



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO DEL IMPACTO EN CAMBIO NORMATIVA ACI318-2019  
EN DISEÑO AL CORTE DE FUNDACIONES PARA EDIFICIOS  
HABITACIONALES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FRANCISCO CARRASCO BUSTAMANTE

**PROFESOR GUÍA:**

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

FERNANDO YÁÑEZ URIBE

SANTIAGO DE CHILE

2020



**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL**

**POR:** FRANCISCO CARRASCO BUSTAMANTE

**FECHA:** 30/04/2020

**PROF. GUÍA:** LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

**ESTUDIO DEL IMPACTO EN CAMBIO NORMATIVA ACI318-2019 EN DISEÑO  
A CORTE DE LOSAS DE FUNDACIÓN PARA EDIFICIOS HABITACIONALES**

El código utilizado en Chile para el diseño de elementos de hormigón armado se basa en el documento "ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary" del Instituto Americano de Hormigón (American Concrete Institute, ACI). Dentro de los problemas con las disposiciones presentes en este documento, no se considera la reducción en la resistencia cortante que aporta el hormigón ( $V_c$ ) al aumentar el tamaño del elemento, fenómeno conocido como efecto de tamaño; tampoco se considera de manera correcta el efecto que tiene la cantidad de cuantía longitudinal, donde se observa un aumento en la resistencia cortante al aumentar su cantidad; y finalmente, se poseen varias ecuaciones para poder determinar  $V_c$ , lo que no permite un cálculo simplificado. Producto de esto, en la versión más reciente del código (ACI 318-19), se incorpora en la sección 22.5 "Resistencia a cortante en una dirección", el reglamento 22.5.5 " $V_c$  para miembros no preesforzados" donde se destaca la

incorporación del término factor efecto de tamaño  $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + \frac{d}{250})}}$  ( $d$  en mm) y el término de la

cuantía siendo proporcional a  $(\rho_w)^{1/3}$ . Como objetivo general del estudio se buscó comparar la predicción de la resistencia cortante mediante la ecuación 2019 con el esfuerzo cortante que reciben fundaciones ya existentes, obtenido mediante modelos computacionales, y así ver si las fundaciones chilenas se adecúan de buena manera o no con la actualización de normativa. Para lograr dicho objetivo, se realizaron las siguientes tareas: se realizó una revisión a la normativa ACI 318-19, analizando las ecuaciones y disposiciones para el cálculo de  $V_c$  y diseño de fundaciones superficiales; se recolectó 93 planos de fundaciones, con sus respectivos planos de armadura, y 35 modelos computacionales de plantas de fundación, formando una base de datos con 2318 fundaciones, analizadas en ambas direcciones. Mediante el análisis de los datos recolectados, los resultados de este estudio indicaron que las ecuaciones del ACI 318-08 entregan en promedio valores 3.4 veces el valor de la ecuación 2019, considerando el efecto de tamaño; al no considerarlo, esta relación disminuye a un 2.4. Con respecto al nivel de seguridad al aplicar la ecuación 2019 en fundaciones aisladas que soportan muros se obtiene que, considerando  $V_u$  en un plano vertical en la cara del muro (caso muy desfavorable), de 1146 casos analizados, el 79% no cumple el requisito de diseño ( $\phi V_c \geq V_u$ ) considerando el efecto de tamaño, y al no considerarlo se tiene un 53% del lado inseguro. Luego, considerando  $V_u$  a una distancia " $d$ " de la cara del muro (modelo grietas de corte en 45°), de 266 casos analizados el 59% cumplen con el requisito de diseño al considerar el efecto de tamaño, mientras que, al no considerar este efecto, la predicción de  $v_c^{2019}$  aumenta un 35%, generando que el 99% de los casos cumplan con el requisito de diseño. Por otro lado, de 66 elementos soportados en losas de fundación, la aplicación de esta nueva ecuación nos arroja que un 68% cumplen el requisito de diseño considerando el efecto de tamaño, mientras que, al no considerarlo, se obtiene que un 86% cumplen con  $\phi V_c \geq V_u$ .

# Agradecimientos

Quiero agradecer principalmente a mi familia, mi padre, madre y hermanos, que me han brindado siempre su apoyo incondicional, cariño y paciencia.

Agradecer especialmente a mi abuela, que durante gran parte de mi carrera me brindo todo su apoyo, dio lo mejor de ella para que yo pudiera rendir de la mejor manera en todo lo que me propusiera, incluso desvelarse en las noches para que yo pudiera salir a carretiar tranquilo.

A mi profe guía Leonardo Massone, por su ayuda y apoyo constante durante el desarrollo de este trabajo, por estar siempre disponible para resolver dudas y cederme todas las semanas un espacio de su tiempo para conversar y aclarar ideas.

Y en último lugar, porque siempre al final viene lo bueno, a mis amigos del colegio, de la U, de civil (i.e. inglés 5) y a los cabros del basket, porque sin ellos y la joda.....me hubiera titulado hace años (mentira), ¡los quiero caleta!

# Tabla de Contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Introducción General.....	1
1.2	Diseño al corte en elementos de hormigón estructural. ....	4
1.3	Objetivos. ....	5
1.3.1	Objetivos Generales. ....	5
1.3.2	Objetivos Específicos.....	5
1.4	Alcance del estudio. ....	6
2	Revisión Bibliográfica. ....	7
2.1	Estudios sobre el comportamiento del Corte. ....	7
2.2	Investigaciones con respecto a la predicción de la contribución del hormigón $V_c$ a la resistencia al corte. ....	11
2.2.1	Introducción. ....	11
2.2.2	Investigaciones en vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte. ....	12
2.2.3	Mecanismos de la resistencia cortante en vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte.....	19
2.2.4	Efecto del aumento en dimensiones y cantidad de refuerzo longitudinal.....	23
3	Expresiones utilizadas en la predicción de resistencia al corte por código ACI 318. ...	32
3.1	Desarrollo y evolución de las disposiciones para predecir la resistencia al corte. ....	33
3.2	Modelo Puntal-tensor. ....	36
3.3	Disposiciones ACI 318-08.....	37
3.3.1	Método Simplificado.....	39
3.3.2	Método Detallado.....	39
3.4	Disposiciones ACI 318-19.....	40
4	Base de Datos.....	43
4.1	Fundaciones tipo zapata aislada.....	44
4.2	Losa de Fundación.....	47
5	Análisis y discusión de resultados.....	48
5.1	Análisis de sensibilidad y comparación de ecuaciones utilizadas.....	49
5.1.1	Variación de Cuantía .....	49
5.1.2	Variación Profundidad de fundación.....	50
5.2	Predicción de Resistencia al Corte $V_c$ en fundaciones aisladas de edificios habitacionales. ....	51

5.2.1 Aplicación de ecuación 2019 sin considerar el factor efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ).....	58
5.3 Comparación de predicción de Resistencia al Corte $V_c$ de ecuaciones, con Esfuerzo de Corte $V_u$ presente en elemento. ....	60
5.3.1 Análisis de esfuerzo de corte solicitante en la cara del elemento soportado. .	62
5.3.2 Análisis de esfuerzo de corte solicitante a distancia “ $d$ ” de la cara del elemento soportado.....	64
5.4 Análisis y aplicación de ecuaciones en Losas de Fundación .....	67
6 Conclusiones obtenidas. ....	70
7 Bibliografía. ....	73
Anexo y Apéndices.....	75
Apéndice A: Obtención de Parámetros relevantes de planos AutoCAD. ....	75
Apéndice B: Obtención de esfuerzos $V_u$ de modelos computacionales utilizando software SAFE. ....	80
Apéndice C: Resultados obtenidos clasificados según características de la estructura. ....	84

## Índice de Tablas

Tabla 3-1 Resistencia a cortante en una dirección: $V_c$ para elementos no presforzados. ....	42
Tabla 5-1 Valores promedios, máximos y mínimos para la relación $vc_{2008}vc_{2019}$ según rango de cuantía. ....	56
Tabla 5-2 Valores promedio de parámetros y Predicción de resistencia al corte de datos obtenidos.....	57
Tabla 5-3 Valores estadísticos de esfuerzos en fundaciones aisladas analizadas en SAFE. Análisis de falla en plano inclinado $45^\circ$ .....	66
Tabla 5-4 Valores estadísticos para la relación $vcACIvuSAFE$ . Análisis de falla en plano inclinado $45^\circ$ .....	66
Tabla 5-5 Valores estadísticos de esfuerzos en elementos de losas de fundación analizados en SAFE. Análisis de falla en plano inclinado $45^\circ$ .....	68

## Índice de Ilustraciones

Figura 1-1 Zapata corrida para muro (McCormac, J., 2011). .....	2
Figura 1-2 Zapata aislada o zapata para una sola columna (McCormac, J., 2011). .....	2
Figura 1-3 Zapata combinada (McCormac, J., 2011). .....	3
Figura 1-4 Losa de Cimentación (McCormac, J., 2011). .....	3
Figura 1-5 a) zapata con presión uniforme del suelo; b) forma de deformación de la zapata (McCormac, J., 2011). .....	3
Figura 2-1 Representación de estribo con extremo superior abierto y barra longitudinal. ....	8
Figura 2-2 Patrón de falla en vigas T sin estribos (Mörsch, 1908). .....	8
Figura 2-3 Sistema de armadura simple o múltiple con barras longitudinales dobladas en extremos y con estribos (Mörsch, 1908) .....	8
Figura 2-4 Modelo del peine propuesto por Kani (Kani, 1964). .....	9
Figura 2-5 Gráfico Capacidad de flexión de viga versus relación a/d (Enigma de la falla de corte) (Kani, 1964). .....	9
Figura 2-6 Puntal oblicuo soportado por los pies de los estribos verticales (Leonhardt y Walther, 1961). .....	10
Figura 2-7 Patrón de grietas en vigas T con diferentes cantidades de refuerzo de corte (Leonhardt y Mönnig, 1973). .....	10
Figura 2-8 Corte en elemento pretensado (Leonhardt, Rostásy y Koch, 1973) (Referencia CEB bulletin 180, 1987). .....	11
Figura 2-9 Tensiones longitudinales en dos secciones transversales en viga de H.A. (Kutchma et al., 2019). .....	11
Figura 2-10 Tramo de corte (a) y profundidad efectiva (d) en viga simplemente apoyada. ....	12
Figura 2-11 Enigma Falla de corte: mecanismos de falla al corte en función de la esbeltez (Kani, 1967). .....	13
Figura 2-12 Compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas en la sección de elemento analizado: (a) Sección transversal, (b) Distribución de deformaciones, (c) Distribución de tensiones, (d) Distribución esfuerzos de corte y (e) Equilibrio de Fuerzas (Khuntia, 2001). .....	15
Figura 2-13 Viga simplemente apoyada sin refuerzo en alma: (a) Modelo de carga, (b) Diagrama fuerza de corte, (c) Diagrama de momento, (d) Acciones en tramo de corte (Gaetano Russo et al., 2005) .....	16
Figura 2-14 Specimen 2-1 (h=30 cm, línea gruesa). Specimen 2-4 (h=90 cm, línea delgada) (Sneed, 2007). .....	18
Figura 2-15 Número de grietas versus profundidad efectiva de viga (Sneed, 2007). ....	18

Figura 2-16 Componentes de la resistencia cortante en vigas de hormigón estructural (Kutchma et al., 2019).	19
Figura 2-17 Suposición básica de contacto entre agregado y matriz de hormigón (Huber et al., 2019).	20
Figura 2-18 Estructura del plano de grieta.	20
Figura 2-19 Nivel de rugosidad superficie de contacto, grieta sin (A) y con (B) fractura de agregado (Huber et al., 2019).	20
Figura 2-20 Acción de dovela: (a) Fuerzas desarrolladas en el refuerzo, (b) y (c) Desarrollo de esfuerzos transversales en la región del recubrimiento a lo largo de la barra (Fernández Ruiz et al., 2015).	21
Figura 2-21 Contribución a la resistencia cortante de cada acción de transferencia de corte (Huber et al., 2019).	23
Figura 2-22 $\gamma_{mod}$ para ecuación 11-3 del ACI 318 versus profundidad efectiva "d" (Reineck et al., 2013).	24
Figura 2-23 $\gamma_{mod}$ para ecuación 11-3 del ACI 318 versus cuantía de refuerzo longitudinal " $\rho_w$ " (Reineck et al., 2013).	24
Figura 2-24 Ley efecto de tamaño por Bazant en escala logarítmica, con $\sigma_n$ : fuerza nominal, D: tamaño característico de estructura (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).	26
Figura 2-25 Geometría de elementos ensayados (1 in=25.4 mm) (Bazant, 1991).	26
Figura 2-26 Regresión lineal para vigas con barras ancladas. Obtención de parámetros B y $d_0$ (Bazant, 1991).	27
Figura 2-27 Gráfico efecto de tamaño para vigas con barras ancladas, para todos los rangos de tamaño 1:16 (1 in=25.4 mm, 1 psi=6895 Pa) (Bazant, 1991).	27
Figura 2-28 Fuerza de corte nominal medio $VtD$ de las 9 vigas de hormigón armado ensayadas (3 para cada tamaño) comparado con la ley de efecto de tamaño de Bazant (V: Fuerza vertical máxima, D: altura efectiva de viga, t: espesor de viga de 200mm) (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).	28
Figura 2-29 Patrón de agrietamiento experimental, caso vigas pequeñas (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).	29
Figura 2-30 Patrón de agrietamiento experimental, caso vigas medianas (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).	29
Figura 2-31 Patrón de agrietamiento experimental, caso vigas profundas (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).	29
Figura 2-32 Relación lineal entre altura de la región agrietada $h_c$ y la altura de viga H, en diferentes vigas esbeltas de concreto con barras de acero (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).	29
Figura 2-33 Representación distribución de armadura: (A) $\rho_w = 2.0\%$ , (B) $\rho_w = 1.0\%$ , y (C) $\rho_w = 0.5\%$ (Angelakos, 1999).	30



Figura 2-34 Carga vs deformación para vigas de 32MPa con variación en refuerzo longitudinal (Angelakos, 1999). .....	31
Figura 3-1 Modelo Puntal-Tensor: Viga simplemente apoyada con carga concentrada. ....	36
Figura 3-2 Diseño a cortante en una dirección de una zapata aislada utilizando el método de puntal-tensor. ....	37
Figura 3-3 Impacto de profundidad en la relación de resistencia para elementos sin $A_v$ o $N_u$ (Kuchma et al., 2019). ....	41
Figura 3-4 Impacto de la cuantía en la relación de resistencia para elementos sin $A_v$ o $N_u$ (Kuchma et al., 2019). ....	41
Figura 4-1 Plano Planta de fundaciones, edificio habitacional de 10 niveles. ....	43
Figura 4-2 Armadura longitudinal de fundación aislada. ....	43
Figura 4-3 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus largo de fundación, en centímetros.....	44
Figura 4-4 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus ancho de fundación, en centímetros.....	44
Figura 4-5 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus profundidad “d” en centímetros.....	45
Figura 4-6 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus cuantía longitudinal ( $\rho_w = A_s b w d$ ) en porcentaje. ....	46
Figura 4-7 Histograma de fundaciones aisladas según número de niveles de la estructura habitacional. ....	46
Figura 4-8 Cantidad de elementos en losa de fundación versus niveles del edificio. ....	47
Figura 5-1 Esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c b w d$ ) versus cuantía longitudinal ( $\rho_w = A_s b w d$ ). ....	49
Figura 5-2 Esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c b w d$ ) versus profundidad “d” de elemento. ....	50
Figura 5-3 Cuantía “ $\rho_w$ ” presente en elemento versus profundidad efectiva “d”.....	52
Figura 5-4 Esfuerzo cortante nominal ( $v_c = V_c b w d$ ) versus profundidad efectiva “d” de fundación.....	53
Figura 5-5 Esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c b w d$ ) versus cuantía ( $\rho_w = A_s b w d$ ) de fundaciones.....	53
Figura 5-6 Gráfico Esfuerzo de corte nominal $v_c$ 2014 normalizado por versión 2019 versus Profundidad “d”. ....	53
Figura 5-7 Relación $V_c 2014 / V_c 2019$ promedio simple y detallada versus profundidad efectiva “d”.....	55
Figura 5-8 Gráfico Esfuerzo cortante nominal $v_c$ 2014 normalizado por versión 2019 versus Cuantía $\rho_w$ de fundación. ....	56

Figura 5-9 Gráfico Relación $vc_{2008}vc_{2019}$ versus Profundidad “d”. Caso sin efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ).....	59
Figura 5-10 Gráfico Relación $vc_{2008}vc_{2019}$ versus cuantía longitudinal “ $\rho_w$ ”. Caso sin efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ).....	59
Figura 5-11 Esfuerzo de corte en cara del elemento soportado.....	60
Figura 5-12 Esfuerzo de corte a distancia $d$ de la cara del elemento soportado.....	60
Figura 5-13 Mecanismo de falla por corte en zapatas. Modelo de grietas en 45° (McCormac, J. 2011).....	61
Figura 5-14 Diagrama de Cuerpo libre en extremo zapata. Esfuerzos Internos (ACI318-14, 9.4.3.2).....	61
Figura 5-15 Gráfico Relación $vc_{2019}vu_{SAFE}$ versus Profundidad “d”. Análisis falla en plano vertical en cara de muro soportado. ....	63
Figura 5-16 Gráfico Relación $vc_{2019}vu_{SAFE}$ versus Cuantía longitudinal “ $\rho_w$ ”. Análisis falla en plano vertical en cara de muro soportado.....	63
Figura 5-17 Gráfico Relación $vc_{2019}vu_{SAFE}$ versus Profundidad efectiva “d”. Análisis falla en plano inclinado en 45°. ....	64
Figura 5-18 Gráfico Relación $vc_{2019}vu_{SAFE}$ versus Cuantía longitudinal “ $\rho_w$ ”. Análisis falla en plano inclinado en 45°. ....	64
Figura 5-19 Elemento de losa de fundación analizado.....	67
Figura 5-20 $\phi_{vc}$ predicho por ecuaciones ACI, normalizado por corte solicitante $vu$ versus profundidad efectiva “d”.....	67
Figura 5-21 $\phi_{vc}$ predicho por ecuaciones ACI, normalizado por corte solicitante $vu$ versus cuantía longitudinal “ $\rho_w$ ”. ....	67
Figura 5-22 Gráfico Relación $\phi_{vc_{2019}vusafe}$ versus Profundidad efectiva “d”. Casos con ( $\lambda_s < 1.0$ ) y sin ( $\lambda_s = 1.0$ ) efecto de tamaño.....	69
Figura 5-23 Gráfico Relación $\phi_{vc_{2019}vusafe}$ versus Cuantía longitudinal “ $\rho_w$ ”. Casos con ( $\lambda_s < 1.0$ ) y sin ( $\lambda_s = 1.0$ ) efecto de tamaño.....	69

# 1 Introducción

## 1.1 Introducción General

Las zapatas son tipos de cimentaciones superficiales de hormigón armado que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. De esta manera, las presiones admisibles del suelo llegan a ser generalmente de unos cuantos kilogramos por centímetro cuadrado como, por ejemplo,  $6 \text{ kg/cm}^2$  para el caso de suelos tipo B. Por otro lado, los esfuerzos de compresión en los muros y columnas de una estructura pueden llegar a ser de cientos de kilogramos por centímetro cuadrado, teniendo la necesidad de repartir estas cargas sobre la suficiente superficie de suelo como para que éste soporte las cargas en forma segura.

Se debe lograr la transferencia de cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o disparejos y rotaciones, pero además se debe proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo. Esto se puede lograr transmitiendo las cargas soportadas a un suelo de suficiente resistencia y repartirlas sobre un área adecuada.

Con respecto a la profundidad de una zapata, cuando más cerca esté a la superficie de terreno, más económico será construirla. Sin embargo, se tienen dos razones por las que no deben usarse cimentaciones muy poco profundas: primero, es necesario desplantar la base de las zapatas por debajo de nivel de congelamiento, para que el suelo congelado no ocasione movimientos verticales o expansiones de la cimentación al aumentar su volumen; luego, en segundo lugar, es necesario excavar a una profundidad suficiente a fin de encontrar un material de apoyo satisfactorio.

Dentro del tipo de zapatas de hormigón armado de uso común se destacan las siguientes:

- **Zapata Corrida (Fig. 1-1)**: ampliación de la parte inferior de un muro, cuya finalidad es distribuir adecuadamente la carga sobre el suelo de la cimentación. Usadas generalmente en el perímetro de un edificio y a veces bajo los muros interiores.

- **Zapata aislada o zapata para una sola columna (Fig. 1-2)**: soporta la carga de una sola columna. Son las zapatas más comunes, en particular cuando las cargas son ligeras y las columnas no se encuentran muy cercanas entre sí.
- **Zapatas Combinadas (Fig. 1-3)**: soportan las cargas de dos o más columnas. Es una opción económica cuando dos o más columnas fuertemente cargadas están separadas entre sí a una distancia tal que sus zapatas individuales quedarían traslapadas.
- **Losa de cimentación (Fig. 1-4)**: losa continua de hormigón armado sobre un área grande que se usa para soportar muchas columnas y muros. Sirve cuando la resistencia del suelo es baja o las cargas de las columnas son grandes, pero no se usan pilotes o cajones de cimentación. Si se diseñan zapatas individuales para cada columna y su área combinada es mayor que la mitad del área contenida dentro del perímetro del edificio usualmente es más económico usar una sola losa continua; resulta útil para reducir los asentamientos diferenciales entre columnas, siendo una reducción del 50% o mayor. Para este tipo de cimentación se busca excavar una cantidad de tierra aproximadamente igual al peso de edificio, para que así la presión del suelo luego de la construcción sea teóricamente igual a la que existía antes de la excavación, así el edificio “flotará” sobre la losa.

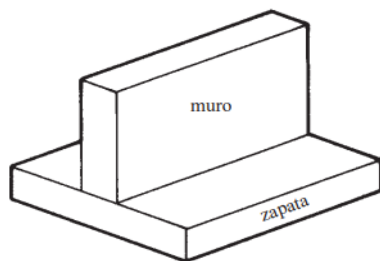


Figura 1-1 Zapata corrida para muro (McCormac, J., 2011).

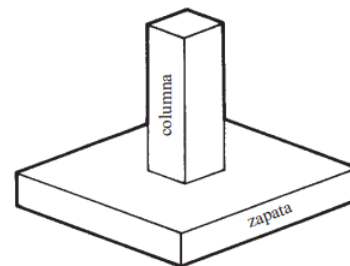


Figura 1-2 Zapata aislada o zapata para una sola columna (McCormac, J., 2011).

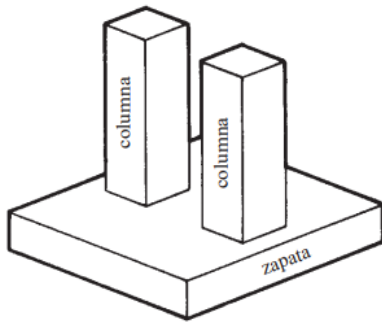


Figura 1-3 Zapata combinada (McCormac, J., 2011).

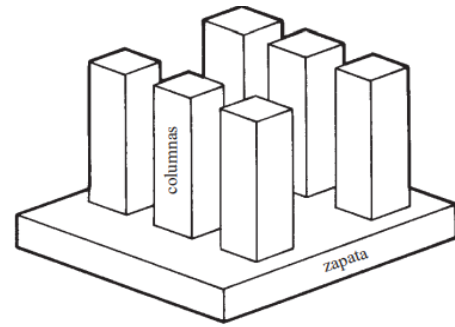


Figura 1-4 Losa de Cimentación (McCormac, J., 2011).

Con respecto al diseño de zapatas para muros, se puede aplicar la misma teoría que se utiliza para diseñar vigas, con sólo unas cuantas modificaciones. Se tiene que la presión hacia arriba del suelo bajo la zapata del muro tiende a flexionar la zapata en la forma mostrada en la Figura 1-5b. Las zapatas se diseñan como vigas de pequeño peralte para los momentos y cortantes existentes. La gran diferencia está en que las vigas al tener que soportar menos cargas y los claros son bastante grandes, las dimensiones son determinadas por momentos, en cambio, en las zapatas las cargas del suelo que las soportan pueden ser muy grandes y los claros son relativamente cortos, por lo que la fuerza cortante es la que determina el espesor de ésta.

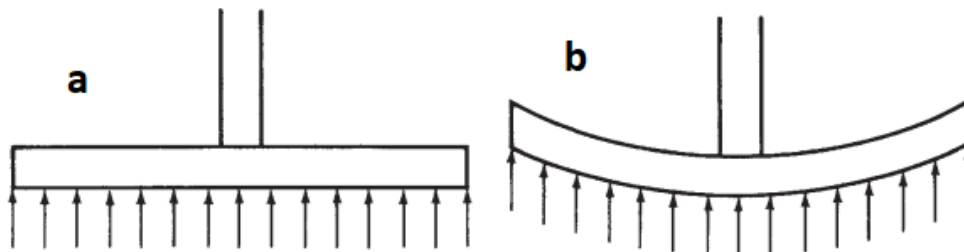


Figura 1-5 a) zapata con presión uniforme del suelo; b) forma de deformación de la zapata (McCormac, J., 2011).

Finalmente, suele considerarse que el uso de estribos en las zapatas es poco práctico y antieconómico. Por esta razón, el espesor efectivo de las zapatas para muros se selecciona de manera que  $V_u$  quede limitada a la fuerza cortante de diseño  $\phi V_c$  que el concreto puede tomar sin refuerzo del alma, valor que queda determinado según la ecuación que se utilice para el cálculo de  $V_c$ , teniendo en análisis y consideración 3 ecuaciones para este estudio: la versión simplificada y detallada del ACI 318-2014, y la ecuación propuesta correspondiente a la versión 2019 del código.

## 1.2 Diseño al corte en elementos de hormigón estructural.

El Código de Diseño de Hormigón Estructural “ACI 318” del Instituto Americano del Hormigón (American Concrete Institute, ACI), proporciona los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de hormigón estructural. Este código incluye en un solo documento las reglas para todo hormigón usado con propósitos estructurales, incluyendo tanto al hormigón simple como al hormigón armado. En él, se complementa la ordenanza general de construcción, y rige en todos los asuntos relativos al diseño y a la construcción de hormigón estructural, excepto en los casos en que este código entre en conflicto con la ordenanza general de construcción legalmente adoptada. El ACI recomienda que el código de diseño ACI 318 sea adoptado en su totalidad; sin embargo, se reconoce que cuando se incluye como parte de una ordenanza general de construcciones legalmente adoptada, tal ordenanza general puede modificar algunas de sus disposiciones.

En Chile actualmente se encuentra establecida la norma ACI 318-08, perteneciente a la corrección del año 2008 y que se ha ido modificando dentro de los años, por lo que se busca analizar y estudiar el impacto que se tiene al adoptar los cambios que se proponen en la nueva versión del ACI 318-2019, sobre todo con respecto al cambio que se propone para el diseño de corte de vigas de hormigón armado. En grandes rasgos, estos cambios consideran diversos estudios realizados por autores como Bazant (1991, 2007), Khuntia (2001), Kuchma et al. (2008), Reineck (2013, 2014), entre otros, donde estudian y analizan diversos tipos de vigas de hormigón, donde se establecen ciertos tipos de criterios, tanto para flexión como para falla de corte, y así poder ir filtrando las vigas que cumplen y las que no cumplen los cambios en la normativa. Estos estudios tuvieron como principal enfoque las vigas que eran de grandes dimensiones y las que poseían baja armadura de corte, por lo cual se busca aplicar estos cambios propuestos en fundaciones de edificios habitacionales.

Dentro de las razones expuestas para justificar el cambio, se encuentra que tanto como el método simplificado y el detallado del código ACI318 en su versión 2008, las ecuaciones de corte proporcionadas tienen fallas, de las que destaca que ambos métodos no tienen en cuenta el efecto del tamaño del elemento y/o las condiciones cuando se tiene una baja cantidad de refuerzo longitudinal (Kuchma *et al.*, 2019). Otras

preocupaciones son la complejidad y el alto número de ecuaciones para calcular la contribución del concreto a la fuerza de corte. Este cambio propuesto simplifica el proceso de cálculo de la capacidad al corte y mejora la precisión de las ecuaciones.

## 1.3 Objetivos.

### 1.3.1 Objetivos Generales.

Como objetivo global de este estudio se busca establecer el impacto que tiene el cambio en la normativa ACI 318, precisamente en las ecuaciones de resistencia al corte, con respecto al diseño de fundaciones aisladas en edificios habitacionales y ver de qué manera afecta la variación de ciertos parámetros en este cambio. También, se busca aplicar el cambio de normativa a diferentes tipos de edificios y poder establecer una comparación con la norma vigente chilena, entregando como resultado un catálogo de los edificios analizados y el respectivo porcentaje en la variación de la resistencia al corte que se genera utilizando la norma vigente y la que se busca actualizar.

### 1.3.2 Objetivos Específicos.

De forma más específica, lo que se busca lograr con este estudio es:

- Realizar un análisis de los estudios realizados por los autores relacionados con el cambio de normativa, tales como Bazant, Bentz, Khuntia, Reineck, entre otros, para así entender el por qué se presenta este cambio y de qué manera afecta el tamaño de elemento a la resistencia al corte.
- Efectuar una recopilación de datos proporcionada por una oficina de cálculo, tales como planos estructurales, parámetros del suelo de fundación, tensiones en las fundaciones, planos de armadura y modelos computacionales. Con esto, buscamos tener una mayor cantidad de estructuras a analizar, además de notar si las oficinas muestran interés en el tema en cuestión.
- Calcular la contribución del hormigón a la resistencia al corte con las ecuaciones vigentes y la ecuación propuesta. Con esto, buscamos generar una base de datos que nos permita comparar varios diseños y poder determinar una tendencia en el dimensionamiento de los elementos de hormigón.

- Comparar la predicción realizada por la ecuación 2019 con el esfuerzo de corte que actúa sobre el elemento, obtenido mediante modelos computacionales, y así determinar si la aplicación de la nueva ecuación se adecúa de buena manera con los requisitos de diseño en las fundaciones analizadas.

#### 1.4 Alcance del estudio.

Este estudio nace producto de la actualización en las ecuaciones de corte en vigas del código ACI 318, precisamente en vigas de gran profundidad y con una baja cantidad de refuerzo longitudinal. Por esto, el estudio se centra en un tipo específico de elementos construidos en hormigón armado, que cumplen con los requisitos principales para la evaluación de la ecuación propuesta, como lo son fundaciones del tipo zapata aislada de edificios habitacionales chilenos.

Se realizó una amplia revisión bibliográfica, donde se revisaron estudios, investigaciones y ensayos de vigas de gran profundidad sin estribos, con una baja cantidad de refuerzo longitudinal, analizando el comportamiento que tienen hasta producirse la falla por corte.

También, se logra recopilar una gran cantidad de datos de documentos tales como planos de fundación y modelos SAFE para poder formar una base de datos confiable, conclusiones sobre el comportamiento de la ecuación nueva aplicada en edificios chilenos, y recomendaciones para la futura implementación de esta ecuación. Por otra parte, con la base de datos conformada, se corroboraron hipótesis planteadas por diversos autores y se generó una discusión junto con un análisis para medir la efectividad y precisión que tiene la nueva ecuación con respecto a las que se encuentran vigentes para la predicción de la contribución de hormigón a la resistencia al corte. Cabe mencionar que este trabajo consiste en una obtención de datos e información de documentos de diseño estructural, y el análisis de estos; y no un trabajo experimental, por lo que solo se muestran valores de predicciones hechas con ecuaciones ACI, y no resultados de ensayos propios.



## 2 Revisión Bibliográfica.

El comportamiento al corte de elementos de hormigón armado ha sido ampliamente estudiado a lo largo de los años y existen modelos que lo caracterizan de buena forma; por otro lado, no se tiene un conocimiento claro y un acuerdo universal de una relación o fórmula que pueda predecir con exactitud la resistencia al corte y la contribución del hormigón a esta. Esta revisión de literatura comienza presentando un vistazo general a la historia de investigaciones del fenómeno del corte en elementos de hormigón. Luego, se presentan investigaciones y estudios que se han realizado sobre la predicción de la contribución del hormigón a la resistencia cortante del elemento ( $V_c$ ): primero, se presentan investigaciones en vigas de hormigón armado sin refuerzo transversal; segundo, se presentan los mecanismos de la resistencia cortante; y finalmente, se analizan investigaciones con relación al efecto que tiene el aumento de tamaño del elemento de hormigón armado y cantidad de refuerzo longitudinal presente en este.

