controlará el diseño. Se empleará entonces $f_{ce}=13,39 \text{ MPa}$.

El ancho mínimo (w_{min}) necesario se determina considerando el mismo factor de reducción de resistencia empleado para los tirantes $\phi = 0,75$, el esfuerzo resistente efectivo a la compresión f_{ce} y el espesor t de la viga. De acuerdo a la ecuación fundamental de diseño para los puntales más exigidos 1-3 y 2-4, se tiene:

$$\phi F_u \leq \phi F_{ns} = \phi f_{ce} A_{ns} = \phi f_{ce} w t$$

$$w \geq F_u / \phi f_{ce} t$$

$$w_{min} = F_u / \phi f_{ce} t = 881\,160 / 0,75 * 13,39 * 300 = 292,50 \text{ mm}$$

3.3.3.2.- Puntales horizontales

El puntal 1-2 no es un puntal abotellado. Los esfuerzos de compresión que se transmiten a través de este elemento no se dispersan como en el caso previo. Por esta razón a este puntal le corresponderá un factor $\beta_s = 1,00$. Con este valor el ancho mínimo necesario para el puntal será de 150 mm.

3.3.4.- Nudos

3.3.4.1.- Nudos Inferiores

Con el ancho del apoyo (L_b) y el ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) se puede calcular el ancho disponible para el puntal (w_s).

La cara de la zona nodal a la que llega el puntal 7-10 no es perpendicular a su eje por lo que el ancho disponible será la longitud proyectada de esta cara (figura 3.3.4.1.1). Esta longitud proyectada se obtiene a partir de las distancias L_b y w_t proyectadas en una línea perpendicular al eje del puntal. Con $L_b = 300 \text{ mm}$, $w_t = 184 \text{ mm}$ y con el ángulo que existe entre el puntal y el tirante horizontal ($\theta = 25,71^\circ$) se halla:

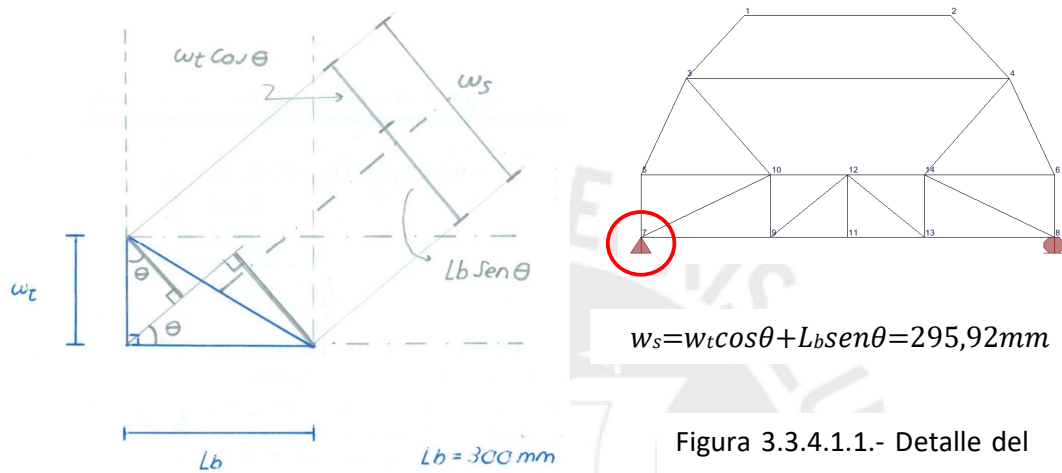


Figura 3.3.4.1.1.- Detalle del Nudo 7.

Se dispone de un ancho mayor al requerido para el puntal, por lo tanto, no fallarán ni el puntal ni las zonas nodales cuando se apliquen las cargas de diseño.

3.3.4.2.- Nudos Intermedios

Bajo el mismo criterio con el que se verifican los nudos inferiores se determinan los anchos disponibles para los puntales que llegan a los nudos 3 y 5. En este caso se debe destacar que en el nudo 3 llegan tres puntales y un tirante, por lo que para ajustar la verificación se ha considerado el criterio de obtener la resultante de fuerzas de los puntales 3-5 y 3-10 ($F_u = 688,14 \text{ kN}$, $w_{mín} = 228,45 \text{ mm}$), a fin de diseñar un nudo C-C-T.

El valor L_b es arbitrario ya que se dispone de una distancia importante hacia el borde lateral de la viga (figura 3.3.4.2.1). Considerando $L_b = 230 \text{ mm}$, $w_t = 184 \text{ mm}$ y con los ángulos que existen entre los puntales y el tirante horizontal ($\theta_{3-5} = 69,70^\circ$ y $\theta_{1-3} = 47,50^\circ$) se halla:

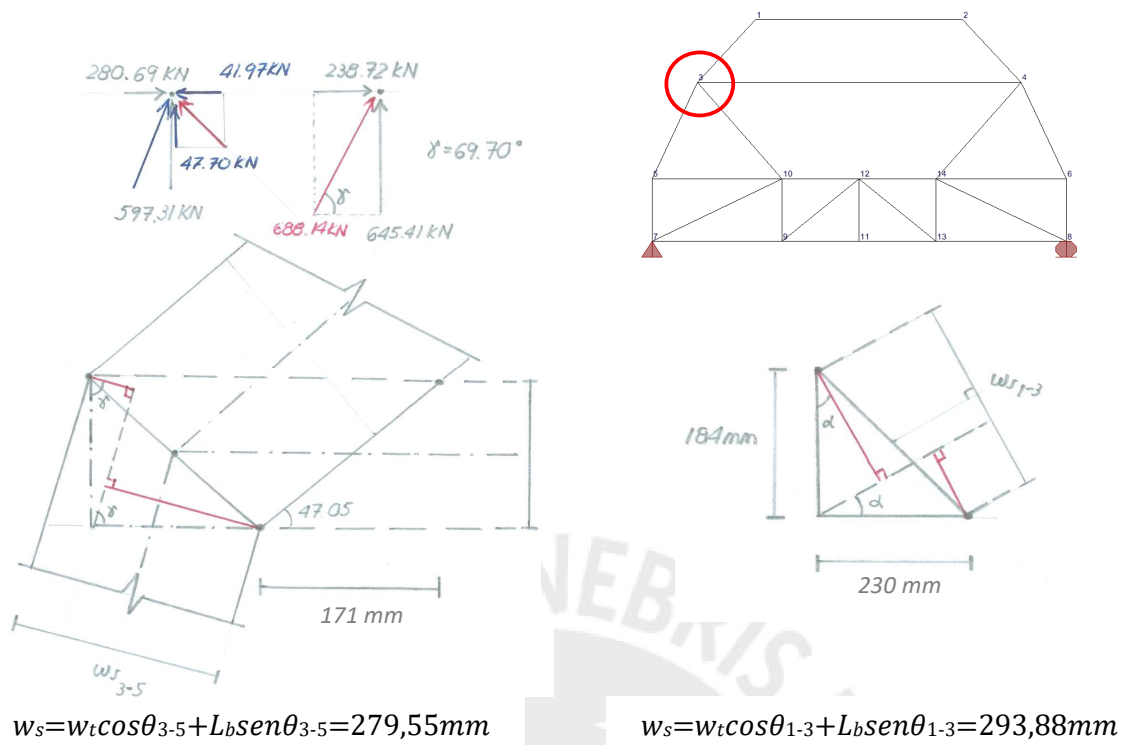
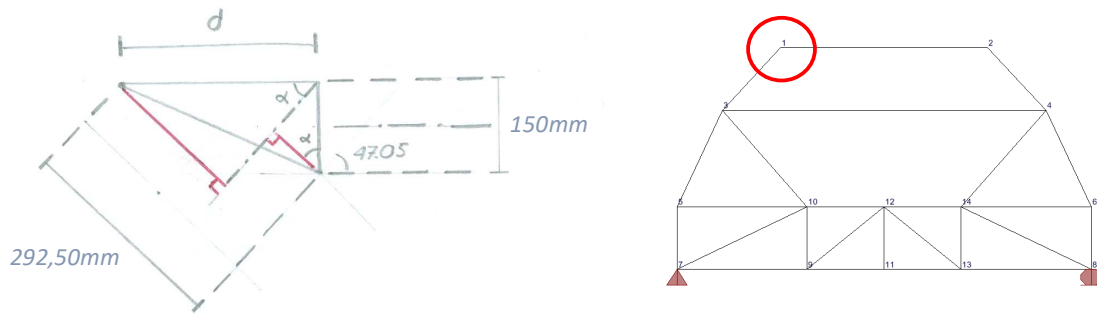


Figura 3.3.4.2.1.- Detalle del Nudo 3.

Así como en el caso anterior, se dispone de un ancho mayor al requerido para los puntales, por lo tanto, no fallarán ni los puntales ni las zonas nodales cuando se apliquen las cargas de diseño.

3.3.4.3.- Nudos Superiores

Las zonas nodales 1 y 2 son del tipo C-C-C. No es necesario verificar estas zonas nodales pues siempre será posible encontrar una que se ajuste a las necesidades de los puntales que llegan a este nudo. Por ejemplo, en el nudo 1 está llegando el puntal 1-3 que necesita un ancho mínimo de 292,50 mm, luego llega el puntal 1-2 que necesita un ancho mínimo de 150 mm y finalmente está la carga concentrada de 645 kN. Se muestra en la figura 3.7 las dimensiones de la zona nodal C que satisfacen las dimensiones mínimas requeridas para soportar las cargas aplicadas. Como no existe límite para el lado horizontal de la zona nodal, siempre será posible encontrar un valor que permita obtener los anchos mínimos requeridos en los otros dos lados.



$$w_t \cos \theta_{1-3} + d \sin \theta_{1-3} = 292,50 \text{ mm},$$

entonces $d = 259,28 \text{ mm}$

Figura 3.3.4.3.1.- Detalle del Nudo 1.

3.3.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración

Los puntales inclinados son abotellados, en los cuales actúan esfuerzos de compresión en la dirección del eje del puntal, y también esfuerzos de tracción en la dirección transversal de este eje. Como el concreto tiene una resistencia a la tracción bastante baja, se pueden generar fisuras que seguirán la dirección del eje del puntal. Esta fisuración incide en la resistencia a la compresión del puntal de concreto.

De acuerdo al código del ACI (ACI, 2014) se ha empleado un factor β_s de 0,75, que refleja la disminución de resistencia teniendo en cuenta que se colocará un refuerzo distribuido adicional para controlar la fisuración.

El refuerzo distribuido adicional se dispone en forma de refuerzo horizontal y vertical. En este sentido debe analizarse el aporte de cada uno en el control de las posibles fisuras del puntal. Para el refuerzo horizontal, teniendo en cuenta que el eje del puntal forma un ángulo γ_i con las barras horizontales, la fisura se formará paralelamente al eje del citado puntal. Por lo tanto, el aporte para controlar la fisura de cada varilla de refuerzo (con área A_{si}) será la proyección del área de sección de la varilla sobre una línea paralela al eje del puntal, esto es: $A_{si} \cdot \sin \gamma_i$. En forma de cuantía:

$$A_{si} \sin(\gamma_i) / b_s s_i$$

Donde, b_s es el ancho de la viga y s_i es el espaciamiento entre varillas.

Una expresión similar se utilizará para las varillas de refuerzo vertical.

El código del ACI indica que para considerar controlada la fisuración del puntal se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\sum A_{si} \text{sen } \gamma_i / b_s s_i \geq 0,003$$

Los límites individuales para el refuerzo horizontal y vertical de una viga de gran peralte son: 0,0015 para el refuerzo horizontal y 0,0025 para el refuerzo vertical.

En este caso se ha considerado como refuerzo horizontal dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 250 mm y como refuerzo vertical dos varillas de $\phi 1/2''$ espaciadas 300 mm. Los puntales más críticos para esta verificación son el 3-4 y el 5-6 (ángulo de inclinación de $64,83^\circ$ respecto a la horizontal), por lo que los valores de γ_i son $64,83^\circ$ y $25,17^\circ$ para las varillas horizontales y verticales respectivamente. El aporte de este refuerzo para el control de la fisuración será:

Acero horizontal: $2\phi 3/8'' @ 250\text{mm}$ ($\rho_h = 0,0019$)

$$A_{sh} / b_s s_h = 2 * 71,30 * \text{sen}(64,83^\circ) / (250 * 300) = 0,00172$$

Acero vertical: $2\phi 1/2'' @ 300\text{mm}$ ($\rho_v = 0,0029$)

$$A_{sv} / b_s s_v = 2 * 129,30 * \text{sen}(25,17^\circ) / (300 * 300) = 0,00121$$

$$\sum A_{sib_s s_i} = 0,00172 + 0,00120 = 0,00292 \approx 0,003 \text{ (2,76\% de error)}$$

El refuerzo especificado es 2,76% menor que el establecido por el código (ACI, 2014), que se puede considerar aceptable.

3.3.6.- Anclaje para refuerzos en los tirantes

Para terminar el diseño se debe garantizar un adecuado anclaje en el acero de refuerzo principal. El refuerzo principal es $6 \phi 3/4''$ y se dispondrán con ganchos estándar en sus extremos. De acuerdo con el código (ACI, 2014), artículo 25.4.3.1 la longitud de anclaje para gancho estándar viene dada por:

$$l_{dh} = 0,24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r d_b / \lambda \sqrt{f'_c}$$

Donde d_b es el diámetro de la barra y los factores ψ y λ son iguales a la unidad por lo siguiente:

- ψ_e : Refuerzo sin recubrimiento epóxico
- ψ_c : Recubrimiento lateral menor a 50mm
- ψ_r : Sin estribos para confinamiento del refuerzo
- λ : Concreto de peso normal

Con $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$ se obtiene 419 mm para $\phi 3/4''$.

Para calcular la longitud de anclaje disponible (ACI, 2014) se especifica que este se debe medir dentro de la zona nodal extendida (la zona nodal más la zona comprendida entre la intersección del puntal y el concreto que rodea al tirante (ver figura 3.3.6.1)

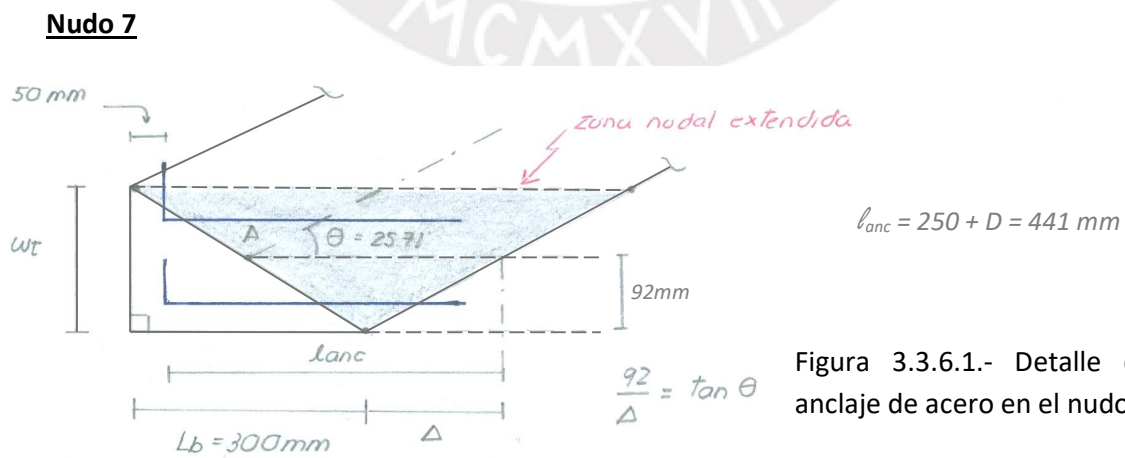


Figura 3.3.6.1.- Detalle del anclaje de acero en el nudo 7.

La longitud de anclaje disponible será:

$$l_{anc} = L_b + w_t / 2 \tan \theta - \text{Recubrimiento} = 441 \text{ mm}$$

La cual es mayor a la longitud de anclaje requerida.

Sin embargo, el caso crítico corresponde a los puntales 3-5 y 4-6, en los cuales el ángulo de inclinación es $64,83^\circ$. Para dicho caso al reemplazar en la fórmula se obtiene: $l_{anc} = 290 \text{ mm}$, claramente menor a la longitud requerida.

Teniendo en cuenta que se está colocando un refuerzo mínimo mayor al acero requerido puede utilizarse el factor de reducción igual a $A_s \text{ requerido} / A_s \text{ colocado}$ pues no es un refuerzo que tenga función sísmica ni se requiere específicamente desarrollar el esfuerzo de fluencia f_y (ACI, 2014), artículo 25.4.10.1 y (SENCICO, 2009), artículo 12.5.3 d. De esta manera se obtiene un factor de reducción igual a: $A_s \text{ requerido} / A_s \text{ colocado} = 1050 / 1729 = 0,607$

Con este valor la longitud de anclaje necesario será igual a 255mm., menor que la longitud de anclaje disponible de 290mm.

Si aplicando esta consideración, no se hubiera logrado una longitud de anclaje suficiente se tendría que recurrir a un anclaje mecánico del refuerzo principal.

El resumen de los cálculos se presenta en los siguientes cuadros.

Viga con abertura de 1,4 x 0,8 (Figura 3.2.2)

Materiales :

Concreto	$f'c$	21 MPa	214.29 kg/cm ²
Acero	f_y	420 MPa	4,285.71 kg/cm ²
	$b_w = t$	300 mm	
	d	2400 mm	

Fuerza cortante máxima

V_c	$0,83vf'cb_wd$	2,738.55 kN
$V_{m\acute{a}x}$		645 kN

Refuerzo en los tirantes ($\phi=0,75$)

Tirante	Fu (kN)	Ast (mm ²)	AS _{mín} ACI (mm ²)	AS _{mín} E.060 (mm ²)	AS _{mín} (mm ²)
3-4	361.60	1148	2400	1729	1531
5-10	280.73	892			1190
6-14					
10-12	139.67	444			592
12-14					
7-9	99.08	315			420
9-11					
11-13					
8-13					

5/8"
3/4"
1"

12	9
8	6
5	3

Recubrimiento	40.00 mm
Estribos 1/2"	12.70 mm
Barra 3/4"	19.05 mm
Espaciamiento	40.00 mm
u	91.75 mm
ω_t	184.00 mm

Ancho mínimo en los puntales ($\phi=0,75$)

Puntales inclinados ($\beta_s=0,75$)

Resistencia Nominal

$$f_{ce} = 0,85\beta_s f'_c = 13.39 \text{ MPa}$$

Zonas nodales

Resistencia ($\beta_n=0,80$)

($\beta_n=1,00$)

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c = 14.28 \text{ MPa} \quad \text{CCT}$$

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c = 17.85 \text{ MPa} \quad \text{CCC}$$

Resistencia Mínima **13.39 MPa**

Puntal	Fu (kN)	ω_{\min} (mm)			
1-3	881.16	292.53			
2-4					
3-5	659.98	219.10			
4-6					
3-10	63.54	21.09			
4-14					
5-7	597.30	198.29			
6-8					
7-10	109.96	36.51	3-5	688.14	228.45
8-14			3-10		

Puntales horizontales ($\beta_s=1,00$)

Resistencia Nominal

$$f_{ce} = 0,85\beta_s f'_c = 17.85 \text{ MPa}$$

Zonas nodales

Resistencia ($\beta_n=1,00$)

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c = 17.85 \text{ MPa} \quad \text{CCC}$$

Resistencia Mínima **17.85 MPa**

Puntal	Fu (kN)	ω_{\min} (mm)
1-2	600.35	149.48

Nudos

Resistencias en Caras - Zonal Nodal 1

Puntal 1-3	1566.51 kN	Ok
Apoyo Carga	1231.65 kN	Ok

Acero Distribuido para Control de Fisuración

Acero horizontal	2Ø 3/8"	250	142.52
Acero vertical	2Ø 1/2"	300	253.36

Puntal	γ_i	$A_{sh}/b_s s_h$	$A_{sv}/b_s s_v$	$\Sigma A_{si}/b_s s_i$	
1-3	47.05	0.00139	0.00192	0.00331	Ok
2-4					
3-5	64.83	0.00172	0.00120	0.00292	2.76%
4-6					
5-7	25.71	0.00082	0.00254	0.00336	Ok
6-8					

Anclaje para Refuerzos en los Tirantes

Acero en tirantes	6Ø 3/4"	
l_{dg}	$0,24f_y d_b / \sqrt{f'_c}$	419.03 mm

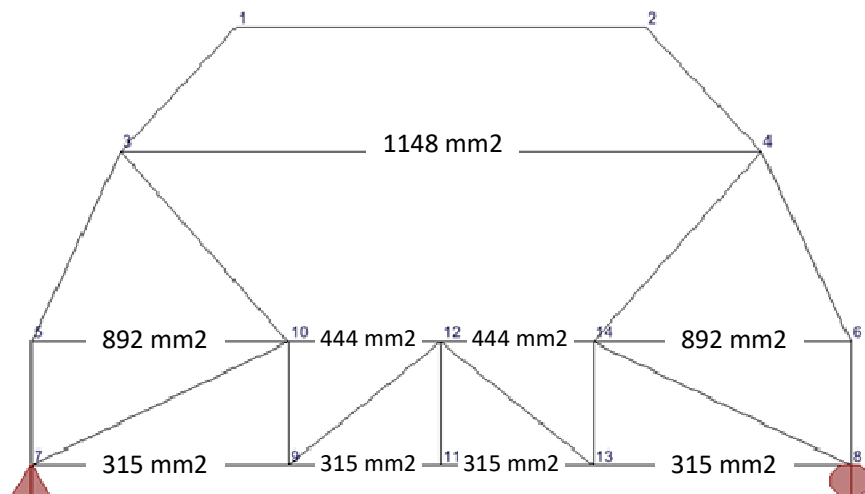


Figura 3.3.1.- Cuantía de acero en los tirantes en viga con abertura de 1,4 x 0,8 m.
(medidas en milímetros)

3.4.- Esquema del diseño final de la viga

Se presenta a continuación el esquema final de la viga con el refuerzo principal y el refuerzo distribuido (figura 3.4.1). Se han considerado los recubrimientos mínimos necesarios para garantizar un adecuado anclaje del refuerzo principal. De acuerdo al mismo criterio desarrollado por el Ing. César Huapaya (Huapaya, 2010) se han agregado dos varillas en la parte superior para hacer posible la colocación del refuerzo vertical distribuido en forma de estribos.

Asimismo, se ha considerado confinar la abertura con elementos verticales de cuantía mínima ($6 \phi 3/4''$) a fin de contrarrestar la concentración de esfuerzos en las esquinas tal como lo muestra el modelo con elementos finitos.

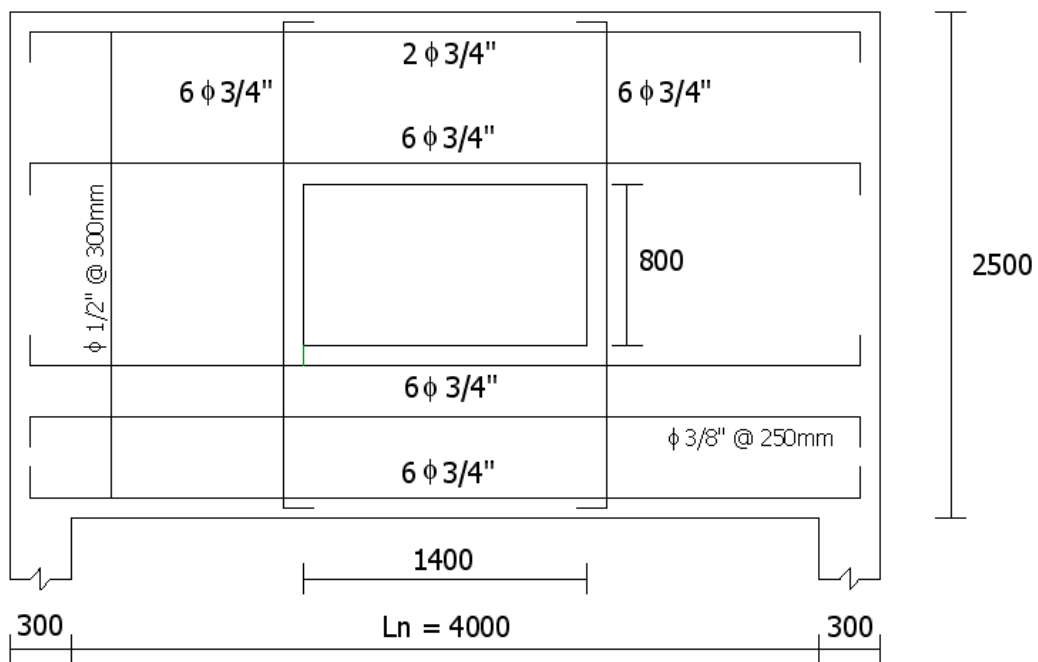


Figura 3.4.1.- Esquema del diseño final de la viga con abertura de 1,4 x 0,8 m.
(medidas en milímetros)

3.5.- Diseño de la viga modificando el tamaño de las aberturas

En dos diseños adicionales se ha modificado el tamaño de la abertura, a fin de analizar su influencia en el de modelamiento y posterior diseño de la estructura.

Las aberturas centrales aumentan a $1,75 \times 1,0$ m. y $2,1 \times 1,2$ m. El modelamiento ha sido prácticamente similar diferenciándose para la última viga debido al importante crecimiento de la abertura, lo cual condicionaba la inclinación de los puntales.

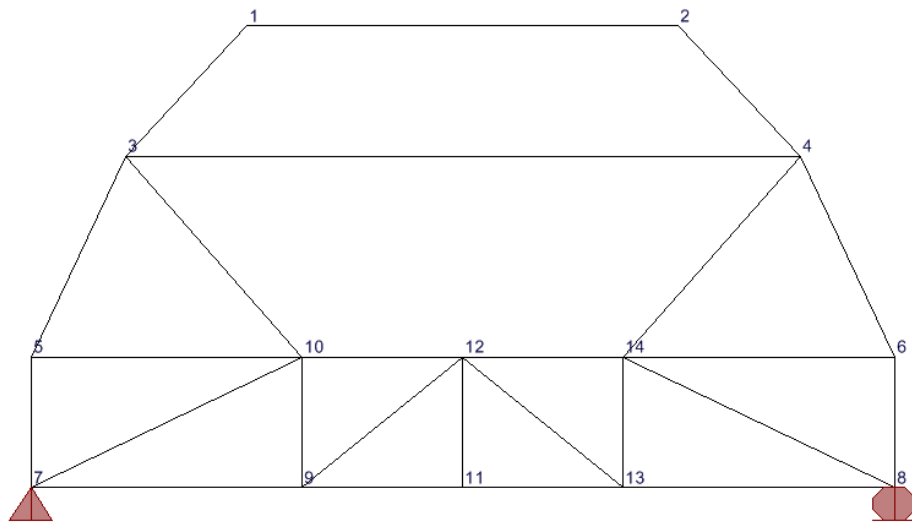


Figura 3.5.1.- Trayectorias de esfuerzos para viga con abertura central de $1,75 \times 1,0$ m.

