

1.1.1 Corte

Para cumplir con el requerimiento de resistencia en elementos solicitados a corte, la capacidad resistente reducida por el factor de seguridad debe ser igual o mayor que el esfuerzo de corte último solicitante.

$$V_N \cdot \phi \geq V_U$$

Donde:

V_N es la resistencia nominal a corte de la sección

V_U es el corte último solicitante proveniente de la envolvente de combinaciones de cargas mayoradas

ϕ Es el factor de reducción de resistencia debido a las incertidumbres de ejecución y de la teoría del cálculo. Según el art. 9.3 del CIRSOC 201:2005, para corte y torsión corresponde un factor $\phi = 0,75$.

Solicitación		ϕ
Secciones controladas por tracción		0,90
Secciones controladas por compresión	Elementos zunchados	0,70
	Otros	0,65
Secciones controladas por corte		0,75

$$V_N \cdot 0,75 \geq V_U$$

El corte nominal resistente de una sección de hormigón armado se compone de la suma de la resistencia que aporta el hormigón (V_c), más la que aporta el acero (V_s) que puede ser mediante estribos, barras longitudinales dobladas, o una combinación de ambas.

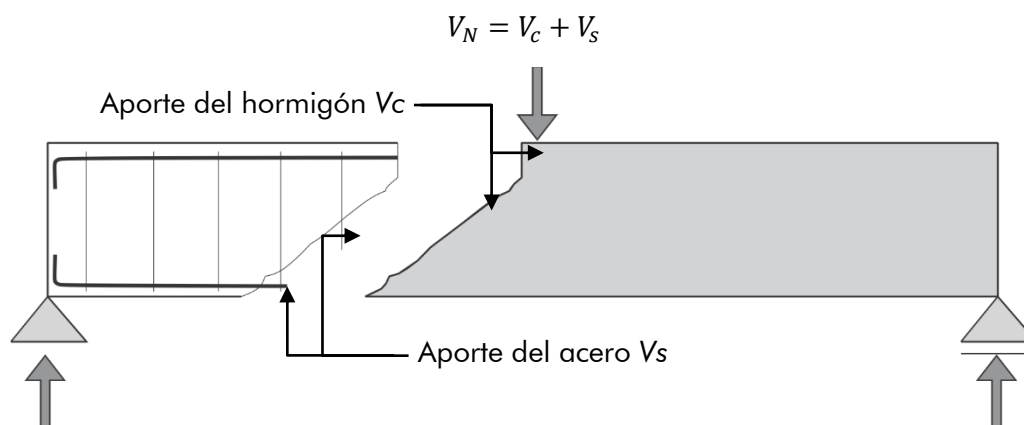


Fig. 1 – Componentes de la resistencia al corte del hormigón armado

Para calcular la resistencia de ambos componentes, estudiaremos las tensiones de corte que actúan en la sección.

Tensiones de corte

Al aplicarse una carga sobre una viga o losa de material homogéneo, surgen reacciones de apoyo en dirección opuesta, produciendo un deslizamiento relativo entre las caras de una sección cualquiera del elemento.

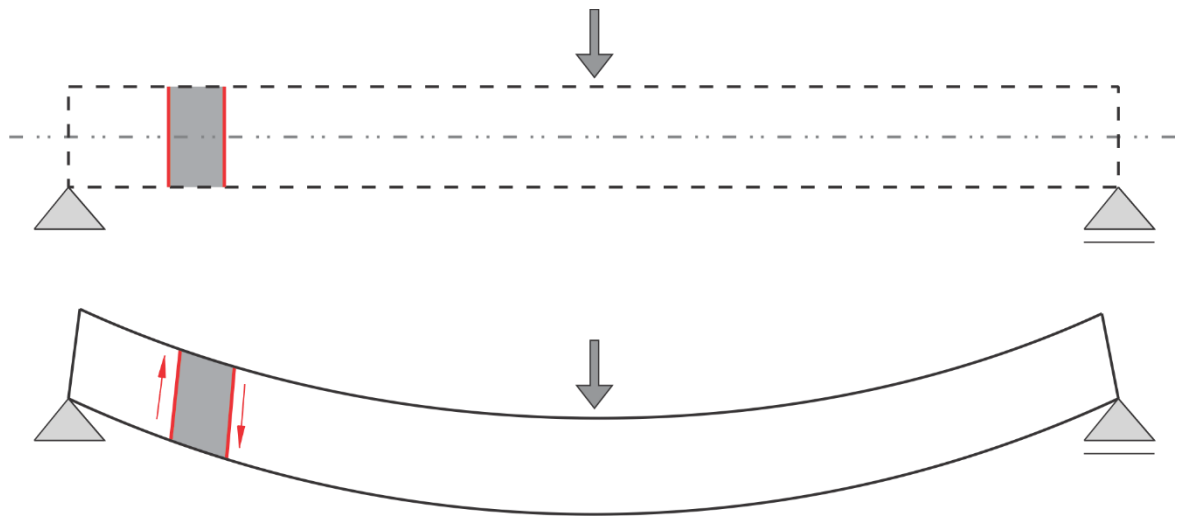


Fig. 2 – Desplazamiento relativo entre secciones

La oposición del material a deformarse genera tensiones internas llamadas tangenciales (f_v) que equilibran el esfuerzo de corte externo. Estas tensiones no son uniformes en toda la sección, sino que son máximas en la zona próxima al eje neutro, y nulas en las fibras extremas, dando lugar a un diagrama de tensiones parabólico.

