



UNIVERSIDAD  
**SAN SEBASTIAN**  
VOCACIÓN POR LA EXCELENCIA

**Sede Concepción**  
**Facultad de Ingeniería,**  
**Arquitectura y Diseño**

**EVALUACION DE RESISTENCIA AL CORTE EN MUROS DE  
CONTENCION DE HORMIGON ARMADO BAJO LA NORMATIVA  
ACI318-08 Y ACI318-19.**

Memoria para optar a Título de Ingeniero Civil

Profesor guía: Ramón David Mata Lemus

Profesor Revisor: Víctor Hugo Aguilar Vidal

Alumno: **Yonathan Alejandro Jara Fuentealba**

© Yonathan Alejandro Jara Fuentealba. Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra con fines académicos, por cualquier forma, medio o procedimiento, siempre y cuando se incluya la cita bibliográfica del documento.

Concepción, Chile

2024

## Hoja de calificación

En \_\_\_\_\_, el \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_ los abajo firmantes dejan constancia que el (la) estudiante \_\_\_\_\_ de la carrera o programa de \_\_\_\_\_ ha aprobado la tesis para optar al título o grado académico de \_\_\_\_\_ con una nota de \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Profesor Evaluador

\_\_\_\_\_

Profesor Evaluador

\_\_\_\_\_

Profesor Evaluador

## Tabla de contenidos

Hoja de calificación .....	II
Resumen.....	3
Abstract.....	4
CAPÍTULO 1: Introducción .....	5
1.1 Planteamiento de problema .....	5
1.2 Motivación.....	7
1.3 Objetivos .....	9
1.3.1 Objetivo general.....	9
1.3.2 Objetivos específicos .....	9
1.4 Alcances .....	10
CAPÍTULO 2: Marco teórico .....	11
2.1 Cargas horizontales frente a muros de contención.....	12
2.1.1 Presión lateral del suelo en reposo .....	12
2.1.2 Presión lateral por empuje activo.....	17
2.1.3 Presión lateral por empuje pasivo.....	23
2.1.4 Rotación de los muros .....	25
2.2 Carga portante .....	26
2.3 Presión Sísmicas .....	34
2.3.1 Teoría de Mononobe Okabe (M-O).....	34
2.4 Factor de seguridad.....	35
2.4.1 Factor de seguridad estático .....	36
2.4.2 Factor de seguridad sísmico.....	36
2.5 Revisiones de la estabilidad.....	38
2.5.1 Revisión por volteo respecto la punta .....	38
2.5.2 Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base .....	40
2.5.3 Revisión por falla de capacidad de carga de la base .....	43
2.5.4 Revisión por asentamiento.....	47
2.5.5 Revisión por estabilidad de conjunto.....	52
2.6 Normativa actual .....	54
2.6.1 Normativa utilizada para Modelos de Resistencia al Corte Unidireccional .....	55

2.6.1.1 ACI 318 .....	55
2.6.1.2 Manual de carreteras.....	61
2.6.1.3 AASHTO .....	62
2.7 Estado del arte .....	68
2.8 Análisis del estado del arte en la investigación de resistencia al corte en elementos de hormigón armado.....	72
CAPITULO 3: Marco metodológico .....	90
3.1 Tipo de investigación.....	90
3.2 Diseño de investigación.....	90
3.3 Población.....	91
3.4 Muestra.....	92
3.5 Procedimiento de la metodología.....	92
CAPÍTULO 4: Resultados y discusión .....	96
CAPÍTULO 5: Conclusión.....	108
Bibliografía.....	110

## Resumen

En el presente estudio se llevó a cabo una evaluación de la resistencia al corte nominal de muros de contención con perfil T invertida bajo la normativa ACI 318-19, la cual sirvió como fundamento para la reciente actualización de la norma NCh 430 de 2008. Esta evaluación se comparó con la normativa vigente, que se basaba en el ACI 318-08. Para ello, se desarrollaron un total de 4409 perfiles diferentes, con alturas que oscilaban entre 2 y 13 metros con un incremento de 0.1 m, analizando factores de seguridad relacionados con el deslizamiento y el volcamiento. Los resultados indicaron que la altura del muro no debía superar 1.47 veces la dimensión de la base para alcanzar los factores de seguridad mínimos requeridos.

A partir de estos perfiles, se evidenció que la capacidad nominal del ACI 318-19 era al menos 1.12 veces superior a la del ACI 318-08. En la comparación de la resistencia nominal al corte del ACI 318 del año 2019 versus la resistencia nominal al corte de la norma AASHTO, el valor máximo se observaba a menores alturas, mientras que el mínimo se daba a 8.6 metros, aumentando posteriormente hasta la altura máxima estudiada, sin alcanzar el valor máximo observado a 2 metros. Por otro lado, la resistencia de corte nominal del ACI 318-19 frente a la resistencia nominal de corte del ACI 318-08 iniciaba con un valor máximo en muros de baja altura y disminuía hasta la altura máxima analizada.

La capacidad nominal del ACI 318-19 era 1.57 veces superior a la del ACI 318-08, pero disminuía con la altura del muro, alcanzando un valor de 1.13 de la capacidad del ACI 318-19 con respecto al ACI 318-08. Al comparar el ACI 318-19 con AASHTO, el valor de la capacidad al corte nominal respecto a la capacidad al corte nominal con la norma AASHTO variaba entre 1.78 y, tras alcanzar los 8.6 metros, aumentaba nuevamente hasta llegar a 1.03 a 13 metros.

Palabras claves: muros de contención, fuerza de corte, ACI 318-19.

## Abstract

In the present study, an evaluation of the nominal shear strength of retaining walls with an inverted T-shape profile was carried out under the ACI 318-19 standard, which served as the basis for the recent update of the NCh 430 standard from 2008. This evaluation was compared with the current standard, which was based on ACI 318-08. A total of 4,409 different profiles were developed, with heights ranging from 2 to 13 meters, with an increment of 0.1 m, analyzing safety factors related to sliding and overturning. The results indicated that the wall height should not exceed 1.47 times the base dimension to achieve the minimum required safety factors.

From these profiles, it was found that the nominal capacity of ACI 318-19 was at least 1.12 times higher than that of ACI 318-08. In comparing the nominal shear strength of ACI 318 from 2019 versus the nominal shear strength of the AASHTO standard, the maximum value was observed at lower heights, while the minimum was at 8.6 meters, increasing thereafter up to the maximum studied height, without reaching the maximum value observed at 2 meters. On the other hand, the nominal shear strength of ACI 318-19 versus the nominal shear strength of ACI 318-08 started with a maximum value for low-height walls and decreased until the maximum height analyzed.

The nominal capacity of ACI 318-19 was 1.57 times higher than that of ACI 318-08, but it decreased with wall height, reaching a value of 1.13 for the capacity of ACI 318-19 compared to ACI 318-08. When comparing ACI 318-19 with AASHTO, the value of the nominal shear capacity compared to the nominal shear capacity with the AASHTO standard varied between 1.78 and, after reaching 8.6 meters, it increased again to 1.03 at 13 meters.

Keywords: retaining walls, shear strength, ACI 318-19.

# CAPÍTULO 1: Introducción

## 1.1 Planteamiento de problema

Al igual que todas las estructuras en concreto, los muros de contención de concreto pueden presentar algunas fallas estructurales, resultado de algunos factores como: sustancias químicas, acciones físicas derivadas de los esfuerzos inducidos por la naturaleza de las fuerzas y errores de diseño o de construcción. Estas causas pueden desencadenar patologías que afectan directamente al muro, disminuyendo sus factores de seguridad, afectando su vida útil y convirtiéndose en factores de riesgo para las comunidades vecinas (SILVA, 2024). Los muros de contención son elementos que retienen una gran cantidad de volumen de suelo, por lo que se deben diseñar para diferentes esfuerzos, como por ejemplo a corte, flexión. La terminología utilizada en la construcción de muros de contención es rellena de cuerpo base, cimentación pie de base talón o muro de contención en voladizo (MARTINEZ, 2009)

A lo largo de la historia han sido esenciales en su uso. Se puede observar en los andenes Incas, donde muros de piedra sostienen el peso de la tierra, permitiendo el cultivo sin el riesgo de deslizamientos. De igual manera, la Tumba de Agamemnon, o Tesoro de Atreo en Grecia, y las estructuras del Palatino en Roma emplearon estos muros, a menudo reforzados con contrafuertes, para soportar la presión del terreno y facilitar la creación de grandes edificaciones. Estos ejemplos son solo una muestra del uso extendido de muros de contención en el pasado. (Ballón Benavente et al., 2017).

En España, se muestra en la Figura 1, la cual es uno de los muros de contención que falló, ubicado en la avenida Los Carreras, en Santiago de los Caballeros, donde debido a las intensidades de las lluvias, falló perdiendo la capacidad de retener el suelo para lo cual fue diseñado, ocurrido el 16 de agosto del 2022.



Figura 1 falla de muro de contención. Fuente: *DIARIO LIBRE/PABLO GONZÁLEZ*

De la misma forma, en Roma, los muros de contención hechos de terraplén del Tíber entre los años 1870 y 1926, fueron diseñados por Raffaele Canevari para mitigar los efectos de la crecida del río en el centro de la ciudad de Roma. Después de la inundación de diciembre de 1900, varias partes de las secciones de Anguilara y Alberteschi se derrumbaron. La falla de este fue estudiada en base a algunos supuestos por F. Casini en su publicación “Geotechnical and historical aspects on the collapse of the Tiber embankment walls in the centre of Roma” (Casini et al., 2022)

Actualmente, en Chile, Lemus-Romani el año 2023, realizaron un estudio donde evalúan los costos y emisiones de CO<sub>2</sub> para la construcción de muros de contención, encontrando que las funciones de transferencia en forma de S proporcionaron los mejores resultados en términos de minimización de costos y emisiones de CO<sub>2</sub>, sin embargo, otras funciones podrían ofrecer mejores resultados para diferentes problemas o bajo variadas conclusiones. (Lemus-Romani et al., 2023)

En la práctica es fácil evidenciar cuando un muro de contención está fallando a flexión, ya que este se inclina hacia el lado contrario del suelo retenido, por otra

parte, es muy complejo notar cuando un muro está fallando a corte, ya que esta es una falla “frágil” en la que no existen previos avisos, más que las grietas que se ven en sus paredes.

En base a la evidencia mostrada anteriormente, se denota que el estudio de muros de contención ha estado principalmente enfocado en fallas externas a la estructura, como lo es falla del suelo retenido, falla del suelo que sustenta la estructura. Sin embargo, existe un vacío referente al estudio de esfuerzos de corte del elemento. En ese sentido, el presente estudio, pretende evaluar comparativamente los esfuerzos de corte de un muro de contención T-invertido en Cantilever, utilizando las normativas: ACI 318 del año 2008 y ACI 318 del año 2019. Para ello se utilizó las dimensiones propuestas por Bowles (1997) (Bowles, 1997), variando parámetros como la altura y la base.

Para este estudio de cálculo de esfuerzo de corte en muros de contención en cantiléver perfil T-invertido, se hará una comparación respecto a ACI 318 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural del Instituto Americano del hormigón (American Concret Institute, ACI) en sus versiones 2008 versus la versión 2019, que la cual es la base de la actualización de la norma NCh 430 of 2008 en Chile.

## 1.2 Motivación

Las normas chilenas, basadas en el método ACI, han sido actualizadas recientemente tras más de 50 años sin modificaciones. Actualmente, la normativa vigente para el diseño de estructuras como muros de contención en cantiléver está definida por el manual de carreteras, que hace referencia a la norma AASHTO en su sección 5 para su diseño, así como a ACI 318-08. Este estudio busca establecer una base de cálculo comparativa en cuanto a las diferencias y dimensiones de los elementos estructurales destinados a la retención de suelos, lo cual es fundamental para ingenieros en el diseño de muros, el Ministerio de Obras Públicas y trabajos relacionados.

En Chile, el diseño de elementos está regulado por la norma NCh 430 of 2008, que se fundamenta en el ACI 318-05. Esta norma fue modificada en 2010 con el DS60, tras el terremoto de ese año, y actualmente está en proceso de actualización, basándose en el ACI 318-19.

Además, el cálculo de muros de contención T-invertida en cantiléver es esencial no solo para la estabilidad estructural, sino también para la seguridad pública, el progreso académico y la sostenibilidad económica. Los ingenieros deben dominar y aplicar estos principios para construir un entorno más seguro y eficiente.

Los muros de contención son vitales para garantizar la seguridad de las infraestructuras y las comunidades aledañas. Un diseño adecuado previene deslizamientos de tierra y colapsos, protegiendo tanto a las personas como a las propiedades. La estabilidad de estos muros asegura que las áreas urbanas y rurales se mantengan seguras, favoreciendo un entorno propicio para el desarrollo comunitario.

Desde el ámbito académico, comprender el comportamiento de los muros de contención T-invertida permite a los ingenieros aplicar principios de mecánica de suelos y análisis estructural. Este tipo de muros integra diversas disciplinas de la ingeniería, enriqueciendo el conocimiento técnico y fomentando el aprendizaje interdisciplinario. Además, el estudio de estos sistemas puede propiciar innovaciones en diseño y materiales, contribuyendo al avance del campo.

Económicamente, un diseño inadecuado de un muro de contención puede resultar en reparaciones y mantenimiento costosos. Invertir en cálculos precisos y en un diseño sólido minimiza el riesgo de fallas estructurales, lo que a su vez genera ahorros a largo plazo. Además, los muros de contención bien diseñados facilitan el desarrollo de terrenos y la construcción de infraestructuras, impulsando así el crecimiento económico de la región.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo general

Comparar normativas ACI 318-08 y ACI 318-19 para diseños de muros de contención T invertida en cantiléver

### 1.3.2 Objetivos específicos

Describir las diferencias normativas y en el estado del arte en el cálculo de la resistencia a corte de muros de contención en cantiléver con un perfil T-invertido.

Comparar el cálculo de fuerza cortante en muros de contención en cantiléver con un perfil T-invertido, para diferentes relaciones dimensionales del muro ( $H/B$ ), evaluando diferencias entre normativa de ACI 318, a fin de identificar los efectos prácticos de su aplicación en la ingeniería estructural chilena.

Evaluar cambios en factores de utilización del muro, es decir, resistencia a corte ultimo versus resistencia a corte nominal , respecto a ambos diseños, bajo la normativa ACI 318 08, en la versión que actualmente rige en Chile versus su actualización, basada en ACI 318 S19.

Comparar las contribuciones de relación al cortante del hormigón y la armadura al corte en el ACI.

## 1.4 Alcances

En este estudio se evaluará todas las posibles cargas presentes: empujes de tierra activos considerando la presión activa de Rankine, empuje de tierra pasivo y empujes sísmicos, sobre el elemento completo a diseñar, con el fin de comprender los esfuerzos internos que debe soportar a corte cada elemento de la estructura. Sin embargo, no se considera carga móvil en la parte superior del suelo retenido.

Los muros de contención se evaluarán con una altura y una base de 2 metros hasta 13 metros con incremento de 0.1 metro cada uno, los muros que no cumplan con factores de seguridad señalados por BRAJA M. DAS (1999); factor de seguridad por deslizamiento, es decir, menor a 1.5 y factor de seguridad por volteo, menor a 2, no se consideraran en este estudio. De esta forma, se evaluará como afecta la relación H/B (altura/base), tanto en la normativa vigente (ACI 318-08, como en la nueva normativa (ACI318-19).

Se realizará comparativa de cálculos de esfuerzos de corte con diferentes perfiles predispuesto y evaluando el efecto que tiene el aumento de dimensiones (fuste, puntera, talón, tope) con respecto a las normativas antes nombradas. Considerando las calidades de materiales y cargas presentes.

En términos prácticos, se busca definir cómo afecta el uso del método en muros de contención en cantiléver perfil T invertido, las dimensiones mínimas, la nueva forma de calcular los espesores y la armadura necesarios en los muros de contención en cantiléver.

Para este estudio, se utilizarán arenas como el suelo soportante de la estructura y relleno en la cuña de falla del suelo. La calidad del hormigón a utilizar será un G25 que cumple con la normativa NCh 170 of 2016, con acero de refuerzo al corte A630-420H que cumpla con normativa NCh 204 of 2020.

## CAPÍTULO 2: Marco teórico

Los muros de contención o sostenimiento de tierras deben soportar los empujes temporales o permanentes del suelo, para ello deben cumplir las siguientes características:

- El muro debe ofrecer la resistencia estructural necesaria para resistir las sollicitaciones o empujes presentes.
- El muro debe cumplir los requisitos necesarios para evitar volcamiento y deslizamiento por efecto de cargas horizontales o inclinadas sobre él.
- Los valores admisibles de asentamiento bajo presión del muro en el suelo de fundación no deben superarse, ni tampoco los esfuerzos límites.

Es decir, el muro de contención debe ser capaz de soportar cargas:

- horizontales, causadas por empujes.
- verticales, por gravedad.
- rotacionales, por volcamiento.

Para ello, es necesario conocer el tipo de suelo soportante y material del suelo a contener (talud), materialidad del muro de contención a diseñar.

El adecuado cálculo de taludes requiere estimación de presiones laterales, que están en función del tipo y magnitud del movimiento de los muros, los parámetros de resistencia de cortante del suelo, el peso específico del suelo y las condiciones de drenaje en el relleno (DAS, 1999).

En la Figura 2 se muestra un muro de altura  $H$ , en la figura (a) el muro está restringido contra desplazamiento (b) el muro se inclina hacia el muro que lo retiene, con desplazamientos  $+\Delta H$  y en la figura (c) el muro es empujado hacia el suelo retenido, con desplazamientos  $-\Delta H$

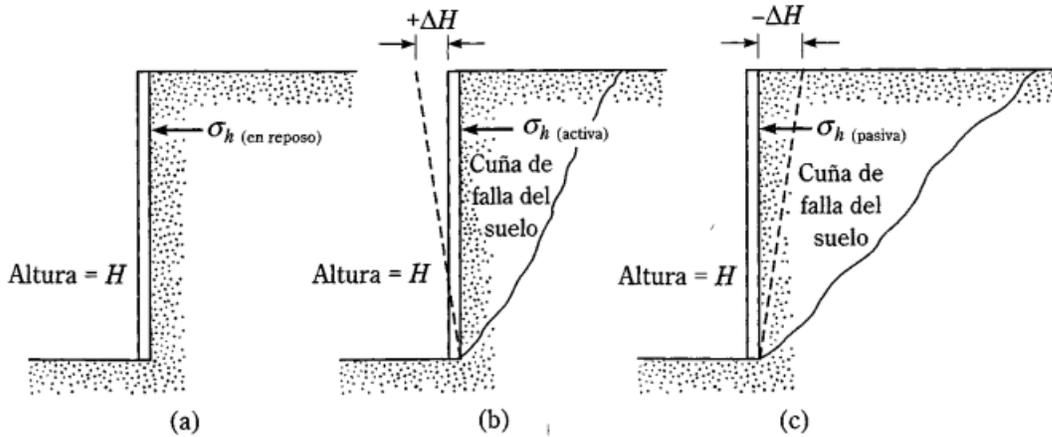


Figura 2 Tipos de presión de la tierra sobre un muro de retención. Fuente: PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

## 2.1 Cargas horizontales frente a muros de contención

### 2.1.1 Presión lateral del suelo en reposo

Considerando un muro vertical de altura  $H$ , que retiene un suelo con peso específico  $\gamma$  y una carga distribuida de  $q/\text{area unitaria}$ . La resistencia cortante es:

$$s = c + \sigma' \tan \phi \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde

$c$  =cohesión del suelo

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo

El esfuerzo horizontal se evalúa a partir del esfuerzo vertical a cualquier altura  $z$  es:

$$\sigma_v = q + \gamma z \quad (\text{Ec. 2})$$

Con deformación horizontal nula, la presión lateral a una profundidad z es:

$$\sigma_h = K_0 * \sigma'_v + u \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

$u$  = Presión de poros del agua

$K_0$  = Coeficiente de presión de la tierra en reposo

De forma experimental Karl Terzaghi (1925) indica que para arenas el empuje en reposo,  $K_0$ , es igual a 0.42. Por otra parte, Gersevanoff (1936) determinó que el empuje en reposo en suelos cohesivos varía hiperbólicamente:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = K - \frac{r}{\sigma_1} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

$\sigma_2$  = Esfuerzo horizontal

$\sigma_1$  = Esfuerzo vertical

$r$  = Presión de poros en arcilla ( $r = 0.21$ )

$K_0$  = coeficiente de presión del suelo ( $K_0 = 0.65$ )

Un método empírico para hallar  $K_0$ , es a través de la simplificación del método de Jaky (CASTAÑEDA, 2001), en donde para suelos gruesos:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi, \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde  $\phi$

$\Phi$  = Es ángulo de fricción interna del material.

Para arcillas consolidadas, sugieren:

$$K_0 = 0.95 - \text{sen } \phi, \quad (\text{Ec. 6})$$

En base a resultados experimentales, para arcillas consolidadas es aproximado en relación con el índice de plasticidad (PI)

$$K_0 = 0.4 + 0.007(PI) \quad (\text{Para PI entre 0 y 40}) \quad (\text{Ec. 7})$$

$$K_0 = 0.64 + 0.001(PI) \quad (\text{Para PI entre 40 y 80}) \quad (\text{Ec. 8})$$

Para suelo sobre consolidado se propuso la siguiente ecuación:

$$K_{0sc} = K_{0nc} RSC_v^N, \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

$K_{0sc}$  = Coeficiente de presión lateral de tierras en reposo para suelo sobre consolidado

$K_{0nc}$  = Coeficiente de presión lateral de tierras en reposo para suelo normalmente consolidado.

$$RSC_v = \frac{P'_c}{P'_0} \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

$P'_c$  = Esfuerzo de pre-consolidación

$P'_0$  = Esfuerzo efectivo inicial

$N$  = Coeficiente que depende del suelo y de la naturaleza de la ecuación formulada por los autores.

Para arcillas pre consolidadas

$$K_{0(\text{preconsolidada})} = K_{0(\text{normalmente consolidadas})} \sqrt{OCR} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

$OCR$  = Tasa de pre-consolidación

Mayne y Kulhawy (1982) en base a 171 ensayos de laboratorio propusieron una ecuación general para  $K_0$ , para arena y arcilla (DAS, 1999)

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi) \left[ \frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\text{sen } \phi)}} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

$OCR$  = Tasa de pre-consolidación presente

$OCR_{MAX}$  = Tasa de pre-consolidación máxima

Por otro lado, cuando se trabaja en terreno inclinado Kezdi (CASTAÑEDA, 2001), propuso:

$$K_0 = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \beta} \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde

$\beta$  = Es el ángulo de inclinación del terreno con respecto a la horizontal

También se puede definir  $K_0$ , como se presenta en la Tabla 1, definido por Terzaghi (FRATELLI, 1993).

Tabla 1 valores de  $K_0$  para algunos tipos de suelos, según Terzaghi

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b><math>K_0</math></b>
Arenas densas	0.4 a 0.45
Arenas sueltas	0.45 a 0.5
Arcillas firmes	0.8
Arcillas blandas	1

Obteniendo como resultante del empuje neutro o presión lateral del suelo en reposo por unidad de longitud, (FRATELLI, 1993) la siguiente expresión:

$$E_0 = \frac{\gamma H^2}{2} K_0 \quad (\text{Ec. 14})$$

Con un diagrama de carga triangular y una resultante a 2/3 de la altura del muro desde la superficie.

## 2.1.2 Presión lateral por empuje activo

En el caso del empuje pasivo el muro se aleja de la masa de suelo que sostiene, manteniendo el esfuerzo vertical  $\sigma_y$  representado por el punto A en la Figura 3 Esquema de la circunferencia de Mohr.