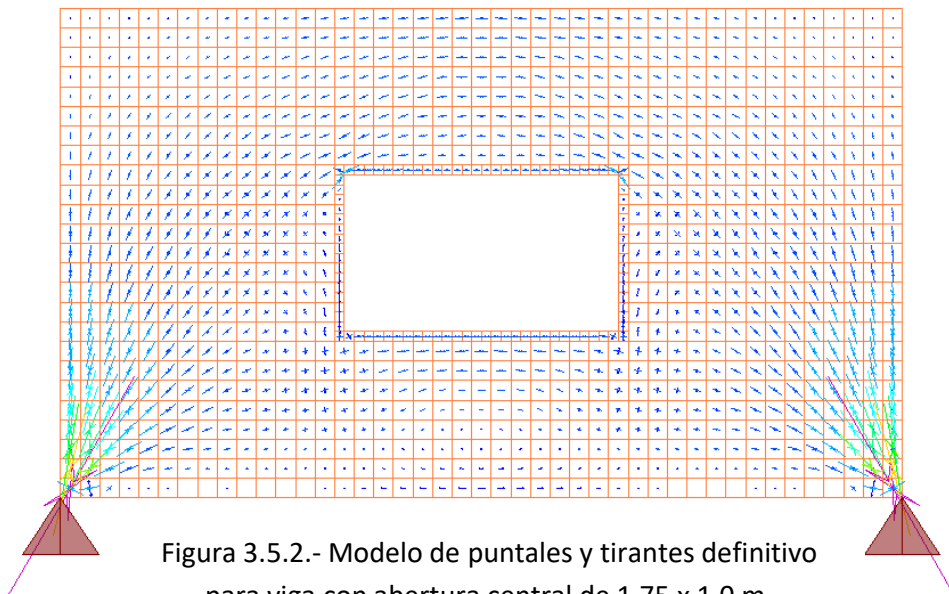


Figura 3.5.2.- Modelo de puntales y tirantes definitivo para viga con abertura central de $1,75 \times 1,0$ m.

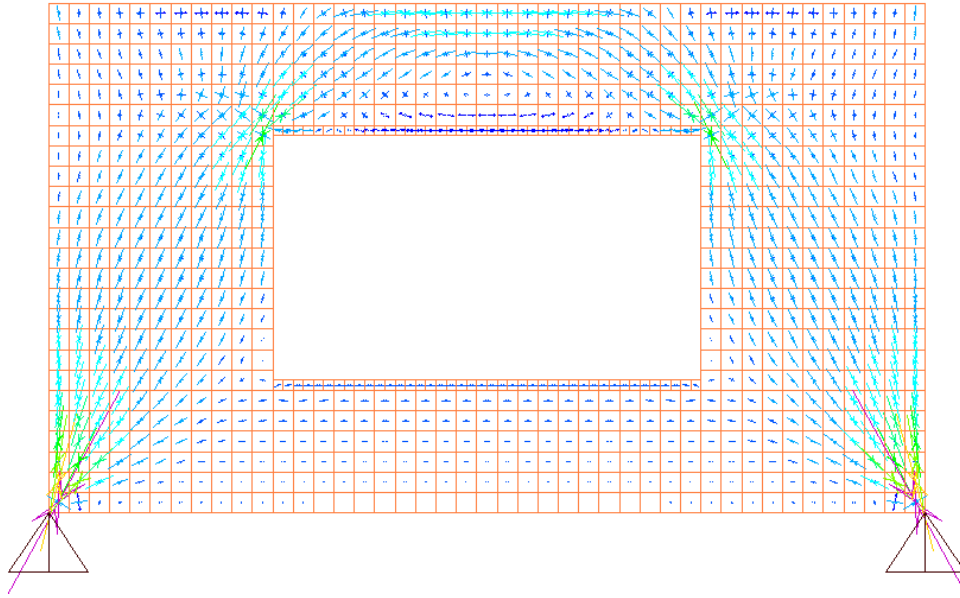


Figura 3.5.3.- Trayectorias de esfuerzos para viga con abertura central de 2,1 x 1,2 m.

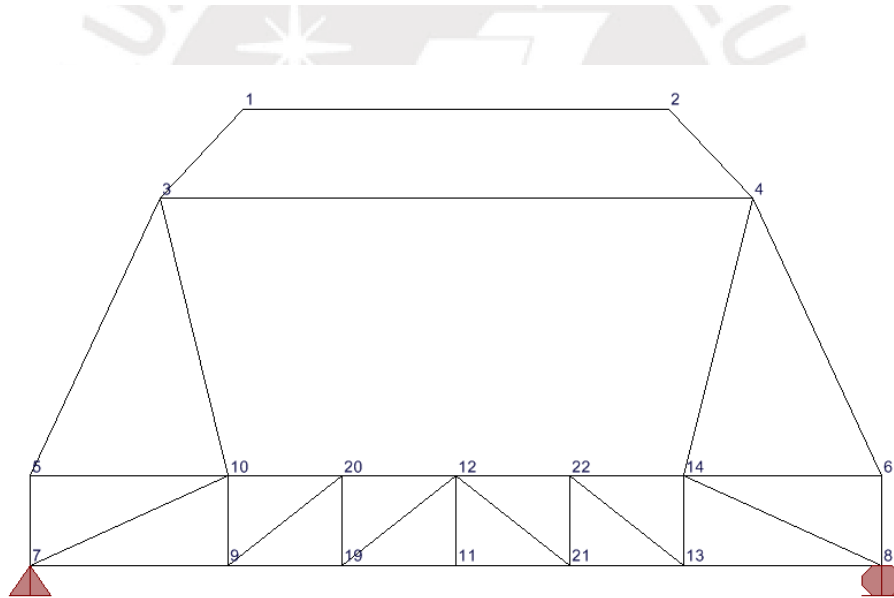


Figura 3.5.4.- Modelo de puntales y tirantes definitivo para viga con abertura central de 2,1 x 1,2 m.

Una vez culminado el análisis estructural correspondiente se desarrollan los mismos cálculos que se efectuaron para la primera viga, los cuales se muestran en los siguientes cuadros:

Viga con abertura de 1,75 x 1,0 (Figura 3.5.2)

Materiales :

Concreto	$f'c$	21 MPa	214.29 kg/cm ²
Acero	f_y	420 MPa	4,285.71 kg/cm ²
	$b_w = t$	300 mm	
	d	2400 mm	

Fuerza cortante máxima

V_c	$0,83\sqrt{f'c}b_wd$	2,738.55 kN
$V_{m\acute{a}x}$		645 kN

Refuerzo en los tirantes ($\phi=0,75$)

Tirante	Fu (kN)	Ast (mm ²)	As _{mín} ACI (mm ²)	As _{mín} E.060 (mm ²)	As _{mín} (mm ²)
3-4	363.96	1156	2400	1729	1542
5-10	271.92	864			1152
6-14					
10-12	106.88	340			454
12-14					
7-9	133.11	423			564
9-11					
11-13					
8-13					

5/8"
3/4"
1"

12	9
8	6
5	3

Recubrimiento		40.00 mm
Estribos	1/2"	12.70 mm
Barra	3/4"	19.05 mm
Espaciamiento		40.00 mm
u		91.75 mm
ω_t		184.00 mm

Ancho mínimo en los puntales ($\phi=0,75$)

Puntales inclinados ($\beta_s=0,75$)

Resistencia Nominal

$$f_{ce} = 0,85\beta_s f'_c = 13.39 \text{ MPa}$$

Zonas nodales

Resistencia ($\beta_n=0,80$)

($\beta_n=1,00$)

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c = 14.28 \text{ MPa} \quad \text{CCT}$$

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c = 17.85 \text{ MPa} \quad \text{CCC}$$

Resistencia Mínima 13.39 MPa

Puntal	Fu (kN)	ω_{\min} (mm)
1-3	883.62	293.35
2-4		
3-5	643.02	213.47
4-6		
3-10	70.01	23.24
4-14		
5-7	582.69	193.44
6-8		
7-10	156.97	52.11
8-14		

Puntales horizontales ($\beta_s=1,00$)

Resistencia Nominal

$$f_{ce} = 0,85\beta_s f'_c = 17.85 \text{ MPa}$$

Zonas nodales

Resistencia ($\beta_n=1,00$)

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c = 17.85 \text{ MPa} \quad \text{CCC}$$

Resistencia Mínima 17.85 MPa

Puntal	Fu (kN)	ω_{\min} (mm)
1-2	603.95	150.38

Nudos

Resistencias en Caras - Zonal Nodal 1

Puntal 1-3	1570.88 kN	Ok
Apoyo Carga	1231.65 kN	Ok

Acero Distribuido para Control de Fisuración

Acero horizontal	2∅ 3/8"	250	142.52	0.00190
Acero vertical	2∅ 1/2"	300	253.36	0.00282

Puntal	γ_i	$A_{sh}/b_s s_h$	$A_{sv}/b_s s_v$	$\Sigma A_{si}/b_s s_i$	
1-3	47.05	0.00139	0.00192	0.00331	Ok
2-4					
3-5	64.83	0.00172	0.00120	0.00292	2.76%
4-6					
5-7	25.71	0.00082	0.00254	0.00336	Ok
6-8					

Anclaje para Refuerzos en los Tirantes

Acero en tirantes	6∅ 3/4"
l_{dg}	$0,24f_y d_b / \sqrt{f'_c}$ 419.03 mm

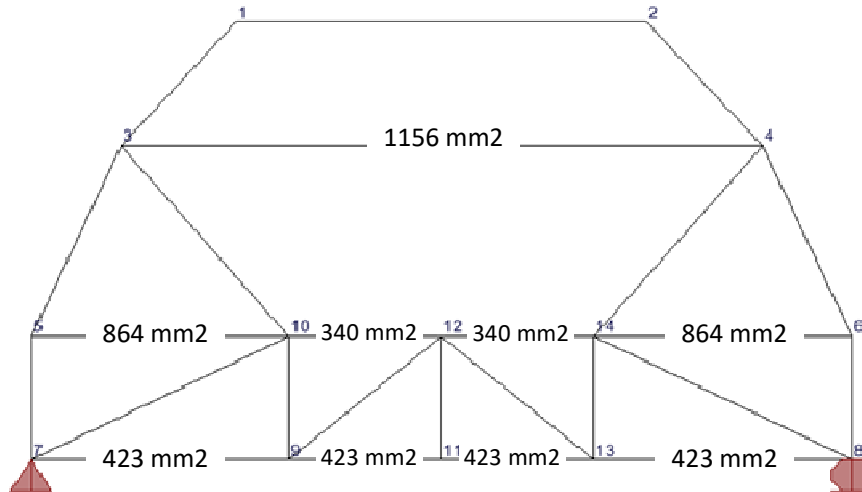


Figura 3.5.5.- Cuantía de acero en los tirantes en viga con abertura de 1,75 x 1,0 m. (medidas en milímetros)

Viga con abertura de 2,1 x 1,2 (Figura 3.5.4)

Materiales :

Concreto	$f'c$	21 MPa	214.29 kg/cm ²
Acero	f_y	420 MPa	4,285.71 kg/cm ²
	$b_w = t$	300 mm	
	d	2400 mm	

Fuerza cortante máxima

V_c	$0,83vf'cb_wd$	2,738.55 kN
$V_{máx}$		645 kN

Refuerzo en los tirantes ($\phi=0,75$)

Tirante	Fu (kN)	Ast (mm ²)	As _{min} ACI (mm ²)	As _{min} E.060 (mm ²)	As _{min} (mm ²)						
3-4	352.76	1120	2400	1729	1424						
5-10	267.36	849			2400	1729	1132				
6-14											
10-20	85.83	273					2400	1729	364		
20-12											
12-22											
22-14											
7-9	163.41	519							2400	1729	692
9-19											
19-11											
11-21											
21-13											
13-8											

5/8"
3/4"
1"

12	9
8	6
5	3

Recubrimiento		40.00 mm
Estribos	1/2"	12.70 mm
Barra	3/4"	19.05 mm
Espaciamiento		40.00 mm
u		91.75 mm
ω_t		184.00 mm

Ancho mínimo en los puntales ($\phi=0,85$)

Puntales inclinados ($\beta_s=0,75$)

Resistencia Nominal

f_{ce} $0,85\beta_s f'_c$ 13.39 MPa

Zonas nodales

Resistencia ($\beta_n=0,80$)

($\beta_n=1,00$)

f_{ce} $0,85\beta_n f'_c$ 14.28 MPa CCT

f_{ce} $0,85\beta_n f'_c$ 17.85 MPa CCC

Resistencia Mínima 13.39 MPa

Puntal	Fu (kN)	ϕ_{min} (mm)
1-3	882.29	292.91
2-4		
3-5	630.92	209.46
4-6		
3-10	75.73	25.14
4-14		
5-7	571.43	189.71
6-8		
7-10	179.29	59.52
8-14		

Puntales horizontales ($\beta_s=1,00$)

Resistencia Nominal

f_{ce} $0,85\beta_s f'_c$ 17.85 MPa

Zonas nodales

Resistencia ($\beta_n=1,00$)

f_{ce} $0,85\beta_n f'_c$ 17.85 MPa CCC

Resistencia Mínima 17.85 MPa

Puntal	Fu (kN)	ϕ_{min} (mm)
1-2	602.00	149.89

Nudos

Resistencias en Caras - Zonal Nodal 1

Puntal 1-3	1568.52 kN	Ok
Apoyo Carga	1231.65 kN	Ok

Acero Distribuido para Control de Fisuración

Acero horizontal	2Ø 3/8"	250	142.52	0.00190
Acero vertical	2Ø 1/2"	300	253.36	0.00282

Puntal	γ_i	$A_{sh}/b_s S_h$	$A_{sv}/b_s S_v$	$\Sigma A_{si}/b_s S_i$	
1-3	47.05	0.00139	0.00192	0.00331	Ok
2-4					
3-5	64.83	0.00172	0.00120	0.00292	2.76%
4-6					
5-7	25.71	0.00082	0.00254	0.00336	Ok
6-8					

Anclaje para Refuerzos en los Tirantes

Acero en tirantes	6Ø 3/4"
l_{dg}	$0,24f_y d_b / \sqrt{f'_c}$ 419.03 mm

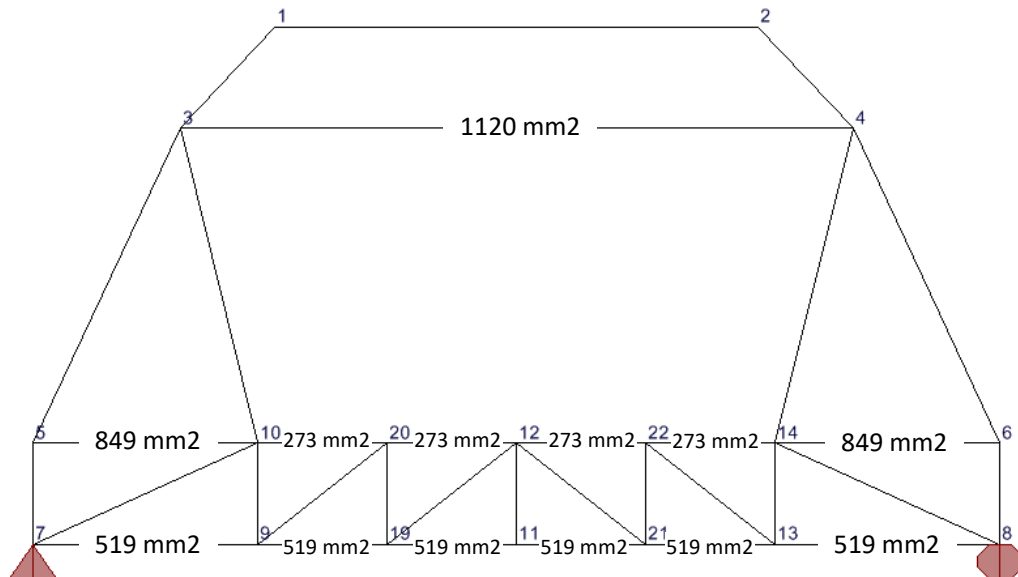


Figura 3.5.5.- Cuantía de acero en los tirantes en viga con abertura de 2,1 x 1,2 m.
(medidas en milímetros)

Analizando la cuantía obtenida en los tirantes –no la dispuesta en el diseño definitivo-, se observa que el incremento de las dimensiones de las aberturas impacta en los tirantes de la siguiente manera:

Ubicación Tirante	Tendencia
Borde superior de la abertura	Aparentemente decreciente
Borde inferior bajo la abertura	Decreciente
Colindante al del borde inferior	Creciente
Borde inferior de la viga	Creciente

Para confirmar la tendencia sería necesario analizar más modelos, no sólo considerando la variación del tamaño de las aberturas, sino también su ubicación (simétrica o asimétrica) respecto de la viga.

Es importante considerar que el tamaño de las aberturas es una variable restringida debido a las limitaciones establecidas para la inclinación de los tirantes, los cuales alcanzan pendientes muy elevadas cuando las aberturas crecen. Por ello hay ciertos modelos que no se podrían establecer ya que no cumplirían con las restricciones impuestas por los códigos de diseño.

En lo concerniente al diseño final, no se ha encontrado diferencias sustanciales en los elementos estudiados debido principalmente a la aplicación del concepto de cuantía mínima.

Se concluye que el tamaño de las aberturas si influye en el comportamiento de la estructura a pesar que por disposiciones de diseño, éstos prácticamente no difieren para los casos analizados.

A continuación, se muestran las configuraciones finales para ambas vigas:

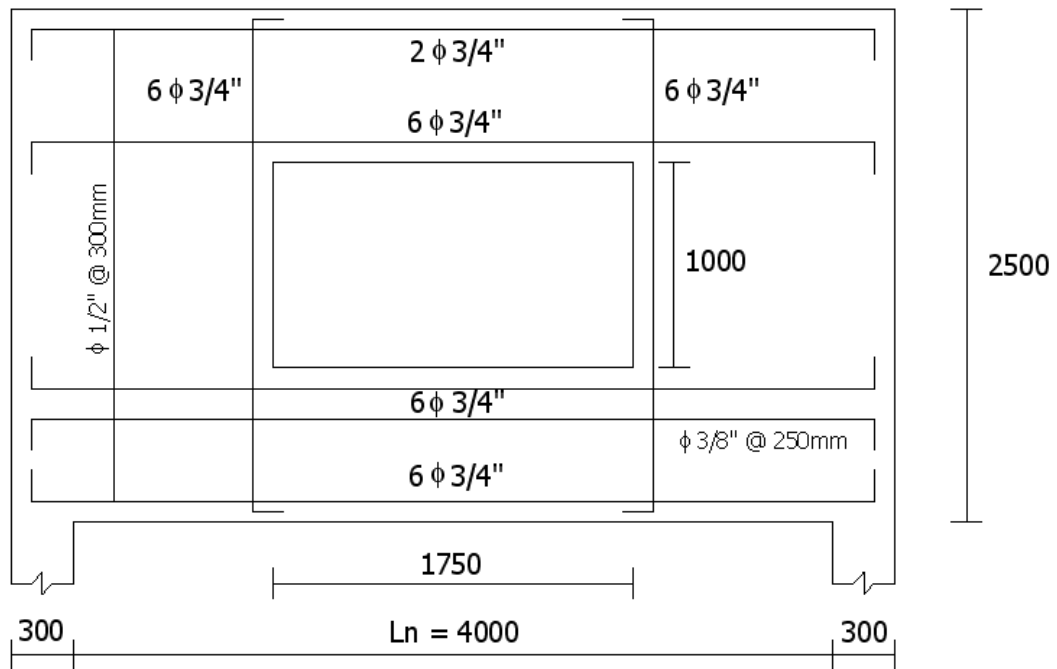


Figura 3.5.1.- Esquema del diseño final de la viga con abertura de 1,75 x 1,0 m.
(medidas en milímetros)

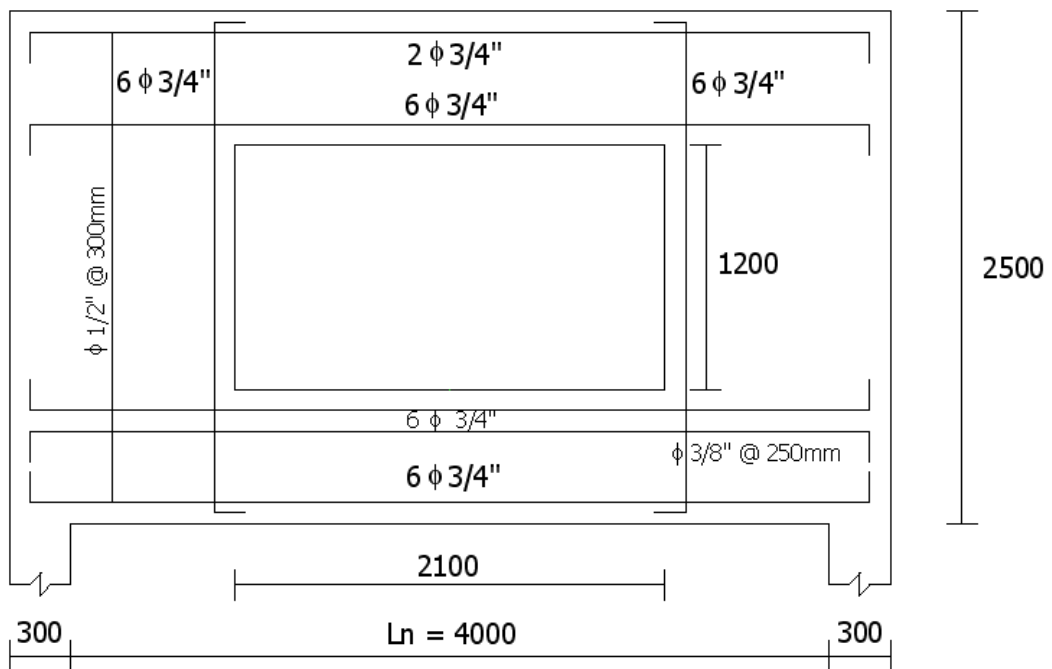


Figura 3.5.2.- Esquema del diseño final de la viga con abertura de 2,1 x 1,2 m.
(medidas en milímetros)

3.6.- Análisis considerando que no existen zonas de discontinuidad

Se ha efectuado un análisis de las tres vigas empleando métodos convencionales a fin de identificar las diferencias con el enfoque de puntales y tirantes. El modelo desarrollado es el siguiente:

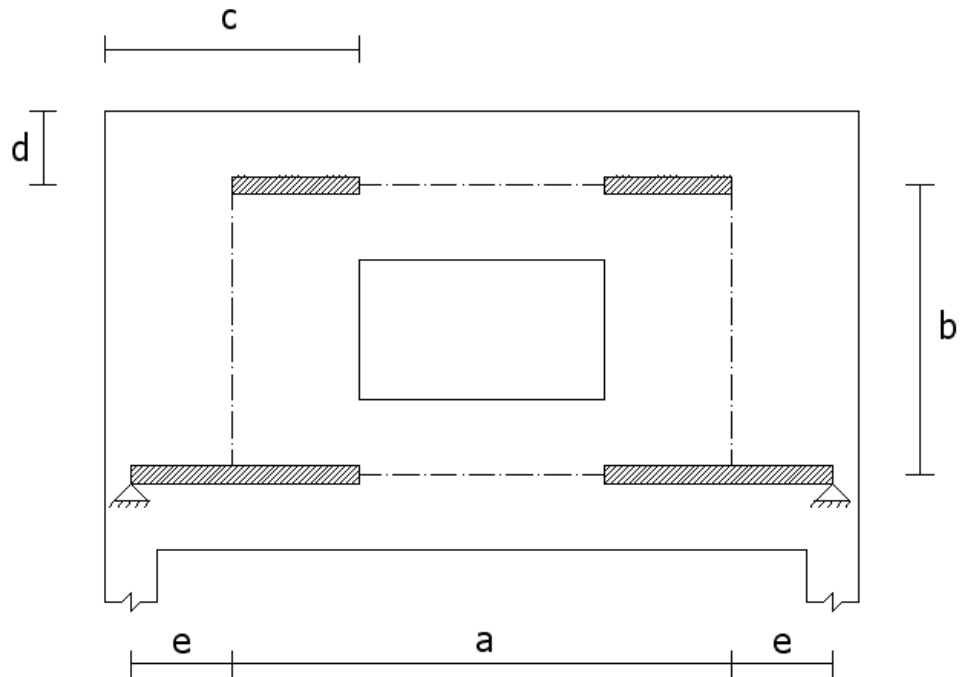
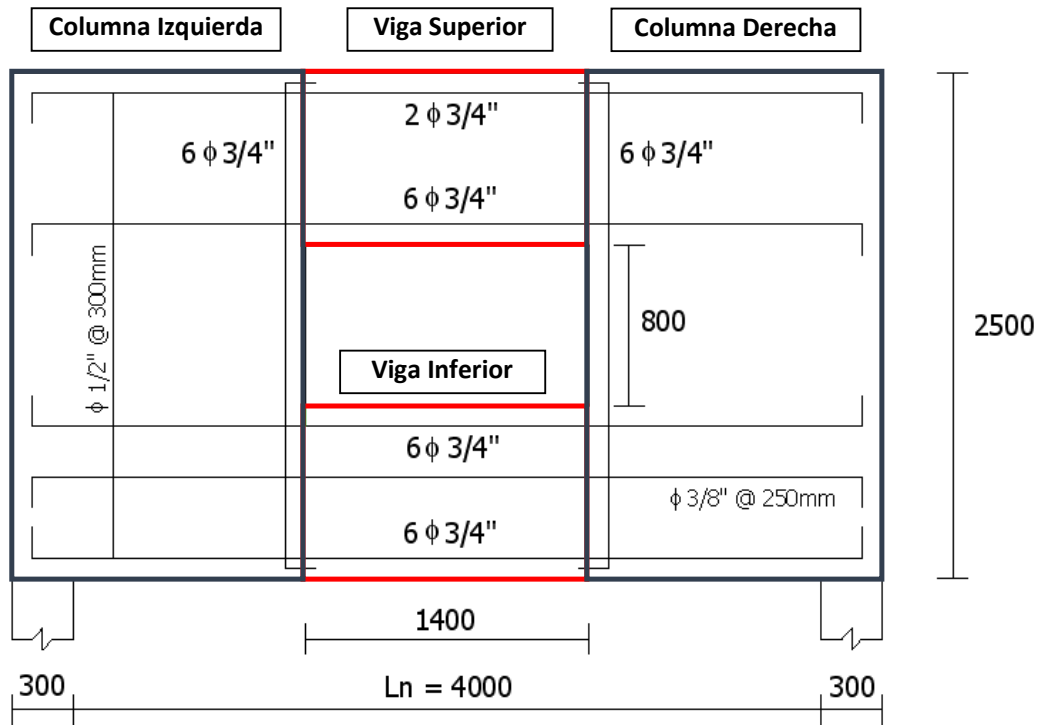


Figura 3.6.1.- Modelo de viga con aberturas sin considerar discontinuidades (medidas en milímetros)

Dimensión	Abertura		
	1 400 x 800 (Figura 3.4.1)	1 750 x 1 000 (Figura 3.5.1)	2 100 x 1 200 (Figura 3.5.2)
a	3 000	3 175	3 350
b	1 650	1 750	1 850
c	1 600	1 425	1 250
d	850	750	650
e	650	562,5	475

En los tres casos, el diseño permite soportar adecuadamente las fuerzas cortantes y los momentos flectores en los elementos horizontales, así como el efecto de las fuerzas cortantes y el de flexo-compresión para los elementos verticales.

Viga con abertura de 1,4 m x 0,8 m (Figura 3.4.1)



Resultados

Elementos Horizontales	Vu (kN)	Av (mm ²)	Diseño (PyT) (mm ²)	Mu (kN.mm)	As (mm ²)	Diseño (PyT) (mm ²)
Viga superior	210	53,65	253,76	96 644,17	800	1710
Viga inferior	0	0	253,76	113 710,66	800	1710

Se aprecia que, para un diseño convencional de vigas, se obtienen cuantías menores a las que se determinan empleando el modelo de puntal y tirante.