### 2.1 Estudios sobre el comportamiento del Corte.

El desarrollo histórico de teorías del fenómeno de corte se presenta en el comité en conjunto ACI-ASCE 445 (1998), donde el concepto de tensión diagonal y analogía del reticulado fue presentado por primera vez por Ritter (1899). Años más tarde, Mörsch (1902) investigó la distribución de esfuerzos de corte en vigas de hormigón armado que contienen grietas de flexión, donde mostró que los esfuerzos de corte alcanzan su valor máximo en el eje neutro y se mantiene constante hasta el nivel del refuerzo de flexión. La magnitud del esfuerzo de corte máximo puede predecirse mediante la siguiente relación:

$$\tau = \frac{V}{bz}$$

Donde  $V$  es la fuerza cortante,  $b$  corresponde al ancho del elemento y  $z$  el brazo de palanca.

Para esto, el presenta y compara varios resultados de pruebas de corte, incluyendo barras dobladas o estribos. En la mayoría de los experimentos, los estribos tienen la misma forma como presentó Ritter: abiertos en el extremo superior y cubriendo todo el refuerzo longitudinal separadamente (Fig. 2-1). En algunas de estas pruebas, el número y distancia de barras dobladas también fueron experimentalmente estudiados.

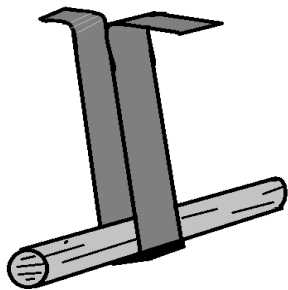


Figura 2-1 Representación de estribo con extremo superior abierto y barra longitudinal.

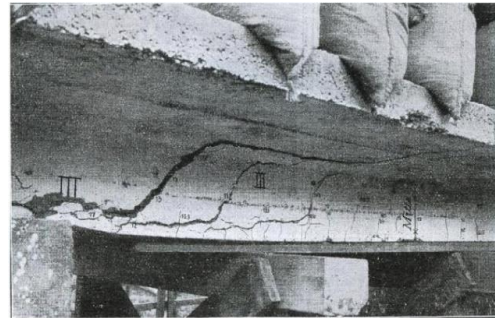


Figura 2-2 Patrón de falla en vigas T sin estribos (Mörsch, 1908).

El resultado experimental mostrado en la Figura 2-2 indica una falla clásica de corte de una viga T sin refuerzo de corte. Las grietas de falla comienzan horizontalmente en el soporte, siguiendo el refuerzo longitudinal a tracción, y luego sube a la fibra comprimida a unos 45 grados, para luego terminar alcanzando la posición de la carga. De estas investigaciones, Mörsch explica que la viga de hormigón armado puede tratarse como un sistema de armadura simple o múltiple (Fig 2-3), donde las líneas sombreadas de hormigón representan los puntales comprimidos, y los estribos o barras dobladas actúan como elementos tensores. Las fuerzas de tracción en el refuerzo longitudinal se obtienen por el análisis de la misma armadura. Este enfoque a menudo se conoce como analogía del reticulado y proporcionó la base para el diseño del corte.

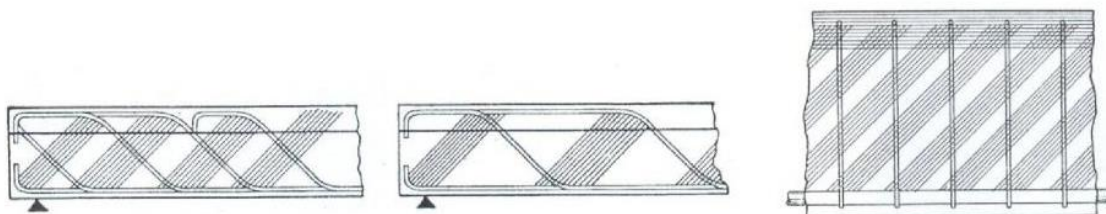


Figura 2-3 Sistema de armadura simple o múltiple con barras longitudinales dobladas en extremos y con estribos (Mörsch, 1908)

Años más tarde, una aproximación más realista fue realizada por Kani (1964), quien supuso el siguiente mecanismo para una viga de hormigón armado: la formación de grietas de flexión transforma la viga de hormigón armado en una estructura parecida a un peine (Fig. 2-4). La zona de compresión de la viga es la columna vertebral del peine, mientras que la zona de tracción, separada por las grietas de flexión inclinadas, son los dientes de hormigón del peine. Mientras no se exceda la capacidad de los dientes de hormigón, rige el comportamiento de peine. Luego de que la resistencia de los dientes de hormigón sea superada, el arco que componen los dientes (que tienen proporciones bastante diferentes), permanece (Kani, 1964). Kani explicó que el principal obstáculo para el problema del corte es la gran cantidad de parámetros involucrados en este fenómeno, de los cuales algunos pueden aún no conocerse del todo. También, presentó el momento crítico por falla de los dientes de hormigón ( $M_{cr}$ ), relacionando la capacidad de flexión versus la relación  $a/d$ , es decir, la relación de brazo de corte. En esta representación, se mostró un conjunto de datos con un mínimo local de relación  $\frac{a}{d} = 2.5$  (Fig. 2-5). Este gráfico de los resultados se conoce como el enigma de la falla por corte.

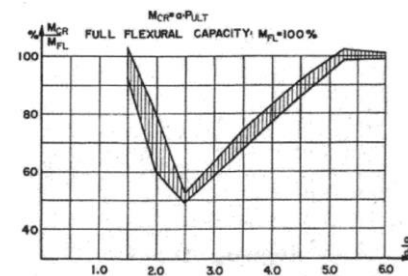
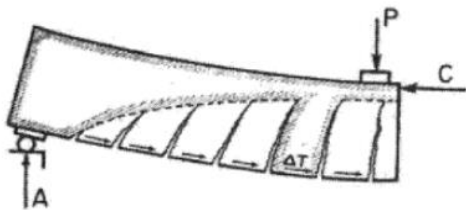


Figura 2-4 Modelo del peine propuesto por Kani (Kani, 1964). Figura 2-5 Gráfico Capacidad de flexión de viga versus relación  $a/d$  (Enigma de la falla de corte) (Kani, 1964).

Leonhardt y Walther (1961) propusieron la teoría de que un puntal oblicuo en vigas profundas actúa como una viga apoyada en los pies de estribo (Figura 2-6). Como resultado de esto, investigadores propusieron que más apoyos intermedios (es decir, pies de estribo) tendrían el efecto de aumentar la capacidad de corte de la viga, recomendando así espaciar estribos a través del alma a 20 cm para vigas con esfuerzos de corte altos y a 40 cm para vigas con esfuerzos de corte bajos. También, recomendaron limitar el máximo espaciamiento de estribos a través del alma de la viga a una distancia menor que la profundidad efectiva "d".

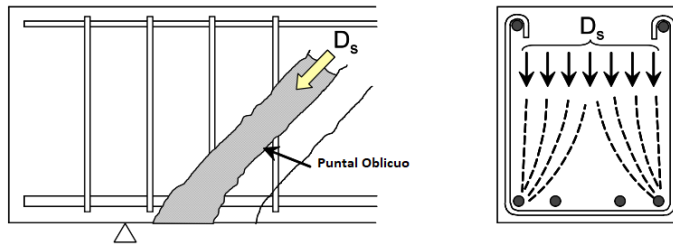


Figura 2-6 Puntal oblicuo soportado por los pies de los estribos verticales (Leonhardt y Walther, 1961).

Luego, experimentos realizados por Leonhardt y Mönnig (1973) se concentraron en el comportamiento de corte seccional. La Figura 2-7 indica resultados de ensayos en vigas de hormigón con igual sección transversal y misma cantidad de refuerzo longitudinal, pero con diferentes cantidades del refuerzo de corte. Los patrones de agrietamiento en esta figura indican la influencia de la cantidad de refuerzo de corte en forma de estribo en la inclinación de las grietas, donde una menor cantidad de refuerzo de corte muestra un ángulo de inclinación (con respecto al eje longitudinal de la viga) de grietas reducido en el tramo de corte.

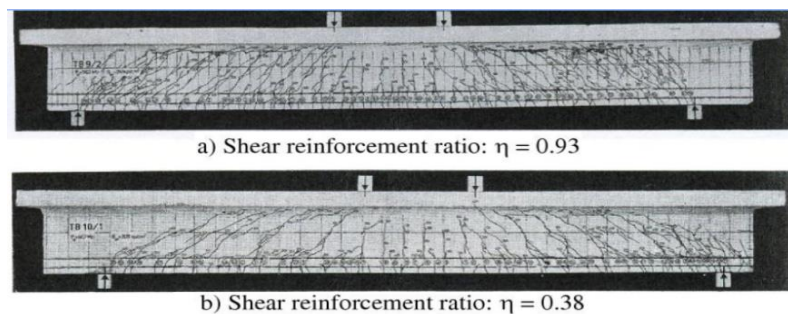


Figura 2-7 Patrón de grietas en vigas T con diferentes cantidades de refuerzo de corte (Leonhardt y Mönnig, 1973).

Se prestó especial atención a la posible falla de puntales de hormigón a compresión. En vigas de sección transversal con alas grandes y una gran cantidad de refuerzo en el alma, los puntales de compresión pueden fallar repentinamente entre grietas inclinadas, incluso antes de que el refuerzo del alma fluya. Así, la falla del alma a compresión proporciona el límite superior de la resistencia al corte (Leonhardt y Mönnig, 1973). Finalmente, Leonhardt, Rostásy y Koch (1973) demostraron experimentalmente no solo la existencia del término  $V_c$ , que corresponde a la contribución del hormigón a la resistencia cortante, sino que también demostraron el aumento adicional de la capacidad de corte en el caso pretensado (Fig. 2-8). El aumento de la capacidad al corte  $V_c$  en la figura 2-8 se indica por la disminución de los esfuerzos de estribo.

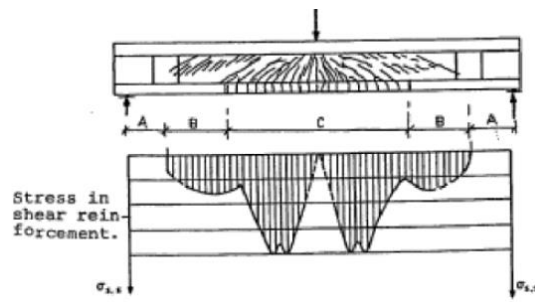


Figura 2-8 Corte en elemento pretensado (Leonhardt, Rostásy y Koch, 1973) (Referencia CEB bulletin 180, 1987).

## 2.2 Investigaciones con respecto a la predicción de la contribución del hormigón $V_c$ a la resistencia al corte.

### 2.2.1 Introducción.

Como se expuso en la sección anterior, la falla de corte en vigas de hormigón armado ha sido ampliamente estudiada a lo largo de los años, comenzando principalmente en los inicios del siglo 20. El estudio de este fenómeno ha sido difícil de comprender debido a que es afectado por diversos parámetros. Kani (1966) estableció que “solo reduciendo el número de variables a un mínimo podemos atribuir los resultados de nuestra investigación a los parámetros individuales inherentes de una viga de hormigón armado”. Dentro de los factores que aumentan la complejidad del comportamiento de la resistencia cortante en vigas, se destaca que: 1) existe una variación en la tensión longitudinal sobre la profundidad y largo de la viga (Fig. 2-9); 2) el refuerzo longitudinal usualmente no es distribuido uniformemente en la profundidad de la viga; 3) las cargas puntuales y apoyos crean casos más complejos en la distribución de esfuerzos; y 4) el pretensado puede introducir estados de esfuerzos no uniformes (Kutchma et al., 2019).

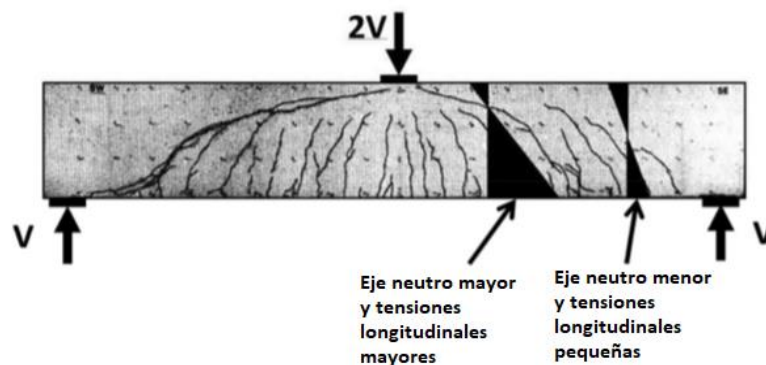


Figura 2-9 Tensiones longitudinales en dos secciones transversales en viga de H.A. (Kutchma et al., 2019).

Los métodos de diseño actuales para el corte son basados principalmente en resultados de 194 pruebas de vigas con profundidades inferiores a 60 cm, donde el 88% de estas vigas tienen profundidades inferiores a 40 cm (Murray, 2010), lo cual nos sugiere que para profundidades mayores se pueden tener resultados poco conservadores.

### 2.2.2 Investigaciones en vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte.

De las investigaciones realizadas por Morsch presentadas en la sección anterior, en el año 1920 introdujo el concepto de resistencia cortante ( $V_u/bd$ ) como medida de la resistencia de tracción diagonal, para luego extender la analogía del reticulado a problemas de torsión. Con respecto a los parámetros que influyen en la resistencia cortante, en 1940 Morretto propuso una expresión empírica para predecir la resistencia cortante nominal incorporando la fuerza del hormigón y el refuerzo longitudinal. Luego, Clark (1951) propuso una expresión para predecir la resistencia cortante nominal incluyendo la fuerza de compresión del hormigón, refuerzo longitudinal y la relación tramo de corte-profundidad efectiva ( $a/d$ ), donde  $a$  es el largo del tramo de corte y  $d$  es la profundidad efectiva, representados en la figura 2-10.

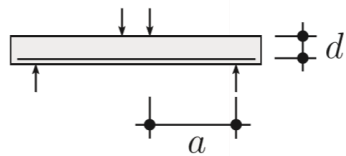


Figura 2-10 Tramo de corte ( $a$ ) y profundidad efectiva ( $d$ ) en viga simplemente apoyada.

Con respecto al comportamiento del corte en vigas sin refuerzo en el alma, Leonhardt y Walther (1962) cuestionaron la extrapolación de datos de vigas pequeñas a grandes sin refuerzo en el alma. En su investigación, ensayaron dos series de vigas similares sin refuerzo de alma. En la primera serie, la sección transversal varió entre 50x80mm y 200x320mm, con el diámetro de barra proporcional a las dimensiones externas y el número de barras de refuerzo constante. En la segunda serie, la sección transversal varió entre 100x180mm y 225x670mm, donde el diámetro de barra se mantuvo constante y el número de barras fue variando para mantener el porcentaje de refuerzo dado. De esto, se observó que la resistencia cortante en la falla disminuyó un 37% entre las vigas pequeñas y grandes en la primera serie, y para la segunda serie esta

disminución fue de un 25%. La mayor parte de pérdida de resistencia en la primera serie se atribuyó al pobre enlace con el aumento en el diámetro de barra. Con esto, concluyeron que la diferencia entre la resistencia cortante unitaria en las series era relacionada con el enlace que dependía del área de refuerzo longitudinal y que, si este enlace disminuye, las grietas de corte se propagan más lejos.

Kani (1967) ensayó vigas centrándose en variables individuales para comprender el corte en el hormigón, las cuales fueron la fuerza de compresión, relación tramo de corte-profundidad efectiva, cuantía de refuerzo, y el ancho de viga. Sus conclusiones se basaron en 133 pruebas de viga con variación de profundidad entre 150 y 1200 mm, dentro de las que se destaca que la resistencia cortante unitaria era afectada por la relación tramo de corte-profundidad efectiva ( $a/d$ ) y la cuantía del refuerzo longitudinal. Kani afirmó que los resultados de las pruebas de viga con relaciones  $\frac{a}{d} \leq 2.5$  no eran comparables con los resultados de vigas con relaciones  $\frac{a}{d}$  más grandes debido a que para este valor se observa una transición entre los modos de falla. Para valores  $\frac{a}{d} > 2.5$  controla el mecanismo de viga (carga vertical aplicada a la viga) y la falla es usualmente tratada como falla de tensión diagonal (TD), mientras que para valores  $\frac{a}{d} \leq 2.5$  controla la acción de arco y la falla es usualmente tratada como falla de corte-compresión (CC) (Figura 2-11). El modelo de falla que deriva de esta investigación se detalló en la sección anterior y se conoce como el Enigma de la falla de corte.

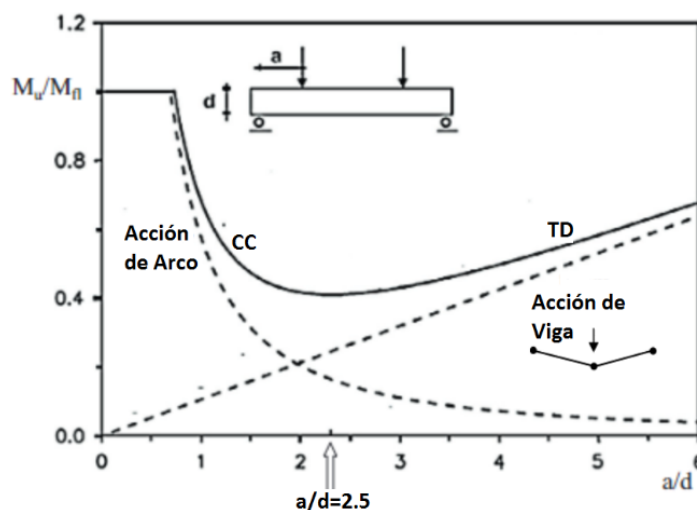


Figura 2-11 Enigma Falla de corte: mecanismos de falla al corte en función de la esbeltez (Kani, 1967).

Khuntia (2001) propuso que la falla de corte en elementos de hormigón armado sin estribos se inicia cuando el principal esfuerzo de tracción dentro del rango de corte excede a la resistencia de tracción del hormigón, y producto de esto, se genera una propagación de una grieta diagonal en el alma de la viga. En otras palabras, la fuerza de agrietamiento diagonal depende de la resistencia a la tracción de hormigón, la cual a su vez se relaciona con su resistencia a compresión. El objetivo principal de este estudio es representar la resistencia cortante de elementos de hormigón armado sin refuerzo transversal como el producto entre un factor “k”, que es una función de la geometría de la viga, su refuerzo longitudinal y carga aplicada, con una función exponencial de la fuerza de compresión del hormigón:

$$v_c = k(\text{geometría}, \text{refuerzo}, \text{carga})(f'_c)^\alpha$$

Khuntia realizó un análisis paramétrico de los resultados de 127 pruebas de vigas, en donde se varió el valor de cada parámetro en análisis, manteniendo constante el resto de las variables. Dentro de las suposiciones realizadas con respecto al modelo de carga utilizado, se destacan: 1) Una sección transversal que es plana antes de ser cargada permanece plana bajo la carga. Esto nos dice que la distribución de deformación longitudinal en la sección es lineal (Fig. 2-12b); 2) La fuerza de corte en elementos de hormigón armado es tomada como la fuerza de agrietamiento diagonal; 3) Sobre la profundidad de corte efectiva, la distribución del esfuerzo de corte es modelada como parabólica, teniendo máximo valor en el eje neutro (Fig. 2.12d); y 4) Los elementos en el eje neutro están bajo condiciones de corte puro, donde no se considera el nivel de la fuerza axial. Con respecto a la influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho$ ) en la resistencia cortante, se observó que cuando se proporciona más refuerzo a tracción, la profundidad de corte efectivo ( $c_1$  en Figura 2-12c) es mayor, para así poder mantener el equilibrio de fuerza axial, de este modo se incrementa la fuerza de corte del miembro. El estudio muestra que la fuerza de corte incrementa con el incremento en la relación de refuerzo, aunque no de manera proporcional, proponiendo que la fuerza de corte sea proporcional a  $\rho^{0,37}$ . Con respecto a la influencia de la relación tramo de corte-profundidad efectiva ( $a/d$ ) en la resistencia cortante, en cualquier punto de sección transversal del elemento estudiado, se espera que la profundidad de grieta de flexión aumente (esto es,



que la magnitud de  $c_1$  disminuye) si se aumenta el momento flector. Así, la fuerza de agrietamiento de corte  $V_{cr}$  debería disminuir con el incremento de momento flector, por lo que la falla debería ocurrir en la sección donde  $V_{cr} = V_u$ , siendo  $V_u$  la fuerza de corte debido a la carga aplicada.

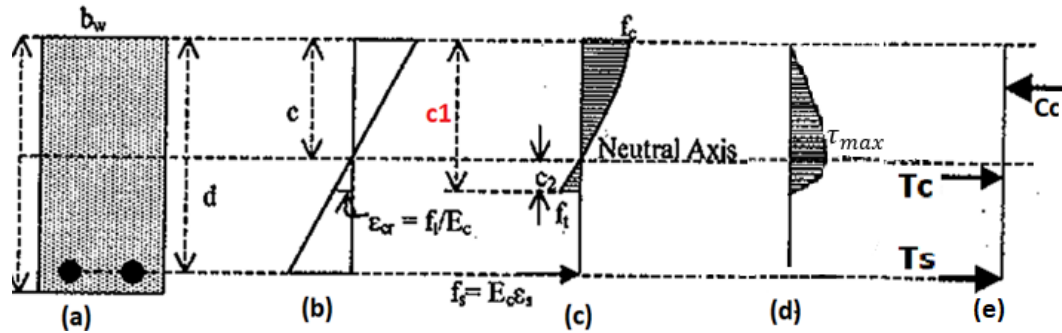


Figura 2-12 Compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas en la sección de elemento analizado: (a) Sección transversal, (b) Distribución de deformaciones, (c) Distribución de tensiones, (d) Distribución esfuerzos de corte y (e) Equilibrio de Fuerzas (Khuntia, 2001).

Finalmente, Khuntia (2001) en su estudio propuso la siguiente ecuación para predecir la resistencia cortante nominal ( $v_{uc} = V/(bd)$ ) en vigas de hormigón armado sin estribos, la cual no debe considerarse estrictamente como empírica:

$$v_{cr} = 34 * \sqrt[3]{\rho * (f'_c * \frac{V_{cr}d}{Mu})^{0,5}}$$

Donde  $\rho$  es expresado en porcentaje (%) y  $f'_c$  en psi ( $1psi = 0.00689MPa$ ).  $V_{cr}$  corresponde a la fuerza de agrietamiento de corte y  $Mu$  al momento último.

Otra propuesta de ecuación para predecir la resistencia cortante fue realizada por Gaetano Russo et al. (2005), donde se prestó atención en entender factores que afectan la resistencia cortante, como el efecto de tamaño o cantidad de refuerzo longitudinal. En este estudio, se utilizó la configuración de carga típica para pruebas de vigas mostrada en la Figura 2-13a, donde a lo largo del tramo de corte "a" actúa una fuerza de corte constante "V" y se genera un momento flector a una profundidad de viga constante, dado por  $M(x) = T(x)j(x)d$ , donde "x" corresponde a la coordenada horizontal comenzando desde el soporte,  $T(x)$  es la fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal, "d" es la profundidad de viga efectiva y  $j(x)$  es el brazo de palanca interno, de donde se define la ubicación de la resultante de compresión "C" (Fig. 2-13d).

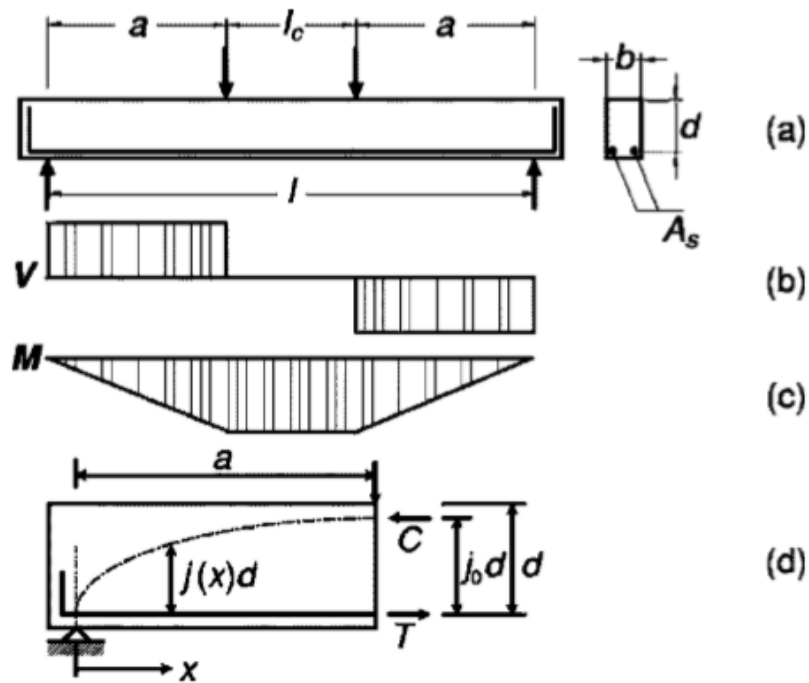


Figura 2-13 Viga simplemente apoyada sin refuerzo en alma: (a) Modelo de carga, (b) Diagrama fuerza de corte, (c) Diagrama de momento, (d) Acciones en tramo de corte (Gaetano Russo et al., 2005)

Con respecto al modelo analítico propuesto para la fuerza cortante, se realizó la suposición de que la fuerza de enlace entre el hormigón y el refuerzo longitudinal es constante en el tramo de corte "a", obteniendo la siguiente ecuación para la fuerza de corte, donde el primer término representa la acción de viga, mientras que el segundo representa la acción de arco ( $T1$  es constante con respecto a "x"):

$$V = (ta + T1) \frac{j_0 d}{a}$$

Para la tasa de cambio de la fuerza de tracción "t", se consideró que se puede expresar en términos de la tensión de enlace transmitida del hormigón a las barras de acero, conocido como acción de dovela del refuerzo longitudinal (Bazant y Kim 1984), y que según Gambarova y Rosati (1997), esta fuerza de enlace incrementa con la relación entre el diámetro de barra de refuerzo y el recubrimiento, teniendo como consecuencia que la fuerza de enlace depende inversamente del diámetro de la barra. También, dentro de sus resultados, consideró que el esfuerzo cortante nominal en la falla disminuye al aumentar el tamaño del elemento, dado un tamaño de agregado máximo  $d_a$ , por lo cual

se hace necesario incluir algún término que incluya el efecto de tamaño en la resistencia cortante, puesto que es apropiado para fracturas frágiles debido al agrietamiento de hormigón (Bazant y Sun, 1987). Con esto, luego de una serie de iteraciones para una colección de un total de 917 vigas reforzadas solo longitudinalmente, Gaetano Russo et al. (2005) obtuvo analíticamente la siguiente ecuación para predecir la resistencia cortante nominal ( $v_{uc} = V/(bd)$ ) en la falla para vigas sin refuerzo transversal:

$$v_{uc} = 1.13\xi \left[ \rho^{0.4} f_c'^{0.39} + 0.5\rho^{0.83} f_{yl}^{0.89} \left(\frac{a}{d}\right)^{-1.2-0.45a/d} \right]$$

Donde:

- $f_c'$ : resistencia compresión hormigón
- $f_{yl}$ : resistencia fluencia de refuerzo long.
- $\rho$ : cuantía refuerzo longitudinal.
- $a$ : longitud tramo de corte.
- $d$ : profundidad efectiva.
- $\xi = \frac{1+\sqrt{5.08/d_a}}{\sqrt{1+d/(25d_a)}}$ , ley efecto de tamaño (Bazant y Sun, 1987)
- $d_a$ : tamaño máximo agregado.

Sneed (2007) diseñó y probó 8 vigas con diferentes relaciones de ancho y tamaño de barras con la profundidad. Su intención era comprender la influencia de la profundidad en la resistencia cortante de vigas de hormigón armado sin refuerzo transversal y estimar un valor de límite inferior para la resistencia cortante. Sneed ensayó vigas con profundidades dentro de un rango de 30 a 90 cm, y una relación  $a/d = 3.0$ . La fuerza de compresión de hormigón era de 70 MPa, y también limitó el tamaño máximo del agregado a 0.95 cm para todos los elementos ensayados, además de que el recubrimiento, tamaño máximo de agregado y tamaño y espaciamiento de refuerzo longitudinal no aumentaron en proporción con la profundidad. Sneed comparó los patrones de grieta en pruebas de viga con diferentes profundidades (Fig. 2-14), pero con periodos de carga similar, los que se definen como periodos con un esfuerzo de corte similar,  $f_c$ , en vigas con diferente cantidad de refuerzo longitudinal.

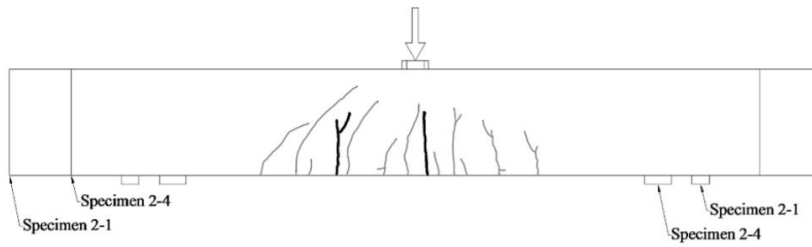


Figura 2-14 Specimen 2-1 ( $h=30$  cm, línea gruesa). Specimen 2-4 ( $h=90$  cm, línea delgada) (Sneed, 2007).

En la figura anterior, se superponen dos patrones de grieta, los cuales fueron escalados usando diferentes factores geométricos para permitir esta superposición. Se muestran dos apoyos debido a que el recubrimiento de hormigón en las pruebas de viga aumentaba en proporción a la profundidad. La viga con profundidad de 90 cm tenía 11 grietas de flexión, mientras que la viga de profundidad de 30 cm tenía 2 grietas. La figura 2-15 muestra el aumento en el número de grietas cuando se aumenta la profundidad para todas las vigas ensayadas por Sneed (2007).

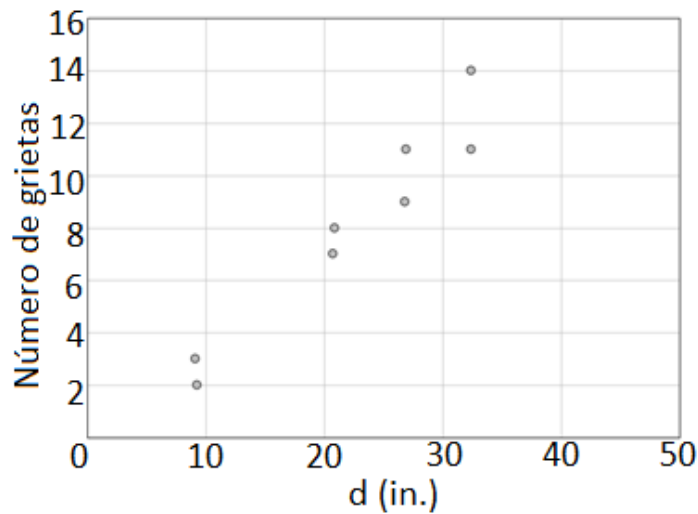


Figura 2-15 Número de grietas versus profundidad efectiva de viga (Sneed, 2007).

Con esto, una razón para esperar diferencias en la resistencia cortante entre vigas con diferente relación recubrimiento-profundidad es que estas poseen diferentes patrones de grietas. Los resultados expuestos en las figuras anteriores muestran una relación positiva entre el número de grietas y la profundidad efectiva, lo que sugiere que el número de grietas es una función de la profundidad. Considerando como variable principal la relación recubrimiento-profundidad, si las vigas poseen igual valor en esta relación, entonces el patrón de grietas tiende a ser similar.

