

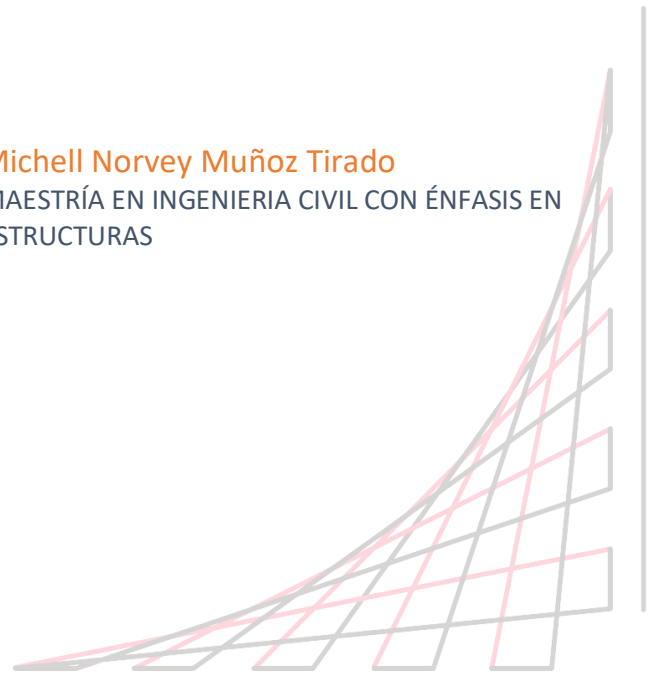


MANUAL PARA EL DISEÑO DE ANCLAJES AL CONCRETO

SEGÚN LA NORMATIVA ACI318-19

Michell Norvey Muñoz Tirado

MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL CON ÉNFASIS EN
ESTRUCTURAS



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

Contenido

Capítulo 1. Generalidades.....	8
1.1. Introducción.....	8
1.2. Nomenclatura	8
1.3. Definiciones.....	10
1.4. Excepciones del Manual	10
Capítulo 2. Anclajes: Reseña Histórica, Tipos de Sistemas de Anclaje y Solicitaciones	12
2.1. Reseña Histórica.....	12
2.2. Tipos de Sistemas de Anclaje	13
2.2.1. Tipos de Anclajes	14
2.2.2. Anclajes Preinstalados y Postinstalados: ventajas y desventaja.....	17
2.3. Solicitaciones.....	19
Capítulo 3. Tipo de Falla y Estados Limites de los Anclajes al Concreto.....	20
3.1. Tipo de falla en los Anclajes Sometidos a Cargas de Tensión	20
3.1.1. Falla del acero	20
3.1.2. Falla por deslizamiento.....	21
3.1.3. Falla por Arrancamiento del concreto	22
3.1.4. Falla por Hendimiento del concreto	22
3.1.5. Falla por Desprendimiento lateral del concreto.....	22
3.1.6. Falla por Adherencia	23
3.2. Tipo de falla en los Anclajes Sometidos a Cargas de Cortante	23
3.2.1. Falla del acero precedida por descascaramiento del concreto.....	23
3.2.2. Falla por desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre	24
3.2.3. Falla por arrancamiento del concreto	25
Capítulo 4. Diseño de Anclajes Sometidos a Cargas de Tensión	25
4.1. Resistencia del acero.....	25
Ejemplo 4.1.1.....	27
4.2. Resistencia al arrancamiento del concreto.....	28
Ejemplo 4.2.1.....	34
4.3. Resistencia a la Extracción por Deslizamiento	39
4.4. Resistencia al Desprendimiento Lateral del Concreto.....	42
4.5. Resistencia a la Falla por Adherencia de Anclajes Adheridos en Tracción.....	43
Ejemplo 4.5.1.....	46

Ejemplo 4.5.2.	48
Capítulo 5. Diseño de Anclajes Sometidos a Cargas de Cortante	51
5.1. Resistencia del Acero del Anclaje Sometido a Cortante	51
Ejemplo 5.1.1.	52
5.2. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a Cortante	54
Ejemplo 5.2.1.	60
5.3. Resistencia de Anclajes en Cortante por Desprendimiento del Concreto por Cabeceo del Anclaje	63
Capítulo 6. Interacción Tracción y Cortante	64
Capítulo 7. Consideraciones y Diseño Sismo Resistente	64
7.1. Resistencia de Anclajes a Tracción por Cargas de Sismo	67
7.2. Resistencia de Anclajes a Cortante por Cargas de Sismo	69
Capítulo 8. Refuerzo de Anclajes	69
8.1. Consideraciones para el Refuerzo de Anclajes en Tracción	71
8.2. Consideraciones para Refuerzo de Anclajes en Cortante	72
Capítulo 9. Ejemplos de diseño	73
Capítulo 10. Anexos	95
Bibliografía	100

INDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 2.1 - Tornillo con Cabeza Hexagonal	15
Figura 2.2. Tornillo en J.....	15
Figura 2.3. Tornillo en L.....	15
Figura 2.4. Perno con Cabeza Soldada	15
Figura 2.5. Anclajes Adheridos	16
Figura 2.6. Anclajes con Sobreperforación en su base.	16
Figura 2.7. Anclajes de Expansión con camisa.	16
Figura 2.8. Anclajes de expansión tipo Perno.	17
Figura 2.9. Anclajes de Tornillo.	17
Figura 2.10 Tipo de sollicitación en anclajes.	20
Figura 3.1. Falla del acero en el anclaje.....	21
Figura 3.2. Falla por deslizamiento del anclaje.....	21
Figura 3.3. Falla por arrancamiento del concreto.	22
Figura 3.4. Falla por hendimiento del concreto.....	22
Figura 3.5. Falla por desprendimiento lateral del concreto.....	23
Figura 3.6. Falla por adherencia.	23
Figura 3.7. Falla del acero en el anclaje por cortante.	24
Figura 3.8. Falla por desprendimiento del concreto a cortante.	24
Figura 3.9. Secuencia de falla por desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre a cortante.....	25
Figura 3.10. Falla por arrancamiento del concreto a cortante.	25
Figura 4.1 Ejemplo 1. anclaje en tracción.....	27
Figura 4.2. Cálculo del área efectiva para un solo anclaje.	29
Figura 4.3. Excentricidad e'_N para un grupo de anclajes.	31
Figura 4.4 Anclaje con un borde libre.....	31
Figura 4.5 Dos anclajes con un borde libre.	32
Figura 4.6 Grupo de anclajes con dos bordes libres.	32
Figura 4.7 Ejemplo 2. Resistencia al arrancamiento del concreto.....	34
Figura 4.8 Ejemplo 2. Vista en alzado. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$	35
Figura 4.9 Ejemplo 2. Vista en planta. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$	35
Figura 4.10 Ejemplo 2 parte (b). Vista en alzado. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$. 37	
Figura 4.11 Ejemplo 2 parte b. Vista en planta. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$	38
Figura 4.12 Interacción de la cabeza del perno con el concreto.....	40
Figura 4.13 Ejemplo A brg para un anclaje de cabeza hexagonal.....	41
Figura 4.14 Interacción del anclaje con el concreto	41
Figura 4.15 Área proyectada para un solo anclaje adherido.	44
Figura 4.16 Área proyectada para un grupo de anclajes adheridos.	44
Figura 4.17 Ejemplo 4.5.2 - Área de influencia	48
Figura 5.1. Área proyectada para un solo anclaje sometido a cortante.....	54
Figura 5.2 Área de influencia de un anclaje a cortante.....	56
Figura 5.3 Área de influencia de un grupo de anclajes a cortante.....	56
Figura 5.4 Área de influencia de un anclaje en una esquina a cortante.	56

Figura 5.5 Caso 2. Cortante paralelo a un borde.	59
Figura 5.6 Caso 3. Cortante paralelo a un borde.	59
Figura 5.7 Ejemplo 5.2.1 - Área de influencia a cortante	61
Figura 7.1. Base de columna anclada a elemento en concreto.	65
Figura 7.2. Viga metálica anclada a columna en concreto.	66
Figura 8.1 Refuerzo de anclaje a tracción.	70
Figura 8.2 Refuerzo de anclaje a cortante.	71
Figura 8.3 Refuerzo de anclaje a cortante.	73

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Tipo de Anclajes.....	14
Tabla 2.2 Anclajes: ventajas y desventajas.	18
Tabla 4.1 Numero de hilos para anclajes roscados.....	26
Tabla 4.2 Factores de modificación para anclajes en tracción.	30
Tabla 4.3 Esfuerzo característico.....	45
Tabla 5.1 Factores de modificación para anclajes sometidos a cortante.	55
Tabla 10.1 Esfuerzo de adherencia producto SIKA ANCHORFIX-3030.	95
Tabla 10.2 Esfuerzo de adherencia producto PE1000+ EPOXY DEWALT.	96
Tabla 10.3 Esfuerzo de adherencia producto AC100+ GOLD DEWALT.	97
Tabla 10.4 Esfuerzo de adherencia producto TIPO HIT-HY 200 HILTI.	98
Tabla 10.5 Esfuerzo de adherencia producto TIPO HIT-RE 100 HILTI.....	99

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 4.1 Resistencia nominal del acero en anclajes en tracción	25
Ecuación 4.2 área efectiva de la sección para barras roscadas o tornillos con cabeza	26
Ecuación 4.3 Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.....	28
Ecuación 4.4 Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un grupo de anclajes.	28
Ecuación 4.5 Área máxima proyectada para un solo anclaje.	29
Ecuación 4.6. Área proyectada al arrancamiento condición 1.....	31
Ecuación 4.7 Área proyectada al arrancamiento condición 2.....	32
Ecuación 4.8 Área proyectada al arrancamiento condición 3.....	32
Ecuación 4.9 Resistencia básica al arrancamiento de un solo anclaje	33
Ecuación 4.10 Resistencia básica al arrancamiento para tornillos y anclajes con cabeza.....	33
Ecuación 4.11 Resistencia a la Extracción por Deslizamiento	40
Ecuación 4.12 Resistencia básica por deslizamiento para pernos y tornillos con cabeza	40
Ecuación 4.13 Resistencia básica por deslizamiento para tornillos tipo J o L	41
Ecuación 4.14 Resistencia Nominal al Desprendimiento Lateral del Concreto	42
Ecuación 4.15 Factor de reducción Nsb para anclaje con dos bordes libres	42
Ecuación 4.16 Resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto para un grupo de anclajes.....	42
Ecuación 4.17 Resistencia nominal a la falla por adherencia.....	43
Ecuación 4.18 Resistencia nominal a la falla por adherencia de un grupo de anclajes.....	43
Ecuación 4.19 Área de influencia proyectada de un anclaje individual.....	44
Ecuación 4.20 Área de influencia proyectada de un grupo de anclajes.	45
Ecuación 4.21 cNa distancia proyectada para el desarrollo de la resistencia de adherencia.	45
Ecuación 4.22 Resistencia básica de adherencia en tracción	46
Ecuación 5.1 Resistencia del acero a cortante del anclaje con cabeza preinstalado	51
Ecuación 5.2 Resistencia del acero a cortante del anclaje preinstalado de tornillo con cabeza o gancho	51
Ecuación 5.3 Área efectiva para tornillos y barras roscadas	52
Ecuación 5.4 Resistencia del acero a cortante del anclaje con platinas de apoyo	52
Ecuación 5.5 área proyectada para un anclaje con un borde libre	56
Ecuación 5.6área proyectada para un grupo de anclajes con un borde libre	56
Ecuación 5.7 área proyectada para un anclaje con dos bordes libres.....	57
Ecuación 5.8 Área proyectada para un solo anclaje.....	57
Ecuación 5.9 Resistencia al córtate para un solo anclaje	58
Ecuación 5.10 Resistencia al córtate para un grupo de anclajes	58
Ecuación 5.11 Resistencia básica al arrancamiento a cortante	60
Ecuación 5.12 Resistencia básica al arrancamiento a cortante	60
Ecuación 5.13 Resistencia básica al arrancamiento a cortante	60
Ecuación 5.14 Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje.....	63
Ecuación 5.15 Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo de un grupo de anclajes	63
Ecuación 6.1 Relación entre tracción actuante y resistencia a la tracción de anclajes.....	64
Ecuación 6.2 Relación entre cortante actuante y resistencia a cortante de anclajes	64
Ecuación 6.3 Ecuación de interacción tracción y cortante	64

Capítulo 1. Generalidades

1.1. Introducción

Los anclajes son un tipo de conexión que, diseñados e instalados adecuadamente, garantizan la adecuada transferencia de carga entre dos sistemas estructurales diferentes como es el caso de estructuras basadas en acero y elementos de concreto. Pero no hay que limitar el uso de los anclajes a la unión de elementos que pertenecen al sistema principal de carga y de resistencia sísmica de una edificación.