Elementos Verticales	Nu (kN)	Vu (kN)	Av (mm ²)	Diseño (PyT) (mm ²)	Mu (kN.mm)	Diseño (PyT) (mm ²)
Superior	463,5	326,91	123,81	142,51	13 084,17	422,52
Inferior	482,1	326,91	123,81	142,51	248 388,45	422,52

Para los elementos verticales –analizados como columnas- se verifica que el área requerida para soportar los efectos de la fuerza cortante es superada por la del diseño del elemento.

El diagrama de interacción obtenido permite comprobar que la cuantía de dichos elementos permite soportar los efectos de flexocompresión que soportan.

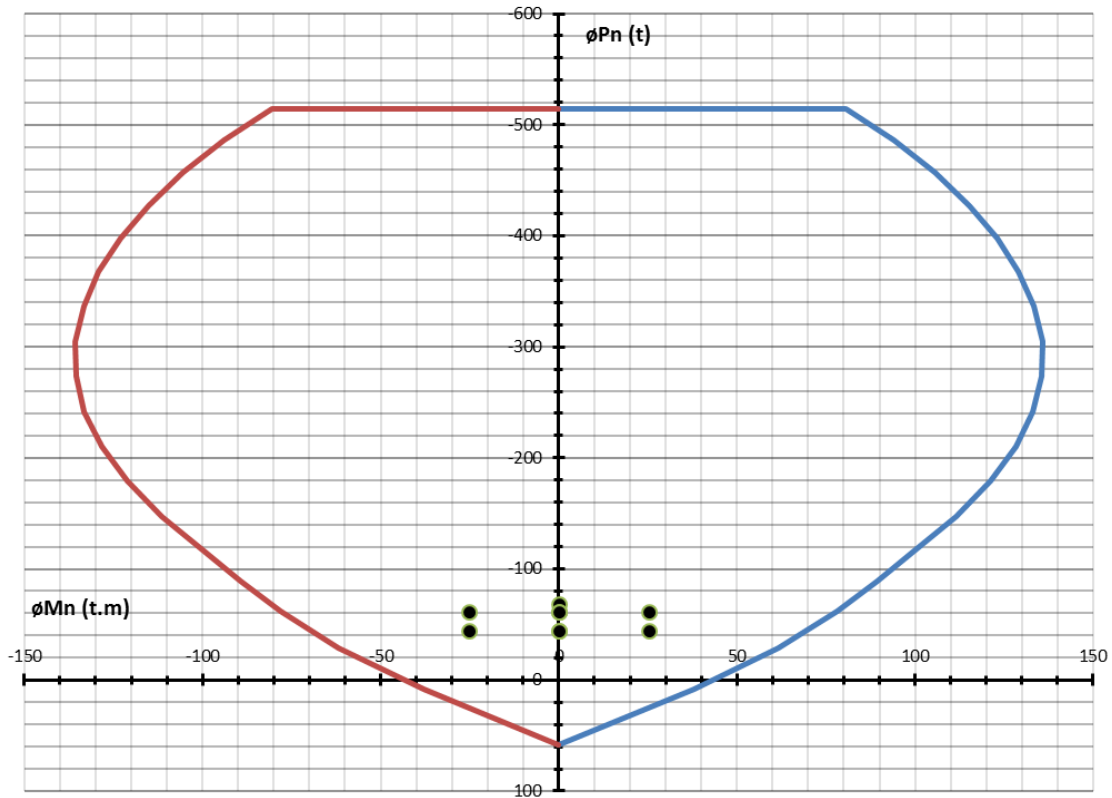


Figura 3.6.2.- Diagrama de interacción para elementos verticales en viga sin aberturas de 1,4 m x 0,8 m.

Evidentemente, estos resultados deben tomarse con cierta reserva, puesto que se está suponiendo un comportamiento que en condiciones reales no se cumple, sin embargo, es un buen indicador que el diseño propuesto satisfaga también las demandas de un análisis convencional.

4.- Estudio de muros con aberturas

En este acápite se estudiará el caso de un muro empotrado en la base, con una abertura cuadrada central, sometido a carga lateral de sismo, utilizando modelos de puntales y tirantes en el diseño estructural.

En este caso también es posible considerar más de una abertura y ubicaciones aleatorias, sin embargo, este concepto extendería de manera importante el ámbito de la investigación.

Así como para las vigas estudiadas en el numeral anterior, la variable será el tamaño de la abertura central de la viga, por lo que posteriormente se desarrollarán dos diseños adicionales aumentando el tamaño de la abertura.

Se planteará un caso inicial en el cual se comparará el diseño convencional para un muro sin aberturas con el que se obtendría con el método de puntales y tirantes.

4.1.- Criterios para el modelado de la estructura

El diseño que se desarrollará a continuación corresponde a un muro empotrado en la base con carga lateral de sismo concentrada en la parte superior. Es un elemento de concreto armado con longitud $l_w = 1,2 \text{ m}$, altura $h_w = 2,4 \text{ m}$ y un espesor $t = 300 \text{ mm}$.

Las aberturas centrales son cuadradas de $0,2$, $0,25$ y $0,3 \text{ m}$. de lado. De acuerdo a las dimensiones del elemento, aberturas mayores a $0,35 \text{ m}$. imposibilitarían aplicar los criterios establecidos para el método de puntal y tirante, configurándose en el caso de los puntales, elementos muy esbeltos que tendrían un mal comportamiento debido a la inestabilidad inherente a su naturaleza.

La carga lateral que representa una posible acción sísmica se considera aplicada en la parte superior del elemento y es equivalente a $P_u = 100 \text{ kN}$. Las propiedades mecánicas que se considerarán para el concreto y acero respectivamente son las mismas empleadas para la viga de gran peralte: $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. Se

entiende también que el muro está arriostrado convenientemente en la dirección transversal para evitar problemas de pandeo lateral.

Se ha seguido el mismo procedimiento desarrollado para las vigas de gran peralte a fin de definir el modelo de puntales y tirantes adecuado para la estructura, esto es, analizar un modelo basado en la teoría de elementos finitos, de tal manera de identificar claramente el comportamiento del muro.

A pesar que cuando el muro no presenta aberturas es posible predecir de manera más sencilla su comportamiento, también se siguió el mismo criterio, de tal manera que el modelo establecido sea un tanto más preciso.

Se emplearon elementos finitos de forma cuadrada de 10 cm. de lado y la carga lateral fue repartida en cargas puntuales aplicadas en cada nudo de la parte superior de la estructura (figura 4.1.3).

Muro sin aberturas

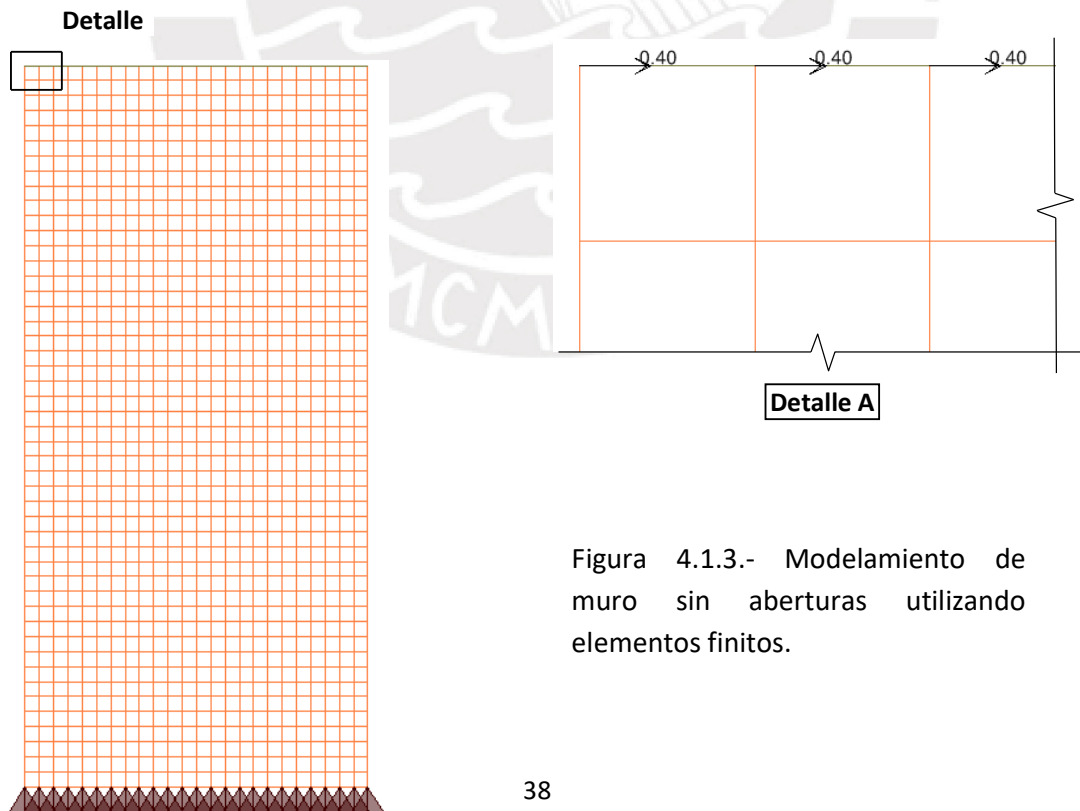


Figura 4.1.3.- Modelamiento de muro sin aberturas utilizando elementos finitos.

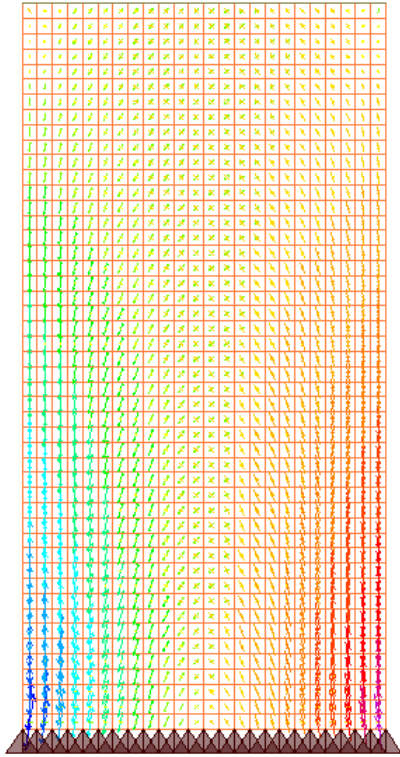


Figura 4.1.4.- Trayectorias de esfuerzos para muro sin aberturas.

Muro con abertura cuadrada de 0,2 m

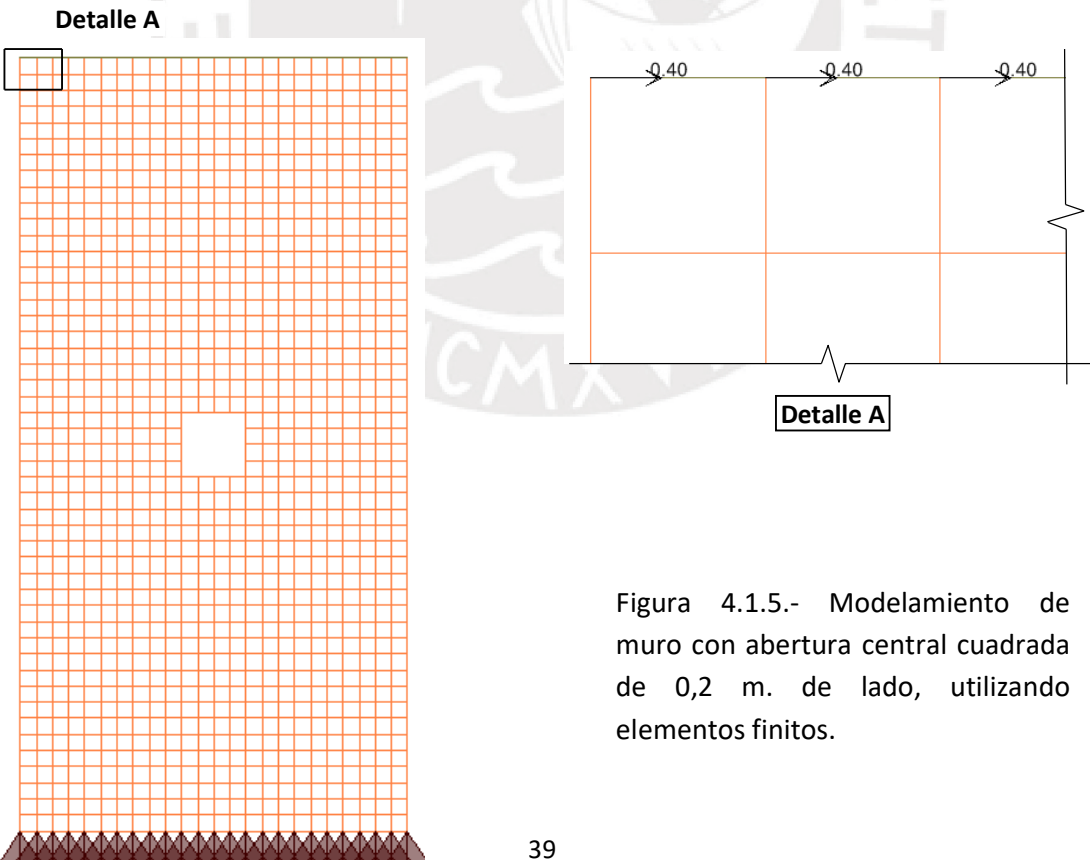


Figura 4.1.5.- Modelamiento de muro con abertura central cuadrada de 0,2 m. de lado, utilizando elementos finitos.

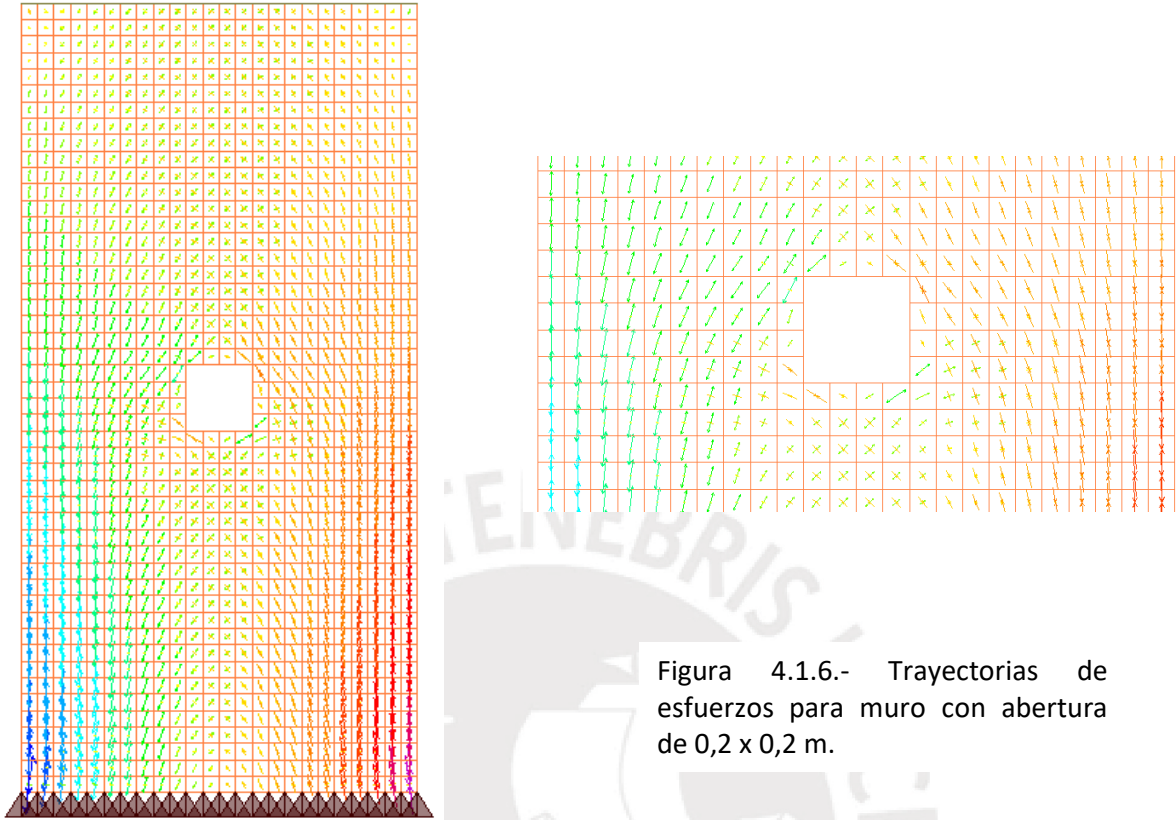


Figura 4.1.6.- Trayectorias de esfuerzos para muro con abertura de 0,2 x 0,2 m.

4.2.- Definición del modelo de puntal y tirante adoptado para el análisis

4.2.1.- Muro sin aberturas

En base a la información mostrada en las figuras 4.1.3 y 4.1.4 se elaboraron dos modelos, los cuales se muestran en las figuras 4.2.1.1 y 4.2.1.2.

Se ha buscado, en la medida de lo posible, que la estructura sea isostática a fin de corroborar la simplicidad del método y que responda al comportamiento evidenciado por el modelo de elementos finitos. Para este caso, ambos modelos cumplen con dicha premisa.

Los nudos inferiores se ubicaron a 100 mm por sobre el fondo del muro, ya que se consideró que el refuerzo principal se distribuiría en dos capas. Los nudos superiores se ubicaron 100 mm debajo de la cara superior del muro, por uniformidad.

La carga lateral se concentró en estos nudos. Para el primer modelo el 100% de la carga obviamente se aplicó en el único nudo superior, mientras que para el segundo modelo los dos nudos superiores soportaron el 50% de la carga lateral aplicada.

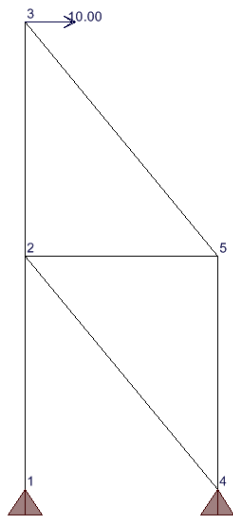


Figura 4.2.1.1.- Modelo N° 1 de puntales y tirantes para muro sin aberturas.

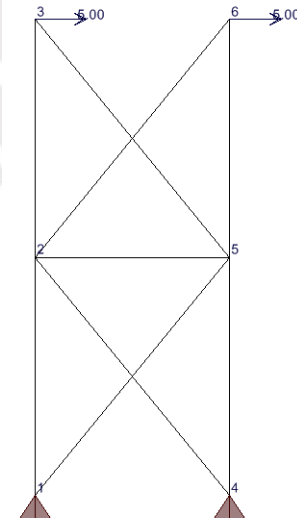


Figura 4.2.1.2.- Modelo N° 2 de puntales y tirantes para muro sin aberturas.

Así como para las vigas de gran peralte, se ha tratado que los puntales inclinados no superen una inclinación de 65° tal como lo disponen la mayoría de los códigos, sin embargo, para este tipo de estructuras se hace muy complicado. Una situación inevitable -de acuerdo al comportamiento del muro- es contar con puntales verticales. En este aspecto se ha tomado la decisión de no alterar el modelo ya que responde a una situación natural propia de la acción de cargas laterales.

Con el modelo definido y con las cargas aplicadas se determinaron las fuerzas en los puntales y tirantes de modo que garantizaran el equilibrio del sistema.

Los resultados obtenidos nos permiten llegar a la conclusión que en el modelo indicado para representar a la estructura es el segundo. El comportamiento general de los citados modelos se aprecia en las figuras 4.2.1.3 y 4.2.1.4.

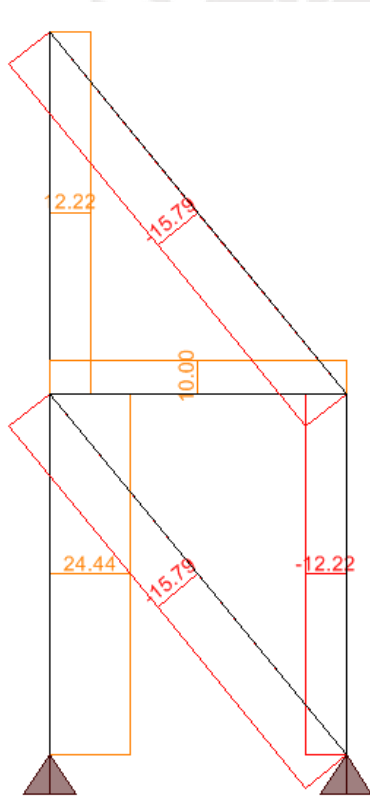


Figura 4.2.1.3.- Resultados Modelo N° 1.

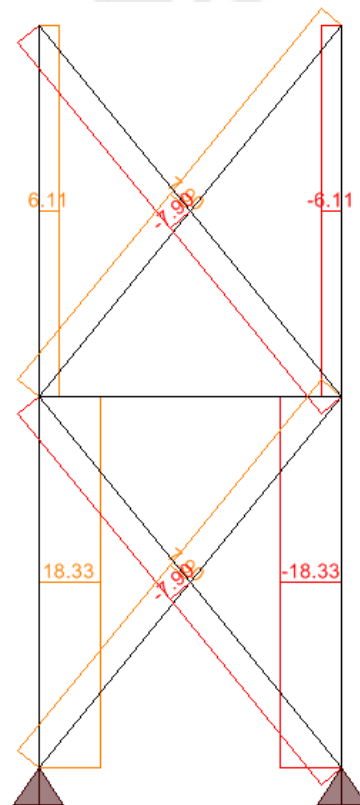


Figura 4.2.1.4.- Resultados Modelo N° 2.

Como se puede apreciar en el primer modelo, las fuerzas en los puntales y tirantes no tienen el mismo valor, lo cual no es compatible con los resultados obtenidos aplicando el modelo con elementos finitos. El segundo modelo que tiene una disposición geométrica con simetría y cargas en forma asimétrica si tiene un comportamiento bastante más próximo a los resultados del modelo más exacto.

4.2.2.- Muros con aberturas

En base a la información mostrada en las figuras 4.1.5 y 4.1.6 se elaboraron dos modelos, los cuales se muestran en las figuras 4.2.2.1 y 4.2.2.2.

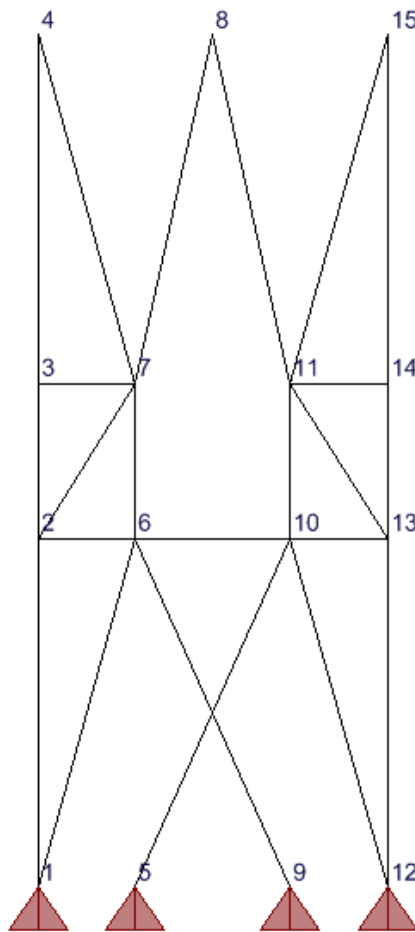


Figura 4.2.2.1.- Modelo N° 1 de puntales y tirantes para muro con abertura cuadrada de 0,2 m. de lado.

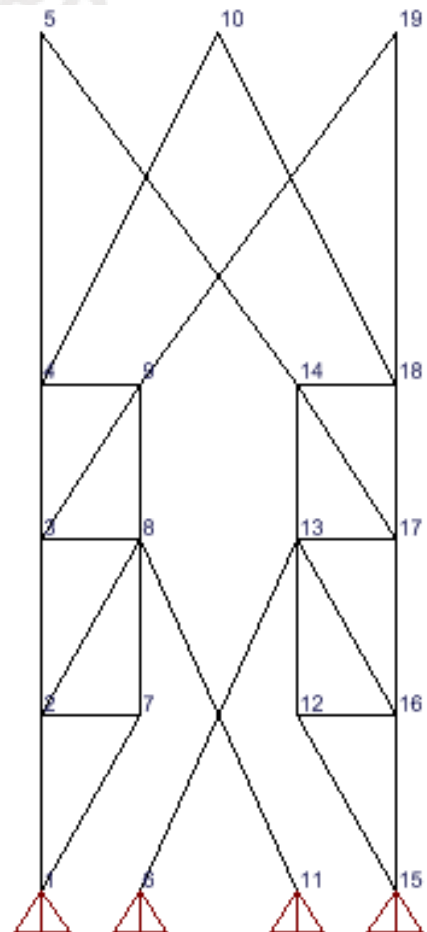


Figura 4.2.2.2.- Modelo N° 2 de puntales y tirantes para muro con abertura cuadrada de 0,2 m. de lado.

En el primer modelo los puntales inclinados 1-6, 10-12, 7-8 y 8-11 superaban los 65° y por consiguiente la estructura iba a presentar muchas dificultades para el cumplimiento de las especificaciones en las zonas nodales.

Los resultados obtenidos para el segundo modelo (figura 4.2.2.2) nos permiten llegar a la conclusión que su comportamiento es aceptable en comparación con los valores obtenidos para el modelo con elementos finitos (figura 4.2.2.3).

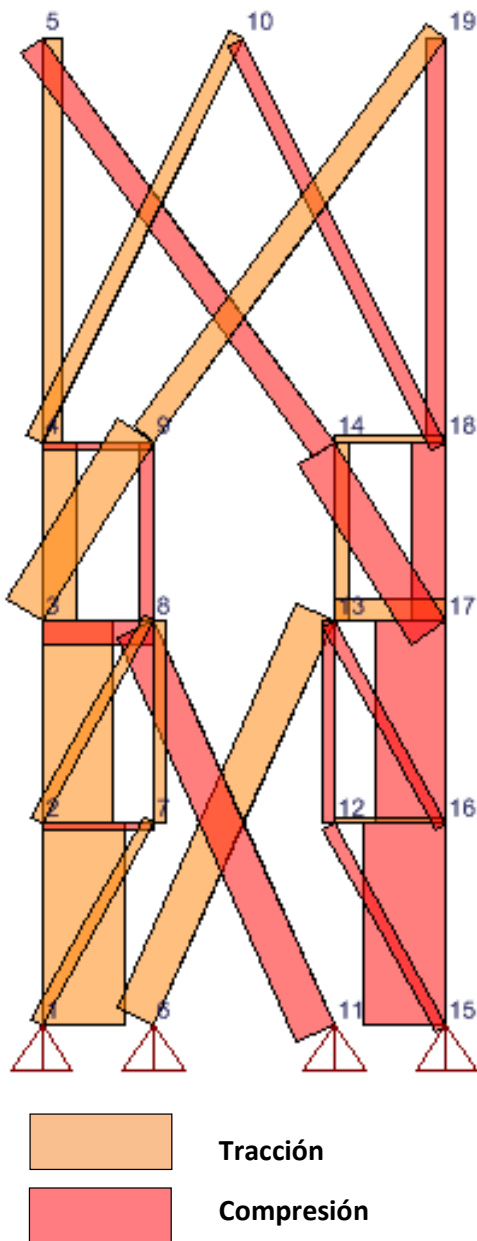


Figura 4.2.2.3.- Resultados del análisis modelo N° 2 (figura 4.2.2.2).