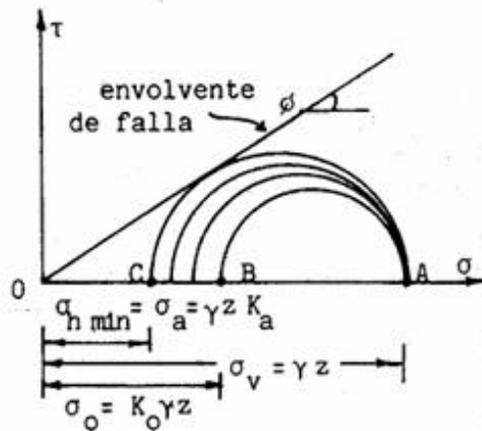


Figura 3 Esquema de la circunferencia de Mohr. Fuente: SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS.

En la Figura 3 a medida que el muro se aleja del punto A, aumentan su diámetro las distintas circunferencias de Mohr que representan los esfuerzos B y C, alcanzando en C la envolvente de falla, la cual es tangente, definiendo el esfuerzo  $\sigma_h$  mínimo:

$$\sigma_{h \min} = \sigma_a \quad (\text{Ec. 15})$$

La cual representa el esfuerzo de empuje activo del suelo.

La combinación de esfuerzos  $\sigma_v$  y  $\sigma_a$  alcanzan la falla por cortante. Por esto el nivel inicial del suelo disminuye y el empuje lateral disminuye al mínimo, esto se conoce como equilibrio plástico para el empuje activo. (FRATELLI, 1993)

De esta forma,  $\sigma_a$  se puede determinar en función de  $\sigma_v$ . Para suelos secos y sin cohesión:

$$\sigma_a = \sigma_v \left( \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right) = \sigma_v \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. 16})$$

Con el coeficiente de presión activa de Rankine:

$$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. 17})$$

El esfuerzo  $\sigma_a$ , para suelos secos no cohesivos queda expresado como:

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde  $z$  representa la profundidad de la partícula en estudio desde la superficie, por lo tanto, el empuje activo para un ancho unitario queda expresado en la siguiente formula:

$$E_a = \frac{\gamma H^2 K_a}{2} \quad (\text{Ec. 19})$$

Al igual que en el empuje neutro, la resultante  $E_a$  esta aplicada a 2/3 de la altura del muro desde la superficie. En arenas saturadas, se considera la presión de poros como esfuerzo neutro del agua, por lo tanto:

$$\sigma_a = (\gamma z - u) K_a + u \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

$\gamma$  = peso específico del suelo

$u$  = esfuerzo neutro del agua

Para suelos con cohesión y fricción, la ecuación de esfuerzo horizontal queda:

$$\sigma_a = \sigma_v \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) - 2 c \text{tg}(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. 21})$$

También conocida como envolvente de falla de Mohr-Coulomb. (DAS, 1999)

Por lo tanto:

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a} \quad (\text{Ec. 22})$$

Y la resultante del empuje activo es:

$$E_a = \gamma H^2 K_a - 2 c H \sqrt{K_a} \quad (\text{Ec. 23})$$

Cuando  $z_c = 0$ ,  $\sigma_v = 0$ , además  $\sigma_v = \gamma H$  en  $z = H$ , por lo tanto, en  $z = 0$ , la presión activa es  $-2c\sqrt{K_a}$ , que indica que el esfuerzo de tensión disminuye con la profundidad hasta 0 en  $z = z_c = 0$  (profundidad de grieta de tensión)

$$z_c = \frac{2 c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (\text{Ec. 24})$$

En la Figura 4 se muestra el empuje activo  $E_a$  para un ancho unitario, aplicada sobre un muro de contención en cantiléver

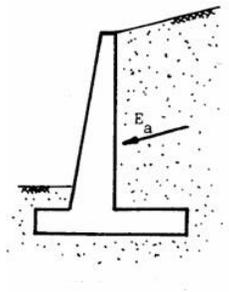


Figura 4 empuje activo en muro cantiléver. Fuente: SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS

Algunos valores de  $K_a$ , se muestran a continuación en la Tabla 2

Tabla 2 Valores de coeficiente de empuje activo según ángulo de fricción

Angulo de fricción $\phi$ del suelo (grados)	$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$
20	0.490
21	0.472
22	0.455
23	0.438
24	0.422
25	0.406
26	0.395
27	0.376
28	0.361
29	0.347
30	0.333
31	0.320
32	0.307
33	0.295
34	0.283
35	0.271
36	0.260
37	0.249
38	0.238
39	0.228
40	0.217
41	0.208
42	0.198
43	0.189
44	0.180
45	0.172

En el caso de terraplén inclinado en un ángulo  $\alpha$  como se indica en la Figura 5, con un suelo granular con coeficiente de fricción,  $c = 0$ , el coeficiente de presión activa de la tierra queda:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (\text{Ec. 25})$$

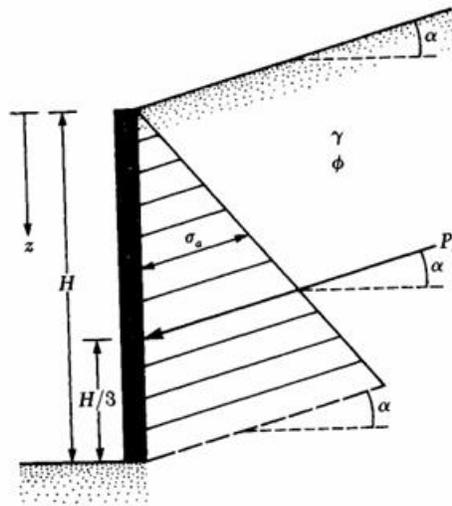


Figura 5 notación para la presión activa en un terraplén inclinado. Fuente: SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS.

Así el esfuerzo de empuje activo, según Mazindrani y Ganjali (DAS, 1999), queda expresado de la siguiente forma:

$$\sigma_a = \gamma z K_a = \gamma z K'_a \cos \alpha \quad (\text{Ec. 26})$$

El coeficiente  $K_a$  de presión activa de la tierra se presenta en la Tabla 3

Tabla 3 coeficientes de presión activa  $K_a$  de la tierra para terraplen inclinado

$\alpha$ (grados)	$\phi$ (grados)						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.35	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

Con:

$$K'_a = \frac{1}{\cos^2 \phi} \left\{ \frac{2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c}{\gamma z}\right) \cos \phi \sin \phi}{-\sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi) + 4 \left(\frac{c}{\gamma z}\right)^2 \cos^2 \phi + 8 \left(\frac{c}{\gamma z}\right) \cos^2 \alpha \sin \phi \cos \phi}} \right\} - 1 \quad (\text{Ec. 27})$$

Y la profundidad de la grieta de tensión está dada por:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (\text{Ec. 28})$$

### 2.1.3 Presión lateral por empuje pasivo

Cuando el movimiento del muro de contención de mueve hacia el suelo contenido se define empuje pasivo (FRATELLI, 1993), manteniendo los esfuerzos verticales constantes. el esfuerzo principal es  $\sigma_p$

$$\sigma_{h \max} = \sigma_p = \sigma_v \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. 29})$$

Considerando el esfuerzo principal en suelos no cohesivos  $K_p$ , como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\sigma_p = \gamma z K_p \quad (\text{Ec. 30})$$

Por lo tanto:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. 31})$$

Finalmente, el empuje pasivo para suelos no cohesivos secos se puede expresar como:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (\text{Ec. 32})$$

Por otro lado, en arenas saturadas considerando el esfuerzo neutro del agua, tenemos:

$$\sigma_p = (\gamma z - u) K_p - u \quad (\text{Ec. 33})$$

Adicionalmente, con suelos mixtos donde existe cohesión y ángulo de fricción distinto de cero, se tiene la presión pasiva de Rankine (DAS, 1999).

$$\sigma_p = \sigma_v \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) + 2 c \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2) \quad (\text{Ec. 34})$$

Reemplazando el coeficiente de presión pasiva de Rankine  $K_p$ :

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2 c \sqrt{K_p} \quad (\text{Ec. 35})$$

A continuación, en la Tabla 4 se presentan algunos valores de  $K_p$  según el ángulo de fricción del suelo contenido.

Tabla 4 Variación del  $K_p$  de Rankine

<b>Angulo de la fricción del suelo (en grados)</b>	<b><math>K_p = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)</math></b>
20	2.040
21	2.117
22	2.198
23	2.283
24	2.371
25	2.464
26	2.561
27	2.663
28	2.770
29	2.882
30	3.000
31	3.124
32	3.255
33	3.392
34	3.537
35	3.690
36	3.852
37	4.023
38	4.204
39	4.395
40	4.599
41	4.815

42	5.045
43	5.289
44	5.550
45	5.828

Así el empuje pasivo por unidad de longitud queda:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p + 2 c H \sqrt{K_p} \quad (\text{Ec. 36})$$

#### 2.1.4 Rotación de los muros

Para la existencia de empujes activos o pasivos, el muro de contención debe sufrir traslaciones o rotaciones respecto a su base, dependiendo de la rigidez del muro, la altura del muro y las características del suelo. Los movimientos horizontales mínimos para dar lugar a estos empujes están en la Tabla 5:

*Tabla 5 desplazamiento mínimo del tope del muro para producir empujes activos o pasivos.*

Tipo de suelo	Empuje activo $\Delta$ min	Empuje pasivo $\Delta$ min
No cohesivo denso	0.01 a 0.002 H	0.005 H
No cohesivo suelto	0.002 a 0.004 H	0.01 H
Cohesivo firme	0.01 a 0.02 H	0.02 H
Cohesivo blando	0.02 a 0.05 H	0.04 H

## 2.2 Cargas verticales frente a muros de contención

### 2.2.1 Carga portante

Corresponde a la capacidad portante del suelo donde se apoya la estructura, si la capacidad de compresión varia ocurre la falla por corte en alguna parte de la superficie interna del suelo.

Para analizar el suelo se asume un material isótropo y homogéneo con comportamiento lineal bajo cargas, lo cual es solo idealización, ya que ese supuesto es solo valido para cargas de pequeñas magnitudes.

Al aplicar cargas en el suelo ocurren deformaciones, al aplicar un esfuerzo de compresión a una partícula, esta se acorta un  $\Delta L$  sobre un largo inicial  $L$ .

$$\Delta \varepsilon_y = \frac{\Delta L}{L} \quad (\text{Ec. 37})$$

Y con módulo de elasticidad longitudinal:

$$E = \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \varepsilon_y} \quad (\text{Ec. 38})$$

Obteniendo un diagrama de esfuerzos deformación como se muestra en la Figura 6

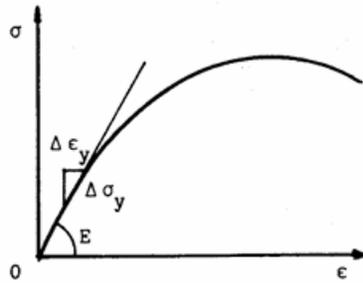


Figura 6 diagrama de esfuerzos-deformación en el suelo frente a compresión. Fuente: SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS.

En donde el módulo de Poisson varía entre

$$0.25 < \mu < 0.4$$

Al aplicar cargas de compresión sobre un suelo, se producen asentamientos, distinguiendo el tipo de suelo. Por un lado, las arcillas sensibles o arenas sueltas que presentan un corte local y por otro lado las arenas densas o arcillas duras que presentan un corte general, como se muestra en la Figura 7

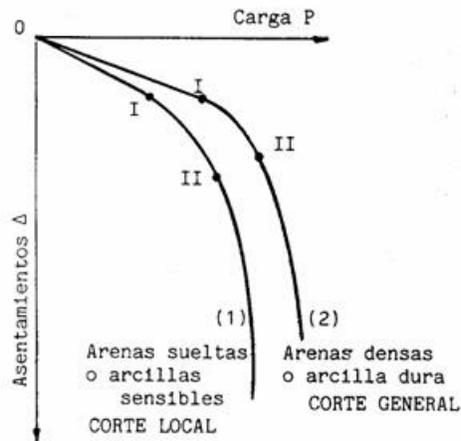


Figura 7 asentamientos vs carga. Fuente: SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS.

Para evaluar la capacidad de carga de un suelo, en una cimentación rígida corrida en donde el ancho vs el largo de la superficie tiende a 0, Terzaghi (DAS, 1999), propuso la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. 39})$$

Donde:

$c$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$$q = \gamma D_f$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo

Los factores de capacidad de carga se definen:

$$N_c = \cot \phi \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] \quad (\text{Ec. 40})$$

$$= \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = \cot \phi \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \quad (\text{Ec. 41})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan \phi \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde

$K_{p\gamma}$  = coeficiente de empuje pasivo

Los factores de capacidad de carga de Terzaghi (DAS, 1999), se muestran en la Tabla 6

Tabla 6 Factores de capacidad de carga de Terzaghi

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	16.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	62.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Para cimentaciones corridas que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde:

$N'_c, N'_q, N'_\gamma$  = son factores de carga modificados, calculados considerando las ecuaciones anteriores, reemplazando  $\phi$  por  $\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$  r su parte, Meyerhof en conjunto con Vesic (DAS, 1999), sugirieron la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde:

$c$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

$B$  = ancho de la cimentación

$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$  = factores de forma

$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$  = factores por inclinación de la carga

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (\text{Ec. 45})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{Ec. 46})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Ec. 47})$$

Así los valores de capacidad de carga según Meyerhof y Vesic (DAS, 1999), se presentan en la Tabla 7

Tabla 7 factores de capacidad de carga según Meyerhof y Vesic

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\frac{N_q}{N_c}$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\frac{N_q}{N_c}$	$\tan \phi$
0	5.34	1	0	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.2	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.2	0.15	0.21	0.03	28	25.8	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.9	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.4	22.4	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	31.67	20.63	25.99	0.65	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.3	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.8	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	2.59	2.29	0.25	0.25	40	75.31	64.2	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.9	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.1	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.8	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.4	5.39	0.43	0.36	46	152.1	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.2	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.2	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.6	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	1.88	0.51	0.47						

Por otra parte, los factores de forma recomendados se presentan en la Tabla 8

Tabla 8 Factores de forma, profundidad e inclinación, según Meyerhof y Hansen

Factor	Relación	autor
Forma	Para $\phi=0$	Meyerhof (1963)
	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right)$	
	$F_{qs} = 1$	
	$F_{\gamma s} = 1$	
	Para $\leq 10^\circ$ :	
	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	
	$F_{qs} = F_{\gamma s}$	
	$= 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	
Profundidad	Para $\phi=0$	Meyerhof (1963)
	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$	
	Para $\leq 10^\circ$ :	
	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	
	$F_{qd} = F_{\gamma d}$	
	$= 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} - \left(\frac{1 - F_{qi}}{N_q - 1}\right)$	Hansen (1970)
	$F_{qi} = \left[1 - \frac{(0.5)(Q_u) \operatorname{sen} \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi}\right]^5$	
	$F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{(0.7)(Q_u) \operatorname{sen} \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi}\right]^5$	

## 2.3 Presión Sísmicas

### 2.3.1 Teoría de Mononobe Okabe (M-O)

Okabe(1926), Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron las bases de un estudio pseudo-estatico para evaluar las presiones sísmicas sobre los muros de contención. Este método considera aceleraciones pseudo-estaticas tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb.

Además de las fuerzas que existen bajo condiciones estáticas, sobre la cuña también actúan fuerzas pseudo-estaticas horizontales y verticales cuya magnitud están relacionadas con la masa de la cuña mediante aceleraciones pseudo-estaticas:

$$a_h = k_h * g \quad (\text{Ec. 48})$$

y

$$a_v = k_v * g \quad (\text{Ec. 49})$$

El método M-O implica que el empuje activo debe actúa a H/3 sobre la base del muro de altura H, resultados experimentales sugieren que actúa en un punto superior. De esta modificación surge el método Mononobe. Okabe Modificado, donde el empuje total  $P_{AE}$  se divide en un componente estático  $P_A$  y uno dinámico  $\Delta P_{AE}$

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (\text{Ec. 50})$$

El componente estático actúa a H/3 sobre la base del muro y el componente dinámico se recomienda que actúa aproximadamente a 0.6H. (B., 2007)

Bajo estas condiciones la altura del empuje total es:

$$h = \frac{P_A \frac{H}{3} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (\text{Ec. 51})$$

Frecuentemente  $h$  está cerca de la altura media del muro.

El análisis según M-O muestra que  $k_v$ , cuando se considera la mitad o dos tercios de  $k_h$ , afecta menos de un 10% a  $P_{AE}$ .

Seed y Whitman (1970) concluyeron que las aceleraciones verticales, pueden ser ignoradas cuando el método M-O es utilizado para estimar  $P_{AE}$  para el diseño de muros típicos.

## 2.4 Factor de seguridad

El análisis de la estabilidad de muros de contención es uno de los problemas para la ingeniería de geotecnia, en donde se presentan diversas fuentes de incertidumbre. Algunas de estas incertidumbres se relacionan con la variabilidad inherente de los parámetros de resistencia del suelo de relleno retenido por el muro de contención. Esta característica puede ser cuantificada a través de un análisis probabilístico de la estabilidad del muro de contención utilizando el método de Simulación de Monte Carlo (SMC), el que permite determinar la fiabilidad del muro a partir de información recolectada de ensayos de resistencia al corte de suelos.

Las variables de la salida nominal de los modelos coinciden con los factores de seguridad para estática y sísmica. La falla se desarrolla en el modelo cuando uno de los cuatro factores es menor que 1, esto significa que las fuerzas o momentos de retención no son capaces de soportar las fuerzas de deslizamiento y los momentos de vuelco del sistema.

### 2.4.1 Factor de seguridad estático

Para el análisis estático, se consideran el empuje estático, el empuje del agua, la fricción deslizante de la estructura del suelo, el peso del suelo de relleno, el peso de la retención y la estructura de sobrecarga. (Lemus, 2017)

Factor de seguridad estática al deslizamiento:

$$FSED = \frac{F_{resist}^{est}}{F_{solic}^{est}} \quad (Ec. 52)$$

Factor de seguridad estática al vuelco:

$$FSEV = \frac{M_{resist}^{est}}{M_{volc}^{est}} \quad (Ec. 53)$$

### 2.4.2 Factor de seguridad sísmico

Factor de seguridad sísmico al deslizamiento:

$$FSSD = \frac{F_{resist}^{sis}}{F_{solic}^{est}} \quad (Ec. 54)$$

Factor de seguridad sísmica al vuelco:

$$FSSV = \frac{M_{resist}^{sis}}{M_{volc}^{sis}} \quad (Ec. 55)$$

Donde:

Fresist: Suma de fuerzas resistentes (Ton/ml)

Fsolic: Suma de las fuerzas contenedoras (Ton/ml)

Mresist: Suma del momento resistentes (Ton-m/ml)

Mvolc: Suma del momento contenedores (Ton-m/ml);

H Es la altura de la pared (m)

## 2.5 Revisiones de la estabilidad

### 2.5.1 Revisión por volteo respecto la punta

En la Figura 8 se puede ver que la presión activa de Rankine actúa a lo largo del plano vertical AB dibujado por el talón.  $P_p$  es la presión pasiva de Rankine

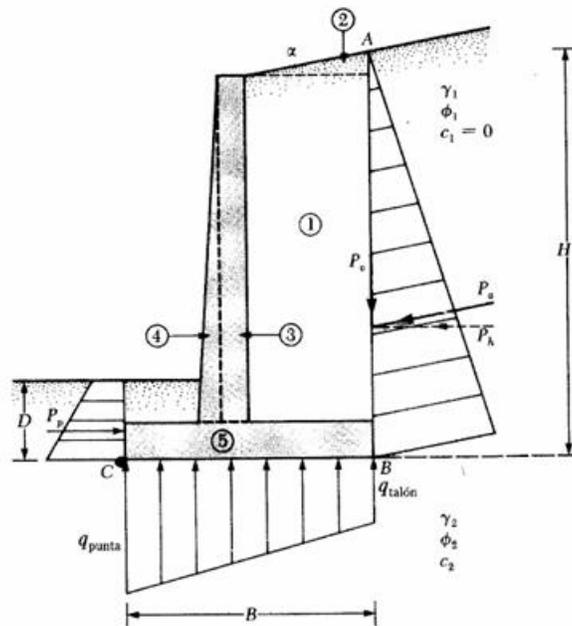


Figura 8 Esquema de cargas actuantes sobre un muro de contención cantiléver. Fuente: PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

Donde:

$\gamma_2$  = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de la base.

$K_p$  = coeficiente de presión pasiva de Rankine.

$c_2, \phi_2$  = cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta es:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde:

$\sum M_R$  = suma de momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto a C

$\sum M_O$  = suma de momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo del muro respecto a C

$$\sum M_O = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (\text{Ec. 57})$$

Donde:

$$P_h = P_a \cos \alpha \quad (\text{Ec. 58})$$

Para el cálculo de  $\sum M_R$  se calcula la suma de los pesos por unidad de longitud del muro, el brazo de momentos y finalmente se suman los momentos con respecto a C, también se debe sumar la fuerza  $P_v$  que es la componente vertical de la fuerza activa, en caso de que el suelo contenido en su parte superior, este inclinado, con una distancia  $B$ .

$$P_v = P_a \sen \alpha \quad (\text{Ec. 59})$$

Por lo tanto, el momento a adicionar es:

$$M_v = P_a \sen \alpha B \quad (\text{Ec. 60})$$

Una vez conocido el momento resistente al volteo, se procede a calcular el factor de seguridad

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{P_a \cos \alpha H' / 3} \quad (\text{Ec. 61})$$

El valor usual de  $FS_{(volteo)}$  es 2 o 3.

### 2.5.2 Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base

Para el cálculo del factor de seguridad por deslizamiento  $FS_{(deslizamiento)}$ , es necesario calcular la sumatoria de las fuerzas horizontales de empuje y de resistencia, es decir:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (\text{Ec. 62})$$

Donde:

$\sum F_{R'}$  = Suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$  = Suma de las fuerzas horizontales de empuje

La resistencia cortante del suelo bajo la base de la estructura es:

$$s = \sigma \tan \delta + c_a \quad (\text{Ec. 63})$$

Donde:

$\delta$  = Ángulo de fricción entre el suelo y la base

$c_a$  = Adhesión entre el suelo y la base

Así, la máxima resistencia del suelo por unidad de longitud de la base se obtiene:

$$R' = s_{\text{area de la seccion transversal}} = s(Bx1) = B\sigma \tan \delta + Bc_a \quad (\text{Ec. 64})$$

Pero,

$$B\sigma = \text{suma de fuerzas verticales} \quad (\text{Ec. 65})$$

Por lo que

$$R' = \left( \sum F_v \right) \tan \delta + Bc_a \quad (\text{Ec. 66})$$

Por lo tanto,

$$\sum F_{R'} = \left( \sum F_v \right) \tan \delta + Bc_a + P_p \quad (\text{Ec. 67})$$

A continuación, en la Figura 9 se presenta un diagrama de cargas de un muro de contención en cantiléver.