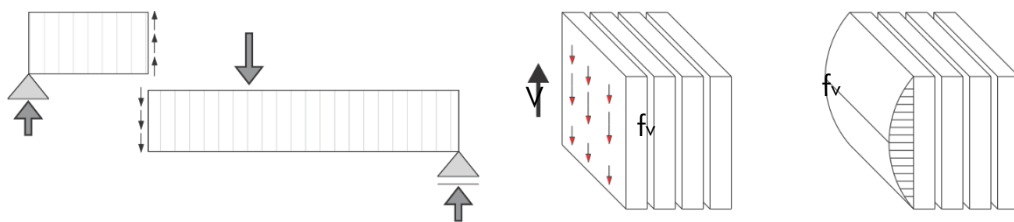


Fig. 3 – Tensiones de corte

Recordemos que, si una pieza es sometida a flexión y corte, deben considerarse ambos esfuerzos para el análisis tensional de la sección.

Analizando un pequeño cubo de material que esté ubicado sobre el eje neutro, solo encontraremos tensiones debidas al corte, ya que las normales debidas a flexión son nulas.

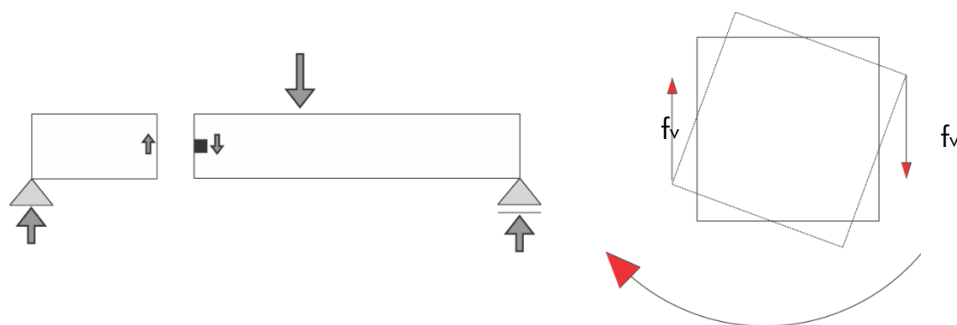


Fig. 4 – Tensiones de corte

Las tensiones de corte en ambos lados de la sección son de signo contrario y generan una cupla que tiende a hacer girar el cubo. Esta cupla es equilibrada por otro par de tensiones tangenciales horizontales de corte de igual magnitud, denominadas tensiones rasantes.

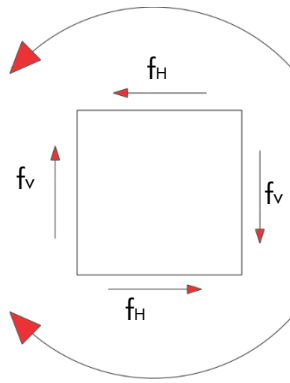


Fig. 5 – Tensiones tangenciales

Estas tensiones rasantes son fácilmente observables si imaginamos la viga seccionada en fajas horizontales y analizamos su deformación

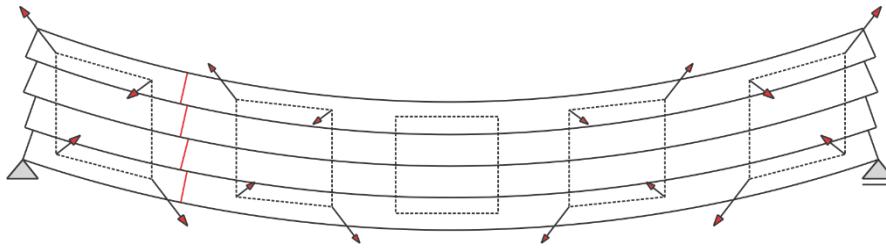


Fig. 6 – Deformaciones de corte

Las resultantes de las tensiones rasantes y cortantes que concurren a cada vértice del cubo, generan una diagonal comprimida y otra traccionada, que tienden a producir una deformación en forma de rombo. Estas diagonales constituyen las tensiones principales de tracción y compresión en correspondencia con el eje neutro y a 45° respecto del mismo.

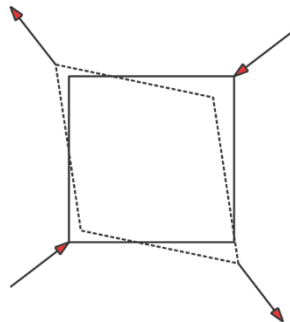


Fig. 7 – Fuerzas resultantes de tensiones rasantes y cortantes

La falla por el estado límite último de esfuerzo de corte puede producirse por la diagonal comprimida, o la diagonal traccionada, dependiendo de las resistencias de cada material.

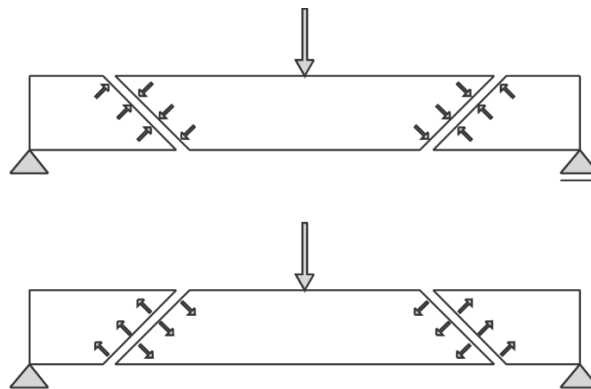


Fig. 8 – Rotura por diagonal traccionada o diagonal comprimida

Entendiendo que el corte normal resistente V_N es igual a la suma de la resistencia aportada por el hormigón V_c más la aportada por el acero V_s , analizaremos el comportamiento correspondiente a cada material.

Resistencia del hormigón

En el caso del hormigón, para cargas bajas se comporta de forma similar a un material homogéneo, pero al superarse su escasa resistencia a tracción, aparecen fisuras en la dirección de la diagonal traccionada, aproximadamente a 45° y mayores en la zona próxima al eje neutro, donde las tensiones de corte son máximas.