### 2.2.3 Mecanismos de la resistencia cortante en vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte.

Los factores que influyen en la resistencia cortante proporcionada por el hormigón ( $V_c$ ) principalmente son: el corte transferido en la zona de compresión, fricción del agregado, acción de dovela, y esfuerzo de tracción residual a través de grietas (Kuchma et al., 2019). Los esfuerzos producidos por estos mecanismos de transferencia de corte son ilustrados en la Figura 2-16. Según el documento “Enfoques Recientes para el Diseño de corte de Hormigón Estructural” del Comité en conjunto ACI-ASCE 445 en 1999, tanto la fricción del agregado como el corte en la zona de compresión aportan en mayor medida al valor de  $V_c$ . De manera más detallada, tanto la fricción del agregado como la fuerza de tracción residual del hormigón disminuyen su contribución al aumentar el ancho de la grieta de corte crítico, lo cual ocurre al aumentar el tamaño del elemento (Fernández Ruiz et al., 2015).

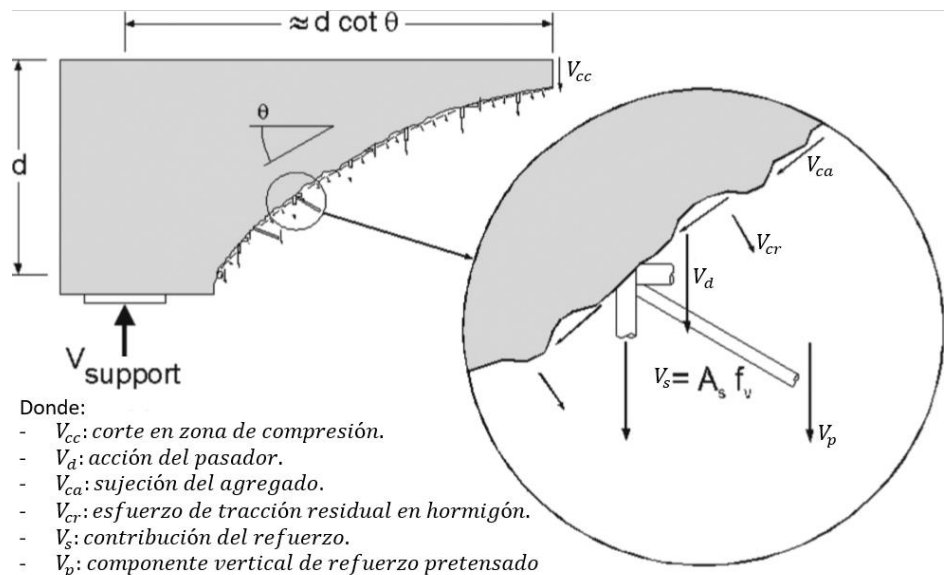


Figura 2-16 Componentes de la resistencia cortante en vigas de hormigón estructural (Kutchma et al., 2019).

Con respecto al mecanismo de fricción del agregado, este esfuerzo resulta de la interacción entre las partículas de agregado en cada borde de las grietas inclinadas. Walraven (1981) notó que la micro aspereza de la grieta, causada por las partículas del agregado que se proyectan desde el plano de grieta, domina a la macro aspereza, debido a las ondulaciones que se generan en los bordes de las grietas. La idea es que el mismo tamaño de grieta con aumentos en el tamaño del agregado produce un aumento en la

resistencia cortante debido a la influencia de la fricción entre las partículas del agregado y el hormigón. Este fenómeno se puede idealizar usando una estructura de dos fases, compuesta por una pasta de cemento completamente curada y un conjunto de partículas de agregado representado por esferas (Figura 2-17). La zona de enlace, que corresponde al área de contacto entre el agregado y la pasta de cemento (tramos sombreados en Fig. 2-18), es la parte más débil del sistema, por lo tanto, las grietas tienden a desarrollarse a lo largo del perímetro del agregado (Walraven, 1981).

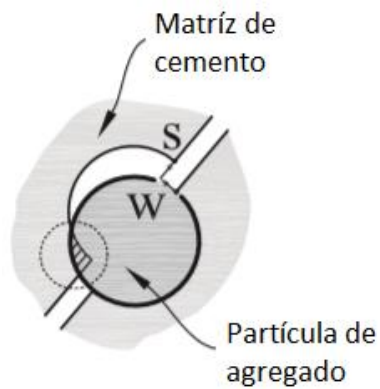


Figura 2-17 Suposición básica de contacto entre agregado y matriz de hormigón (Huber et al., 2019).

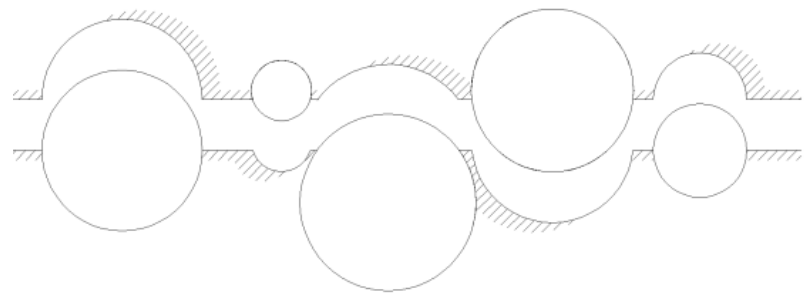


Figura 2-18 Estructura del plano de grieta.

Para un hormigón de alta resistencia ( $f'_c > \sim 70MPa$ ) la grieta puede pasar a través del agregado, generando una superficie de contacto más suave; de lo contrario, la fuerza de corte sería inicialmente resistida por la interacción del agregado y la cavidad en el mortero que deja la partícula, generando una superficie más rugosa. (Figura 2-19).

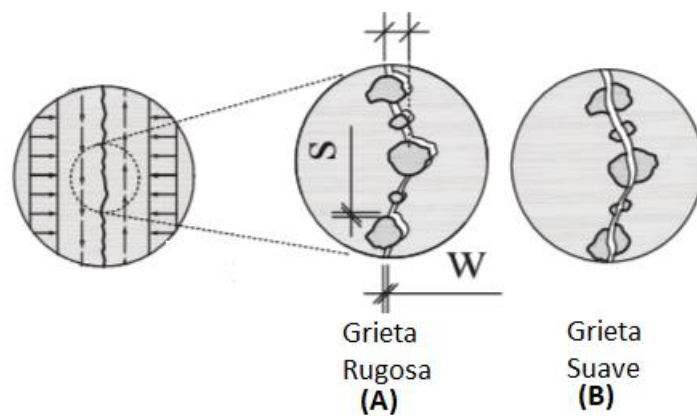


Figura 2-19 Nivel de rugosidad superficie de contacto, grieta sin (A) y con (B) fractura de agregado (Huber et al., 2019).

Mientras el ancho de grieta aumenta, el área de contacto entre la partícula de agregado y el hueco en el mortero disminuye. Esta disminución en el área de contacto causa un incremento en la deformación. La idea es que menores anchos de grieta proporcionan una mayor interacción entre las partículas del agregado y el mortero, por lo tanto, se genera una menor deformación en el mortero.

Por otro lado, la fuerza de dovela es la fuerza de corte que se produce en el refuerzo longitudinal cuando lo atraviesa una grieta, debido al desplazamiento transversal que se genera en este (Fig. 2-20a). Los parámetros que afectan esta fuerza incluyen el tamaño, espaciamiento y rigidez del refuerzo longitudinal, y fuerza del hormigón alrededor del refuerzo longitudinal. Para que se produzca la acción de dovela en el refuerzo longitudinal, es necesario que se desarrollen esfuerzos de tracción en el hormigón. Como se muestra en la figura 2-20b, el equilibrio de fuerza de corte en el refuerzo necesita el desarrollo de una fuerza de tracción vertical, originando grietas de delaminación. A pesar del desarrollo de estas grietas, la acción de dovela aún puede ocurrir, ya que los esfuerzos de tracción se desarrollan nuevamente en la punta de esta grieta (Fig 2-20c).

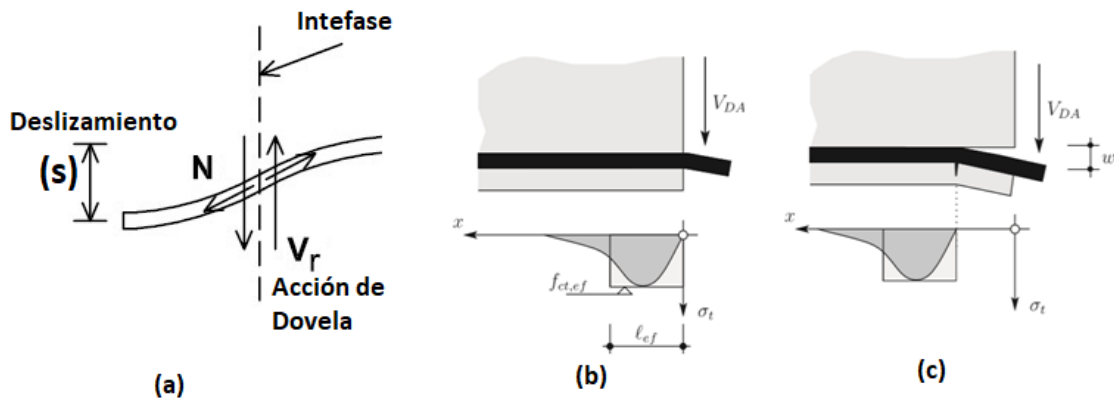


Figura 2-20 Acción de dovela: (a) Fuerzas desarrolladas en el refuerzo, (b) y (c) Desarrollo de esfuerzos transversales en la región del recubrimiento a lo largo de la barra (Fernández Ruiz et al., 2015).

La capacidad de la acción de dovela para transferir fuerza de corte es limitada en elementos esbeltos si no se tiene refuerzo transversal, pero no necesariamente es despreciable. Según una investigación de Fernández Ruiz et al. (2015), la fuerza de dovela se puede calcular de manera general como:

$$V_{DA} = n \cdot f_{ct,ef} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef}$$

Donde  $n$  es el número de barras de refuerzo,  $f_{ct,ef}$  la fuerza de tracción efectiva del hormigón,  $b_{ef}$  el ancho efectivo de barra en tensión y  $l_{ef}$  el largo efectivo de hormigón en tensión. En estos valores,  $b_{ef}$  puede ser estimado como el mínimo valor entre  $\min(s_b - d_b; 6d_b; 4c_b)$ , donde  $s_b$  es la separación entre barras,  $d_b$  es el diámetro de barra y  $c_b$  el recubrimiento;  $l_{ef}$  se puede estimar como dos veces el diámetro de barra ( $l_{ef} = 2d_b$ ). Con respecto a la fuerza de tracción efectiva ( $f_{ct,ef}$ ), su valor está fuertemente influenciado por el estado de deformación del refuerzo longitudinal. Según Muttoni et al. (2010), lo anterior se justifica por el hecho de que las deformaciones del refuerzo en el hormigón agrietado son asociadas a los esfuerzos de enlace entre el hormigón y el acero de refuerzo. Estos esfuerzos de enlace necesitan el desarrollo de anillos transversales de tensión, los cuales limitan la capacidad del recubrimiento de hormigón de resistir cualquier otra acción transversal (como fuerzas de dovelas). Complementando esto, un estudio realizado a 12 pruebas de vigas por la Universidad de McGill en 1998 arrojó que vigas con cuantías de 2% son más resistentes que vigas con cuantías de 1.2%. También, se observó que esta diferencia en la resistencia disminuye si la profundidad del elemento aumenta, lo cual se explica mediante los anillos de tensión transversal que se generan, teniendo así una zona de influencia limitada del refuerzo para controlar el ancho de grietas diagonales sobre la sección transversal de hormigón. Así, mientras más profundo es el elemento, más pequeña es la zona de influencia con respecto a la sección transversal total y, por ende, se tiene un menor control del ancho de grietas.

Finalmente, con respecto a la contribución a la resistencia cortante de cada acción de transferencia de corte, Huber et al. (2019) realizó un estudio para observar la influencia de diferentes mezclas de hormigón en la rugosidad de superficie de grieta. Su investigación se basó en 10 pruebas de corte en vigas con profundidades de 50cm, recubrimiento de 4cm, ancho de 150cm, cuantía  $\rho_w$  de 1.16 % y resistencia compresión del hormigón en un rango de 40 a 64 MPa. Se consideraron dos tipos de mezclas: Hormigón auto compactado y hormigón normal. Los resultados de estas pruebas arrojaron diferencias en la resistencia cortante máxima entre mismas mezclas de hormigón, lo cual se explica en que la activación de la fricción del agregado es altamente dependiente del patrón de grietas: vigas con grietas de corte pronunciadas cercanas al punto de carga (c, d, e, f en Fig. 2-21) exhiben mayor resistencia cortante, además de



presentar una contribución mayor de la fricción del agregado. Por otro lado, las vigas con grietas de corte pronunciadas en el medio del tramo de corte (a, g, h, i en Fig. 2-21) exhiben menor resistencia cortante y se observa una fusión de grietas. Finalmente se observó que, en grietas con baja activación de la fricción del agregado, la fuerza que se produce en la zona de compresión cumple un rol mayor.

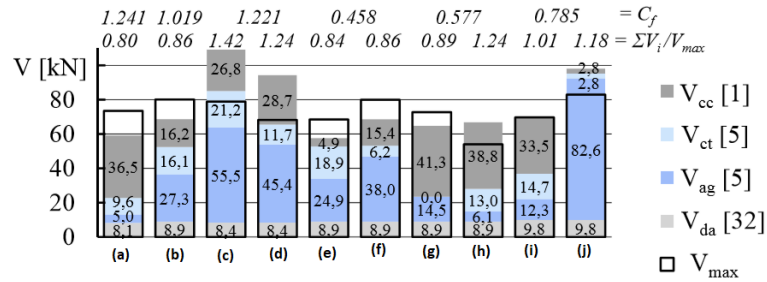


Figura 2-21 Contribución a la resistencia cortante de cada acción de transferencia de corte (Huber et al., 2019).

#### 2.2.4 Efecto del aumento en dimensiones y cantidad de refuerzo longitudinal.

Con respecto a los efectos que tiene el aumento en las dimensiones de los elementos de hormigón armado, diversas investigaciones han arrojado que la resistencia cortante unitaria disminuye al incrementar la profundidad de viga. Una posible causa para esta disminución es que se forman grietas más anchas en vigas con mayores profundidades. Las grietas más anchas tienen menor interacción entre las partículas del agregado sobresalientes y, por lo tanto, transfieren menos corte. Con respecto a esto, Reineck et al. (2013) realizó una recopilación de datos de pruebas de vigas esbeltas de hormigón armado sin estribos, generando una base con un total de 784 datos (744 con carga puntual y 40 con carga distribuida). Así, Reineck buscó demostrar la influencia de la profundidad del elemento y la cantidad de refuerzo longitudinal en la predicción realizada con la ecuación 11-3 del ACI 318-08, y así observar su nivel de seguridad mediante la relación  $\gamma_{mod} = \frac{V_{u,test}}{V_{u,cal}}$ , donde  $V_{u,test}$  es la capacidad de corte última medida y  $V_{u,cal}$  es el valor calculado con la ecuación en estudio. En la Figura 2-22 se observa que la tendencia de los resultados demuestra la clara influencia que tiene la profundidad efectiva "d" en la fuerza de corte último, como también los resultados inseguros que entrega la ecuación 11-3 del ACI 318-08 para grandes profundidades efectivas. El valor promedio para el factor de seguridad del modelo ( $\gamma_{mod}$ ) disminuye continuamente al aumentar la profundidad efectiva.

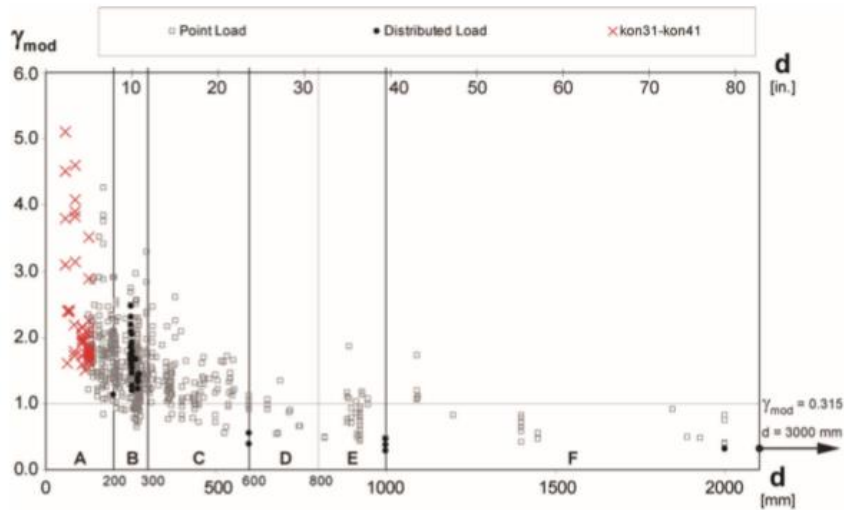


Figura 2-22  $\gamma_{mod}$  para ecuación 11-3 del ACI 318 versus profundidad efectiva "d" (Reineck et al., 2013).

La Figura 2-23 muestra que los casos con una cuantía longitudinal baja son aún más inseguros, lo cual nos dice que el resultado general para el valor característico de seguridad de la ecuación ACI 318-08 se consiguió a partir de pruebas con valores altos de cuantía. También, se puede observar que el valor de  $\gamma_{mod}$  aumenta constantemente con mayores cuantías de refuerzo, lo que nos demuestra que existe una pronunciada influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal en la carga última o fuerza de corte de elementos sin refuerzo transversal. Con esto, Reineck demostró que las ecuaciones del ACI 318-08 son poco conservadoras para elementos con cuantía de refuerzo longitudinal menor que  $\rho_w = 1.50\%$  y profundidad efectiva mayor que 50 cm.

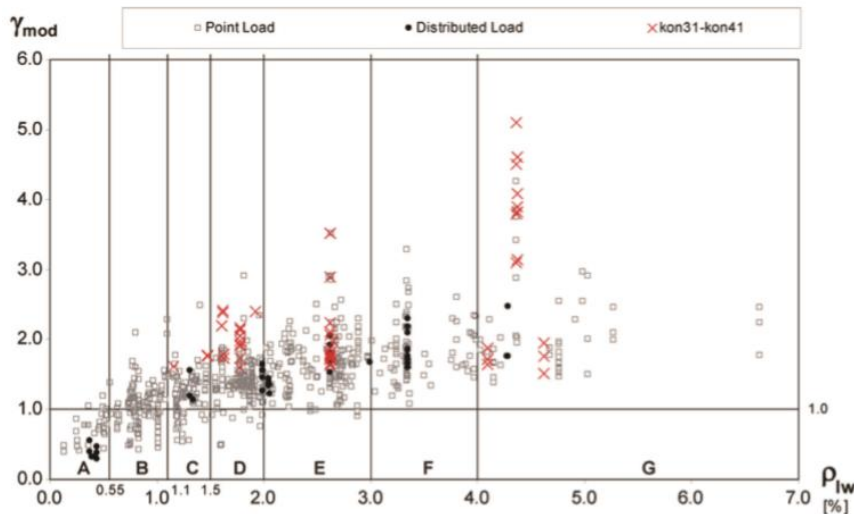


Figura 2-23  $\gamma_{mod}$  para ecuación 11-3 del ACI 318 versus cuantía de refuerzo longitudinal " $\rho_w$ " (Reineck et al., 2013)

Taylor (1972) se enfocó en escalar todas las dimensiones de una viga con respecto a la profundidad. Estas dimensiones incluyen el recubrimiento de hormigón, tamaño máximo de agregado, y tamaño y espaciamiento del refuerzo. La viga más grande fue definida por Taylor como su viga prototipo con una profundidad de 100 cm y un tamaño máximo de agregado de 3.8 cm. Otras vigas ensayadas tenían dimensiones equivalentes a la mitad o un cuarto de las dimensiones del prototipo. Se usó una relación tramo de corte-profundidad efectiva ( $a/d$ ) constante de 3.0. Taylor observó una disminución de un 20% en la resistencia cortante unitaria entre profundidades de 25 y 100 cm. Él observó que mientras aumenta el tamaño del agregado, el mecanismo de fricción del agregado, el cual dijo que aporta aproximadamente el 40% de la resistencia cortante, también aumenta. Taylor concluyó que la fuerza de corte era una función del tamaño máximo de agregado, además de que la reducción en la resistencia cortante atribuida al efecto de tamaño puede ser menor de 20% si el ancho, tamaño máximo de agregado, tamaño y espaciamiento del refuerzo longitudinal aumentan en proporción a la profundidad. Finalmente, observó que vigas en escala adecuada tendrán un número similar de grietas, lo que posteriormente fue corroborado por Sneed (2007).

Bazant (1991) establece que la carga que comienza el agrietamiento diagonal no es proporcional a la carga última (máxima), la cual puede ser mucho menor o solo levemente menor. En base a esto, si se desea prevenir un colapso catastrófico como objetivo principal de diseño, el margen de seguridad para la falla es el más importante. También, establece que es la naturaleza de propagación de grietas la que da lugar para que se experimente un efecto de tamaño, donde el proceso de fractura no se concentra en un punto (punta de grieta), sino que se desarrolla en una zona finita delante del frente de fractura, donde el efecto de tamaño es transicional entre plasticidad, con un criterio de fluencia para tamaños pequeños (sin efecto de tamaño) y el comportamiento predicho por la mecánica de fractura lineal-elástica (Linear Elastic Fracture Mechanics, LEFM) para tamaños grandes, la cual establece que el crecimiento de grieta es determinado por el campo de esfuerzos local alrededor de la punta de grieta, alcanzando la fractura cuando se logra un valor crítico: la resistencia a fractura. Este efecto de tamaño transicional puede ser simplemente descrito por la ley propuesta por Bazant (Fig. 2-24):

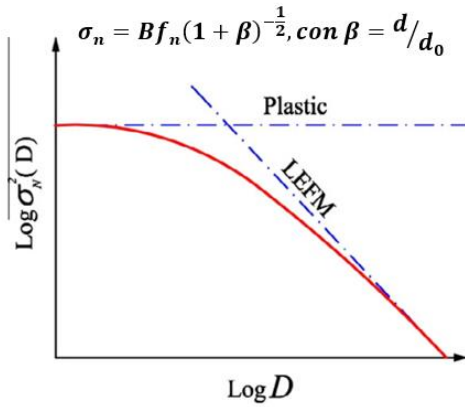


Figura 2-24 Ley efecto de tamaño por Bazant en escala logarítmica, con  $\sigma_n$ : fuerza nominal,  $D$ : tamaño característico de estructura (Syraka-Korol y Tejchman, 2014).

En donde  $d_0$  y  $B$  son constantes empíricas y la relación  $\beta$  es llamado número de fragilidad. Esta ecuación se obtiene del análisis en que la energía disipada depende del largo de la grieta en la zona de falla y de su área. La ventaja de la ecuación utilizada es que puede ser reorganizada en un gráfico lineal  $Y = AX + C$ , con  $X = d$ ,  $Y = (f_u/\sigma_n)^2 = (v_c/v_u)^2$ ,  $A = C/d_0$ , y  $C = B^{-2}$ . Así, graficando  $Y$  vs  $X$ , y determinando la pendiente y la intercepción vertical de la regresión lineal, se obtiene el valor de estas constantes (Fig. 2-26). Así, Bazant (1991) realizó series de vigas con diferentes valores de “ $d$ ” (distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción) en proporción 1:2:4:8:16, y las barras de refuerzo longitudinal fueron proporcionadas con ganchos angulados en el tramo final de la viga, para evitar el deslizamiento de la unión y la extracción de la barra al fallar. La relación largo-alto de todas las vigas fue  $\frac{L}{h} = 6$ , la relación tramo-profundidad fue  $l/d = 7$  y el ancho de viga se mantuvo constante en  $b = 38.1mm$ . Modelos de carga y geometrías de las vigas ensayadas en esta investigación se ilustran en la Figura 2-25.

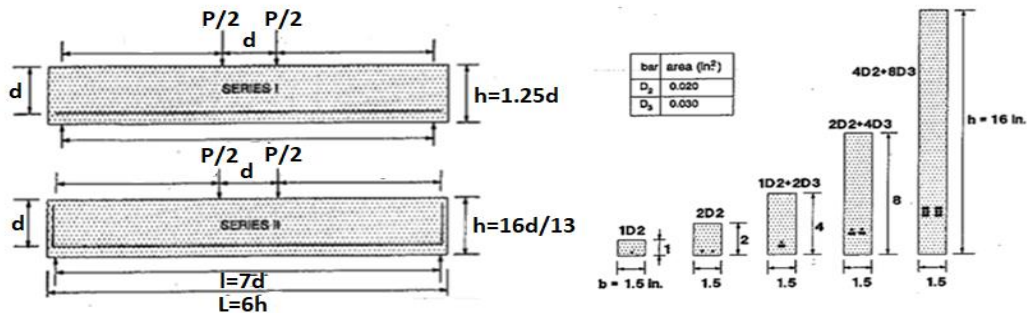


Figura 2-25 Geometría de elementos ensayados (1 in=25.4 mm) (Bazant, 1991).

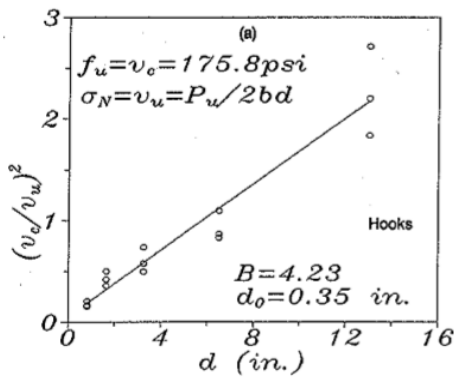


Figura 2-26 Regresión lineal para vigas con barras ancladas. Obtención de parámetros  $B$  y  $d_0$  (Bazant, 1991).

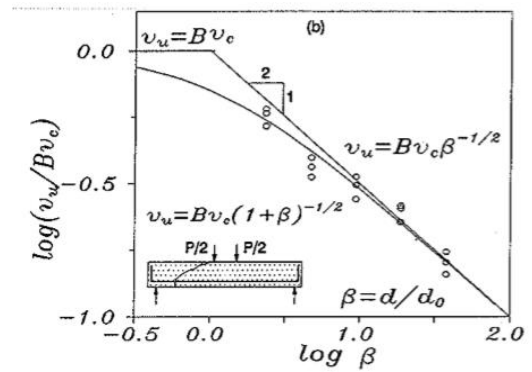


Figura 2-27 Gráfico efecto de tamaño para vigas con barras ancladas, para todos los rangos de tamaño 1:16 (1 in=25.4 mm, 1 psi=6895 Pa) (Bazant, 1991)

Como conclusiones de esta investigación, se determinó que la falla por corte diagonal exhibe un fuerte efecto de tamaño, debido a diferencias en la energía almacenada que puede ser liberada para conducir a la propagación de la falla. También, se pudo notar que los resultados de las vigas ensayadas están en una buena correlación con la ley de efecto de tamaño propuesta por Bazant (Fig. 2-27). Por otra parte, la prevención del deslizamiento de las barras proporcionando anclaje en los extremos incrementa el número de fragilidad ( $\beta = d/d_0$ ). Finalmente, se tiene que para la carga última hay un fuerte efecto de tamaño, mientras que para la carga de la primera iniciación de grietas diagonales el efecto de tamaño es pequeño o despreciable. Por esto, se podría considerar los criterios basados en la carga de iniciación de grieta diagonal como un requerimiento secundario de diseño, con el objetivo de asegurar la “serviciabilidad” de elementos de tamaños pequeños, mientras que el criterio de carga última con la ley de efecto de tamaño debería gobernar para tamaños más grandes.

Syroka-Korol y Tejchman (2014) indican que tanto la fuerza estructural nominal y la fragilidad del material (o sea, la proporción entre la energía consumida durante el proceso de carga antes y después del punto máximo tensión-deformación) siempre disminuye con el incremento de tamaño del elemento bajo tensión. De esta manera, los elementos de hormigón se vuelven dúctiles en una pequeña escala y, por otro lado, perfectamente frágiles en una escala suficientemente grande. Se establece una diferencia entre dos efectos de tamaño: uno energético y otro estadístico. El primero es causado por la formación de una región de intensa tensión localizada con cierto volumen

(llamada por Bazant como zona de proceso de fractura), la cual siempre precede a las grietas “macro”; el segundo, es causado por la variabilidad/aleatoriedad espaciada de la fuerza local del material, donde la primera teoría estadística fue introducida por Weibull, conocida como Teoría del vínculo más débil, la cual postula que una estructura es tan fuerte como su componente más débil, por lo que una estructura falla cuando su fuerza se excede en su sector más débil. Para las pruebas de esta investigación, se usaron vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte, donde se mantuvo constante el espesor en  $t = 200\text{mm}$  para así evitar diferencias en el calor de hidratación, que es proporcional al espesor del elemento. Se consideró una condición de desplazamiento controlado y 3 tamaños de vigas en proporción 1:2:4; para cada tamaño de viga se consideraron 3 muestras idénticas, para así verificar la repetibilidad de los resultados. También, las vigas se sometieron a una flexión de cuatro puntos con  $\frac{a}{d} = 3$ , para así inducir un tipo de falla de corte diagonal. Los resultados obtenidos para la fuerza de corte nominal medio ( $\frac{V}{tD}$ ) se grafican en la Figura 2-28, con lo que se comprueba un fuerte efecto de tamaño en vigas profundas de hormigón armado con refuerzo longitudinal y sin refuerzo de corte, el cual concuerda de buena manera con la ley de efecto de tamaño de Bazant. Se observa una mayor dispersión en los valores de una misma serie (iguales profundidades) a medida que la profundidad aumenta.

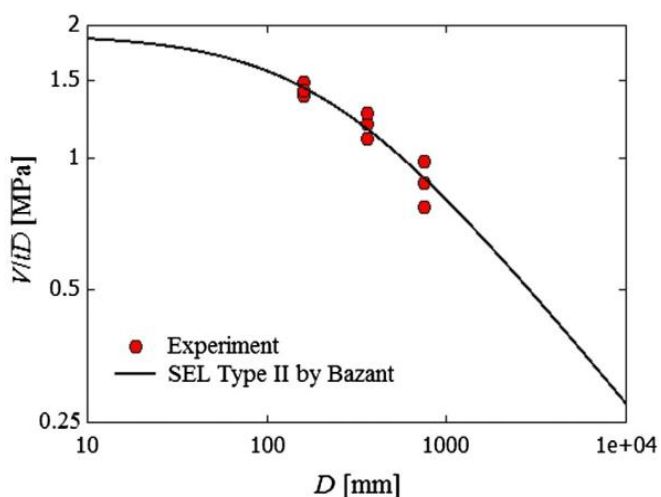


Figura 2-28 Fuerza de corte nominal medio  $V/tD$  de las 9 vigas de hormigón armado ensayadas (3 para cada tamaño) comparado con la ley de efecto de tamaño de Bazant ( $V$ : Fuerza vertical máxima,  $D$ : altura efectiva de viga,  $t$ : espesor de viga de 200mm) (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).

Con respecto al patrón de grietas luego de la falla, se obtuvieron los resultados representados por las siguientes figuras, donde las grietas marcadas en negro fueron observadas antes de la carga máxima, mientras que las marcadas en rojo fueron observadas luego de la falla:

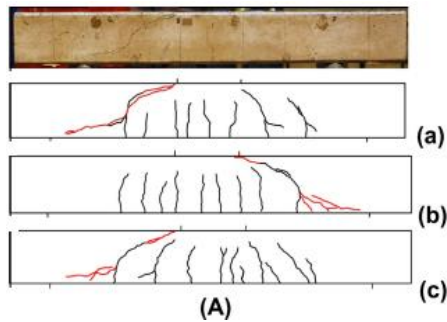


Figura 2-29 Patrón de agrietamiento experimental, caso vigas pequeñas (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).

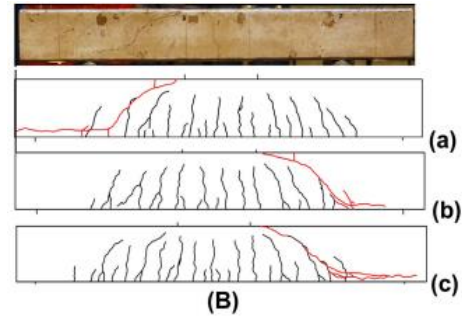


Figura 2-30 Patrón de agrietamiento experimental, caso vigas medianas (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).