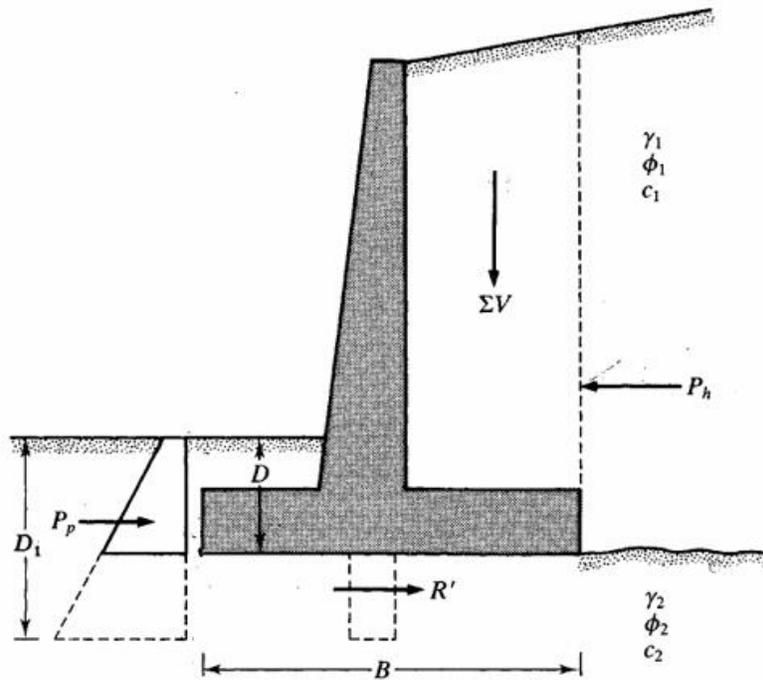


Figura 9 diagrama de cargas para revisión por deslizamiento de la base. Fuente: PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

La única fuerza horizontal que tiende a generar un desplazamiento es la componente horizontal de la fuerza activa, por lo que:

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad (\text{Ec. 68})$$

Por lo tanto; el  $FS_{(\text{deslizamiento})}$  queda expresado como:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum F_v) \tan \delta + Bc_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (\text{Ec. 69})$$

Para este caso un  $FS_{(\text{deslizamiento})} > 1.5$  es aceptable

### 2.5.3 Revisión por falla de capacidad de carga de la base

La presión vertical, transmitida al suelo por la base del muro de retención debe compararse con la capacidad última del suelo.

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (Ec. 70)$$

Para el correcto dimensionamiento de una estructura, se requiere un  $FS_{(capacidad\ de\ carga)}$  mayor o igual a 3.

Para ello, la resultante de fuerzas verticales es equivalente a la suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la base y la componente vertical del empuje activo.

$$\vec{R} = \sum \vec{F}_V + \overline{P_a \cos \alpha} \quad (Ec. 71)$$

En la Figura 10, se muestra un esquema de las cargas presentes en la base del muro, en donde  $q_{punta}$  y  $q_{talon}$  son las máximas y mínimas que ocurren en los extremos de la sección respectivamente

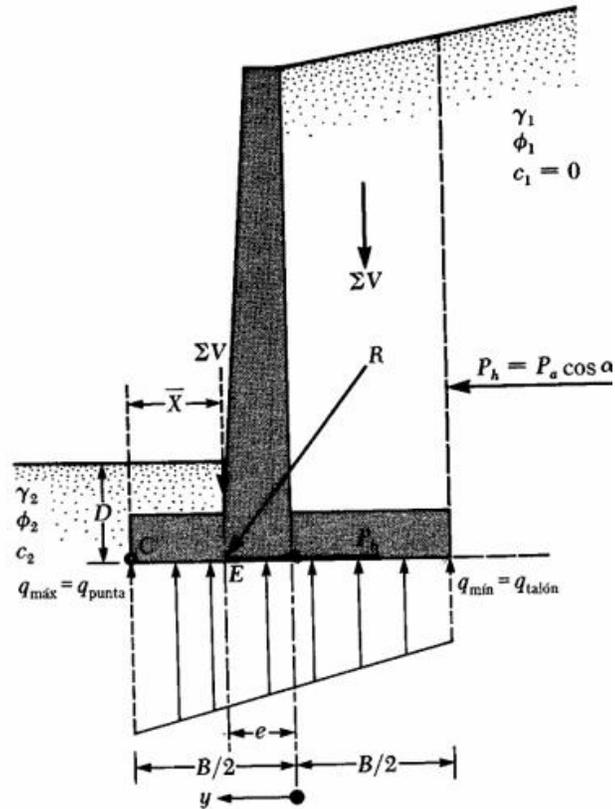


Figura 10 Revisión de falla por capacidad de carga. Fuente: PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

Utilizando los principios de mecánica de materiales, la distribución de presiones bajo la base del muro queda expresado como:

$$q = \frac{\sum F_V}{A} \pm \frac{M_{neto} y}{I} \quad (Ec. 72)$$

Donde:

$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_O \quad (Ec. 73)$$

$\sum M_R, \sum M_O$  = fueron calculados en revisión por volteo respecto a la punta

$$M_{neto} = \sum F_V * e \quad (Ec. 74)$$

$I$  = inercia por unidad de longitud

$$I = 1/12(1)(B^2) \quad (Ec. 75)$$

$e$  = Es la excentricidad de la carga resultante, equivalente a:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (Ec. 76)$$

$$CE = X = \frac{M_{neto}}{\sum F_V} \quad (Ec. 77)$$

Asi:

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (Ec. 78)$$

De manera similar:

$$q_{min} = q_{talon} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (Ec. 79)$$

Si la excentricidad de la resultante resulta ser mayor a  $B/6$ , el diseño debe rehacerse

Por otro lado, para el cálculo de carga ultima de cimentación, se debe usar la ecuación de carga ultima de Meyerhof y Vesic, descrita anteriormente.

$$q_u = c_2 N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (Ec. 80)$$

En donde:

$$q = \gamma_2 D \quad (\text{Ec. 81})$$

$$B' = B - 2e \quad (\text{Ec. 82})$$

$$F_{cd} = 1 + \frac{0.4D}{B'} \quad (\text{Ec. 83})$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \text{sen } \phi_2)^2 \frac{D}{B'} \quad (\text{Ec. 84})$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (\text{Ec. 85})$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (\text{Ec. 86})$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2 \quad (\text{Ec. 87})$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\sum F_V} \right) \quad (\text{Ec. 88})$$

$F_{cs} = F_{qs} = F_{\gamma s} = 1$ , ya que se trata de una cimentación continua.

## 2.5.4 Revisión por asentamiento

El asentamiento de una estructura ocurre de 2 formas: asentamiento elástico o inmediato, que ocurre durante o inmediatamente terminada la estructura y asentamiento por consolidación, que ocurre a lo largo del tiempo.

El primer asentamiento, se produce debido al cambio de los esfuerzos de corte en la masa del suelo, comparable a la deformación por flexión simple de una viga y ocurre rápidamente para el volumen inalterado del suelo.

Su cálculo, se evalúa mediante la ley de Hooke, y para cimentación superficial flexible, se utiliza:

Para la esquina de la cimentación flexible:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{Ec. 89})$$

Y para el centro de la cimentación flexible:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{Ec. 90})$$

Donde:

$S_e$  = asentamiento elástico

$E_s$  = modulo de elasticidad del suelo

$\mu_s$  = relación de Poisson del suelo

$q_0$  = carga por unidad de área

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[ \ln \left( \frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m \ln \left( \frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) \right] \quad (\text{Ec. 91})$$

Donde

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

$B$  = ancho de la cimentación

$L$  = longitud de la cimentación

Mientras que, para cimentación rígida, el asentamiento elástico esta dado por:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{Ec. 92})$$

Los valores de  $\alpha_r$  están dados en la siguiente figura:

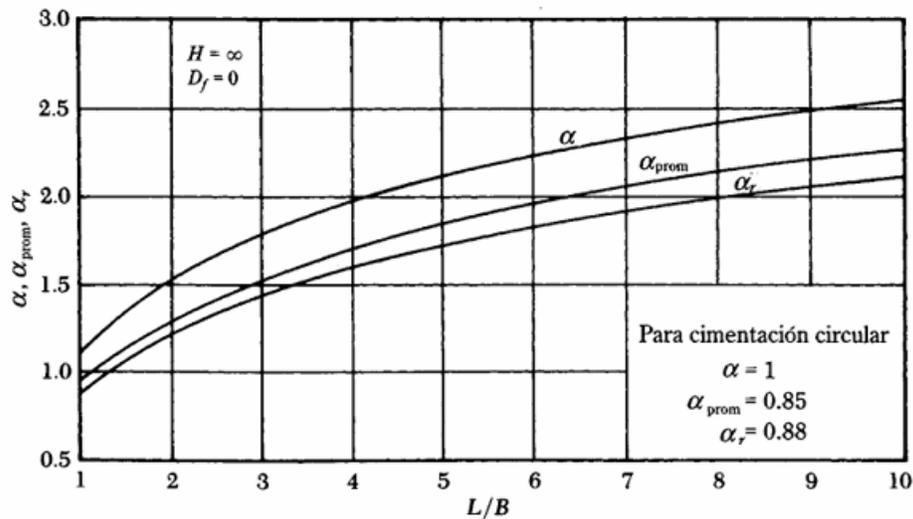


Figura 11 Valores de  $\alpha_r$ . PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

En caso de estar en un terreno con arcillas saturadas:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s} \quad (\text{Ec. 93})$$

Donde  $A_1$  es función de  $H/B$  y  $A_2$  es una función de  $D_f/B$ . Los cuales se extraen de las siguientes figuras:

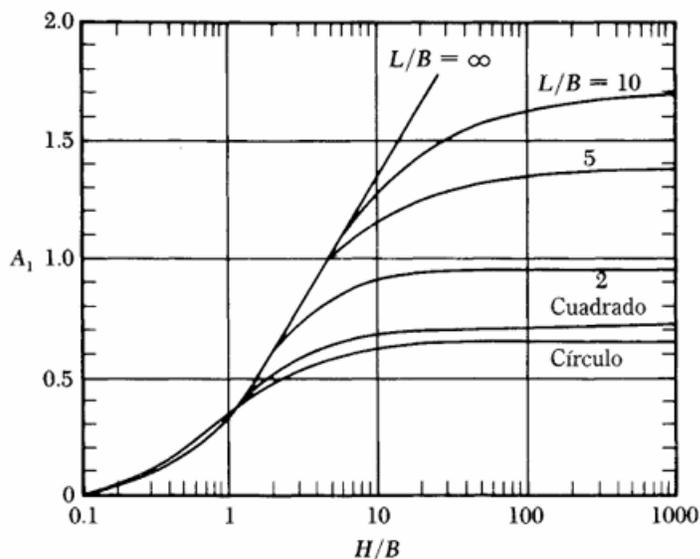


Figura 12 Valores de  $A_1$  para cálculo de asentamiento elástico. Fuente: PRINCIPIO DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

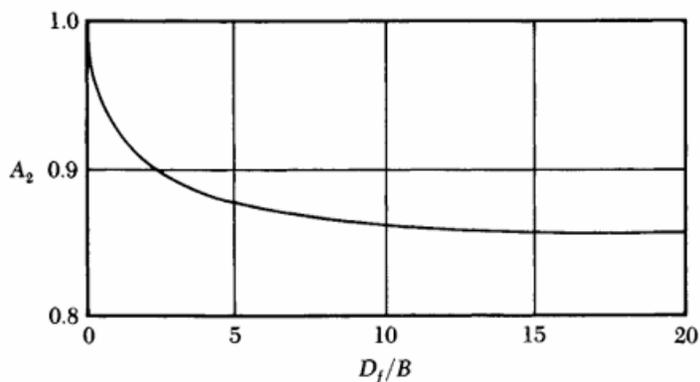


Figura 13 Valores de  $A_2$  para cálculo de asentamientos elásticos. Fuente: PRINCIPIO DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

Por otro lado, en el asentamiento por consolidación, existen 2 fases, el primero llamado asentamiento por consolidación primaria, la cual comprende la gradual reducción del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables, esto provoca que a medida que la consolidación progresa, la presión del agua en los poros se disipa. La segunda fase corresponde a la consolidación secundaria, debido a la

reducción gradual de volumen de suelo, que ocurre inmediatamente luego que la presión de poros desaparece, afectando especialmente a suelos finos.

Para arcillas normalmente consolidadas:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (Ec. 94)$$

Para arcillas pre-consolidadas con  $p_0 + \Delta p_{prom} < p_c$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (Ec. 95)$$

Para arcillas pre-consolidadas con  $p_0 < p_c < p_0 + \Delta p_{prom}$ :

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_c} \quad (Ec. 96)$$

Donde:

$p_0$  = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

$\Delta p_{prom}$  = incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

$p_c$  = presión de la pre-consolidación

$e_0$  = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

$C_c$  = índice de compresión

$C_s$  = índice de expansibilidad

$H_c$  = espesor de la capa de arcilla

Para el cálculo de  $\Delta p_{prom}$ :

$$\Delta p_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b) \quad (Ec. 97)$$

Donde  $\Delta p_t$ ,  $\Delta p_m$  y  $\Delta p_b$  son los incrementos de presión arriba, en medio y en el fondo del estrato de arcilla causados por la construcción de la cimentación.

Para el cálculo de índice de compresión  $C_c$ , es:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{P_2}{P_1}\right)} \quad (Ec. 98)$$

Donde:

$e_1$  y  $e_2$  son las relaciones de vacíos al final de la consolidación bajo esfuerzos  $P_1$  y  $P_2$  respectivamente.

Para el cálculo del índice de expansibilidad  $C_s$ , se tiene:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{P_4}{P_3}\right)} \quad (Ec. 99)$$

En base a la siguiente figura.

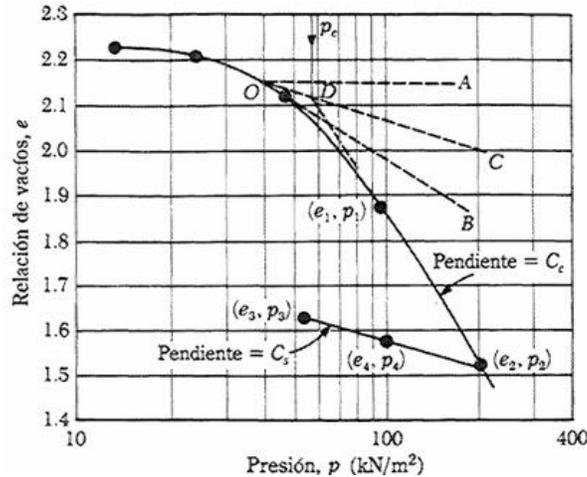


Figura 14 Curva  $e$ -log  $p$  para una arcilla suave. Fuente: PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

### 2.5.5 Revisión por estabilidad de conjunto

Además de las fallas mencionadas anteriormente, hay que tener en cuenta la falla por cortante superficial y falla por cortante profunda.

La falla por cortante superficial cilíndrica que pasa por el talón, con centro en O, que se encuentra por tanteo, el cual corresponde al factor de seguridad mínimo. Esta falla ocurre por un esfuerzo cortante excesivo, inducido a lo largo de la superficie cilíndrica del suelo.

El factor de seguridad contra deslizamiento horizontal es menor que el factor de seguridad obtenido mediante falla por cortante superficial. Entonces si  $FS_{deslizamiento}$  es mayor a 1.5, la falla por cortante superficial puede no ocurrir. (DAS, 1999)

La falla por cortante profunda ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica, como resultado de la existencia de una capa débil del suelo debajo del muro a una profundidad cercana a 1.5 veces el ancho del muro de retención. La superficie de falla a lo largo de la cual se obtiene el mínimo factor de seguridad crítica de deslizamiento. Para una pendiente de relleno con ángulo  $\alpha$  menor a 10 con respecto

a la horizontal, el círculo crítico de falla para aproximadamente por el borde del talón de la losa. El procedimiento utilizado es el desarrollado por Teng (1962). (DAS, 1999)

## 2.6 Normativa actual

En Chile, el hormigón debe cumplir las exigencias que solicita la NCH 430 of 2008, la cual rige actualmente. Esta norma publicada el año 2008, define los Requisitos de diseño y cálculo.

La norma chilena NCh 430 of 2008, está basada en norma estadounidense del American concrete institute del año 2005 (ACI 318-05).

Para el cálculo de acero de refuerzo, está la norma chilena NCh 204 of 2020 la cual describe el uso de Barras Laminadas en caliente para Hormigón Armado.

Complementando a las disposiciones de la NCh 430 of 2008 y NCh 204 of 2020, se encuentra el DS60 publicado el año 2010, luego del terremoto que afecto a Chile el mismo año. Este documento es una actualización que incluye parámetros de diseño y calculo, basados en la ACI 318-08.

De manera paralela, están las disposiciones del manual de carreteras. Este documento, perteneciente al Ministerio de Obras Públicas, incluye normas de diseño y construcción de carreteras, especificaciones técnicas, y recomendaciones para la seguridad vial.

## 2.6.1 Normativa utilizada para Modelos de Resistencia al Corte

### Unidireccional

#### 2.6.1.1 ACI 318

El Reglamento de Concreto Estructural, elaborado por el Comité ACI 318, sirve como un estándar fundamental en la industria de la construcción, definiendo los criterios esenciales para el diseño de estructuras de hormigón armado. Además de cubrir aspectos de diseño, aborda análisis estructurales, detalles de refuerzos y anclajes, directrices para inspección y pruebas, así como métodos para evaluar la resistencia de estructuras ya existentes (ACI 318-08).

Este reglamento es objeto de modificaciones periódicas por parte del Comité ACI 318, con el propósito de mejorar los estándares técnicos, organizar la información de manera más efectiva e integrar los avances en la ingeniería estructural.

Este capítulo proporciona un resumen de cómo han evolucionado las ecuaciones utilizadas en el diseño a corte según ACI 318, además de revisar las ediciones específicas seleccionadas para este análisis: ACI 318-08 y ACI 318-19.

##### 2.6.1.1.1 ACI/318-08

#### Método simplificado

Según el Reglamento, losas unidireccionales y vigas deben diseñarse con una resistencia a cortante tal que se cumpla con:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 100})$$

Donde:

$\phi$  es factor de reducción de resistencia

$V_u$  es fuerza cortante mayorada en la sección

$V_n$  es resistencia nominal para cortante, calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 101})$$

Donde:

$V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

$V_s$  es la resistencia nominal proporcionada por el refuerzo transversal.

Por lo tanto, si un elemento no posee refuerzo transversal, el esfuerzo es resistido solo por la contribución del hormigón. Mientras que, si un elemento sí lo posee, entonces se considera que una parte es resistida por el hormigón y el resto por el acero de refuerzo.

Donde, para elementos sometidos a cortante y flexión el ACI recomienda:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (\text{Ec. 102})$$

$$V_s = A_v f_{yt} \left( \frac{d}{S} \right) \quad (\text{Ec. 103})$$

Donde:

$\lambda$  = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión.

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.

$A_v$  = área de refuerzo de cortante con un espaciamiento  $s$ , mm<sup>2</sup>.

$f_{yt}$  = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal, MPa.

$S$  = espaciamiento medido centro a centro de refuerzo transversal, mm.

Este método se recomienda como una opción más rápida de predecir la contribución del hormigón.

#### Método detallado

De acuerdo con el método detallado en ACI 318-08, para miembros no pretensados, la contribución del hormigón se calcula con:

$$V_c = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} 0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \\ 0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \\ 0.29\lambda\sqrt{f'_c} \end{array} \right\} b_w d \quad (\text{Ec. 104})$$

Donde

$\rho_w$  = Cuantía del área de refuerzo  $A_s$  (área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm<sup>2</sup>) evaluada sobre el área  $b_w d$ .

$V_u$  = Fuerza cortante mayorada en la sección, N.

$M_u$  = Momento mayorado en la sección, N\*mm.

De no cumplir la ecuación del método simplificado para  $V_c$ , la sección deberá ser rediseñada, o si sumando al aporte del acero de refuerzo no se cumple con:

$$V_u = \phi(V_c + 0.66\lambda\sqrt{f'_c}b_w d) \quad (\text{Ec. 105})$$

### 2.6.1.1.2 ACI 318-S19

Los resultados de ensayos (Kuchma et al.2019) de miembros no preesforzados sin refuerzo de cortante indica que la resistencia a cortante medida, atribuida al concreto no aumenta en proporción directa con la altura del miembro. Este fenómeno se denomina “efecto tamaño”. Por ejemplo, si la altura del miembro se duplica, el cortante a la falla del miembro más alto puede ser menor al doble del cortante de la viga menos alta. (Sneed and Ramirez,2010).

Para miembros no preesforzados, cuando el acero de refuerzo a cortante es mayor al acero a corte mínimo requerido, se calcula  $V_c$  como:

$$V_c = \left\{ \begin{array}{l} 0.17\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \\ 0.66\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \end{array} \right\} b_w d \quad (\text{Ec. 106})$$

De lo contrario, si el acero de refuerzo al cortante es menor que el acero mínimo requerido, se calcula:

$$V_c = 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \quad (\text{Ec. 107})$$

En ningún caso  $V_c$  puede exceder  $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ , de igual manera el valor de  $\frac{N_u}{6A_g}$  no debe tomarse mayor que  $0.05 f'_c$ .

El factor de modificación por efecto de tamaño,  $\lambda_s$ , debe determinarse como:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.004d)}} \leq 1 \quad (\text{Ec. 108})$$

Con  $d$  en mm.

Para el cálculo del acero de refuerzo transversal con estribos debe cumplir con:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{Ec. 109})$$

En el caso que el refuerzo fuese barras formando una malla, se debe calcular como:

$$V_s = \min \left\{ \begin{array}{l} A_v f_y \text{sen } \alpha \\ 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 110})$$

Donde

$\alpha$  = es el ángulo entre el refuerzo y el eje longitudinal del miembro.

Para el cálculo del esfuerzo de corte último en ambos ACI, se consideró la combinación de carga con el valor más alto dentro de todas las combinaciones presentadas en la siguiente tabla. Cabe destacar que las combinaciones se repiten en ambos textos

*Tabla 9 Combinaciones de carga según ACI 318-08 y ACI318-19*

Combinación de carga	Carga primaria
$U = 1.4 D$	D
$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	L
$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0 L \text{ o } 0.5 W)$	$L_r \text{ o } S \text{ o } R$

$U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	$W$
$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$	$E$
$U = 0.9 D + 1.0 W$	$W$
$U = 0.9 D + 1.0 E$	$E$

### 2.6.1.2 Manual de carreteras

El manual de carreteras, volumen 3 sección 3.1003.4 MUROS DE CONTENCIÓN, llama a la norma AASHTO en su sección 5 donde aparecen las disposiciones y criterios de diseño para muros de contención, incluyendo métodos de modificaciones y complementos. En donde, estas disposiciones deben ser respetadas en su totalidad.

Dentro de los estudios de ingeniería básica aspectos geotécnicos para puentes, el MC entrega los requisitos generales del reconocimiento geotécnico para el estudio de fundaciones de puentes y obras anexas, en todo lo que no contradiga con esas disposiciones, regirá el artículo 5.3 de la norma AASHTO (DIRECCION DE VIALIDAD, 2022).

En primer lugar, para diseñar el muro, el manual de carreteras propone definir la altura del muro y la altura de diseño.

La altura del muro se define, dependiendo de los empujes laterales necesarios para que exista empuje activo. Para ello, el cálculo de diseño debe resistir el deslizamiento del suelo y el muro. En capítulos posteriores, define la cuña de falla del suelo natural.

Se considerará ambos factores de seguridad: deslizamiento y volcamiento. La estructura debe soportar ambos con un factor sobre 1.5 y 2 respectivamente.

Define los empujes sísmicos con el método Mononobe Okabe. Bajo estas condiciones los factores de seguridad por deslizamiento deben ser mayor a 1.1 y un factor de seguridad por volcamiento mayor a 1.15 veces el factor de seguridad por deslizamiento.

### 2.6.1.3 AASHTO

En su sección 5 AASHTO (OFFICIALS, 1996) define como seleccionar el tipo de muro, como muro de gravedad, muro de semi-gravedad, muro cantiléver no gravitacional, muros de paredes ancladas, muros de tierra estabilizados mecánicamente y muros modulares prefabricados.

Luego se evalúan las cargas presentes que tendrá el muro, la capacidad de soporte del suelo y las sobrecargas.

La carga de presión de suelo sobre muros rígidos depende del tipo y condición del relleno, la pendiente de la superficie, la fricción entre el muro y el suelo y la capacidad del muro

El desarrollo de un estado activo de tensión en el suelo detrás de un muro rígido requiere una rotación hacia afuera del muro alrededor de su base. La magnitud de la rotación requerida para desarrollar presión activa es función del suelo y las condiciones detrás del muro como se define en la Tabla 10.