4.3.-Verificación de elementos del modelo para muro sin aberturas

4.3.1.- Fuerza cortante máxima

La fuerza cortante máxima en muros no debe exceder del valor $0,83 \sqrt{f'_{cb_w}d}$, siendo $d = 0,8l_w$, según el artículo 9.9.2.1 (ACI, 2014) se obtiene un valor límite de $1\,095,42\text{ kN}$ que es bastante mayor a la fuerza cortante máxima que actúa en el muro ($24,44\text{ kN}$).

4.3.2.- Refuerzo en los tirantes

Los tirantes deben soportar fuerzas de tracción. El tirante más esforzado (1-2) soporta una fuerza de tracción $F_u = 183,33\text{ kN}$. La resistencia de diseño del tirante (ϕF_{nt}) está dada por la expresión $\phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y$. Se garantiza una adecuada resistencia si $F_u \leq \phi F_{nt}$. Considerando un factor de reducción de resistencia $\phi = 0,75$, de acuerdo al artículo 21.2.1 (g) (ACI, 2014) se obtiene la siguiente área de acero:

$$F_u \leq \phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y$$
$$A_{st} \geq F_u / \phi f_y = 183\,330 / (0,75 * 420) = 582\text{ mm}^2 (5\phi 1/2")$$

Como en este muro no se generan zonas "D" se ha efectuado con fines de comparación un análisis convencional calculando por equilibrio simple la fuerza axial de compresión y el momento flector en la base en condiciones últimas: $P_u = 35,56\text{ kN}$ y $M_u = 240\,000\text{ kN.mm}$.

Se ha considerado núcleos de $6\phi 1/2"$ con acero distribuido horizontal de $\phi 3/8" @ 150\text{mm}$ y acero distribuido vertical de $\phi 3/8" @ 175\text{mm}$, ambos en dos capas.

De la misma manera como se ha procedido para las vigas el refuerzo del tirante debe llegar hasta los nudos 1 y 2 y anclarse de manera adecuada. Este anclaje se revisará en el acápite 4.3.6. El ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) para

la verificación de la resistencia de las zonas nodales correspondientes es: (figura 4.3.2.1).

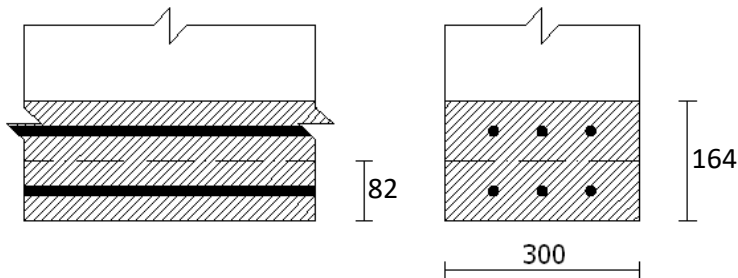
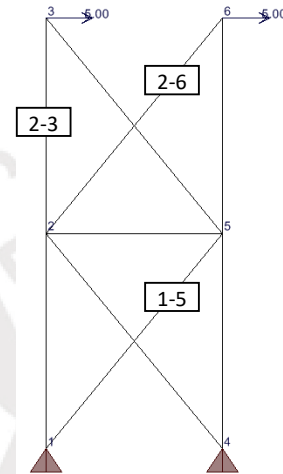


Figura 4.3.2.1.- Núcleo de concreto para los tirantes.

Aplicando el mismo criterio para el resto de tirantes se tiene:

Tirante	Fu (kN)	Ast (mm ²)
1-5	78.96	251
2-3	61.11	194
2-6	78.96	251



Para los tirantes oblicuos 1-5 y 2-6 se analizará posteriormente si el refuerzo distribuido por fisuración es suficiente para resistir la fuerza que actúa en ellos.

4.3.3.- Ancho mínimo en los puntales

Como ya se ha indicado en el capítulo anterior, la resistencia nominal de un puntal está determinada por el esfuerzo resistente efectivo a compresión f_{ce} , el cual se determina con la siguiente expresión:

$$f_{ce}=0,85\beta s f'c$$

4.3.3.1.- Puntales inclinados

Los puntales inclinados son abotellados. Con $f'c = 21 \text{ MPa}$ se obtiene el esfuerzo resistente:

$$f_{ce}=0,85*0,75*21=13,39 \text{ MPa}$$

Asimismo, la resistencia de las zonas nodales en los extremos de los puntales estará dada por las siguientes expresiones:

$$\phi F_{nn}=\phi f_{ce}A_{nn}$$

$$f_{ce}=0,85\beta_n f'_c$$

Este valor es importante puesto que debe ser comparado con el de los puntales para definir cuál controla el diseño. Las zonas nodales son de cuatro tipos C-C-C, C-C-T, C-T-T y T-T-T. Por lo tanto, las más críticas son las dos últimas. En estas zonas nodales el valor de β_n es 0,60 y por lo tanto el esfuerzo resistente efectivo será:

$$f_{ce}=0,85*0,60*21,0=10,71 \text{ MPa}$$

Puede apreciarse que la resistencia de las zonas nodales controlará el diseño. Se empleará entonces $f_{ce} = 10,71 \text{ MPa}$.

El ancho mínimo (w_{min}) para el puntal más exigido 4-5, es:

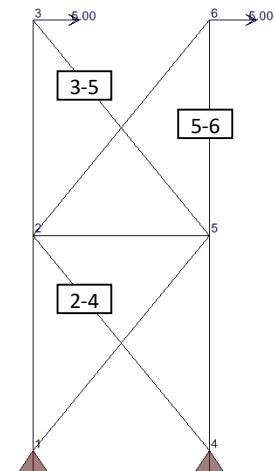
$$\phi F_u \leq \phi F_{ns} = \phi f_{ce} A_{ns} = \phi f_{ce} w t$$

$$w \geq F_u / \phi f_{ce} t$$

$$w_{min} = F_u / \phi f_{ce} t = 188\,330 / 0,75 * 10,71 * 300 = 76 \text{ mm}$$

Aplicando el mismo criterio para el resto de puntales se tiene:

Puntal	Fu (kN)	w_{min} (mm)
2-4	78.96	32.77
5-6	61.11	25.36
3-5	78.96	32.77



4.3.3.2.- Puntales horizontales

El puntal 2-5 no es un puntal abotellado. Por esta razón a este puntal le corresponderá un factor $\beta_s = 1,00$. Sin embargo, como la fuerza F_u es cero no se requiere un ancho mínimo para el mismo.

4.3.4.- Nudos

4.3.4.1.- Nudos Inferiores

Al nudo 1 llegan cuatro fuerzas, por lo que de acuerdo a lo indicado en el comentario RA.2.3. del apéndice A (ACI, 2014) se calcula la resultante de los tirantes 1-2 y 1-5 y se determina que dicho nudo es del tipo C-T-T en el cual se debe garantizar que la cara del apoyo soporte la reacción horizontal de 49 kN .

De acuerdo al criterio desarrollado en el capítulo 3, se tiene:

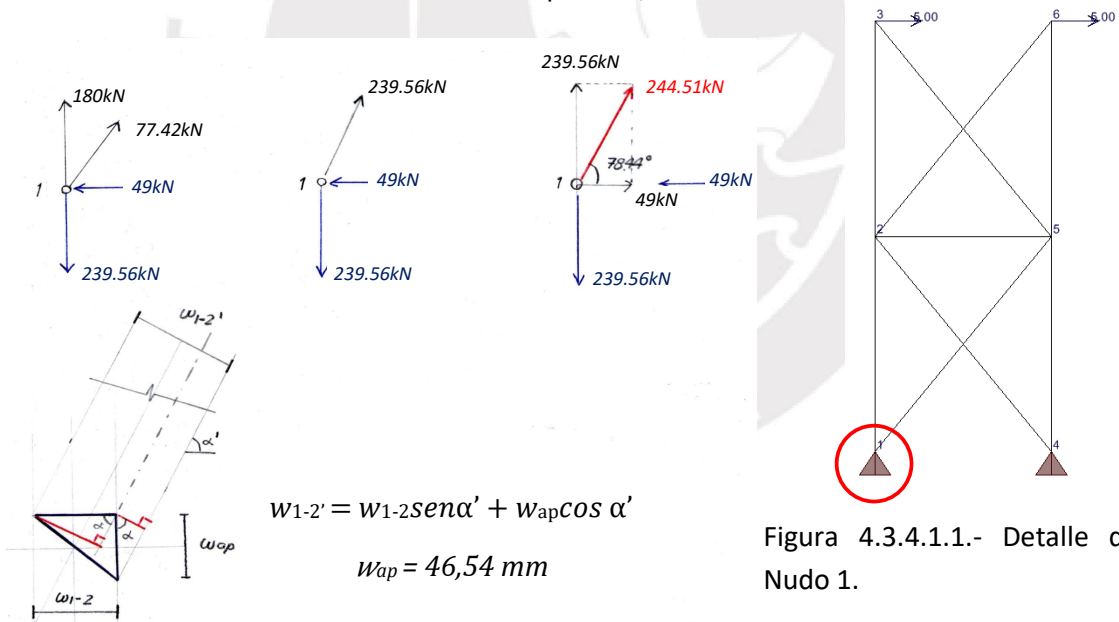


Figura 4.3.4.1.1.- Detalle del Nudo 1.

El tirante 1-2' tendría un ancho de 170 mm con lo que se determina un ancho para el apoyo de $46,54\text{ mm}$ y teniendo en cuenta que la resistencia nodal es $f_{ce} = 10,71\text{ MPa}$ se calcula la fuerza resistente en el apoyo la cual es equivalente a $149,54\text{ kN}$, mucho mayor que la reacción horizontal.

Para el nudo 4 se procede de la misma manera y aunque aplicando el mismo criterio para el nudo 1 se tiene un nudo tipo C-C-T, manteniendo la misma resistencia nodal se supera con holgura el valor de la reacción horizontal.

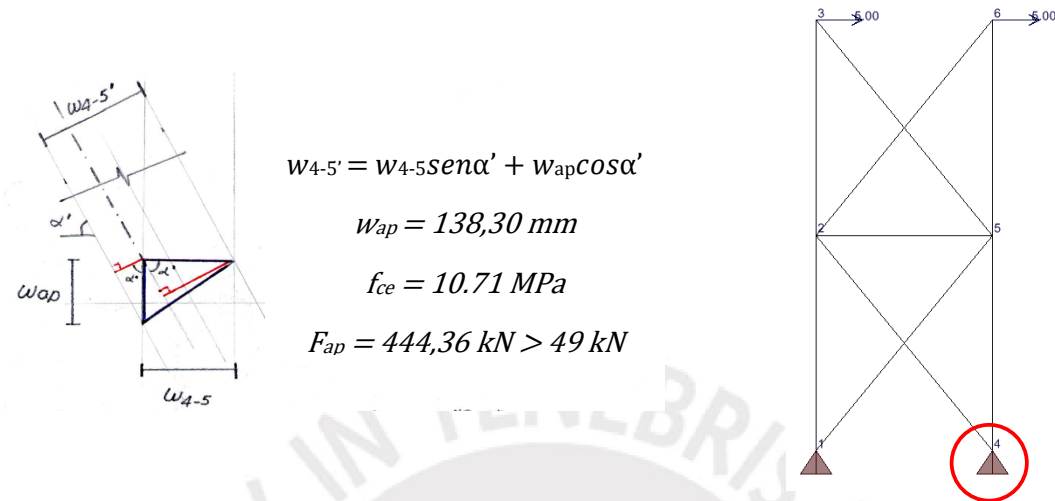


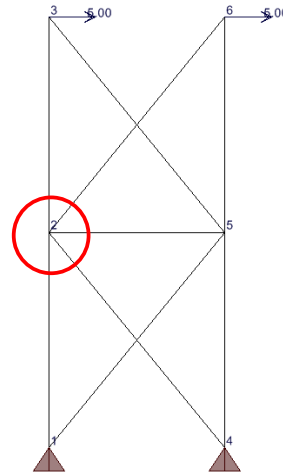
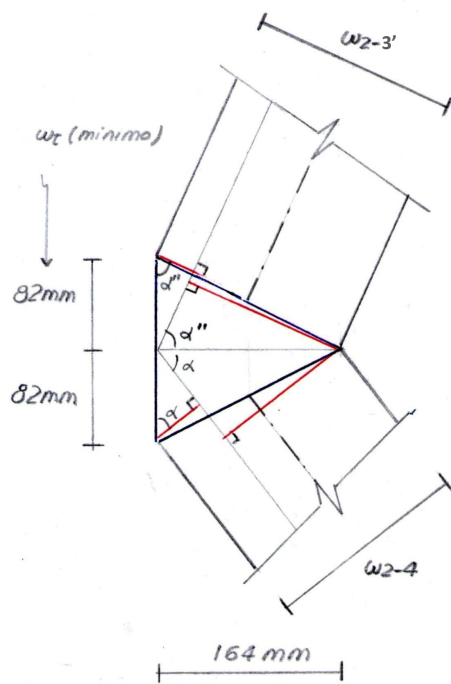
Figura 4.3.4.1.2.- Detalle del Nudo 4.

4.3.4.2.- Nudos Intermedios

Bajo el mismo criterio con el que se verifican los nudos inferiores se determinan los anchos disponibles para los tirantes y puntales que llegan a los nudos 2 y 5.

Es importante tener en cuenta que el elemento 2-5 no se comporta ni como tirante ni como puntal, ya que la fuerza a la que está sometido es nula. Sin embargo, entendiéndose que de todas maneras se colocará una determinada cuantía de acero, es posible modelar ambos nudos de una manera distinta a la convencional (figura 4.3.4.2.1).

Para el nudo 2 se determina el ancho del contorno equivalente del tirante 1-2 y se asume el mismo ancho para el elemento 2-5 considerándolo como tirante también. El nudo es del tipo C-T-T y lo que se debe determinar es si el contorno del núcleo equivalente obtenido para el tirante 2-3' es suficiente y si el ancho del puntal 2-4 es mayor al mínimo obtenido aplicando las fórmulas.

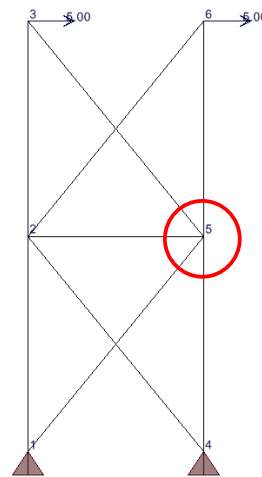
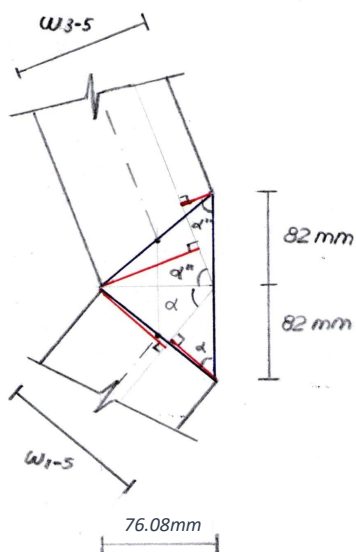


$$w_{2-3}' = \frac{1}{2}w_{2-5}\cos\theta_{2-3}' + w_{1-2}\text{sen}\theta_{2-3}' = 182,84\text{mm} \text{ (cumple)}$$

$$w_{2-4} = \frac{1}{2}w_{2-5}\cos\theta_{2-4} + w_{1-2}\text{sen}\theta_{2-4} = 178,85\text{mm} \text{ (cumple)}$$

Figura 4.3.4.2.1.- Detalle del Nudo 2.

Para el nudo 5 se determina el ancho del puntal 4-5, manteniendo el mismo criterio de considerar al 2-5 como tirante. El nudo es del tipo C-C-T y lo que se debe determinar es si el contorno del núcleo equivalente obtenido para el puntal 3-5' es suficiente y si el ancho del contorno equivalente del tirante 2-4 es mayor al mínimo obtenido aplicando las fórmulas.



$$w_{3-5}' = \frac{1}{2}w_{2-5}\cos\theta_{3-5}' + w_{4-5}\text{sen}\theta_{3-5}' = 101,46\text{mm} \text{ (cumple)}$$

$$w_{1-5} = \frac{1}{2}w_{2-5}\cos\theta_{1-5} + w_{4-5}\text{sen}\theta_{1-5} = 110,81\text{mm} \text{ (no cumple)}$$

Figura 4.3.4.2.2.- Detalle del Nudo 5.

Para superar esta dificultad, se puede considerar que como el contorno del núcleo del tirante 1-5 debe ser mayor, el ancho que corresponda, permitirá que en el nudo sean superados holgadamente los anchos de los puntales 4-5 y 3-5'.

4.3.4.3.- Nudos Superiores

Las zonas nodales 3 y 6 son del tipo C-C-7. No es necesario verificar estas zonas nodales pues siempre será posible encontrar una que se ajuste a las necesidades de los puntales que llegan a este nudo. En el capítulo 3 se verificó dicha situación por lo que en este caso no se considera indispensable indicar algún ejemplo.

4.3.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración

Tal como se procedió para las vigas se colocará un refuerzo distribuido adicional para controlar la fisuración. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la norma (ACI, 2014) exige también que se proporcione una cuantía mínima de acero por cortante. La cuantía mínima se calcula según las siguientes expresiones:

Acero Horizontal: $\rho_t \geq 0,0025$, artículo 11.6.2 (b)

Espaciamiento no menor a $l_w/5$, $3h$ o 450 mm (el menor), artículo 11.7.3.1

Acero Vertical: $\rho_t = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/l_w)(\rho_t - 0.0025) \geq 0,0025$, artículo 11.6.2 (a)

Espaciamiento no menor a $l_w/3$, $3h$ o 450 mm (el menor), artículo 11.7.2.1

La exigencia de disponer este refuerzo de manera horizontal y vertical, genera una situación muy similar al caso de las vigas y por ende se procederá con el cálculo de las cuantías horizontales y verticales mínimas, para luego verificar cada uno en el control de las posibles fisuras del puntal.

En este caso se ha considerado como refuerzo horizontal dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 150 mm y como refuerzo vertical dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 175 mm.

Se verifican ambos puntales (verticales e inclinados) con ángulos de inclinación de 90° y 51° respecto a la horizontal. El aporte para el control de la fisuración será:

Puntales Verticales:

Acero horizontal: 2φ3/8"@150mm (ρ_h=0,00317)

$$A_{sh}/b_s s_h = 2*71300*\text{sen}(90^\circ)/(150*300) = 0,00317$$

Acero vertical: 2φ3/8"@175mm (ρ_v=0,00271)

$$A_{sv}/b_s s_v = 2*71300*\text{sen}(0^\circ)/(175*300) = 0,00000$$

$$\sum A_{si} b_s s_i = 0,00317 + 0,00000 = 0,00317 > 0,003$$

Puntales Inclinados:

Acero horizontal: 2φ3/8"@150mm (ρ_h=0,00317)

$$A_{sh}/b_s s_h = 2*71,300*\text{sen}(51^\circ)/(150*300) = 0,00246$$

Acero vertical: 2φ3/8"@175mm (ρ_v=0,00271)

$$A_{sv}/b_s s_v = 2*71,300*\text{sen}(39^\circ)/(175*300) = 0,00171$$

$$\sum A_{si} b_s s_i = 0,00246 + 0,00171 = 0,00417 > 0,003$$

Por lo tanto, el acero mínimo por cortante es suficiente para controlar la fisuración.

A fin de verificar si la cuantía de acero colocada es suficiente para resistir las fuerzas soportadas por los tirantes oblicuos 1-5 y 2-6 (inclinación de 51°) se efectuará un análisis por metro de ancho.

$$\text{Cuantía horizontal por metro: } 1\ 000*2*71,300/150 = 950,67\ \text{mm}^2$$

$$\text{Cuantía vertical por metro: } 1\ 000*2*71,300/175 = 814,86\ \text{mm}^2$$

La cuantía en la dirección de los tirantes será:

$$A_s = 950,67*\cos(51^\circ) + 814,86*\text{sen}(51^\circ) = 1\ 231,54\ \text{mm}^2$$

El área de acero obtenida es mucho mayor que la requerida por cálculo, por lo que se garantiza la resistencia de dichos elementos.

4.3.6.- Anclaje para refuerzos en los tirantes

Para terminar el diseño se debe garantizar un adecuado anclaje en el acero de refuerzo principal. El refuerzo principal es $6 \phi 1/2''$ y se dispondrán con ganchos estándar en sus extremos. De acuerdo con el código (ACI, 2014), artículo 25.4.3.1 la longitud de anclaje para gancho estándar viene dada por:

$$l_{dh} = 0,24 f_y \psi_e \psi_s \psi_r d_b / \lambda \sqrt{f'_c}$$

Donde d_b es el diámetro de la barra y en el acápite 3.3.6 ya se explicó porque los factores ψ y λ son iguales a la unidad.

Con $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$ se obtiene 280 mm para $\phi 1/2''$.

De acuerdo a la naturaleza del nudo 1, al que llega el tirante más esforzado, se puede apreciar que el problema fundamental tiene que ver con el anclaje del tirante inclinado 1-2', puesto que la zona nodal extendida no puede aportar nada al referido anclaje debido a la configuración geométrica de los elementos que llegan a dicho nudo.

Sin embargo, teniendo en consideración que dicho nudo es muy cercano a la base del muro, la profundidad de la cimentación del mismo permitirá el anclaje del acero de los tirantes sin ningún problema.

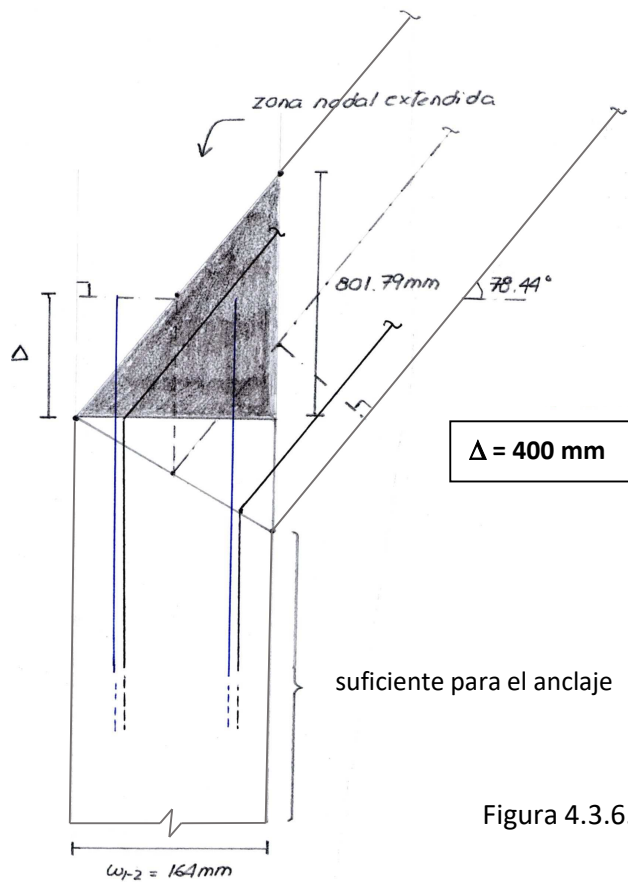


Figura 4.3.6.1.- Detalle del anclaje en el Nudo 1.

4.3.7.- Esquema de diseño

Se presenta a continuación el esquema final del muro con el refuerzo principal y el refuerzo distribuido (figura 4.3.7.1). Se indican los recubrimientos mínimos necesarios para garantizar un adecuado anclaje del refuerzo principal. Para los tirantes inclinados, se ha verificado si el acero distribuido es suficiente para resistir las fuerzas desarrolladas por estos elementos, de tal manera que el ensamblado de la estructura sea convencional y no genere dificultades para su construcción.

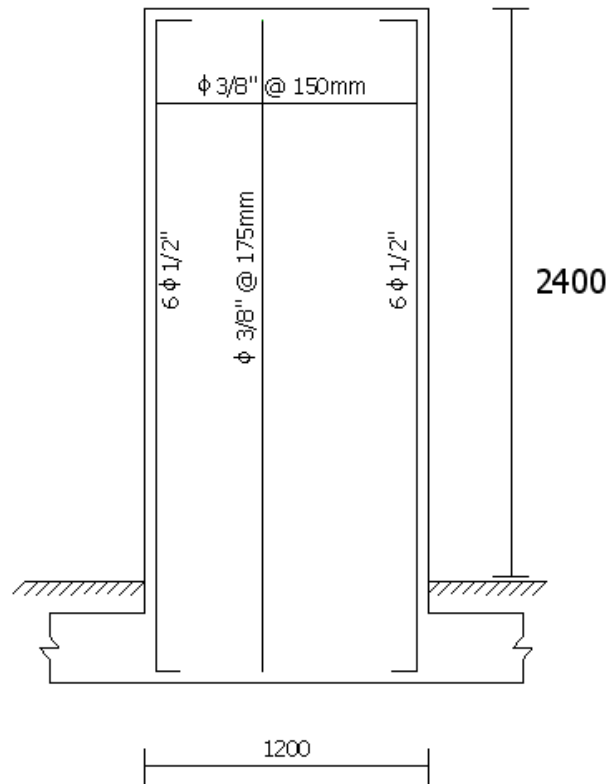


Figura 4.3.7.1.- Diseño de muro sin aberturas (medidas en mm)

4.3.8.- Análisis considerando que no existen zonas de discontinuidad

Elaborando un diagrama de interacción correspondiente al diseño del muro se confirma que diseño soporta adecuadamente las condiciones de flexocompresión a las que está sometido.

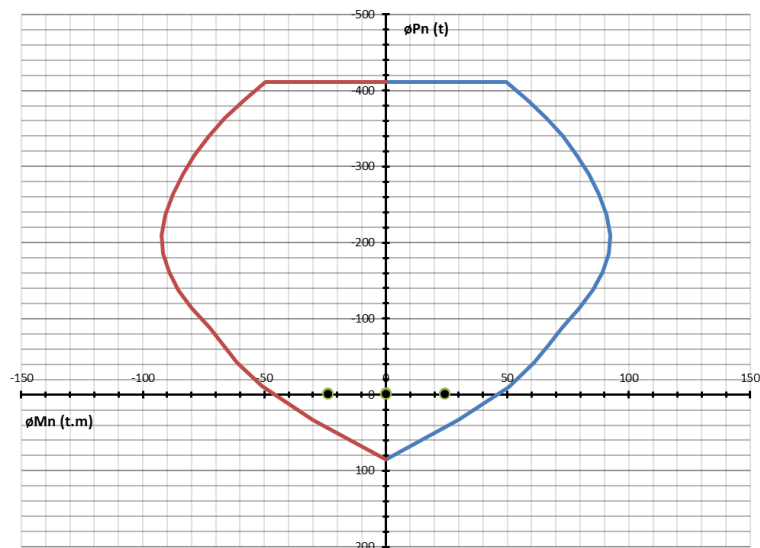


Figura 4.3.8.1.- Diagrama de interacción – Muro sin aberturas idealizado como región “B”

4.4.-Verificación de elementos del modelo para muro con aberturas

4.4.1.- Fuerza cortante máxima

Según lo desarrollado en el acápite 4.3.1, la fuerza cortante máxima en muros tiene un valor límite de 1 095,42 kN que es bastante mayor a la fuerza cortante máxima que actúa en la viga (24,44 kN). Los valores son similares a los obtenidos para el muro sin aberturas debido a que corresponden a las dimensiones principales del elemento (no consideran las aberturas) y al equilibrio general de la estructura.