Los anclajes son utilizados para la instalación de los elementos no estructurales en las edificaciones (ventanas, muros en sistemas de dry Wall, tuberías colgantes, entre otros.), en industrias al anclar equipos a elementos de concreto existentes o en el reforzamiento de estructuras de concreto. Los anclajes tienen una variedad de usos dentro de la construcción, lo cual eleva la importancia de un adecuado estudio para su diseño basados en la normativa vigente.

Los anclajes al concreto son un método constructivo eficiente para la transferencia de carga entre diferentes tipos de estructura, permiten el poder combinar elementos estructurales y garantizan un adecuado comportamiento ante las diferentes solicitaciones a las que se ven sometidos, siempre y cuando se cumplan los requisitos de diseño y la buena colocación de estos en obra. Por tal motivo, el minimizar los errores en el diseño y detallado ampliando el conocimiento sobre los anclajes de concreto y difundiendo por medio de la academia, es el objetivo del manual de diseño de anclajes al concreto.

1.2. Nomenclatura

$A_{se,N}$ = área efectiva de la sección de un anclaje en mm^2 .

A_{Nc} = área total proyectada de un grupo de anclajes.

A_{Nco} = área máxima proyectada para un solo anclaje.

A_{brg} = área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza en mm^2 .

A_{Na} = área total proyectada de un grupo de anclajes adheridos.

A_{Na0} = área máxima proyectada para un solo anclaje adherido.

$A_{se,V}$ = área efectiva del anclaje en mm^2 .

A_{vc} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje o un grupo de anclaje en mm^2 .

A_{Vc} = área total proyectada de un grupo de anclajes.

A_{Vco} = área máxima proyectada para un solo anclaje.

C_a = distancia del anclaje al borde del elemento de concreto.

d_a = diámetro del anclaje en mm.

h_{ef} = profundidad efectiva del anclaje.

h_a = espesor del elemento de concreto en mm.

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en MPa.

f_{uta} = esfuerzo último especificado del acero de un anclaje.

K_c = coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto.

n_t = número de hilos por milímetro de roscado.

N_a = resistencia nominal a la falla por adherencia de un solo anclaje adherido en tracción.

N_{ag} = resistencia nominal a la falla por adherencia de un grupo de anclajes adheridos en tracción.

N_{ba} = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

N_{ba} = resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado MPa.

N_{cb} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje.

N_{cbg} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes.

N_{sa} = resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero.

N_{sb} = resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto.

N_p = resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento.

N_{pn} = resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un solo anclaje.

s = separación entre anclajes

V_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

V_{cb} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto a cortante de un solo anclaje.

V_{cbg} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto a cortante de un grupo de anclajes.

V_{sa} = Resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante.

λ_a = factor de modificación para concreto liviano.

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.

τ_{cr} = esfuerzo de adherencia característico en MPa.

$\Psi_{ec,N}$ = factor de excentricidad del arrancamiento.

$\Psi_{ed,N}$ = factor de efecto de borde del arrancamiento.

$\Psi_{c,N}$ = factor de efecto fisuración para el arrancamiento.

$\Psi_{cp,N}$ = factor de hendimiento para el arrancamiento.

$\Psi_{c,p}$ = factor de efecto fisuración para deslizamiento

$\Psi_{ed,Na}$ = factor de efecto de borde en anclajes adheridos.

$\Psi_{cp,Na}$ = factor de hendimiento por adherencia.

$\Psi_{ec,Na}$ = factor de excentricidad por adherencia.

$\Psi_{ec,v}$ = factor de modificación por excentricidad del arrancamiento.

$\Psi_{ed,v}$ = factor de modificación por efecto de borde del arrancamiento.

$\Psi_{c,v}$ = factor de modificación por efecto fisuración para el arrancamiento.

$\Psi_{h,v}$ = factor para arrancamiento por espesor.

1.3. Definiciones

Anclaje: dispositivo de acero que se inserta en el elemento de concreto para transferir cargas.

Anclaje preinstalado: hace referencia a un anclaje colocado en el elemento de concreto endurecido.

Anclaje preinstalado: hace referencia a un anclaje colocado en el elemento de concreto antes de fundir.

Sistema de anclajes: conjunto de anclajes relacionados entre sí, ordenados de tal forma que se garantiza que la conexión resiste las cargas ultimas a las que se ve sometida. Estos pueden ser preinstalados o postinstalados.

1.4. Excepciones del Manual

El manual abarca los anclajes al concreto basado la normatividad del ACI318-19 capítulo 17 adoptando la filosofía de diseño allí expuesta. En la revisión del diseño de anclajes el lector deberá tener en cuenta las siguientes excepciones y consideraciones al momento de utilizar este documento.

Todos los cálculos de resistencia para los anclajes al concreto expuestos en el capítulo 2.1 se basa en estudios y ensayos en concretos con resistencias a la compresión menores a $f'_c=70\text{MPa}$ para anclajes preinstalados y $f'_c=55\text{MPa}$ para anclajes postinstalados, para concretos de alta resistencia se deberá recurrir disposiciones adicionales vista en R17.3.1.

Si bien el manual puede brindar pautas a considerar en el diseño, todas las resistencias de diseño calculadas deberán ser soportadas por diseños presentando una limitante para el uso del manual de diseño de anclajes al concreto.

Otra de las consideraciones para tener en cuenta es que las conexiones basadas en anclajes son para unir elementos de acero a estructuras de concreto y no se incluyen las uniones entre elementos de concreto a concreto. Este tipo de conexión son comunes en el ejercicio profesional y se presentan cuando se tienen construcciones con procesos constructivos en los cuales se debe fundir el concreto de diferentes edades y por lo general la transferencia de esfuerzos se realiza por medio de barras corrugadas ancladas al concreto existente.

Dichas barras o acero de refuerzo de alta resistencia tienen un límite de fluencia definido, a diferencia de los anclajes contemplados en el capítulo 2.1, y presentan la otra limitante del manual. Esto debido a que para que estas barras alcancen fluencia deben tener una longitud que se calcula de acuerdo con el diámetro de estas, conocida como longitud de desarrollo, dicha longitud en ocasiones puede superar $20d_b$ la cual es la profundidad máxima de anclaje, h_{ef} ; en la cual se basa la filosofía de diseño del manual.

En resumen, el manual de diseño de anclajes no cubre tres casos específicos:

- Anclajes al concreto con resistencias superiores a $f'_c=70\text{MPa}$ para anclajes preinstalados y $f'_c=55\text{MPa}$ para anclajes postinstalados.
- Unión entre elementos de concreto por medio de anclajes.
- Anclajes con profundidades mayores a $20d_b$.

Se invita al lector a indagar las filosofías de diseño, textos y normatividad que contemple estas excepciones como complemento a lo expuesto en el manual y ampliar su base de estudio.

Capítulo 2. Anclajes: Reseña Histórica, Tipos de Sistemas de Anclaje y Solicitaciones

2.1. Reseña Histórica

Las uniones entre elementos estructurales tienen como objetivo lograr la transferencia de carga de un miembro a otro de tal manera que se mantenga la estabilidad general de la estructura, es así como se resalta la importancia de un adecuado diseño y detallado de estas.

Los sistemas de anclaje son un tipo de unión entre elementos estructurales y no estructurales comúnmente usados en la construcción y en la actualidad con mayor frecuencia, gracias a los avances en las investigaciones realizadas en ese campo las cuales dan garantía de su uso.

Los tipos de anclajes comúnmente usados son dos: los anclajes preinstalados los anclajes postinstalados. Los primeros son instalados antes de fundir el concreto y los segundos son usados en el concreto ya endurecido, estos tipos se revisarán en el siguiente numeral.

Los primeros sistemas de anclajes al concreto usados en la construcción se basaban en anclajes preinstalados los cuales se diseñaban por medio de tablas y se sustentaban en pruebas de carga de tal manera que garantizaran un funcionamiento adecuado ante las sollicitaciones de diseño. En la década del cincuenta y sesenta los tipos de anclaje de uso común eran los esparrago con cabeza soldada y los tornillos con cabeza.

Con la incursión de los grout como sistema de anclaje en la década de los setenta, los anclajes postinstalados empezaron a ganar campo en la construcción y empezaron a ser competencia para los sistemas preinstalados. Ya para comienzos 1980 se empezaron a utilizar los anclajes químicos.

Los simposios realizados por el Instituto Americano del Concreto (ACI por sus siglas en inglés) se trató el tema de los anclajes al concreto mostrando los avances de las investigaciones adelantadas en esa época, pero fue solo en el comité del ACI 355 que se publica un documento normativo, ACI 355.1R-91 Creggan et al., (1997), sobre los anclajes al concreto el cual se basa en el comportamiento de estos y en cómo se realiza la transferencia de carga. Se presento los tipos de anclaje clasificándolos en los anclajes instalados en el hormigón in situ y los instalados en el hormigón endurecido; el documento presentaba el comportamiento de los anclajes, las recomendaciones de diseño, las consideraciones constructivas y los requisitos y especificaciones existentes para el diseño.

En este documento se atendían los anclajes colocados en el concreto endurecido mostrando dos tipos básicos de estos (anclajes cementados y los anclajes de expansión) y excluía hasta entonces los anclajes adhesivos.

Los anclajes adhesivos los incluye el ACI en el documento “Understanding Adhesive Anchors” Wollmershauser, Consulting, & Mattis, n.d.,(2010) el cual es un texto técnico base que contenía el comportamiento, materiales, instalación y diseño de dichos anclajes. Este

documento presenta la forma de cómo se deben instalar los anclajes y un método de diseño haciendo énfasis en la falla por desprendimiento del concreto calculando la resistencia del anclaje basados en el método de diseño de la capacidad del concreto (CCD por sus siglas en inglés).

Los anclajes al concreto se incluyeron en las normas del ACI hasta el 2002 con la inclusión del apéndice D al documento ACI 318-02, en el cual se normatizaban los anclajes preinstalados y postinstalados mecánicos y se diseñaban por el método del CCD. Solo hasta el año 2011 en el documento ACI 318-11 se modifica el apéndice D y se incluyen los anclajes adhesivos. En la actualidad, debido a que los documentos del ACI están en una constante renovación, el apéndice D ha pasado a ser el capítulo 17 dentro del documento más reciente el cual es ACI 318M-19 American Concrete Institute, (2019).

2.2. Tipos de Sistemas de Anclaje

La norma ACI 318M-19 usa el termino anclaje para el dispositivo de acero usado para transmitir las solicitaciones generadas por las cargas de servicio al concreto, por lo tanto, hay que notar la diferencia entre anclaje y sistemas de anclaje.

Un sistema de anclaje es un conjunto de anclajes, dispuestos en la conexión con el objetivo de que se garantice que se resisten las cargas de diseño a las que esta se ve sometida. Un sistema de anclajes hace referencia a un grupo de anclajes con las mismas características, resistencia, diámetro y profundidad.

Los sistemas de anclajes se dividen en dos grandes grupos, los anclajes preinstalados y los anclajes postinstalados y estos a su vez tienen varios subgrupos en los cuales dependiendo del mecanismo de transferencia de carga se define el sistema de anclaje. (Tabla 2.1 Tipo de Anclajes)

Los anclajes preinstalados son aquellos que se colocan antes de fundir el concreto y la norma los clasifica en cuatro tipos de anclaje: Tornillo con cabeza hexagonal y arandela, tornillo en L, tornillo en J y perno con cabeza soldada. (Figura 2.1 a Figura 2.4)

Por otra parte, se encuentran los anclajes postinstalados, que como su nombre lo indica, son anclajes que se instalan en el concreto endurecido. Este tipo de anclaje se divide en dos grupos de acuerdo con la forma en la que se transfiere la carga al concreto ya sea por adherencia o de forma mecánica. Para los anclajes adheridos se utiliza productos adhesivos químicos o grout. (Figura 2.5)

TIPOS DE ANCLAJE

Anclajes Preinstalados	Anclajes Postinstalados
<ul style="list-style-type: none"> • Tornillos con Cabeza Hexagonal • Tornillo en J y L • Perno con Cabeza Soldada (Espárragos) 	<ul style="list-style-type: none"> • Adheridos <ul style="list-style-type: none"> ○ Adhesivos ○ Grout • Mecánicos <ul style="list-style-type: none"> ○ Expansión ○ Atornillados ○ Sobre Perforados

Tabla 2.1 Tipo de Anclajes

2.2.1. Tipos de Anclajes

Como se mencionó anteriormente, el anclaje es el elemento utilizado para la transferencia de carga y los hay de varios tipos dependiendo del sistema de anclaje a utilizar, preinstalado o postinstalado.