*Tabla 10 relación entre el tipo de relleno y la rotación del muro para movilizar las presiones activas y pasivas del suelo detrás de los muros de contención rígidos*

Tipo y condición del suelo	Rotación de la pared $\Delta/H$	
	Activa	pasiva
Denso sin cohesión	0.001	0.020
Suelto sin cohesión	0.004	0.060
Cohesivo rígido	0.01	0.020
Cohesivo suelto	0.02	0.040

A continuación, se presenta una figura con el muro de contención rígido con los nombres de sus respectivos elementos en estudio según AASHTO.

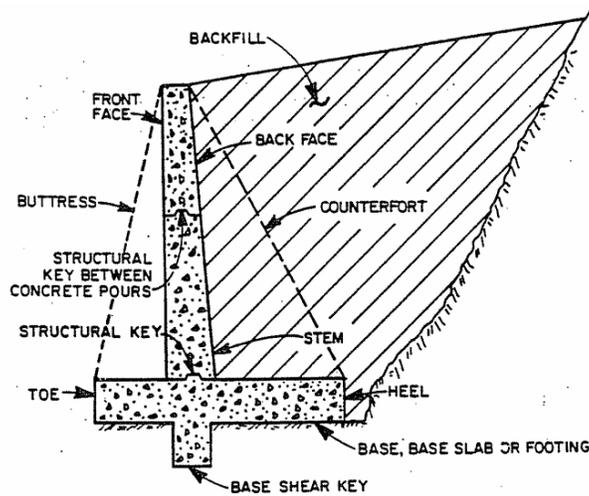


Figura 15 nombres usados en el diseño de un muro de contención rígido. Fuente: STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES

Las cargas presentes se factorizan de acuerdo con la Tabla 11 para verificar la estabilidad del muro y la capacidad de carga, deslizamiento y vuelco. La presión vertical del suelo debido a la carga muerta del relleno tendrá un factor de carga global  $\gamma\beta_E$ , de  $1.0 \gamma$ . (OFFICIALS, 1996)

Tabla 11 coeficientes de gamma y beta

grupo		$\gamma$	FACTORES DE $\beta$												
			D	$(L + I)_n$	$(L + I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE
Factor de carga de diseño	I	1.30	$\beta_D$	1.67	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0
	IA	1.30	$\beta_D$	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	IB	1.30	$\beta_D$	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0
	II	1.30	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	0
	III	1.30	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0
	IV	1.30	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0
	V	1.25	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	1	0	0
	VI	1.25	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	0	1	0	0
	VII	1.20	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	1	0

	VIII	1.30	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	1
	IX	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	1
	X	1.3	1	1.67	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0

Así, el esfuerzo de corte de diseño, está dado según las combinaciones de carga entregadas por la norma AASHTO en el punto 3.22 combinaciones de carga

$$\begin{aligned}
 GRUPO (N) = \gamma [ & \beta_D * D + \beta_L(L + I) + \beta_C CF \\
 & + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W \\
 & + \beta_{WL} WL + \beta_L * LF \\
 & + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ \\
 & + \beta_{ICE} ICE ]
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 111}$$

Donde:

$N$  = número de grupo

$\gamma$  = factor de carga entregado por la Tabla 11

$\beta$  = coeficiente de Tabla 11

$D$  = carga muerta

$L$  = carga viva

$I$  = carga viva de impacto

$E$  = presión de la tierra

$B$  = flotabilidad

$W$  = carga de viento en la estructura

$WL$  = carga de viento en carga viva

$LF$  = fuerza longitudinal de carga viva

$CF$  = fuerza centrípeta

$R$ = acortamiento del costado

$S$ = encogimiento

$T$ = temperatura

$EQ$ = terremoto

$SF$ = presión de caudal de corriente

$ICE$ = presión de nieve

Para el cálculo de resistencia al corte, AASHTO, al igual que ACI 318-08 y ACI318-19, señala en su apartado 8.16.6.1 que la resistencia que debe tener una estructura a corte es:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{Ec. 112})$$

Donde

$V_u$  es la resistencia necesaria de la estructura

$V_n$  es la resistencia nominal.

El cálculo de  $V_n$  se calcula en el apartado 8.16.6.1.1 como la suma de las contribuciones de corte de hormigón y de acero de refuerzo al corte, es decir:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 113})$$

Donde:

$V_c$  es la contribución del concreto al esfuerzo de corte

$V_s$  es la contribución del acero al esfuerzo de corte.

Por un lado, el cálculo de  $V_c$ , en su apartado 8.16.6.2, se hace a través de la ecuación:

$$V_c = \left( 1.9 * \sqrt{f'c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (\text{Ec. 114})$$

O

$$V_c = 2\sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{Ec. 115})$$

Donde:

$f'c$  = es la calidad del hormigón en MPa.

$V_u$  = esfuerzo de corte ultimo mayorado.

$M_u$  = momento ultimo mayorado.

$b_w$  = ancho efectivo de la estructura sometida al esfuerzo de corte.

$d$  = distancia útil sometida a esfuerzo de corte (0.8 veces el ancho neto).

Por otro lado  $V_s$  en su apartado 8.16.6.3.2, es calculado mediante:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{Ec. 116})$$

Donde:

$A_v$  = área de corte del acero de refuerzo.

$f_y$  = límite de fluencia del acero.

$d$  = distancia útil sometida a esfuerzo de corte (0.8 veces el ancho neto).

$s$  = espaciamiento entre acero.

Donde el  $A_v$  es calculado según 8.19.1.2, como:

$$A_v = \frac{50b_w s}{f_y} \quad (\text{Ec. 117})$$

A continuación, se presenta una tabla comparativa resumen de las normativas utilizadas, en donde se presentan las principales diferencias.

Tabla 12 comparativa de ecuaciones de cada normativa

ACI 318-08		ACI318-19		AASHTO	
Vc	Vs	Vc	Vs	Vc	Vs
$0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.17\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \\ 0.66\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \end{array} \right\} b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$	$2\sqrt{f'_c} b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$

## 2.7 Estado del arte

El diseño de muros de contención es esencial para soportar taludes en diversas situaciones, como la construcción de caminos, el paso de ríos o la prevención de deslizamientos en áreas urbanizadas. La importancia de estudiar elementos sometidos a fuerzas de corte no solo es relevante en Chile, sino también a nivel global. Por ejemplo, Jayasinghe, Gunawardena y Mendis (Jayasinghe et al., 2022) realizaron un estudio sobre la "evaluación de resistencia al corte de vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte", mientras que Moehle (Moehle, 2020) abordó los "cambios clave en la edición 2019 del código de construcción ACI (ACI 318-19)". En este contexto, el código propuesto por el American Concrete Institute (ACI) en 2019, conocido como ACI 318-19, ha adquirido gran relevancia, con diversos estudios internacionales que validan sus disposiciones, tales como la cantidad, posición y tipo de refuerzos (PORTILLO, 2023).

Además, una revisión exhaustiva de la literatura revela que muchos investigadores están experimentando con nuevos materiales para optimizar las estructuras, reducir la contaminación ambiental y aumentar la capacidad de carga. Ejemplos de esto incluyen el estudio realizado por Al-Hamrani (Al-Hamrani et al., 2021) titulado "Evaluación de concreto ecológico para una economía circular: una revisión sobre sostenibilidad, durabilidad y propiedades estructurales", y los estudios de Aguilar (2020), sobre la "resistencia al corte de miembros de hormigón" y los "factores profesionales basados en datos para la resistencia al corte unidireccional según ACI 318". Asimismo, Aminpour y Memari (2024) realizaron investigaciones sobre "la capacidad de los compuestos con nuevos materiales basados en ecuaciones de diseño para muros de concreto y mampostería". Estos estudios a menudo se basan en las primeras normas del ACI, como la publicada en 1941, que, aunque proporcionó resultados confiables, fueron algo sobreestimados, pero sentaron las bases para futuras mejoras en las ecuaciones.

Para validar las normativas, se han realizado experimentos y comparaciones con los resultados del ACI. Ejemplos de estas normativas incluyen la NEC (Normativa

Ecuatoriana de Concreto), la EN-1992 (Euro-Norma de 1992) y la TS 500 (Turkish Standard). Los resultados obtenidos mediante el ACI son consistentemente precisos y cuentan con un factor de seguridad que ofrece una medida de incertidumbre en la construcción. Además, se han realizado comparaciones entre el ACI y técnicas de inteligencia artificial, como redes neuronales (ANN) y redes neuronales basadas en enjambre de partículas (PSOFNN), que proporcionan resultados a partir de aprendizajes previos.

En cuanto al cálculo de esfuerzo de corte, diversos estudios han analizado, comparado y evaluado los códigos mediante experimentación real. Entre estos se incluyen: “Comportamiento de columnas de hormigón armado bajo fuerzas de corte biaxiales basado en ACI 318”(Massone & Correa, 2020), “Evaluación de la resistencia nominal al corte de una columna de hormigón armado” (Larasati & Alrasyid, 2021), “Evaluación de resistencia al corte de vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte” (Jayasinghe et al., 2022), “Investigación de confiabilidad de las ecuaciones de resistencia al corte en TS500 y ACI318-19”(Gullu & Mohammed, 2021), “Análisis comparativo de la normativa dispuesta en la ACI 318-19 para el diseño de muros a corte, frente a la NEC-15” (Banshuy et al, 2024), “Predicción de la resistencia al corte de losas de hormigón armado de 2 espesores: comparación entre estudios experimentales y analíticos” (Zufarihsan et al., 2023), “El umbral para secciones de hormigón poco reforzado propuesto por ACI 318, EC2 y BS8110” (Panjehpour et al., 2021)y “Análisis estructural empleando vigas banda en un edificio de baja altura con el código ACI 318-19 y la norma NEC 15” (Cabrera et al., 2023). Estos estudios abarcan diversos aspectos del corte y punzonamiento de losas, corte de vigas y columnas, y análisis de muros cortos.

Además, se han realizado investigaciones sobre la confiabilidad de los resultados obtenidos con el ACI 318-19 mediante métodos estadísticos, los cuales han confirmado la precisión de estos resultados. En el ámbito específico de los muros de contención, Zevgolis y Bourdeau (2010) llevaron a cabo un análisis probabilístico titulado “Probabilistic analysis of retaining walls” utilizando el método de Montecarlo. Este análisis determinó funciones de distribución de probabilidad y correlación en

las fallas de los muros, revelando que la capacidad de carga presenta mayor incertidumbre en comparación con el deslizamiento y la excentricidad. Además, las probabilidades de falla no son lineales, lo que implica que los factores de seguridad no escalan de manera proporcional, con un impacto significativo del grado de correlación en la probabilidad de falla del sistema. (Zevgolis & Bourdeau, 2010)

Algunos de los estudios relacionados con ACI y el corte en estructuras que se revisaron en el presente estudio se describen en la siguiente figura.

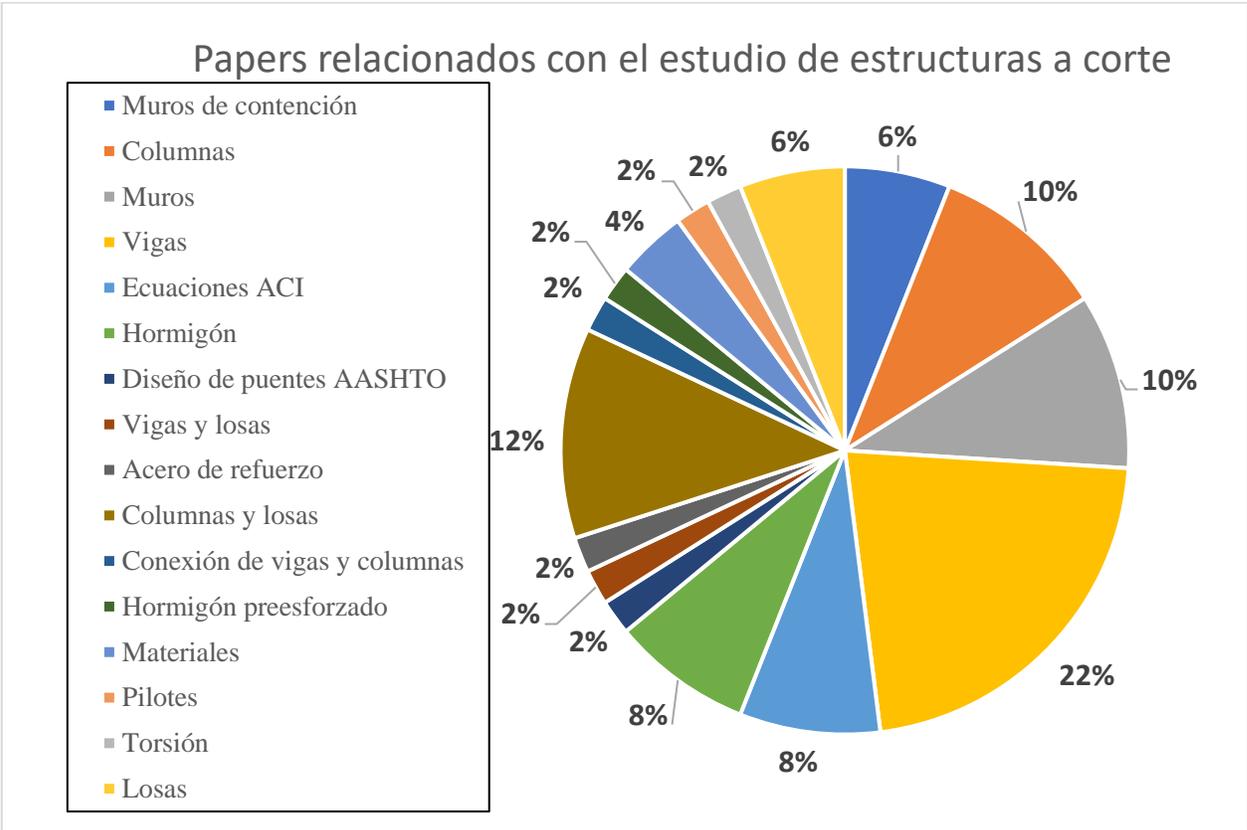


Figura 16 Papers investigados para evaluar estado del arte. Fuente: ELABORACION PROPIA.

En la Figura 16 se presentan 50 de los papers estudiados entre los cuales se estudia corte y punzonamiento de columnas en losas, corte de vigas, corte de columnas, corte de pilotes, evaluación de muros de contención, evaluación de cambios de ecuaciones a corte de ACI 318-08 Vs ACI 318-19, evaluación de corte de estructuras

de hormigón, evaluación de ecuaciones a corte de norma AASHTO, evaluación de contribución de acero de refuerzo en elementos de hormigón, evaluación de corte en vigas y losas, evaluación a corte de conexiones vigas y columnas, evaluación a corte de estructuras de hormigón preesforzado, evaluación a corte de materiales nuevos, evaluación a corte de pilotes por torsión y evaluación a corte de losas los cuales se detallan en estado de la práctica.

## 2.8 Análisis del estado del arte en la investigación de resistencia al corte en elementos de hormigón armado.

A través de una investigación de la literatura existente publicada en diferentes sitios como por ejemplo PCI journal, TUDELFT, MDPI, IBRACON, ACI Structural journal, IREA, Engineering Structures, Journal Of Civil Engineering, entre otros. Encontramos una serie de artículos publicados, relacionados no solo con los muros de contención, sino con elementos que han sido estudiados frente a la reacción a fuerzas cortantes, como es el caso de muros, vigas, columnas, etc. Sin embargo, información sobre muros de contención solo es posible apreciarla en informe que datan de más de 10 años, en donde se evalúan factores externos del muro.

Además, al buscar información de la nueva normativa sobre muros de contención, no encontramos información del tema. Es por esto, que el presente informe, entrega la información recabada de 50 papers con información relacionada con fuerzas de corte, muros de contención, normativa ACI 318-08, normativa ACI 318-19.

Dentro de los estudios revisados sobre la resistencia al corte de estructuras de hormigón armado, se han evaluado diversas estructuras bajo varias normativas, tales como ACI 318-19, AASHTO, TS500, EC2, BS8110, CSA, NEC 15, EC 8-2004, SMCFT, y utilizando también técnicas de inteligencia artificial, como PSOFNN (referencia). De las estructuras evaluadas, un 70 % del total fue analizado bajo la normativa ACI 318-19, mientras que el 30 % restante empleó otras normativas vigentes (referencia).

En primer lugar, se encuentran estudios que analizan los cambios en el ACI 318-19 respecto a sus ediciones anteriores. Un ejemplo es la publicación titulada "Cambios más notables de ACI318-14 a ACI 318-19 Prefabricados de Hormigón" (Ghosh-Brewe, 2024). En este estudio, se describen los cambios en la edición de 2019 del código de construcción para concreto estructural (ACI 318-19) y sus comentarios (ACI318R19), en comparación con ACI 318-14. Los autores realizaron una

evaluación teórica sobre el reconocimiento del efecto del tamaño en la resistencia al corte proporcionada por el hormigón, las ecuaciones de resistencia al corte para muros ordinarios y especiales, entre otros. La conclusión a la que llegaron es que, en ACI 318-14 y ediciones anteriores, la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto en vigas no pretensadas y losas unidireccionales se determinaba mediante ocho ecuaciones diferentes. En cambio, ACI 318-19 reemplaza estas ecuaciones por solo tres, que dependen de si el área de corte es mayor o menor que el área de corte mínimo.

De manera similar, Jack P. Moehle, en su investigación "Cambios claves en la edición 2019 del código de construcción ACI (ACI 318-19)"(Moehle, 2023), comenta los cambios en el ACI en las últimas dos ediciones, abordando aspectos como el refuerzo de integridad estructural, las disposiciones de las losas en dos direcciones, el refuerzo colgante para vigas, la eliminación de disposiciones para columnas compuestas, la resistencia al corte en el plano de las paredes, las cimentaciones profundas, entre otros. Moehle concluye que ACI 318-19 introduce un conjunto de nuevas ecuaciones simplificadas para la resistencia al corte unidireccional, aplicables a vigas, losas y muros no pretensados cargados fuera del plano. Estas ecuaciones incluyen un efecto de tamaño para las secciones que no tienen una mínima cantidad de refuerzo de cortante.(Moehle, 2023)

En marzo de 2020, Aguilar et al. (2020) publicaron el estudio "cambios recientes, desafíos y posibilidades", donde se muestra que existen varios modelos para el cálculo de esfuerzos de corte según distintas normativas. A partir de la recopilación de datos, se desarrollaron seis propuestas para el corte unidireccional, además de considerar el método puntal y tirantes tensor, a la espera de actualizaciones para el diseño bidireccional de corte (Aguilar et al., 2020).

Otro estudio relevante es el titulado "Factores profesionales basados en datos para la resistencia al corte unidireccional según ACI 318"(Aguilar et al., 2023). En este estudio, se intentó describir factores profesionales basados en datos que caracterizan los modelos analíticos anteriores y nuevos del ACI 318 para la resistencia al corte unidireccional. Los resultados indicaron que las nuevas

ecuaciones de corte unidireccional ACI 318-19 representan una mejora para toda la gama de elementos, especialmente para aquellos sin refuerzo de corte.

En el año 2020, se publicó "Evaluación de la confiabilidad del factor de reducción de resistencia ACI 318 para corte unidireccional" (Aguilar et al., 2020). En este estudio se realizó una simulación de Monte Carlo, y se revisaron las consideraciones sobre la incertidumbre en la profundidad efectiva, específicamente para la resistencia al corte unidireccional. Se analizó una base de datos de ACI 445. Los resultados mostraron que las disposiciones del ACI 318-19 representan una mejora importante en el diseño de corte unidireccional para miembros sin refuerzo a corte, además de una mejora significativa en la confiabilidad para miembros descritos como exceptuados del umbral típico para requerir un esfuerzo cortante mínimo.

En el año 2023, se publicó el estudio "Modificaciones del ACI 318 del método de diseño a corte para miembros de concreto pretensado: método detallado" (Lee et al., 2023), en el cual se evaluaron tres ejemplos de diseño a corte y se propusieron cambios para el método detallado. Se eliminó el efecto de carga muerta, el momento factorizado y la fuerza de corte debido a la carga aplicada, que fueron posteriormente factorizados. Se introdujo un coeficiente  $K$  para abordar el efecto de la tensión de refuerzo. Como conclusión, se propusieron dos ecuaciones para el esfuerzo de corte flexural ( $V_{ci}$ ) y dos para el esfuerzo de corte web ( $V_{cw}$ ).

Otras investigaciones sobre esfuerzo cortante se han evaluado columnas de hormigón armado, como el estudio de Massone-Correa. (2020), quienes realizaron un análisis experimental sobre columnas bajo fuerzas biaxiales según las normas ACI 318-14 y ACI 318-19, observando que las disposiciones ACI 318-19 mejoran la predicción de las capacidades de corte biaxial, aunque no evaluaron la resistencia del hormigón y el acero a compresión (Massone-Correa, 2020).

Larasati et al. (2021) publicaron un estudio sobre la resistencia nominal al corte de columnas de hormigón armado, comparando los métodos ACI318 y SIN 2847. Encontraron que los métodos detallados de ACI y SIN son más conservadores que

otros enfoques para la resistencia nominal al corte, aunque no evaluaron las columnas bajo esfuerzos sísmicos (Larasati & Alrasyid, 2021).

Por otro lado, Gullu et al. (2021), en su investigación sobre la confiabilidad de las ecuaciones de resistencia al corte en TS500 y ACI 318-19, encontraron que las ecuaciones del TS500 tuvieron un mejor desempeño en comparación con las del ACI 318-19 para el análisis de columnas de hormigón armado rectangulares. Sin embargo, su estudio se limitó solo a las columnas y no incluyó vigas, muros o losas (Gullu & Mohammed, 2021).

En el ámbito de la mejora de los métodos de diseño, Fakhroo (2022) propuso una mejora en las relaciones de resistencia al corte para el diseño sísmico de columnas de hormigón armado, donde se compararon las ecuaciones de capacidad de corte del ACI 318-19 con los resultados de una base de datos de columnas. Los resultados indicaron que el método detallado era ligeramente mejor que el simplificado, aunque las disposiciones del ACI subestimaban significativamente la capacidad de corte real de las columnas (Fakhroo, 2022).

María C. Olaya et al. (2023), en su publicación “Métodos de evaluación de la resistencia para columnas rectangulares de hormigón armado con resistencia crítica al corte”, realizaron la investigación utilizando una base de datos de 38 columnas rectangulares y cuadradas de gran tamaño sometidas a esfuerzos laterales, utilizando 10 métodos de literatura para evaluar falla por corte o flexión. Los resultados mostraron que el método de Pan-li (2013) y el método incorporado en la norma ASCE/SEI 41-13 (2014) tienen las mejores capacidades predictivas. Los refinamientos hechos por Priestley et al. (2007) a Priestley et al. (1994) fueron insignificantes, y en el caso de ASCE/SEI 41-17, lo empeoraron (Olaya et al., 2023)

Kuchma et al. (2008), en su investigación “*Disposiciones sobre cizallamiento LRFD de la AASHTO Especificaciones de diseño de puentes*”, resumieron los resultados de la simplificación del método de diseño a corte de las especificaciones de AASHTO LRFD para puentes. Tras notar diferencias con la norma AASHTO de diseño de puentes, evaluaron distintas formas de calcular el esfuerzo de corte, concluyendo que no es posible hacer una evaluación completa de la idoneidad de

las disposiciones de diseño existentes utilizando los resultados de los datos de pruebas experimentales de laboratorio. Sin embargo, estos resultados son útiles para comparar las resistencias requeridas, ya que no se trabajó con cargas de campo, solo con cargas de laboratorio (Kuchma et al., 2008)

Además, no solo se evalúan esfuerzos de corte en columnas, sino que también se estudia la “transición entre esfuerzo cortante y punzonamiento en losas de hormigón armado”(de Sousa et al., 2023). Para ello, se realizó una revisión y predicción con expresiones del código ACI 318-19. Este estudio, publicado en TUDELFT: Delft University of Technology, revisó los mecanismos de falla por corte y punzonamiento de losas unidireccionales bajo cargas concentradas probadas, para predecir la carga última. Se utilizaron expresiones del ACI y 160 resultados de prueba, considerando las cargas concentradas y cortantes en el momento de la falla, así como la posición de la carga, el ancho de la losa y las razones del refuerzo. Se encontró que las fallas por corte pueden ocurrir dependiendo de la esbeltez de la losa, la relación de ancho de la losa y el tamaño de la carga. Las fallas por corte pueden ocurrir para una relación de esbeltez menor a 3 y por punzonamiento mayor a 5. Además, la capacidad por corte probada de las losas bajo cargas concentradas no aumenta al aumentar la esbeltez por corte, pero la capacidad última de las losas unidireccionales bajo cargas concentradas aumenta hasta cierto límite al aumentar la relación espesor de losa y el tamaño de la carga, debido a un límite superior para el ancho de corte efectivo.