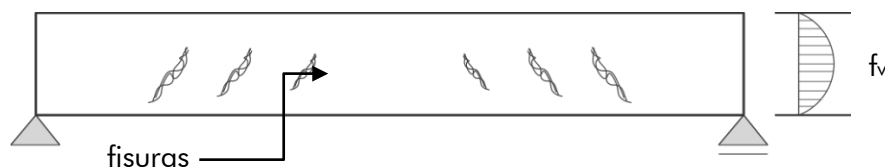


Fig. 9 – Fisuras de corte

Si a estas tensiones internas las combinamos con las producidas por el momento flector tendremos una compresión adicional en la zona superior al eje neutro, y un esfuerzo de tracción sobre el acero longitudinal de la cara inferior. Este efecto combinado de momento y corte produce que las fisuras se prolonguen hacia abajo hasta la cara inferior, y hacia arriba no lleguen hasta el borde comprimido, sino que terminan antes. Esta zona comprimida sin fisurar puede resistir corte mediante la fuerza interna denominada V_{cz} .

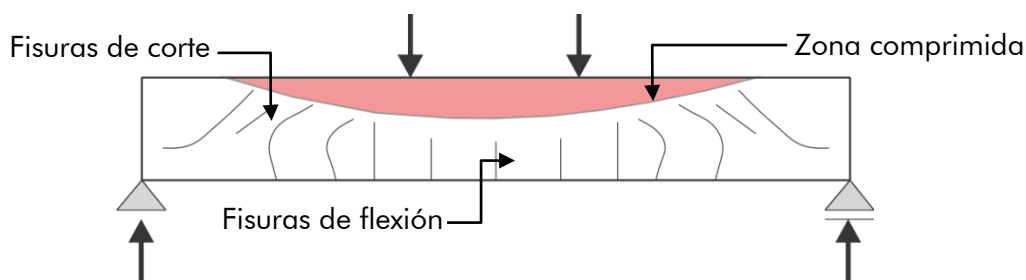


Fig. 10 – Fisuras de corte y flexión

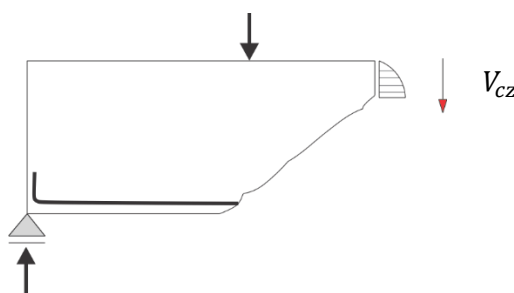


Fig. 11 – Resistencia a corte aportada por el hormigón comprimido

A la resistencia a corte de la zona comprimida V_{cz} , se le suman otros efectos que aportan a la capacidad resistente total:

V_{iy} : El efecto de engranamiento de áridos en la zona fisurada, que si bien ya no puede transmitir tracciones, aún puede resistir alguna fuerza en su plano por rozamiento de las superficies rugosas. Esta fuerza tiene el ángulo de inclinación de la fisura (aproximadamente 45°), su componente vertical contribuye a resistir el corte, y su componente horizontal es resistido por la armadura longitudinal de flexión.

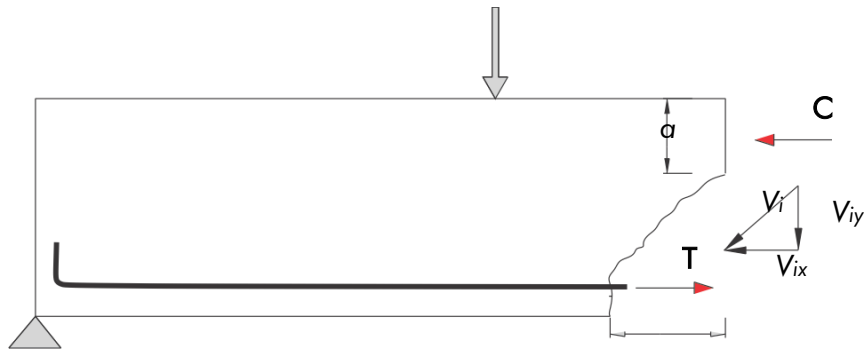


Fig. 12 – Efecto de engranamiento

V_d : Por último, el acero longitudinal de la cara inferior produce un efecto de perno entre el hormigón a ambos lados de la fisura, aportando resistencia al corte de la sección.

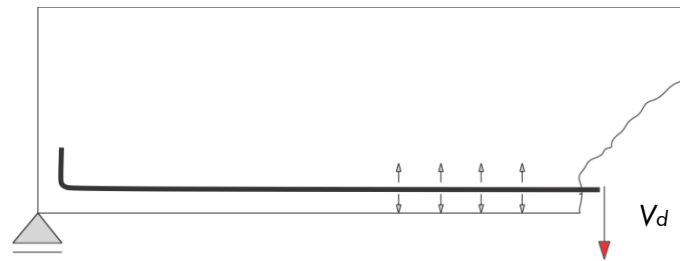


Fig. 13 – Efecto de perno del acero

La resistencia a corte que aporta el hormigón V_c es la suma de los tres efectos

$$V_c = V_{cz} + V_{iy} + V_d$$

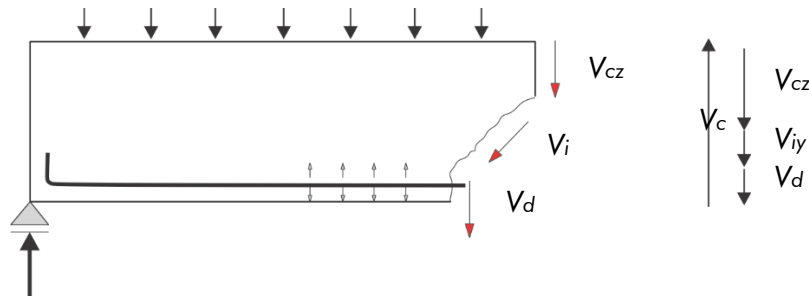


Fig. 14 – Resistencia a corte aportada por el hormigón

La valoración de la resistencia total V_c se realiza mediante fórmulas empíricas determinadas a partir de ensayos. El reglamento CIRSOC 201:2005 propone dos alternativas, una simplificada en función del tipo de hormigón y la geometría de la sección, y otra más compleja que permite incorporar otras variables como la cantidad de armadura longitudinal. Estas fórmulas utilizan el sistema internacional de unidades, por lo cual la fuerza de corte que se obtiene es en Newton (N) y para convertirla a kg se debe multiplicar por 0,1.