- Tornillo con cabeza hexagonal: este tipo de anclaje se encuentra dentro de los anclajes preinstalados y es un tornillo de acero el cual tienen una tuerca o cabeza en la parte inferior del anclaje y queda embebida en el concreto. (Figura 2.1)
- Tornillo en J o L: anclajes en acero en forma de J o L, también conocidos como anclajes tipo bastón por su forma. (Figura 2.2 y Figura 2.3)
- Perno con cabeza soldada: anclaje similar al tornillo con cabeza hexagonal, pero a diferencia de este en la parte superior va soldado a la placa base. (Figura 2.4)
- Anclaje adherido: este tipo de anclaje pertenece al grupo de los anclajes postinstalados y se inserta en una perforación de 1.5 veces su diámetro y transfiere la carga por adherencia entre el anclaje al adhesivo y del adhesivo al concreto. (Figura 2.5)
- Anclaje con sobre perforación en su base: otro tipo de anclaje postinstalado el cual realiza la transferencia de carga de forma mecánica al realizarse una trabazón en la parte embebida en el concreto endurecido. Esta sobre perforación se realiza con un taladro especial antes de insertar el anclaje. (Figura 2.6)
- Anclaje de expansión: este tipo de anclaje postinstalado transfiere la carga debido a la acción mecánica que ejerce las paredes de la camisa del anclaje al expandirse ya sea porque se aplica un torque al anclaje o por fuerzas de impacto. (Figura 2.7 y Figura 2.8)
- Anclaje de tornillo: los anclajes de tornillo son comúnmente utilizados por su facilidad de instalación. Son tornillos roscados que al insertarse en el concreto endurecido en un orificio previamente hecho transfiere la carga por medio del entrapado que ejerce el acanalado en el concreto. (Figura 2.9)

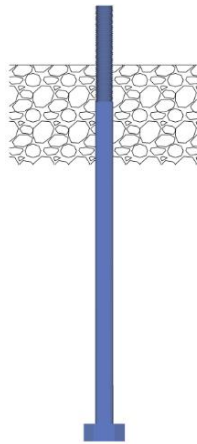


Figura 2.1 - Tornillo con Cabeza Hexagonal

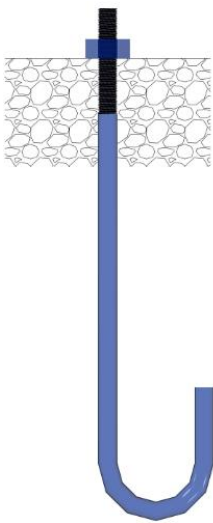


Figura 2.2. Tornillo en J.

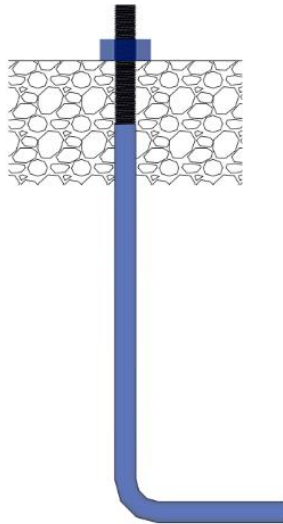


Figura 2.3. Tornillo en L

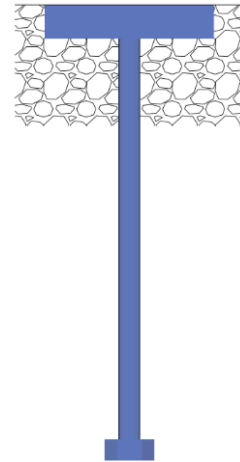
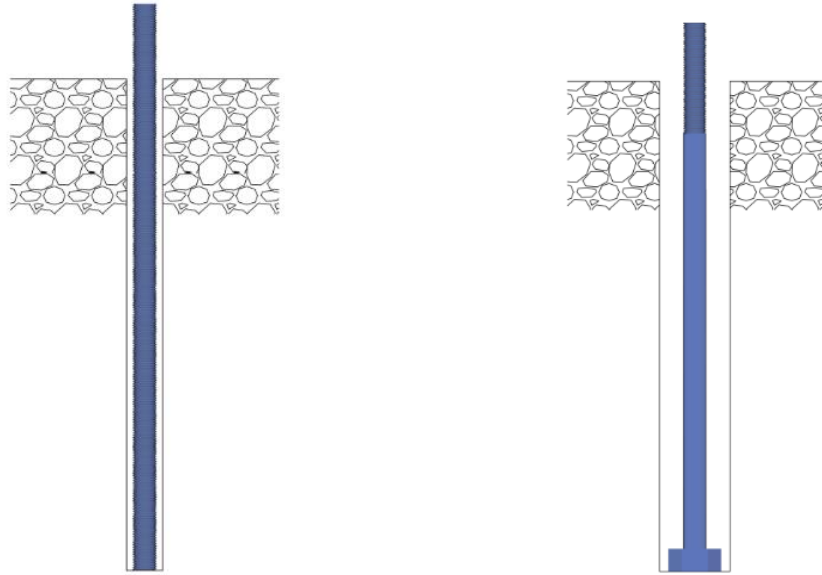


Figura 2.4. Perno con Cabeza Soldada



a. i. Anclaje con Adhesivo químico

a. ii. Anclaje con Grout

Figura 2.5. Anclajes Adheridos

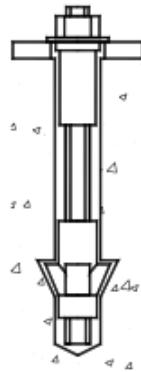


Figura 2.6. Anclajes con Sobreperforación en su base.

Tomado de *Anchorage in Concrete Construction* (R. Eligehausen, 2006)

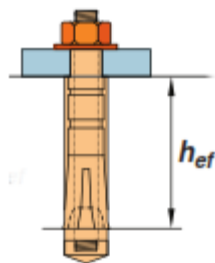


Figura 2.7. Anclajes de Expansión con camisa.

Tomado del ACI318 (American Concrete Institute, 2019)

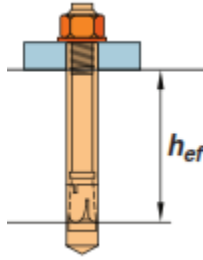


Figura 2.8. Anclajes de expansión tipo Perno.

Tomado del ACI318 (American Concrete Institute, 2019)

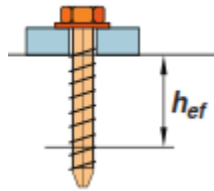


Figura 2.9. Anclajes de Tornillo.

Tomado del ACI318 (American Concrete Institute, 2019)

2.2.2. Anclajes Preinstalados y Postinstalados: ventajas y desventaja

El tipo de sistema de anclaje a usar dependerá en gran medida del tipo de proyecto a realizar. Para proyectos de reforzamiento es claro que el tipo de sistema de anclaje a usar son los postinstalados y será de preferencia del proyectista utilizar los mecánicos, adhesivos químicos o los de tipo grout. En el ensamblaje de estructuras nuevas se tiene la posibilidad de considerar los dos tipos de sistema de anclaje e inclinación por uno o por el otro será en gran medida por las condiciones particulares del proyecto y el beneficio que el sistema escogido le brinde al avance de obra. Para ello se presentan aquí las ventajas y desventajas para tener en cuenta en el uso de cualquiera de los dos tipos de sistemas de anclaje.

El uso de los anclajes preinstalados, que requieren un gran detalle en su instalación, permite el poder ubicarlos de tal manera que no se interfiera con el acero de refuerzo de los elementos de concreto, pudiendo así tener un mayor control en el distanciamiento del anclaje al borde del elemento y disminuir la posibilidad de falla por desprendimiento lateral del concreto, esto se verá más adelante cuando se analicen los tipos de falla en los anclajes.

Dentro de las desventajas del sistema de anclaje preinstalado están que, si no se fijan bien al acero o plantillas guía, al momento de vaciar el concreto los anclajes pueden perder verticalidad o desplazarse y no coincidir después con los elementos placa base para el posicionamiento de las estructuras o elementos estructurales sobrepuestos. Se debe tener especial cuidado en el replanteo de los elementos estructurales y localizar los anclajes con gran detalle, por lo que el seguimiento en obra de esta instalación debe ser exhaustiva.

Los sistemas de anclajes postinstalados requieren para su instalación herramientas adicionales y procesos de limpieza de los orificios para garantizar una mayor eficiencia de estos. La colocación de estos sistemas facilita la ubicación de los elementos estructurales en un replanteo posterior a fundir los elementos de concreto ya sea por reubicación o por desfases en la medición; esto permite la corrección de errores cuando no se hace una buena localización de ejes, por ejemplo.

Una desventaja en los anclajes postinstalados es que al no tener conocimiento del posicionamiento del acero de refuerzo existente en los elementos de concreto y al hacer los orificios se encuentre el acero y toque reubicar nuevamente la posición de ese orificio, por lo que debe hacerse una investigación previa por medio de equipos de inspección de acero. La otra desventaja es que cuando no se ha capacitado adecuadamente a los instaladores o la instalación se realiza de forma empírica y no se siguen las recomendaciones dadas por los proveedores de los productos (para anclajes químicos), los anclajes son susceptibles a presentar fallas.

En la Tabla 2.2 se presenta un resumen de las ventajas y desventajas de los dos tipos de sistemas de anclaje. La elección dependerá del tipo de proyecto a ejecutar y las características particulares de este. Independientemente del sistema de anclaje a utilizar, se deben diseñar siguiendo los requisitos mínimos normativos y las recomendaciones y procesos de instalación indicados por el diseñador y proveedor de los anclajes. Gran parte del éxito de los sistemas de anclaje está en su diseño y adecuada instalación.

	Anclajes Preinstalados	Anclajes Postinstalados
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Los anclajes pueden ubicarse adecuadamente respecto al acero de refuerzo • Es posible disponer de varios tamaños de anclajes, longitudes y configuraciones 	<ul style="list-style-type: none"> • Los anclajes se acomodan a los elementos a unir • Evita perforaciones adicionales a las formaletas
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Los anclajes que no se fijan adecuadamente pueden desplazarse de su posición inicial al momento de vaciar el concreto • Los anclajes se pueden ver afectados por la pobre consolidación del concreto • Los anclajes no se pueden mover después del curado del concreto • Los anclajes hechos en muros y en la parte inferior de las losas implican aberturas en las formaletas 	<ul style="list-style-type: none"> • Incertidumbre en el refuerzo del elemento de concreto pudiendo ocasionar daños en el acero de refuerzo • Los anclajes postinstalados generalmente se calcula una menor resistencia que los anclajes preinstalados para profundidades similares • Los requisitos de inspección son mayores que para los anclajes preinstalados

Tabla 2.2 Anclajes: ventajas y desventajas.

Adaptado de "The Reinforced Concrete Design Manual" American Concrete Institute, (2013)

2.3. Solicitaciones

Los sistemas de anclajes se ven sometidos a diferentes tipos de carga Eligehausen, (2006) los cuales se clasifican de acuerdo con frecuencia de ocurrencia y duración. De acuerdo con la frecuencia se debe distinguir las cargas permanentes, tales como, las cargas muertas (peso propio, particiones, maquinaria fija, mobiliario fijo, acabados, etc.), cargas presentes en periodos de tiempo, cargas transitorias (tránsito de personas, mobiliario movable, vehículos, nieve, empozamiento de agua, entre otros) y las cargas dinámicas que pueden ser ocasionadas por sismos, explosiones y maquinas vibratorias.