Por su parte, Israa A. Abbood y el Prof. Dr. Ahmed Faleed Al-Bayati realizaron una “evaluación de resistencia al corte por punzonamiento de losas planas de hormigón reforzado con fibra de acero: revisión de literatura y evaluación de códigos de diseño” (Abbood & Al-Bayati, 2021). Realizaron una revisión bibliográfica de investigaciones experimentales y evaluaron los cálculos de corte por punzonamiento de los códigos ACI 318-19, EC2 y BS8110, encontrando que la adición de fibras de acero al hormigón aumenta la capacidad de corte por punzonamiento, reduciendo el ancho de la grieta hasta un 70% y retrasando la formación de grietas por cizallamiento. Sin embargo, los códigos evaluados no

consideran la contribución de la resistencia de las fibras de acero, proporcionando predicciones dispersas y conservadoras sobre el corte por punzonamiento de las losas de SFRC en columnas internas.

Al-Jabar-Kadhim (2023), en su estudio titulado “Mejora de la capacidad de resistencia a punzonamiento de losas planas: revisión de técnicas de refuerzo y reparación”(Al-Jabar-Kadhim, 2023), evaluaron diversas técnicas de refuerzo y reparación de losas. Concluyeron que las técnicas de fortalecimiento mostraron mejores resultados que las de reparación, incrementando su mejora entre un 30% y un 99% dependiendo del tamaño del área a mejorar. Sin embargo, no se definió una ecuación que describa los resultados obtenidos, lo que les resta consistencia a sus conclusiones.

Continuando con la línea, Genikomsou, en su publicación titulada “Evaluación de daños sísmicos en conexiones entre losas y columnas de hormigón armado: revisión de datos de prueba, disposiciones del código y modelos analíticos”, realizó un análisis utilizando datos experimentales de conexiones losa-columna interiores, tanto sin como con refuerzo de corte (106 muestras). Estos datos fueron comparados con los códigos ACI 318-19, EC 2, y EC 8-2004. Se obtuvo que la falla por cizallamiento o punzonado ocurrió para un GSR (gravity shear ratio) de 0.2 a 0.9, mientras que la falla por flexión-punzonado (fp) ocurrió para valores de GSR inferiores a 0.5. Sin embargo, se concluyó que en este estudio son necesarias pruebas adicionales que consideren dimensiones y refuerzos de corte más realistas e incluyan conexiones de esquina y borde (Genikomsou, 2024).

De igual forma Wahab et al. (2024), en su investigación titulada “Análisis comparativo de modelos de predicción de resistencia al corte para uniones entre losas y columnas de hormigón armado”, realizó una comparativa utilizando una base de datos de 610 muestras con datos de 7 parámetros, comparados en relación con los códigos de diseño y otros modelos de aprendizaje automático. Se concluyó que PSOFNN proporcionó resultados altamente precisos con un  $R^2$  de 99.37%, un MSE de 0.0275% y un MAE de 1.214%. Además, se observó que el ACI tiene una

ligera tendencia a subestimar el esfuerzo cortante por punzonamiento (Wahab et al., 2024).

En la investigación titulada “Corte y punzonamiento según la teoría de grietas críticas por corte: antecedentes, desarrollos recientes e integración de códigos”, se presenta un marco histórico del desarrollo de la teoría, discutiendo la derivación de soluciones cerradas basadas en CSCT y su integración en las expresiones estándar europeas actuales. Los autores concluyeron que la teoría es un método ampliamente validado por diferentes investigadores alrededor del mundo, y es la base del sistema suizo para estructuras de hormigón armado. El trabajo realizado en los últimos años ha refinado las fórmulas para corte y punzonamiento (Muttoni & Simões, 2023).

Otra investigación relevante es la titulada “El umbral para secciones de hormigón poco reforzado propuesto por ACI 318, EC2 y BS8110”, analiza una sección transversal de hormigón armado con un diagrama de distribución de deformaciones sobre la sección para tres estados: poco reforzada, equilibrada y sobreesforzada, utilizando un enfoque teórico. El estudio encontró que el ACI 318-19 proporciona un umbral más preciso para distinguir las secciones transversales de RC subreforzadas y sobrerreforzadas, mientras que el EC2 ofrece un umbral menos preciso, y el BS 8110 se encuentra entre ambos. Sin embargo, no se optimizó el rango de ductilidad para la construcción de edificios (Panjehpour et al., 2021).

En otra publicación titulada “Revisión de comportamiento sísmico de elementos de hormigón de ultra alto rendimiento: revisión del estado del arte y base de datos de ensayos y tendencias” (Elmorsy-Hassan, 2021), se realizó una revisión crítica de la investigación experimental sobre el rendimiento sísmico de los componentes estructurales de UHPC, utilizando una base de datos completa de 142 cargas cíclicas. Se concluyó que el UHPC mejora la capacidad de servicios, la resistencia, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía bajo cargas sísmicas, promoviendo su uso en regiones de alta sismicidad, especialmente en puentes y edificios altos. Sin embargo, los resultados no fueron comparados con las normas de FHWA, ACI, ni AFGC.

Por otro lado, también existen varias investigaciones sobre el esfuerzo de corte en vigas, como por ejemplo “Evaluación de resistencia al corte de vigas de hormigón armado sin refuerzo de corte” (Jayasinghe et al., 2022). En este estudio se comparó la normativa de corte de elementos de hormigón armado entre la norma australiana AS 3600 y el ACI318-19, en relación con los resultados de una red neuronal artificial (ANN). Se evaluaron 1237 ensayos de vigas esbeltas sin refuerzo al corte y se compararon con ambos métodos, obteniendo que la ecuación de diseño a corte unidireccional del ACI 318-19 mostró una precisión apreciable. Además, se observó que el factor de tamaño funciona bien con miembros profundos y que se puede predecir un esfuerzo de corte relativamente consistente con  $(\rho w)^{1/3}$ .

Otra investigación sobre esfuerzo de corte en vigas es la titulada “Predicción de la deflexión de vigas de hormigón armado considerando el efecto de corte”. En este estudio, se propone un método para evaluar el efecto de corte en vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzo de flexión. Para ello, se comparó el método con los resultados experimentales existentes en la literatura para su verificación, obteniendo que la deflexión calculada usando el ACI 318-19 subestimó la deflexión real en aproximadamente un 33%, mientras que la deflexión obtenida por el método propuesto predijo los resultados experimentales con relativa precisión (Kim & Kim, 2021).

En otro estudio titulado “Una fórmula propuesta para predecir el efecto del tamaño sobre la resistencia al corte de vigas de hormigón sin agregado grueso” (Christianto et al., 2022), se propuso una fórmula para predecir el efecto de tamaño sobre la resistencia al corte de vigas de hormigón sin árido grueso. Para ello, se evaluó una serie de probetas de viga sin agregado grueso con un ancho de 6 cm, un largo de 110 cm, una relación  $a/d$  de 2.744 y tamaño máximo del agregado de 0.6 mm. Se obtuvo que los resultados de la prueba muestran que el efecto del tamaño está de acuerdo con la ley del efecto del tamaño de Bažant. Se realizaron modificaciones a la fórmula existente para proporcionar una predicción más precisa. Sin embargo, no se evaluó el efecto del tamaño de los áridos utilizados para las probetas, por lo que no se pudo afinar la ecuación según el  $D_a$  de la muestra de cada probeta.

Por su parte, Shyamala, (Shyamala, 2022) realizó un estudio llamado “Impacto del refuerzo y geometría de vigas profundas: investigación perspectiva” (Shyamala, 2022). En este estudio, se realizó una evaluación de falla para vigas profundas de hormigón armado. Se evaluaron experimentalmente vigas profundas de distintas dimensiones (L/D) y relaciones entre la luz y profundidad de la viga, con refuerzo de acero longitudinal en distintas distribuciones. Se concluyó que el modo de falla de todas las vigas fue por corte, seguido de aplastamiento del concreto en la parte superior de los puntales. Sin embargo, la cantidad y disposición de estribos fue constante durante toda la prueba, por lo que no se evaluó la influencia de la variación de estos.

Godat et al. (2020) realizaron una “Revisión del estado del arte de vigas de hormigón armado reforzadas con FRP ancladas: un estudio de los factores que influyen”. Para este estudio, se analizaron los parámetros que tienen una mayor influencia en la contribución al corte del FRP, comparados con las pautas de diseño de ACI, BS, fib, CNR, y CIDAR. Se concluyó que la efectividad de las técnicas de anclaje sobre la contribución al corte del FRP fue variable, y que la técnica de anclaje de cuerdas de FRP proporcionó mayor resistencia al corte. Además, se observó que la resistencia al corte promedio del FRP es un 5% mayor que las mediciones experimentales. Sin embargo, no se logró crear una predicción de las pautas de diseño con FRP sin anclaje (Godat et al., 2020).

Continuando con la misma línea, Sagheer et al. (2023), realizaron un estudio sobre “Comportamiento estructural de vigas de hormigón armado fabricadas con áridos reciclados de producción local en los Emiratos Árabes Unidos”. Para este estudio, se realizó un programa dividido en tres fases: la primera evaluó las características físicas y mecánicas de los áridos reciclados (AR), la fase 2 abordó el diseño de la mezcla, y la fase 3 estudió la resistencia a flexión y corte de los elementos. Como resultado, las seis vigas estudiadas a corte presentaron fallas frágiles debido a la aparición de grietas de corte inclinadas, relacionadas con la relación luz-corte y profundidad de las vigas. Las vigas con mayor resistencia del hormigón presentaron una capacidad de corte mejorada, con una diferencia de 18.5% en las vigas con

50% de control de AR y 24.7% en las vigas con 100% de control de AR. Sin embargo, el estudio solo se realizó mediante el método simplificado y no se evaluó el método detallado de corte del ACI 318-19 (Sagheer et al., 2023).

Alshboul et al. (2022) realizaron un estudio sobre “Modelo basado en aprendizaje automático para predecir la resistencia al corte de vigas esbeltas de hormigón armado sin estribos”. En este estudio, se estudiaron las variables potenciales más significativas en la resistencia al corte de SRCB-WS, utilizando una base de datos de 784 muestras de literatura para entrenar y probar el algoritmo. Luego, se comparó este modelo con el ACI 318-19, obteniendo estadísticos como MAE, RMSE, MAPE y  $R^2$ , que mostraron que el modelo propuesto tiene una precisión superior respecto a las ecuaciones del ACI. En relación con el corte, el modelo propuesto alcanzó un  $R^2$  del 95%, mientras que otros modelos obtuvieron un 92% y 88% de precisión (Alshboul et al., 2022).

Otro estudio sobre corte en vigas es el titulado “Medición de la resistencia al corte del hormigón simple utilizando el modelo de viga flexión y su comparación con la fórmula propuesta por el ACI 318-19”. En esta investigación, se realizó un análisis comparativo de las vigas de hormigón sometidas a corte experimentalmente, cuando existe refuerzo longitudinal, pero no transversal, utilizando la fórmula propuesta por ACI 318-19. Se concluyó que en todos los casos estudiados, donde la relación  $a/d$  es próxima a 1, la resistencia al corte del hormigón supera de 3 a 5 veces los valores indicados en la norma ACI. En todos los ensayos, la viga falló por corte antes que por flexión, con una grieta de  $45^\circ$  que inició en el apoyo donde se aplica la carga puntual (Aguilera et al., 2021).

Por su parte, Cabrera y Pilamonte, en su investigación titulada: “Análisis estructural empleando vigas banda en un edificio de baja altura con el código ACI 318-19 y la norma NEC 15, ubicado en la parroquia Cotollao”, en donde realizaron un análisis estructural de las vigas banda utilizando la normativa vigente de Ecuador, NEC 15 y ACI 318-19. Los resultados mostraron que las vigas banda no fallan por corte, siempre que se mantenga la separación adecuada de estribos, pero requieren secciones más grandes para cumplir con los requisitos derivados de los efectos

inelásticos. Además, las vigas banda con luces superiores a 6 metros presentaron deflexiones mayores a las permitidas por el ACI. En las vigas banda, la cantidad de acero por metro cúbico es menor que la requerida en vigas descolgadas. Cabe destacar que no se evaluaron los efectos de las vigas banda en edificios de gran altura (Cabrera-Pilamonte, 2023).

Singh y Singh publicaron el artículo titulado: "Modelos de resistencia al corte para vigas de hormigón reforzado con fibras de acero: situación actual", en el que compararon varios estudios sobre resistencia al corte en hormigón autocompactante (HAC) y hormigón vibrado normalmente (HNC). Concluyeron que el HAC es más rentable y respetuoso con el medio ambiente, ya que no necesita vibración para asentarse, lo que ahorra tiempo en la preparación. El ACI enfatiza en límites como la relación de longitud de corte con la profundidad y la resistencia del hormigón, sin importar el impacto de la proporción de acero longitudinal. En cambio, el código canadiense se centra en la resistencia a compresión del hormigón. El modelo presentado por Singh en 2016 fue considerado conservador en la resistencia al corte del hormigón con fibras de acero. Cabe destacar que todos los resultados obtenidos fueron a partir de literatura y cálculos teóricos (Singh & Singh, 2021).

También está el estudio realizado por Amiri et al. (2023), titulado: "Revisión y análisis de códigos y pruebas experimentales para vigas de acoplamiento de acero y reforzadas con acero: avances en el diseño canadiense", publicado en la *Pacific Conference on Earthquake Engineering 2023*, en Vancouver, Columbia Británica. En este estudio, se realizó una revisión de artículos experimentales existentes sobre 33 SCB y SRCB (vigas de acoplamiento de acero y vigas reforzadas con acero). Se obtuvo que, dado el diseño canadiense de muros de corte acoplados, se deben diseñar para la sobrerresistencia en las vigas de acoplamiento, sugiriendo considerar un valor de sobrerresistencia de 1.2 para el diseño de SCB y SRCB (Amiri & Tobber, 2023).

Una publicación titulada "Investigación experimental de conexiones de vigas y columnas de hormigón armado exterior sometidas a cargas inversas" (Wongkaew,

2022), reporta que en un experimento con 8 subconjuntos de vigas y columnas de hormigón armado a escala real, 4 para cada detalle dúctil y no dúctil, sometidos a cargas cíclicas cuasi-estáticas, se concluyó que las uniones con detalles dúctiles se desempeñan sísmicamente mejor que las no dúctiles en términos de carga última, rigidez, disipación de energía, ductilidad y modos de falla.

En algunas investigaciones sobre el corte en muros, destaca el estudio de Al-Bayati (2023), titulado "Resistencia al corte de muros cortos de hormigón armado". En este estudio se utilizó una red neuronal artificial (ANN) para predecir la resistencia al corte de 487 muros cortos, comparando el método de puntal y amarre con análisis de regresión lineal. El modelo ANN obtuvo una mejor correlación con los datos existentes en comparación con el método de puntal y tirante, con un promedio de resistencia estimada medida (AVG) de 1.01, un coeficiente de variación de 0.1 y una correlación de 0.98(Al-Bayati, 2023)

Otro estudio es el titulado "Evaluación de las disposiciones del ACI 318-19 para marcos de momentos especiales y muros estructurales especiales utilizando datos de las pruebas de pisos de E-Defense". Este estudio utilizó datos de una construcción de hormigón armado de 10 pisos probados en una mesa vibratoria en Japón. Se compararon los anchos efectivos de las alas en voladizo de las vigas con los requeridos por el ACI 318-19 y se evaluaron las demandas de cortante de la unión viga-viga-pilar, encontrando que las demandas de cortante calculadas utilizando los anchos efectivos de ala determinados experimentalmente fueron similares a los valores calculados utilizando los requisitos del ACI 318 (Unal et al., 2023).

Otro estudio de corte en muros es el de Sakr et al. (2023), titulado "Una revisión sobre los tipos de vigas de acoplamiento en muros de corte acoplados". Los investigadores evaluaron las ventajas y desventajas de las vigas de acoplamiento de hormigón armado, proponiendo soluciones alternativas como las vigas de acoplamiento de acero removible. El estudio destacó que estas vigas removibles podrían actuar como un "fusible" en la parte central de la viga, siendo reemplazables después de un terremoto (Sakr et al., 2023).

En cuanto al análisis comparativo de normas, (Banshuy et al., 2024), realizaron el estudio “Análisis comparativo de la normativa dispuesta en la ACI 318-19 para el diseño de muros a corte, frente a la NEC-15”. Se realizó un análisis cuantitativo y descriptivo de la norma ACI 318-19 con respecto a la NEC-15, utilizando un modelo arquitectónico de siete pisos. El estudio concluyó que la implementación de muros de corte aporta rigidez al sistema estructural y permite vigas y columnas de menores dimensiones. Además, se observó que el ACI 318-19 es más riguroso y presenta más consideraciones en comparación con la NEC-15.

Por su parte, Aminpour-Memari (2024) llevaron a cabo un estudio titulado “Evaluación de la capacidad de los compuestos con nuevos materiales basados en ecuaciones de diseño para muros de concreto y mampostería”. Este estudio, basado en resultados experimentales, utilizó ecuaciones del ACI de 1941 para sobre dimensionar las capacidades de los materiales, concluyendo que la esbeltez y la elasticidad del material son elementos claves en la capacidad de corte, aunque no se definió una ecuación específica para cada material (Aminpour-Memari, 2024).

Mohamed et al. (2023) publicaron el estudio titulado "Evaluación de corte y flexión de vigas y losas de hormigón armado con FRP: revisión". Este trabajo resume estudios experimentales y modelos basados en códigos que caracterizan la respuesta de corte y flexión de vigas y losas de hormigón reforzadas con barras de FRP. Los resultados indican que la resistencia al corte de las barras de FRP es menor que la de acero y que el uso híbrido de FRP y acero mejora las propiedades mecánicas, aunque los FRP son vulnerables al fuego. (Mohamed et al., 2023)

Por otra parte, dentro del estudio de corte en losas está el realizado por Al-Mohammadi et al. (2022), titulado: “Resistencia al punzonamiento de losas con huecos: revisión de la literatura y evaluación de códigos de diseño”. En este estudio, se evaluaron trabajos previos para conocer comportamiento y evaluar corte por punzonamiento a través de las disposiciones de códigos de diseño. Además de hacer una comparación de resultados experimentales de 42 muestras con los códigos de diseño ACI 318-19, EC2, BS8110 y CSA (A23.3-04). Se llegó a la conclusión de que la aplicación de las ecuaciones de los códigos muestra

inconsistencias con respecto a los resultados obtenidos de laboratorio, posiblemente porque las ecuaciones están diseñadas en base a experimentos con losas planas y no representan necesariamente los resultados para losas huecas.

Continuando con el estudio de corte en losas, está la investigación realizada por Zufarihsan et al. (2023), titulada: “Predicción de la resistencia al corte de losas de hormigón armado de 2 espesores: comparación entre estudios experimentales y analíticos”. Para esto, se adoptaron 20 datos de prueba de 4 grupos de investigadores y se compararon con la predicción de ACI 318-14, ACI318-19, EC2, CSA, SMCFT. Obteniendo que los resultados obtenidos por ACI 318-14 y CSA están relativamente sobrestimados. ACI 318-19 presenta una predicción más precisa en comparación con ACI 318-14. La resistencia de corte realizada por EC2 son conservadoras a medida que aumenta la profundidad. La predicción de SMCFT, en comparación con los datos experimentales, son similares en términos de resistencias y COV. Además de las líneas de tendencia de la distribución dispersa de los datos de prueba coincidió más con la línea de la igualdad.

El siguiente estudio titulado: “Exploración del efecto de las fuerzas de tracción en el plano sobre la resistencia al corte en dos direcciones: revisión, estudio comparativo y trabajos futuros”, en donde se realizó una revisión de investigaciones experimentales, los modelos existentes y los códigos de diseño a corte de losas de 2 direcciones, obteniendo que los estudios experimentales mostraron solo una ligera correlación entre la tensión cortante bidireccional y la tensión axial. Aunque el ACI 318 no tiene en cuenta el efecto de las fuerzas de tracción en el plano, es más preciso que el ACI 349. La fórmula de Jau es inconsistente y demasiado conservadora. Sin embargo, no se desarrollaron modelos numéricos para comprender y predecir los efectos estudiados. Ni tampoco se desarrolló un modelo mecánico para dar sentido al estudio. (Deifalla et al., 2021)

También se ha realizado estudios sobre el acero de refuerzo, como lo es la publicación “Evaluación de métodos de empalme utilizados para barras de acero de refuerzo: una revisión del estado del arte” (Dabiri et al., 2022), para esto, se realizó una descripción completa, aplicación e instalación, y disposición de los códigos de

diseño disponibles, beneficios, limitaciones, y posibles métodos de falla de empalmes de barras de refuerzo, concluyendo que el método de empalme traslapado es el método más fácil, simple, sin necesidad de instrumentos ni equipos. La principal desventaja es el poco espacio para verter el hormigón y la pérdida de acero traslapado. Además, bajo cargas cíclicas tiene un rendimiento deficiente. El método GPW proporciona mayor espacio al eliminar traslapos para vertimiento del hormigón, proporcionando una mayor calidad en la construcción.

Otra estructura que fue investigada a corte bajo normativa ACI 318-19 es la titulada “Diseño de cabezales de pilotes según ACI 318-19”. Para lo cual, a través de la norma ACI 318-19 se calcula y diseña encepados de pilotes, descubriendo que, en la verificación de flexión, se encontró que en la dirección corta requería más acero de refuerzo que en la dirección larga. En relación con el esfuerzo cortante, se evaluó la fuerza que podía soportar los encepados alrededor de la columna cerca de los pilotes centrales y en las esquinas, logrando soportar más carga de la esperada (Shakir et al., 2021).

Sin embargo, no solo se estudia ACI para esfuerzos de corte, como es el caso de la investigación “Descripción general de métodos de diseño de torsión”, para esto se analizan los métodos y las disposiciones de los códigos existentes para la torsión, como por ejemplo ACI 318-19, CSA-A23.3-04, AASHTO-LRFD-17, EN 1992-1-1:2004 y el código modelo fin 2010, destacando que todos los códigos nombrados utilizan una analogía de armadura 3D. Obteniendo que, el ACI 318-19, EN 1992-1-1:2004 y el nivel de aproximación del código fib 2010 no consideran la contribución del hormigón a la resistencia a la torsión, mientras que los otros códigos sí incluyen la contribución del hormigón a la torsión.

Además, no solo se han estudiado estructuras, uniones o aceros de refuerzo, sino que también materiales, como por ejemplo la investigación titulada “Evaluación de concreto ecológico para una economía circular: una revisión sobre sostenibilidad, durabilidad y propiedades estructurales” (Al-Hamrani et al., 2021), donde se realizó una revisión sistemática de la literatura a través de las bases de datos de literatura revisada por Scopus. Con un total de 114 papers, se mostró las distintas variedades

de materiales que podrían reemplazar el hormigón tradicional. Concluyendo que aún se necesitan esfuerzos continuos para determinar el comportamiento tensión-deformación del GC. Sin embargo, no se evaluó la sostenibilidad social, económica y ambiental.