Formulas simplificadas:

Para elementos solicitados solamente a corte y flexión, como en el caso de vigas y losas, la resistencia al corte del hormigón está dada por:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Cuando el elemento esté además solicitado a compresión, como en el caso de columnas, la resistencia al corte del hormigón es:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Cuando el elemento esté solicitado a corte y tracción, puede despreciarse la colaboración del hormigón en la resistencia al corte, o calcularse con la siguiente ecuación en donde N_u debe ir con valor negativo:

$$V_c = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

V_c es el corte resistido por el hormigón, en Newton

b_w es el ancho del alma de la viga, en mm

d es la altura útil de la viga, en mm

f'_c es la resistencia característica del hormigón, en Mpa

N_u es el esfuerzo normal último, en N

A_g es el área bruta de la sección de hormigón ($b_w \cdot h$), en mm²

Resistencia del acero

El corte nominal resistente de la sección de hormigón armado se completa con el aporte de una armadura de alma que cosa las fisuras del hormigón. Pueden ser de dos tipos:

- estribos verticales

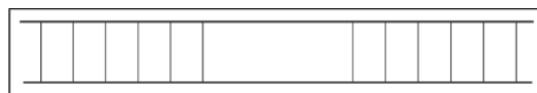


Fig. 15 – Estribos verticales

- barras o estribos inclinados a 45°



Fig. 16 – Barras dobladas y estribos inclinados

Las barras inclinadas pueden provenir de parte del armado longitudinal a flexión, que en la zona próxima al apoyo ya no sea necesario debido a que el momento es muy bajo o negativo. Estas barras pueden levantarse a 45° o 60° cosiendo las fisuras diagonales.

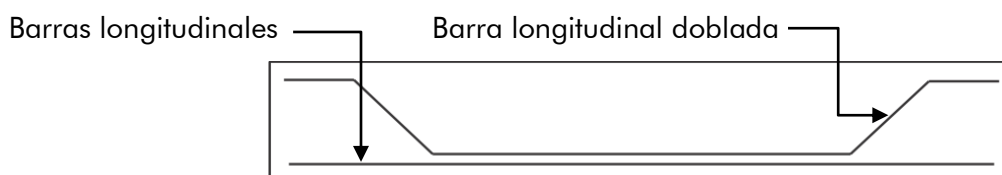


Fig. 17 – Barras inclinadas dobladas provenientes del armado longitudinal a flexión

La resistencia al corte proporcionado por el acero V_s será igual a la resistida por estribos V_{se} más la resistida por barras dobladas V_{sbd} .

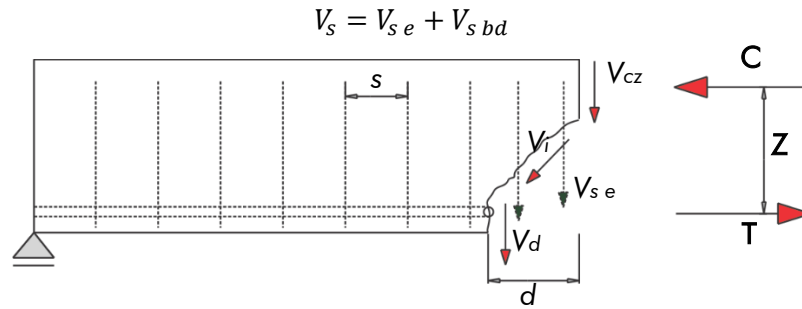


Fig. 18 – Resistencia aportada por el hormigón más los estribos

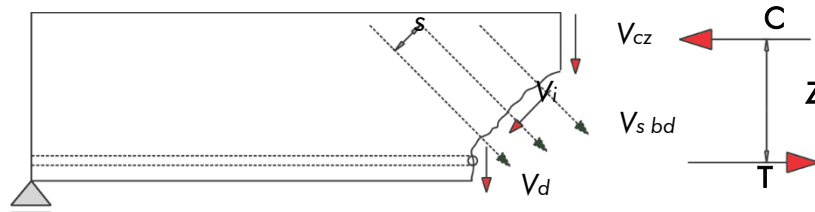


Fig. 18 – Resistencia aportada por el hormigón más las barras dobladas

La cantidad de barras que atraviesan la fisura se obtiene dividiendo la longitud de la fisura i , por la separación de barras a : $N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{i}{a}$