De acuerdo con Eligehausen, (2006) las cargas permanentes y las cargas semipermanentes, que actúan en cortos periodos, que no involucran un componente inercial serán cargas estáticas y para todas aquellas cargas que si involucran un componente inercial y sin importar el número de ciclos de ocurrencia serán consideradas cargas dinámicas.

Las cargas consideradas para el diseño de estructuras son aquellas resultantes de una evaluación del uso, condiciones de servicio y ubicación. En esta revisión de cargas se debe remitir y tener en cuenta como parámetros mínimos los establecidos en la normatividad vigente. Las cargas estáticas permanente son aquellas asociadas al peso propio de los elementos o de la estructura general como tal y a todo aquello que genere una carga con poca posibilidad de ser movable como los son los acabados, estantería fija, puertas, ventanas, maquinaria fija y muros divisorios entre otros.

Las cargas semipermanentes, que, aunque son cargas transitorias, debido a su frecuencia de ocurrencia y al no contener fuerzas inerciales se consideran cargas estáticas y son aquellas clasificadas como cargas vivas, cargas de viento, cargas de granizo o nieve (en zonas donde se presentan estaciones) y cargas de empozamiento por lluvias.

Dentro de las cargas transitorias hay que considerar aquellas que se prolongan por un largo periodo y que pueden llegar a generar una fatiga en los sistemas de anclaje, por ejemplo, las cargas ocasionadas por maquinas vibratorias o cargas de tráfico vehicular. Entonces, se debe diferenciar en la naturaleza de las cargas aquellas que son estáticas, dinámicas y aquellas que por el número de ciclos de ocurrencia en un periodo de tiempo causen fatiga en los sistemas de anclaje.

La distinción en la naturaleza de las cargas permitirá hacer la correcta evaluación del sistema de anclajes de acuerdo con los requisitos mínimos de la norma a utilizar. En el ACI318-19M (capítulo 17 numeral 17.1.4) American Concrete Institute, (2019) se presentan las resistencias mínimas a usar en los sistemas de anclaje para los cuales las cargas no estén asociadas a ciclos de fatiga fuertes o cargas de impacto sin excluir las solicitaciones provenientes de las acciones sísmicas.

Lo anterior indica el tipo de cargas y la naturaleza de estas y que se deben tener en cuenta en el análisis de los sistemas de anclajes. Dichas cargas serán las que originen las solicitaciones

para el diseño de los anclajes las cuales son fuerzas de tensión, cortante o una combinación de estas.

Según la aplicación de la carga, la magnitud, la dirección y el tipo de restricción considerada se establece si el anclaje se ve sometido a fuerzas de tensión, cortante o una combinación de ambas acciones como se muestra en la Figura 2.10.

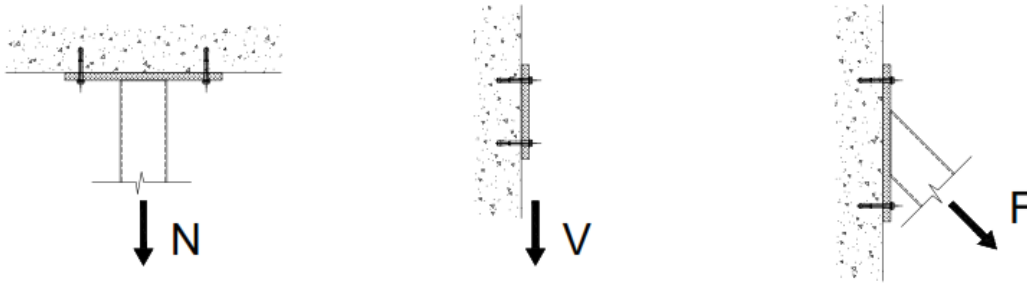


Figura 2.10 Tipo de solicitación en anclajes.

Capítulo 3. Tipo de Falla y Estados Límites de los Anclajes al Concreto

Los tipos de falla que se presentan en los sistemas de anclaje dependerán del tipo de solicitación al que se encuentren sometidos.

3.1. Tipo de falla en los Anclajes Sometidos a Cargas de Tensión

El ACI318-19M American Concrete Institute, (2019) establece para los anclajes sometidos a tracción seis tipos de falla básicas: falla del acero, falla por deslizamiento, falla por arrancamiento del concreto, falla por hendimiento del concreto, falla por desprendimiento lateral y falla de adherencia. Esta última corresponde a los anclajes postinstalados, específicamente a los anclajes adheridos.

A continuación, se muestran los diferentes tipos de fallas que se presentan en los anclajes sometidos a cargas de tracción.

3.1.1. Falla del acero

Este tipo de falla está asociado al anclaje propiamente dicho, ya sea preinstalado o postinstalado. Cuando la fuerza de tracción a la que está sometida el anclaje supera la resistencia a la tracción del elemento de acero, el anclaje falla. Ver Figura 3.1.

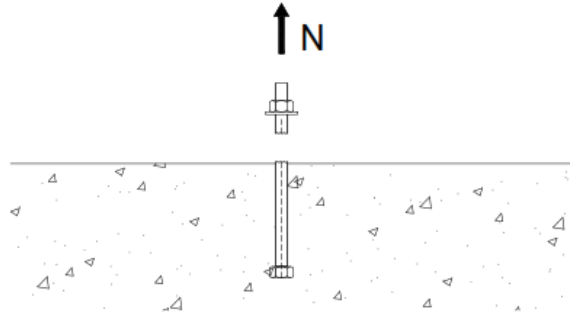


Figura 3.1. Falla del acero en el anclaje.

3.1.2. Falla por deslizamiento

De acuerdo con el reglamento ACI318-19M esta es una falla relacionada con la capacidad del concreto y se presenta en los anclajes preinstalados, anclaje postinstalados expansivos, de tornillo y con sobre perforación en la base. La falla de extracción por deslizamiento se presenta cuando la longitud de embebido del anclaje (h_{ef}) no es suficiente para que se desarrolle la resistencia del acero o alcanzar la falla de arrancamiento del concreto Creegan et al., (1997).

Para anclajes de expansión la falla sucede cuando la fuerza de expansión no es la suficiente para que se desarrolle la resistencia del acero o se genere una falla por cortante para extracción del cono de concreto.

En los anclajes preinstalados con cabeza o de tornillo con cabeza, la falla se presenta cuando se llega a la falla del concreto por aplastamiento la cual se ocurre debido al contacto del área de la cabeza del anclaje con el concreto.

Otra de las causas de este tipo de falla es la deficiencia en la instalación; al momento de realizar, por ejemplo, la perforación para un anclaje postinstalado y esta se hace de un diámetro mayor al especificado. Ver Figura 3.2.

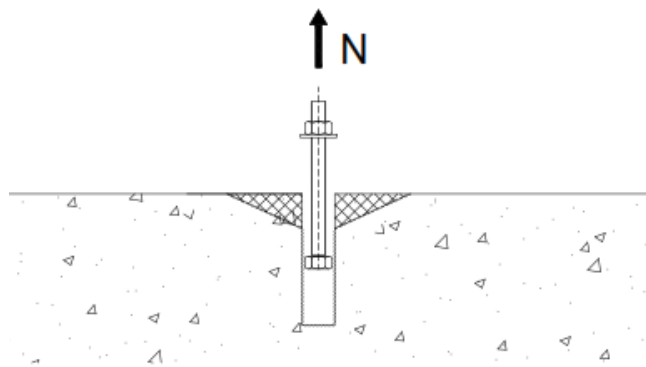


Figura 3.2. Falla por deslizamiento del anclaje.

3.1.3. Falla por Arrancamiento del concreto

En este estado limite el anclaje falla cuando se superan las tensiones que se presentan en el concreto ocasionando así el arrancamiento. Al desprenderse el anclaje el concreto que se desprende junto con este tiene una forma irregular que se asemeja a un cono; la pendiente de la superficie de fractura de acuerdo con observaciones oscila entre 40° y 60° Creegan et al., (1997) dependiendo de la longitud de anclaje; el ACI ha estimado así para los cálculos para cualquier profundidad de anclaje un valor de 35° . Ver Figura 3.3.

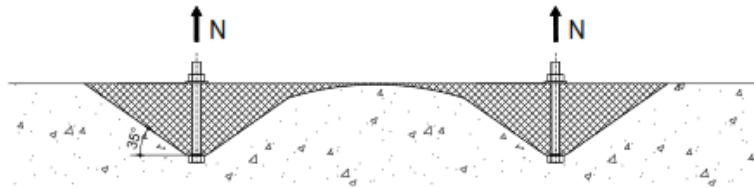


Figura 3.3. Falla por arrancamiento del concreto.

3.1.4. Falla por Hendimiento del concreto

Esta es una falla que ocurre cuando los anclajes se localizan cerca a los bordes de los elementos de concreto o cuando la separación entre estos es muy pequeña. El hendimiento se presenta debido a esfuerzos perpendiculares en el concreto que tienden a abrir el elemento. Ver Figura 3.4.

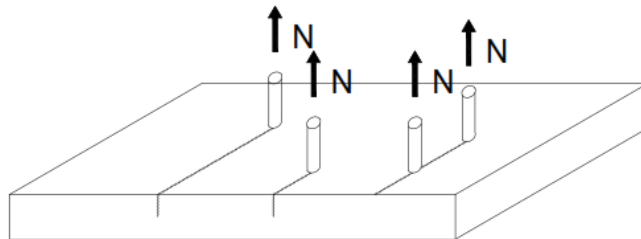


Figura 3.4. Falla por hendimiento del concreto.

3.1.5. Falla por Desprendimiento lateral del concreto

Falla que ocurre cuando se superan los esfuerzos de tensión en el concreto, por lo general se presenta cuando los anclajes preinstalados se localizan cerca a los bordes del elemento de concreto. Ver Figura 3.5.

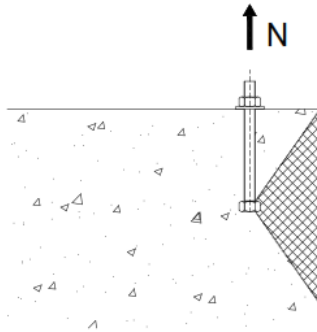


Figura 3.5. Falla por desprendimiento lateral del concreto.

3.1.6. Falla por Adherencia

La falla por adherencia se presenta en los anclajes postinstalados adheridos únicamente debido a que el área de falla que se supone para el cálculo de la resistencia depende del diámetro de del anclaje y las características del esfuerzo de adherencia. Ocurre cuando se supera los esfuerzos que se generan en la adherencia entre el anclaje, el adhesivo y el concreto. Suele presentarse una parte con arrancamiento del concreto. Ver Figura 3.6.

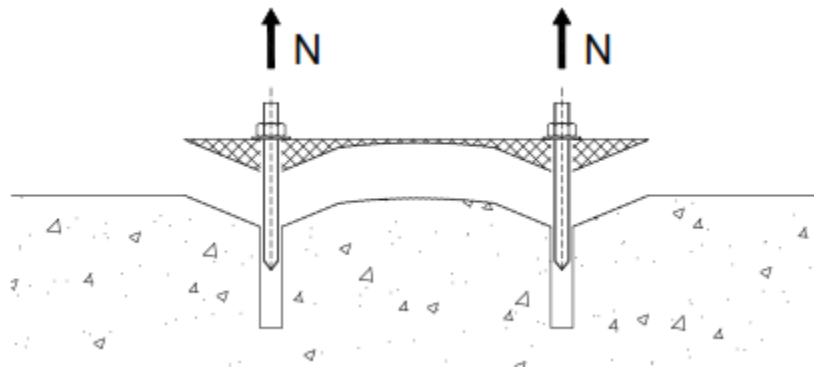


Figura 3.6. Falla por adherencia.

3.2. Tipo de falla en los Anclajes Sometidos a Cargas de Cortante

El ACI318-19M American Concrete Institute, (2019) establece para los anclajes sometidos a cortante tres tipos de falla básicas: falla del acero, falla por desprendimiento del concreto y falla por arrancamiento del concreto.

A continuación, se muestran los diferentes tipos de fallas que se presentan en los anclajes sometidos a cargas de cortante.

3.2.1. Falla del acero precedida por descascaramiento del concreto

Este tipo de falla está asociado al anclaje el cual por lo general es un elemento de acero, por lo que para el cálculo de la resistencia nominal debe ser calculado con el esfuerzo de fluencia

último o de falla (f_{uta}) y no con el esfuerzo de fluencia (f_y) debido a que los materiales de los anclajes no presentan un punto de fluencia definido American Concrete Institute, (2019). En este tipo de falla se presenta desprendimiento del concreto alrededor del anclaje. Ver Figura 3.7.