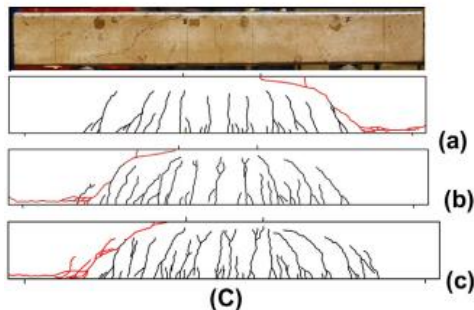


Figura 2-31 Patrón de agrietamiento experimental, caso vigas profundas (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).

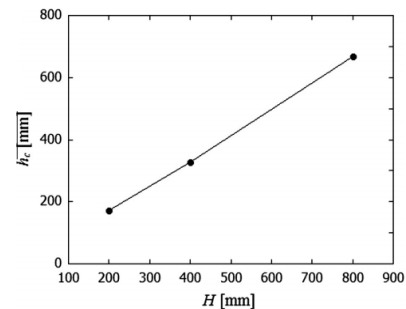


Figura 2-32 Relación lineal entre altura de la región agrietada  $h_c$  y la altura de viga  $H$ , en diferentes vigas esbeltas de concreto con barras de acero (Syroka-Korol y Tejchman, 2014).

Con esto, se observó que en general el patrón de grietas fue similar en todas las vigas de una misma serie, similar a lo observado por Sneed (2007), donde ocurrieron grietas verticales e inclinadas. El número de grietas largas y cortas aumenta si se aumenta el tamaño del elemento; la distribución de grietas fue similar a lo observado por Walraven y Lehwalter (1994) en pruebas aisladas de efecto de tamaño, donde el espaciamiento de grieta vertical (flexión) promedio aumenta si se aumenta la altura de viga. También, se observó que la altura promedio de todas las grietas en la falla aumenta linealmente si se aumenta la altura de viga (Fig. 2-32). Finalmente, se comprueba que las grietas diagonales críticas presentan un ángulo de inclinación entre 38 y 49°.

Finalmente, con respecto a la cantidad de refuerzo longitudinal, se tiene un fuerte impacto en la resistencia cortante de la viga de hormigón armado, puesto que influye en los mecanismos básicos de transferencia de corte. Angelakos (1999) establece que un factor importante que afecta la relación a la cual una grieta de flexión se desarrolla en una inclinada es la magnitud del esfuerzo de corte cerca de la punta de tal grieta. A su vez, la intensidad de los principales esfuerzos sobre la grieta de flexión depende de la profundidad de penetración de grieta, lo cual es inversamente proporcional al porcentaje de refuerzo longitudinal. Con esto, al tener una menor penetración de la grieta de flexión, se generan menores tensiones principales para una carga dada y, consecuentemente, se requiere un mayor esfuerzo de corte para causar los esfuerzos principales que generan el agrietamiento diagonal. Además, al aumentar el porcentaje de refuerzo longitudinal se genera un aumento en la capacidad de acción de dovela del elemento, ya que se genera una mayor área de dovela y así se disminuyen los esfuerzos de tracción inducidos en el hormigón que rodea el refuerzo. En su investigación, Angelakos (1999) ensayó 12 vigas de hormigón armado, con largo de 6 metros, profundidad de 1 metro, y ancho de 30 cm; nueve vigas contenían  $\rho_w = 1.0\%$ , dos vigas con  $\rho_w = 0.5\%$  y una viga con  $\rho_w = 2.0\%$  (Fig. 2-33); la fuerza del hormigón varió de 20 a 80 MPa. Los resultados de las pruebas arrojaron que la rigidez post agrietamiento aumenta si la cantidad de refuerzo longitudinal también aumenta (Fig. 2-34).

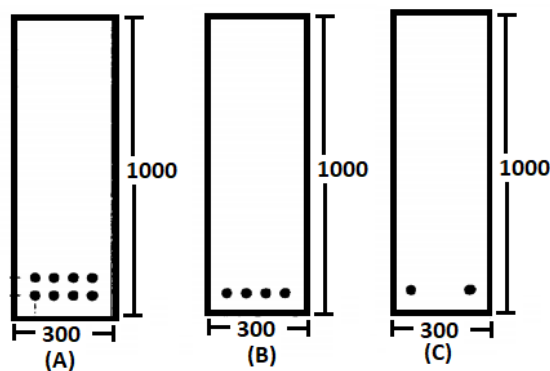


Figura 2-33 Representación distribución de armadura: (A)  $\rho_w = 2.0\%$ , (B)  $\rho_w = 1.0\%$ , y (C)  $\rho_w = 0.5\%$  (Angelakos, 1999).



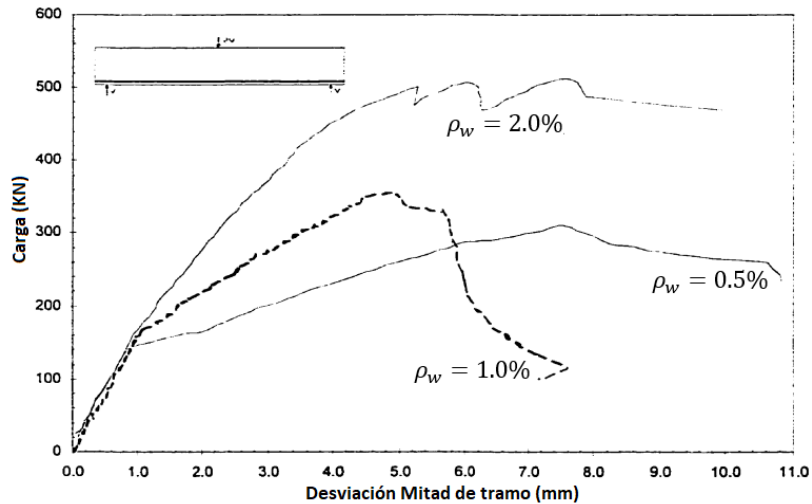


Figura 2-34 Carga vs deformación para vigas de 32MPa con variación en refuerzo longitudinal (Angelakos, 1999).

Con respecto a los patrones de grieta observados, se tiene que ocurre una menor división de enlace si aumenta el porcentaje de refuerzo longitudinal, lo cual se puede atribuir a un aumento en el área de dovela. También se observó que la grieta de corte diagonal en la falla se hace más empinada si aumenta la cantidad de refuerzo. Finalmente, se determinó que los anchos de grieta tienden a disminuir en magnitud si la cantidad de refuerzo longitudinal aumenta, lo cual genera un aumento en la resistencia cortante de la viga (ya que aumenta la fricción del agregado), sugiriendo que la resistencia cortante es proporcional a  $(\rho_w)^{1/3}$ , al igual que en expresiones empíricas propuestas por Zsutty (1968), Okamura y Hagai (1980), JSCE (1986) y el CEB-FIP Model Code (1991) para hormigón de resistencia normal.

### 3 Expresiones utilizadas en la predicción de resistencia al corte por código ACI 318.

En la actualidad existen diversos modelos para predecir la capacidad uniaxial al corte en elementos de hormigón armado, que son producto de investigaciones y estudios realizados a finales de los años 1970 ante la gran incertidumbre y el complejo comportamiento de diversos factores que afectan de manera directa la resistencia al corte del elemento, como por ejemplo, geometría de la sección transversal, profundidad del elemento, cantidad de refuerzo, carga aplicada, tipos de soporte, entre otros, hasta factores que tienen lugar en la confección del elemento en terreno, como la compactación de la pasta, curado de elemento y tamaño de agregado.

Los modelos incorporados en los códigos de diseño actuales son resultado de extensas investigaciones realizadas en vigas, con y sin refuerzo transversal, a lo largo de los últimos 70 años. Según Moretti (2013), existen tres métodos para el diseño al corte: el primero, es un modelo seccional derivado de un equilibrio de fuerza complementado con datos experimentales; el segundo, es el llamado modelo de fisuras distribuidas; y el tercero, es el modelo puntal-tensor. Este último modelo fue agregado en el 2002 al código ACI 318, en el capítulo *Apéndice A: Modelo Puntal-Tensor*. Este capítulo fue introducido como un método para diseñar vigas profundas u otras regiones de discontinuidad. Antes del 2002, las vigas profundas eran diseñadas al corte basándose en fórmulas derivadas empíricamente.

Este capítulo se divide en 3 secciones: primero se presenta un breve resumen de la evolución de los requisitos y ecuaciones utilizadas para la predicción de la resistencia al corte, con el propósito de proporcionar una idea de las disposiciones actuales. Luego, se procede a explicar brevemente los principios básicos del modelo puntal-tensor y su aplicación al diseño de fundaciones, y finalmente, se presentan las ecuaciones utilizadas en este estudio, pertenecientes a las disposiciones del código ACI 318 en su versión 2008, y la ecuación propuesta en su versión 2019.

### 3.1 Desarrollo y evolución de las disposiciones para predecir la resistencia al corte.

Previo a 1963, no existían disposiciones específicas para diseñar vigas profundas. Hasta ese momento, las vigas profundas eran diseñadas en base a los requisitos especificados para el diseño de muros, los cuales se remontan al estándar de 1910, donde la Asociación Nacional de Usuarios del Cemento (National Association of Cement Users, NACU) propuso los siguientes requisitos para el diseño de muros de hormigón:

*Los muros de hormigón deben ser reforzados en ambas direcciones. El espaciamiento máximo de las barras de refuerzo será de 45,72 cm. El refuerzo total no debe ser menor al cuarto del uno por ciento (0.25%).*

Estos requisitos permanecieron sin cambiarse hasta 1956, donde en la versión correspondiente del ACI 318 (ACI 318-56), la cuantía de refuerzo mínimo para muros en la dirección vertical fue reducida de 0.25% a 0.15%. La razón del cambio se debe en gran parte a la adición de requisitos de refuerzo mínimo para vigas. Basado en avances en la investigación del corte, la cantidad mínima de refuerzo transversal para vigas típicas resistiendo corte se determinó a ser 0.15%. Luego, se presentaron por primera vez requisitos limitando la cantidad mínima de refuerzo a 0.15% en la sección *Refuerzo transversal mínimo en vigas*. Por lo tanto, se puede asumir que los requisitos de refuerzo mínimo se modificaron en la sección relacionada con los muros de hormigón armado, para así proporcionar consistencia entre las dos secciones.

En 1963, la primera disposición específica para diseñar vigas profundas apareció en las especificaciones del código ACI 318. El ACI 318-63 contiene la primera definición de viga profunda y requiere explícitamente de una cantidad mínima de refuerzo. De acuerdo con los requisitos de este código, las vigas profundas deben ser diseñadas como sigue:

*Vigas con relación profundidad/tramo de corte mayores a 2/5 para tramos continuos, o 4/5 para tramos simples, deben ser diseñados como vigas profundas tomando en cuenta la distribución no lineal de esfuerzos, pandeo lateral, y otros efectos. El refuerzo horizontal y vertical mínimo en las caras debe ser 0.25% y 0.15%, respectivamente.*

Sugerencias para el diseño de vigas profundas se basaron en recomendaciones de Chow et al. (1952). Estos estudios determinaron la distribución de esfuerzos no lineales en una viga profunda, basándose en un análisis de elementos finitos de un elemento homogéneo. Los investigadores reconocieron el hecho de que el hormigón no es un elemento homogéneo, sin embargo, de acuerdo con Chow et al. (1952), un análisis teórico riguroso de los esfuerzos en estas vigas es poco factible. Como resultado, Chow et al. (1952) recomienda proporcionar suficiente refuerzo de acero en las zonas de tracción para convertir la viga lo más cercano posible a una viga homogénea. El requerimiento en el ACI 318-63, para la cantidad mínima de refuerzo horizontal y vertical en vigas, se consideró igual a lo requerido para los muros según la práctica de construcción convencional de la época, según se indica en sus comentarios:

*Los requerimientos empíricos para muros han cambiado poco desde su primera presentación en 1928, y han resultado en construcciones satisfactorias.*

En 1971, disposiciones completamente nuevas fueron incluidas en el código ACI para el diseño de vigas profundas (ACI 318-71). Similar a un diseño de corte seccional, la resistencia de corte nominal en una viga profunda fue considerado como la suma de la contribución del hormigón y el acero:  $v_n = v_c + v_s$ , donde se detalla cada término a continuación:

$$v_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}\right) \left(1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) \quad v_s = \frac{A_v f_y}{b_w S_1} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12}\right) + \frac{A_{vh} f_y}{b_w S_2} \left(\frac{11 + \frac{l_n}{d}}{12}\right)$$

Donde:

- $A_v$ : Área de refuerzo de corte dentro de distancia  $S_1$ , en pulg<sup>2</sup>
- $A_{vh}$ : Área de refuerzo de corte dentro de distancia  $S_2$ , en pulg<sup>2</sup>
- $M_u$ : momento de diseño aplicado a la sección crítica, en pulg – lb.
- $V_u$ : corte de diseño aplicado a la sección crítica, en lb.
- $f'_c$ : resistencia compresión específica del hormigón, en psi.
- $d$ : distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del refuerzo de tracción
- $b_w$ : ancho de viga, en pulg.
- $S_1$ : espaciamiento entre el refuerzo vertical, en pulg.
- $S_2$ : espaciamiento entre el refuerzo horizontal, en pulg.

La contribución del hormigón,  $v_c$ , contiene dos términos en paréntesis, donde el segundo término es la fórmula empírica para la resistencia de agrietamiento diagonal de hormigón. Esta ecuación es la misma que se utiliza hoy en día para el diseño de corte seccional. Con respecto al primer término, este proporciona un incremento en la resistencia de corte sobre la resistencia de agrietamiento diagonal para relaciones  $a/d$  menores a 2.0. De acuerdo con el Comité en conjunto ACI-ASCE 426 (1973), esta ecuación se basa en el trabajo realizado por Crist (1966, 1967) y por Pavia y Siess (1965). La derivación de la contribución del refuerzo en el alma de la viga,  $v_s$ , se basa en la capacidad de fricción al corte de la viga a lo largo de la grieta inclinada. La ecuación de fricción de corte no se aplica normalmente a secciones donde existe un momento importante. Sin embargo, para vigas profundas, hay una acción cortante a lo largo de la grieta crítica inclinada (ACI-ASCE 426, 1973). Fuerzas normales en la grieta inclinada son desarrolladas por la tensión en el refuerzo, y esta tensión se desarrolla debido al deslizamiento a lo largo de la grieta. Si se asumiera que todo el refuerzo ha fluido en condiciones de carga máxima, entonces la resistencia puede derivarse en función de la orientación y ubicación del refuerzo a lo largo de la grieta. Crist (1967) simplificó la derivación de  $v_s$  basándose en un límite inferior de datos de prueba, expresando los términos trigonométricos asociados con la inclinación de la grieta y el tramo de corte en términos del tramo general,  $l_n$ , y la profundidad,  $d$ , resultando así la expresión adoptada en el ACI 318-71.

El requerimiento mínimo de refuerzo horizontal y vertical en vigas permaneció sin cambios de los códigos previos (0.25% y 0.15%, respectivamente). Sin embargo, se agregó un requerimiento para el espaciamiento máximo, siendo establecido como  $d/5$  o  $45.73\text{cm}$  para la dirección horizontal, y  $d/3$  o  $45.73\text{cm}$  para la dirección vertical. Las disposiciones para el corte en vigas profundas permanecieron sin cambios hasta el lanzamiento de la versión 2002 del código ACI 318 (ACI 318-02). En 2002, la ecuación empírica del corte en vigas profundas ( $v_n = v_c + v_s$ ) fue completamente removida de capítulo 11 y reemplazada con la siguiente disposición:

*Las vigas profundas deben ser diseñadas utilizando un análisis no lineal o el  
Apéndice A: Modelo Puntal-Tensor.*

Las cantidades mínimas de refuerzo horizontal y vertical fueron intercambiadas entre ellas, ósea, 0.15% y 0.25% respectivamente, debido a que pruebas mostraron que el refuerzo de corte vertical es más efectivo que el refuerzo horizontal. También, el espaciamiento máximo fue reducido a  $d/5$  o 30.48 cm en ambas direcciones, debido a que este factor es proporcionado para restringir las grietas (ACI 318-02).

En resumen, la sección de Vigas Profundas en las disposiciones de ACI 318 (capítulo 11) requiere de una cantidad mínima de refuerzo horizontal y vertical; ya sea por un requisito preestablecido (0.15% y 0.25%) o por la cantidad requerida en la sección A.3.3. Sin embargo, la sección A.3.2 permite el uso de puntales no reforzados. Las disposiciones presentes en el código ACI 318-08 permanecen sin cambiarse desde el 2002, considerando para el diseño de vigas profundas el llamado Modelo Puntal-Tensor, por lo que se hace necesario nuevas disposiciones para el cálculo de  $V_c$  en elementos con grandes tamaños o levemente reforzados longitudinalmente y así considerar los fenómenos estudiados en la sección de Revisión Bibliográfica.

### 3.2 Modelo Puntal-tensor.

Este modelo se basa en la suposición que las regiones donde se producen discontinuidades de esfuerzos (Regiones D), producto de cambios en la geometría, carga aplicada o reacción concentrada, pueden analizarse y diseñarse utilizando un reticulado idealizado con uniones articuladas, compuesta por puntales y tensores conectados a los nodos (Fig. 3-1).

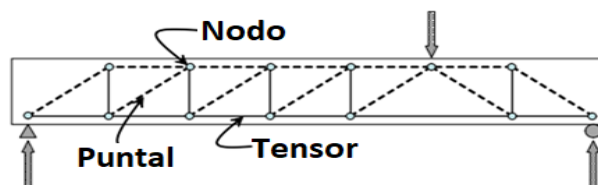


Figura 3-1 Modelo Puntal-Tensor: Viga simplemente apoyada con carga concentrada.

En este reticulado idealizado, los puntales son los elementos a compresión, los tensores son los elementos a tracción y los nodos son las uniones en el reticulado. Las cargas uniformemente distribuidas se idealizan como una serie de cargas concentradas aplicadas en los nodos, y el refuerzo distribuido generalmente se idealiza como unidades

de tensores representando grupos de barras o alambres individuales. Con respecto a cimentaciones, el reglamento 13.2.6.5 del ACI 318-19 nos indica que es válido utilizar el método puntal-tensor para el diseño de estas. La presión del suelo dentro de una distancia  $d$  con respecto a la cara de la columna o muro, no contribuye al cortante a través de la fisura crítica (Uzel et al. 2011), pero la presión del suelo dentro de  $d$  contribuye al momento flector en la cara de la columna o muro. La figura 3-3 ilustra la aplicación de los límites de la fuerza cortante según el método Puntal-Tensor y los requisitos de ubicación de la sección crítica para el diseño de cortante en una dirección de una zapata aislada.

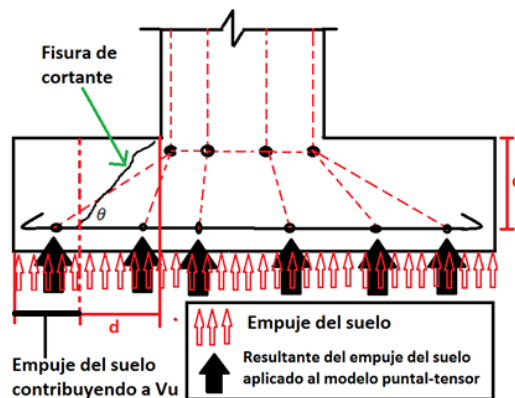


Figura 3-2 Diseño a cortante en una dirección de una zapata aislada utilizando el método de puntal-tensor.

### 3.3 Disposiciones ACI 318-08

Con respecto a las disposiciones que se establecen en el capítulo 11 “Cortante y Torsión”, precisamente en la sección 11.11 “Disposiciones para zapatas y losas”, nos dice que la resistencia a cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones, está restringida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

- Comportamiento como viga en donde cada una de las secciones críticas que van a integrarse se extienden en un plano a través del ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con 11.1 a 11.4.
- Comportamiento en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que van a integrarse deben estar localizadas de modo que su perímetro,  $b_o$ , es un mínimo, pero no debe estar más cerca de  $\frac{d}{2}$  de bordes de las columnas o cargas aplicadas.

En este estudio se considera el análisis mediante el primer caso, considerando un comportamiento de viga unidireccional. Según esto, la sección 11.1 “Resistencia al cortante” nos dice que el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en (11-1):

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia para elementos de hormigón estructural,  $V_u$  es el esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, y  $V_n$  es la resistencia nominal al corte, calculada mediante (11-2):

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_c$  es la resistencia nominal cortante proporcionada por el hormigón, y  $V_s$  es la resistencia nominal cortante proporcionada por la armadura de corte. Con respecto a esto, la resistencia al corte se basa en una tensión de corte promedio sobre toda la sección transversal efectiva  $b_w d$ . En un elemento sin armadura por corte, se supone que el corte lo resiste el alma de hormigón. En el caso de que exista armadura por corte, se supone que una parte del corte lo proporciona el hormigón y el resto la armadura por corte. Luego, la resistencia cortante proporcionada por el hormigón  $V_c$  se supone que es la misma para vigas con y sin armadura por corte, y se toma como el corte que provoca un agrietamiento inclinado significativo. Dicho esto, se dispone de dos métodos principales para poder predecir y calcular la resistencia cortante proporcionada por el hormigón según el código ACI en su versión 2008. En las ecuaciones que siguen en esta sección, la fuerza de compresión del hormigón  $f'_c$  se encuentra en  $MPa$ , el ancho  $b_w$  y la profundidad  $d$  de la sección transversal en  $cm$ ;  $\rho_w$  se considera adimensional, al ser un porcentaje derivado del resultado de  $A_s/b_w d$ .



### 3.3.1 Método Simplificado.

Se recomienda utilizar este método para elementos sometidos únicamente a corte y flexión. Este método nos entrega un valor menos conservador de la resistencia al corte, generalmente siendo el mayor valor de las distintas ecuaciones, ya que no castiga por factores como tamaño del elemento, cantidad de cuantía, entre otros. Sirve como una opción fácil y rápida de predicción (11-3):

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

### 3.3.2 Método Detallado.

Al igual que en el método simplificado, se recomienda utilizar esta ecuación para elementos sometidos únicamente a corte y flexión (11-5):

$$V_c = \left[0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right] b_w d$$

Esta ecuación no debe exceder el valor de  $0,29\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$ , que es un caso que generalmente se cumple, al castigar el valor de la resistencia por la cantidad de cuantía, pero de igual manera se establece como cota superior este valor. Además, la cantidad  $\frac{V_u d}{M_u}$  no debe ser mayor que 1.0, donde  $M_u$  es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección en estudio. Esta limitación de igualar  $M_u$  a  $V_u d$  sirve para limitar  $V_c$  cerca de los puntos de inflexión. De esta manera, en el estudio realizado se considera el caso en que  $\frac{V_u d}{M_u} = 1,0$ , ya que obtener los momentos y cortes mayorados significa un análisis de modelos computacionales que toma un tiempo considerable, además la obtención de estos modelos es más limitada. Así, tenemos que la ecuación utilizada es la siguiente:

$$V_c = [0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w] b_w d$$

Finalmente, con respecto a los dos métodos anteriores para el cálculo y predicción de la resistencia al corte proporcionado por el hormigón, el código establece que los diseñadores deben tener en cuenta que las tres variables consideradas, o sea,  $\sqrt{f'_c}$ ,  $\rho_w$  y  $\frac{V_u d}{M_u}$  afectan la resistencia al corte, aunque algunas investigaciones y resultados

de ensayos (Comité en conjunto ACI-ASCE 326, 1962) indican que la resistencia a cortante disminuye a medida que aumenta la altura total del miembro. También, se tiene que la ecuación Detallada sobrestima la influencia de  $f'_c$  y subestima la influencia de  $\rho_w$  y  $\frac{V_u d}{M_u}$  (Kani, G.N.J., 1966).

### 3.4 Disposiciones ACI 318-19.

Con respecto a la actualización de ecuaciones para  $V_c$ , resultados de ensayos (Kuchma et al. 2019) de miembros no preesforzados sin refuerzo de corte indican que la resistencia cortante media, atribuida al hormigón, no aumenta en proporción directa con la altura del miembro. Dicho esto, al duplicar la altura del miembro, la cortante en la falla para el miembro más alto puede ser menor que el doble del cortante a la falla de la viga menos alta (Sneed y Ramirez 2010). Investigaciones (Angelako et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006; Becker y Buettner 1985; Anderson 1978; Bazant et al. 2007) han mostrado que el esfuerzo cortante a la falla es menor en vigas con mayor altura y menor área de refuerzo longitudinal (ACI 318R-19). La base de datos utilizada en Kuchma et al. (2019) consistió en datos de pruebas realizadas anteriormente en vigas de hormigón armado, principalmente 784 vigas sin refuerzo de corte ( $A_v$ ) y 170 vigas con  $A_v \geq A_{v,min}$ , presentados en Reineck et al. (2013, 2014). Con esto, Kuchma realizó una comparación entre las disposiciones Simple y Detallada del código ACI 318-14 y la ecuación de la versión 2019 del código, analizando la relación de la resistencia cortante obtenida de las pruebas de vigas con la resistencia cortante calculada mediante las ecuaciones, referido como  $SR = V_{test}/V_{code}$ . Con respecto a los resultados obtenidos del análisis, se observó que tanto para la ecuación Simple y Detallada del código ACI 318-14, existen muchos casos en los cuales la viga falla bajo una fuerza de corte menor que la resistencia calculada por el código ( $SR < 1.0$ ), algunos casos fallan con una carga menor que el 50% de lo calculado por el código ( $SR < 0.5$ ), y se observa una fuerte tendencia a disminuir la relación de resistencia SR al aumentar la profundidad. En contraste, para la ecuación ACI 318-19, se observa solo una cantidad pequeña de casos con  $SR < 1.0$ , y muy pocos con  $SR < 0.75$ , además de no presentar una tendencia clara en la disminución de la relación de resistencia con el aumento de profundidad, por lo que esta ecuación captura el efecto de tamaño de buena manera (Figura 3-3).

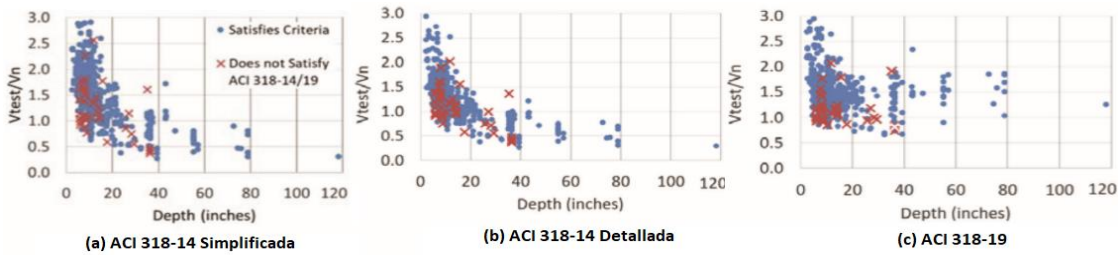


Figura 3-3 Impacto de profundidad en la relación de resistencia para elementos sin  $A_v$  o  $N_u$  (Kuchma et al., 2019).

Por otra parte, con respecto a la influencia de la cuantía longitudinal ( $\rho_w = A_s/b_w d$ ) en la relación de resistencia SR, se grafican estos dos valores en la figura 3-4. Con respecto a la ecuación Simple del ACI 318-14, la cual no considera  $\rho_w$ , muestra una fuerte tendencia ante la variación de este parámetro, mientras que la ecuación Detallada del ACI 318-14 incluye  $\rho_w$  en su cálculo, pero se observa que sobrestima su efecto. Luego, se observa que la ecuación ACI 318-19 considera directamente la cuantía longitudinal haciendo  $V_c$  proporcional a  $(\rho_w)^{1/3}$ , con lo que no se aprecia una tendencia clara en SR con la variación del parámetro  $\rho_w$ .

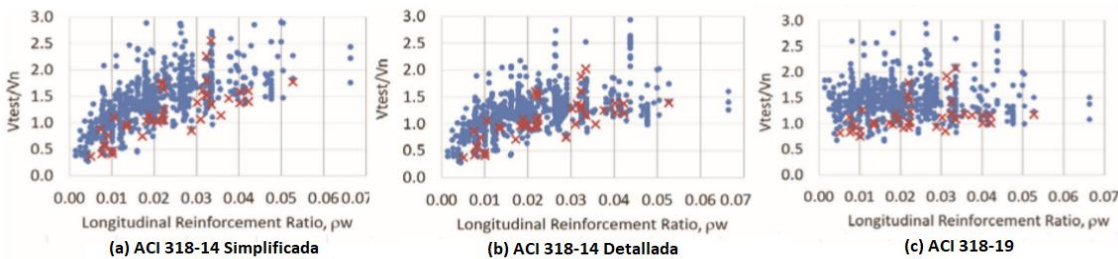


Figura 3-4 Impacto de la cuantía en la relación de resistencia para elementos sin  $A_v$  o  $N_u$  (Kuchma et al., 2019).

Luego, considerando las disposiciones del ACI 318-19, se tiene que en el capítulo 13 “Cimentaciones”, precisamente en la sección 13.3 “Cimentaciones Superficiales”, nos dice que el diseño y detallado de cimentaciones superficiales en una dirección, incluyendo zapatas corridas, zapatas combinadas y vigas sobre el terreno, deben cumplir con los requisitos aplicables el Capítulo 9. También, se establece que, en zapatas en una dirección, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata. Luego, centrándonos en el diseño a cortante, la sección 9.5.3 “Requisitos de diseño a cortante” nos dice que, para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño de todas las secciones debe cumplir con  $\phi V_n \geq V_u$ , teniendo en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

Se tiene que  $V_n$  debe calcularse de acuerdo con la sección 22.5 “Resistencia a cortante en una dirección”, donde se define de igual manera que en ACI 318-08, considerando la suma de la contribución del hormigón y acero. Con esto, para elementos de hormigón no presforzados,  $V_c$  debe calcularse según lo indicado en la tabla 3-1.

Tabla 3-1 Resistencia a cortante en una dirección:  $V_c$  para elementos no presforzados.

Criterio	$V_c$ (MPa)	Comentarios
$A_v < A_{v,min}$	$\left[ 0,66\lambda_s\lambda\rho_w^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + d/250}} \leq 1.0$
$A_v \geq A_{v,min}$	$\left[ 0,17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	Se considera la ecuación que entrega el mayor valor de $V_c$ .
	$\left[ 0,67\lambda\rho_w^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	
<b>Notas:</b> 1) Para el cálculo del factor efecto de tamaño ( $\lambda_s$ ) $d$ está en mm. 2) El valor de $\frac{N_u}{6A_g}$ no debe tomarse mayor que $0.05\sqrt{f'_c}$ . 3) $V_c$ no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$		

Para el cálculo de la cuantía  $\rho_w$  ( $= A_s/b_w d$ ), el valor de  $A_s$  puede tomarse como la suma de las áreas de las barras longitudinales localizadas a más de dos tercios de la altura total del miembro alejada de la fibra extrema en compresión, que en este estudio se considera un refuerzo ubicado a una distancia  $d = h - 5\text{cm}$ , donde se utilizan 5 cm de recubrimiento. En este estudio, para el cálculo de  $V_c$ , se considera la ecuación que corresponde al criterio  $A_v < A_{v,min}$  y que considera el factor efecto de tamaño  $\lambda_s$ . En este caso, para efecto de cálculos, el término  $\frac{N_u}{6A_g}$  se despreció, puesto que la zapata se somete a esfuerzos axiales equivalentes en ambos extremos de las direcciones analizadas, además de que obtener el valor de  $N_u$  en los modelos computacionales requiere de un mayor manejo del programa.

## 4 Base de Datos

La base de datos utilizada para este estudio consiste en la recopilación de planos de fundación y su respectivo plano de armadura, los cuales son proporcionados por la oficina de ingeniería estructural Rene Lagos Engineers. Estos planos son de edificios de carácter habitacional, con un número de pisos que van desde los 5 niveles a los 18 o 20 en algunos casos. A continuación, se muestra un ejemplo de un plano de fundación de un edificio habitacional de 10 niveles (Fig. 4-1) y de la representación de la armadura presente en una fundación aislada. (Fig. 4-2).