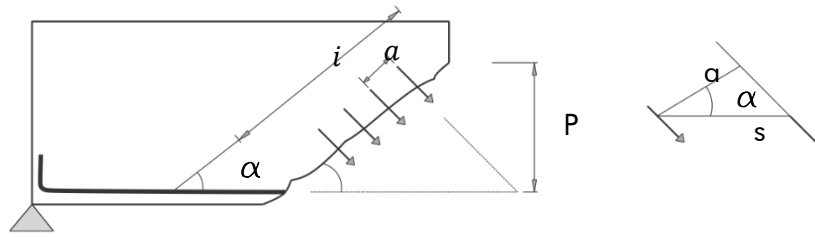


Fig. 19 – Cantidad de barras que atraviesan la fisura

Asumiendo que la inclinación de la fisura es de 45° , y que la altura de la sección fisurada P es igual a la altura útil d , mediante trigonometría podemos obtener la cantidad de barras que atraviesan la fisura:

$$\text{cantidad de barras} = \frac{d}{s} (\sen \alpha + \cos \alpha)$$

Donde

α es el ángulo de la barra a colocar (90° para estribos y 45° para barras dobladas)

d es la altura útil de la viga

s es la distancia horizontal entre barras dobladas

Por lo tanto, para estribos ($\alpha = 90^{\circ}$)

$$V_{se} = A_{se} \cdot \frac{d}{s} \cdot f_y$$

Para barras dobladas $\alpha = 45^\circ$)

$$V_{s\,bd} = A_{s\,bd} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{d}{s} \cdot f_y$$

Donde

$A_{s\,e}$ área total de acero que aporta un estribo (con todas sus ramas)

$A_{s\,bd}$ área total de acero que aportan las barras dobladas que cruzan la fisura

d es la altura útil de la viga

s es la separación de barras dobladas o estribos, medida paralelamente al eje del elemento estructural

f_y es la tensión de fluencia del acero

Dimensionado de la sección de hormigón

Para vigas de proporciones y cargas usuales en edificación, la flexión suele ser más exigente para el dimensionado que el corte. Por lo tanto, no es habitual iniciar el dimensionado de un elemento a partir del corte, sino a partir del momento, y luego de definida la sección, se verifica al corte.

Una excepción podría ser una viga con una luz corta y una carga concentrada importante que genere momentos de escasa magnitud y altos valores de corte.

Para verificar que una sección ya definida tenga suficiente capacidad a corte, tendremos que obtener el valor de corte último que sea capaz de resistir, teniendo en cuenta el aporte del hormigón y el aporte del acero.

Siendo la capacidad resistente a corte aportada por el hormigón igual a:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Y el valor máximo de la resistencia nominal al corte a aportar por el acero es (artículo 11.5.7.9 del reglamento CIRSOC 201:2005):

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

El valor total de corte nominal para una sección determinada es $V_N = V_c + V_s$, por lo tanto

$$V_N = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_N = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Por lo tanto se debe **verificar** que el valor del corte nominal reducido por el factor ϕ sea mayor que el corte solicitante.

$$V_N \cdot \phi \geq V_U$$

$$V_N \cdot 0,75 \geq V_U$$

$$\frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,75 \geq V_U$$

Si dado el caso requiriéramos **dimensionar** una sección a partir del corte último solicitante, de la ecuación anterior puede despejarse el ancho b_w o la altura útil d .

Eligiendo el ancho, la altura útil mínima de la sección debe ser:

$$d_{min} \geq \frac{V_U}{\frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot 0,75}$$

Eligiendo la altura útil, el ancho mínimo de la sección debe ser:

$$b_{w min} \geq \frac{V_U}{\frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot 0,75}$$

Dimensionado de la sección de acero

Una vez dimensionada la sección de hormigón, podemos obtener su capacidad resistente a corte sin armadura de alma V_c , y reducirlo por el factor ϕ .

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Si el valor obtenido de capacidad de hormigón $\phi \cdot V_c$ fuera mayor que el corte último solicitante V_U , significa que el hormigón sólo, puede resistir todo el esfuerzo de corte y se procede de la siguiente manera:

Si $\phi \cdot V_c \geq V_U$ se coloca la siguiente armadura mínima

$$A_v = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s}{16 f_y} \geq \frac{0,33 \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$

Si $\frac{\phi \cdot V_c}{2} \geq V_U$ puede no armarse al corte

Si por el contrario el corte último solicitante es mayor que la capacidad resistente del hormigón ($V_U \geq \phi \cdot V_c$), se requiere una armadura de corte que aporte la resistencia faltante:

$$\phi \cdot V_s = V_U - \phi \cdot V_c$$

El criterio de dimensionado a cortante puede resumirse en el siguiente gráfico:

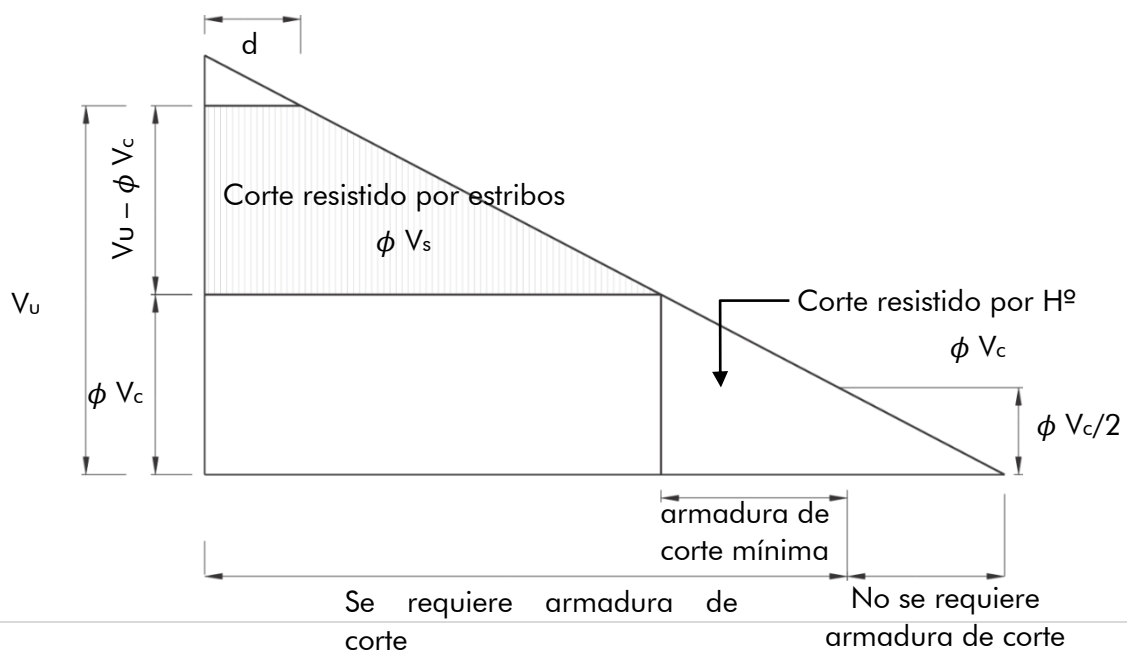


Fig. 20 – Requisitos a corte según CIRSOC 201:2005

El valor de $\phi \cdot V_s$ obtenido podrá ser colocado en forma de estribos o de barras dobladas. En general los estribos son de más fácil ejecución y control que las barras dobladas, por lo que se prefiere su utilización.

El total de armadura colocada en estribos y barras dobladas deberá ser igual a $\phi \cdot V_s$

$$\phi \cdot V_s = \phi \cdot (V_{se} + V_{sbd})$$

Donde

V_s es la resistencia al corte que debe aportar el acero

V_{se} es la resistencia al corte aportada por estribos

V_{sbd} es la resistencia al corte aportada por barras dobladas

Si se colocan **solo estribos**:

$$\phi \cdot V_s = \phi \cdot V_{se}$$

Según se vio anteriormente el valor de la resistencia a corte aportada por un estribo es igual al producto de la sección total de acero que poseen sus ramas ($A_{se} \cdot \frac{d}{s}$), multiplicada por la tensión de fluencia f_y .

$$\phi \cdot V_{se} = A_{se} \cdot \frac{d}{s} \cdot f_y \cdot \phi$$

De donde puede despejarse la sección de acero requerida por cada estribo:

$$A_{se} = \frac{(\phi \cdot V_{se}) \cdot s}{d \cdot f_y \cdot \phi}$$

Donde

A_{se} Sección de acero que aportan las ramas del estribo (cm)

V_{se} Esfuerzo de corte a resistir por estribos: $\phi \cdot V_{se} = V_U - \phi \cdot V_c$ en kg

s Separación de estribos

ϕ Factor de reducción de resistencia al corte = 0,75

d Altura útil de hormigón en cm

f_y Tensión de fluencia del acero en kg/cm²

Si se colocan **estribos y barras dobladas**:

Una vez determinada la cantidad de acero colocada en estribos, se obtiene la armadura a colocar en barras dobladas para completar la resistencia necesaria a partir de la diferencia entre el total de acero requerido y el ya colocado en estribos.

$$\phi \cdot V_s = \phi \cdot (V_{se} + V_{sbd})$$

$$\phi \cdot V_{sbd} = \phi \cdot V_s - \phi \cdot V_{se}$$

El valor de la resistencia a corte aportada por el acero en barras dobladas a 45° es igual a la sección total colocada sobre cada fisura multiplicada por la tensión de fluencia.

$$\phi \cdot V_{s\,bd} = A_{s\,bd} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{d}{s} \cdot f_y \cdot \phi$$

De donde puede despejarse la sección de acero necesaria para las barras dobladas

$$A_{s\,bd} = \frac{(\phi \cdot V_{s\,bd}) \cdot s}{\sqrt{2} \cdot d \cdot f_y \cdot \phi}$$

Donde

$A_{s\,bd}$ Sección de acero de barras dobladas $V_{s\,bd} = \phi \cdot V_s - \phi \cdot V_{s\,e}$

d Altura útil de hormigón

s Separación

ϕ Factor de reducción de resistencia al corte = 0,75

1.1.2 Diseño de armaduras de corte en vigas

- Estribos:

Para vigas, en general se utilizan en posición vertical, conformando un cerco cerrado que confina el hormigón, arriestra las barras comprimidas evitando su pandeo, y aporta resistencia al corte mediante las dos barras verticales que atraviesan el alma de la viga, denominadas "ramas".