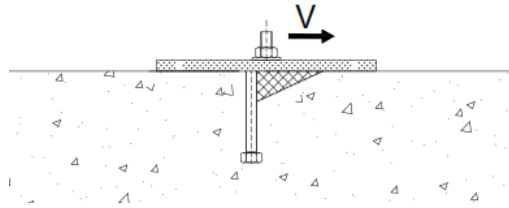


Figura 3.7. Falla del acero en el anclaje por cortante.

3.2.2. Falla por desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre

Para este tipo de falla se genera desprendimiento del concreto a un costado del anclaje generando un cono de forma irregular. Ver Figura 3.8.

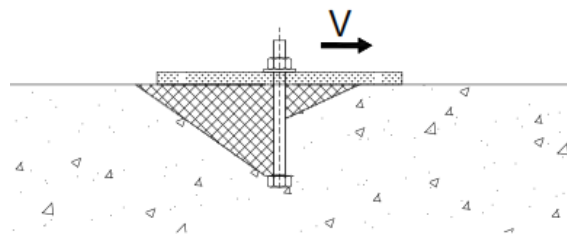


Figura 3.8. Falla por desprendimiento del concreto a cortante.

Este tipo de falla ocurre cuando se genera una excentricidad entre el cortante actuante y la resultante del cortante resistente dando origen a un par momento cuyas componentes son una resultante de compresión C entre la placa base y el concreto y una fuerza de tensión N en el anclaje; cuando la resultante de tensión N supera la fuerza de tensión que resiste el anclaje asociada a la resistencia de extracción del bloque de concreto se genera entonces la superficie como un área proyectada desde la cabeza del anclaje de forma cónica. Ver Figura 3.9.

La profundidad del anclaje y la resistencia del concreto serán entonces factores que inciden en este tipo de falla. En anclajes cortos con un $h_{ef} < 60\text{mm}$ Eligehausen, (2006) el área proyectada de la superficie de concreto será menor por ende la resistencia proporcionada disminuirá.

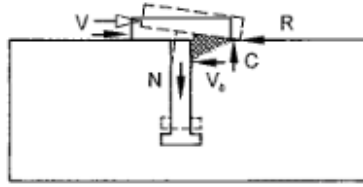


Figura 3.9. Secuencia de falla por desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre a cortante.

Tomado de *Anchorage in Concrete Construction* Eligehausen, 2006

3.2.3. Falla por arrancamiento del concreto

La falla por arrancamiento del concreto está asociada a los anclajes o sistemas de anclajes cercanos al borde que al verse sometidos a acciones de corte presentan un desprendimiento lateral del concreto en forma de cono. Ver Figura 3.10.

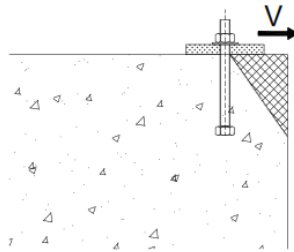


Figura 3.10. Falla por arrancamiento del concreto a cortante.

Capítulo 4. Diseño de Anclajes Sometidos a Cargas de Tensión

Ya estudiados los tipos de falla que se presentan en los anclajes sometidos a cargas de tensión y se presentan a continuación los estados límites para tener en cuenta en el diseño de los sistemas de anclajes preinstalado y postinstalados de acuerdo con lo establecido en ACI318-19.

4.1. Resistencia del acero

Este estado limita la falla de los anclajes cuando las cargas en tracción supera el esfuerzo de fluencia ultimo. Esta revisión se realiza teniendo en cuenta las propiedades del material del anclaje y sus dimensiones.

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

Ecuación 4.1 Resistencia nominal del acero en anclajes en tracción

Donde:

N_{sa} = resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero.

$A_{se,N}$ = área efectiva de la sección de un anclaje en mm^2 .

f_{uta} = esfuerzo último especificado del acero de un anclaje. f_{uta} no debe exceder $1.9f_{ya}$ o 860MPa.

Para determinar el área efectiva en los anclajes tipo tornillo con cabeza o barras roscadas se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right]^2$$

Ecuación 4.2 área efectiva de la sección para barras roscadas o tornillos con cabeza

Donde:

n_t = número de hilos por milímetro de roscado. Ver Tabla 4.1.

Para los anclajes postinstalados en los cuales se presente un área reducida dentro del anclaje, esta deberá ser suministrada por el fabricante, como lo es el caso de los anclajes tipo cuña.

NUMERO DE HILOS PARA ANCLAJES ROSCADOS

DIAMETRO DEL ANCLAJE d_a (plg)	DIAMETRO DEL ANCLAJE d_a (mm)	NUMERO DE HILOS POR MILIMETRO (n_t)	ÁREA $A_{se,N}$ (mm^2)
1/4	6.35	0.787	20.53
3/8	9.50	0.630	49.68
1/2	12.7	0.512	91.55
5/8	15.9	0.433	146.3
3/4	19.9	0.394	238.5
7/8	22.2	0.354	297.1
1	25.4	0.315	390.8
1-1/4	31.75	0.276	625.2
1-3/8	34.9	0.236	743.9
1-1/2	38.1	0.236	906.6

Tabla 4.1 Numero de hilos para anclajes roscados.

Adaptado de "The Reinforced Concrete Design Manual" American Concrete Institute, (2013)

Para cualquier tipo de anclaje ya sea preinstalado o postinstalado la resistencia del acero se calcula por medio de la Ecuación 4.1. A continuación, se presenta un ejemplo para ilustrar como calcular la resistencia del acero en anclajes al concreto.

Ejemplo 4.1.1.

En un local comercial se pretende instalar un mezzanine en estructura metálica con el objetivo de usarlo como bodega para el almacenamiento de mercancía. El mezzanine por condiciones arquitectónicas, debe instalarse de tal forma que dos de sus apoyos sean colgantes por lo que se deben suspender de la placa de concreto por medio de anclajes. Suponga que la instalación se realiza con un sistema de 2 anclaje tipo tornillo adhesivo con un diámetro de $d_a=12,7\text{mm}$ (1/2") ASTM A307 con $f_{uta}=400\text{MPa}$ y $f_{ya}=250\text{MPa}$. La resistencia a la compresión del concreto $f'_c=28\text{MPa}$. Suponga una carga ultima a tracción de $P_u=25\text{KN}$. Verificar la resistencia del acero del anclaje propuesto.

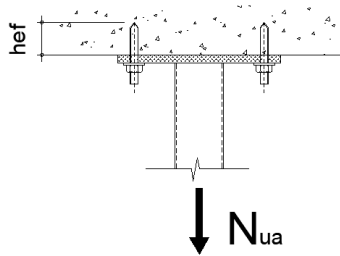


Figura 4.1 Ejemplo 1. anclaje en tracción.

Como el tensor está soportado a la placa de concreto por dos anclajes, la carga ultima para cada anclaje será $P_u/2$.

$$N_{ua} = \frac{25}{2} = 12.5\text{KN}$$

Se debe cumplir entonces que $N_{sa} > N_{ua}$.

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \geq N_{ua}$$

Para la revisión de la resistencia del acero del anclaje tenemos los siguientes datos:

Anclaje adhesivo

$$d_a = 12.70\text{mm}$$

Propiedades ASTM A307

$$f_{uta} = 400\text{MPa}$$

$$f_{ya} = 250\text{MPa}$$

El primer chequeo que se debe realizar es el determinar que el esfuerzo f_{uta} no exceda $1.9f_{ya}$ con el fin de garantizar que el anclaje en condiciones de carga de servicio no exceda f_{ya} .

$$1.9*f_{ya} = 1.9 * 250 = 475\text{MPa} > f_{uta} = 400\text{MPa}, \text{ cumple.}$$

Como se cumple la condición para cargas de servicio, se procede entonces a determinar área del anclaje, la cual se puede obtener de un catálogo dependiendo del fabricante. Para este ejemplo se utilizará la ecuación 4.2 basados en datos obtenidos de la tabla 4.1.1.

Para utilizar la Ecuación 4.2 se toma el valor de $n_t=0.512$ de tabla Tabla 4.1. entonces el área del anclaje será:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right]^2 = 91.55 \text{ mm}^2$$

Nótese que el área es menor al área bruta del anclaje debido a que se reduce por el roscado del mismo.

Calculada el área, la resistencia del acero del anclaje será:

$$N_{sa} = (91.55) * 400 = 36600N$$

$$N_{sa} = 36.6KN$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor $\phi=0.75$ para acero dúctil. Este valor es tomado de la tabla 17.5.3(a) del ACI318-19.

$$\phi N_{sa} = 0.75 * 36.6KN = 27.45KN$$

$$N_{sa} = 27.45KN > N_{ua} = 12.5KN$$

Para la carga especificada el sistema de anclajes cumple con la resistencia del acero.

4.2. Resistencia al arrancamiento del concreto

El cálculo de la resistencia al arrancamiento del concreto se evalúa teniendo en cuenta el área proyectada en la superficie que simula el área del cono de arrancamiento; en este estado límite se cambia el cono de arrancamiento por una pirámide lo cual simplifica los cálculos.

De acuerdo con el ACI318-19 se evalúa la resistencia básica de arrancamiento y se reduce por los coeficientes presentados en la Tabla 4.2 y la relación de áreas de un solo anclaje y del grupo de anclajes. Este último factor toma en consideración los anclajes múltiples y el distanciamiento entre estos.

La resistencia nominal al arrancamiento se debe evaluar como sigue:

a) Para un solo anclaje

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Ecuación 4.3 Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

b) Para un grupo de anclajes

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Ecuación 4.4 Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un grupo de anclajes.

Donde:

N_{cb} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje.

N_{cbg} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes.

A_{Nc} = área total proyectada de un grupo de anclajes.

A_{Nco} = área máxima proyectada para un solo anclaje.

$\Psi_{ec,N}$ = factor de excentricidad del arrancamiento.

$\Psi_{ed,N}$ = factor de efecto de borde del arrancamiento.

$\Psi_{c,N}$ = factor de efecto fisuración para el arrancamiento.

$\Psi_{cp,N}$ = factor de hendimiento para el arrancamiento.

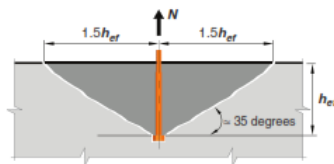
N_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

Para la evaluación del área de un solo anclaje o para un grupo de anclajes se debe hacer teniendo de referencia la inclinación de 35° de la superficie de fractura desde la profundidad del anclaje como se muestra en la Figura 4.2.

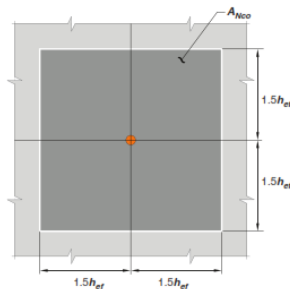
Para determinar el área efectiva de un solo anclaje se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

Ecuación 4.5 Área máxima proyectada para un solo anclaje.



(a) Sección del cono de falla



(b) Planta.

Figura 4.2. Cálculo del área efectiva para un solo anclaje.

Tomado del ACI318 (American Concrete Institute, 2019)

FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA PARA ANCLAJES EN TRACCIÓN

	Resistencia a del acero, N_{sa}	Resistencia al arrancamiento, N_{cb}	Resistencia a la extracción por deslizamiento, N_{pn}	Resistencia al desprendimiento lateral, N_{sb}	Resistencia a la falla por adherencia, N_a
Factor de excentricidad, Ψ_{ec} Ver Figura 4.3.	N/A	$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1$	N/A	N/A	$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1$
Factor de efecto de borde, Ψ_{ed}	N/A	<p>* si $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ entonces</p> <p>$\Psi_{ed} = 1.0$</p> <p>* si $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ entonces</p> <p>$\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$</p>	N/A	N/A	<p>* si $c_{a,min} \geq c_{Na}$ entonces</p> <p>$\Psi_{ed} = 1.0$</p> <p>* si $c_{a,min} < c_{Na}$ entonces</p> <p>$\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$</p>
Factor de efecto fisuración, Ψ_c	N/A	<ul style="list-style-type: none"> Se asume un valor de 1.25 para anclajes preinstalados Se asume un valor de 1.4 para anclajes postinstalados En todos los casos para concreto fisurado se asume un valor de 1.0 	<ul style="list-style-type: none"> Para concreto donde no se presenta fisuración $\Psi_c = 1.40$ En concreto donde se presenta fisuración $\Psi_c = 1.0$ 	N/A	N/A
Factor de hendimiento, Ψ_{cp}	N/A	<p>*† si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces</p> <p>$\Psi_{cp} = 1.0$</p> <p>*† si $c_{a,min} < c_{ac}$ entonces</p> <p>$\Psi_{cp} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}$</p> <p>$\Psi_{cp} = 1.0$ para todos los demás casos incluyendo los anclajes preinstalados.</p>	N/A	N/A	<p>* si $c_{a,min} \geq 2h_{ef}$ entonces</p> <p>$\Psi_{cp} = 1.0$</p> <p>* si $c_{a,min} < 2h_{ef}$ entonces</p> <p>$\Psi_{cp} = \frac{c_{a,min}}{2h_{ef}} \geq \frac{c_{Na}}{2h_{ef}}$</p>

Tabla 4.2 Factores de modificación para anclajes en tracción.