Otro estudio relacionado con materiales es el titulado *“Una revisión de los avances y desafíos de la UHPC en ingeniería estructural: comportamiento, análisis y diseño”* (Hung et al., 2021), en esta investigación, se resumen los desarrollos en el enfoque de análisis y diseño para elementos de R/UHPC bajo fuerzas axiales, fuerzas de corte y momentos de flexión, destacando ventajas y limitaciones de los enfoques. Como conclusión, con base en amplios estudios revisados, los materiales de UHPC: tenían una resistencia superior a 120 MPa, exhibieron un comportamiento de endurecimiento por deformación bajo tensión uniaxial y utilizaron fibras de acero de 12 a 30 mm de largo.

Un estudio llamado *“Modificación del método aproximado de ACI 318 para la determinación de resistencia al corte de hormigón preesforzado”* (Lee et al., 2023), en el que se propone un método con nuevas condiciones límite que reflejan los efectos del preesfuerzo y actualizaciones en la resistencia al corte superior, profundidad efectiva y un coeficiente que representa el efecto de refuerzo longitudinal. Con esto, se obtuvieron mejoras racionales al método aproximado, verificándolo mediante una extensa base de datos y poniéndolo a prueba en cuatro ejemplos de diseño, manteniendo una precisión analítica y un conservadurismo clásico de ACI 318-19.

Finalmente, se encontraron tres estudios relacionados con muros de contención. El primero es *“Análisis probabilístico de muros de contención”* (Zevgolis & Bourdeau, 2010). En este estudio, se realiza un análisis probabilístico de muros de contención en voladizo evaluando solo la estabilidad externa. Para ello, se utilizó el método de Montecarlo para determinar la función de distribuciones de probabilidad y correlación en las fallas, obteniendo que la capacidad de carga presenta mayor incertidumbre que el deslizamiento y excentricidad. Las probabilidades de falla no son lineales; por lo tanto, los factores de seguridad no escalan seguridad, y el grado

de correlación tiene un efecto importante sobre la probabilidad de falla del sistema. Sin embargo, no se evaluó la estabilidad interna del muro.

El segundo estudio es *“Influencia de los parámetros de resistencia al corte del suelo de relleno en la estabilidad de los muros de contención”* (Lemus et al., 2015). En este estudio, se decidió cuantificar la incertidumbre en el desarrollo de procesos constructivos y determinar los parámetros inherentes a los suelos (arenas limosas) para DC 85%, 90%, 95%, utilizando el método de Montecarlo para cuantificar, a través de factores de seguridad, y analizar la influencia de las arenas limosas en tres grados de compactación (85%, 90%, 95%). Se obtuvo que, al aumentar el grado de compactación del terreno soportado por el muro, los empujes estáticos y sísmicos aumentan un 13% y un 7%, respectivamente. Un aumento en la compresión del suelo retenido aumenta la seguridad del muro, hasta un 27% en el caso estático y un 15% en el caso sísmico (Lemus et al., 2015).

La tercera investigación, realizada por Watanabe et al., (2003). El estudio titulado *“Evaluación de comportamientos de varios tipos de muros de contención modelos sometidos a excitación irregular”*, consistió en una serie de pruebas con mesa vibratoria con excitación irregular en modelos de muros de contención de seis tipos diferentes. Como conclusión, los muros de contención de suelo reforzado con un revestimiento rígido exhibieron un comportamiento dúctil, en comparación con los modelos de contención convencionales como los de gravedad, inclinados y en voladizo. Cuando el muro convencional comenzó a inclinarse, la fuerza de reacción del subsuelo en la punta del muro disminuyó repentinamente, debido a la pérdida de capacidad de carga. Por otro lado, en condiciones similares, la fuerza de tracción en el refuerzo de los muros del suelo reforzado se movilizó de manera efectiva para resistir el vuelco. Sin embargo, no se evaluaron los esfuerzos internos en la estructura, solo los efectos externos como la resistencia al vuelco (Watanabe et al., 2003).

### Análisis del estado del arte

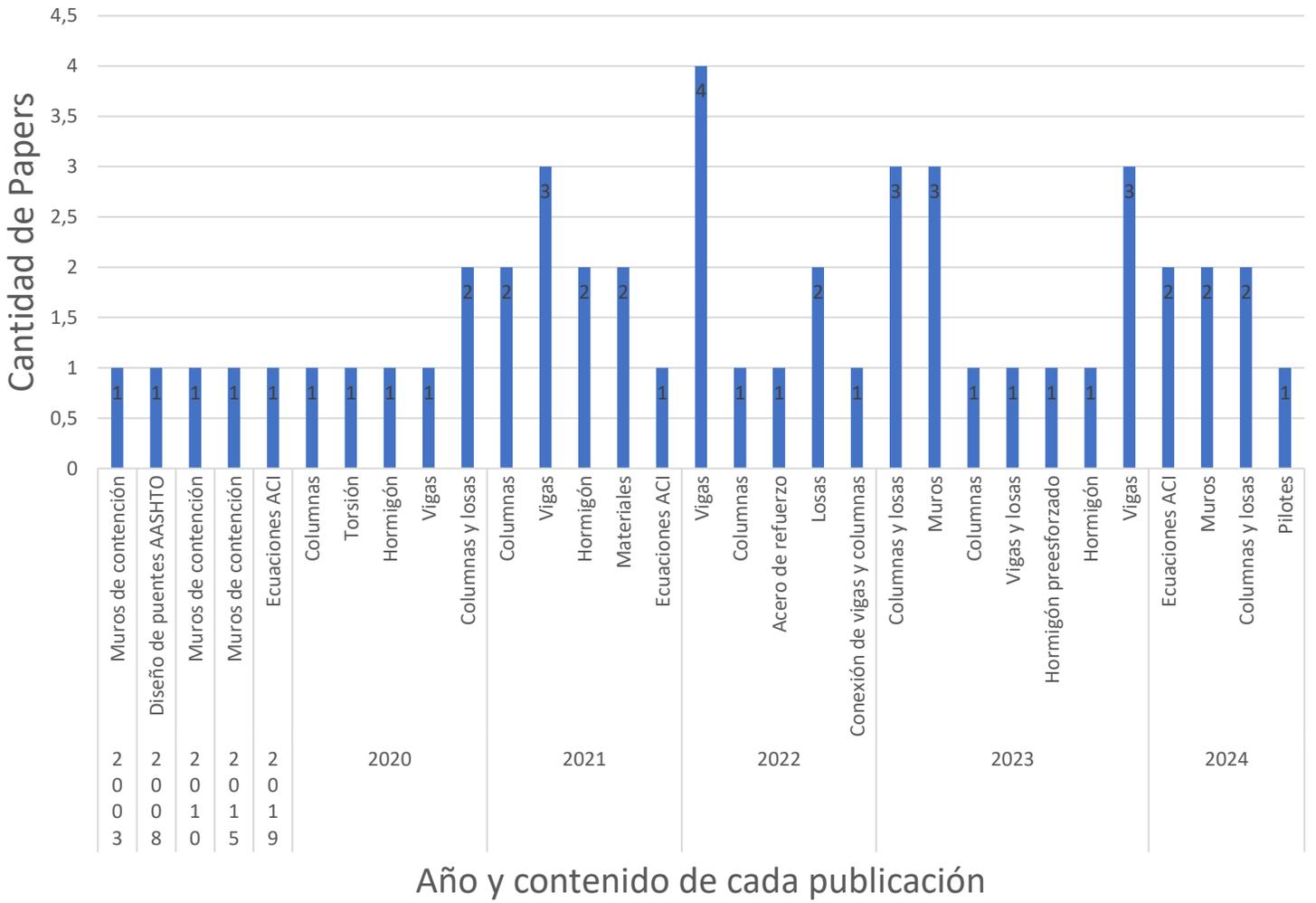


Figura 17 Papers estudiados para evaluación del estado del arte. Fuente: ELABORACION PROPIA.

## CAPITULO 3: Marco metodológico

### 3.1 Tipo de investigación

El presente informe tiene como objetivo analizar de manera descriptiva y explicativa el cambio en la normativa vigente en Chile sobre las fuerzas de corte en muros de contención con perfil T invertido en cantiléver. En este sentido, se busca explorar tanto aspectos cuantitativos como cualitativos relacionados con los efectos de las fuerzas de corte que actúan sobre estos muros, realizando una comparación entre la norma ACI 318-08, que es la base de la normativa chilena NCh 430 de 2008, y su actualización ACI 318-19, que servirá como base para la próxima actualización de la normativa chilena. Este estudio tiene un enfoque transversal, con el objetivo de generar un conocimiento previo a las futuras modificaciones locales, utilizando un contexto documental que incluye la revisión de literatura existente y normativas pertinentes. Además, se llevó a cabo un análisis de documentos para evaluar el estado del arte sobre las fuerzas de corte en estructuras, aplicando las nuevas disposiciones del ACI 318-19.

### 3.2 Diseño de investigación

La investigación adoptará un enfoque mixto, combinando métodos cuantitativos y cualitativos:

- **Cuantitativo:** Para comparar los efectos de las fuerzas de corte en los muros de contención utilizando las normativas ACI 318-08 y ACI 318-19, mediante cálculos y análisis numérico.
- **Cualitativo:** Para explorar los aspectos teóricos, las interpretaciones y las implicaciones de los cambios normativos a través de una revisión documental y análisis de literatura.

El tipo de investigación será:

- Descriptiva: Para detallar cómo las normativas han cambiado y qué impacto tienen estos cambios sobre las fuerzas de corte en muros de contención.
- Explicativa: Para analizar los motivos detrás de la actualización de las normativas y cómo afectan a la ingeniería estructural y a las prácticas en Chile.

El método será documental y comparativo:

- Documental: Se llevará a cabo una revisión detallada de la literatura relacionada, incluyendo artículos científicos, manuales de normativa, y documentos técnicos previos sobre el tema. También se analizarán las normativas ACI 318-08 y ACI 318-19 para extraer los cambios clave.
- Comparativo: Se realizará una comparación entre las dos normativas (ACI 318-08 y ACI 318-19) para identificar cómo las fuerzas de corte son tratadas de manera diferente en cada una y cómo estos cambios afectan las prácticas de ingeniería estructural en Chile.

### 3.3 Población

La población para este estudio está compuesta por toda la normativa vigente y las investigaciones previas relacionadas con el diseño de muros de contención y las fuerzas de corte en el ámbito de la ingeniería estructural. En cuanto a los elementos estudiados, se evaluaron muros de contención con alturas comprendidas entre 2 y 13 metros, con un incremento de 0.1 metro. La base de cada estructura varía según la altura del muro. Bajo estos parámetros, se analizó un total de 6,848 perfiles diferentes antes de realizar la selección de la muestra. La selección de la muestra se basó en los criterios de seguridad, considerando los factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento establecidos en la normativa, así como la verificación de los factores de seguridad estáticos y sísmicos.

### 3.4 Muestra

La muestra estará compuesta por los documentos clave: la normativa chilena NCh 430 de 2008 (basada en ACI 318-08), la actualización ACI 318-19, y la literatura académica relevante que compara los efectos de las fuerzas de corte sobre diferentes tipos de estructuras además de muros de contención. En cuanto a los perfiles estudiados, la población inicial se redujo después de aplicar los criterios de seguridad por deslizamiento y volteo, quedando un total de 4,425 perfiles. Estos perfiles abarcan alturas desde los 2 metros hasta los 13 metros, con incrementos de 0.1 metro.

### 3.5 Procedimiento de la metodología

Para el desarrollo del presente estudio, se procederá en varias etapas, comenzando con una revisión documental, definición de perfiles representativos, selección de perfiles que cumplan con los requisitos de diseño, selección de la población en estudio, cálculos y simulaciones para finalmente, obtener resultados comparables entre normativas ACI 318-08 y ACI 318-19.

#### 3.5.1 Revisión Documental

- Objetivo: Recopilar y analizar las normativas en estudio y la literatura relevante relacionada con el diseño de muros de contención y las fuerzas de corte.
- Acciones:
  - Estudiar la normativa chilena NCh 430 de 2008, que está basada en la ACI 318-08, y la actualización ACI 318-19, para identificar los cambios en las disposiciones relativas a las fuerzas de corte.

- Revisar literatura académica y técnica que compare los efectos de las fuerzas de corte en muros de contención, con énfasis en las diferencias entre las normativas y los efectos estructurales.
- Analizar los principios fundamentales de los factores de seguridad por deslizamiento y volteo, así como los factores de seguridad estático y sísmico.

### 3.5.2 Definición de Perfiles de Muros

- Objetivo: Establecer los parámetros para la evaluación de los perfiles de muros de contención bajo las normativas ACI 318-08 y ACI 318-19.
- Acciones:
  - Se considerarán muros de contención con alturas que varían de 2 metros a 13 metros, con un incremento de 0.1 metro en la altura.
  - Determinar las características de la base de los muros, que variarán según la altura de cada perfil.
  - La población inicial de perfiles será de 6,848 perfiles, basados en las combinaciones de altura y otras características estructurales.

### 3.5.3 Selección de la Muestra

- Objetivo: Reducir la población inicial a una muestra representativa que cumpla con los criterios de seguridad establecidos.
- Acciones:
  - Aplicar los criterios de factores de seguridad por deslizamiento y volteo a los perfiles.

- Evaluar los factores de seguridad estáticos y sísmicos según las normativas ACI 318-08 y ACI 318-19.
- Tras aplicar los criterios, la muestra se reducirá a 4,425 perfiles, que abarcan alturas entre 2 metros y 13 metros con incrementos de 0.1 metro.

#### 3.5.4 Cálculos y Simulaciones

- Objetivo: Realizar los cálculos necesarios para evaluar los efectos de las fuerzas de corte en los muros de contención bajo ambas normativas.
- Acciones:
  - Utilizar software de ingeniería estructural para realizar cálculos de las fuerzas de corte sobre cada perfil seleccionado de la muestra.
  - Comparar los resultados obtenidos bajo las normativas ACI 318-08 y ACI 318-19, evaluando las diferencias en los cálculos de las fuerzas de corte y los factores de seguridad.
  - Simular las condiciones de deslizamiento y volteo para cada perfil, verificando su comportamiento bajo las normativas vigentes y la nueva normativa.

#### 3.5.5 Análisis de Resultados

- Objetivo: Comparar y analizar los resultados obtenidos para entender las implicaciones de los cambios normativos sobre las fuerzas de corte y la seguridad estructural.
- Acciones:

- Realizar un análisis comparativo entre las normativas ACI 318-08 y ACI 318-19, identificando cómo los cambios afectan los resultados de las fuerzas de corte y las medidas de seguridad.
- Evaluar el impacto de las actualizaciones normativas sobre el diseño y la seguridad de los muros de contención.
- Generar un informe detallado con los hallazgos, destacando las diferencias más significativas y las implicaciones de los cambios en las normativas.

## CAPÍTULO 4: Resultados y discusión

Se diseñaron muros de contención a partir de las disposiciones del libro Foundation Analysis and Design (Bowles, 1997) en su capítulo 12.5 definiendo las dimensiones como se muestra en la Figura 18.

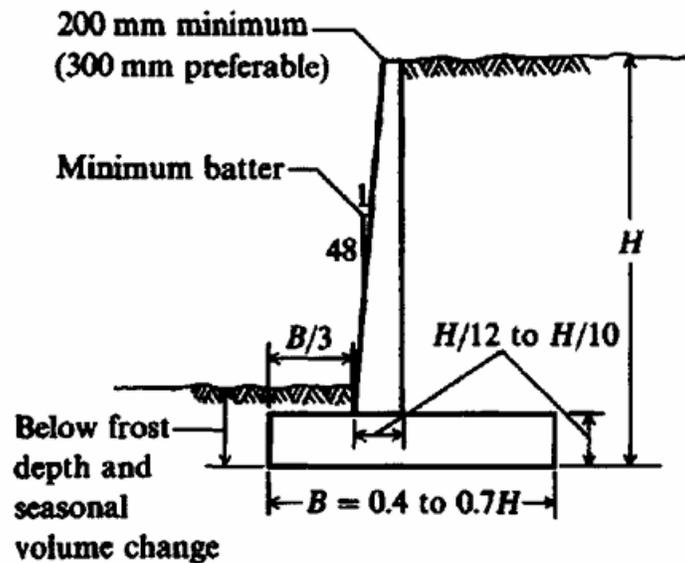


Figura 18 espesores utilizados para base de datos estudiados. Fuente: FOUNDATION, ANALYSIS AND DESIGN.

La altura de los muros de contención se evaluó desde los 2 hasta los 13 metros, mientras que la base se evaluó desde los 2 metros hasta los 8 metros, mientras que la altura sea menor a 10m. a partir de los 10 m de altura la base se evaluó entre los 6.8 hasta los 13 m.

Las dimensiones que no cumplían con los factores de seguridad de deslizamiento y factor de seguridad de volteo fueron excluidas del estudio.

El suelo retenido y el suelo bajo la estructura, se consideró como una arena con peso específico igual a  $1750 \text{ Kg/cm}^2$ , con un ángulo de fricción de  $32^\circ$  y una cohesión de 0.

El ángulo que forma el terreno retenido con respecto a la horizontal se consideró igual a 0.

A continuación, se presentan la Figura 19 la cual muestra las fuerzas de corte bajo normativa ACI 318-08 para muros de 2 metros, hasta 10.8 metros de altura, en esta se puede apreciar que la capacidad del muro (de color azul) es superior a la demanda (color amarillo), en términos numéricos, los valores de la resistencia a corte última son 0.15 veces la resistencia a corte nominal para muros de 2 metros de altura, aumentando progresivamente hasta 0.37 a los 10.8 metros de altura, lo que nos indica que el fuerza de corte último no alcanza a ser la mitad de la resistencia nominal, por otro lado, si evaluamos los valores de capacidad máximos y los valores máximos de demanda últimos por metro de altura, la capacidad versus la demanda en los primeros metros 2 metros de altura supera en 3.479 veces la demanda última, alcanzando hasta los 10.8 metros una relación de 2.653 de capacidad versus demanda. La Figura 20 se presenta los mismos valores, pero para muros de contención de 10.9 metros hasta 13 metros de altura, en donde la relación demanda versus capacidad continúa de 0.37 aumentando hasta 0.38. Por otro lado, si evaluamos la capacidad nominal a corte máximo y el máxima fuerza última de corte, tenemos que la capacidad a corte nominal máximo continúa siendo 2.653 veces la fuerza a corte último, alcanzando el cociente mínimo a los 13 metros, correspondiente a 2.603 veces la resistencia a corte nominal máximo. También se puede apreciar que mientras mayor sea el tamaño de los muros, menor será el cociente de la capacidad y la demanda, ya que, de forma analítica, logramos encontrar que en los cocientes capacidad versus demanda disminuyen, por lo que, la demanda aumenta en mayor proporción que la capacidad.

Cabe destacar que en la Figura 19 la relación  $H/B$  varía desde 0.25 hasta 1.472, mientras que en la Figura 20 la relación  $H/B$  varía desde 0.963 hasta 1.474.

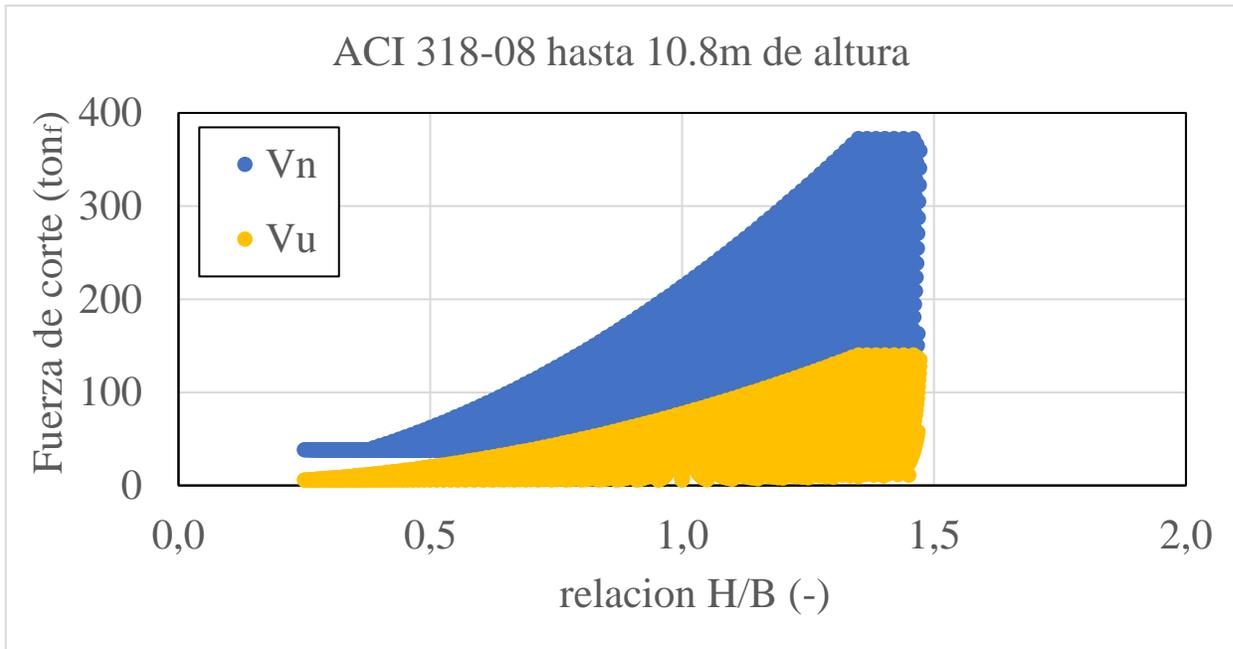


Figura 19 fuerza de corte de muros de contención hasta 10.8 m de altura Vs relación H/B bajo normativa ACI 318-08. Fuente: ELABORACION PROPIA.

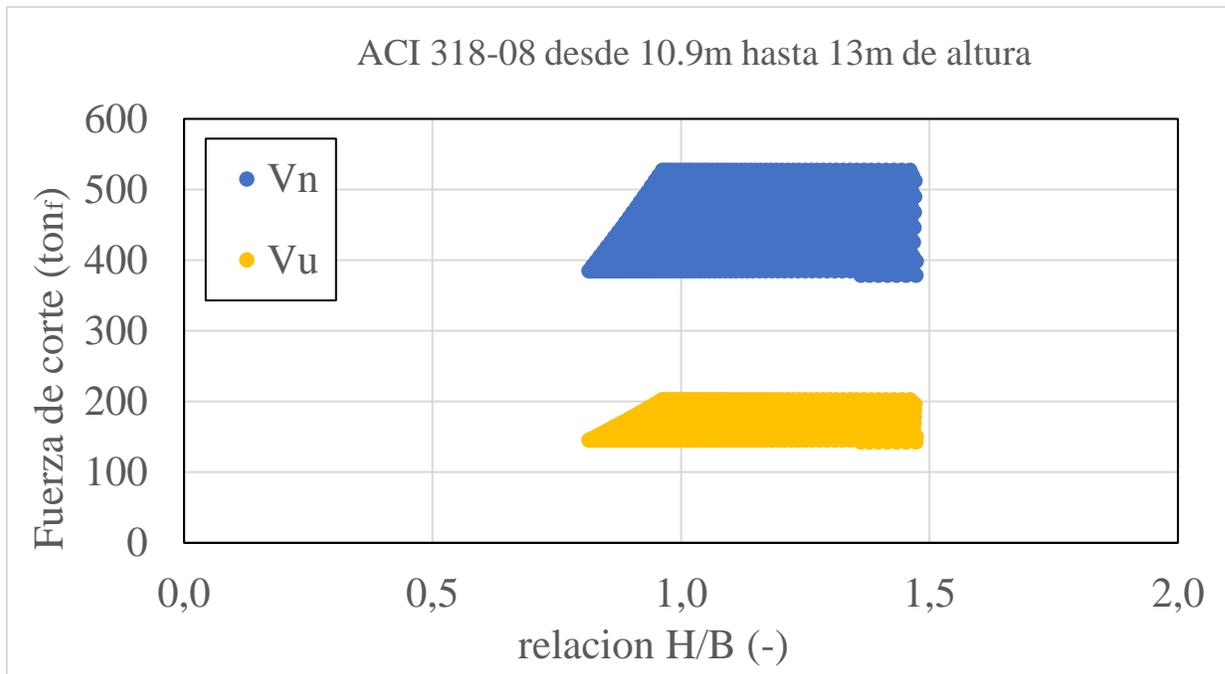


Figura 20 fuerza de corte de muros de contención desde 10.9 m hasta 13 m de altura Vs relación H/B bajo normativa ACI 318-08. Fuente: ELABORACION PROPIA.