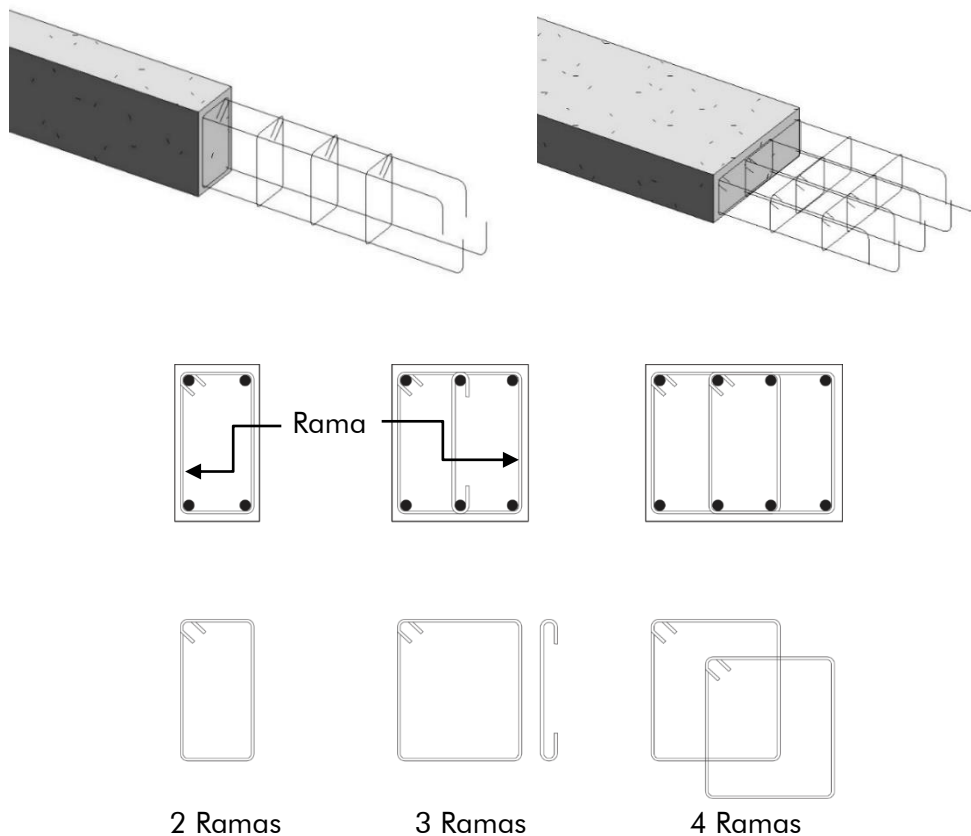


Fig. 21 – Estribos de dos, tres y cuatro ramas

El ángulo en que se doblan los extremos del estribo para cerrar el cerco puede ser a 90° o 135°. Si se trata de zona sísmica, el reglamento INPRES-CIRSOC 103:2005 en su parte II – “Construcciones de hormigón armado”, indica en el art. 2.2.9.10 que los estribos deben cerrarse con un ángulo de 135°.

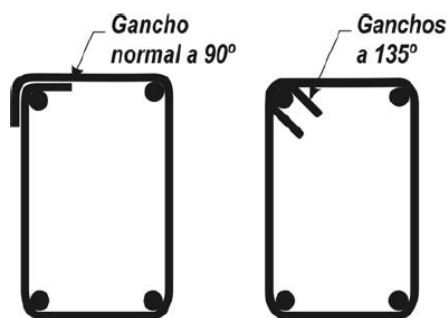


Fig. 22 – Ganchos de cierre de estribos

Como ya se ha desarrollado, la sección de estribos se obtiene mediante

$$A_{se} = \frac{V_{se} \cdot s}{d \cdot f_y \cdot \phi}$$

Por lo tanto, debemos fijar previamente una separación (que no supere el máximo permitido), y con ella obtener la sección de acero total que aporta un estribo con la sumatoria de todas sus ramas

Ramas	Diámetro			
	6	8	10	12
2	0,56 cm ²	1,00 cm ²	1,57 cm ²	2,26 cm ²
4	1,12 cm ²	2,00 cm ²	3,14 cm ²	4,52 cm ²

Separación máxima de armadura de alma

Para asegurar que cada una de las fisuras se cosa por más de un estribo se tendrán en cuenta, límites máximos para la separación.

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Si el corte último es mayor al doble de la resistencia al corte que aporta sólo el hormigón, la separación máxima se reduce a la mitad.

Si $V_U > 2 V_C$

$$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Armadura mínima

Cuando el corte último es $V_U \geq \frac{\phi \cdot V_C}{2}$ es necesario colocar siempre armadura de corte, que como mínimo debe ser:

$$A_{vmin} = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s}{16 f_y} \geq \frac{0,33 \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$

Elegido el diámetro y cantidad de ramas, podemos adoptar para toda la viga la misma separación o adecuarla a la variación de esfuerzo corte último requerido.