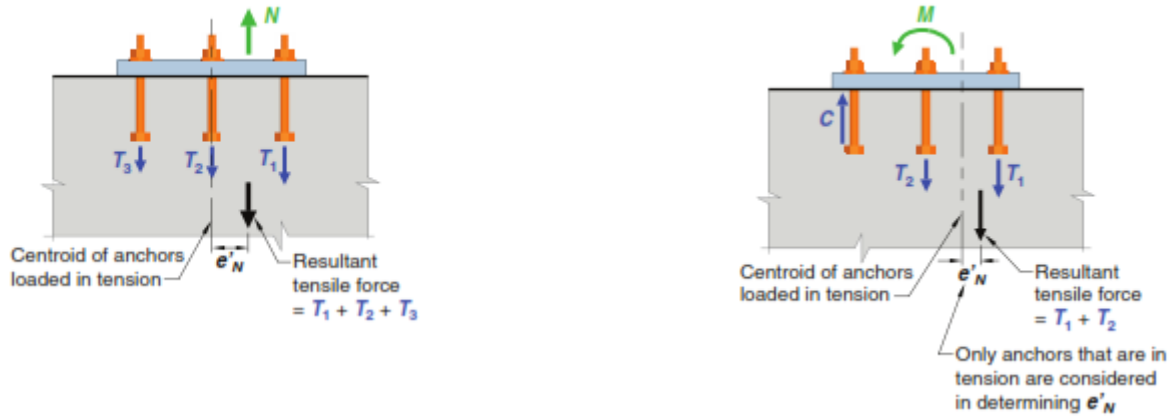
* $c_{a,min}$ es la menor distancia de recubrimiento lateral de un anclaje.

† c_{ac} distancia crítica al borde. A menos de que se determine por ensayos de acuerdo con ACI355.2 o ACI355.4 se debe determinar así:

$C_{ac} = 4h_{ef}$, anclajes controlados por torque, por desplazamiento o de tornillo.

$C_{ac} = 2.5h_{ef}$, anclajes con sobre perforación en su base

$C_{ac} = 2.5h_{ef}$, anclajes adheridos



(a) Todos los anclajes están en tensión.

(b) Algunos anclajes están en tensión

Figura 4.3. Excentricidad e'_N para un grupo de anclajes.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

El área total proyectada para un grupo de anclajes se debe evaluar para diferentes tipos de configuración, en las cuales se debe tener en cuenta la distancia a los bordes. A continuación, se presentan cuatro casos para el cálculo del área total:

a) Caso1: Configuración de un anclaje con un borde libre:

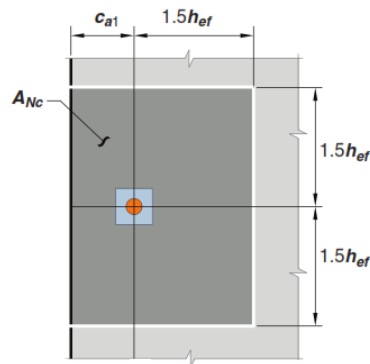


Figura 4.4 Anclaje con un borde libre.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) * (2 * 1.5h_{ef})$$

Ecuación 4.6. Área proyectada al arrancamiento condición 1.

b) Caso 2: Configuración de un grupo de dos anclajes con un borde libre:

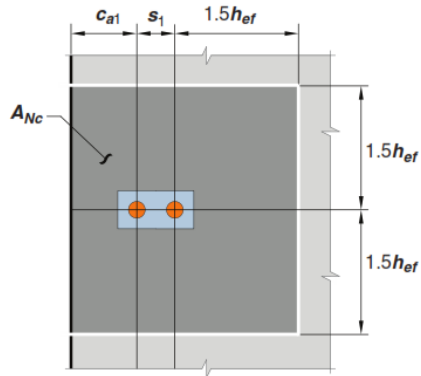


Figura 4.5 Dos anclajes con un borde libre.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ y $s_1 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) * (2 * 1.5h_{ef})$$

Ecuación 4.7 Área proyectada al arrancamiento condición 2.

c) Caso 3: Configuración de un grupo de cuatro anclajes con dos bordes libres:

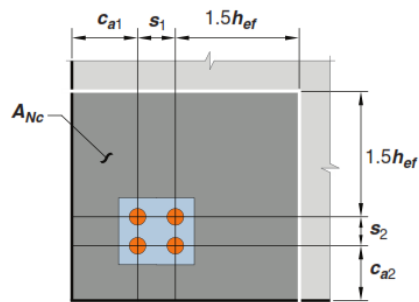


Figura 4.6 Grupo de anclajes con dos bordes libres.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si c_{a1} y $c_{a2} < 1.5h_{ef}$ y s_1 y $s_2 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) * (c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

Ecuación 4.8 Área proyectada al arrancamiento condición 3.

d) Caso 4: Configuración para anclajes con tres o más bordes libres:

$$\text{Si } C_{a1} < 1.5h_{ef} \text{ y } C_{a2} < 1.5h_{ef} \text{ y } C_{a3} < 1.5h_{ef}$$

Se debe contemplar el cálculo del A_{Nc} de acuerdo con a, b o c modificando el valor de h_{ef} limitándolo al mayor entre:

- $2/3C_{a, \max}$, donde $C_{a, \max}$ es la mayor distancia a los bordes en los que se tienen influencia.
- $s/3$, donde s es el espaciamiento máximo entre anclajes.

Se determina entonces un valor para la profundidad efectiva del anclaje menor que se denomina h_{ef}' . Así entonces se calcula un área total del grupo de anclajes la cual será A'_{Nc} .

Donde:

C_{a1} y C_{a2} = distancia al borde

s_1 y s_2 = separación entre anclajes

h_{ef} = profundidad efectiva del anclaje

Hay que considerar para cada caso especial en cada proyecto particular en el diseño de los anclajes, las condiciones que esté presente para la evaluación de las áreas proyectadas. Los casos presentados en a, b, c y d son solo un ejemplo de los casos más representativos para tener en cuenta.

Para la evaluación de la resistencia básica del arrancamiento para un solo anclaje sometido a tracción embebido en concreto fisurado se calcula así:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

Ecuación 4.9 Resistencia básica al arrancamiento de un solo anclaje

Donde:

$K_c = 10$ para anclajes preinstalados.

$K_c = 7$ para anclajes postinstalados.

Para anclajes tipo tornillo y los anclajes con cabeza preinstalados que tienen una profundidad entre 280mm y 630mm la resistencia básica al arrancamiento debe evaluarse como sigue:

$$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$$

Ecuación 4.10 Resistencia básica al arrancamiento para tornillos y anclajes con cabeza

Para la evaluación de la resistencia nominal al arrancamiento del concreto se deben tomar los factores de modificación dados en la Tabla 4.2 teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- para la evaluación del factor de excentricidad ($\Psi_{ec,N}$) se debe calcular la excentricidad respecto al centroide del grupo de anclajes cargados en tensión. Si se presentan acciones en los dos ejes ortogonales se deberá calcular el factor en los dos ejes y el resultado del producto de estos será el factor por utilizar en el cálculo de la resistencia al arrancamiento del concreto.
- El factor de efecto fisuración ($\Psi_{c,N}$) para anclajes postinstalados será 1.4 siempre y cuando se evalué la resistencia básica al arrancamiento del concreto con un valor de $k_c=7$ en la ecuación 9. Para otros valores de k_c evaluados según ACI355.2 o ACI355.4 para anclajes postinstalados se obtendrá $\Psi_{c,N}$ de la evaluación del producto de acuerdo con ACI355.2 o ACI355.4.
- Las dos primeras condiciones dadas en la Tabla 4.2 para determinar el factor de hendimiento ($\Psi_{cp,N}$) corresponden únicamente para anclajes postinstalados. Para anclajes preinstalados este factor es igual a 1.

Para dar entendimiento para el cálculo de la resistencia al arrancamiento del concreto, se presenta el siguiente ejemplo:

Ejemplo 4.2.1.

Para el Ejemplo 4.1.1. dado en el numeral anterior, determine la resistencia al arrancamiento del concreto. Para esto suponga una profundidad del anclaje $h_{ef}=100\text{mm}$ y una separación entre anclajes de $s=400\text{mm}$ y un espesor de la placa de concreto de $h_a=500\text{mm}$. Para el diseño de los anclajes se supone el concreto fisurado con el refuerzo necesario para controlar la fisuración, pero no como refuerzo suplementario del anclaje.

Tenemos entonces los siguientes datos:

<i>Anclaje</i>	
$d_a =$	12.70mm
<i>Propiedades ASTM A307</i>	
$f_{uta} =$	400MPa
$f_{ya} =$	250MPa
$h_{ef} =$	100mm
$s =$	400mm

<i>Elemento de concreto</i>	
$f'_c =$	28MPa
$h_a =$	0.50m
$\lambda_a =$	1.00

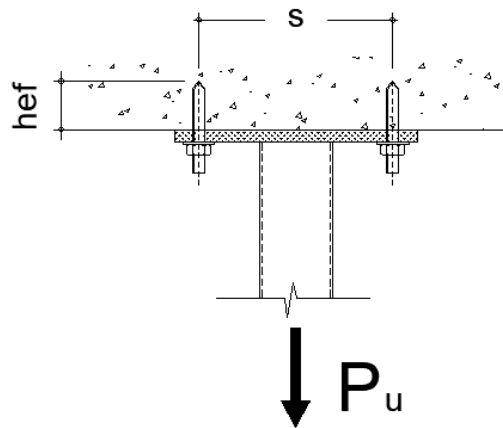


Figura 4.7 Ejemplo 2. Resistencia al arrancamiento del concreto.

Para determinar la resistencia al arrancamiento del concreto se debe definir cuál de las dos ecuaciones dadas, Ecuación 4.3 y Ecuación 4.4, se debe usar. Para esto hay que determinar el área de falla proyectada del sistema de anclajes.