En la siguiente tabla, se resumen los máximos cocientes por metros de altura entre capacidad y demanda, según la norma ACI 318-08 en más detalle.

*Tabla 13 Detalles de cálculo entre capacidad y demanda, al metro de altura*

altura m	Vn ACI318-08	Vu ACI318-08	DIF
2	38.39	11.04	3.479
3	59.67	19.15	3.115
4	88.58	29.66	2.987
5	123.05	42.55	2.892
6	163.08	57.82	2.820
7	213.54	77.38	2.759
8	259.82	95.54	2.720
9	316.52	117.98	2.683
10	378.78	142.80	2.653
11	446.60	170.01	2.627
12	519.98	199.61	2.605
13	527.62	202.70	2.603

Para el cálculo de los valores máximos de Vn ACI 318-08, se buscó el máximo valor para las alturas considerando el intervalo entre el valor de altura y el valor de altura inmediatamente anterior del siguiente valor, es decir, en el rango de alturas de 2 metros de altura, se consideró el intervalo de 2 a 2.9 metros de altura, ya que los valores de Vn y Vu cambiaban a partir del segundo decimal dentro del rango del intervalo.

Se presenta la Figura 21, la cual muestra las fuerzas de corte bajo normativa ACI 318-19 para muros de 2 hasta 10.7 metros de altura, en esta se puede apreciar que la capacidad nominal del muro (de color azul) es bastante superior a la demanda (color amarillo), en términos numéricos, el esfuerzo de corte ultimo a una altura de 2 metros es 0.13 veces la resistencia de corte nominal, mientras que a los 10.7 metros de altura, la resistencia de corte ultima es 0.44 veces la resistencia a corte

nominal, por otra parte, si evaluamos los valores de capacidad máximos y los valores de demanda últimos máximos por metro de altura, la capacidad versus la demanda en los primeros metros 2 metros de altura supera en 4.09 veces la demanda ultima y a medida que aumenta su altura la diferencia disminuye, alcanzando hasta los 10.7 metros una relación de 2.251 de capacidad versus demanda, y la Figura 22 se presentan los mismos valores, pero para muros de contención de 10.8 metros hasta 13 metros de altura, en donde la relación capacidad versus demanda continua de 2.251 alcanzando el cociente mínimo de 2.202 a los 13 metros. Se puede apreciar que mientras mayor sea el tamaño de los muros, menor será la diferencia de la capacidad vs demanda ultima, ya que, de forma analítica, logramos encontrar en los cocientes capacidad versus demanda disminuyen, por lo que, la demanda aumenta en mayor proporción que la capacidad. Cabe destacar que en la Figura 21 la relación H/B varia desde 0.25 hasta 1.472, mientras que en la Figura 22 la relación H/B varia desde 0.963 hasta 1.474.

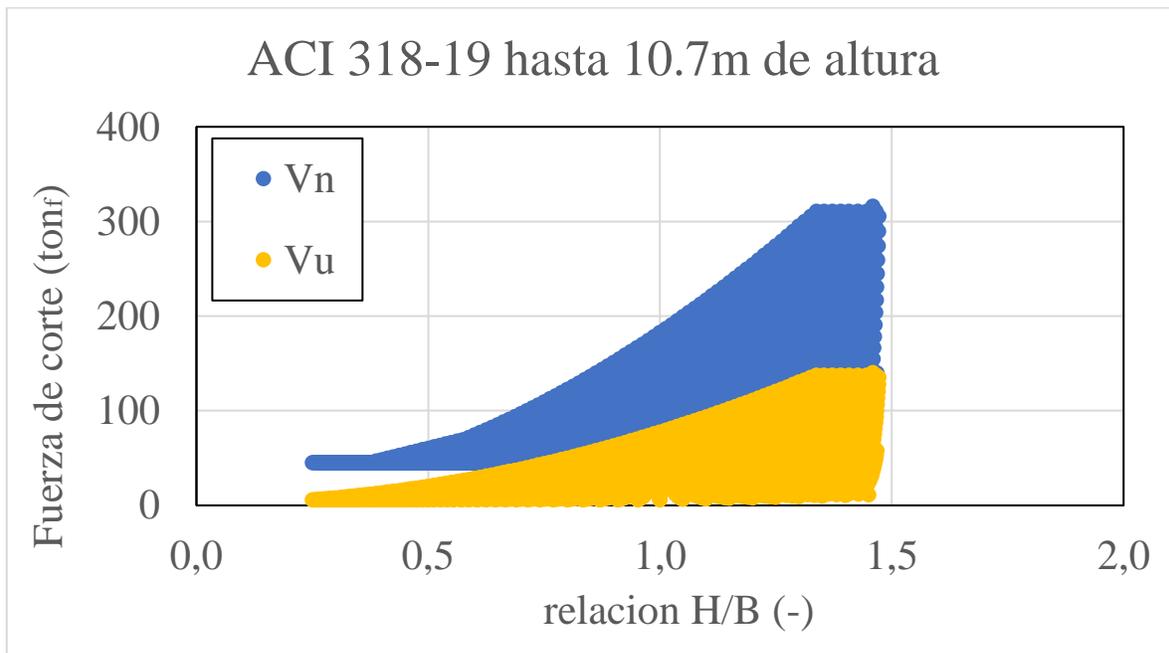


Figura 21 Esfuerzo de corte de muros de contención hasta 10.7 m de altura Vs relación H/B bajo normativa ACI 318-19. Fuente: ELABORACION PROPIA.

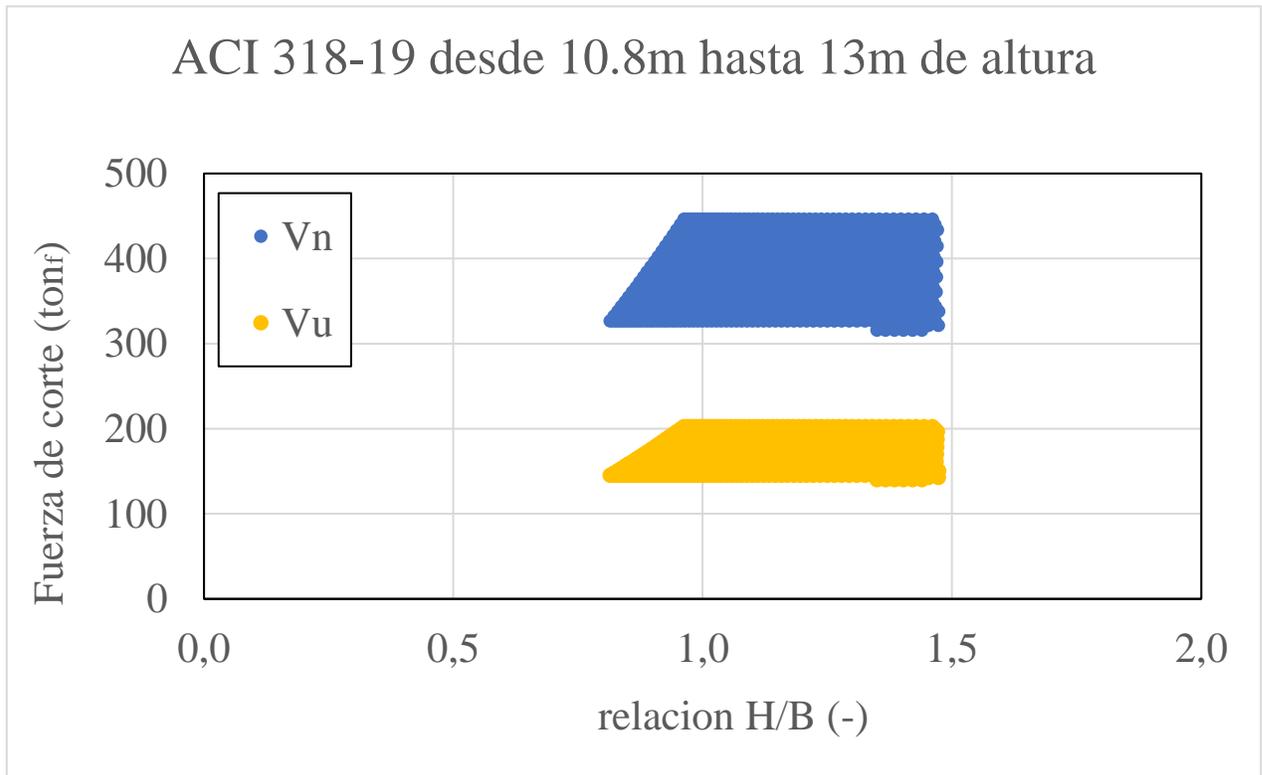


Figura 22 fuerza de corte de muros de contención desde 10.8 m hasta 13 m de altura Vs relación H/B bajo normativa ACI 318-19. Fuente: ELABORACION PROPIA.

En la siguiente tabla, se resumen los máximos cocientes por metros de altura entre capacidad y demanda, según la norma ACI 318-19 en más detalle.

Tabla 14 Detalles de cálculo entre capacidad y demanda, al metro de altura

Altura (m)	Vn ACI318-19	Vu ACI318-19	Vn/Vu
2	45.15	11.04	4.09
3	58.71	19.15	3.07
4	76.82	29.66	2.59
5	106.04	42.55	2.49
6	139.87	57.82	2.42
7	182.41	77.38	2.36
8	221.37	95.54	2.32
9	269.06	117.98	2.28

10	321.39	142.80	2.25
11	378.35	170.01	2.23
12	439.97	199.61	2.20
13	446.39	202.70	2.20

Para el cálculo de los valores máximos de  $V_n$  ACI 318-19, se buscó el máximo valor para las alturas considerando el intervalo entre el valor de altura y el valor de altura inmediatamente anterior del siguiente valor, es decir, en el rango de alturas de 2 metros de altura, se consideró el intervalo de 2 a 2.9 metros de altura, ya que los valores de  $V_n$  y  $V_u$  cambiaban a partir del segundo decimal dentro del rango del intervalo.

En la Figura 23 se presenta una comparativa de resistencias nominales para muros de contención en estudio para alturas de 2 m hasta 10.7 m. en color negro se encuentra la resistencia de corte nominal de la normativa ACI318-08, en color amarillo se encuentra la resistencia de corte nominal de ACI 318-19, en color naranja se encuentra la resistencia a corte nominal de la norma AASHTO, a simple vista la capacidad de corte nominal del ACI 318-19 es la más conservadora, en términos numéricos, si evaluamos los valores de capacidad máximos por metro de altura, la capacidad de ACI 318-19 en los primeros metros 2 metros de altura supera en 1.17 veces la resistencia a corte nominal del ACI 318-08, pero a medida que aumenta la altura del muro, la diferencia disminuye hasta 0.84 veces en los 13 metros de altura, equiparándose cerca de los 3 metros de altura del muro de contención. Por otra parte, el ACI 318-19 con respecto a la resistencia de corte nominal de la normativa AASHTO, en los primeros 2 metros, la supera en 1.34 veces disminuyendo a medida que aumenta la altura e igualándose en una altura de 3.2 metros. Luego el valor disminuye hasta los 7 metros de altura del muro, donde alcanza un valor de 0.785, es decir, el 78.5 % de la resistencia a corte nominal de la norma AASHTO, es igual a la capacidad del ACI 318-19, luego la proporción vuelve a aumentar hasta los 13 metros de altura del muro con una relación de 1.1,

es decir, el ACI supera en 1.1 veces la resistencia de la norma AASHTO en ese punto.

Se puede apreciar que la norma más conservadora es la ACI 318-19, seguida por el ACI 318-08 y finalmente la AASHTO es la menos conservadora. A excepción de los intervalos de 3.1 a 12 metros donde la resistencia a corte nominal de la norma AASHTO supera la resistencia a corte nominal del ACI318-19.

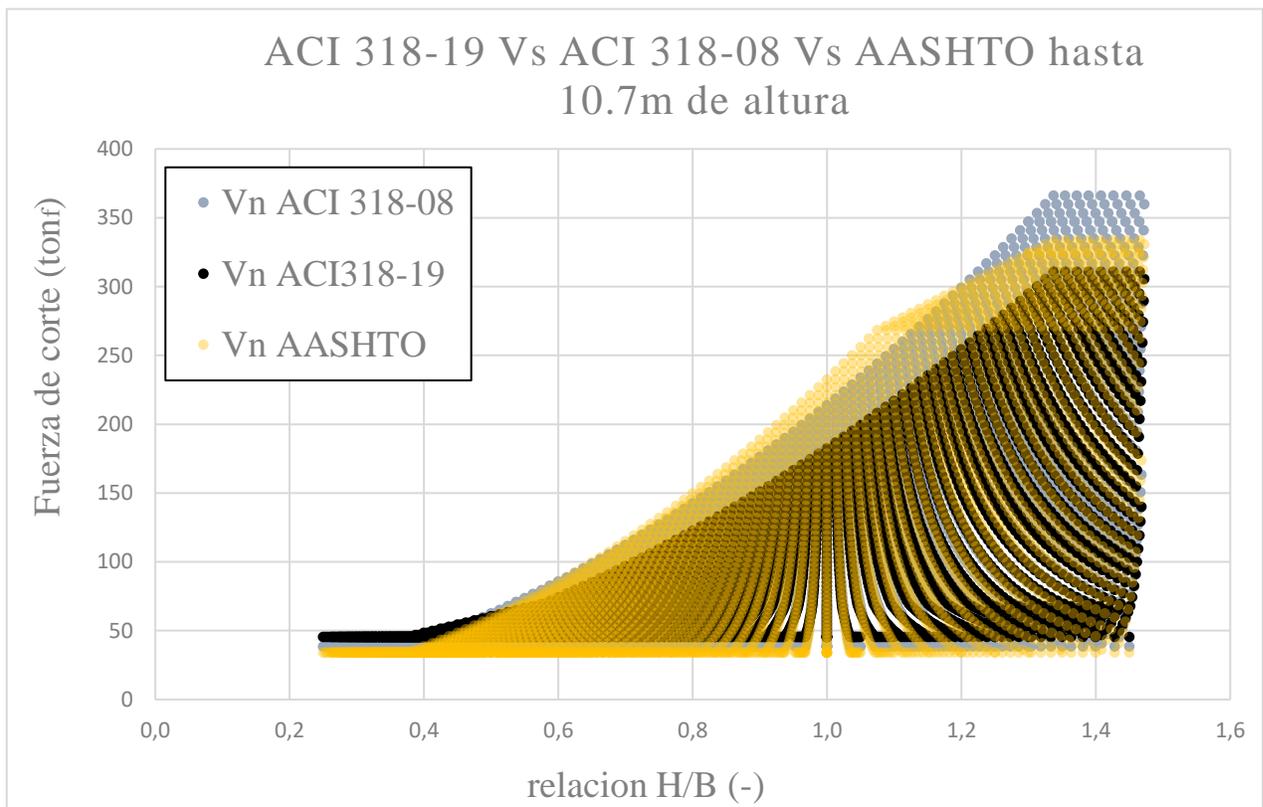


Figura 23 Comparativa de resistencia nominal.  
Fuente: ELABORACION PROPIA.

En la Figura 24 se presenta una comparativa de resistencias nominales para muros de contención en estudio para alturas de 11.8 m hasta 13 m. en color verde se encuentra la resistencia de corte nominal de la normativa ACI318-08, de color rosado la resistencia a corte nominal de ACI318-19 y finalmente de color negro la resistencia a corte nominal con normativa AASHTO. Se puede notar que la

capacidad de la norma ACI 318-08 alcanza las mayores capacidades a corte nominal para muros, seguido por ACI 318-19 y finalmente por AASHTO, se puede notar que los Valores de ACI 318 del 2008 y toman valores con mayor variación de esfuerzos de corte, seguidos por el ACI 318 del 2019, a diferencia de la norma AASHTO que limita la capacidad entre 320 a 420 toneladas aproximadamente.

En la imagen se puede apreciar que la resistencia nominal al corte de AASHTO es la más conservadora, seguida por ACI 318-19 mientras que la ACI 318-08 es la que permite mayor resistencia.

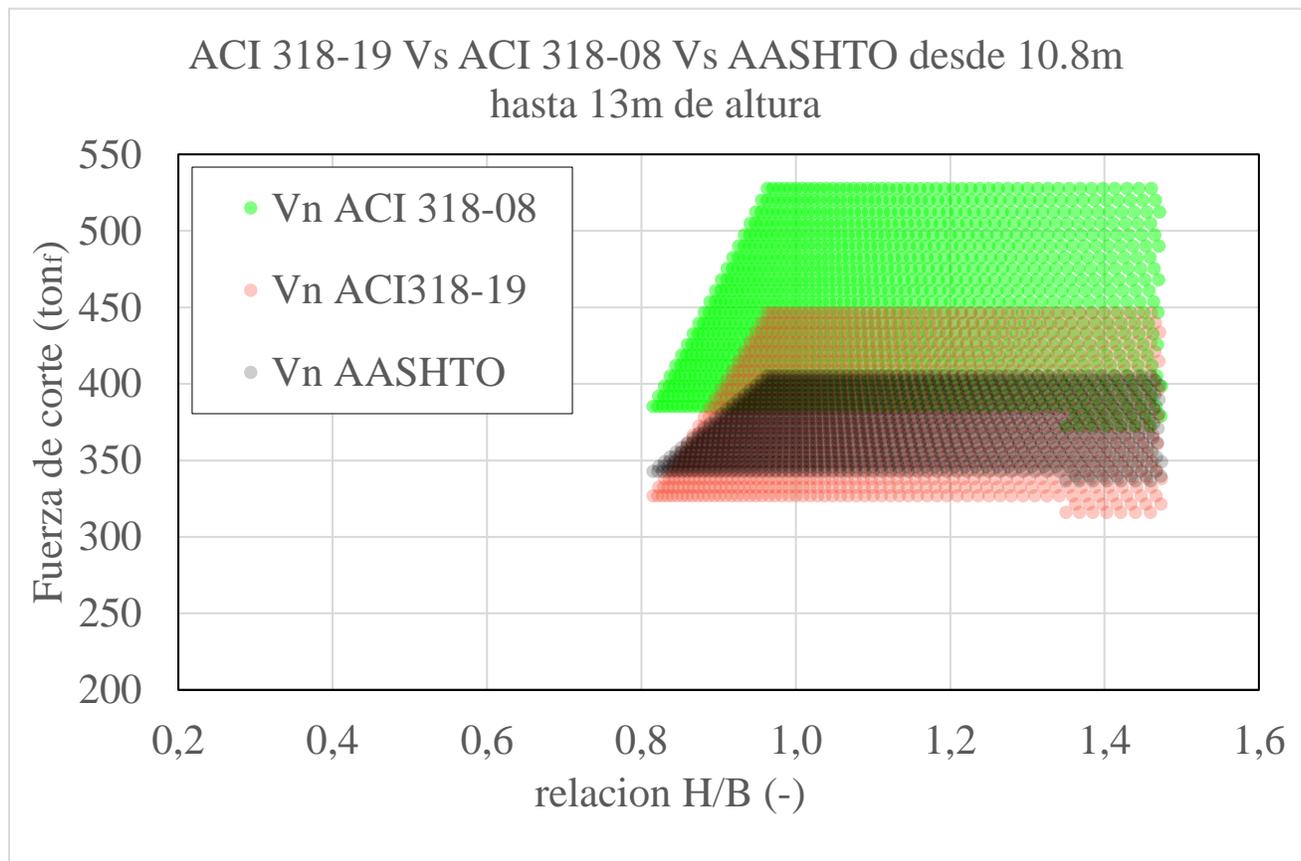


Figura 24 Comparativa de resistencia de corte nominal para muros de contención entre 10.8 m hasta 13 m.  
Fuente: Elaboración propia.

De manera similar, en la Figura 25 y en la Figura 27 se creó un Ratio para ver como cambiaba la proporción de  $V_u/V_n$  con respecto a la relación H/B. en estas figuras se comparan las normativas ACI 318-19, con su predecesora ACI 318-08, además

de la norma AASHTO. Se puede ver que ACI 318-19 que en relaciones H/B sobre 0.5 aproximadamente, alcanza el Ratio mas alto, es decir, es el eficaz, alcanzando el valor de  $V_u$  de aproximadamente el 45% de  $V_n$ , mientras que en ACI 318-08 para relaciones H/B sobre 0.4,  $V_u$  alcanza un 37% de  $V_n$ , por su parte, la norma AASHTO para relaciones de muro H/B menor a 1.1 alcanza un  $V_u$  de un 35% de su  $V_n$ , y para relaciones H/B mayores a 1.1 alcanza relaciones de  $V_u$  igual al 42% de  $V_n$ .

En la Figura 25 se presenta de color rojo la ratio para ACI 318-08, de color verde la ratio para ACI 318-19, y en la Figura 27 de color verde para ACI 318-19 y de color celeste la ratio para AASHTO.

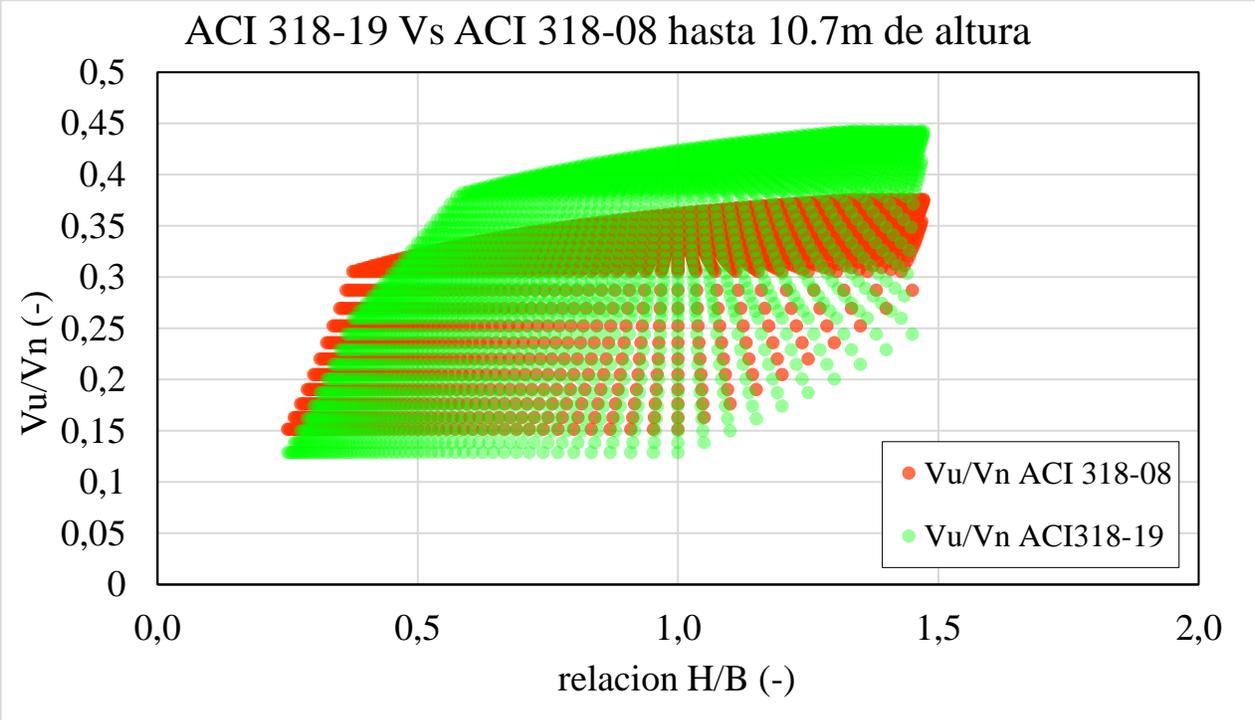


Figura 25 cambios de ratio  $V_u/V_n$  vs  $H/B$ .  
Fuente: Elaboración propia.