4.4.2.- Refuerzo en los tirantes

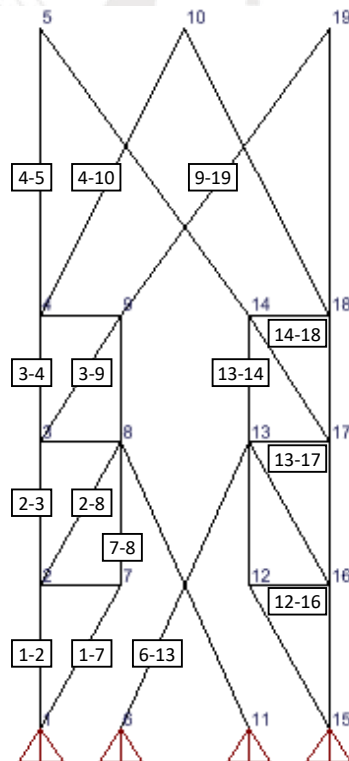
El tirante más esforzado (1-2) soporta una fuerza de tracción $F_u = 179,93 \text{ kN}$. De manera similar a lo desarrollado en el acápite 4.3.2 se obtiene:

$$A_{st} \geq F_u / \phi f_y = 179\,930 / (0,75 * 420) = 572 \text{ mm}^2 \text{ (} 5\phi 1/2\text{")}$$

El ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) para la verificación de la resistencia de las zonas nodales correspondientes es 164 mm.

Para el resto de tirantes se tiene:

Tirante	Fu (kN)	Ast (mm ²)
1-7	27.15	87
2-3	156.21	496
2-8	27.15	87
3-4	77.81	248
3-9	92.41	294
4-5	45.18	144
4-10	36.55	117
6-13	88.20	280
7-8	23.72	76
9-19	55.76	178
12-16	13.13	42
13-14	33.12	106
13-17	49.00	156
14-18	16.33	52



Para los tirantes oblicuos se analizará si el refuerzo distribuido por fisuración es suficiente para resistir la fuerza que actúa en ellos.

4.4.3.- Ancho mínimo en los puntales

Aplicando los mismos criterios que en el acápite 4.3.3, se tiene:

4.4.3.1.- Puntales inclinados

Los puntales inclinados son abotellados. Con $f'_c = 21 \text{ MPa}$ se obtiene el esfuerzo resistente:

$$f_{ce} = 0,85 * 0,75 * 21 = 13,39 \text{ MPa}$$

Las zonas nodales para este caso también son de cuatro tipos: C-C-C, C-C-T, C-T-T y T-T-T. Por lo tanto, las más críticas son las dos últimas. En estas zonas nodales el valor de β_n es 0,60 y por lo tanto el esfuerzo resistente efectivo será:

$$f_{ce} = 0,85 * 0,60 * 21,0 = 10,71 \text{ MPa}$$

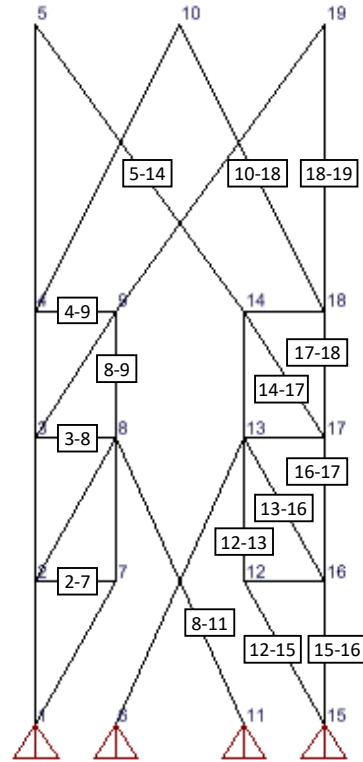
Se empleará entonces este último valor $f_{ce} = 10,71 \text{ MPa}$.

El ancho mínimo (w_{min}) para el puntal más exigido 15-16, es:

$$w_{min} = F_u / \phi f_{cet} = 179\,930 / 0,75 * 10,71 * 300 = 74.67 \text{ mm}$$

Aplicando el mismo criterio para el resto de puntales se tiene:

Puntal	Fu (kN)	ω_{\min} (mm)
2-7	13.23	5.49
3-8	49.00	20.33
5-14	55.76	23.14
8-9	33.12	13.75
8-11	88.10	36.56
10-18	36.55	15.17
12-13	23.81	9.88
12-15	27.24	11.31
13-16	27.24	11.31
14-17	92.41	38.35
16-17	156.21	64.82
17-18	78.11	32.41
18-19	78.96	32.77



4.4.3.2.- Puntales horizontales

El puntal 3-8 no es un puntal abotellado, por esta razón le corresponderá un factor $\beta_s = 1,00$. Sin embargo, como las zonas nodales son críticas se empleará el mismo $f_{ce} = 10,71$ MPa empleado para los puntales inclinados.

$$w_{\min} = F_u / \phi f_{ce} t = 49\,000 / 0,75 * 10,71 * 300 = 20.33 \text{ mm}$$

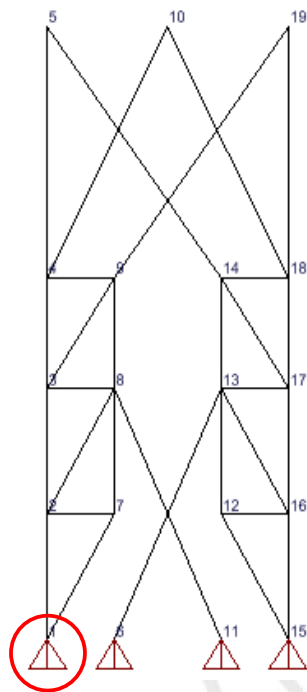
Aplicando el mismo criterio para el resto de puntales se tiene:

Puntal	Fu (kN)	ω_{\min} (mm)
2-7	13.23	5.49
4-9	16.33	6.78

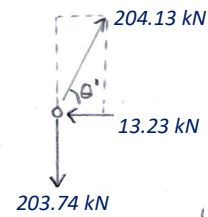
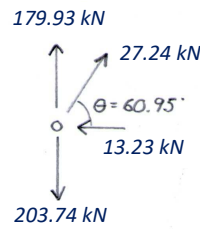
4.4.4.- Nudos

4.4.4.1.- Nudos Inferiores

Se procede en forma similar a lo desarrollado en el acápite 4.3.4.1, para la verificación del nudo 1. La cara del apoyo debe soportar también la reacción horizontal de 13,23 kN.



Apoyo 1



$$w_{1-2'} = w_{1-2} \text{sen}\theta + w_{ap} \text{cos}\theta$$

$$w_{ap} = 98,03 \text{ mm}$$

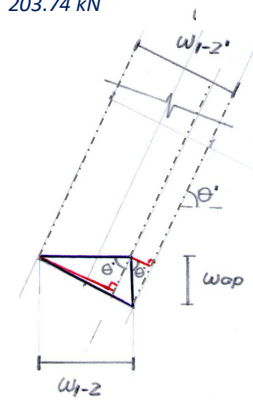
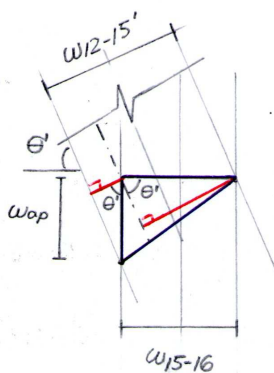


Figura 4.4.4.1.1.-
Detalle del Nudo 1.

El tirante 1-2' tendría un ancho de 170mm con lo que se determina un ancho para el apoyo de $98,03 \text{ mm}$ y teniendo en cuenta que la resistencia nodal es $f_{ce} = 10,71 \text{ MPa}$ se calcula la fuerza resistente en el apoyo la cual es equivalente a 315 kN , mucho mayor que la reacción horizontal.

Para el nudo 15 se procede de la misma manera y aunque aplicando el mismo criterio para el nudo 1 se tiene un nudo tipo C-C-T, manteniendo la misma resistencia nodal se supera con holgura el valor de la reacción horizontal.



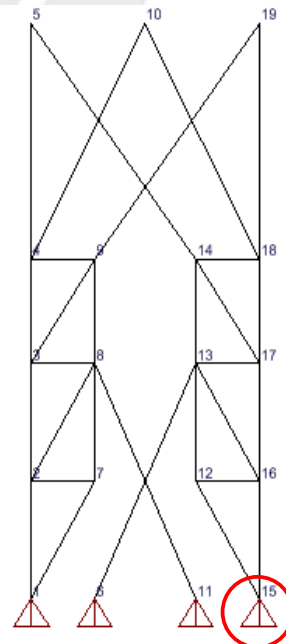
$$w_{12-15'} = w_{15-16} \text{sen}\theta + w_{ap} \text{cos}\theta$$

$$w_{ap} = 157,58 \text{ mm}$$

$$f_{ce} = 10,71 \text{ MPa}$$

$$F_{ap} = 506,31 \text{ kN} > 13,13 \text{ kN}$$

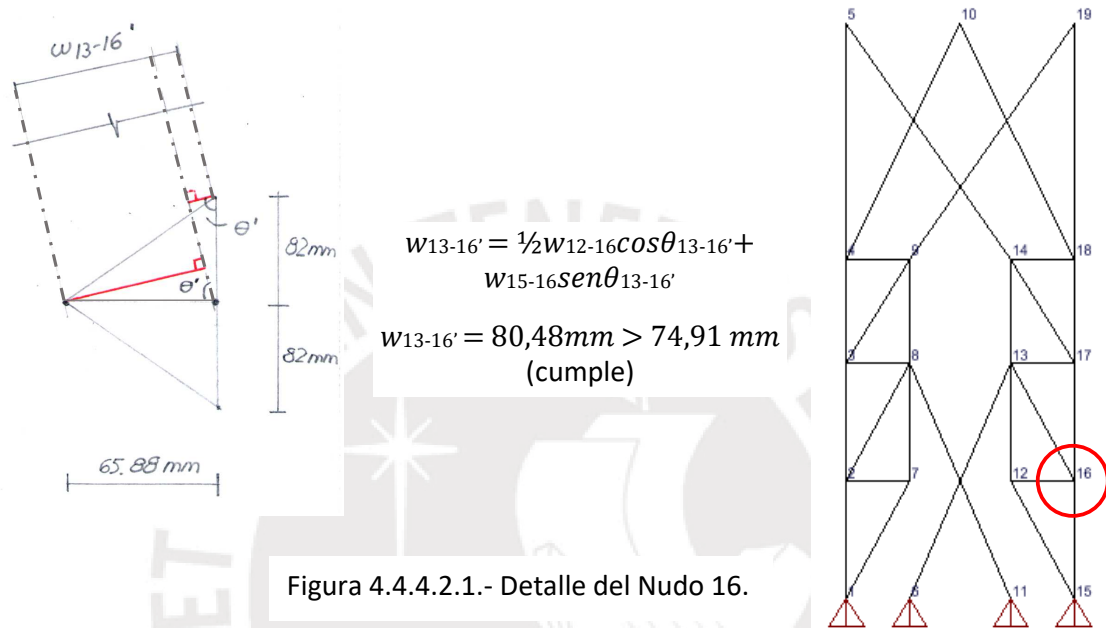
Figura 4.4.4.1.2.-
Detalle del Nudo 15.



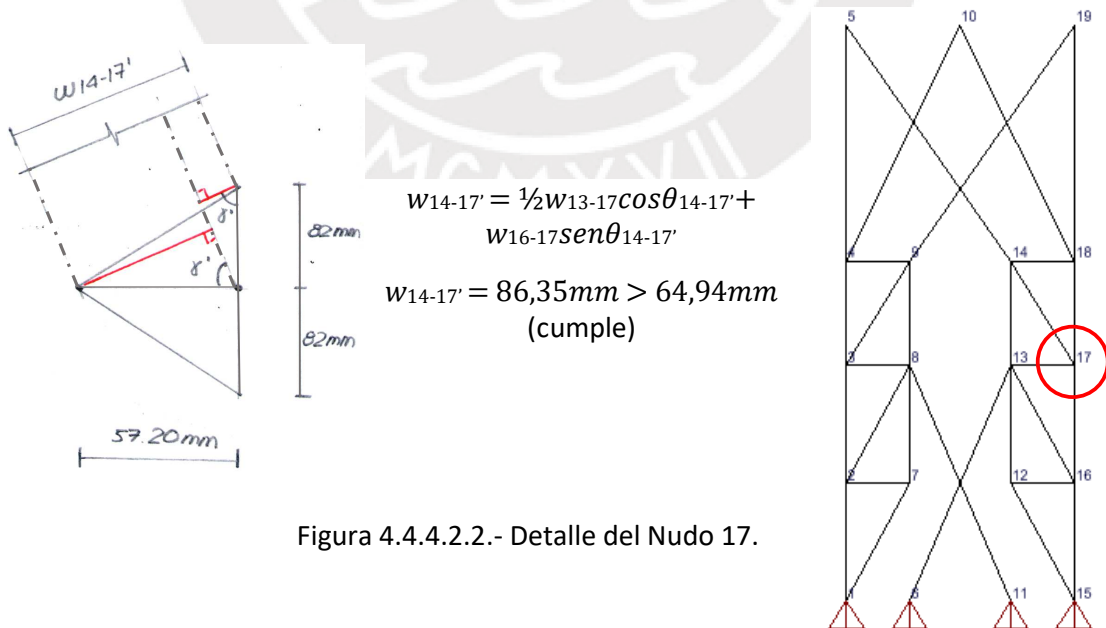
4.4.4.2.- Nudos Intermedios

Se verificarán cuatro de los nudos intermedios siguiendo el mismo criterio del acápite 4.4.4.2, es decir modelar ambos nudos de una manera distinta a la convencional.

Para el nudo 16 se obtienen los siguientes resultados: (figura 4.4.4.2.1).

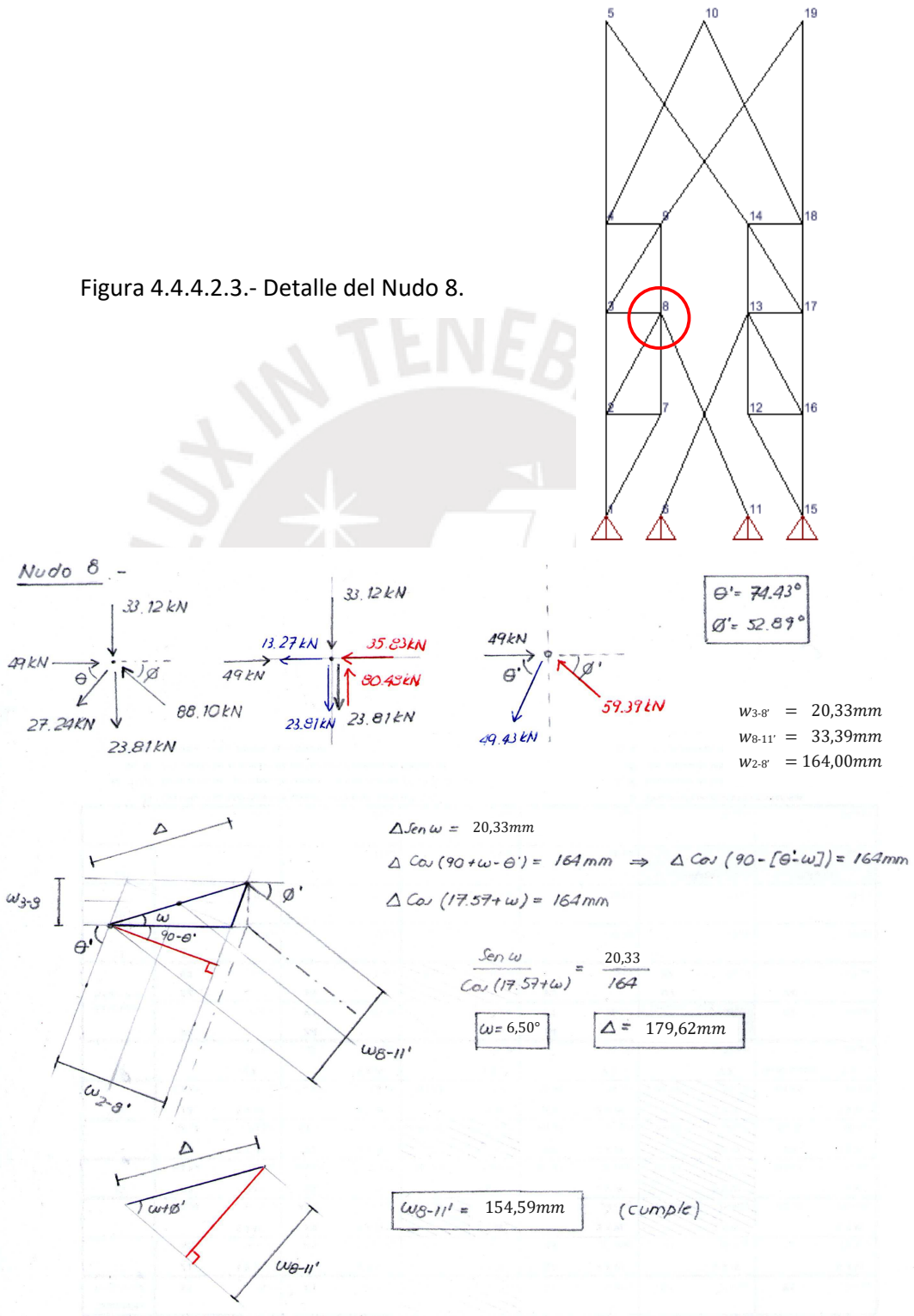


Para el nudo 17 se obtienen los siguientes resultados: (figura 4.4.4.2.2).



Para el nudo 8 se ha desarrollado un modelamiento alternativo, ya que llegan cinco elementos: dos tirantes y tres puntales, los que finalmente se convierten en: un tirante (2-8') y dos puntales (3-8 y 8-11') tal como se puede observar en la figura 4.4.4.2.3.

Figura 4.4.4.2.3.- Detalle del Nudo 8.



Para el nudo 13 se ha desarrollado un modelamiento similar al del nudo 8. Los cinco elementos que llegan a dicho nudo son tres tirantes y dos puntales, los cuales finalmente se convierten en: dos tirantes (6-13' y 13-17) y un puntal (13-16') tal como se puede observar en la figura 4.4.4.2.4.

Así como en el caso anterior se puede advertir que aparecen las mismas incógnitas. En este caso gráficamente se puede deducir que el ancho del puntal 13-16' es superior al valor mínimo.

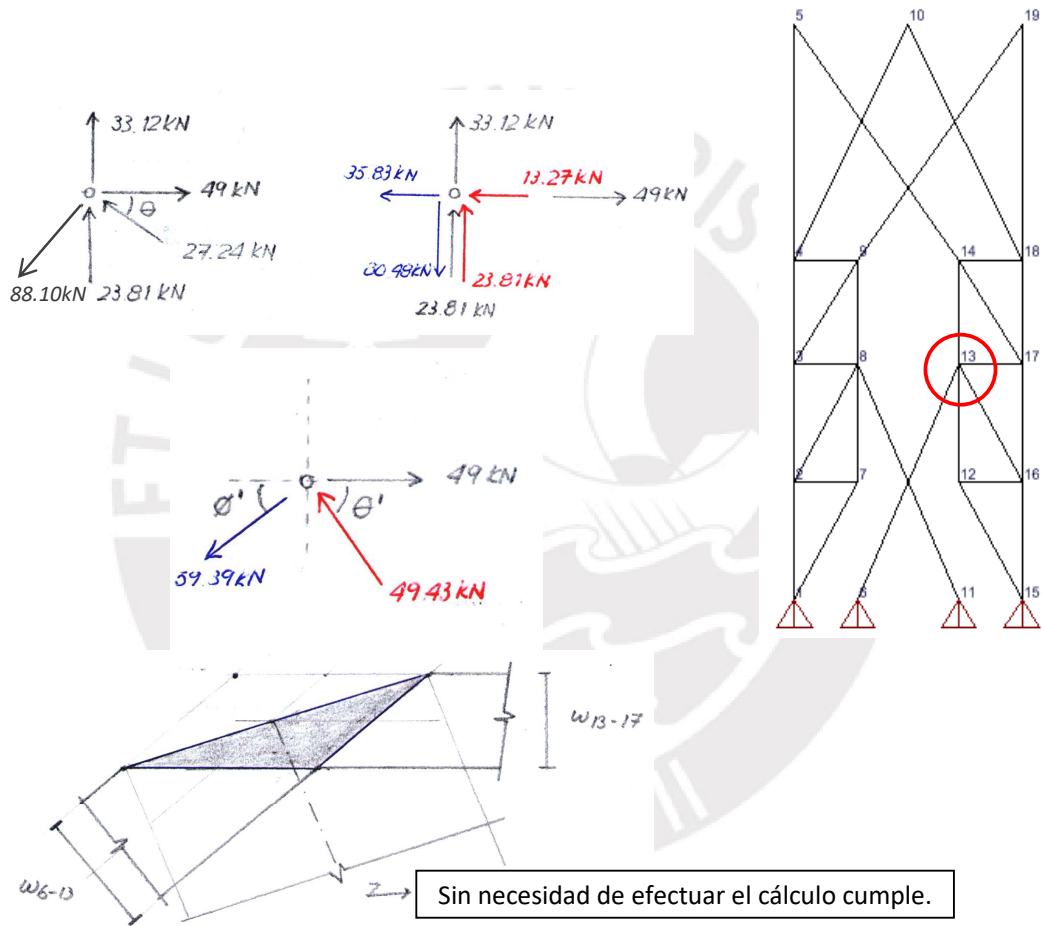


Figura 4.4.4.2.4.- Detalle del Nudo 13.

4.4.4.3.- Nudos Superiores

Tal como se ha señalado en el acápite 4.3.4.3, no es necesario verificar estas zonas nodales pues siempre será posible encontrar una que se ajuste a las necesidades de los puntales y tirantes que lleguen a estos nudos.

4.4.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración

Procediendo de manera similar al acápite 4.3.5 se tiene una situación muy parecida a la del muro sin aberturas. En tal sentido se efectuará el cálculo de las cuantías horizontales y verticales mínimas por corte, para luego verificar cada uno en el control de las posibles fisuras del puntal.

Del mismo modo se ha considerado como refuerzo horizontal dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 150 mm y como refuerzo vertical dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 175 mm. Se verifican todos los puntales (verticales e inclinados), obteniéndose los siguientes valores:

Puntal	γ_i	$A_{sh}/b_s s_h$	$A_{sv}/b_s s_v$	$\Sigma A_{si}/b_s s_i$
5-14	54.16	0.00257	0.00185	0.00442
8-9	90.00	0.00317	0.00000	0.00317
8-11	66.00	0.00289	0.00129	0.00418
10-18	63.43	0.00283	0.00142	0.00425
12-13	90.00	0.00317	0.00000	0.00317
12-15	60.95	0.00277	0.00154	0.00431
13-16	60.95	0.00277	0.00154	0.00431
14-17	58.00	0.00269	0.00168	0.00436
15-16	90.00	0.00317	0.00000	0.00317
16-17	90.00	0.00317	0.00000	0.00317
17-18	90.00	0.00317	0.00000	0.00317
18-19	90.00	0.00317	0.00000	0.00317

La suma de los aportes horizontales y verticales es mayor que 0.003, por lo tanto, el acero mínimo por cortante es suficiente para controlar la fisuración.

A fin de verificar si la cuantía de acero colocada es suficiente para resistir las fuerzas soportadas por el tirante oblicuo más esforzado 3-9 (inclinación de 63.43°) se efectuará un análisis por metro de ancho.

$$\text{Cuantía horizontal por metro: } 1\,000 \cdot 2 \cdot 71,300 / 150 = 950,67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cuantía vertical por metro: } 1\,000 \cdot 2 \cdot 71,300 / 175 = 814,86 \text{ mm}^2$$

La cuantía en la dirección de los tirantes será:

$$A_s = 950,67 \cdot \cos(63.43^\circ) + 814,86 \cdot \sin(63.43^\circ) = 1\,154.03 \text{ mm}^2$$

El área de acero obtenida es mucho mayor que la requerida por cálculo, por lo que se garantiza la resistencia del tirante.

4.4.6.- Anclaje para refuerzos en los tirantes

El refuerzo principal es $6 \phi 1/2''$ y para dicho diámetro en el acápite 4.3.6 ya se ha calculado la longitud de anclaje para gancho estándar que es igual a 280 mm para $\phi 1/2''$.

De acuerdo a la naturaleza del nudo 1, al que llega el tirante más esforzado, se puede apreciar que el problema fundamental tiene que ver con el anclaje del tirante inclinado 1-2', puesto que la zona nodal extendida no puede aportar nada al referido anclaje debido a la configuración geométrica de los elementos que llegan a dicho nudo.

Sin embargo, teniendo en consideración que dicho nudo es muy cercano a la base del muro, queda claro que la profundidad de la cimentación del mismo permitirá el anclaje del acero de los tirantes sin ningún problema.

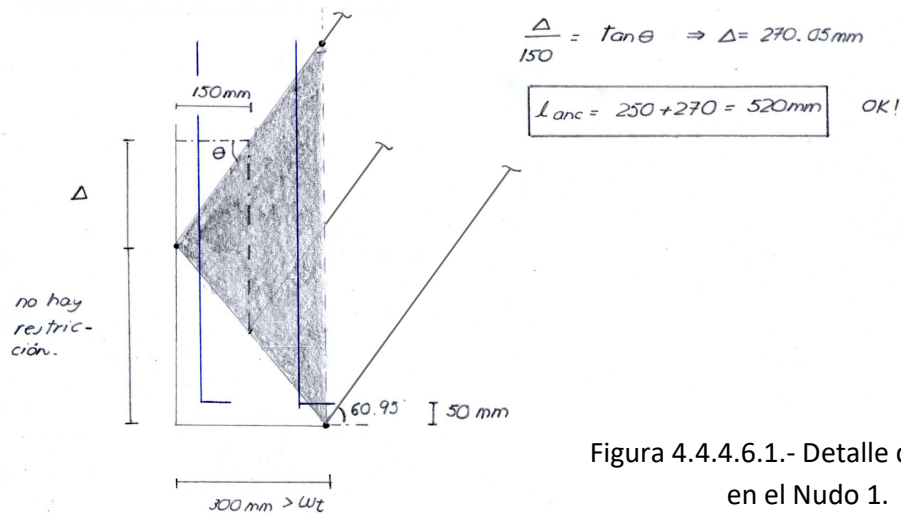


Figura 4.4.4.6.1.- Detalle del anclaje en el Nudo 1.

4.4.7.- Esquema de diseño

Para el diseño definitivo, el muro podría considerarse como un conjunto de dos columnas y dos vigas. Para las columnas se tendrá en cuenta que el refuerzo longitudinal mínimo de un elemento sometido a flexo compresión que no debería ser menor de $0,01A_g$.

En este orden de cosas, el área de acero mínimo sería igual a:

$$A_{st} = 0,50 \cdot 0,01 \cdot 600 \cdot 300 = 1800 \text{ mm}^2 \quad (14\phi 1/2'')$$

Considerando que estructuralmente no se requiere llegar a la cuantía indicada –es posible emplear el 50%–, se dispondrá $6\phi 1/2''$ en dos capas a cada lado de los elementos verticales (representa una cuantía de 0.0084).

Los tirantes horizontales 13-17 y 14-18 dispuestos en la parte superior e inferior de la abertura requieren cuantías de acero de 138 y 46 mm^2 .