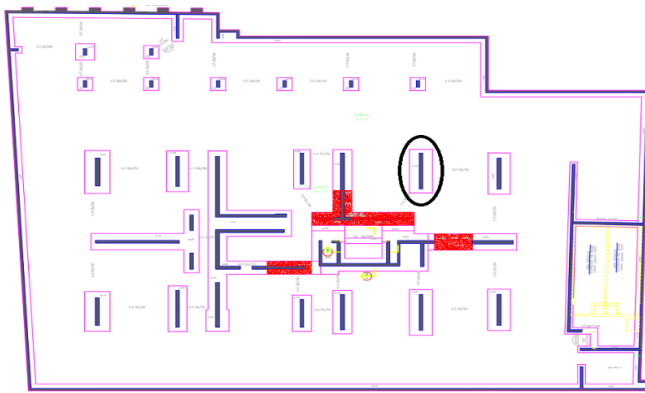


Figura 4-1 Plano Planta de fundaciones, edificio habitacional de 10 niveles.

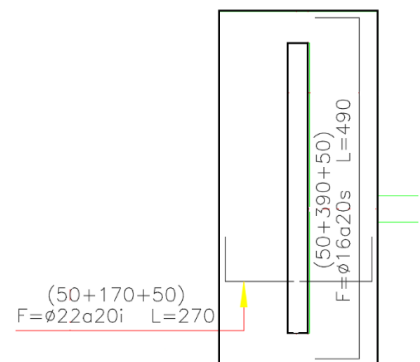


Figura 4-2 Armadura longitudinal de fundación aislada.

Se busca poder proporcionar una base de datos con variaciones en parámetros característicos de las estructuras, la cual considera 93 planos de fundaciones y sus respectivos planos de armaduras, con variaciones tales como el número de pisos, tipo de suelo, zona sísmica y cantidad de fundaciones tipo zapata aislada, para así poder generar una base de datos más diversa y poder obtener conclusiones que tengan relaciones con estas variaciones. Con esto, el objetivo de la recopilación de datos es, a través de su análisis, dar una mayor validez a las conclusiones basadas en estudios anteriores y ver el comportamiento al aplicarlo en edificios chilenos. Dentro de la base de datos, se presentan los resultados obtenidos para fundaciones tipo zapata aislada y también se incluye un análisis de un número más reducido de casos de losas de fundación. Se excluyen todos los demás tipos de fundaciones que considere el soporte de más de un elemento o con refuerzos combinados, ya que no tienen una forma o geometría similar a la que tendría una viga de grandes dimensiones.

## 4.1 Fundaciones tipo zapata aislada.

Se obtuvieron los datos de un total de 2318 fundaciones aisladas, analizadas en ambas direcciones. El rango en que se encuentra la resistencia a compresión,  $f'_c$ , de hormigón utilizado en las fundaciones es de 25 MPa a 40Mpa, siendo el 74% de los casos de 25MPa. Con respecto a las dimensiones de las zapatas aisladas analizadas, en la Figura 4-3 se presenta un histograma con rangos de 200 centímetros para los distintos largos de las fundaciones, obteniendo un largo promedio de 382 cm, y concentrándose el 43% de las fundaciones analizadas con un largo en el rango entre los 200 y 400 centímetros. Luego, en la Figura 4-4 se presentan los anchos de las fundaciones, agrupados en rangos de 50 centímetros, obteniendo un ancho promedio de 142 cm, con el 44% de las fundaciones con un ancho dentro del rango entre 100 y 150 centímetros.

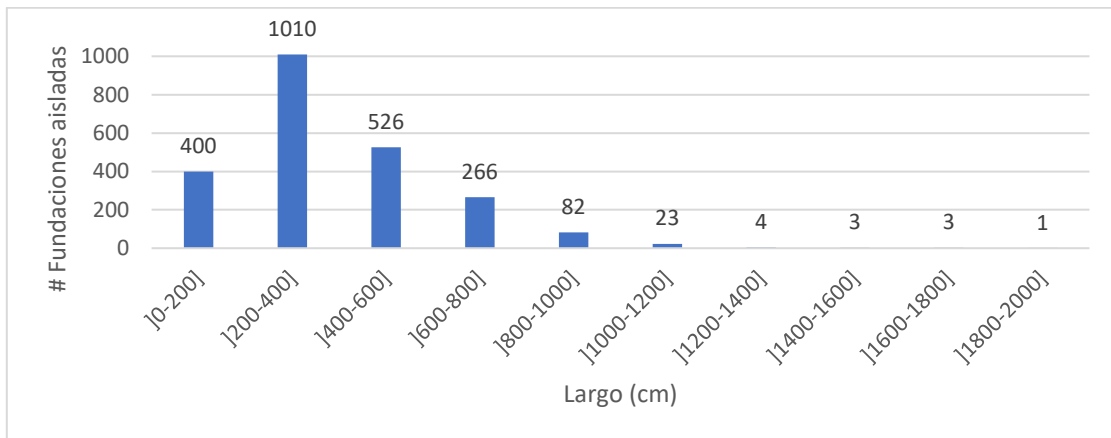


Figura 4-3 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus largo de fundación, en centímetros.

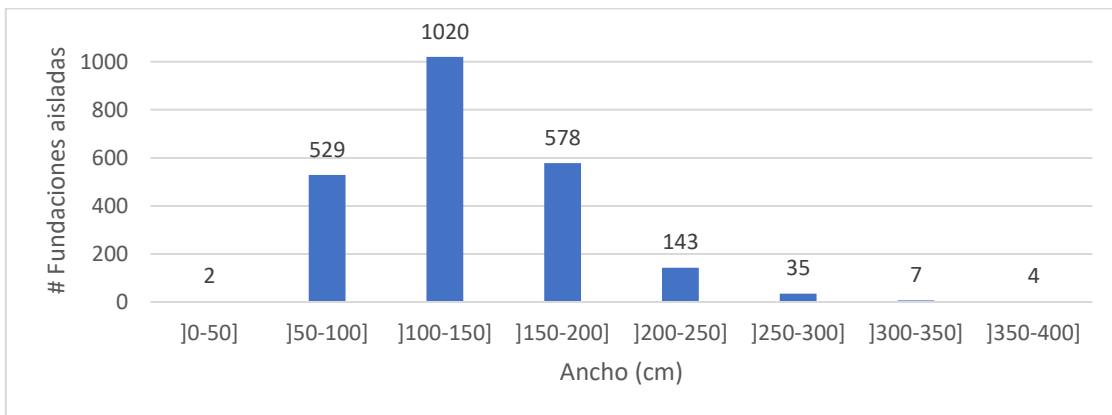


Figura 4-4 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus ancho de fundación, en centímetros.

Luego, con respecto a los parámetros relevantes en el diseño de las fundaciones, la profundidad efectiva "d" promedio para las fundaciones analizadas es de 77 centímetros. Se debe mencionar que el recubrimiento utilizado es de 5 centímetros, desde el borde inferior de la fundación. En la Figura 4-5, el número de zapatas aisladas es graficado versus la profundidad efectiva "d", subdividida en intervalos de clase de  $\Delta d = 10\text{cm}$ . El 34,03% de las profundidades (789 zapatas) ocurren en el valor de  $d = 80\text{cm}$ . Luego, tenemos 20,92% (485 zapatas) con  $d = 90\text{cm}$ , y 18,72% (434 zapatas) pertenecientes a  $d = 60\text{cm}$ .

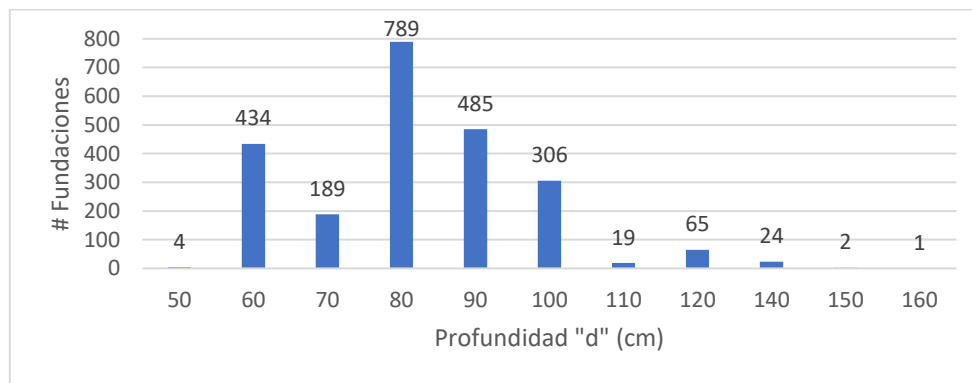


Figura 4-5 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus profundidad "d" en centímetros.

La relación de refuerzo geométrico longitudinal,  $\rho_w = A_s / b_w d$  (según ACI 318-14), es un parámetro considerado generalmente en las ecuaciones de diseño de distintos códigos, y en la Figura 4-6 se grafica el número de fundaciones versus la cuantía  $\rho_w$  presente en ellas, en donde este último parámetro se subdivide en intervalos con un paso de  $\Delta\rho_w = 0,025\%$ . El hecho de que se presenten cuantías muy bajas se explica debido a que existen fundaciones que pueden soportar la carga solicitante si estas se realizan de hormigón simple, ósea que la contribución de hormigón  $V_c$  es suficiente para satisfacer la relación  $\phi V_c \geq V_u$  pero, como criterio de oficina con la cual se trabajó, se establece que se debe incorporar un refuerzo mínimo para fundaciones tipo zapata aislada en edificios habitacionales, equivalente a  $\phi 10a20$ , y que, al considerar esta armadura en una zapata de gran profundidad, nos entrega un valor de cuantía ( $\rho_w = A_s / b_w d$ ) considerablemente bajo. Según Reineck *et al.* (2013), el rango más común en la práctica son las que cumplen con valores  $\rho_w < 0,50\%$ .

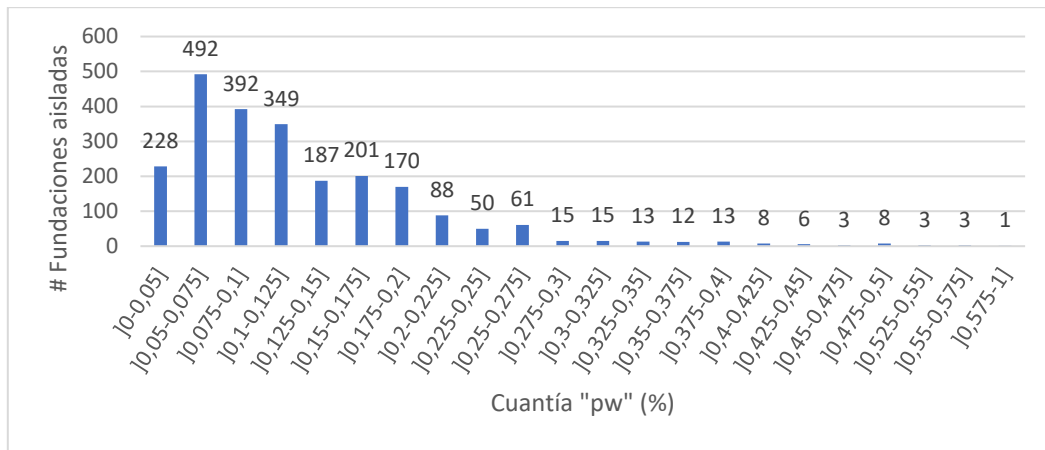


Figura 4-6 Histograma cantidad de fundaciones aisladas versus cuantía longitudinal ( $\rho_w = A_s/b_w d$ ) en porcentaje.

La metodología utilizada para la obtención de estos datos de los planos de fundación y armadura en AutoCAD, como el método de cálculo de la cuantía  $\rho_w$ , se detalla en el Apéndice A. Luego, con respecto a las características de las estructuras habitacionales analizadas, se tiene el 94% (2181 fundaciones) construidas en zona sísmica del tipo 2, siendo el 6% restante (137) construidas en zona sísmica tipo 3. Por otro lado, se tiene un 89% (2070 fundaciones) construidas en suelo tipo B, un 10% (230) en suelo tipo C, y un 1% (18) en suelo tipo D. De esta forma, estamos en presencia de edificios habitacionales construidos en su mayoría en la depresión intermedia, donde el suelo tiene una velocidad de propagación de ondas de corte  $v_s \geq 400 \text{ m/s}$ , siendo clasificado como grava densa, arena densa o suelo cohesivo duro (NCh 433. Of1996, modificación 2009). Finalmente, en el histograma de la Figura 4-7 se detalla la distribución que tienen las fundaciones analizadas según el número de niveles de la estructura a la que pertenecen.

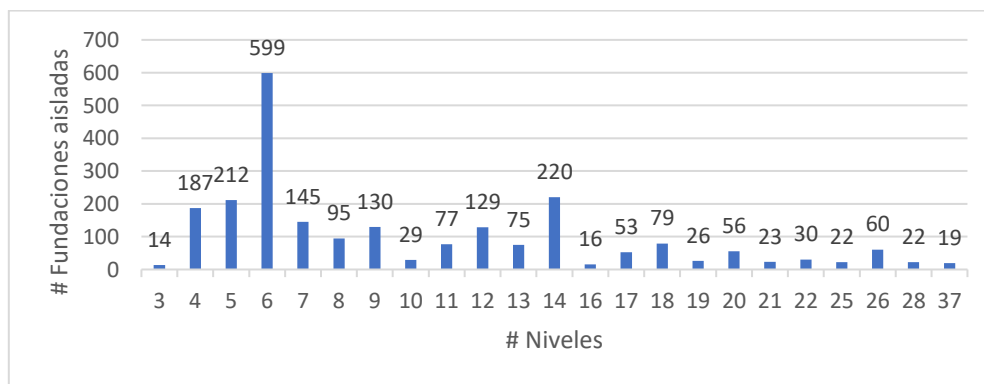


Figura 4-7 Histograma de fundaciones aisladas según número de niveles de la estructura habitacional.



Del total de las 2318 fundaciones aisladas, 573 fueron analizadas con mayor detalle con respecto a las cargas presentes, utilizando el software computacional SAFE 2016, de donde se obtuvieron los esfuerzos de corte último,  $V_u$ , que se encuentran solicitando las fundaciones en el modelo, considerando distintas combinaciones de cargas y la reacción del suelo. Para estas fundaciones, se obtuvo una profundidad efectiva promedio de  $d = 73.5 \text{ cm}$  y una cuantía promedio de  $\rho_w = 0.00148$ . Con respecto a las propiedades de la estructura, 85% (491 fundaciones) se construyeron en Suelo tipo B, 12% (68) en suelo tipo C, y 3% (14) en suelo tipo D; por otro lado, 98% (561) en zona sísmica 2, y 2% (12) en zona sísmica 3. La metodología para obtener  $V_u$  y las combinaciones de cargas consideradas en la envolvente analizada se detallan en el Apéndice B.

## 4.2 Losa de Fundación

Con respecto a las losas de fundación analizadas, se estudiaron en AutoCAD y SAFE un total de 5 modelos de losas, de las cuales se logró captar los datos y esfuerzos de un total de 33 elementos soportados por estas, en ambas direcciones. Se considera un ancho de integración de 1 metro para el análisis de los esfuerzos; el esfuerzo cortante solicitante  $V_u$  se consideró a una distancia  $d$  de la cara del elemento soportado.

Con respecto a las características del suelo, zona sísmica y niveles de los edificios considerados, se tiene un 79% (26) de los elementos analizados en suelo tipo D y el 21% (7) restante en suelo B. Con respecto a la zona sísmica, se tiene un 76% (25) en zona 3, y un 24% (8) en zona 2. Por último, con respecto a la cantidad de niveles, se presenta un histograma en la Figura 4-8.

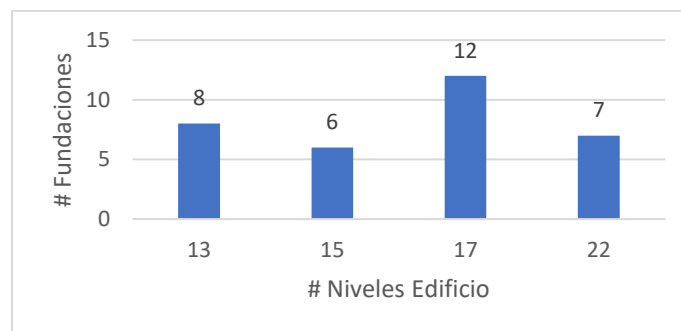


Figura 4-8 Cantidad de elementos en losa de fundación versus niveles del edificio.

## 5 Análisis y discusión de resultados.

En esta sección se muestran las discusiones en torno al análisis de los datos recopilados en la sección 4 y los resultados que se obtienen con estos al aplicarlos a las distintas ecuaciones en evaluación. Se parte por presentar un análisis de sensibilidad de las ecuaciones estudiadas, variando los principales parámetros que son la cuantía longitudinal  $\rho_w$  y la profundidad  $d$ , para así poder tener un acercamiento de las posibles variaciones que se pueden presentar en la predicción de la resistencia al corte de hormigón al utilizar esta ecuación. Luego, se procede a entregar los resultados obtenidos en la predicción de la resistencia al corte del hormigón por las distintas ecuaciones en estudio, utilizando como parámetros de diseño los obtenidos de los planos de fundaciones, para así poder tener una noción de las diferencias en los valores obtenidos mediante una u otra ecuación; y, por último, se procede a comparar los valores obtenidos mediante la ecuación 2019, con los esfuerzos que efectivamente recibe el elemento mediante los modelos SAFE. Además, en el Apéndice C, se presentan distintas comparaciones de valores obtenidos, clasificándolos según distintas características de la estructura habitacional en la que se presentan las fundaciones.

Es necesario mencionar que, en los resultados expuestos en este capítulo, se considera el esfuerzo de corte nominal como  $v_c = V_c / b_w d$ , para así poder notar con mayor claridad la influencia que tenga la profundidad y cuantía en los resultados expuestos por las distintas ecuaciones. Generalmente  $v_c$  se expresa en  $MPa$ , a no ser que se indique lo contrario. También, se destaca que los resultados tanto para el análisis de la cara transversal como longitudinal se decidió unirlos, puesto que el esfuerzo de corte nominal  $v_c$  en la mayoría de los casos no variaba considerablemente, obteniendo relaciones de  $\frac{v_c^{SIMPLE,TRANS}}{v_c^{SIMPLE,LONG}} = 1$ ,  $\frac{v_c^{DETALLE,TRANS}}{v_c^{DETALLE,LONG}} = 0,996$  y  $\frac{v_c^{2019,TRANS}}{v_c^{2019,LONG}} = 0,949$ . Esta metodología se usará en las próximas Figuras expuestas en este capítulo, a menos de que se indique lo contrario y se detalle por separado el análisis en la cara transversal y longitudinal.

## 5.1 Análisis de sensibilidad y comparación de ecuaciones utilizadas.

Se analizan los principales 2 parámetros que consideran las ecuaciones estudiadas, sobre todo la ecuación 2019 propuesta, los cuales son la cuantía longitudinal  $\rho_w$  y la profundidad  $d$ . Estos parámetros tienen especial influencia en la ecuación 2008 detallada y ecuación 2019 propuesta, no así en la ecuación 2014 simple, que resulta ser una predicción más rápida, menos conservadora y poco rigurosa.

### 5.1.1 Variación de Cuantía

Se propusieron intervalos de armaduras, que se componen en distintos tipos de fierros, los cuales son van desde  $\emptyset 6$  hasta  $\emptyset 40$ , con un paso de  $\Delta \emptyset 2$ . Además, para cada tipo de fierro se consideraron 6 distancias de separación entre barras, que son de 10, 12, 14, 16, 18 y 20 centímetros, por lo cual tenemos un total de 108 cuantías diferentes a considerar. Con esto, se obtuvo una cuantía mínima de  $\rho_{w,min} = 0,000157$ , y un máximo de  $\rho_{w,max} = 0,0139$ , y así se puede observar con mayor claridad los efectos que produce la variación en la cuantía para las distintas ecuaciones. Finalmente, se considera una fundación de ancho de 200 centímetros, profundidad de 90 centímetros y  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$

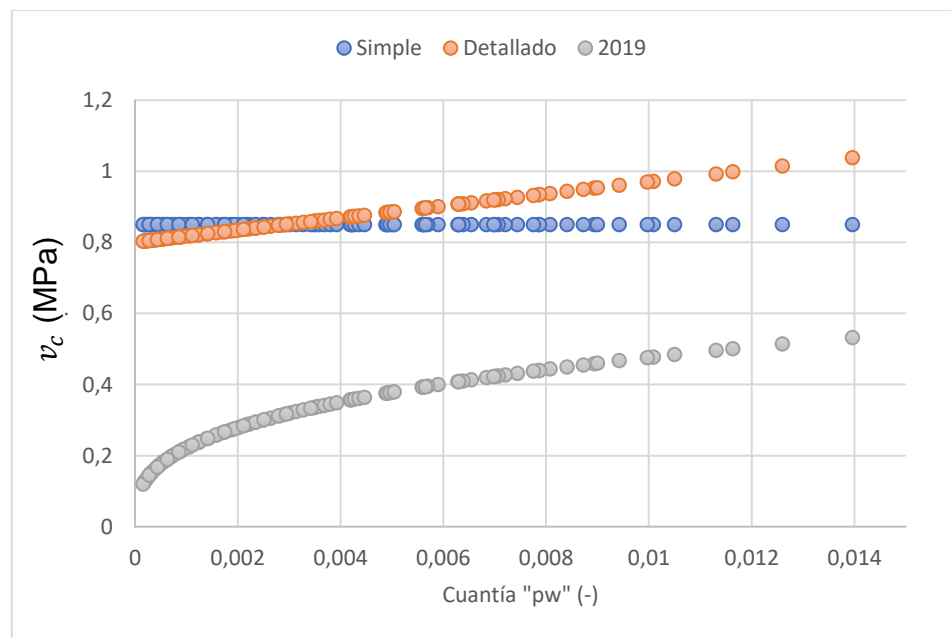


Figura 5-1 Esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c/b_w d$ ) versus cuantía longitudinal ( $\rho_w = A_s/b_w d$ ).

De la Figura 5-1, se puede ver que las ecuaciones 2008 tienen poca variación ante la presencia de refuerzo longitudinal; en mayor detalle, se tiene que la ecuación simple no considera este parámetro ( $\sigma^{simple} = 0$ ) y la ecuación detallada sí, pero esta última solo comienza a considerarlo como relevante y marcar una diferencia con respecto a la ecuación simple cuando el refuerzo longitudinal es considerablemente alto. Se observa que la ecuación detallada comienza a superar el valor de la predicción simple a cuantías superiores al 0,28%. En contraste, la ecuación propuesta 2019 es sensible al aumento de refuerzo, a pesar de que este se produzca en cantidades bajas. Esta diferencia se nota en la desviación que tienen los valores, llegando a producirse un aumento en la ecuación 2019 casi 2 veces lo que aumenta la ecuación detallada para este intervalo de variación de cuantía ( $\Delta v_c^{2019} / \Delta v_c^{2008} \approx 1,876$ ).

### 5.1.2 Variación Profundidad de fundación.

Para el análisis de este parámetro, se definen distintos valores de la profundidad, partiendo desde los 45 centímetros hasta los 155 centímetros, con un paso de  $\Delta d = 5\text{cm}$ . Además, se incluyó una curva que representa la ecuación 2019 sin considerar el efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ; 2019sinET) y se establecieron como constantes la armadura de  $\emptyset 18a15$  y  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ .

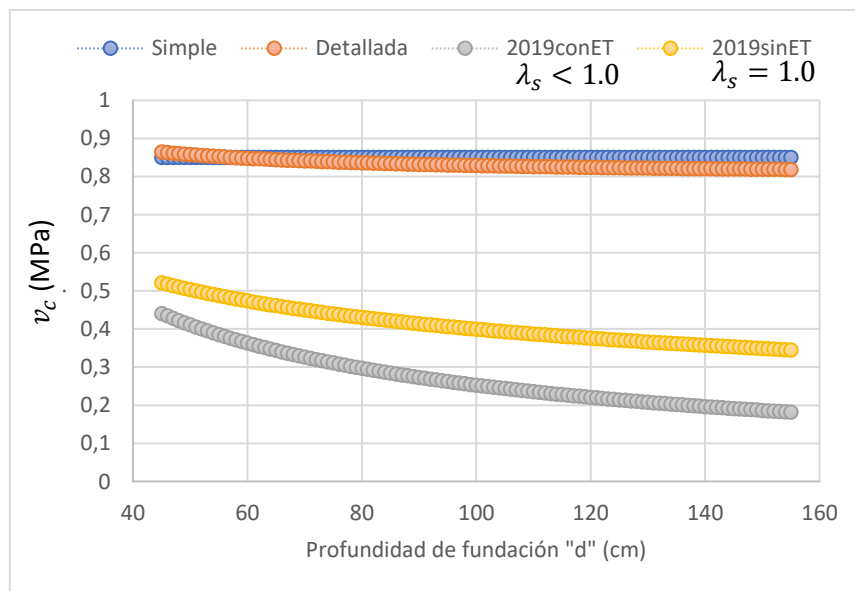


Figura 5-2 Esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c / b_w d$ ) versus profundidad "d" de elemento.

Del gráfico presentado en la Figura 5-2, se tiene que la predicción realizada por la ecuación 2008 Simple no se ve afectada por el aumento de la profundidad de elemento, en cambio, la ecuación Detallada si varía con el aumento de profundidad, caracterizado por una variación de  $\Delta v_c = 0,0454 MPa$  entre profundidades de 45 y 155 centímetros. Por otro lado, la ecuación 2019 se ve afectada notablemente, teniendo una disminución en la predicción del esfuerzo de corte de  $\Delta v_c = 0,258 MPa$ , con lo que se tiene una disminución casi 5 veces lo que se ve afectada la ecuación Detallada ( $\Delta v_c^{2019} / \Delta v_c^{2008} \approx 5,687$ ). Esto nos dice en primera instancia, que no existe una penalidad clara en la predicción de  $V_c$  para las ecuaciones 2008 producido por el aumento de profundidad de elemento, en cambio, para la ecuación 2019, se penaliza el valor de la predicción con una disminución muy notoria, donde a una profundidad de 175 centímetros, la penalización alcanza a reducir el esfuerzo de corte a la mitad ( $\lambda_s = 0.5$ ).

## 5.2 Predicción de Resistencia al Corte $V_c$ en fundaciones aisladas de edificios habitacionales.

Con los datos obtenidos del análisis de planos mediante el software AutoCAD, se procede a aplicar las ecuaciones en estudio y así se obtiene una predicción de la resistencia al corte  $V_c$  que tienen las fundaciones analizadas. Aquí, se realiza la predicción de la resistencia cortante tanto para la cara transversal como para la cara longitudinal, agrupándolos en un mismo conjunto de datos, por lo que se tiene un total de 4636 de esfuerzos  $V_c$  para cada ecuación. Primero, se detalla la dependencia que puede existir entre los parámetros en estudio, profundidad del elemento  $d$  (cm) y cantidad de cuantía longitudinal  $\rho_w = A_s / b_w d$  (-), en la Figura 5-3.

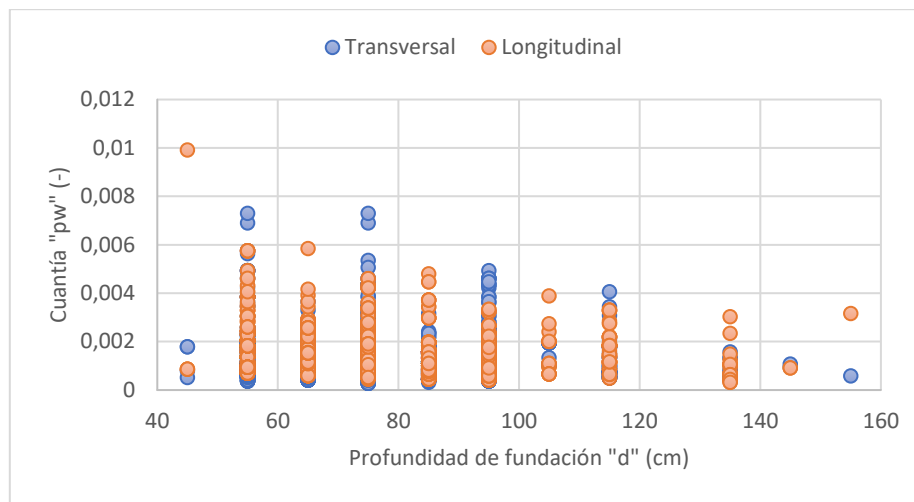


Figura 5-3 Cuantía " $\rho_w$ " presente en elemento versus profundidad efectiva " $d$ ".

De la Figura 5-3, se observa que no existe una dependencia clara entre la profundidad del elemento y la cantidad de refuerzo que estas tienen. Si bien se observan cuantías menores a mayores profundidades, se debe en gran parte a la forma de calcular  $\rho_w$ , ya que es inversamente proporcional a la profundidad. Se observa una cuantía promedio de  $\rho_w = 0,00132$ , una cuantía máxima  $\rho_{w,max} = 0,00991$  que se tiene en una fundación aislada de dimensiones:  $largo = 465\text{ cm}$ ,  $ancho = 130\text{ cm}$ ,  $d = 45\text{ cm}$  y armadura de  $\emptyset 25a11$  desarrollada en el largo; y una cuantía mínima  $\rho_{w,min} = 0,00029$ , en 7 fundaciones de dimensiones promedio  $largo = 481\text{ cm}$ ,  $ancho = 148\text{ cm}$ ,  $d = 135\text{ cm}$  y una armadura de  $\emptyset 10a20$  desarrollada en el ancho. Aquí se resalta lo mencionado en la base de datos con respecto a las cuantías extremadamente bajas que se obtienen, donde se tiene la armadura  $\emptyset 10a20$  que se incluye por criterio de oficina en fundaciones que pueden cumplir el requisito de diseño  $\emptyset V_c > V_u$  si se diseñan de hormigón simple.

Con respecto a las predicciones de la resistencia al corte, se realizan gráficos para ilustrar de mejor manera las diferencias obtenidas entre las ecuaciones utilizadas, teniendo como variables dependientes la profundidad  $d$  y la cuantía  $\rho_w$  respectiva a la dirección en análisis del elemento. En las Figuras 5-4 y 5-5, se grafica el esfuerzo de corte nominal  $v_c$  versus profundidad efectiva y cuantía de fundación, respectivamente.

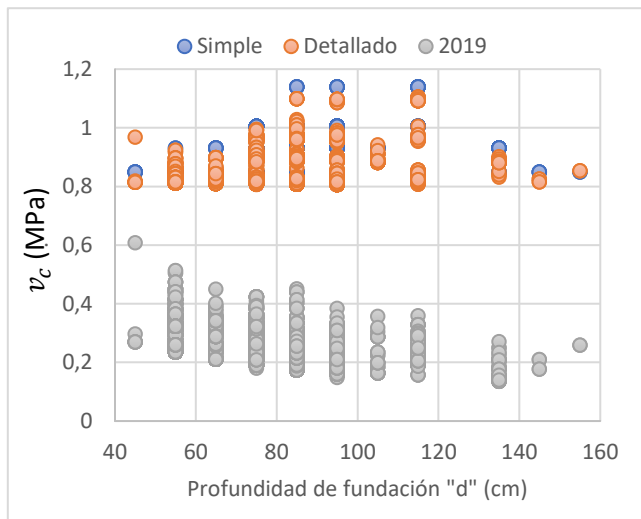


Figura 5-4 Esfuerzo cortante nominal ( $v_c = V_c / b_w d$ ) versus profundidad efectiva "d" de fundación.

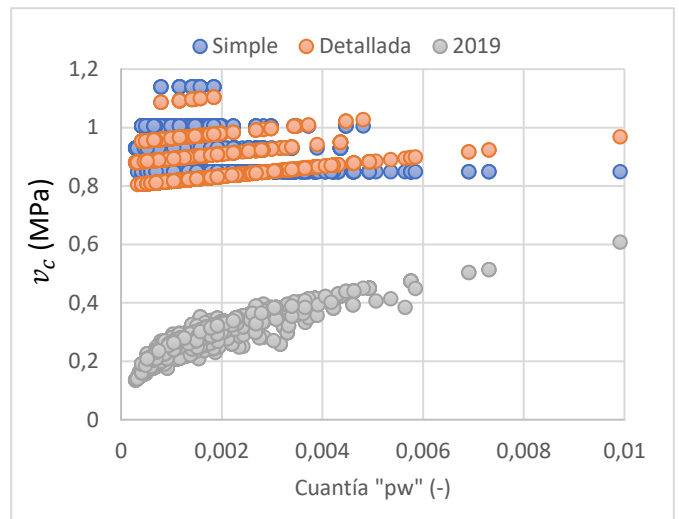


Figura 5-5 Esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c / b_w d$ ) versus cuantía ( $\rho_w = A_s / b_w d$ ) de fundaciones.