Se determina entonces el área de influencia a considerar en el arrancamiento del concreto. Se proyecta así a $1.5h_{ef}$ una línea y se verifica cual es el área de influencia en cada anclaje.

$$1.5 \cdot h_{ef} = 1.5 \cdot 100 = 150 \text{ mm}$$

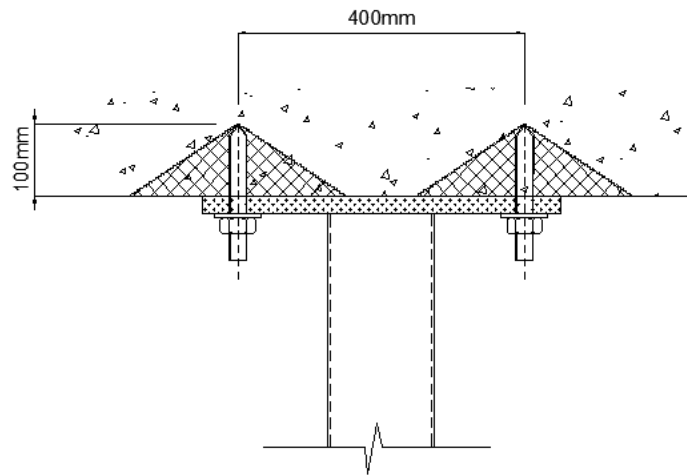


Figura 4.8 Ejemplo 2. Vista en alzado. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$

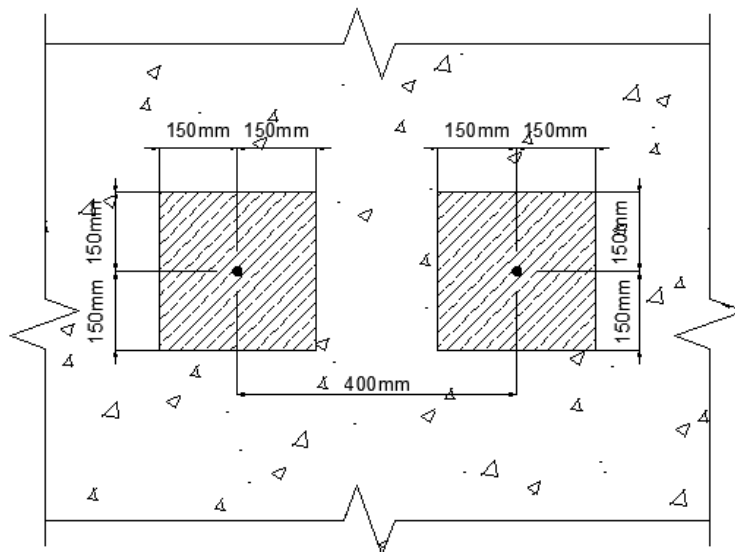


Figura 4.9 Ejemplo 2. Vista en planta. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$

Nótese que al proyectar el área de cada uno de los anclajes no se traslapan entre sí, por lo tanto, para el cálculo de la resistencia al arrancamiento se debe emplear la Ecuación 4.3 que hace referencia a la resistencia al arrancamiento de un solo anclaje.

Entonces se debe cumplir que $N_{cb} > N_{ua}$.

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \geq N_{ua}$$

Se procede a hallar cada uno de los términos de la ecuación así:

A_{Nco} es el área máxima proyectada de un solo anclaje y se determina de acuerdo con la Ecuación 4.5.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 * (100)^2 = 90000mm^2$$

A_{Nc} corresponde al área total de influencia del grupo de anclajes. Como se aprecia en la Figura 4.8 y Figura 4.9 el área de influencia de cada anclaje no se sobrepone entre sí por lo que el área a considerar es la de un solo anclaje, entonces se tiene que:

$$A_{Nc} = A_{Nco} = 90000mm^2$$

De acuerdo con esto el primer término de la ecuación 4.3, A_{Nc}/A_{Nco} será 1.0. Cuando se tenga entonces un solo anclajes o sistemas de anclajes (con una separación suficiente para que las áreas no se sobrepongan) que estén a una distancia de un borde libre mayor a $1.5h_{ef}$, la relación de áreas es igual a 1.0.

Para determinar los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la Tabla 4.2 Factores de modificación para anclajes en tracción..

De acuerdo con la Tabla 4.2 $c_{amin} > 1.5h_{ef}$ entonces $\Psi_{ed,N}$ es igual a 1.0. Este factor tiene en cuenta la proximidad del anclaje o grupo de anclajes a un borde considerando así que no se tenga el espacio suficiente para desarrollar el prisma de arrancamiento completo.

Para anclajes postinstalados y concreto fisurado $\Psi_{c,N}$ es igual a 1.0.

El factor $\Psi_{cp,N}$ considera la distancia mínima que debe tener un anclaje postinstalado a un borde libre del elemento de concreto la cual se denomina c_{amin} . Como para este ejemplo no se tiene un borde cercano el valor de este factor es igual a 1.0.

Una vez determinada la primera parte de la Ecuación 4.3 se procede a determinar la resistencia básica al arrancamiento de acuerdo con la Ecuación 4.9.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

Para anclajes postinstalados $k=7$, entonces:

$$N_b = 7 * 1.0 * \sqrt{28} * (100)^{1.5} = 37041N = 37.04KN$$

Volviendo a la Ecuación 4.3 se tiene:

$$N_{cb} = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 * 37.04 = 37.04KN$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor ϕ , el cual se toma de la tabla 17.5.3(b) del ACI318-19.

$\phi = 0.65$ para un anclaje con tipo de instalación categoría 1 (baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad)

$\phi = 0.55$ para un anclaje con tipo de instalación categoría 2 (mediana sensibilidad a la instalación y confiabilidad media)

$\phi = 0.45$ para un anclaje con tipo de instalación categoría 3 (alta sensibilidad a la instalación y baja confiabilidad)

Para un anclaje categoría tipo 1 se tiene:

$$\phi N_{cb} = 0.65 * 37.04KN = 24.05KN$$

$$N_{cb} = 24.05KN > N_{ua} = 12.5KN$$

Si se usara un anclaje con un tipo de instalación de categoría 3, se tendría:

$$\phi N_{cb} = 0.45 * 37.04KN = 16.65KN$$

$$\phi N_{cb} = 16.65KN > N_{ua} = 12.5KN, \text{ para un solo anclaje}$$

Para cualquiera de los dos casos el anclaje supuesto cumple con la resistencia al arrancamiento del concreto; sin embargo, el uso de un $\phi = 0.45$ sería un dato más conservador si no se tiene certeza en el método de instalación del anclaje.

Así, se determina entonces la resistencia al arrancamiento de un solo anclaje; ahora suponga para el ejemplo una separación de 200mm entre anclajes y que el elemento se ancla a un elemento de concreto tipo viga de sección S=30X50cm a una distancia al borde de 100mm.

Se procede entonces a verificar el área de influencia de los anclajes, para esto nos remitimos al caso 2 explicado para el cálculo de área de influencia con un borde libre.

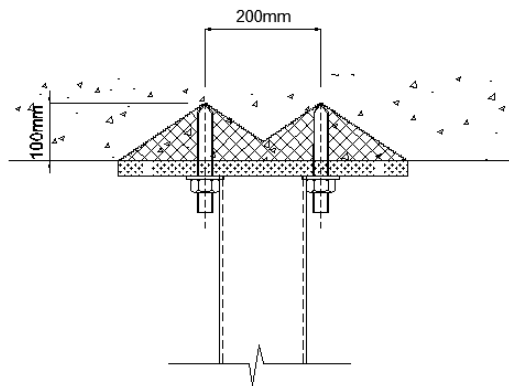


Figura 4.10 Ejemplo 2 parte (b). Vista en alzado. Área de influencia proyectada a 1.5hef

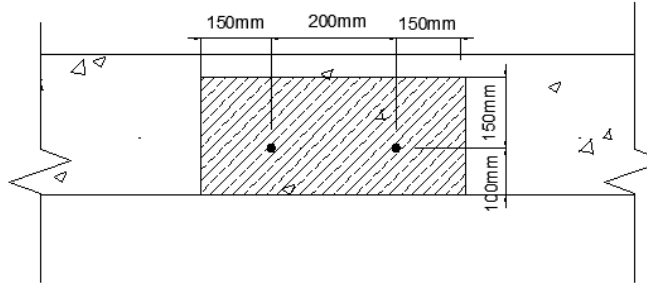


Figura 4.11 Ejemplo 2 parte b. Vista en planta. Área de influencia proyectada a $1.5h_{ef}$.

En este caso vemos que las áreas se superponen, entonces la resistencia al arrancamiento estará dada por la Ecuación 4.4 para un grupo de anclajes.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad - \text{Ecuación 4.4}$$

Se empieza a determinar cada termino, entonces:

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) * (2 * 1.5h_{ef}) \quad - \text{Ecuación 4.7}$$

Con $c_{a1}=100\text{mm}$ y $s_1=200\text{mm}$, se tiene:

$$A_{Nc} = (100 + 200 + 1.5 * 100) * (2 * 1.5 * 100) = 135000\text{mm}^2$$

Para A_{Nco} se toma el valor calculado en la primera parte del ejemplo porque está área hace referencia a la máxima área de influencia de un solo anclaje. entonces la relación de áreas queda:

$$\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} = \frac{135000}{90000} = 1.50$$

Para este caso aparece un nuevo termino, $\Psi_{ec,N}$, el cual hace referencia al factor de modificación por excentricidad. Para el ejemplo la carga se considera concéntrica a los anclajes y por eso cada uno toma la mitad de la carga, por lo tanto $\Psi_{ec,N}=1.0$. En caso de tener la carga excéntrica se debe remitir a la Tabla 4.2.

Como en este caso se tiene una proximidad a un borde, el factor de borde se verifica de acuerdo con la Tabla 4.2. Para $c_{amin}=100\text{mm} < 1.5h_{ef}=150\text{mm}$, el factor de borde es:

$$\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{100}{150} = 0.90$$

Para anclajes postinstalados y concreto fisurado $\Psi_{c,N}$ es igual a 1.0.

El factor $\Psi_{cp,N}$ para un grupo de anclajes cercanos a un borde libre se calcula teniendo en cuenta c_{ac} :

$$c_{ac} = 2.5h_{ef}; \text{ para anclajes adheridos}$$

$$c_{ac} = 2.5 * 100 = 250mm$$

Como $c_{amin} < c_{ac}$ entonces:

$$\psi_{cp} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}; \text{ se toma el mayor de los dos.}$$

$$\psi_{cp} = \frac{100}{250} = 0.40 < \frac{1.5 * 100}{250} = 0.75$$

$$\psi_{cp} = 0.75$$

Una vez determinada la primera parte de la Ecuación 4.4 se procede a determinar la resistencia básica al arrancamiento de acuerdo con la Ecuación 4.9.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

Para anclajes postinstalados $k=7$, entonces:

$$N_b = 7 * 1.0 * \sqrt{28} * (100)^{1.5} = 37041N = 37.04KN$$

Volviendo a la ecuación 4.4 se tiene:

$$N_{cbg} = 1.5 * 1.0 * 0.90 * 1.0 * 0.75 * 37.04 = 41.63KN$$

Para un anclaje categoría tipo 1 se tiene:

$$\phi N_{cbg} = 0.65 * 41.63KN = 27.06KN$$

$$\phi N_{cbg} = 27.06KN > N_{ua} = 25KN$$

Los anclajes cumplen con la resistencia al arrancamiento del concreto.

4.3. Resistencia a la Extracción por Deslizamiento

El ACI318-19 evalúa la resistencia a la extracción por deslizamiento para un solo anclaje en tracción ya sea preinstalado o postinstalado de expansión o de sobreperforación o de tornillo, excluyendo a los anclajes adheridos los cuales deben ser calculados para fallas por adherencia.

La resistencia a la extracción está dada por la Ecuación 4.11 en la cual se aprecia que está limitada por el factor de fisuración dado en la Tabla 4.2, que para casos donde no se presenta fisuración la resistencia básica se incrementa en un cuarenta por ciento mientras que para casos donde el anclaje se instale en miembros donde se detecte fisuración del concreto el factor es igual a la unidad.

Con esto el ACI318-19 busca no disminuir la resistencia del anclaje bajo la premisa de que la mayoría del concreto se encuentra fisurado y permite utilizar resistencias mayores en aquellos elementos que no presentan fisuras.

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p$$

Ecuación 4.11 Resistencia a la Extracción por Deslizamiento

Donde:

N_{pn} = resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un solo anclaje.

$\Psi_{c,p}$ = factor de efecto fisuración para deslizamiento

N_p = resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento.

Para la determinar la resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento N_p , se debe considerar el tipo de anclaje como sigue:

a) Pernos y tornillos con cabeza, preinstalados:

$$N_p = 8A_{brg} f'_c$$

Ecuación 4.12 Resistencia básica por deslizamiento para pernos y tornillos con cabeza

Donde:

A_{brg} = área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza en mm^2

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en MPa.

Para un anclaje con cabeza A_{brg} corresponde a la porción de área que está en contacto con el concreto.

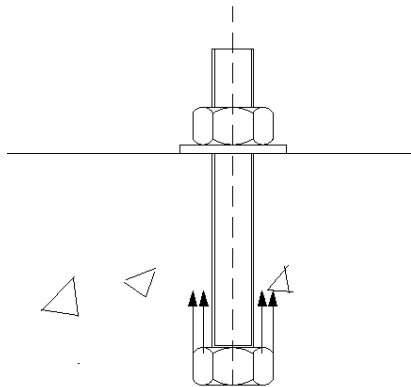


Figura 4.12 Interacción de la cabeza del perno con el concreto

En la Figura 4.12 se aprecia la interacción entre el concreto y la cabeza del anclaje, la cual genera un aplastamiento en el concreto. Por tal motivo la Ecuación 4.12 se basa en el área de la cabeza del anclaje.