El acero mínimo (ACI, 2014) se calcula según:

$$A_{s_{min}} = 0,25(\sqrt{f'_c}/f_y)b_wd > (1,4/f_y)b_wd$$

En este caso la segunda expresión controla el acero mínimo:

$$d=H-100=1\ 000\text{ mm}$$

$$A_{s\min} = (1,4/420)b_wd = 0,0033b_wd = 0,0033*300*1000=1\ 000\text{ mm}^2$$

Según la norma peruana (SENCICO, 2009) se tendría:

$$A_{s\min} = (0,22\sqrt{f'c}/f_y)b_wd = 0,0024b_wd = 720\text{ mm}^2$$

De acuerdo a lo calculado y para uniformizar el diseño, se colocará también 6 ϕ 1/2" que es equivalente a 760 mm^2 .

Se presenta a continuación el esquema final del muro con el refuerzo principal y el refuerzo distribuido (figura 4.4.7.1). Se indican los recubrimientos mínimos necesarios para garantizar un adecuado anclaje del refuerzo principal. Para los tirantes inclinados, se ha verificado si el acero distribuido es suficiente para resistir las fuerzas desarrolladas por estos elementos, de tal manera que el ensamblado de la estructura sea convencional y no genere dificultades para su construcción.

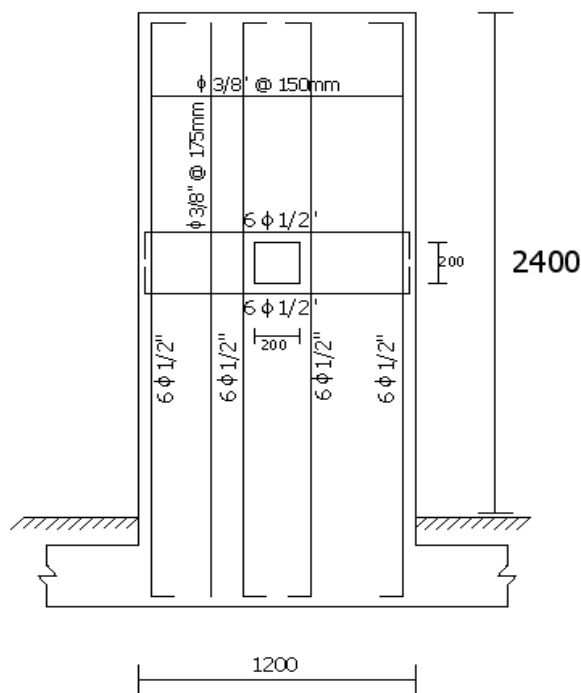


Figura 4.4.7.1.- Diseño de muro con
abertura de 200x200
(medidas en mm)

4.5.- Diseño modificando el tamaño de las aberturas

Se han desarrollado dos diseños adicionales en lo que se ha modificado únicamente es el tamaño de la abertura, a fin de analizar la influencia de este factor en el proceso de modelamiento y posterior diseño de la estructura.

Las aberturas centrales aumentan a $0,25 \times 0,25 \text{ m.}$ y $0,3 \times 0,3 \text{ m.}$, procediéndose de la misma forma que para el caso anteriormente analizado.

El modelamiento ha sido prácticamente similar diferenciándose para el último muro debido al tamaño de la abertura que condicionaba la inclinación de los puntales.

Los diseños finales se muestran a continuación:

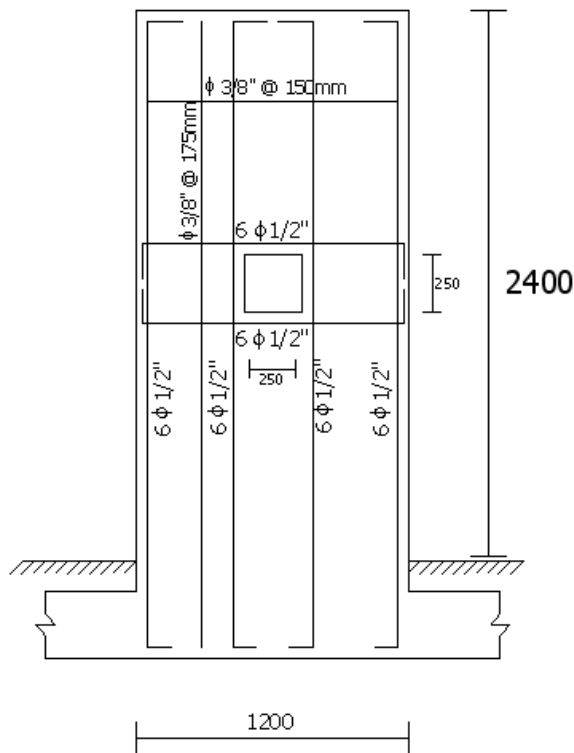


Figura 4.5.1.- Diseño de muro con abertura de 250x250 (medidas en mm)

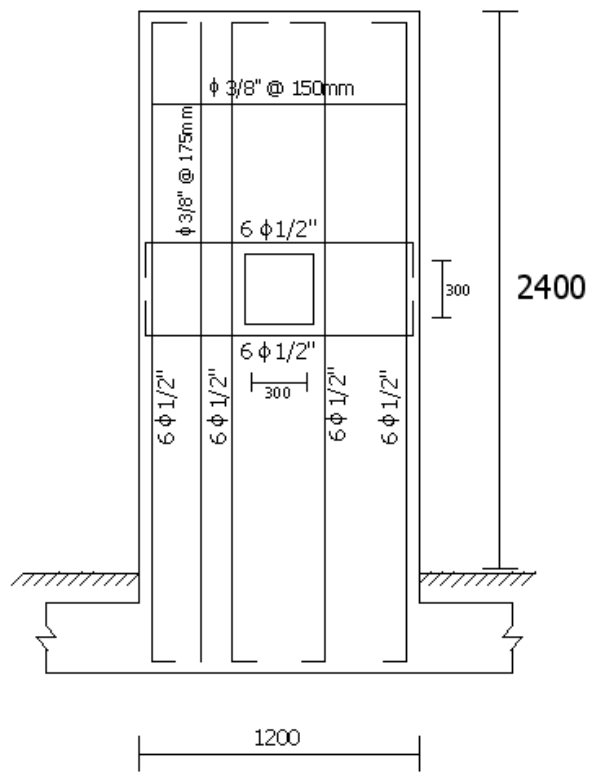
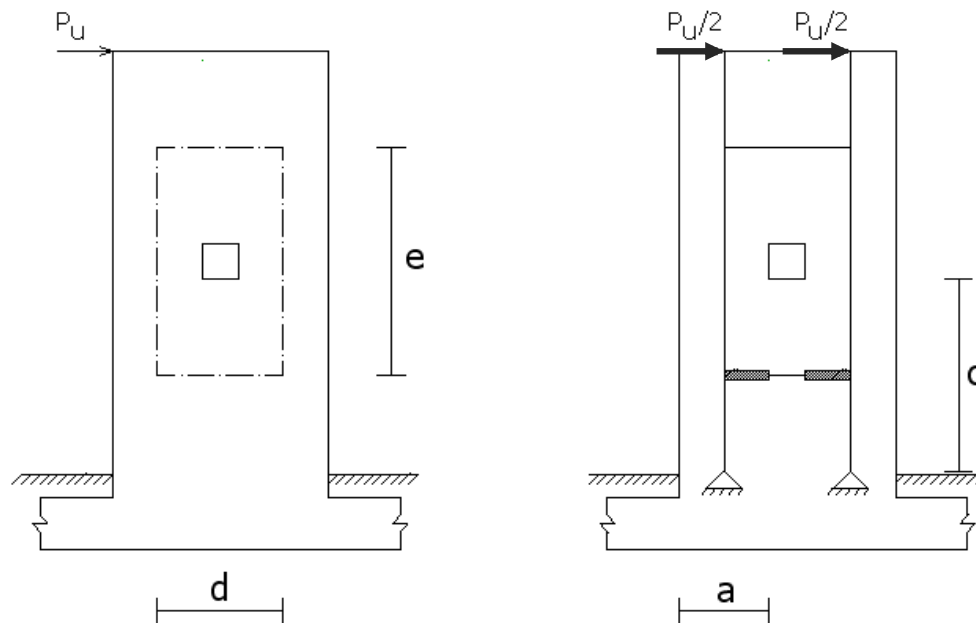


Figura 4.5.2.- Diseño de muro con abertura de 300x300 (medidas en mm)

4.6.- Análisis considerando que no existen zonas de discontinuidad

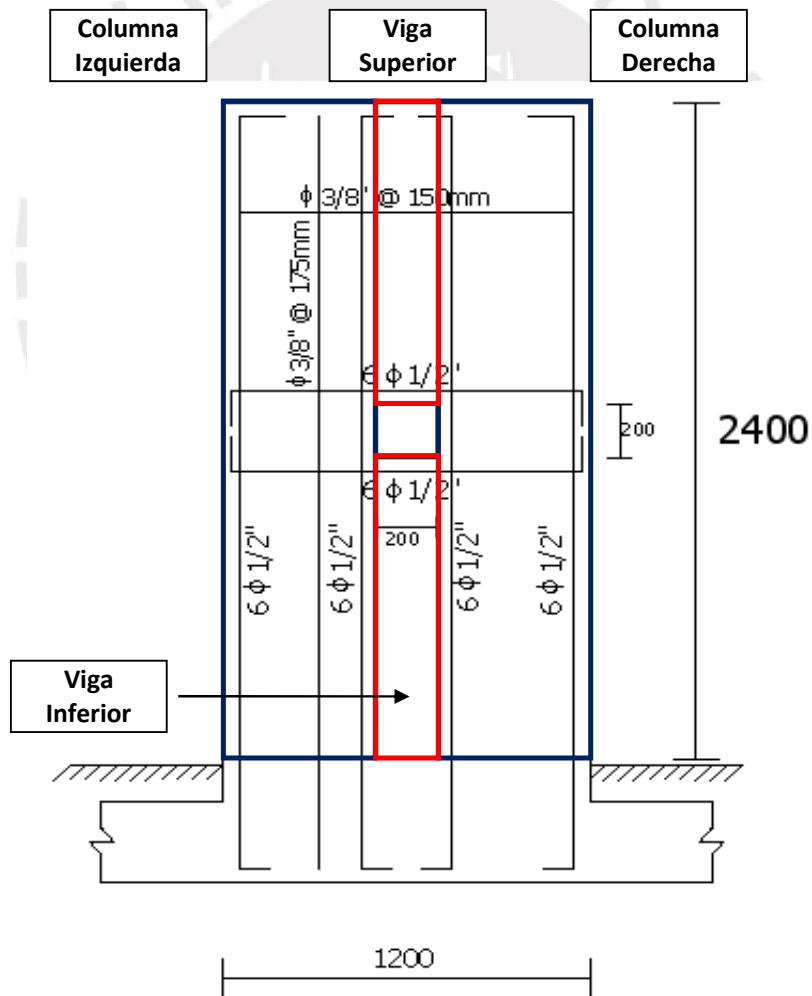
Se ha efectuado un análisis de los tres muros empleando métodos convencionales a fin de identificar las diferencias con el enfoque de puntales y tirantes. El modelo desarrollado es el siguiente:



Dimensión	Abertura		
	200 x 200 Figura 4.4.7.1	250 x 250 Figura 4.5.1	300 x 300 Figura 4.5.2
a	500	475	450
c	1 100	1 075	1 050
d	700	725	750
e	1 300	1 325	1 350

Figura 4.6.1.- Modelo de muro con aberturas sin considerar discontinuidades (medidas en milímetros)

Muro con abertura de 0,2 m x 0,2 m (Figura 4.4.7.1)



Resultados

Elementos Horizontales	Vu (kN)	Av (mm ²)	Diseño (PyT) (mm ²)	Mu (kN.mm)	As (mm ²)	Diseño (PyT) (mm ²)
Superior	140,56	mínimo	814,36	56 222,20	mínimo	760
Inferior	159,45	mínimo	814,36	15 944,45	mínimo	760

Se aprecia que, para un diseño convencional de vigas, se obtienen cuantías menores incluso a las de cálculo empleando el modelo de puntal y tirante.

Columnas	Nu (kN)	Vu (kN)	Av (mm ²)	Diseño (PyT) (mm ²)	Mu (kN.mm)	Diseño (PyT) (mm ²)
Superior	6,21	50	mínimo	950,08	13 605,54	1 520
Inferior	11,71	50	mínimo	950,08	21 147,93	1 520

Para los elementos verticales –analizados como columnas- el área requerida para soportar los efectos de la fuerza cortante es superada por la del diseño del elemento.

El diagrama de interacción obtenido permite comprobar que la cuantía de dichos elementos permite soportar los efectos de flexocompresión a los que están sometidos.

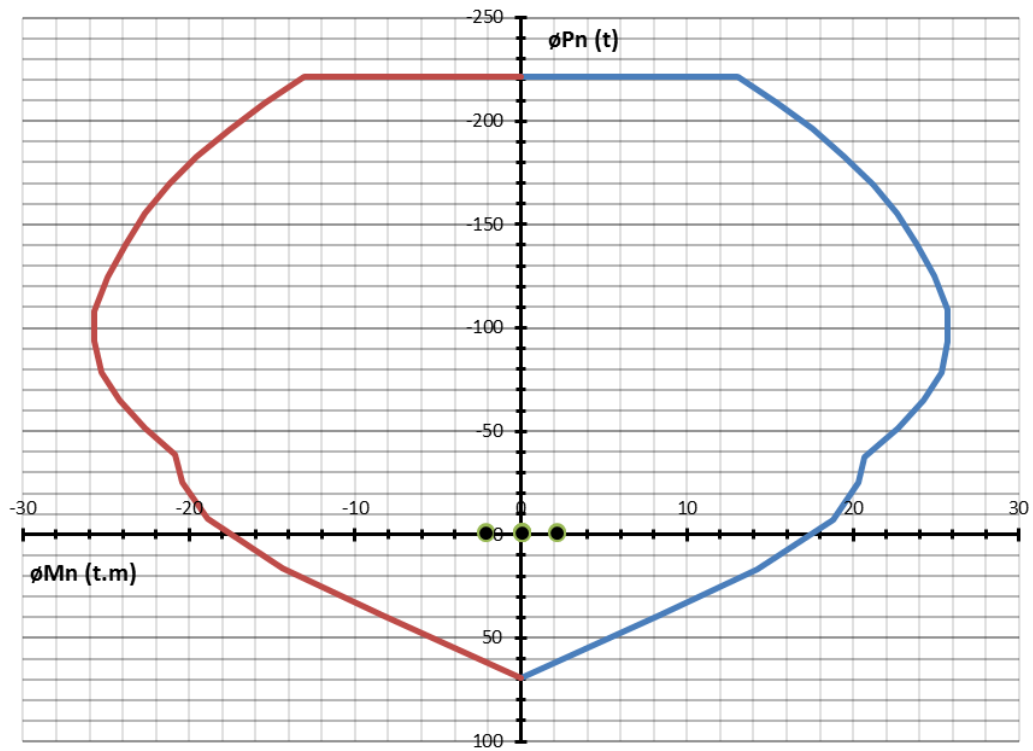


Figura 4.6.2.- Diagrama de interacción para elementos verticales en muro con abertura cuadrada de 0,2 m. idealizado como región "B"

Estos resultados deben tomarse con cierta reserva -de la misma manera que para las vigas con aberturas-, puesto que se está asumiendo un comportamiento que en condiciones reales no se cumple.

5.- Estudio de zapatas cimentadas con pilotes.

En este acápite se estudiará el caso de una zapata aislada cimentada con pilotes, que como ya se ha indicado en el capítulo 2 se comporta como una gran zona de discontinuidad.

Se consideró inicialmente como variable el peralte de la estructura, sin embargo, entendiendo que éste depende básicamente de la resistencia al cortante que provea a la zapata, una vez controlado su valor no parecería necesario incrementarlo.

En todo caso se podría considerar más recomendable analizar estas estructuras cuando solamente actúan cargas y cuando actúan cargas y momentos a fin de determinar si los modelos elegidos deben ser reajustados.

5.1.- Criterios para el modelado de la estructura

A diferencia de los casos estudiados previamente, este modelo debería ser tridimensional debido a la naturaleza del elemento estructural. Estos elementos transmiten cargas puntuales sobre la zapata y para que la estructura de puntal y tirante obtenida no sea extremadamente compleja se supone que la columna transmite las cargas a la zapata en igual cantidad de puntos que el número de pilotes.

Cabe indicar al respecto, que para una zapata sin momentos aplicados es posible lograr un esquema bastante sencillo, sin embargo, para una zapata con momentos aplicados –que es un caso muy común– los modelos tridimensionales resultan tremendamente complejos y es posible que incluso desnaturalicen el método, entendiéndose que uno de los fundamentos del mismo es que debe garantizar la simplicidad de la estructura por resolver (Reineck, 2002).

De acuerdo a lo indicado se ha optado por formular el modelo tridimensional solamente para la zapata que no soporta momentos y modelos bidimensionales para ambos casos.

De obtenerse para el caso de la zapata sin momentos, valores coherentes para ambos modelos, es posible concluir que trabajar con el modelo bidimensional es una simplificación que no genera errores importantes y por ende es viable emplearlo ya que garantiza el cumplimiento de uno de los aspectos principales en el que se sustenta el método, la simplicidad.

El diseño que se desarrollará a continuación corresponde a una zapata aislada de concreto armado de forma cuadrada de lado $b = 2,7 m$. Las cargas a las que está sometida dicha zapata serán transmitidas al terreno mediante cuatro pilotes de sección cuadrada de $0,35 m$ de lado -se entiende que los pilotes están preparados para soportar las cargas impuestas por la zapata-.

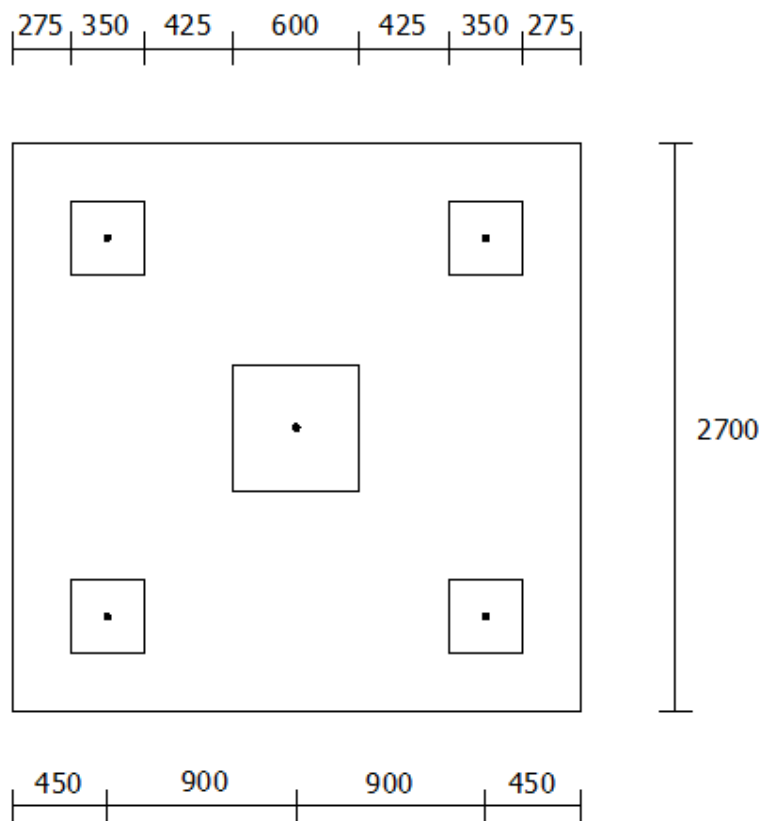


Figura 5.1.1.- Geometría de la zapata (medidas en mm).

Los casos de carga son los siguientes:

Caso 1:

$$P_M = 1600 \text{ kN}$$

$$P_V = 800 \text{ kN}$$

Caso 2:

$$P_M = 1600 \text{ kN} \quad M_M = \text{cero}$$

$$P_V = 400 \text{ kN} \quad M_V = 400 \text{ kN.m}$$

Los pilotes a emplearse pueden resistir una carga de 700 kN .

Las propiedades mecánicas que se considerarán para el concreto y acero respectivamente son: $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Tal como se ha indicado línea arriba, lo primero que se debe determinar es la altura de la zapata y para ello se emplea lo dispuesto por el ACI-318-14.

Caso 1:

$$P_U = 1.5 P_M + 1.8 P_L = 3840 \text{ kN}$$

La carga última que soporta cada pilote es 960 kN .

Determinación de la altura de la zapata:

Considerando que la sección crítica corresponde a $d/2$ de la cara de la columna:

$$V_u = 2 \times 960 = 1920 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_c = 0,85(0,17\sqrt{f'_c} b d) \geq 1920 \Rightarrow d \geq 0,95 \text{ m}$$

Se tomará $h = 1,05 \text{ m}$

5.2.- Definición del modelo de puntal y tirante adoptado para el análisis

El modelo de puntales y tirantes dependerá de las condiciones de carga a la que está sometida la zapata, en este sentido se considerarán los dos casos de carga y en cada uno de ellos se planteará el modelo más conveniente.

5.2.1.- Zapata sin momentos aplicados (Caso 1)

El modelo tridimensional es sencillo, considerando que la fuerza transmitida por la columna se distribuye de manera uniforme en una cantidad de puntos similar al número de pilotes y que a su vez la carga soportada por estos es de la misma intensidad se construye una armadura tridimensional simétrica que puede resolverse fácilmente por equilibrio:

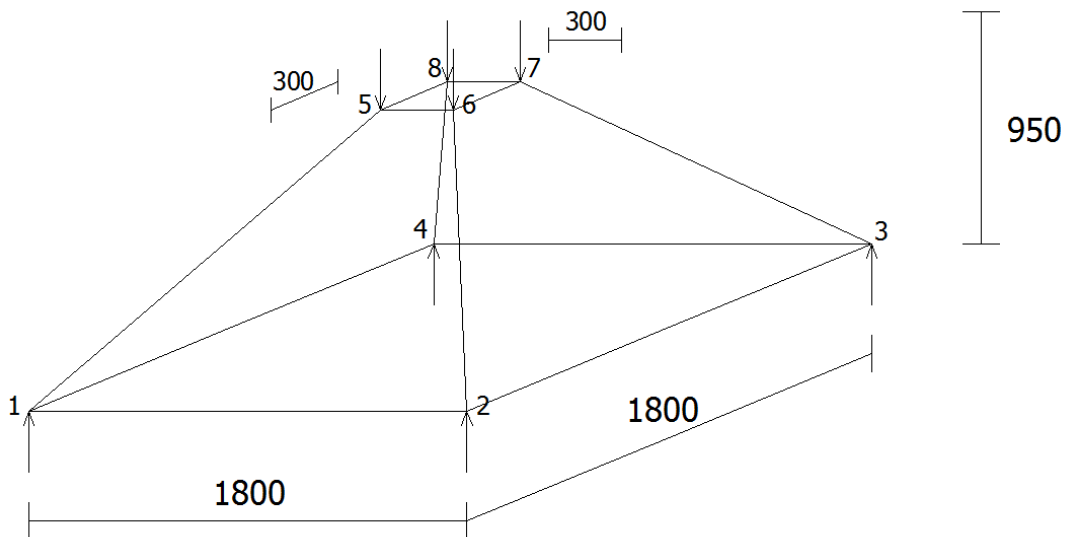


Figura 5.2.1.1.- Modelo de Puntal y Tirante Tridimensional (medidas en milímetros).

Por equilibrio simple:

$$\text{Puntales } 1-5, 2-6, 3-7 \text{ y } 4-8 = 960 / \sin 41.85^\circ = 1,438.89 \text{ kN}$$

$$\text{Tirantes } 1-2, 2-3, 3-4 \text{ y } 1-4 = 1,438.89 \cos 41.85^\circ \cos 45^\circ = 757.89 \text{ kN}$$

$$\text{Puntales } 5-6, 6-7, 7-8 \text{ y } 8-5 = 1,438.89 \cos 41.85^\circ \cos 45^\circ = 757.89 \text{ kN}$$

Considerando un modelo bidimensional como el que se muestra en la figura:

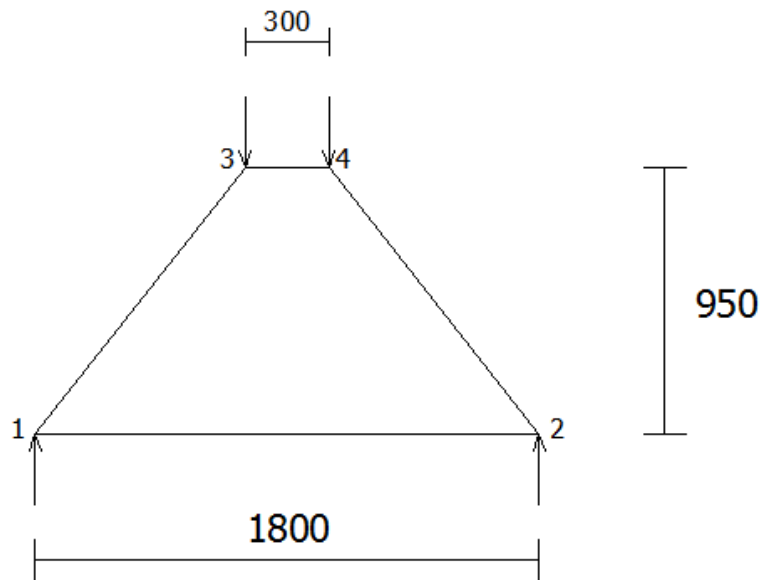


Figura 5.2.1.2.- Modelo de Puntal y Tirante Bidimensional (medidas en milímetros).

Por equilibrio simple:

$$\text{Puntal } 1-3 \text{ y } 2-4 = 1,223.11 \text{ kN}$$

$$\text{Tirante } 1-2 = 757.89 \text{ kN}$$

$$\text{Puntal } 3-4 = 757.89 \text{ kN}$$

Se puede apreciar que los resultados tienen cierta aproximación. Las fuerzas en los puntales son 15% menores y las fuerzas en los tirantes son exactamente que en el modelo tridimensional.

En este aspecto, sabiendo que las fuerzas en los puntales controlan el ancho de los mismos y la configuración de los nudos, se tendrá en cuenta que los resultados tengan cierta holgura para compensar estas diferencias.