Con el objetivo de validar los estudios presentados en la sección 2 “Revisión Bibliográfica” con respecto a los efectos que tiene el tamaño del elemento y la presencia de una baja cantidad de cuantía en la predicción de la resistencia al corte de elementos de hormigón armado, se procede a normalizar las predicciones realizadas mediante las ecuaciones actuales, simple y detallada, presentes en el ACI 318-08, con la predicción realizada mediante la ecuación 2019 actualizada, para así poder ver con mayor claridad las diferencias que se producen al aplicar las distintas ecuaciones para una misma fundación. Así, se obtienen gráficos de la relación  $v_c^{2008} / v_c^{2019}$  versus profundidad efectiva del elemento "d" (Figura 5-6) y cuantía longitudinal " $\rho_w$ " presente (Figura 5-8).

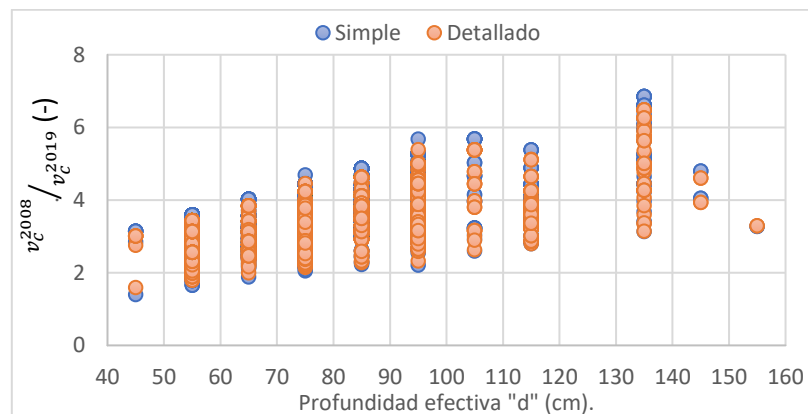


Figura 5-6 Gráfico Esfuerzo de corte nominal  $v_c$  2014 normalizado por versión 2019 versus Profundidad "d".

Fácilmente se observa que existe un castigo considerable en la predicción con el aumento de profundidad del elemento, proporcionado por el nuevo factor de efecto de tamaño,  $\lambda_s$ , presente en la ecuación 2019 (Fig. 5-6). Considerando que la profundidad promedio de las fundaciones analizadas es de 80cm, se tiene un castigo por el factor efecto de tamaño  $\lambda_s = 0,68$ ; en cambio, para las versiones 2008, no se tiene este factor, por lo que las predicciones que estas hacen no obtienen una reducción en su valor por el aumento del tamaño, manteniendo casi constante su valor si aumenta la profundidad del elemento (Fig. 5-2). Luego, con respecto a los datos presentados en la Figura 5-6, tenemos que para la ecuación simple y detallada, normalizadas por la ecuación 2019, los valores mínimos se producen en una profundidad de 45 centímetros, donde se obtiene un valor de  $\min(v_c^{SIMPLE}/v_c^{2019}) = 1,397$  y  $\min(v_c^{DETALLE}/v_c^{2019}) = 1,592$ ; con respecto a los valores máximos registrados, se obtienen en una profundidad de 135 centímetros, donde se alcanzan valores para la relación  $\max(v_c^{SIMPLE}/v_c^{2019}) = 6,85$  y  $\max(v_c^{DETALLE}/v_c^{2019}) = 6,483$ . Así, comparando las predicciones por las distintas ecuaciones, se tiene que a medida que el elemento se vuelve más profundo, las predicciones hechas con las ecuaciones 2014 no varían su valor considerablemente, mientras que la ecuación 2019 se ve afectada por el factor efecto de tamaño, disminuyendo el valor de la predicción realizada a medida que aumenta la profundidad de fundación. Con esto, al normalizar las ecuaciones 2014 por la ecuación 2019, se obtiene un aumento en la relación  $v_c^{2014}/v_c^{2019}$  a medida que el elemento se vuelve más profundo, corroborando que, a profundidades grandes, las ecuaciones 2014 realizan predicciones poco conservadoras, mientras que la nueva ecuación castiga la predicción realizada si aumenta la profundidad. Los valores promedios para la relación  $v_c^{2014}/v_c^{2019}$  según la profundidad de fundación se presentan en la Figura 5-7.



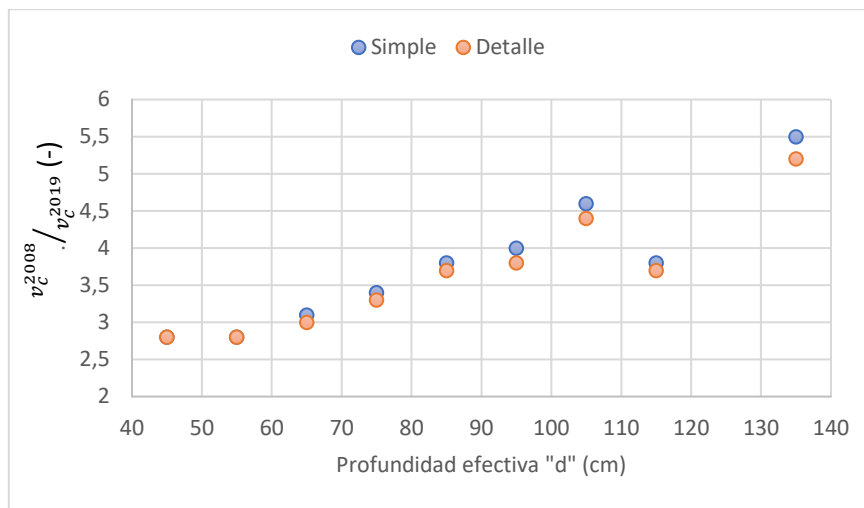


Figura 5-7 Relación  $V_c^{2014} / V_c^{2019}$  promedio simple y detallada versus profundidad efectiva "d".

Con esto, podemos corroborar que la ecuación 2019 aplicada a fundaciones tipo zapata aislada considera de manera importante el efecto de tamaño, y se adecúa de buena manera con resultados que arrojan pruebas de varios investigadores (Kani 1967, Kim and Park 1994, Collins and Kuchma 1999, Shioya *et al.* 1989), además de que el nuevo factor de efecto de tamaño  $\lambda_s$  se asemeja bastante a la expresión de la ley de efecto de tamaño propuesta por Bazant (1991). Finalmente se corrobora también una lenta tasa de reducción en la resistencia de corte en vigas profundas sin estribos, producido por la presencia de un refuerzo longitudinal distribuido (Collins and Kuchma 1999), que genera una resistencia a la tensión diagonal y mejora el mecanismo de clavija del refuerzo.

Por otra parte, se resalta la influencia que tiene la cuantía presente, ya que la resistencia al corte  $V_c$  predicha por la versión 2019 aumenta directamente proporcional al factor  $\sqrt[3]{\rho_w}$ , en cambio, la versión 2008 Detallada aumenta de manera lineal a  $17\rho_w$ , teniendo un menor impacto en el valor de  $V_c$  predicho. Esta influencia se puede ver de mejor manera en la Figura 5-5, donde tenemos que las ecuaciones 2008 no varían de gran manera al aumentar la cuantía presente. En cambio, para la ecuación 2019, se obtiene un aumento considerable y regulado al aumentar la cuantía. En la Figura 5-8 se observa que al normalizar los valores de las ecuaciones 2008 Simple y Detallada por el valor de la ecuación 2019, se genera una curva que en un comienzo tiene una tendencia a ser vertical, lo que nos dice que las ecuaciones 2014 son sumamente poco

conservadoras para cuantías pequeñas, llegando a tener máximos de  $\max\left(\frac{v_c^{SIMPLE}}{v_c^{2019}}\right) = 6,850$  y  $\left(\frac{v_c^{DETALLADA}}{v_c^{2019}}\right) = 6,483$  para la cuantía mínima de  $\rho_w = 0,00029$  ( $\emptyset 10a20$ ) y profundidad de 135 centímetros; luego, a medida que aumenta la cuantía, la curva comienza a tener una tendencia horizontal, donde los resultados de las predicciones 2014 y 2019 comienzan a tener valores más cercanos entre ellos, llegando a valores mínimos de  $\min\left(\frac{v_c^{SIMPLE}}{v_c^{2019}}\right) = 1,397$  y  $\min\left(\frac{v_c^{DETALLADA}}{v_c^{2019}}\right) = 1,592$ , precisamente para la cuantía máxima analizada de  $\rho_w = 0,00991$  ( $\emptyset 25a11$ ) y profundidad de 45 centímetros.

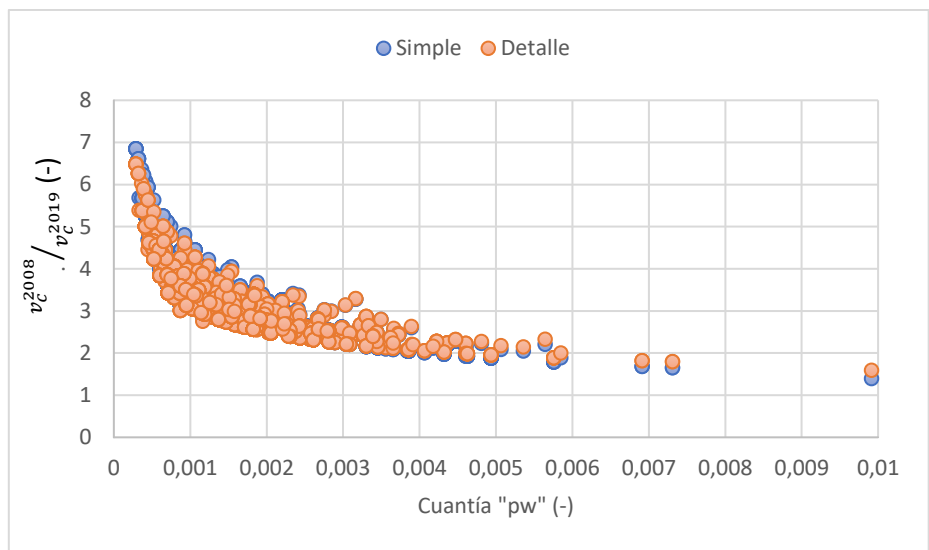


Figura 5-8 Gráfico Esfuerzo cortante nominal  $v_c$  2014 normalizado por versión 2019 versus Cuantía  $\rho_w$  de fundación.

Separando los datos de la figura anterior en dos tramos, uno con tendencia de datos vertical y el otro con tendencia horizontal, se obtiene la tabla 5-1, donde se destacan valor promedio, máximo y mínimo de la relación  $\frac{v_c^{2014}}{v_c^{2019}}$  para cada tramo.

Tabla 5-1 Valores promedios, máximos y mínimos para la relación  $\frac{v_c^{2008}}{v_c^{2019}}$  según rango de cuantía.

		$\rho_w \leq 0,1\%$			$\rho_w > 0,1\%$		
		Media	Max.	Min.	Media	Max.	Min.
$\frac{v_c^{2014}}{v_c^{2019}}$	Simple	4,1	6,8	3,1	3,0	4,4	1,3
	Detalle	4,0	6,4	3,0	2,9	4,2	1,5

Para las fundaciones analizadas, tenemos que para el rango  $\rho_w \leq 0,1\%$ , se registra un total de 1112 fundaciones, y para el rango  $\rho_w > 0,1\%$  un total de 1206. Con esto, se puede corroborar que cuando se proporciona más refuerzo longitudinal, la profundidad de corte efectivo es mayor para así poder mantener el equilibrio de fuerza axial, y así de este modo se incrementa la fuerza de corte del miembro, llegando a disminuir la diferencia entre la predicción 2008 y 2019 hasta un factor de 2. Como adición a lo que se establece en la nueva ecuación 2019, donde se tiene que la fuerza de corte es proporcional a  $\rho^{0,33}$ , resultados de estudios (Khuntia, M. and Stojadinovic, B. 2001), muestran que la fuerza de corte incrementa con el incremento en la relación de refuerzo en proporción a  $\rho^{0,37}$ , para todos los rangos de fuerza del concreto ( $f'_c$ ) y relación de profundidad de corte crítico  $\left(\frac{M_u}{V_{cr}d}\right)$ .

Luego recordando que, para las 2318 fundaciones analizadas, la profundidad efectiva promedio es de  $d = 77.2 \text{ cm}$  y la cuantía longitudinal promedio es de  $\rho_w = 0.00132 (-)$ , en la tabla 5-2 se presentan los valores promedios y desviación estándar de parámetros relevantes y predicciones de la resistencia al corte de las distintas ecuaciones. Se destaca el caso en que el factor efecto de tamaño se considera igual a la unidad, para así ver los valores que se obtienen mediante la ecuación 2019 al no considerar castigo por el aumento en la profundidad.

Tabla 5-2 Valores promedio de parámetros y Predicción de resistencia al corte de datos obtenidos.

Ecuación	$v_c \text{ (MPa)}$				
	Media	Desv. Estándar	Coef. Var. (%)	Máx.	Mín.
Simple	0,88	0,05	6	1,14	0,85
Detallada	0,85	0,05	6	1,10	0,80
2019( $\lambda_s \leq 1.0$ )	0,26	0,05	21	0,60	0,13
2019( $\lambda_s = 1.0$ )	0,36	0,07	19	0,71	0,23

Se observa que para la predicción realizada con la ecuación 2019 se obtiene un coeficiente de variación mayor que el caso de las ecuaciones 2008, y como se vio en la sección 5.1, esto se debe principalmente a los castigos que recibe la ecuación 2019 por la variación en la profundidad y cantidad de cuantía presente, entregando resultados más dispersos. Finalmente, con respecto a los valores presentados en esta sección, para la relación  $V_c^{2008} / V_c^{2019}$  se obtienen valores del coeficiente de variación ( $COV = \sigma / \bar{x}$ ) de  $COV_{simple}^{2008} = \frac{0,753}{3,535} = 0,213$  y  $COV_{detallada}^{2008} = \frac{0,684}{3,408} = 0,201$ . Con esto, se puede asegurar que se tienen medias aritméticas que son representativas del conjunto de datos, y por ende se tiene una mayor homogeneidad en los resultados de las relaciones  $V_c^{2008} / V_c^{2019}$  obtenidos.

#### 5.2.1 Aplicación ecuación 2019 sin considerar el factor efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ).

Según el código ACI en su versión 2019 en el capítulo 13 “Cimentaciones”, precisamente en el reglamento 13.2.6.2, existen restricciones para el uso del nuevo factor  $\lambda_s$ , estableciendo el siguiente reglamento:

*Para las cimentaciones superficiales en una dirección, las zapatas aisladas en dos direcciones, zapatas combinadas en dos direcciones y las losas de cimentación, se permite despreciar el factor de efectos de tamaño especificado en 22.5 para resistencia a cortante en una dirección y en 22.6 para resistencia a cortante en dos direcciones.*

Debido a esto, se aplica este criterio a los resultados obtenidos de las 2318 fundaciones, considerando  $\lambda_s = 1.0$  en el cálculo mediante la ecuación 2019. Con este cambio, el parámetro que influye directamente en la ecuación 2019 es la cuantía  $\rho_w$ , pero la profundidad sigue afectando de manera indirecta, ya que la cuantía se calcula como  $\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$ . En las Figuras 5-9 y 5-10 se grafica la relación  $\frac{v_c^{2014}}{v_c^{2019}}$  versus profundidad efectiva  $d$  y cuantía  $\rho_w$  del elemento, respectivamente, sin considerar el factor efecto de tamaño, ósea, considerando su valor  $\lambda_s = 1.0$ .

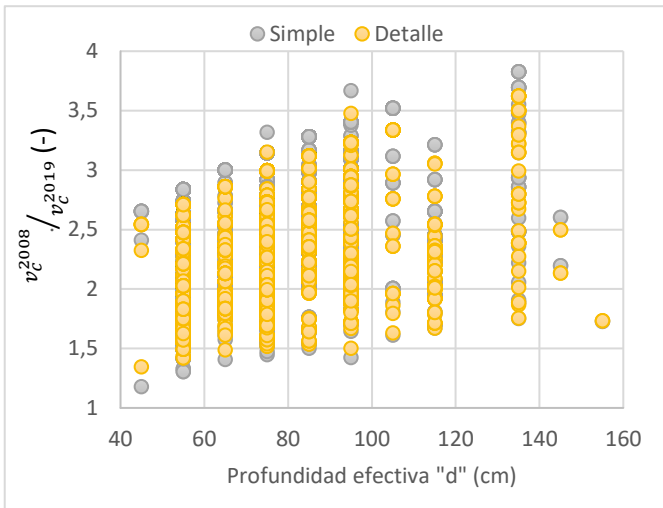


Figura 5-9 Gráfico Relación  $v_c^{2008}/v_c^{2019}$  versus Profundidad "d".  
Caso sin efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ).

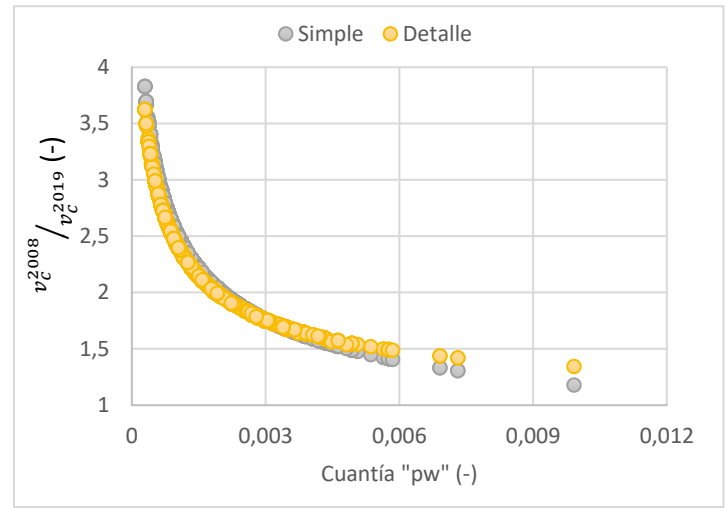


Figura 5-10 Gráfico Relación  $v_c^{2008}/v_c^{2019}$  versus cuantía longitudinal "pw". Caso sin efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ).

Al aplicar este criterio se obtiene un aumento de un 44% aproximadamente en la predicción realizada por la ecuación 2019. Dicho de mejor manera, la ecuación simple normalizada disminuye su valor máximo de un  $\max\left(\frac{v_c^{SIMPLE}}{v_c^{2019}}\right) = 6,85$  a  $3,829$ , y su valor mínimo de un  $\min\left(\frac{v_c^{SIMPLE}}{v_c^{2019}}\right) = 1,397$  a  $1,181$ . Con respecto a la ecuación detallada normalizada, se tienen variaciones en su máximo de  $\max\left(\frac{v_c^{DETALLADA}}{v_c^{2019}}\right) = 6,483$  a  $3,624$ , y en su mínimo de  $\min\left(\frac{v_c^{DETALLADA}}{v_c^{2019}}\right) = 1,592$  a  $1,345$ . En la Figura 5-10 se puede ver de mejor manera la influencia que tiene la cuantía en las distintas relaciones, ya que, al no considerar una reducción por el efecto de tamaño, para cuantías sumamente bajas se obtiene un aumento en la predicción 2019 de un 78,8%, y para cuantías mayores, un 18,3%. También, se observa que se obtiene un conjunto de datos más homogéneos, al solo depender de la cantidad de armadura que la fundación posea. Esto se refleja en los Coeficientes de variación de las relaciones, ya que para los casos considerando el factor efecto de tamaño, obtenemos  $CV_{simple}^{CON\lambda_s} = 0,213$  y  $CV_{detalle}^{CON\lambda_s} = 0,201$ , mientras que para los casos sin este factor, estos coeficientes disminuyen, obteniendo valores  $CV_{simple}^{SIN\lambda_s} = 0,179$  y  $CV_{simple}^{SIN\lambda_s} = 0,166$ .

### 5.3 Comparación de predicción de Resistencia al Corte $V_c$ de ecuaciones, con Esfuerzo de Corte $V_u$ presente en elemento.

En esta sección se procede a realizar una comparación entre las predicciones de la resistencia al corte ( $V_c$ ) obtenidas mediante la aplicación de las distintas ecuaciones del código ACI a los datos de las fundaciones obtenidos, con el esfuerzo de corte que efectivamente se encuentra actuando en el elemento analizado ( $V_u$ ). Para esto, se analizaron los modelos computacionales de plantas de fundación proporcionados por la oficina de cálculo estructural René Lago Engineers.

Para este trabajo se destacan dos análisis: el primero, consiste en varios casos de fundaciones aisladas en donde se realiza la obtención del esfuerzo de corte que actúa sobre ésta inmediatamente luego de la cara del elemento soportado, ósea, considerando una mayor extensión del esfuerzo que ejerce el suelo sobre la fundación, representado de manera gráfica en la Figura 5-11; y el segundo análisis consiste en un número más reducido de casos, en donde la obtención del esfuerzo de corte solicitante se realiza a una distancia  $d$  de la cara del elemento soportado, como se recomienda en el código ACI, siendo una menor extensión en la resultante del suelo sobre la fundación, representado en la Figura 5-12.

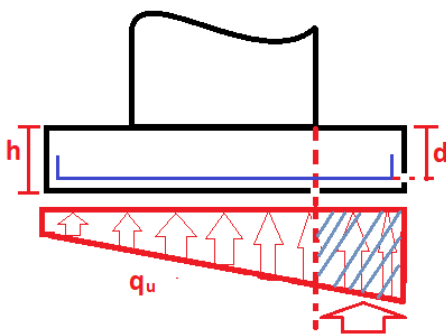


Figura 5-11 Esfuerzo de corte en cara del elemento soportado.

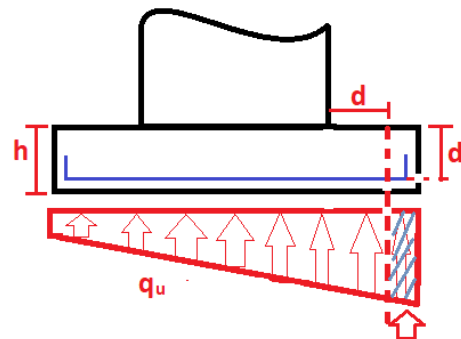


Figura 5-12 Esfuerzo de corte a distancia  $d$  de la cara del elemento soportado.

La gran diferencia con respecto entre estos análisis es que al considerar  $V_u$  a una distancia  $d$  de la cara del elemento soportado (muro), se sigue la teoría de falla por cortante para zapatas, la cual nos dice que la falla no ocurre en un plano vertical en la cara de muro soportado, sino en un plano de  $45^\circ$  aproximadamente con la pared (Figura

5-13). Con esto, la tensión diagonal que se espera que cause grietas entre las dos líneas diagonales es contrapuesta por el aplastamiento o compresión causados por la carga hacia abajo del muro y la presión hacia arriba del suelo (Fig. 5-14), por lo que fuera de esta zona el efecto de la compresión sobre la tensión diagonal es despreciable, recomendando así considerar la fuerza cortante a una distancia  $d$  de la cara del muro (Código ACI-08, 11.1.3.1), debido a las cargas localizadas fuera de la sección (McCormac, J, 2011).

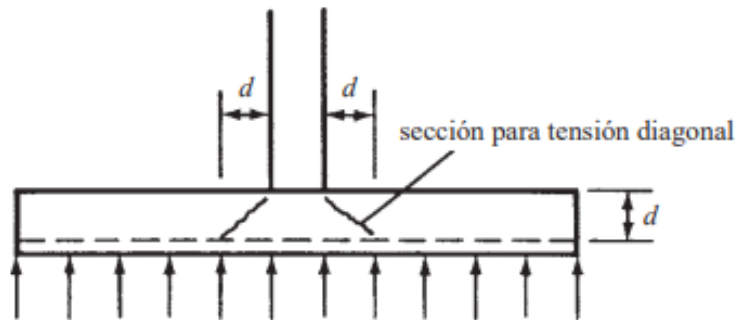


Figura 5-13 Mecanismo de falla por corte en zapatas. Modelo de grietas en 45° (McCormac, J. 2011).

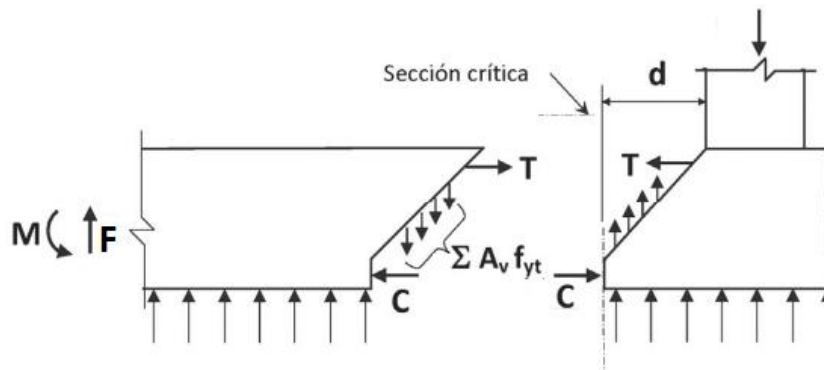


Figura 5-14 Diagrama de Cuerpo libre en extremo zapata. Esfuerzos Internos (ACI318-14, 9.4.3.2).

Esta diferencia de análisis se realiza debido a que existe una gran cantidad de fundaciones en donde no era posible considerar el esfuerzo de corte actuante a una distancia  $d$ , ya que este quedaría fuera de la fundación debido al gran valor de la profundidad, y que en la mayoría de estos casos se encuentra una baja cantidad de armadura de refuerzo longitudinal, ya que en estos casos, generalmente la fundación puede soportar las cargas solicitantes sin necesidad de colocar refuerzo, siendo una fundación de hormigón simple, pero por temas de criterios de oficina con la cual se trabajó, se recomienda incorporar una armadura mínima correspondiente a  $\emptyset 10a20$ .

Finalmente, se debe mencionar que en los resultados que siguen en esta sección, se utilizó un factor de reducción de resistencia de  $\Phi = 0,75$ , que es lo que se recomienda según el capítulo 21 “Factores de Reducción de Resistencia” del código ACI 318-19, precisamente en 21.2.1.b, para la acción “Cortante”. Este factor de reducción de resistencia es compatible con las combinaciones de carga del ASCI/SEI 7 (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute). Dicho esto, en los siguientes resultados, se analiza la relación  $\Phi v_c^{ACI} / v_u^{SAFE}$ , que se detalla de mejor manera según características del edificio al que pertenezcan en el Apéndice C.

### 5.3.1 Análisis de esfuerzo de corte solicitante en la cara del elemento soportado.

Para este análisis se redujo el número de fundaciones analizadas considerablemente, con un total de 573 fundaciones aisladas analizadas en ambas direcciones, generando así 1146 esfuerzos analizados. Esta reducción en las fundaciones es debido a que la cantidad de modelos computacionales recopilados es menor que la cantidad de planos de fundaciones, llegando a ser casi un tercio de estos (35 modelos y 93 planos). También, se debe destacar que para este análisis se consideraron las fundaciones tipo zapata aislada más representativas y distintas en un mismo plano, es decir, se excluyeron de este análisis las fundaciones que se repetían constantemente en su geometría y cantidad de cuantía presente. En la Figura 5-15 se grafica la relación entre las predicciones hechas por la ecuación 2019 considerando el factor efecto de tamaño y sin considerarlo, normalizadas por el esfuerzo cortante último  $v_u$  obtenido de SAFE ( $\Phi v_c^{ACI} / v_u$ ) versus la profundidad efectiva  $d$  del elemento. No se observa una tendencia clara en la influencia de  $d$  con el esfuerzo de corte último  $V_u$  al considerar el factor efecto de tamaño, por lo que la incorporación de este término toma en cuenta la reducción que se genera en la resistencia al corte del hormigón al aumentar el tamaño del elemento. Luego, con respecto a la influencia de la cuantía, en la Figura 5-16 se grafica la relación entre las predicciones hechas por la ecuación 2019 considerando el factor efecto de tamaño y sin considerarlo, normalizadas por el esfuerzo cortante último  $v_u$  obtenido de SAFE ( $\Phi v_c^{ACI} / v_u$ ) versus la cuantía longitudinal ( $\rho_w = A_s / b_w d$ ) presente en el elemento.



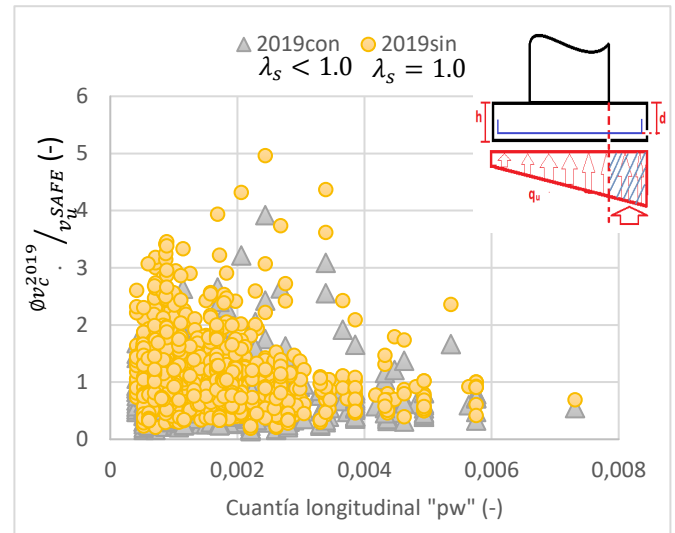
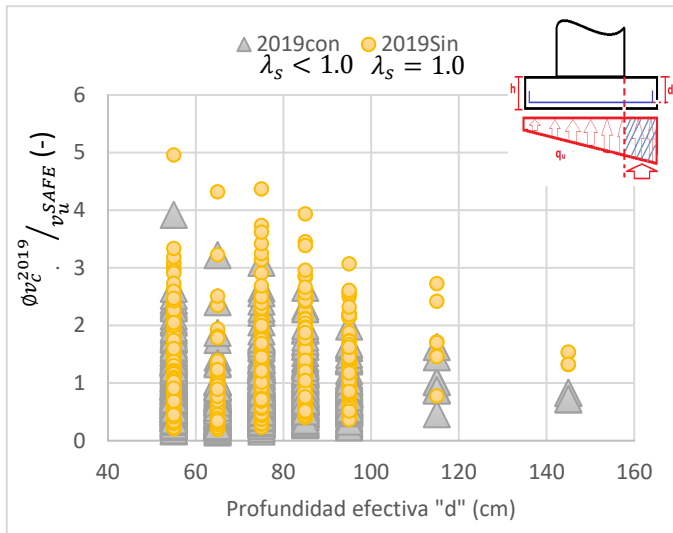


Figura 5-15 Gráfico Relación  $v_c^{2019} / v_u^{SAFE}$  versus Profundidad "d". Análisis falla en plano vertical en cara de muro soportado.

Figura 5-16 Gráfico Relación  $v_c^{2019} / v_u^{SAFE}$  versus Cuantía longitudinal "pw". Análisis falla en plano vertical en cara de muro soportado.

De esto, se observa que al considerar en la ecuación 2019  $V_c$  proporcional a  $(\rho_w)^{1/3}$ , no se observa una tendencia clara en la relación  $\phi v_c^{2019} / v_u$  con el aumento de refuerzo longitudinal, lo que nos comprueba que este parámetro se considera de buena manera en esta nueva ecuación al aplicarla en fundaciones de edificios chilenos. Finalmente, al considerar el factor efecto de tamaño ( $\lambda_s < 1.0$ ), la predicción realizada es más realista y es cercana al esfuerzo último, obteniendo un 79% (904) de las predicciones en fundaciones aisladas analizadas con valores inferiores al esfuerzo último ( $\phi v_c^{2019} / v_u < 1$ ), y solo un 21% (242) de los casos con valores superiores a este ( $\phi v_c^{2019} / v_u > 1$ ), por lo que analizando el caso más desfavorable (ósea,  $v_u$  en la cara del muro) las fundaciones aisladas quedan en el lado inseguro del diseño a corte ( $\phi V_c > V_u$ ). Luego, al no considerar este factor ( $\lambda_s = 1.0$ ), existe un aumento de aproximadamente un 40% ( $v_c^{2019} = 0,277$  a  $0,386$  MPa) en la predicción realizada con la ecuación 2019, obteniendo ahora un 53% (606) de las fundaciones aisladas analizadas con  $\phi v_c^{2019} / v_u < 1$ , mientras que un 47% (540) quedan en el lado seguro del diseño al corte aplicando la ecuación 2019.