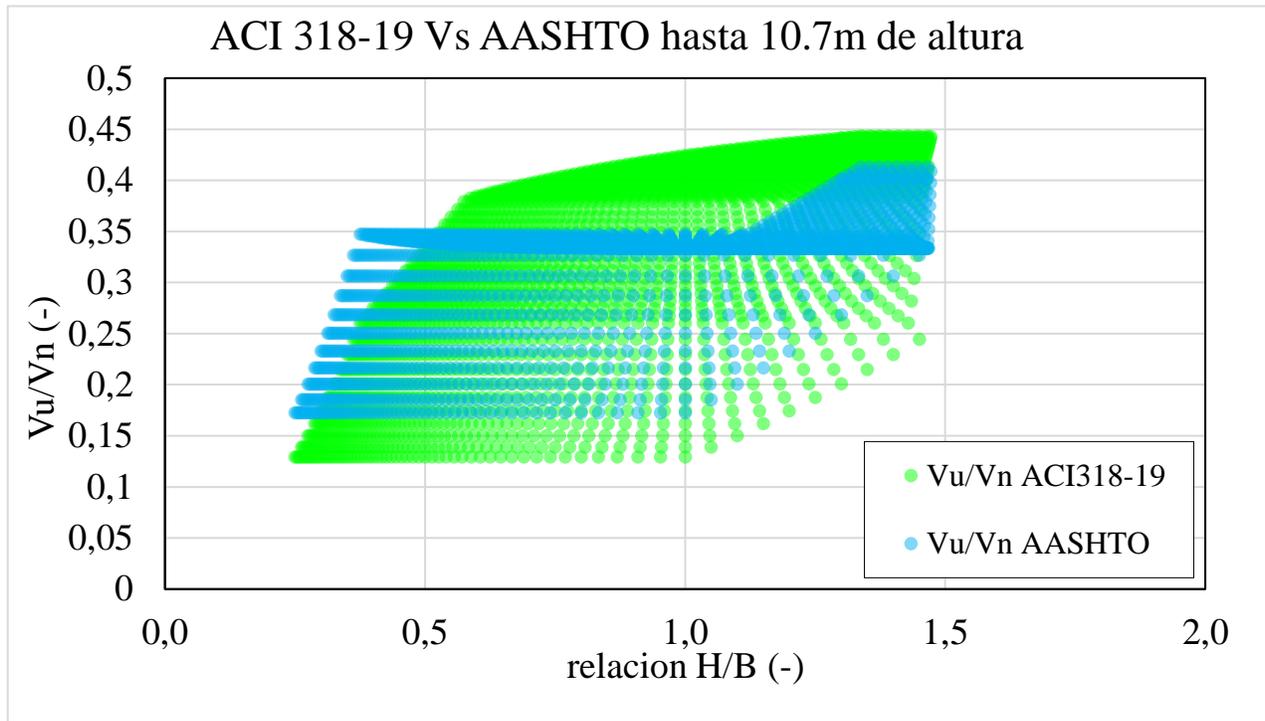


Figura 26 cambios de ratio  $V_u/V_n$  vs  $H/B$ .  
Fuente: Elaboración propia

En la Figura 27 se presenta los cambios de ratio para alturas de 10.8 m hasta 13 m, de color verde esta la norma AASHTO, mostrando ser siempre la menos conservadora para estas dimensiones de muro, seguida por ACI 318-08 de color amarillo, y finalmente ACI 318-19 de color naranja siendo la más conservadora de las 3 normas estudiadas. Esto se debe a que las demandas últimas del ACI 318-19 están muy por debajo de los esfuerzos de corte nominales, en cambio la relación esfuerzo de corte ultimo y esfuerzo de corte nominal del ACI 318-08 tiene una relación un poco más cercana a 1, mientras que en la norma AASHTO tiene una relación más cercana a 1 que ACI 318-08, por lo que las demandas ultimas están más cercanas a la capacidad de corte nominal.

ACI 318-19 Vs ACI 318-08 Vs AASHTO desde 10.8m hasta 13m de altura

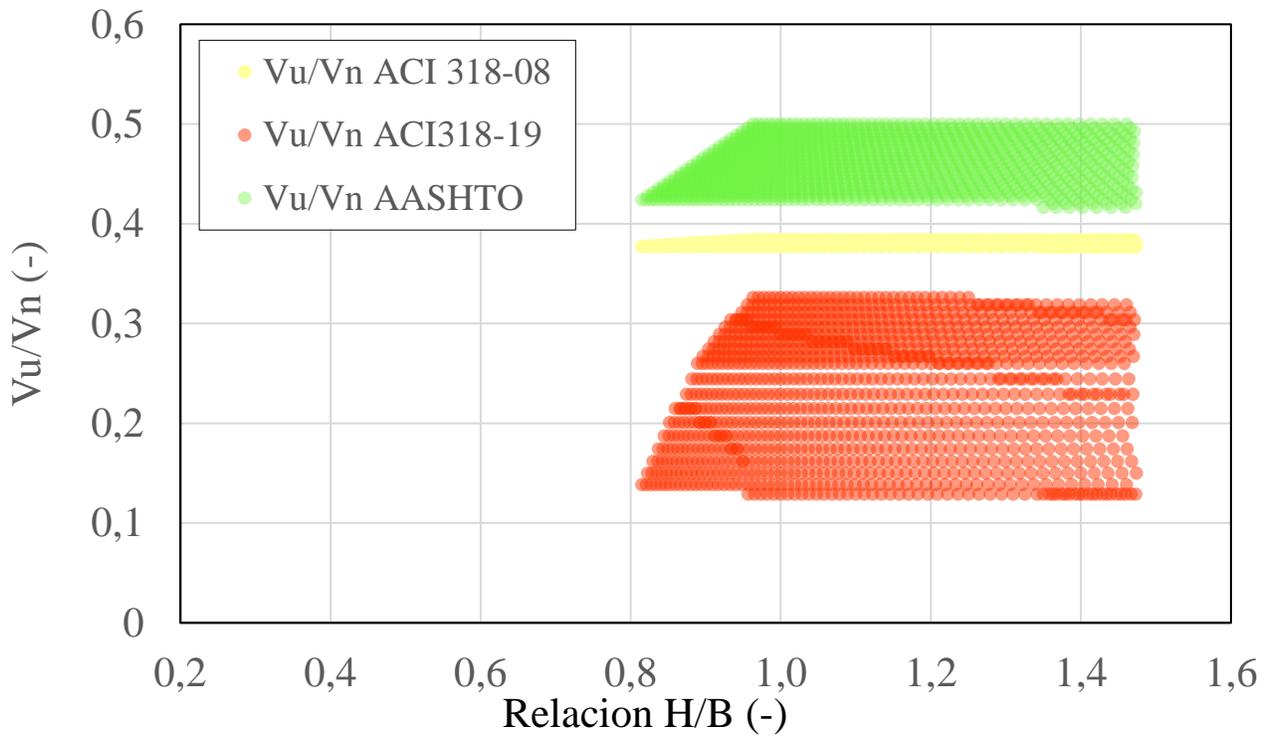


Figura 27 cambios de ratio  $V_u/V_n$  vs  $H/B$ .  
Fuente: Elaboración propia.

## CAPÍTULO 5: Conclusión

En esta investigación, se realizó una comparativa de resistencia de corte nominal del ACI 318-19 versus ACI 318-08 en muros de contención T invertida en cantiléver, también se evaluó como cambia la resistencia nominal de cada norma versus la resistencia ultima. Además, se realizó una comparativa con la norma AASHTO tanto para resistencia al corte nominal, como para la resistencia de corte ultima. Para esto se realizaron estudios de diferentes secciones de muros de contención partiendo desde una altura de 2 metros hasta alturas de 13 metros, con un incremento de 0.1 metro. El largo de la base utilizada se realizó de la misma forma, base de 2 metros hasta 13 metros con un incremento de 0.1 metro de ancho. Las dimensiones utilizadas finalmente fueron aquellas que cumplían con los factores de seguridad de volteo y deslizamiento. Bajo estos criterios las dimensiones necesarias para la altura H, no puede exceder 1.47 veces la base, ya que, de ser así, fallaría por deslizamiento o volcamiento, no alcanzando a tener los valores mínimos de confiabilidad de los factores de seguridad.

En el estudio del arte, no se encontró una evaluación específica de esfuerzo de corte para muros de contención en los estudios revisados, aunque se analizaron otros elementos como vigas y columnas. Los estudios más recientes sobre muros de contención datan de 2015, 2010 y 2003, enfocándose en la estabilidad y métodos de falla, pero no en el corte. Por ello, se decidió usar la normativa ACI 318-19 en lugar de la anterior de 2008 para evaluar las fuerzas de corte nominales, destacando que la resistencia del hormigón aumentó del 17% al 66%, aunque limitada por la cuantía de acero, y se incluyó un factor de modificación para secciones con menor acero.

La norma ACI 318-19 permite una fuerza de corte mayor que ACI 318-08 y AASHTO para muros de contención con una relación H/B menor a 0.5, pero es más conservadora para H/B mayores a 0.5. La resistencia nominal a corte del ACI 2019 es 1.17 veces mayor que la del 2008 para muros de 2 a 2.9 metros, y se iguala alrededor de los 3 metros, disminuyendo a 0.845 a 13 metros. Comparando con

AASHTO, el ACI 318-19 alcanza un máximo de 1.335 en muros de 2 metros, bajando a 0.78 en 7 metros y subiendo a 1.1 en la altura máxima estudiada. Además, la capacidad nominal del ACI 318-19 es 4.09 veces su resistencia a corte última, disminuyendo a 2.20 a 13 metros. Al comparar ACI 318-08 con AASHTO, la resistencia varía de 3.48 a 2.60 a medida que aumenta la altura del muro.

Al alcanzar menores capacidades a corte con el nuevo ACI 318-19 permite utilizar factores de seguridad más altos para muros de 2 hasta 3 metros, pero a medida que se trabaja con muros de mayor tamaño, el factor de seguridad del ACI 318-08 es mayor al ACI 318-19, esto nos indica que para una misma altura de muro, con el ACI 318-19, los muros deben ser más robustos para mantener el mismo factor de seguridad que el ACI 318-08.

La contribución del hormigón a pesar de incluir otros parámetros permanece constante en los cálculos de resistencia al corte en ambas normativas del ACI, mientras que la contribución del acero, para un mismo muro de contención varía en la ACI 318-19, partiendo de 1.27 veces mayor al ACI del 2008 para una altura del muro de 2 metros, bajando a 0.83 veces, esto debido a la modificación de espaciamiento mínimo.

## Bibliografía

- B., J. V. (2 de 2007). *DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN*. Obtenido de U-Cursos:  
<https://www.bing.com/ck/a?!&&p=012551add1f73028JmltdHM9MTcxNzg5MTIwMCZpZ3VpZD0wNDE5YWVjZi0xNDA5LTZjYmQtMml5MS1iZmI3MTViNjZkNWmmaW5zaWQ9NTIwMQ&ptn=3&ver=2&hsh=3&fclid=0419aecf-1409-6cbd-2b91-bfb715b66d5c&psq=DISE%c3%91O+SISMICO+DE+MUROS+DE+CONTENCION&u=a1a>
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Singapore: The McGraw-Hill Companies.
- CASTAÑEDA, F. A. (2001). MEDICION DEL COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS EN REPOSO "KO", POR MEDIO DE CONSOLIDOMETRO DE ROWE MODIFICADO. *Epsilon*, volumen 1, pp 46,47.
- DAS, B. M. (1999). *PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES*. SACRAMENTO, CALIFORNIA STATE UNIVERSITY: INTERNATIONAL THOMSON EDITORES.
- DIRECCION DE VIALIDAD, M. (2022). *MANUAL DE CARRETERAS, VOLUMEN 3*. MOP-DGOB-DIRECCION DE VIALIDAD.
- FRATELLI, M. G. (1993). *SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS*. CARACAS, VENEZUELA.
- Lemus, L. (2017). *Influence of backfill soil shear strength parameters on retaining walls stability*. La Serena: universidad de la serena.
- MARTINEZ, S. R. (2009). *DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN SECTOR LA AGUADA COMUNA DE CORRAL*. VALDIVIA: UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE.
- OFFICIALS, A. A. (1996). *STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES*. WASHINGTON: American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.
- PORTILLO, G. (4 de OCTUBRE de 2023). *ECOLOGIA VERDE*. Obtenido de  
<https://www.ecologiaverde.com/deslizamientos-de-tierra-causas-consecuencias-y-como-prevenirlos-4622.html>
- SILVA, O. J. (2024). *360 EN CONCRETO*. Obtenido de  
<https://360enconcreto.com/blog/detalle/patologias-muros-contencion-concreto/>

- VICTOR AGUILAR, P., ROBERT W. BARNES, P. P., & ANDRZEJ S. NOWAK, P. F. (2021). *COMPARATIVE ASSESSMENT OF SHEAR STRENGTH EQUATIONS FOR REINFORCED CONCRETE*. AUBURN: ASCE.
- Larasati, D. F., & Alrasyid, H. (2021). ASSESSMENT OF NOMINAL SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE COLUMN. In *JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING* (Vol. 36, Issue 1).
- Abbood, I. A., & Al-Bayati, A. F. (2021). Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete flat slabs: a literature review and design codes evaluation. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1067(1), 012061. <https://doi.org/10.1088/1757-899x/1067/1/012061>
- Abed Al-Jabar, M. R., & Kadhim, M. J. (2023). Enhancing punching shear capacity of flat slab: Review of strengthening and repairing techniques. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1232(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1232/1/012028>
- Aguilar, V. (2020). Shear Strength of Concrete Members: Challenges, Recent Developments and Possibilities. *Advancements in Civil Engineering & Technology*, 4(1). <https://doi.org/10.31031/acet.2020.04.000580>
- Aguilar, V., Barnes, R. W., & Nowak, A. S. (2023). Data-driven professional factors for ACI 318 one-way shear strength. *Structure and Infrastructure Engineering*, 19(9), 1205–1217. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.2013902>
- Aguilar, V., Popok, K., Hurtado, P., Barnes, R. W., & Nowak, A. S. (2020). *RELIABILITY EVALUATION OF ACI 318 STRENGTH REDUCTION FACTOR FOR ONE-WAY SHEAR*.
- Al-Bayati, A. F. (2023). Shear Strength of Reinforced Concrete Squat Walls. *Civil Engineering Journal (Iran)*, 9(2), 273–304. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2023-09-02-03>
- Al-Hamrani, A., Kucukvar, M., Alnahhal, W., Mahdi, E., & Onat, N. C. (2021). Green concrete for a circular economy: A review on sustainability, durability, and structural properties. In *Materials* (Vol. 14, Issue 2, pp. 1–33). MDPI AG. <https://doi.org/10.3390/ma14020351>
- Alshboul, O., Almasabha, G., Shehadeh, A., Mamlook, R. E. Al, Almuflih, A. S., & Almakayeel, N. (2022). Machine Learning-Based Model for Predicting the Shear Strength of Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups. *Buildings*, 12(8). <https://doi.org/10.3390/buildings12081166>

- Aminpour, N., & Memari, A. (2024). Capacity evaluation of composites with new materials based on design equations for concrete and masonry walls. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*. <https://doi.org/10.1080/15397734.2024.2335204>
- Amiri, A., & Tobber, L. (n.d.). *Review and Analysis of Codes and Experimental Tests for Steel and Steel-Reinforced Coupling Beams: Advancing Canadian Design*.
- Ballón Benavente, A., Sosa, E., & Francisco, J. (n.d.). *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú* Item Type info:eu-repo/semantics/bachelorThesis UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS. <http://hdl.handle.net/10757/621687>
- Casini, F., Pucci, A., Giannetti, I., & Guida, G. (2022). Geotechnical and historical aspects on the collapse of the Tiber embankment walls in the centre of Roma (1870–1900). *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites III - Proceedings of the 3rd International Issmge TC301 Symposium, 2022*, 1206–1213. <https://doi.org/10.1201/9781003308867-97>
- CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN. (n.d.).
- César, N., Aguilera Matamoros, R., Alexandra, K., & Villavicencio, A. (n.d.). *CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR*.
- Christianto, D., Makarim, C. A., Tavio, & Jusuf, A. H. (2022). A Proposed Formula for Predicting Size Effect on Shear Strength of Concrete Beams Without Coarse Aggregate. *International Journal on Engineering Applications*, 10(3), 220–226. <https://doi.org/10.15866/irea.v10i3.20552>
- comparacion de metodos de evaluacion de la resistencia para columnas rectangulares de hormigon armado con resistencia critica al corte*. (n.d.).
- de Sousa, A. M. D., Lantsoght, E. O. L., & El Debs, M. K. (2023). Transition between Shear and Punching in Reinforced Concrete Slabs: Review and Predictions with ACI Code Expressions. *ACI Structural Journal*, 120(2), 115–128. <https://doi.org/10.14359/51738350>
- Elmorsy, M., & Hassan, W. M. (2021). Seismic behavior of ultra-high performance concrete elements: State-of-the-art review and test database and trends. *Journal of Building Engineering*, 40. <https://doi.org/10.1016/j.job.2021.102572>

- Fakhroo, A.-A. (n.d.). *UCLA UCLA Electronic Theses and Dissertations Title Evaluating and Improving the ACI 318-19 Shear Strength Relationships for Seismic Design of Reinforced Concrete Columns*. <https://escholarship.org/uc/item/4zn1690k>
- Genikomsou, A. S. (2024). Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Slab-Column Connections—Review of Test Data, Code Provisions and Analytical Models. *Buildings*, 14(2). <https://doi.org/10.3390/buildings14020465>
- Ghosh, S. K., & Brewe, J. (n.d.). The most notable changes from ACI 318-14 to ACI 318-19 for precast concrete. In *PCI Journal*.
- Godat, A., Hammad, F., & Chaallal, O. (2020). State-of-the-art review of anchored FRP shear-strengthened RC beams: A study of influencing factors. *Composite Structures*, 254. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112767>
- Gullu, M. F., & Mohammed, F. S. (2021). Investigating the reliability of shear strength equations in TS500 and ACI318-19. *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*, 4(2), 57–67. <https://doi.org/10.31462/jseam.2021.04057067>
- Hung, C.-C., El-Tawil, S., & Chao, S.-H. (2021). A Review of Developments and Challenges for UHPC in Structural Engineering: Behavior, Analysis, and Design. *Journal of Structural Engineering*, 147(9). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0003073](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0003073)
- Jayasinghe, T., Gunawardena, T., & Mendis, P. (2022). Assessment of shear strength of reinforced concrete beams without shear reinforcement: A comparative study between codes of practice and artificial neural network. *Case Studies in Construction Materials*, 16. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01102>
- Kim, S. W., & Kim, K. H. (2021). Prediction of deflection of reinforced concrete beams considering shear effect. *Materials*, 14(21). <https://doi.org/10.3390/ma14216684>
- Kuchma, D. A., Hawkins, N. M., Kim, S.-H., Sun, S., & Kim, K. S. (n.d.). *Editor's quick points*.
- Larasati, D. F., & Alrasyid, H. (2021). ASSESSMENT OF NOMINAL SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE COLUMN. In *JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING* (Vol. 36, Issue 1).

- Lee, D., Shin, H., Yerzhanov, M., Ju, H., & Kang, T. H. K. (2023). Modification of Approximate Method of ACI 318 Prestressed Concrete Shear Provision. *ACI Structural Journal*, 120(3), 131–144. <https://doi.org/10.14359/51738463>
- Lemus, L. A., Moraga, N. O., & Lemus-Mondaca, R. (2017). Influence of backfill soil shear strength parameters on retaining walls stability. *Revista de La Construccion*, 16(2), 175–188. <https://doi.org/10.7764/RDLC.16.2.175>
- Lemus-Romani, J., Ossandón, D., Sepúlveda, R., Carrasco-Astudillo, N., Yepes, V., & García, J. (2023). Optimizing Retaining Walls through Reinforcement Learning Approaches and Metaheuristic Techniques. *Mathematics*, 11(9). <https://doi.org/10.3390/math11092104>
- Massone, L. M., & Correa, A. (2020). Behavior of reinforced concrete columns under biaxial shear forces based on ACI 318. *Engineering Structures*, 219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110731>
- modificaciones del ACI 318 del metodo de diseño a corte para miembros de concreto pretensado metodo detallado.* (n.d.).
- Moehle, J. P. (n.d.). *The committee chair summarizes updates in the most recent edition.* [www.concreteinternational.com](http://www.concreteinternational.com)
- Mohamed, O. A., Kewalramani, M. A., & Imran, A. M. (2023). Shear and flexure of FRP-reinforced concrete beams and slabs – A review. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.04.220>
- Muttoni, A., & Simões, J. T. (2023). Shear and punching shear according to the Critical Shear Crack Theory: background, recent developments and integration in codes. In *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* (Vol. 16, Issue 3). IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952023000300002>
- NII-Electronic Library Service.* (n.d.).
- Panjehpour, Sorooshian, S., & Deepak, T. J. (2021). The threshold for under-reinforced concrete sections proposed by ACI 318, EC 2 and BS 8110. *Civil Engineering and Architecture*, 9(6), 1754–1758. <https://doi.org/10.13189/cea.2021.090609>

- Sagheer, A. M., Tabsh, S. W., & Yehia, S. (2023). The Structural Behavior of Reinforced Concrete Beams Made with Locally Produced Recycled Aggregate in the UAE. *Buildings*, 13(10).  
<https://doi.org/10.3390/buildings13102597>
- Sakr, M. A., Khalifa, T., Darwish, E., & El-Batsh, O. (n.d.). *International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering*.  
<https://www.researchgate.net/publication/374842598>
- Shyamala, G. (2022). Impact of reinforcement and geometry of deep beam – Research perspective. *Materials Today: Proceedings*, 68, 1556–1561. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.07.189>
- Unal, M. E., Abdullah, S. A., Kolozvari, K., Wallace, J. W., & Kajiwara, K. (2023). Evaluation of ACI 318-19 provisions for special moment frames and special structural walls using data from the E-Defense 10-story tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(15), 6699–6721.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-023-01718-7>
- UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL. (n.d.).
- Wahab, S., Mahmoudabadi, N. S., Waqas, S., Herl, N., Iqbal, M., Alam, K., & Ahmad, A. (2024). Comparative Analysis of Shear Strength Prediction Models for Reinforced Concrete Slab-Column Connections. *Advances in Civil Engineering*, 2024.  
<https://doi.org/10.1155/2024/1784088>
- Wongkaew, A. (2022). Experimental Investigation of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Connections Subjected to Reversal Loading. *Trends in Sciences*, 19(20).  
<https://doi.org/10.48048/tis.2022.6217>
- Yehia, D., Deifalla, A., Zakaria, D., Mousa, E., & Abdelrahman, A. (n.d.). Future Engineering Journal Exploring the Effect of In-plane Tensile Forces on the Two-way Shear Strength: review, comparative study, and future works A R T I C L E I N F O. In *Future Engineering Journal* (Vol. 2).
- Zevgolis, I. E., & Bourdeau, P. L. (2010). Probabilistic analysis of retaining walls. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 359–373. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.12.003>
- Zufarihsan, R., Tambusay, A., & Suprobo, P. (2023). Shear Strength Prediction of Reinforced Concrete Two-way Thick Slabs: Comparison between Experimental and Analytical Studies. *IOP*

*Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1195(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1195/1/012010>