5.2.2.- Zapata con momentos aplicados (Caso 2)

Para proponer el modelo, se calculan las cargas últimas que soportará cada pilote en la eventualidad que la columna transmita cargas y momentos a la zapata.

$$P_U = 1.5 P_M + 1.8 P_L = 3120 \text{ kN}$$

$$M_U = 1.5 M_M + 1.8 M_L = 720 \text{ kN.m}$$

Aplicando equilibrio para determinar la fuerza que soporta cada pilote se tiene:

$$F_p = P/N \pm M/L$$

$$N = 4, L = 1.80 \text{ m}$$

Columna	P/N (kN)	My/L (kN)	F_p (kN)
Izquierda	780	200	980
Derecha	780	-200	580

Con el mismo criterio se pueden determinar las fuerzas que la columna transmite en la parte superior de la zapata puesto que esta se transmite también en cuatro puntos:

$$F_p = P/N \pm M/L$$

$$N = 4, L = 0.30 \text{ m}$$

Columna	P/A (kN)	My/L (kN)	F_p (kN)
Izquierda	780	1,200	1,980
Derecha	780	-1,200	-420

Con los valores obtenidos se pueden plantear dos modelos:

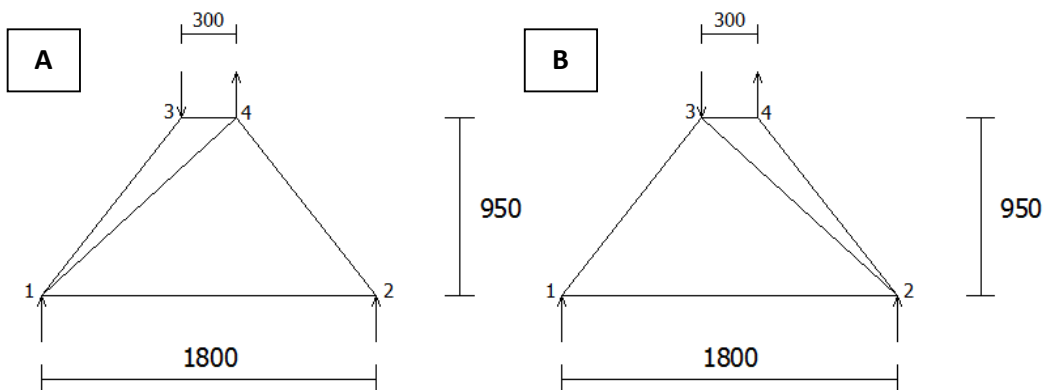


Figura 5.2.2.1.- Modelo de Puntal y Tirante Bidimensional (medidas en mm).

Los resultados obtenidos son:

Modelo 1		Modelo 2	
Elemento	Fuerza (kN)	Elemento	Fuerza (kN)
1-2	457.89	1-2	773.68
1-3	-2,522.67	1-3	-1,248.59
1-4	1,490.51	2-3	-1,490.51
2-4	-738.96	2-4	535.11
3-4	-1,563.16	3-4	331.58

5.3.-Verificación de elementos del modelo de acuerdo al ACI para zapata sin momentos aplicados

5.3.1.- Fuerza cortante máxima

No es necesaria la verificación, ya que se ha empleado este criterio para definir el peralte mínimo del elemento.

5.3.2.- Refuerzo en los tirantes

El único tirante de la estructura soporta una fuerza de tracción $F_u = 757,89 \text{ kN}$. La resistencia de diseño del tirante (ϕF_{nt}) está dada por la expresión $\phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y$. Se garantiza una adecuada resistencia si $F_u \leq \phi F_{nt}$. El factor de reducción de resistencia es $\phi = 0,75$, de acuerdo al artículo 21.2.1 (g) (ACI, 2014) y se obtiene la siguiente área de acero:

$$F_u \leq \phi F_{nt} = \phi A_{st} f_y$$

$$A_{st} \geq F_u / \phi f_y = 757\,890 / (0,75 * 420) = 2\,406 \text{ mm}^2$$

De acuerdo a lo establecido (ACI, 2014), el acero mínimo es equivalente a:

$$A_{s_{min}} = (1,4/420) b_w d = 0,0033 b_w d = 0,0033 * 1\,350 * 950 = 4\,275 \text{ mm}^2$$

Según la norma peruana (SENCICO, 2009) el área de refuerzo es:

$$A_{s_{min}} = (0,22\sqrt{f'_c}/f_y)bwd = 0,0028bwd = 3\ 556\ mm^2 \text{ (Artículo 10.5.2)}$$

Sin embargo, se puede colocar un área de acero superior en un tercio del acero calculado. Esto es:

$$A_{s_{min}} = 1,33A_{st} \geq 1,33*2\ 123 = 3\ 208\ mm^2$$

Bajo el mismo criterio empleado para las vigas de gran peralte con abertura, se colocará el acero mínimo que especifica la norma peruana. Se colocarán por tanto 7 ϕ 1" en una sola capa.

El ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) es igual a:

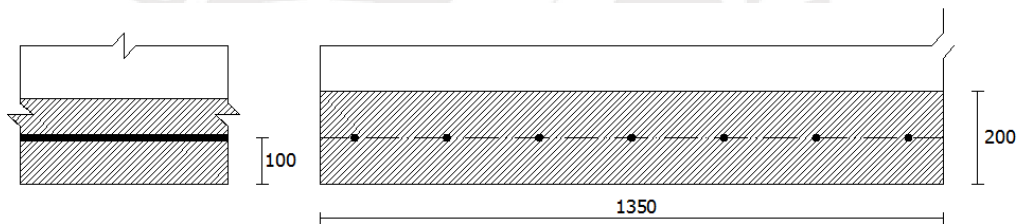


Figura 5.3.2.1.- Núcleo de concreto para los tirantes.

5.3.3.- Ancho mínimo en los puntales

5.3.3.1.- Puntales inclinados

Empleando el factor $\beta_s = 0,75$ y teniendo en cuenta que $f'_c = 28\ MPa$ se obtiene el siguiente esfuerzo resistente para los puntales:

$$f_{ce} = 0,85 * 0,75 * 28 = 17,85\ MPa$$

Las zonas nodales son del tipo C-C-T y C-C-C. Por lo tanto, las más críticas son las primeras. En estas zonas nodales el valor de β_n es 0,80 y por lo tanto el esfuerzo resistente efectivo será:

$$f_{ce}=0,85*0,80*28,0=19,04 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, la resistencia del puntal controlará el diseño. Se empleará entonces $f_{ce} = 17,85 \text{ MPa}$.

El ancho mínimo (w_{min}) necesario se determina considerando un factor de reducción de resistencia $\phi = 0,75$, el esfuerzo resistente efectivo a la compresión f_{ce} y el espesor t de la viga. De acuerdo a la ecuación fundamental de diseño para los puntales más exigidos 1-3 y 2-4, se tiene:

$$\phi F_u \leq \phi F_{ns} = \phi f_{ce} A_{ns} = \phi f_{ce} w t$$

$$w \geq F_u / \phi f_{ce} t$$

$$w_{min} = F_u / \phi f_{ce} t = 1\,223\,110 / 0,75 * 17,85 * 1\,350 = 67,68 \text{ mm}$$

5.3.3.2- Puntales horizontales

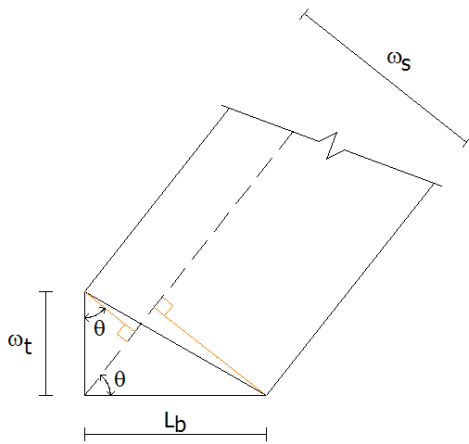
El puntal 3-4 no es abotellado. Le corresponde un factor $\beta_s = 1,00$. Con este valor el ancho mínimo necesario para el puntal será de 31.45 mm .

5.3.4.- Nudos

5.3.4.1.- Nudos Inferiores

Con el ancho del apoyo (L_b) y el ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) se puede calcular el ancho disponible para el puntal (w_s).

La cara de la zona nodal a la que llega el puntal 1-3 no es perpendicular a su eje por lo que el ancho disponible será la longitud proyectada de esta cara (figura 5.3.4.1.1). Esta longitud proyectada se obtiene a partir de las distancias L_b y w_t proyectadas en una línea perpendicular al eje del puntal. Con $L_b = 375 \text{ mm}$, $w_t = 200 \text{ mm}$ y con el ángulo que existe entre el puntal y el tirante horizontal ($\theta = 51,70^\circ$) se halla:



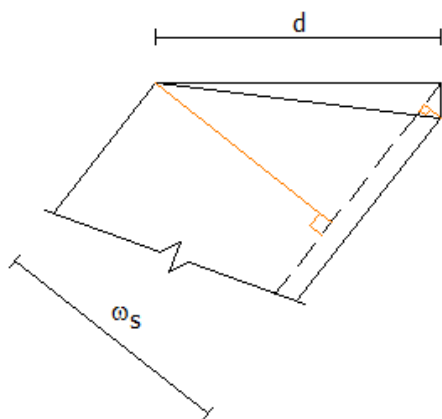
$$w_s = w_t \cos \theta + L_b \sin \theta = 418,25 \text{ mm}$$

Figura 5.3.4.1.1.- Detalle del Nudo 1.

Se dispone de un ancho mayor al requerido para el puntal, por lo tanto, no fallarán ni el puntal ni las zonas nodales cuando se apliquen las cargas de diseño.

5.3.4.2.- Nudos Superiores

Las zonas nodales 3 y 4 son del tipo C-C-C. No es necesario verificar estas zonas nodales pues siempre será posible encontrar una que se ajuste a las necesidades de los puntales que llegan a este nudo. Por ejemplo, en el nudo 3 está llegando el puntal 1-3 que tiene un ancho de $418,25 \text{ mm}$, luego llega el puntal 3-4 que necesita un ancho mínimo de $31,45 \text{ mm}$ y finalmente está la carga concentrada de 960 kN . Se muestra en la figura 5.3.1.4.2.1 las dimensiones de la zona nodal que satisfacen las dimensiones mínimas requeridas para soportar las cargas aplicadas. Como no existe límite para el lado horizontal de la zona nodal, siempre será posible encontrar un valor que haga posible obtener los anchos mínimos requeridos en los otros dos lados.



$$w_{3-4} \cos \theta_{1-3} + d \sin \theta_{1-3} = 418,25 \text{ mm},$$

entonces $d = 508,12 \text{ mm}$

Figura 5.3.4.2.1.- Detalle del Nudo 3.

5.3.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración

De acuerdo a lo indicado en la norma, se ha considerado como refuerzo horizontal tres varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 300 mm en tres capas y como refuerzo vertical cuatro varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 300 mm. en cuatro capas. Los puntales tienen un ángulo de inclinación de $51,70^\circ$ respecto a la horizontal, por lo que los valores de γ_i son $51,70^\circ$ y $38,30^\circ$ para las varillas horizontales y verticales respectivamente. El aporte de este refuerzo para el control de la fisuración será:

Acero horizontal: Cuatro capas de $3\phi 3/8'' @ 300mm$

$$A_{sh}/b_s s_h = 4 * 3 * 71,30 * \text{sen}(51,70^\circ) / (300 * 1050) = 0,00213$$

Acero vertical: Cuatro capas de $4\phi 3/8'' @ 300mm$

$$A_{sv}/b_s s_v = 4 * 4 * 71,30 * \text{sen}(38,30^\circ) / (300 * 1050) = 0,00224$$

$$\sum A_{si} b_{si} s_i = 0,00213 + 0,00224 = 0,00437 > 0,003$$

El refuerzo especificado es mayor que el establecido por el código del ACI.

Sin embargo, la naturaleza de la estructura –la discontinuidad se genera por los cambios de sección entre la zapata, los pilotes y la columna- no requiere en el común de los casos el uso de refuerzo adicional por este concepto. En diseños convencionales en los que no se recurre al citado refuerzo, no se advierte la ocurrencia de fallas en la estructura, por lo que se decide finalmente no considerarlo en el diseño final.

5.3.6.- Anclaje para refuerzos en los tirantes

Considerando ganchos estándar en los extremos del refuerzo principal, se tiene:

$$l_{dh} = 0,24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r d_b / \lambda \sqrt{f'_c}$$

Con $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$ se obtiene 484 mm para $\phi 1''$.

Para calcular la longitud de anclaje sigue el criterio desarrollado en el acápite 3.3.6 (ver figura 5.3.6.1)

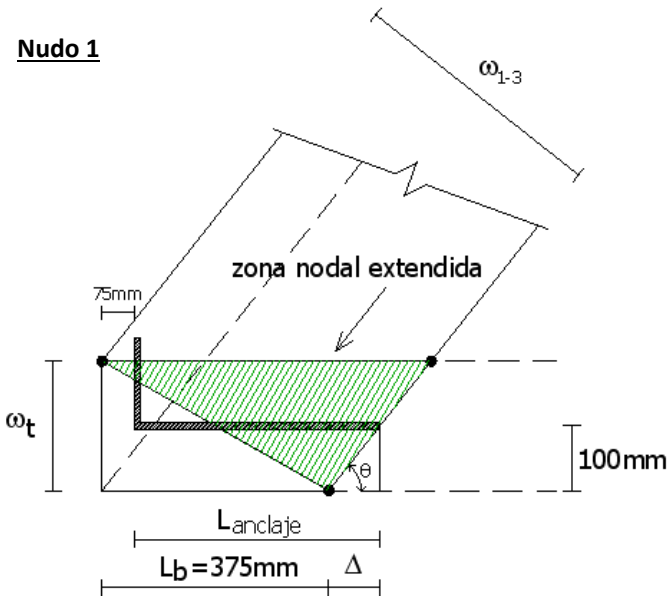


Figura 5.3.6.1.- Detalle del anclaje de acero en el nudo 1.

La longitud de anclaje disponible será:

$$l_{anc} = L_b + w_t / 2 \tan \theta - \text{Recubrimiento} = 379 \text{ mm}$$

La cual es menor a la longitud de anclaje requerida.

Teniendo en cuenta que se está colocando un refuerzo mínimo mayor al acero requerido puede utilizarse el factor de reducción igual a $A_s \text{ requerido} / A_s \text{ colocado}$. De esta manera se obtiene un factor de reducción igual a: $A_s \text{ requerido} / A_s \text{ colocado} = 2123 / 3547 = 0,599$

Con este valor la longitud de anclaje necesaria será igual a 255 mm , menor que la longitud de anclaje disponible de 379 mm .

Como la longitud de anclaje disponible es suficiente no se requiere un anclaje mecánico del refuerzo principal.

5.3.7.- Esquema del diseño final de la zapata

Se presenta a continuación el esquema final de la zapata con el refuerzo principal y el refuerzo distribuido (figura 5.3.7.1). Se indican los recubrimientos mínimos necesarios para garantizar un adecuado anclaje del refuerzo principal.

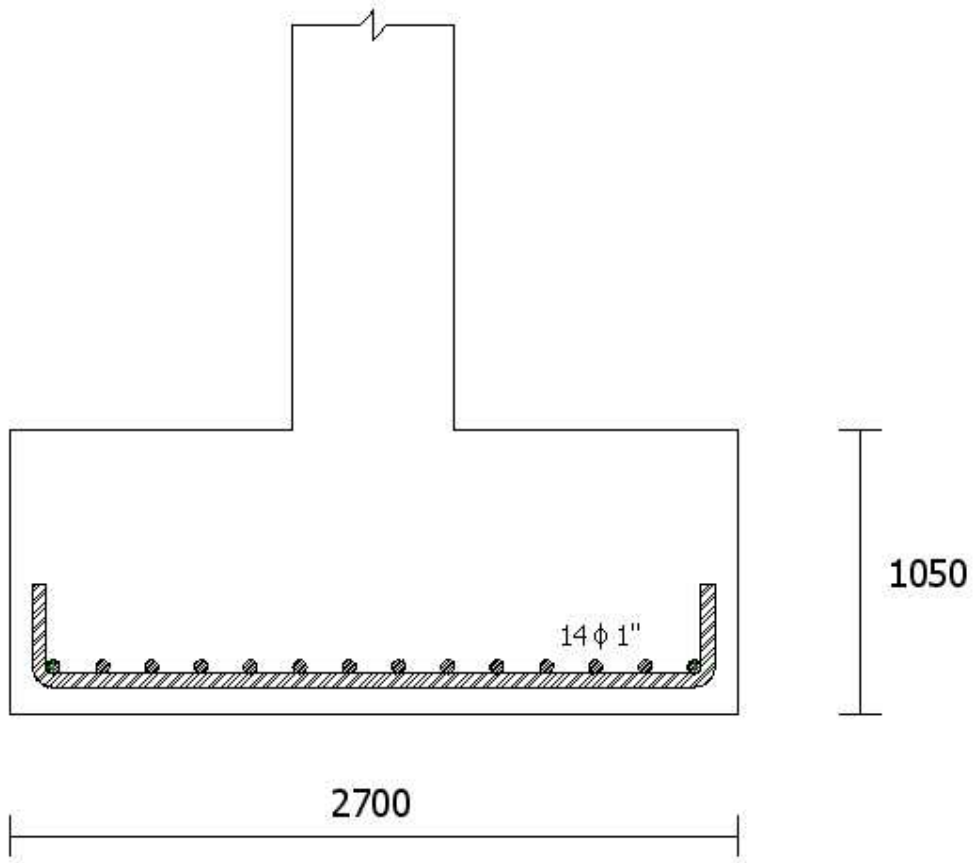


Figura 5.3.7.1.- Esquema del diseño final de la zapata (medidas en milímetros)

5.4.-Verificación de elementos del modelo de acuerdo al ACI para zapata con momentos aplicados

Como se ha considerado dos modelos (figura 5.2.2.1) en cada acápite se evaluarán ambos.

5.4.1.- Fuerza cortante máxima

No es necesaria la verificación, ya que se ha empleado este criterio para definir el peralte mínimo del elemento.

5.4.2.- Refuerzo en los tirantes

Modelo A

El tirante más esforzado de la estructura es el 1-4 y soporta una fuerza de tracción $F_u = 1\,490,51\text{ kN}$. Aplicando el mismo criterio para el tirante de la zapata sin momentos se obtiene un área de acero de $4\,732\text{ mm}^2$ que es un valor excesivo y sugeriría que el modelo no es representativo para la estructura.

El valor obtenido es mayor que el área de refuerzo mínima establecida por la norma peruana (SENCICO, 2009) y la establecida por el ACI (ACI, 2014), por lo que se optaría por colocar la cuantía obtenida por cálculo, esto es $10\ \phi\ 1''$ en una sola capa.

El tirante menos esforzado es el 1-2 y soporta una fuerza de tracción $F_u = 457,89\text{ kN}$, obteniendo un área de acero de $1\,453,62\text{ mm}^2$, mucho menor que el área mínima. En este caso se optará por colocar el área mínima establecida por la norma peruana que equivale a $7\ \phi\ 1''$ en una sola capa.

Modelo B

El tirante más esforzado de la estructura es el 1-2 y soporta una fuerza de tracción $F_u = 773,68\text{ kN}$ con la cual se obtiene un área de acero de $2\,456,14\text{ mm}^2$, menor que el área mínima. En este caso y para los tirantes menos esforzados 2-4 y 3.4 se optará por colocar el área mínima que equivale a $7\ \phi\ 1''$ en una sola capa.

Para ambos modelos el ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) es similar al de la zapata que no soporta momentos.

5.4.3.- Ancho mínimo en los puntales

5.4.3.1.- Puntales inclinados

El esfuerzo resistente para los puntales es $f_{ce}=17,85 \text{ MPa}$

Como se presentan zonas nodales del tipo $C-T-T$ el valor de β_n es 0,60 y por lo tanto el esfuerzo resistente efectivo será:

$$f_{ce}=0,85*0,60*28,0=14,28 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, la resistencia de la zona nodal controlará el diseño. Se empleará entonces $f_{ce} = 14,28 \text{ MPa}$.

Modelo A

El puntal más exigido es el 1-3:

$$\phi F_u \leq \phi F_{ns} = \phi f_{ce} A_{ns} = \phi f_{ce} w t$$

$$w \geq F_u / \phi f_{cet}$$

$$w_{\min} = F_u / \phi f_{cet} = 2\,522\,670 / 0,85 * 14,28 * 1\,350 = 174,47 \text{ mm}$$

Modelo B

El puntal más exigido es el 2-3:

$$\phi F_u \leq \phi F_{ns} = \phi f_{ce} A_{ns} = \phi f_{ce} w t$$

$$w \geq F_u / \phi f_{cet}$$

$$w_{\min} = F_u / \phi f_{cet} = 1\,490\,510 / 0,75 * 14,28 * 1\,350 = 103,09 \text{ mm}$$

5.4.3.2- Puntales horizontales

Modelo A

El puntal 3-4 no es abotellado, $\beta_s = 1,00$ por lo tanto la resistencia nodal es crítica también. El ancho mínimo necesario será de $108,10 \text{ mm}$.

Modelo B

Este modelo no cuenta con puntales horizontales.

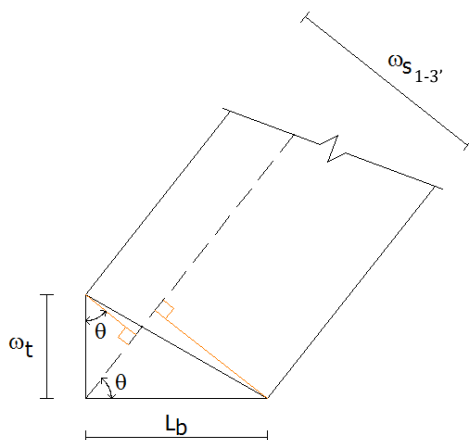
5.4.4.- Nudos

5.4.4.1.- Nudos Inferiores

Con el ancho del apoyo (L_b) y el ancho del contorno equivalente de concreto en el tirante (w_t) se puede calcular el ancho disponible para el puntal (w_s).

Modelo A

Como el nudo 1 es del tipo C-T-T lo que se hace es redefinirlo de tal manera de contar con un solo puntal y un solo tirante. El puntal modificado 1-3' forma un ángulo ($\theta = 32,09^\circ$) con el tirante horizontal. Con $L_b = 375 \text{ mm}$ y $w_t = 200 \text{ mm}$:



$$w_s = w_t \cos \theta + L_b \operatorname{sen} \theta = 368,66 \text{ mm}$$

Figura 5.4.4.1.1.- Detalle del Nudo 1.

La fuerza en el puntal 1-3' es $F_u = 1\,844,96\text{ kN}$, obteniéndose un ancho equivalente a $127,62\text{ mm}$. Como se tiene un ancho mayor al requerido para el puntal, no fallarán ni el puntal ni las zonas nodales cuando se apliquen las cargas de diseño.

Modelo B

El nudo 1 es del tipo C-C-T y el puntal 1-3 forma un ángulo ($\theta = 51,70^\circ$) con el tirante horizontal. Con $L_b = 375\text{ mm}$ y $w_t = 200\text{ mm}$:

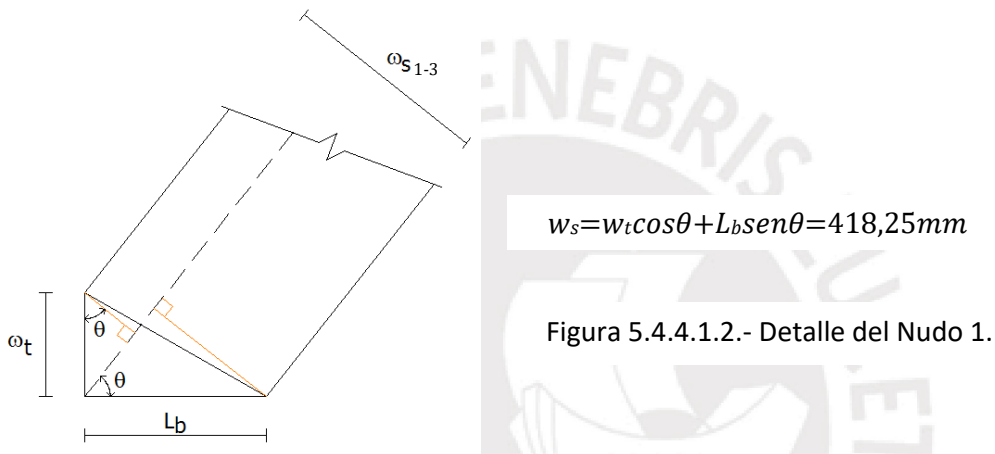


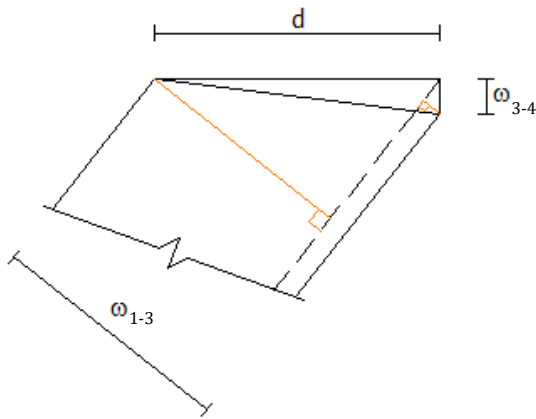
Figura 5.4.4.1.2.- Detalle del Nudo 1.

La fuerza en el puntal 1-3 es $F_u = 1\,248,59\text{ kN}$, obteniéndose un ancho equivalente a 87 mm . Por lo tanto, no fallarán ni el puntal ni las zonas nodales cuando se apliquen las cargas de diseño.

5.4.4.2.- Nudos Superiores

Modelo A

La zona nodal 3 es del tipo C-C-C. A dicho nudo está llegando el puntal 1-3 que tiene un ancho de $174,47\text{ mm}$, luego llega el puntal 3-4 que necesita un ancho mínimo de $108,10\text{ mm}$ y finalmente está la carga concentrada de 1980 kN . Se muestra en la figura 5.4.4.2.1 las dimensiones de la zona nodal que satisfacen las dimensiones mínimas requeridas para soportar las cargas aplicadas.



$$w_{3-4}\cos\theta_{1-3}+d\operatorname{sen}\theta_{1-3}=174,47\text{mm},$$

entonces $d=136,95\text{ mm}$

Figura 5.4.4.2.1.- Detalle del Nudo 3.

La resistencia en el apoyo es equivalente a:

$$F_{\text{ap}} = f_{ce} w_{\text{ap}} b_w = 14,28 * 136,95 * 1\ 350 / 1\ 000 = 2\ 640,12\ \text{kN}$$

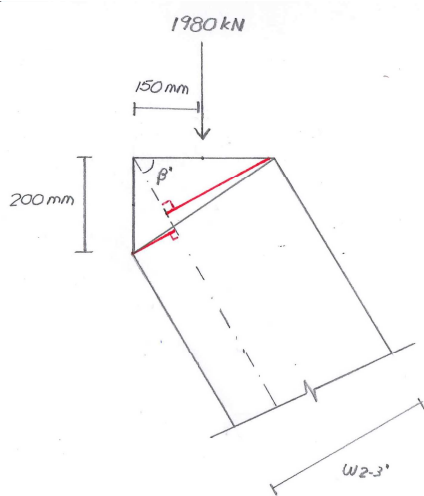
Este valor supera la fuerza concentrada en el apoyo equivalente a $1980\ \text{kN}$.

Modelo B

El nudo 3 es del tipo *C-C-T* por lo que se redefine para contar con un solo puntal y un solo tirante. El puntal modificado 2-3' forma un ángulo ($\theta=60,83^\circ$) con el tirante horizontal y resiste una fuerza $F_u = 2\ 267,69\ \text{kN}$ que requiere un ancho equivalente de $156,40\ \text{mm}$.

La fuerza concentrada que transmite la columna de $1980\ \text{kN}$ dispone de un ancho suficiente de acuerdo a la geometría del modelo empleado. Teniendo en cuenta que hacia el borde externo de la columna se dispone de $150\ \text{mm}$, se considerará una longitud similar hacia el otro extremo de dicha fuerza con lo que en ancho total será de $300\ \text{mm}$.

La disposición geométrica del nudo quedaría de la siguiente manera:



$$w_{2-3'} = 300 \text{sen} \theta_{2-3'} + 200 \text{cos} \theta_{2-3'},$$

entonces $w_{2-3'} = 359,43 \text{ mm}$

Figura 5.4.4.2.2.- Detalle del Nudo 3.

5.4.5.- Acero distribuido adicional para control de fisuración

Modelo A

Teniendo en cuenta el diseño para la zapata sin momentos, si se considera el mismo refuerzo se garantiza el cumplimiento de lo dispuesto el código (ACI, 2014).