5.3.2 Análisis de esfuerzo de corte solicitante a distancia “d” de la cara del elemento soportado.

Para este análisis se redujo nuevamente la cantidad de elementos, siendo un total de 133 fundaciones tipo zapata aislada analizadas en ambas direcciones, generando así 266 esfuerzos analizados. Esta nueva reducción de fundaciones se debe a que en gran parte de las fundaciones analizadas en los modelos SAFE que se poseen, no se podía considerar el esfuerzo de corte a una distancia  $d$ , debido a que la distancia entre la cara del muro y el borde de la fundación era menor que  $d$ . Cabe destacar que tampoco se consideraron en este análisis los casos en que el esfuerzo de corte se asumía casi constante a lo largo de la fundación, para así poder notar en mayor medida la diferencia entre los 2 análisis. A continuación, se presentan los gráficos con la relación  $\phi v_c^{2019} / v_u$  considerando el factor efecto de tamaño y sin considerarlo, versus la profundidad efectiva “d” del elemento (Fig. 5-17) y la cuantía longitudinal “ $\rho_w$ ” presente en el elemento (Fig. 5-18).

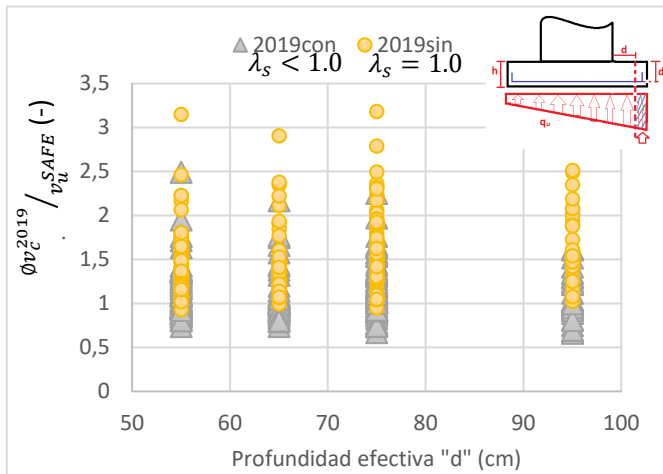


Figura 5-17 Gráfico Relación  $v_c^{2019} / v_u^{SAFE}$  versus Profundidad efectiva “d”. Análisis falla en plano inclinado en 45°.

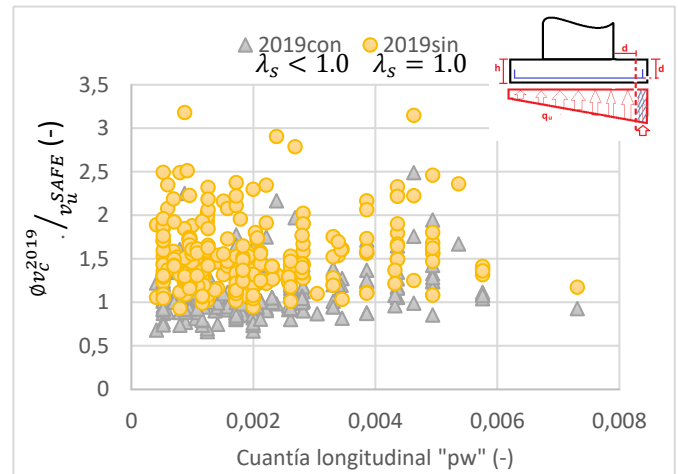


Figura 5-18 Gráfico Relación  $v_c^{2019} / v_u^{SAFE}$  versus Cuantía longitudinal “pw”. Análisis falla en plano inclinado en 45°.

De las Figuras 5-17 y 5-18, se observan resultados similares a los de la sección 5.3.1, pero con la diferencia en el valor obtenido del modelo computacional para el esfuerzo de corte último solicitante  $v_u$ , el cual varía de un valor promedio  $v_u = 0,346$  a  $0,276$  MPa, representando una disminución de un 20%. Con respecto a esto, se obtiene que para las predicciones realizadas con la ecuación 2019 se obtiene un valor

promedio para la relación  $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u} = 1,119$ , un máximo de 2,251 para una cuantía de  $\rho_w = 0,000872$  y profundidad  $d = 75 \text{ cm}$ ; y un mínimo de 0,661 para una cuantía de  $\rho_w = 0,00124$  y profundidad  $d = 95 \text{ cm}$ . Con esto, al considerar el factor efecto de tamaño ( $\lambda_s < 1.0$ ), la ecuación 2019 nos entrega un 41% (109) de las predicciones en fundaciones aisladas analizadas con valores inferiores al esfuerzo último ( $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u} < 1$ ), mientras que un 59% (157) de los casos con valores superiores a este ( $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u} > 1$ ), por lo que al considerar el esfuerzo cortante solicitante ( $v_u$ ) en la fundación a una distancia “ $d$ ”, obtenemos más de la mitad de los casos del lado seguro del diseño a corte ( $\phi V_c > V_u$ ). Luego, al no considerar este factor ( $\lambda_s = 1.0$ ), existe un aumento de aproximadamente un 35% ( $v_c^{2019} = 0,396 \text{ a } 0,535 \text{ MPa}$ ) en el esfuerzo de corte último solicitante, obteniendo un nuevo valor promedio para la relación  $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u} = 1,526$ , con un máximo y mínimo de 3,182 y 0,931, respectivamente. Finalmente, con esto se obtiene solamente un 1% (3) de las fundaciones aisladas analizadas con  $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u} < 1$ , mientras que un contundente 99% (263) quedan del lado seguro del diseño al corte aplicando la ecuación 2019.

Con respecto a las 3 fundaciones que no cumplen el requisito de diseño ( $\phi V_c > V_u$ ) al no considerar el factor efecto de tamaño, se observa que se debe aumentar la profundidad efectiva  $d$  en aproximadamente 5 cm para que la aplicación de la ecuación 2019 sin castigo por profundidad quede del lado seguro del diseño en estas fundaciones.

Lo anterior nos dice que siguiendo la teoría de falla en grietas de  $45^\circ$ , y aplicando los castigos respectivos por profundidad de elemento y bajo refuerzo longitudinal incorporados en la ecuación del ACI 318-19, las fundaciones tipo zapata aislada en edificios habitacionales chilenos se adaptan de buena manera con la aplicación de esta ecuación en gran parte de los casos, que es una ecuación sumamente conservadora, reduciendo las predicciones de las ecuaciones actuales hasta casi 3 veces. Por otro lado, al considerar lo establecido en la sección 13.2.6.2, ósea, no considerar el factor efecto de tamaño para el diseño a corte de cimentaciones aisladas unidireccionales, casi la totalidad de fundaciones analizadas cumplen con el requisito de diseño  $\phi V_c > V_u$ , siguiendo la misma línea de los resultados expuestos en Kuchma et al. (2019).

Con respecto a los valores estadísticos, se presenta un resumen de los resultados para las predicciones de esfuerzos de corte obtenidos mediante las distintas ecuaciones en estudio, para el caso en que se considera un modelo de falla en un plano inclinado en 45° y sin considerar el factor efecto de tamaño ( $\lambda_s = 1.0$ ). En la tabla 5-3, presentan los valores medios, desviación estándar, coeficiente de variación, y máximos y mínimos para el esfuerzo de corte nominal ( $v_c = V_c/b_w d$ ) calculado mediante las ecuaciones Simple y Detalladas del código ACI 318-08, la ecuación del ACI 318-19, y el valor obtenido mediante el modelo computacional; estos datos se presentan en MPa. Luego, se presenta la tabla 5-4, donde se muestran los mismos datos estadísticos de la tabla 5-3, pero ahora para la relación entre la predicción realizada con las ecuaciones ACI y el valor obtenido del modelo computacional ( $v_c^{ACI}/v_u^{SAFE}$ ). Observando los valores que se obtienen para los Coeficientes de Variación para todos los datos expuestos presentados en las tablas 5-3 y 5-4, y separados por características de edificio en el Apéndice C, se obtienen valores bajos, siendo en su mayoría inferiores al 50%, por lo que se puede decir que se tienen medias aritméticas representativas de los conjuntos de datos, por ende, se tiene una mayor homogeneidad de datos y los valores obtenidos de estos.

Tabla 5-3 Valores estadísticos de esfuerzos en fundaciones aisladas analizadas en SAFE. Análisis de falla en plano inclinado 45°.

Ecuación/Caso	$v_c$ (Mpa)				
	Media	Desv. Estándar	Coef. Var. (%)	Máx.	Mín.
Simple	1,13	0,52	45	4,20	0,85
Detalle	1,11	0,50	45	4,11	0,80
2019 ( $\lambda_s < 1$ )	0,53	0,25	48	2,02	0,24
$v_u$ SAFE	0,27	0,14	51	1,02	0,09

Tabla 5-4 Valores estadísticos para la relación  $v_c^{ACI}/v_u^{SAFE}$ . Análisis de falla en plano inclinado 45°.

Ecuación	$v_c^{ACI}/v_u^{SAFE}$				
	Media	Desv. Estándar	Coef. Var. (%)	Máx.	Mín.
Simple	3,37	1,14	34	8,44	1,53
Detalle	3,29	1,07	32	8,10	1,67
2019 ( $\lambda_s < 1$ )	1,52	0,38	25	3,18	0,93

## 5.4 Análisis y aplicación de ecuaciones en Losas de Fundación

En esta sección se busca aplicar la misma metodología utilizada anteriormente para analizar elementos soportados por losas de fundación, que en este caso son muros. Se tiene una cantidad muy reducida de modelos analizados, puesto que la mayoría de los edificios analizados se encuentran contruidos en suelo tipo B, donde generalmente no se hace necesario utilizar losa de fundación. Con respecto al análisis de esfuerzos, este se consideró a una distancia  $d$  de los bordes del elemento, para así cumplir con la teoría de falla de grietas paralelas en  $45^\circ$ . Así, se obtiene el elemento de la losa de fundación que se representa en la Figura 5-19. Por otro lado, cabe destacar que, al ser un número muy reducido de casos, se decide graficar en conjunto los datos tanto para el análisis de los esfuerzos en la cara transversal y longitudinal del elemento soportado, además de que no se presentaron grandes diferencias en los resultados para la relación  $v_c^{ACI} / v_u^{SAFE}$ . Dicho esto, el total de casos analizados es de 66.

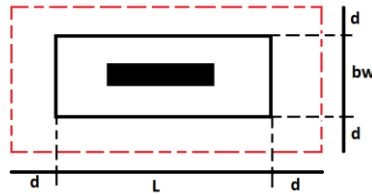


Figura 5-19 Elemento de losa de fundación analizado.

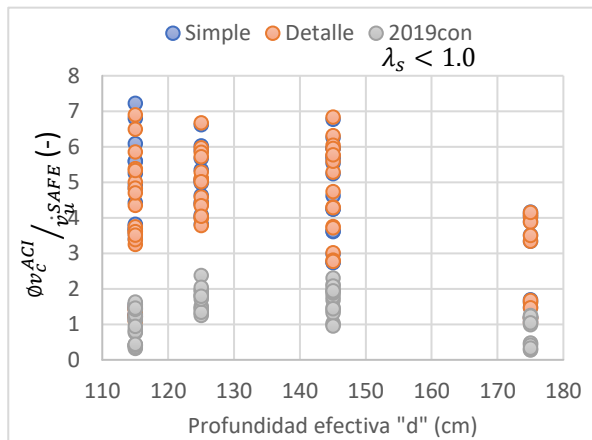


Figura 5-20  $\phi v_c$  predicho por ecuaciones ACI, normalizado por corte solicitante  $v_u$  versus profundidad efectiva "d".

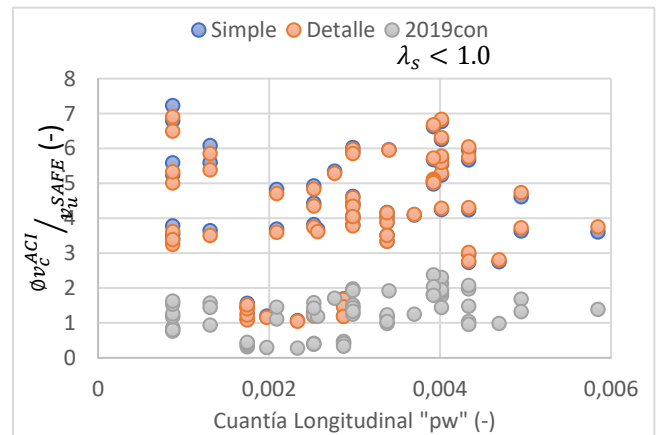


Figura 5-21  $\phi v_c$  predicho por ecuaciones ACI, normalizado por corte solicitante  $v_u$  versus cuantía longitudinal "pw".

De las Figuras 5-20 y 5-21, no se observa una tendencia clara, tanto para las ecuaciones 2014 como para la ecuación 2019, con la variación de los parámetros relevantes en estudio. Esto puede deberse a la forma en que las losas de fundación distribuyen los esfuerzos y la metodología que se utiliza en calcular el refuerzo de estas, ya que se obtiene generalmente un refuerzo que se desarrolla a lo largo de una gran área de la losa, y no de manera singular para cada elemento que soporta ésta. Con respecto a los valores obtenidos, se observa que las ecuaciones 2008 realizan una predicción de 2 a 5 veces mayores que el esfuerzo de corte último solicitante, llegando a casos pocos conservadores con  $max = 5,421$ . Por otro lado, para la ecuación 2019 se tiene un castigo promedio para la predicción de  $\lambda_s = 0,55$ , debido a que se tiene una profundidad efectiva promedio de las losas de fundación de  $d = 136 \text{ cm}$ . Los valores promedio, desviación estándar, coeficiente de variación, y máximos y mínimos para el esfuerzo de corte nominal ( $v_c = \frac{V_c}{b_w d}$ ) calculado mediante las ecuaciones Simple y Detalladas del código ACI 318-08, la ecuación del ACI 318-19, y el valor obtenido mediante el modelo computacional de los 66 casos se resumen en la tabla 5-5; estos datos se presentan en MPa.

Tabla 5-5 Valores estadísticos de esfuerzos en elementos de losas de fundación analizados en SAFE. Análisis de falla en plano inclinado 45°.

Ecuación	$v_c \text{ (MPa)}$				
	Media	Desv. Estándar	Coef. Var. (%)	Máx.	Mín.
Simple	1,02	0,02	3	1,07	1
Detallada	1,01	0,02	2	1,05	0,97
2019	0,31	0,03	12	0,38	0,24
Modelo	0,34	0,22	66	0,94	0,14

A continuación, se presentan las figuras 5-22 y 5-23, donde se grafican las predicciones realizadas con la ecuación 2019, normalizadas por el valor de  $v_u$  obtenido del modelo computacional versus los parámetros en estudio (profundidad efectiva y cuantía longitudinal), considerando los casos en que se castiga la predicción por el efecto de tamaño del elemento, y el caso en que se desprecia este efecto.

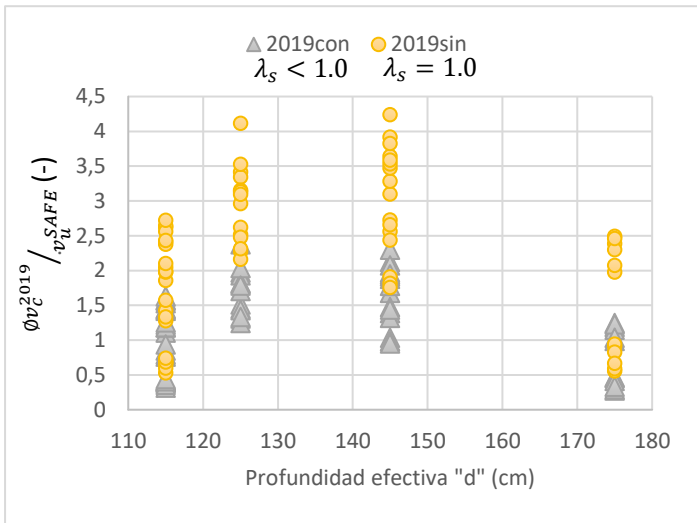


Figura 5-22 Gráfico Relación  $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u^{SAFE}}$  versus Profundidad efectiva "d". Casos con ( $\lambda_s < 1.0$ ) y sin ( $\lambda_s = 1.0$ ) efecto de tamaño.

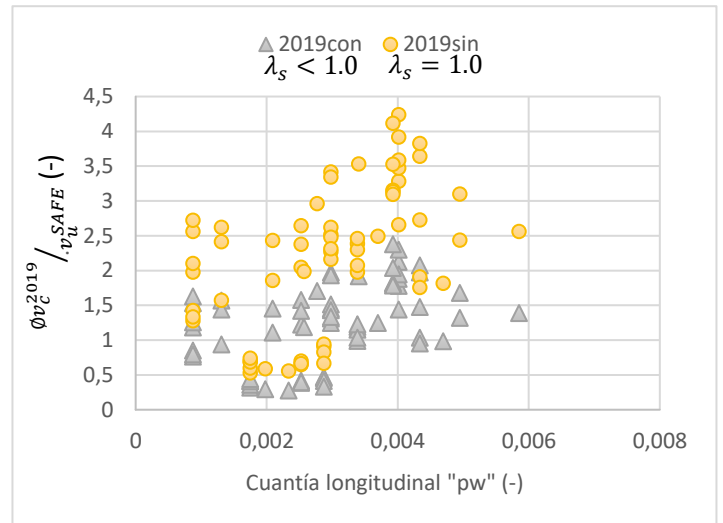


Figura 5-23 Gráfico Relación  $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u^{SAFE}}$  versus Cuantía longitudinal "pw". Casos con ( $\lambda_s < 1.0$ ) y sin ( $\lambda_s = 1.0$ ) efecto de tamaño.

De esto, se obtiene que la aplicación de la ecuación 2019, junto con los respectivos castigos incluidos, nos entrega un 32% (21) de los casos analizados en el límite inseguro del diseño ( $\frac{\phi v_c^{2019}}{v_u} < 1$ ), mientras que el 68% (45) quedan del lado seguro de diseño, cumpliendo con el requisito de diseño  $\phi V_c > V_u$ . Luego, al aplicar el criterio de no considerar el factor efecto de tamaño en la ecuación 2019, se obtiene un aumento de un 78% en la predicción realizada ( $v_c^{2019} = 0,391 \text{ a } 0,697 \text{ MPa}$ ), generando así que un 21% (14) de los casos analizados quedan de lado inseguro de diseño, mientras que el 79% (52) restante se adapta de buena manera y cumple con los requisitos de diseño al aplicar la disposición de la sección 13.2.6.2 del código ACI 318-19.

## 6 Conclusiones obtenidas.

En esta investigación se estudió el nivel de impacto que tiene la aplicación, en fundaciones ya existentes, de la nueva ecuación del ACI 318-19 para calcular  $V_c$ . Para esto, se comenzó por realizar una comparación entre las predicciones realizadas mediante las ecuaciones del código ACI 318-08 Simple y Detallada, y la ecuación presente en el código ACI 318-19. Luego, se realizó un análisis del nivel de seguridad que se obtiene al aplicar las nuevas disposiciones del código ACI 318-19, comparando este valor con el esfuerzo de corte último ( $V_u$ ) solicitante obtenido mediante el análisis de modelos computacionales de plantas de fundaciones; para este análisis se realizó una comparación entre los casos de considerar el factor efecto de tamaño ( $\lambda_s < 1.0$ ) y despreciar este efecto ( $\lambda_s = 1.0$ ) en la predicción. El tipo de cimentaciones analizadas en este estudio corresponden principalmente a fundaciones aisladas que soportan muros, con una cantidad de refuerzo longitudinal bajo y sin refuerzo de corte, lo que nos asegura que predomine la falla por corte. También, se analizó una cantidad reducida de elementos soportados por losas de fundación.

Con respecto a la comparación entre las predicciones realizadas con las distintas ecuaciones, se obtuvo un total de 2318 fundaciones aisladas, analizadas en ambas direcciones, por lo que se tiene un total de 4636 casos analizados. Los resultados entregaron que, al considerar el factor efecto de tamaño en la ecuación 2019, el promedio de la predicción realizada con la ecuación Simple es de 3.53 veces la predicción realizada con la ecuación 2019, mientras que este valor es de 3.40 para la ecuación Detallada. Por otro lado, al no considerar el factor efecto de tamaño en la ecuación 2019, que para las fundaciones analizadas es de un valor promedio  $\lambda_s = 0.68$  (profundidad efectiva promedio  $d = 80\text{cm}$ ), se tiene un aumento de un 44% de los valores entregados por esta ecuación, obteniendo ahora 2.47 y 2.38 en la relación con las ecuaciones Simple y Detallada, respectivamente. Finalmente, con respecto a la variación en las predicciones realizadas tenemos que, para las ecuaciones Simple y Detallada, se obtiene un coeficiente de variación  $CV = 6\%$  para ambas, mientras que para la ecuación 2019 considerando efecto de tamaño es de 21%. Esto nos comprueba que la ecuación 2019 considera en su predicción variaciones en la cantidad de cuantía longitudinal presente,



por muy pequeña que sea esta, además de reducir el valor por el efecto de tamaño. Con esto, podemos concluir que las ecuaciones de la versión 2008 de código ACI realizan predicciones poco conservadoras en elementos de hormigón armado profundos y levemente reforzados, como lo son cimentaciones de edificios, al no considerar la reducción en la resistencia al corte al aumentar el tamaño de elemento, como se ha podido ver en ensayos de investigaciones.

Con respecto a las fundaciones aisladas soportando muros, se realizaron dos análisis: el primero, consideró  $v_u$  justo en la cara del muro, asumiendo un plano de falla de corte vertical, por lo que se considera un mayor tramo del empuje de suelo (caso más desfavorable); el segundo, consideró  $v_u$  a una distancia “ $d$ ” de la cara del muro, así, se asumió un plano de falla de corte inclinado en  $45^\circ$ , tal como se sugiere en el código ACI. En ambos análisis se analizó el cumplimiento del requisito principal de diseño  $\phi V_c > V_u$ , considerando el factor de reducción de resistencia para el caso “Cortante”, equivalente a  $\phi = 0.75$ . Para el primer análisis, se logró obtener  $v_u$  de 573 fundaciones, en ambas direcciones, generando así 1146 casos analizados. Los resultados arrojaron que al considerar el efecto de tamaño en la ecuación 2019, 79% de los casos analizados no cumplen con el requisito de diseño; al no considerar el factor efecto de tamaño en estas fundaciones, se obtiene un aumento de 40% en la predicción realizada con la ecuación 2019, obteniendo ahora que un 53% de los casos no cumplen con el requisito de diseño. Con respecto al segundo análisis, se logró obtener  $v_u$  de 133 fundaciones, por lo que se tienen 266 casos analizados. Los resultados de este análisis arrojaron que al considerar el efecto de tamaño en la ecuación 2019, un 59% de los casos analizados cumplen con el requisito de diseño, mientras que, al no considerar este efecto, se tiene un aumento en la predicción con la ecuación 2019 de un 35%, generando que el 99% de los casos cumpla con el requisito de diseño  $\phi V_c > V_u$ . Por otro lado, para que el 1% restante pueda quedar del lado seguro de diseño, se debe aumentar la profundidad efectiva  $d$  en 5 cm. Finalmente, se observa que para la relación entre la ecuación 2019 y el corte solicitante  $(v_c^{2019} / v_u^{SAFE})$ , se obtiene un valor promedio de  $\bar{x} = 1.52$  y desviación estándar 0.38, lo que nos entrega un coeficiente de variación ( $CV = \sigma / \bar{x}$ ) de un 25%. Esto nos dice que se

tienen medias aritméticas representativas del conjunto de datos, por ende, se tiene una mayor homogeneidad de datos y valores obtenidos de estos.

Finalmente, para el análisis del impacto en losas de fundación, se obtuvieron los esfuerzos de 33 elementos soportados, en ambas direcciones, teniendo un total de 66 casos analizados. Con respecto a los resultados obtenidos para la comparación de predicción entre ecuaciones, se tiene que al considerar el factor efecto de tamaño, el valor promedio de la relación  $v_c^{2008} / v_c^{2019}$  es de 3.31 para la ecuación Simple, mientras que 3.27 para la ecuación Detallada. Al no considerar el factor efecto de tamaño, que en este caso al tener un promedio de profundidad de 135 *cm* nos entrega un valor promedio del factor  $\lambda_s = 0.56$ , se tiene un aumento en la predicción de la ecuación 2019 de un 78%, entregando valores para la relación  $v_c^{2008} / v_c^{2019}$  de 1.86 y 1.84 para las ecuaciones Simple y Detallada, respectivamente.

Por otro lado, con respecto al nivel de seguridad que resulta de la aplicación de la ecuación ACI 318-19 en estos casos, se tiene que al considerar el efecto de tamaño obtenemos un 68% de los casos analizados del lado seguro de diseño. Al no considerar este efecto, tenemos un aumento de un 78% en la predicción realizada, con lo que el 86% de los casos analizados cumplen con el requisito de diseño  $\phi V_c > V_u$ .

## 7 Bibliografía.

- ACI Committee 318, 1963, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 144 pp.
- ACI Committee 318, 2014, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, 520 pp.
- ACI Committee 318, 2019, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, 681 pp.
- ACI-ASCE Committee 426, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members," , Cap. 1 al 4, Proceedings, ASCE, V. 99, pp- 1148-1157.
- BAZANT, Z. y KAZEMI, M. (1991). "Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups." , *ACI Structural Journal*, V. 88, 268-276.
- BAZANT, Z. (1984), "Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, V. 110, No. 4, pp 518-535
- BELARBI, A., KUCHMA, D. A., and SANDERS, D. H., (2017), "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code", *Concrete International*, V. 39, No. 9, Sept, pp 29-32.
- BENTZ, E. (2005). "Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength Size Effect for Members without Stirrups." , *ACI Structural Journal*, V. 102, 232-241.
- *Building Code requirements for structural concrete and commentary*. (2014). *ACI 318-14*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- COLLINS, M. P. (1996). "A General Shear Design Method." , *ACI Structural Journal*, V. 93, 36-45.
- Fernández Ruiz, M., et al., (2015). "Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects", *Engineering Structures*, 99, 360-372.
- Huber, T., et al., (2019). "Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups", *Engineering Structures*, 186, 26-42.
- Kani, G.N.J., (1966). "Basic Facts Concerning Shear Failure," , *ACI Structural Journal*, V. 63(6), pp. 675- 692.

- Kani, G.N.J., (1967). "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams.", *ACI Structural Journal*, V. 64(3), pp. 128-141
- KHUNTIA, M. y STOJADINOVIC, B. (2001). "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement." *ACI Structural Journal*, V. 98, 648-656.
- KUCHMA, D. A., et al., (2019). "Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19 for Reinforced Concrete.", *ACI Structural Journal*, V. 116, 285-295.
- Leonhardt, F., and Walther, R. (1962), "Contribution to the Treatment of Shear in Reinforced Concrete: Influence of the Absolute Beam Height on the Carrying Capacity under Shear", *National Research Council of Canada: Technical Translation 1172*, No.3: 53-62.
- McCormac, J. C., and Brown. R. H. (2011). "Design of Reinforced Concrete", 8<sup>th</sup> Edition, New Jersey, Alfaomega, 341-375.
- Moretti, M. L., and Tassios, T. P. (2013), "Design in Shear of Reinforced Concrete Short Columns." *Earthquakes and structures*, Vol. 4(3), 265-283.
- Murray, M. R., (2010), "An investigation of the Unit Shear Strength of Geometrically Scaled Reinforced Concrete Beams". Purdue University, West Lafayette, IN, 2012.
- REINECK, K-H., et al., (2013). "ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups.", *ACI Structural Journal*, V. 110, 867-875.
- RUSSO, G., et al., (2005). "Shear Strength Analysis and Prediction for Reinforced Concrete Beams without Stirrups.", *Journal of Structural Engineering ASCE*, V. 131(1), 66-74.
- Sneed, Lesley, (2007), "Influence of Member Depth on the Shear Strength of Concrete Beams", Purdue University, West Lafayette, IN, 2007.
- SYROKA-KOROL, E. y TEJCHMAN, J. (2014). "Experimental investigations of size effect in reinforced concrete beams failing by shear." *Engineering Structures*, V. 58, 63-78.
- Walraven, Joost C., (1981), "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock." *ASCE, Journal of Structural Engineering* 107 (ST 11): 210-231.

## Anexo y Apéndices.

### Apéndice A: Obtención de Parámetros relevantes de planos AutoCAD.

Se considera como la tarea primordial, ya que es aquí donde se obtiene la mayoría de los parámetros para poder aplicar las ecuaciones en estudio y así calcular la predicción de  $V_c$ . Para la obtención de parámetros relevantes de las fundaciones, se utilizó principalmente el software computacional AutoCAD, proporcionado en su versión estudiante oficial por la misma universidad. Este software es de uso universal en el cálculo estructural, puesto que en este es donde generalmente el dibujante desarrolla los planos con sus detalles y descripción de las distintas estructuras, los que posteriormente son analizados y estudiados por los ingenieros calculistas, desarrollando los modelos computacionales de estos, para así obtener los esfuerzos y solicitaciones que recibe cada elemento de la estructura. Con respecto al plano de fundaciones, es donde se detallan dimensiones y características de los elementos estructurales, tales como largo, ancho, profundidad, calidad de hormigón, tipo de suelo, zona sísmica, cantidad de pisos, entre otros. Estos planos generalmente se muestran cómo se indica en la figura A-1.

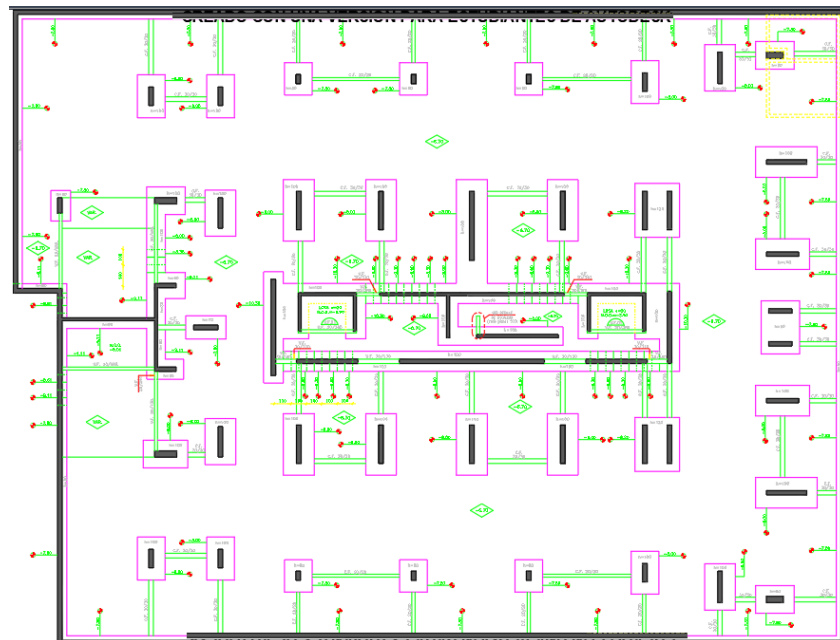


Figura A- 1 Plano Planta de fundaciones, edificio de 6 pisos.