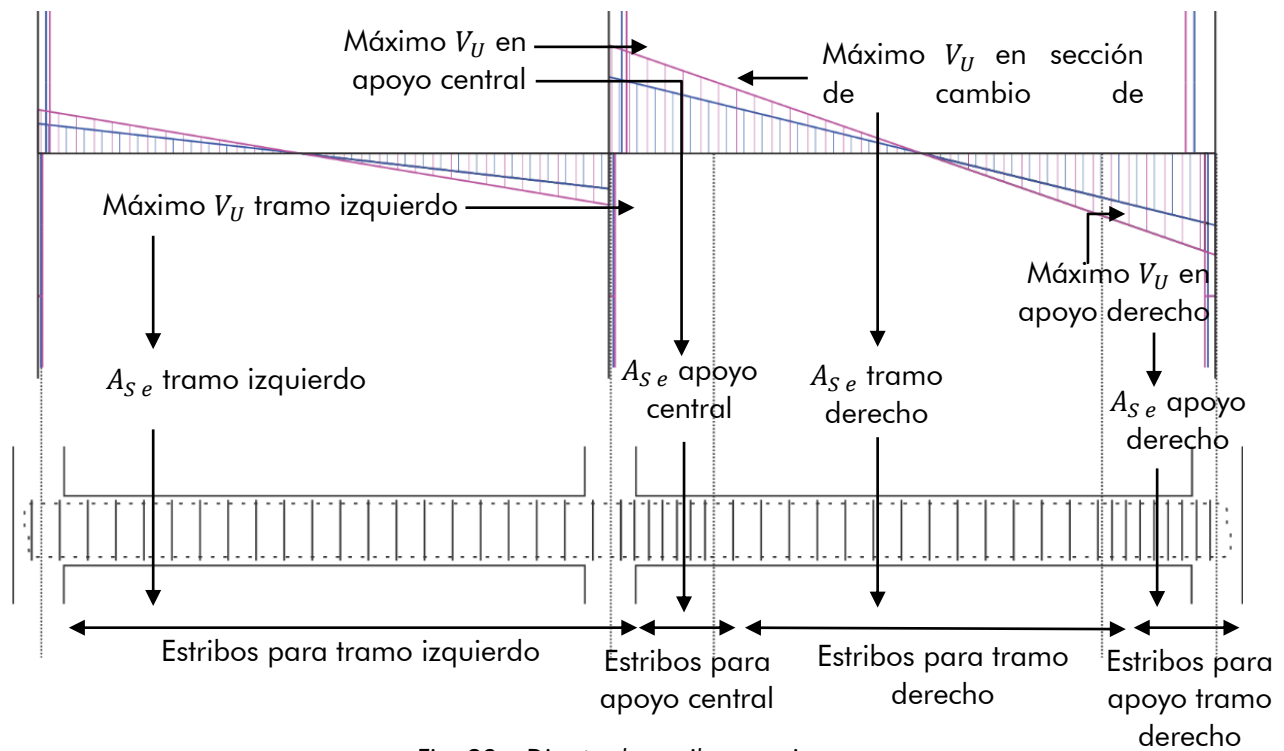


Fig. 23 – Diseño de estribos en vigas

1.1.3 Diseño de armaduras de corte en losas

1.1.3.1 Macizas

Para evitar la complejidad constructiva que implica la colocación de estribos en losas, éstas se dimensionan para resistir el corte sin necesidad de armadura. Por lo tanto el corte último debe ser menor que la resistencia aportada por el hormigón, reducida por el factor ϕ .

$$V_U \leq \phi \cdot V_C$$

Para el caso que se levante el 50% de la armadura de tramo al llegar al apoyo

$$V_U \leq \frac{2}{3} \cdot \phi \cdot V_C$$

Donde

$$\phi = 0,75$$

$$V_C = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

1.1.3.2 Nervuradas

Al igual que para losas macizas, es conveniente que el corte sea resistido solo por el hormigón, cumpliendo $V_U \leq \phi \cdot V_C$, o para el caso que se levante armadura $V_U \leq \frac{2}{3} \cdot \phi \cdot V_C$. De ser necesarios, los estribos por nervio se dimensionan igual que para las vigas, obteniendo el corte último por nervio multiplicando el corte último por metro de losa por la separación entre nervios.

$$V_{U \text{ nervio}} \text{ (kg/nervio)} = V_U \text{ (kg/m)} \cdot \text{separacion entre nervios (m)}$$

De todas maneras, aunque no sean necesarios por resistencia, se colocan estribos constructivos para garantizar la separación entre los bloques de alivianamiento y el recubrimiento de las barras longitudinales. Estos estribos pueden ser abiertos y con una separación aproximada de 50cm.

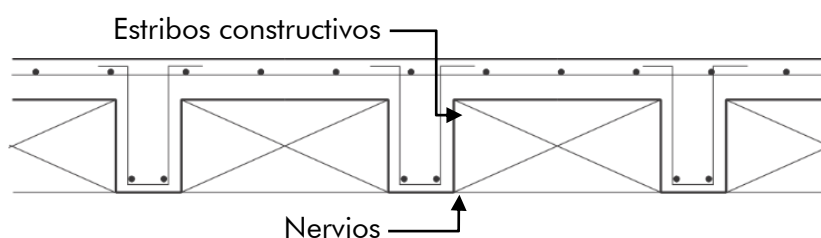


Fig. 24 – Estribos constructivos en losas nervuradas

Si en algún caso resultara insuficiente la sección del nervio para resistir sin armadura el corte de apoyo, puede macizarse el sector más solicitado, al igual que como se vio para el caso de flexión, evitando poner armadura de corte.

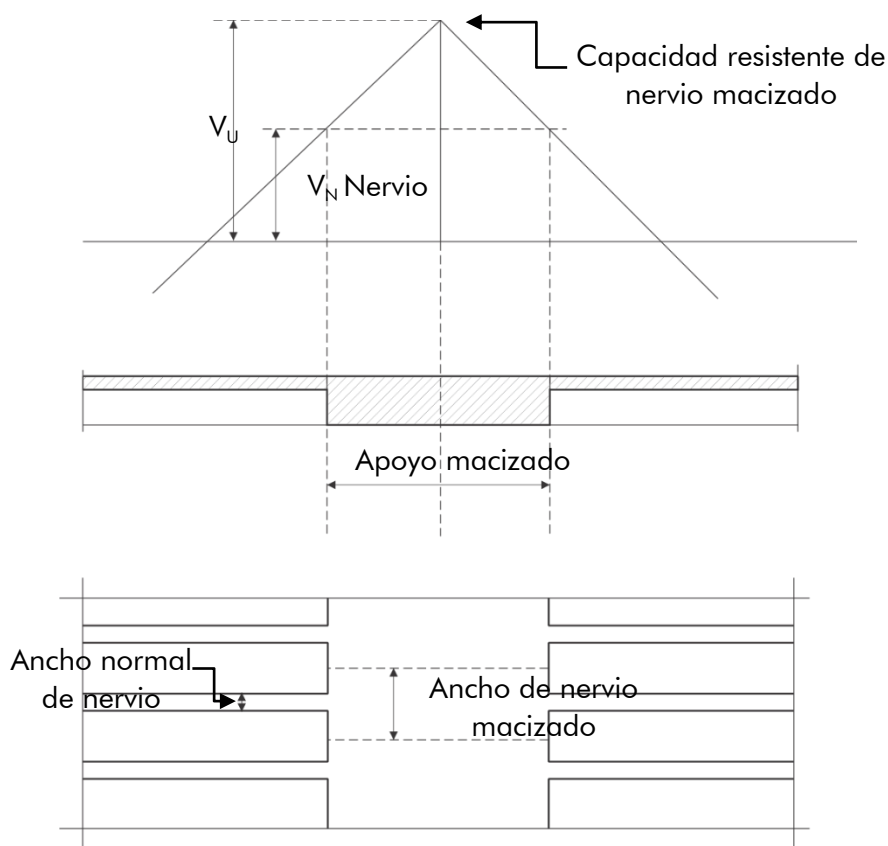


Fig. 25 – Macizado de nervios en losas nervuradas