Acero horizontal: Cuatro capas de $3\phi 3/8" @ 300\text{mm}$

$$A_{sh}/b_s S_h = 4 * 3 * 71,30 * \text{sen} (51,70^\circ) / (300 * 1050) = 0,00213$$

Acero vertical: Cuatro capas de $4\phi 3/8" @ 300\text{mm}$

$$A_{sv}/b_s S_v = 4 * 4 * 71,30 * \text{sen} (38,30^\circ) / (300 * 1050) = 0,00224$$

$$\Sigma A_{si} b_{si} = 0,00213 + 0,00224 = 0,00437 > 0,003$$

A fin de verificar si dicha cuantía de acero es suficiente para resistir las fuerzas soportadas por el tirante oblicuo más esforzado 1-4 (inclinación de $42,14^\circ$) se efectuará un análisis por metro de ancho.

$$\text{Cuantía horizontal por metro: } 1000 * 4 * 71,30 / 300 = 950,67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cuantía vertical por metro: } 1000 * 4 * 71,30 / 300 = 950,67 \text{ mm}^2$$

La cuantía en la dirección de los tirantes será:

$$A_s = 950,67 * \cos(42.14^\circ) + 950,67 * \sin(42.14^\circ) = 1\,342,77 \text{ mm}^2$$

El área de acero obtenida es sensiblemente menor que la requerida por cálculo, por lo que no garantiza la resistencia del tirante.

Se requeriría modificar la cuantía de acero horizontal y vertical con una serie de diámetros mayores (entre 3/4" y 1"), lo cual no parece ser coherente teniendo en cuenta el diseño convencional de estos elementos.

Modelo B

Para este modelo se mantiene el mismo criterio empleado para la zapata sin momentos.

Acero horizontal: Cuatro capas de $3\phi 3/8" @ 300 \text{ mm}$

$$A_{sh}/b_s S_h = 4 * 3 * 71,30 * \sin(51,70^\circ) / (300 * 1\,050) = 0,00213$$

Acero vertical: Cuatro capas de $4\phi 3/8" @ 300 \text{ mm}$

$$A_{sv}/b_s S_v = 4 * 4 * 71,30 * \sin(38,30^\circ) / (300 * 1\,050) = 0,00224$$

$$\sum A_{si} b_{si} = 0,00213 + 0,00224 = 0,00437 > 0,003$$

Como en este caso no hay tirantes oblicuos que exigen aceros distribuido de diámetros muy elevados y se ha verificado que el espesor de los puntales permite soportar adecuadamente el sistema de fuerzas y momentos aplicado, este modelo parece más adecuado para representar el comportamiento de la zapata.

Bajo el mismo criterio aplicado en el diseño de la zapata sin momentos aplicados, la naturaleza de la estructura no requiere el uso de refuerzo adicional, por lo que se decide finalmente no considerarlo en el diseño final.

5.4.6.- Anclaje para refuerzos en los tirantes

Con $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$ se obtiene una longitud de gancho estándar de 484 mm para $\phi 1''$.

La longitud de anclaje disponible es equivalente a 433,33 mm (ver figura 5.4.6.1)

Nudo 2

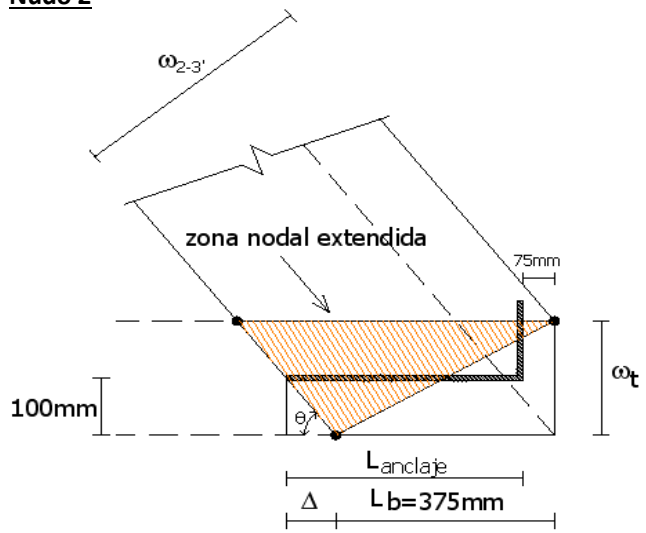


Figura 5.4.6.1.- Detalle del anclaje de acero en el nudo 2.

$$l_{anc} = L_b + \omega_t / 2 \tan \theta - \text{Recubrimiento} = 433,33 \text{ mm}$$

La cual es menor a la longitud de anclaje requerida.

Bajo el mismo criterio aplicado para la zapata sin momentos se obtiene un factor de reducción igual a: $A_s \text{ requerido} / A_s \text{ colocado} = 2167 / 3547 = 0,611$

Con este valor la longitud de anclaje necesaria será igual a 296mm, menor que la longitud de anclaje disponible de 433,33mm.

5.4.7.- Esquema del diseño final de la zapata

Se presenta a continuación el esquema final de la zapata con el refuerzo principal y el refuerzo distribuido (figura 5.3.7.1). Se indican los recubrimientos mínimos necesarios para garantizar un adecuado anclaje del refuerzo principal.

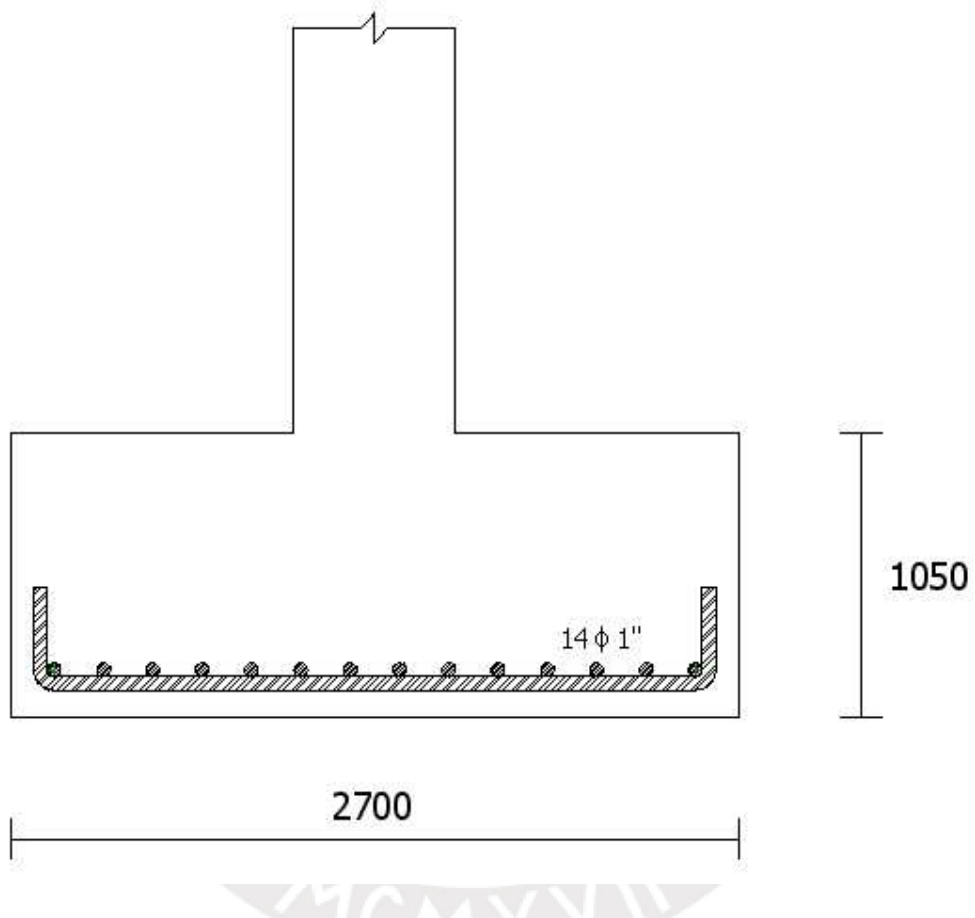


Figura 5.4.7.1.- Esquema del diseño final de la zapata (medidas en milímetros)

6.- Conclusiones

- El objetivo de esta tesis ha sido aplicar el método de puntal y tirante para el diseño de elementos estructurales tales como vigas y muros con aberturas y zapatas sobre pilotes, en los cuales se suele emplear métodos tradicionales a pesar que no cumplen con las hipótesis en las que se fundamentan.

A pesar que el método pretende la búsqueda de modelos que sean sencillos de plantear, en la práctica esto no siempre es factible debido a las restricciones que los códigos vigentes disponen.

Respetando lo dispuesto en los citados códigos, se ha formulado modelos representativos de las estructuras analizadas y que a su vez puedan servir de base para el estudio de elementos similares.

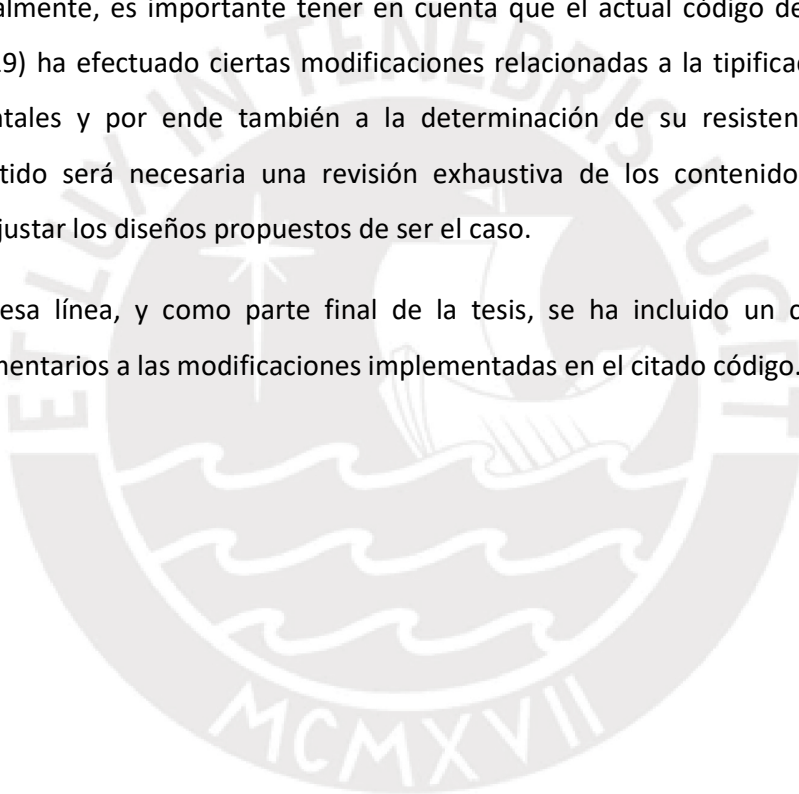
Es interesante mencionar que de la literatura revisada se ha identificado modelos que, si bien es cierto, cumplen con lo dispuesto en las normas y son representativos de los elementos analizados, resultan tremendamente complejos y –a juicio personal- desnaturalizarían lo que se concibe como un método a sistematizar.

- En los casos de vigas y muros con aberturas, es común aplicar ciertas consideraciones en las zonas cercanas a las aberturas que no cuentan con suficiente justificación a nivel de estructuración y cálculos.

Por ejemplo, el artículo 14.10.3 de la norma peruana (SENCICO, 2009) dispone que, en los vanos de las puertas y ventanas, además del acero mínimo requerido se debe colocar dos barras de 5/8", las cuales se prolongarán desde las esquinas de las aberturas una distancia igual a la longitud de anclaje, pero no menor a 600 mm.

Los resultados de los modelos propuestos han permitido determinar la cuantía de acero necesaria a colocar en estas zonas, así como la longitud de las barras correspondientes.

- Para los elementos mencionados en el acápite anterior, a pesar que no es válido suponer que se comportan como zonas “B”, la simulación efectuada como si se tratara de un diseño convencional ha dado resultados satisfactorios al compararlos con el diseño propuesto mediante puntal y tirante.
- Una línea de investigación a futuro podría orientarse a la validación experimental de los modelos, de tal manera de verificar su comportamiento y proponer los reajustes que correspondan de acuerdo a los resultados obtenidos. (Ley, Ryding, Widiyanto, Bae y Breen, 2007)
- Finalmente, es importante tener en cuenta que el actual código del ACI (ACI, 2019) ha efectuado ciertas modificaciones relacionadas a la tipificación de los puntales y por ende también a la determinación de su resistencia. En tal sentido será necesaria una revisión exhaustiva de los contenidos a fin de reajustar los diseños propuestos de ser el caso.
- En esa línea, y como parte final de la tesis, se ha incluido un capítulo de comentarios a las modificaciones implementadas en el citado código.



7.- Comentarios relativos a lo dispuesto en el código ACI-318-19

De la revisión del capítulo 23 de la norma actualizada (ACI, 2019) se han identificado algunos cambios de importancia que corresponden a los siguientes aspectos:

7.1.- Clasificación de puntales (Artículo 23.2.1)

Hasta la versión 2014 (ACI, 2014) los puntales se consideraban abotellados o no abotellados de acuerdo con la posibilidad de expansión lateral del ancho del concreto comprimido.

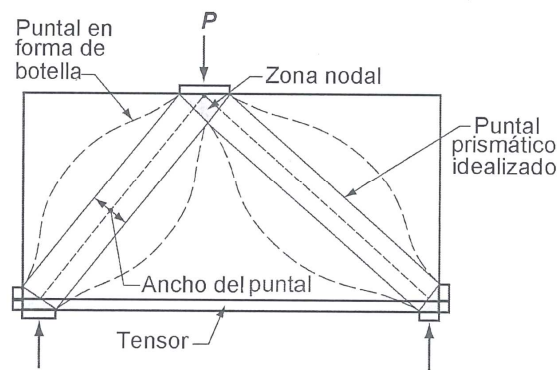


Figura 7.1.1- Descripción del modelo puntal-tirante de la figura 23.2.1 (ACI, 2014)

En esta nueva versión del código (ACI, 2019) se definen puntales interiores (interior struts) y puntales de borde (boundary struts), sin embargo, no se hace una diferenciación clara respecto del comportamiento, sino básicamente de su orientación y ubicación en el modelo.

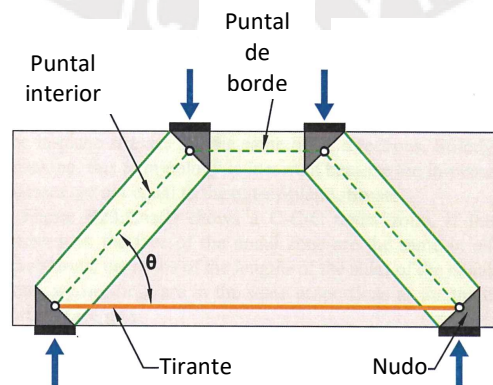


Figura 7.1.2- Descripción del modelo puntal-tirante, adaptado de la figura 23.2.1 (ACI, 2019)

7.2.- Resistencia de los puntales (Artículos 23.4.2 al 23.4.4)

Hasta la versión 2014 (ACI, 2014) la resistencia nominal de un puntal, determinada por el esfuerzo resistente efectivo a compresión f_{ce} se calculaba con la siguiente expresión (ACI, 2014), artículo 23.4.3:

$$f_{ce}=0,85\beta_s f'_c$$

En la actual versión (ACI, 2019), el artículo 23.4.3 dispone que f_{ce} se calculará según:

$$f_{ce}=0,85\beta_c\beta_s f'_c$$

Donde:

β_s se determinará según la tabla 23.4.3 (a)

β_c se determinará según la tabla 23.4.3 (b)

Tabla 23.4.3 (a)

Ubicación del Puntal	Tipo de Puntal	Criterio	β_s	Observaciones
Elementos sometidos a tracción o en zonas de tracción de elementos	Cualquiera	Todos los casos	0,4	(a)
Resto de casos	De borde	Todos los casos	1,0	(b)
	Interiores	El refuerzo satisface los casos (a) y (b) de la tabla 23.5.1	0,75	(c)
		Ubicado en zonas que cumplen con 23.4.4	0,75	(d)
		Nudos viga-columna	0,75	(e)
		Resto de casos	0,4	(f)

- (a) Este valor se aplica a puntales en modelos empleados para diseñar refuerzos longitudinales y transversales en las alas en tracción de vigas, vigas cajón y muros. El valor reducido de β_s tiene que ver con el hecho de que estos puntales deben transferir la compresión en una zona en tracción perpendicular a dicho puntal.
- (b) Se aplica puntales de borde y corresponde a un estado de tensión en la zona de compresión de una viga o columna. Estos puntales no están sujetos a tensión transversal y, por lo tanto, tienen una resistencia efectiva más alta que los puntales interiores.
- (c) Este valor de β_s refleja el efecto favorable del refuerzo distribuido de acuerdo a lo especificado en la tabla 23.5.1 (a) y (b).
- (d) Se aplica para puntales de borde en regiones con suficiente resistencia a la tensión diagonal que permiten satisfacer la ecuación 23.4.4.
- (e) Este valor refleja los requerimientos para refuerzo o confinamiento en nudos de viga-columna de acuerdo al capítulo 15 del código.
- (f) El valor de β_s se reduce para evitar fallas de tensión diagonal en regiones sin refuerzo transversal que no cumplen o no se evalúan en la ecuación 23.4.4

Tabla 23.4.3 (b)

Ubicación	β_c		Observaciones
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Extremo de un puntal conectado a un nudo que incluye una superficie de apoyo ▪ Nudo que incluye una superficie de apoyo 	El menor valor entre	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ A ₁ está definida por la superficie de apoyo	(a)
		2,0	(b)
Otros casos	1,0		(c)

- (a) β_c tiene en cuenta la influencia del confinamiento del concreto sobre la resistencia efectiva a la compresión de un puntal o nudo. La superficie de apoyo

puede ser una placa de apoyo o el área de la cara sobre la que se aplica una carga de compresión bien definida de otro miembro, como una columna.

En el artículo 23.4.4 se dispone que el coeficiente β_s de 0,75 correspondiente al acápite (d) de la tabla 23.4.3 (a) está asociado a elementos cuyas dimensiones satisfagan la ecuación:

$$V_u = \phi 5 \tan \phi \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$$

Esta ecuación tiende a evitar la falla por tensión diagonal. En las regiones de discontinuidad, la tensión diagonal aumenta a medida que aumenta el ángulo del puntal. Para puntales muy empinados, V_u puede exceder:

$$V_u = \phi 10 \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$$

El factor de modificación por efecto de tamaño λ_s es determinará según:

- Si se proporciona refuerzo distribuido de acuerdo a lo dispuesto en el numeral 23.5 del código, λ_s es igual a 1,0.
- Si no se proporciona refuerzo distribuido de acuerdo a lo dispuesto en el numeral 23.5 del código:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1$$

7.3.- Refuerzo distribuido mínimo (Artículos 23.5.1 al 23.5.2)

En la versión 2014 (ACI, 2014), el artículo 23.5.1 disponía que el eje de los puntales abotellados debería ser cruzado por refuerzo diseñado para resistir la tracción transversal generada por la expansión debida a la compresión de dicho puntal.

El artículo 23.5.3 del citado código fijaba que para un concreto con $f'c \leq 40$ MPa, el refuerzo transversal se calcularía según:

$$\sum A_{si} \text{sen } \gamma_i / b_s s_i \geq 0,003$$

A_{si} Área total del refuerzo distribuido

γ_i Inclinación del refuerzo respecto del eje del puntal

b_s Ancho del puntal

s_i Espaciamiento

De acuerdo a lo dispuesto por el artículo 23.5.1 (ACI, 2019) se debe proporcionar un refuerzo mínimo distribuido a través de los ejes de los puntales interiores de acuerdo con la tabla 23.5.1

Restricción lateral del puntal	Configuración del refuerzo	Cuantía mínima del refuerzo distribuido	Observaciones
No restringido	Malla ortogonal	0,0025 en cada dirección	(a)
	Refuerzo en una dirección cruzando el puntal con un ángulo α_1	$\frac{0,0025}{\text{sen}^2 \alpha_1}$	(b)
Restringido	No se requiere refuerzo distribuido		(c)

De acuerdo a lo indicado en el artículo 23.5.2:

(a) El espaciamiento no debe exceder los 300mm.

(b) El ángulo α_1 no debe ser menor de 40°.

7.4.- Influencia en los diseños ejecutados

En los modelos desarrollados para vigas y muros con aberturas y zapatas sobre pilotes, los puntales se definirán según el código actual como de borde o interiores

A efectos de determinar su resistencia según lo dispuesto en el artículo 23.4.3 y de acuerdo a la tabla 23.4.3 (a), se tendrá lo siguiente:

Para puntales de borde -denominados anteriormente “no abotellados”- es correcto haber empleado $\beta_s = 1$, ya que dichos elementos no soportan tensión transversal y, por lo tanto, tienen una resistencia efectiva más alta que los puntales interiores.

Para puntales interiores –denominados anteriormente “abotellados”- se ha empleado $\beta_s = 0,75$ en el entendido de que cumple con las disposiciones del refuerzo distribuido mínimo y refleja el efecto favorable del mismo.

En este caso particular es importante indicar que lo especificado en la tabla 23.5.1 (a) implica una variación en las cuantías por refuerzo distribuido cuando se emplean mallas ortogonales, puesto que se especifica un valor de 0,0025 en cada dirección y eso supera el efecto combinado que debía ser mayor a 0,003 en la versión anterior del código. Posteriormente se indicará cómo quedaría modificado el diseño.

En lo que concierne al coeficiente β_c –tabla 23.4.3 (b)- considerar un valor igual a 1,0 (otros casos) es incluso conservador, puesto que para los casos en los que se considera la presencia de superficies de apoyo, los valores son mayores y eso implicaría un incremento de la resistencia en comparación de los resultados obtenidos con el código 2014 (ACI, 2014).

7.4.1.- Vigas con aberturas

Código 2014 (ACI, 2014)

Acero horizontal: $2\phi 3/8 @ 250mm$ ($\rho_h = 0,0019$)

$$A_{sh}/b_s s_h = 2 * 71,30 * \text{sen}(64,83^\circ) / (250 * 300) = 0,00172$$

Acero vertical: $2\phi 1/2 @ 300mm$ ($\rho_v = 0,0029$)

$$A_{sv}/b_s s_v = 2 * 129,30 * \text{sen}(25,17^\circ) / (300 * 300) = 0,00121$$

Código 2019 (ACI, 2019)

Aplicando lo indicado en la tabla 23.5.1 (a) se tendrá:

Acero horizontal y vertical: $2\phi 3/8'' @ 200mm$ ($\rho_h=0,0024$)

Si bien es cierto que no se llega a la cuantía de 0,0025, se considera que la aproximación es aceptable.

7.4.2.- Muros sin aberturas y con aberturas

Código 2014 (ACI, 2014)

De acuerdo a los acápites 4.3.5 y 4.4.5 se efectuó el cálculo de las cuantías horizontales y verticales mínimas por corte, para luego verificar cada uno en el control de las posibles fisuras del puntal.

Se consideró como refuerzo horizontal dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 150 mm y como refuerzo vertical dos varillas de $\phi 3/8''$ espaciadas 175 mm.

Código 2019 (ACI, 2019)

De acuerdo a lo establecido en la tabla 23.5.1 (a) se obtendrá:

Acero horizontal: $2\phi 3/8'' @ 150mm$ ($\rho_l=0,00317$)

Acero vertical: $2\phi 3/8'' @ 175mm$ ($\rho_t=0,00271$)

Las cuantías mínimas necesarias por corte son suficientes para el cumplimiento de lo dispuesto en la citada tabla, por lo tanto, el diseño no requiere ser modificado.

7.4.3.- Zapatas cimentadas con pilotes

De acuerdo a lo decidido en el proceso de diseño no corresponde modificarlo.

7.4.4.- Esquemas de diseños modificados

Se presenta a continuación los esquemas con las modificaciones a los diseños de acuerdo a lo desarrollado en el acápite anterior.

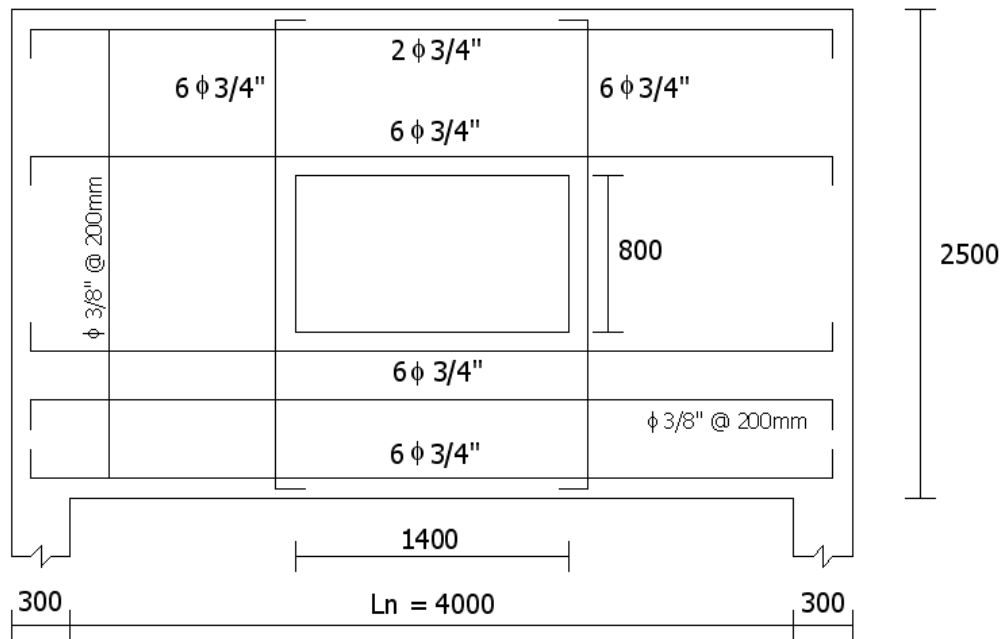


Figura 7.4.4.1.- Diseño modificado de viga con abertura de 1,4 x 0,8 m. (medidas en mm.)

Referencias

American Concrete Institute Committee 318 (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. Farmington Hills, MI: ACI

American Concrete Institute Committee 318 (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*. Farmington Hills, MI: ACI

American Concrete Institute Committee 318 (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*. Farmington Hills, MI: ACI

Huapaya Huapaya, C. (2010). *Diseño de elementos de concreto armado utilizando modelos de puntal y tirante. Hacia una guía metodológica* (tesis para optar el grado de magister). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ley, M., Ryding, K., Widiyanto, Bae, S. y Breen, J. (2007). *Experimental verification of Strut-and-Tie Model Design Method*. ACI Structural Journal V. 104, No. 6, Nov-Dec. pp. 749-755.

Reineck, K. (2002). *Examples for the Design of Structural Construction with Strut and Tie Models*. ACI International SP-208. Farmington Hills, MI: ACI

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - SENCICO (2009) *Norma E.060 Concreto Armado, Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: SENCICO

Wight, J. y Mac Gregor, J. (2012). *Reinforced Concrete. Mechanic and Design* (Sixth Edition). New Jersey: Pearson y Prentice Hall.

Bibliografía adicional

Ministerio de Fomento (2010). *Code on Structural Concrete (EHE-08)*. Madrid: Ministerio de Fomento

Sandra, N. (2004). *Strut-and-Tie: Analysis and its application* (a project report submitted in partial fulfilment of the requirement for the award of the degree of Master of Engineering – Civil Structure). Universiti Teknologi Malaysia.