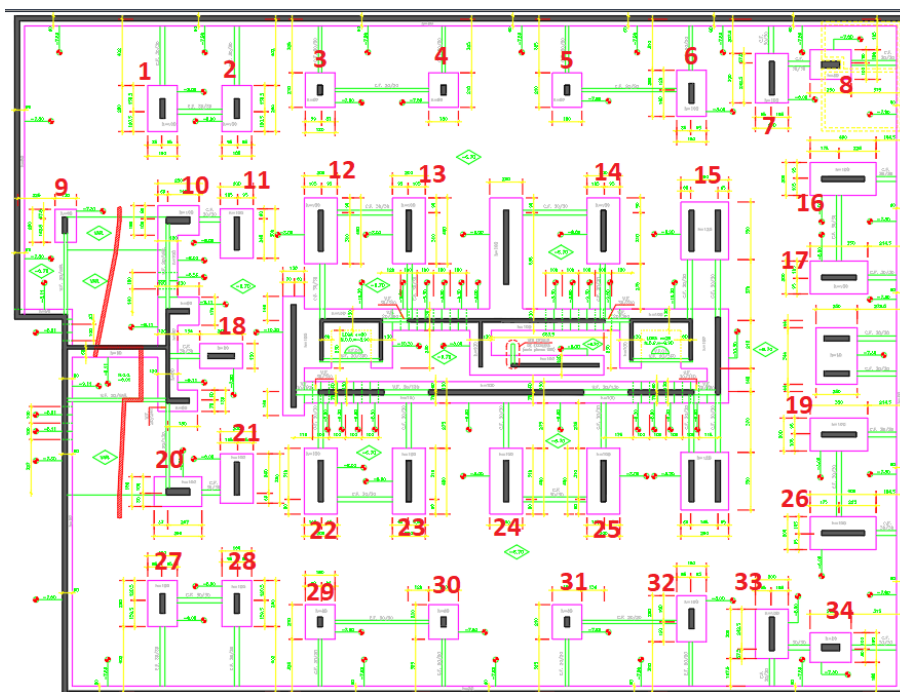


Figura A- 2 Enumeración de fundaciones en plano Planta de fundaciones, edificio de 6 pisos.

Para cada zapata aislada presente en estos planos, se recopiló la información de parámetros como el largo, ancho, profundidad, número de pisos de estructura, calidad de hormigón, zona sísmica y el tipo de suelo. Estos datos se fueron registrando, enumerando cada fundación (Fig. A-2) e incluyendo la información en una hoja de Excel para cada plano. A continuación, se presenta en la tabla A-1 un extracto de la hoja de cálculo en Excel para el plano mostrado en la Figura A-1.

Tabla A- 1 Extracto de tabla de parámetros relevantes obtenidos de AutoCAD.

Parámetro	L	b	h	d	Datos edificio			
#Fundación	Largo (cm)	Ancho (cm)	Altura (cm)	Prof. Refuer (cm)	Nro Pisos	Hormigón	Zona Sísmica	Suelo
1	280	180	100	95	6	H30	2	B
2	280	180	100	95	6	H30	2	B
3	210	180	80	75	6	H30	2	B
4	210	180	80	75	6	H30	2	B
5	210	180	80	75	6	H30	2	B
6	280	180	100	95	6	H30	2	B
7	300	200	100	95	6	H30	2	B
8	250	180	80	75	6	H30	2	B

Por otra parte, se tiene el plano que corresponde a las armaduras que poseen estas fundaciones, que generalmente se encuentran armaduras longitudinales desarrolladas en el ancho y el largo de la fundación, siendo una inferior y otra superior. Generalmente, la oficina de cálculo con la cual se trabajó considera un espesor de recubrimiento de 5 centímetros del borde del elemento. Luego, para cada fundación analizada, se obtuvieron las armaduras que se desarrollan tanto en el ancho como en el largo de la fundación. Estos planos siguen la manera clásica de detallar la cantidad de armadura a utilizar (Figura A-3), es decir, se indica el diámetro de la barra y luego la separación entre estas como, por ejemplo,  $\phi 12a15$ , que nos indica que se tienen barras de diámetro de 12 milímetros separadas a una distancia de 15 centímetros entre ellas.

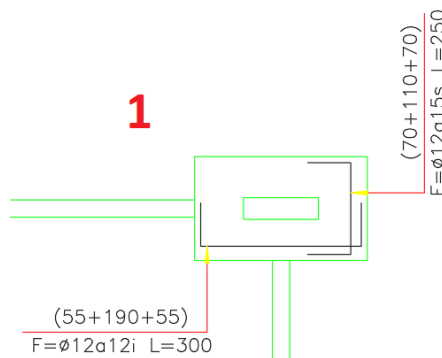


Figura A- 3 Ejemplo armadura de fundación tipo zapata aislada.

Con esto, se sigue llenando la tabla A-1 con los datos de armaduras longitudinal y transversal, calculando además la cuantía en cada caso. A continuación, se presenta un extracto de la continuación de la tabla A-1 con estos datos.

Tabla A- 2 Extracto tabla de armaduras de fundación obtenidos de AutoCAD.

Parámetro	DESARROLLO EN ANCHO				DESARROLLO EN LARGO			
	#Fundación	Phi (mm)	Espaciam (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	pw(-)	Phi (mm)	Espaciam (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
1	16	15	24,1274316	0,00141096	16	15	37,5315602	0,00141096
2	16	15	24,1274316	0,00141096	16	15	37,5315602	0,00141096
3	18	17	26,943777	0,00199584	18	17	31,4344065	0,00199584
4	18	17	26,943777	0,00199584	18	17	31,4344065	0,00199584
5	18	17	26,943777	0,00199584	18	17	31,4344065	0,00199584
6	16	15	24,1274316	0,00141096	16	15	37,5315602	0,00141096
7	10	20	7,85398163	0,00041337	18	17	44,906295	0,00157566
8	16	16	22,6194671	0,00167552	16	16	31,4159265	0,00167552

Con respecto a la metodología para el cálculo de armadura y cuantía, luego de obtener el diámetro de barra y la separación entre estas, se procede a aplicar la siguiente fórmula para calcular la armadura longitudinal  $A_s$ .

$$A_s = \frac{\text{ÁreaBarras} * 100 \left(\frac{cm}{m}\right)}{\text{SeparaciónBarras}}$$

Con esto, se obtiene una armadura por unidad de largo en  $[cm^2/m]$ , que luego se pondera por ancho o largo, en metros, según en donde se desarrolle la armadura en análisis, y así obtener finalmente la cantidad de armadura  $A_s$  en  $cm^2$  según esa dirección. Luego, se procede a calcular la cuantía  $\rho_w$  según la siguiente ecuación:

$$\rho_w = A_s / b_w d$$

Donde  $b_w$  es el ancho o largo en donde se desarrolla la armadura en análisis y  $d$  es la distancia entre el refuerzo en sollicitación y la fibra de hormigón en compresión más extrema.

Finalmente, para la obtención de la profundidad de fundación se tuvieron dos casos: el primero en donde la profundidad de cada fundación se encuentra indicada en el mismo plano de fundación que era donde se indicaba “Según Planta” con la abreviación “S/P” (Fig. A-4); y la segunda en donde la profundidad se encontraba directamente en el detalle de Corte Típico de Fundaciones (Fig. A-6). La única diferencia entre estos dos es que el primero presentaba profundidades variadas entre fundaciones de un mismo plano, siendo generalmente las de dimensiones más grandes las más profundas, y el segundo es que la profundidad era constante para todas las fundaciones de un mismo plano.



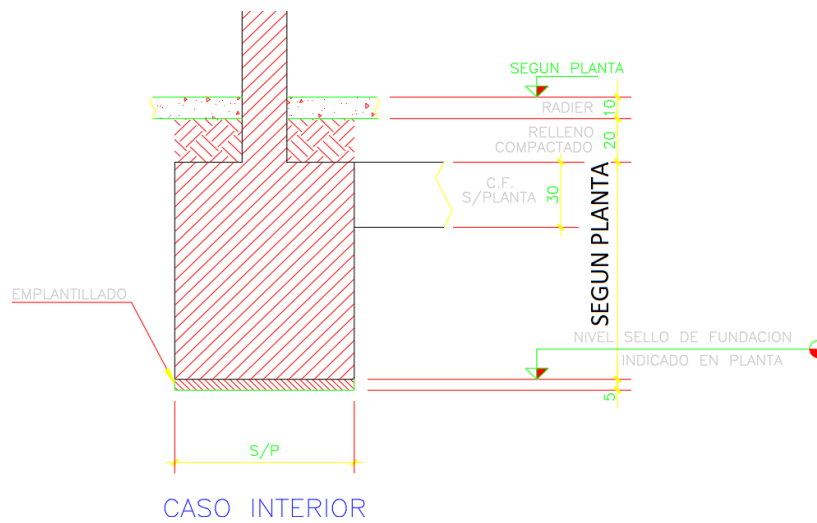


Figura A- 4 Caso profundidad de fundación variable en el plano, detallada según dibujada en planta.

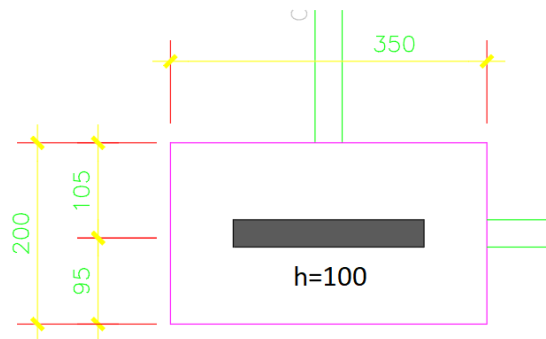


Figura A- 5 Caso profundidad variable, ejemplo profundidad de fundación de 100 cm.

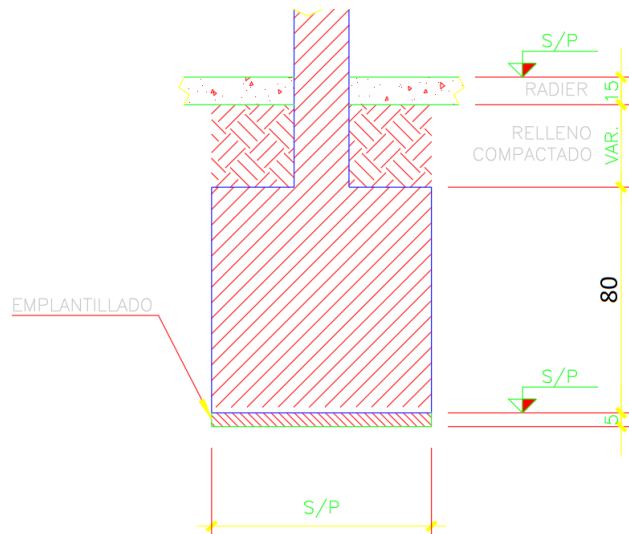


Figura A- 6 Caso profundidad constante para todas las fundaciones del plano (80 centímetros).

## Apéndice B: Obtención de esfuerzos $V_u$ de modelos computacionales utilizando software SAFE.

En este apéndice se explica la metodología y las herramientas utilizadas en la obtención de los esfuerzos de corte último  $V_u$  presente en las fundaciones analizadas. Para este estudio se utilizó el software computacional SAFE 2016 en su versión 16.0.1, el cual sirve para el análisis y dimensionamiento de losas y cimentaciones de hormigón armado, lo que lo hace uno de los softwares más utilizados por diseñadores estructurales. Hay que destacar que se logró recopilar 35 modelos SAFE de los planos analizados, ya que estos eran de mayor complejidad obtenerlos de la oficina con la que se trabajó, debido a su tamaño digital y mayor exigencia al momento de correr el análisis de estos en el computador. Para la obtención del esfuerzo cortante último  $V_u$ , se comenzó por aplicar una herramienta que nos da SAFE al momento de analizar elementos para facilitar la visualización de las distintas solicitaciones que reciben los elementos en distintos puntos de estos, ya que SAFE genera automáticamente puntos de control en los puntos de máximas solicitaciones. Para esto, antes de correr el modelo y su análisis en el programa, se procede a seleccionar la opción *Draw Menú > Draw Design Strips*, en donde se nos despliega la siguiente ventana (Figura B-1).

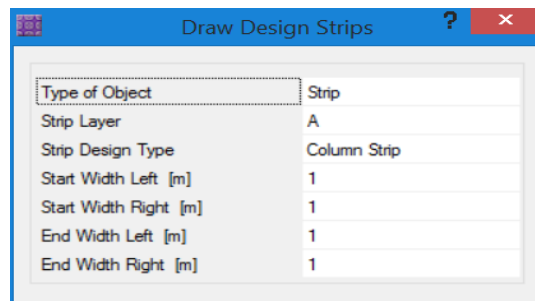


Figura B- 1 Menú diseño de Design Strips.

De la ventana desplegada se debe destacar que el elemento *Strip Layer* se utilizó para poder analizar las direcciones de los esfuerzos; para la dirección longitudinal se utilizó la opción A, y para la dirección transversal se utilizó la opción B. Luego, se presentan los elementos de *Start Width* y *End Width*, donde se escoge el ancho de la línea de diseño en la posición inicial y final. Como criterio de oficina, se recomendó utilizar un ancho de integración de 1 metro en todas las direcciones. A continuación, se muestra un ejemplo de las *Design Strips* en ambas direcciones.

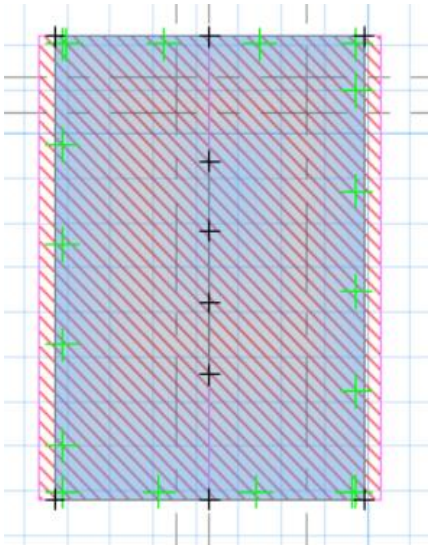


Figura B- 2 Design Strip en fundación con dirección longitudinal (Strip Layer A).

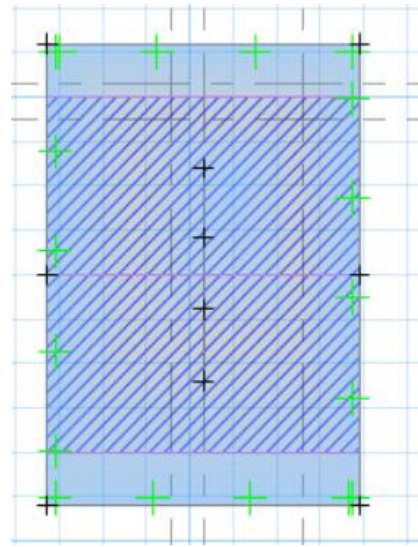


Figura B- 3 Design Strip en fundación con dirección transversal (Strip Layer B).

Luego, con respecto a las cargas y combinaciones de cargas utilizadas, se considera una envolvente, la cual se establece como una superposición de las solicitaciones en un proceso de diseño, lo que nos genera un modelo “sobre dimensionado” en cuanto a solicitaciones se refiere. Por ejemplo, tenemos dos puntos en una estructura, A y B, y tenemos definidos dos combinaciones de cargas. Entonces, se tiene que para la combinación 1 el momento flector máximo en el punto A es 1000 kNm y en el punto B es -200 kNm, y para la combinación 2, se tienen 500 kNm y 800 kNm, respectivamente. Entonces, cuando se analiza la envolvente máxima, y se analizan los momentos flectores, esto nos mostrará 1000 kNm y 800 kNm en el punto A y B, respectivamente. Se debe destacar que estos valores no corresponden necesariamente a la misma combinación de carga, o sea, estos no ocurrirán simultáneamente.

En este estudio se consideraron las siguientes combinaciones de carga:

- $C1 = 1,4PP$
- $C2 = 1,2PP + 1,6SC$
- $C3 = 1,2PP + SC$
- $C4 = 1,2PP + SC + 1,4SX$
- $C4N = 1,2PP + SC - 1,4SX$
- $C5 = 1,2PP + SC + 1,4SY$
- $C5N = 1,2PP + SC - 1,4SY$
- $C6 = 0,9PP$
- $C7 = 0,9PP + 1,4SX$
- $C7N = 0,9PP - 1,4SX$
- $C8 = 0,9PP + 1,4SY$
- $C8N = 0,9PP - 1,4SY$

Estas combinaciones de cargas fueron consideradas en el análisis de la combinación de cargas envolvente (Figura B-4), para así obtener solicitaciones máximas de tal manera que se tenga un diseño conservador y resistente ante cualquier evento y/o combinación de estos.

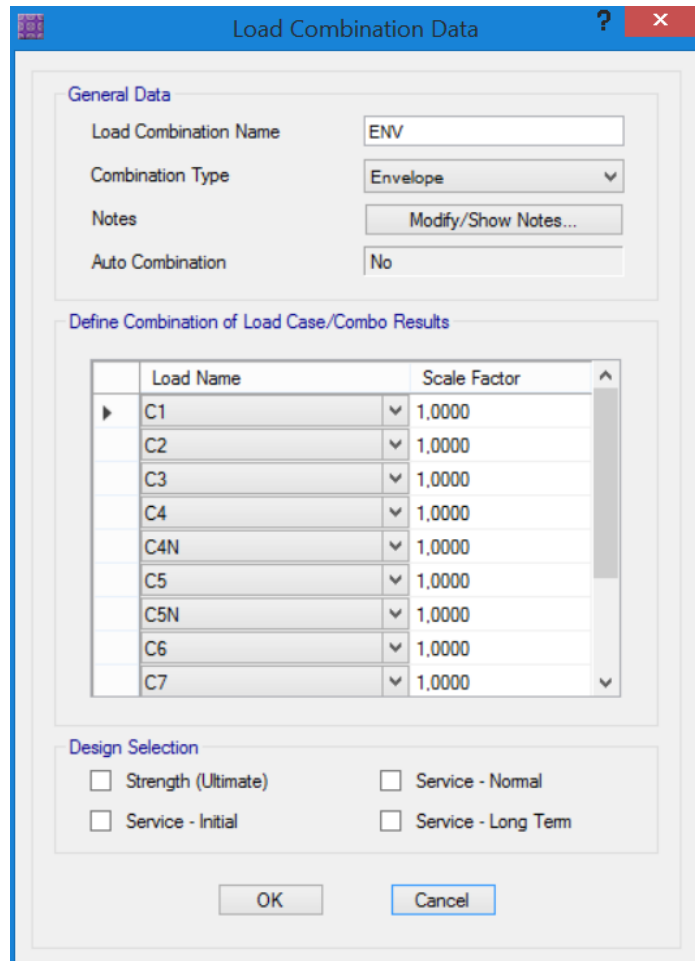


Figura B- 4 Ventana menú para creación de combinación de cargas; ejemplo de la combinación envolvente.

Finalmente, se procede a correr el modelo con la opción “*Run analysis and Design*”, donde en algunos casos el modelo se encuentra compuesto por muchos elementos finitos, por lo que puede llegar a tardar varios minutos en obtener los resultados del análisis. Una vez realizado el análisis del modelo, se procede a utilizar la herramienta que nos entregan las antes diseñadas *Design Strips*. Para esto, se selecciona la opción *Show Strip Forces*, donde se despliega la ventana presentada en la Figura B-5.

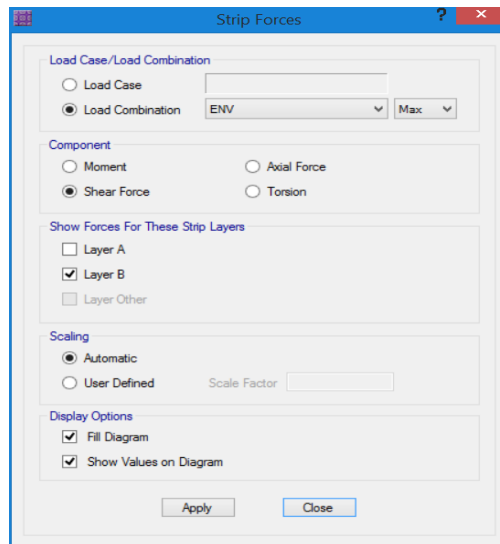


Figura B- 5 Ventana de opciones para Design Strips.

Como nos interesa ver los esfuerzos de corte que se están produciendo en el elemento, seleccionamos la opción *Shear Force* en la sección “Component”. Luego, dependiendo de la dirección en que se quiera ver los esfuerzos que se producen, seleccionamos Layer A para los esfuerzos que se producen en la sección transversal, o Layer B para los esfuerzos producidos en la sección longitudinal. Un ejemplo de cómo se observan estos esfuerzos en el modelo para una fundación aislada, en ambas direcciones, se presentan en las Figura B-6 y B-7.

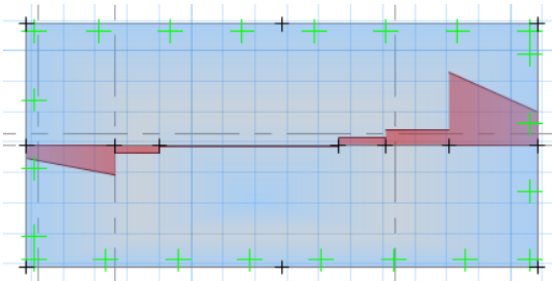


Figura B- 6 Esfuerzos en Design Strip Layer A. Esfuerzos cara transversal.

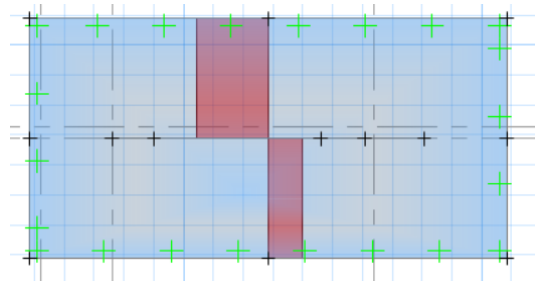


Figura B- 7 Esfuerzos en Design Strip Layer B. Esfuerzos cara longitudinal.

Con esto, se procede a recopilar los valores de los esfuerzos de corte, en ambas direcciones, para las fundaciones que se lograron obtener datos de los planos AutoCAD, para así poder comparar las predicciones que se obtienen mediante las ecuaciones, y los valores de los esfuerzos obtenidos por el programa SAFE. Cabe destacar que los esfuerzos obtenidos del programa se presentan en unidades Kilo Newtons (kN).

## Apéndice C: Resultados obtenidos clasificados según características de la estructura.

Se presentan los resultados de la sección 5.3 según cantidad de niveles, zona sísmica, y tipo de suelo de las estructuras a las cuales pertenecen las fundaciones. Cabe destacar que, para estos resultados de la sección 5.3.1, se aplicó un filtro, el cual consiste que se deja fuera del análisis toda fundación que cumpla la siguiente relación:

$$V_c^{2019} / V_u > 5.0$$

Esto se hace con el fin de poder obtener resultados más uniformes y dejar fuera del análisis resultados donde ocurren desviaciones muy notorias. Con esto, de las 573 fundaciones aisladas iniciales se reducen a un total de 533. Finalmente, se analizan estos resultados considerando solamente la predicción realizada por la ecuación 2019 y el esfuerzo de corte  $V_u$  obtenido del programa SAFE.

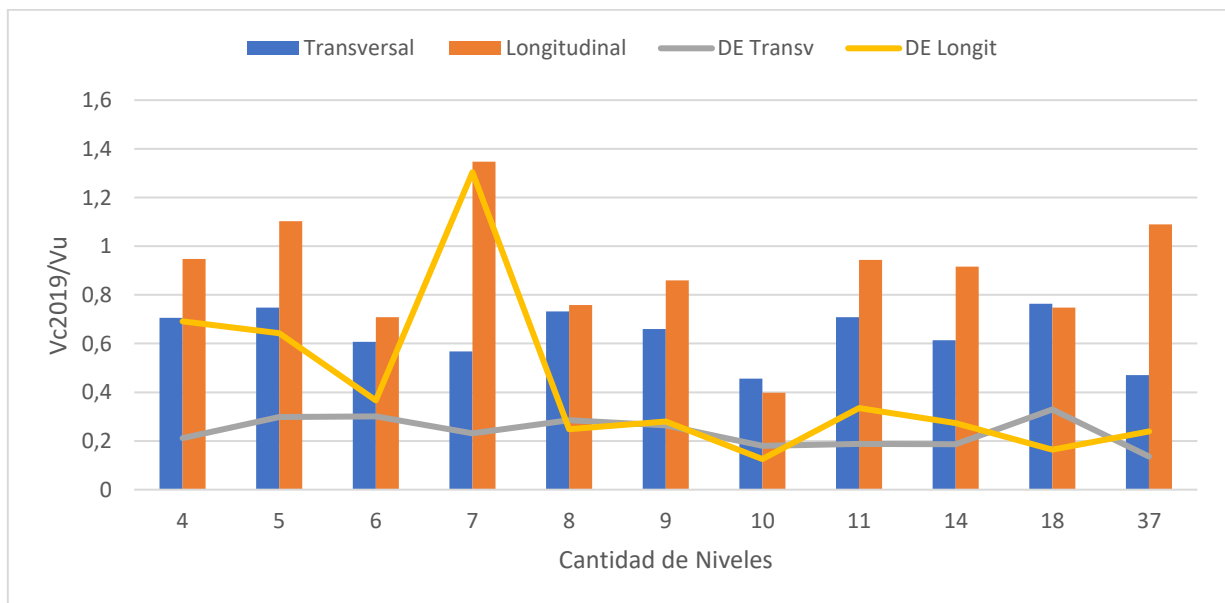


Figura C- 1 Relación  $V_c^{2019} / V_u$  según cantidad de niveles de estructura. Análisis en cara del elemento.

Tabla C- 1 Valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación según Zona Sísmica. Análisis en cara del elemento.

Zona Sísmica	Cara Transversal			Cara Longitudinal		
	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación
2	0,636	0,271	0,427	0,862	0,594	0,689
3	0,750	0,270	0,359	1,401	0,750	0,535

Tabla C- 2 Valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación según Tipo de Suelo. Análisis en cara del elemento.

Tipo de Suelo	Cara Transversal			Cara Longitudinal		
	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación
B	0,622	0,273	0,439	0,846	0,585	0,691
C	0,747	0,246	0,329	0,899	0,576	0,641
D	0,716	0,209	0,291	1,690	0,741	0,439

Luego, con respecto a los resultados de la sección 5.3.2, no nace la necesidad de aplicar un filtro a los resultados, puesto que, al ser una menor cantidad de fundaciones analizadas, se obtienen resultados más uniformes y sin desviaciones considerables. Finalmente, se presentan solamente los resultados que involucran la predicción realizada con la ecuación propuesta 2019 y el esfuerzo de corte  $V_u$  obtenido del programa SAFE.

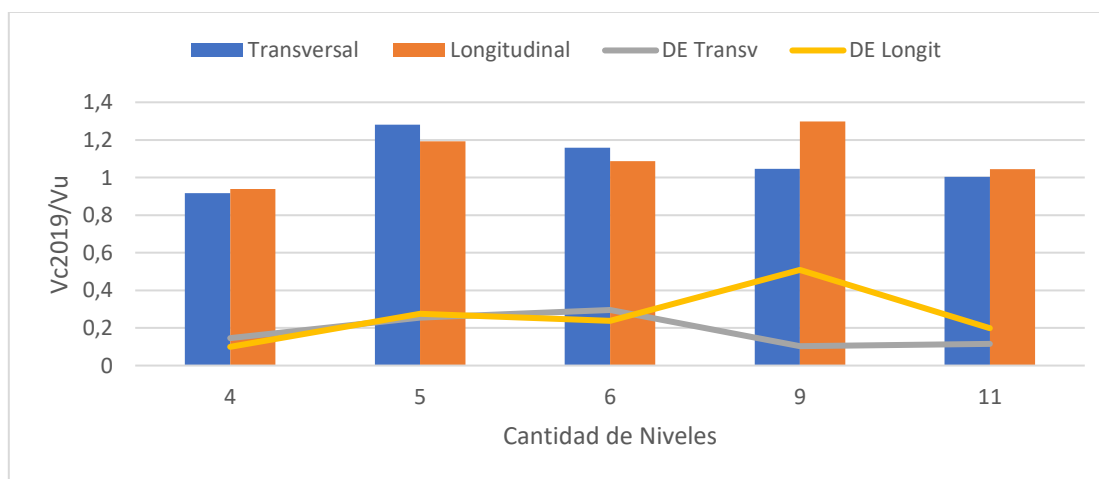


Figura C- 2 Relación  $V_c^{2019}/V_u$  según cantidad de niveles de estructura. Análisis a "d" de la cara del elemento.

Tabla C- 3 Valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación según Zona Sísmica. Análisis a “d” de la cara del elemento.

Zona Sísmica	Cara Transversal			Cara Longitudinal		
	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación
2	1,126	0,276	0,245	1,101	0,272	0,247
3	1,355	0,217	0,160	1,163	0,160	0,138

Tabla C- 4 Valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación según Tipo de Suelo. Análisis a “d” de la cara del elemento.

Tipo de Suelo	Cara Transversal			Cara Longitudinal		
	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación	$V_c^{2019}/V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación
B	1,246	0,277	0,246	1,098	0,272	0,247
C	1,315	0,199	0,151	1,166	0,172	0,148

Finalmente, se tienen los resultados de la sección 5.3.3 para el análisis de los elementos soportados en losas de fundación.

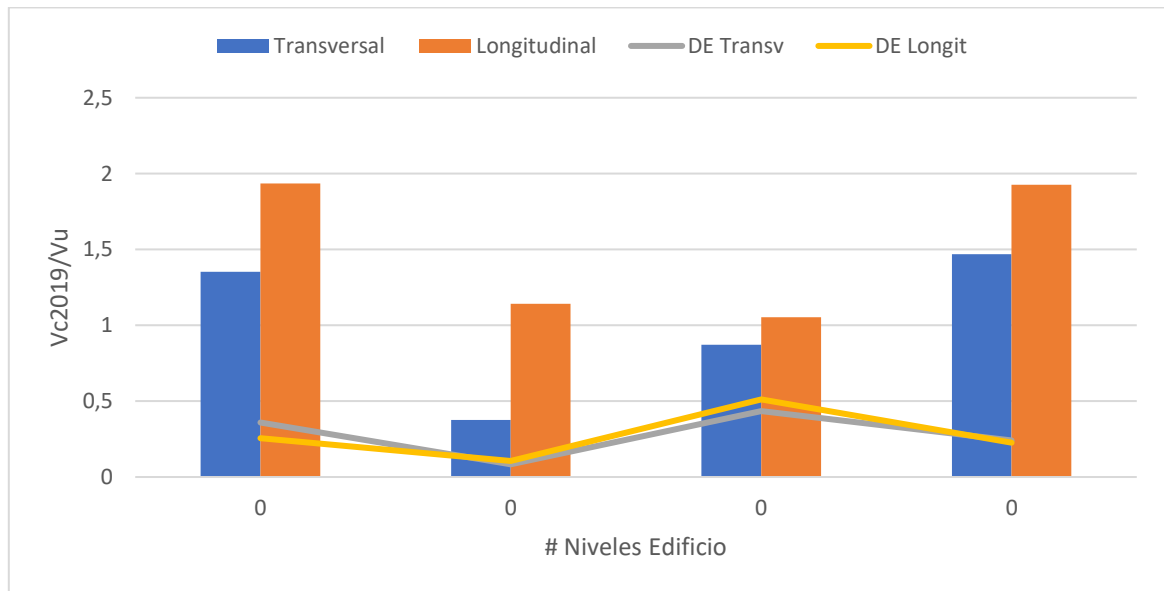


Figura C- 3 Relación  $V_c^{2019}/V_u$  según cantidad de niveles de estructura. Análisis a “d” del elemento en losa de fundación.



Tabla C- 5 Valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación según Zona Sísmica. Análisis a “d” del elemento en losa de fundación.

Zona Sísmica	Cara Transversal			Cara Longitudinal		
	$V_c^{2019} / V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación	$V_c^{2019} / V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación
2	1,118	0,298	0,267	1,375	0,232	0,169
3	0,995	0,566	0,569	1,497	0,617	0,412

Tabla C- 6 Valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación según Tipo de Suelo. Análisis a “d” del elemento en losa de fundación.

Tipo de Suelo	Cara Transversal			Cara Longitudinal		
	$V_c^{2019} / V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación	$V_c^{2019} / V_u$	Desv. Estand	Coef. Variación
B	1,468	0,241	0,164	1,925	0,226	0,117
D	0,906	0,503	0,555	1,344	0,546	0,406