Por ejemplo, para un anclaje con cabeza hexagonal el área A_{brg} será:

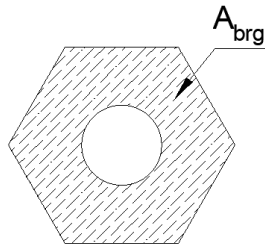


Figura 4.13 Ejemplo A_{brg} para un anclaje de cabeza hexagonal.

b) Tornillos tipo J o L:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a$$

Ecuación 4.13 Resistencia básica por deslizamiento para tornillos tipo J o L

Donde:

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en MPa.

e_h = distancia de la parte interna del fuste del anclaje hasta la parte externa de la punta del perno J o L en mm. Donde $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$.

d_a = diámetro del anclaje en mm.

Para los anclajes tipo “L” y “J”, la resistencia básica al deslizamiento se da por la interacción entre el concreto y el bastón del anclaje.

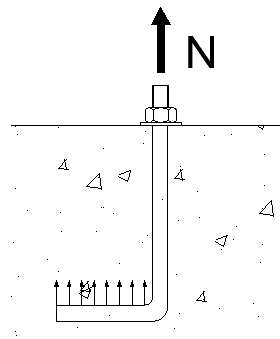


Figura 4.14 Interacción del anclaje con el concreto

c) Para los anclajes postinstalados se debe evaluar la resistencia de acuerdo con los ensayos de ACI355.2. No se permite evaluar la resistencia por cálculo. Esta resistencia debe ser dada por el fabricante.

4.4. Resistencia al Desprendimiento Lateral del Concreto

Los requisitos dados en el ACI318-19 para la evaluación de la resistencia al desprendimiento lateral del concreto están dados para anclajes con cabeza los cuales generalmente son anclajes preinstalados debido que los anclajes postinstalados son controlados por la falla de hendimiento causada en el concreto.

Para $h_{ef} > 2.5c_{a1}$

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}}$$

Ecuación 4.14 Resistencia Nominal al Desprendimiento Lateral del Concreto

Donde:

c_{a1} = distancia del centro del anclaje al borde libre en mm.

A_{brg} = área neta de apoyo de la cabeza un anclaje o tornillo con cabeza en mm^2

λ_a = factor de modificación para concreto liviano.

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en MPa.

La resistencia al desprendimiento lateral del concreto está limitada por la distancia mínima al borde libre con relación a la profundidad del anclaje. En otras palabras, el anclaje debe separarse del borde una distancia tal que la profundidad del anclaje no desarrolle un desprendimiento del concreto de lo contrario la resistencia se evaluara como se indica en la Ecuación 4.14.

Si el anclaje tiene dos bordes libres con una distancia $c_{a2} < 3c_{a1}$, entonces la resistencia al desprendimiento lateral del concreto N_{sb} , debe multiplicarse por el siguiente factor:

$$\frac{\left(1 + \frac{c_{a2}}{c_{a1}}\right)}{4} \text{ donde } 1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$$

Ecuación 4.15 Factor de reducción N_{sb} para anclaje con dos bordes libres

Para un grupo de anclajes la resistencia al desprendimiento lateral del concreto se debe evaluar con la Ecuación 4.16 teniendo en cuenta que el espaciamiento máximo entre los anclajes debe limitarse a 6 veces la distancia al borde libre c_{a1} .

$$N_{sbg} = \left[1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right] N_{sb}$$

Ecuación 4.16 Resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto para un grupo de anclajes.

Donde:

c_{a1} = distancia del centro del anclaje al borde libre en mm.

s = separación entre anclajes medida a lo largo del borde en mm.

Este estado limite no se ve afectado por los factores de modificación dados en la Tabla 4.2 y dependerá solamente de la ubicación del anclaje y sus características geométricas.

4.5. Resistencia a la Falla por Adherencia de Anclajes Adheridos en Tracción

El cálculo de la resistencia nominal en tracción por adherencia se hace para anclajes adheridos, ya sea individuales o en un grupo de anclajes. Para la evaluación de los anclajes adheridos debe considerarse que aquellos anclajes que tienen longitudes de embebido pequeñas presentan fallas por arrancamiento del concreto y que aquellos con longitudes mayores producen fallas por adherencia.

Entonces la falla por adherencia dependerá de la longitud de embebido del anclaje ya que la resistencia proporcionada para contrarrestar las fuerzas de tracción será aquellas que se producen en la interfaz entre el ancla y el adhesivo y el adhesivo y la superficie de contacto.

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba}$$

Ecuación 4.17 Resistencia nominal a la falla por adherencia.

La Ecuación 4.17 representa la resistencia nominal a la falla por adherencia de un anclaje adherido en tracción, donde:

N_a = resistencia nominal a la falla por adherencia de un solo anclaje adherido en tracción.

A_{Na} = área total proyectada de un grupo de anclajes adheridos.

A_{Na0} = área máxima proyectada para un solo anclaje adherido.

$\Psi_{ed,Na}$ = factor de efecto de borde en anclajes adheridos.

$\Psi_{cp,Na}$ = factor de hendimiento por adherencia.

N_{ba} = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

Para un grupo de anclajes se debe incluir el factor de modificación por excentricidad, entonces la resistencia nominal a la falla por adherencia de un grupo de anclajes adheridos queda así:

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba}$$

Ecuación 4.18 Resistencia nominal a la falla por adherencia de un grupo de anclajes.

Donde:

N_{ag} = resistencia nominal a la falla por adherencia de un grupo de anclajes adheridos en tracción.

$\Psi_{ec,Na}$ = factor de excentricidad por adherencia.

Para la evaluación de los factores de modificación se deben calcular como se indica en la Tabla 4.2. Hay que tener en cuenta que A_{Na} es el área proyectada de un anclaje adherido o un grupo de anclajes dependiendo del caso a evaluar y se calcula aproximando un área proyectada a una distancia c_{Na} desde el centro del anclaje o para un grupo de anclajes desde la línea que une los centros de los anclajes.

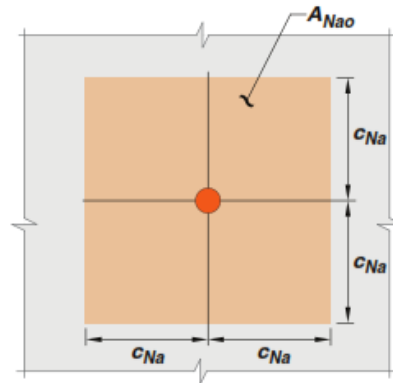


Figura 4.15 Área proyectada para un solo anclaje adherido.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Para determinar el área de influencia de un solo anclaje se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$$

Ecuación 4.19 Área de influencia proyectada de un anclaje individual.

Para determinar el área de influencia de un grupo de anclajes, A_{Na} , esta se debe proyectar a una distancia de c_{Na} medida desde el centro del anclaje. Si se tiene uno o más bordes libres se deberá considerar la distancia a cada borde sin que superen c_{Na} .

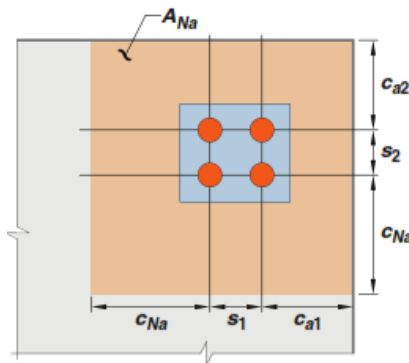


Figura 4.16 Área proyectada para un grupo de anclajes adheridos.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Para $c_{a1} < c_{Na}$ y $c_{a2} < c_{Na}$, $s_1 < 2c_{Na}$ y $s_2 < 2c_{Na}$ el área se calcula así:

$$A_{Na} = (c_{Na} + s_1 + c_{a1}) * (c_{Na} + s_2 + c_{a2})$$

Ecuación 4.20 Área de influencia proyectada de un grupo de anclajes.

Si no se tienen bordes libres, pero si s_1 y s_2 menores a c_{Na} , simplemente en la ecuación se reemplaza c_{a1} y c_{a2} por c_{Na} .

INFORMACIÓN DEL ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA EL DISEÑO DE ANCLAJES ADHESIVOS CON VARILLA ROSCADA

INFORMACIÓN DE DISEÑO		Símbolo	Unidades	DIAMETRO NOMINAL DEL ANCLAJE ROSCADO (pulgadas)						
				3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
Profundidad mínima de embebido		hef,min	inch (mm)	2 / 8 (60)	2 / 4 (70)	3 / 8 (79)	3 / 2 (89)	3 / 2 (89)	4 (102)	5 (127)
Profundidad máxima de embebido		hef,max	inch (mm)	7 / 2 (191)	10 (254)	12 / 2 (318)	15 (381)	17 / 2 (445)	20 (508)	25 (635)
110°F (43°C) Temperatura máxima de servicio a largo plazo; 140°F (60°C) temperatura máxima de servicio a corto plazo	Esfuerzo característico en concreto fisurado ₁	$\tau k,cr$	psi	796	781	789	804	798	783	784
			N/mm	5.6	5.5	5.5	5.6	5.6	5.5	5.5
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado ₁	$\tau k,uncr$	psi	1414	1371	1325	1296	1265	1233	1196
			N/mm	9.9	9.6	9.3	9.1	8.9	8.6	8.4
110°F (43°C) Temperatura máxima de servicio a largo plazo; 176°F (80°C) temperatura máxima de servicio a corto plazo	Esfuerzo característico en concreto fisurado ₁	$\tau k,cr$	psi	609	591	589	597	586	581	572
			N/mm	4.3	4.1	4.1	4.2	4.1	4.1	4.0
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado ₁	$\tau k,uncr$	psi	1187	1143	1106	1066	1035	1010	989
			N/mm	8.3	8	7.7	7.5	7.2	7.1	6.9

¹Los valores del esfuerzo de adherencia corresponden a un esfuerzo de compresión del concreto $f'c=2500$ Psi. Los valores del esfuerzo de adherencia no se

Tabla 4.3 Esfuerzo característico.

Donde:

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}}$$

Ecuación 4.21 c_{Na} distancia proyectada para el desarrollo de la resistencia de adherencia.

El valor de τ_{uncr} corresponde al esfuerzo de adherencia característico en concreto no fisurado el cual debe ser suministrado por el fabricante del anclaje adhesivo los cuales se pueden obtener de los informes de evaluación de los productos; en los anexos se muestran tablas de varios informes de diferentes productos y fabricantes como guía para el diseño de anclajes.

En la Tabla 4.3, se incluyen valores ejemplo promedio para los productos adhesivos como un punto de partida para el diseño de anclajes cuando aún no se ha determinado un producto específico.

Estos valores presentados son tomados de varios productos estableciendo un valor promedio para las condiciones básicas comunes supuestas en la tabla. Para el diseño definitivo, el diseñador deberá remitirse a las características del producto y solicitar o informarse sobre las condiciones y parámetros de uso de este.

Para el cálculo de la resistencia nominal de adherencia de anclajes adhesivos hay que calcular la resistencia básica N_{ba} la cual corresponde a:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

Ecuación 4.22 Resistencia básica de adherencia en tracción

Donde:

N_{ba} = resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual en concreto fisurado MPa.

λ_a = factor de modificación para concreto liviano.

τ_{cr} = esfuerzo de adherencia característico en MPa.

d_a = diámetro del anclaje en mm.

h_{ef} = profundidad efectiva del anclaje en mm.

Ejemplo 4.5.1.

Para el Ejemplo 4.1.1., determine el área de influencia del anclaje y halle la resistencia a la falla por adherencia. Suponga una separación entre anclajes de $s=400\text{mm}$ y un espesor del elemento de concreto de $h_a=500\text{mm}$. Para el valor de esfuerzo característico suponga un valor de $\tau_{cr}=12\text{MPa}$ y para el esfuerzo de adherencia en concreto no fisurado $\tau_{ncr}=15\text{MPa}$.

Recordemos:

Anclaje adhesivo

$$d_a = 12.70\text{mm}$$

Propiedades ASTM A307

$$f_{uta} = 400\text{MPa}$$

$$f_{ya} = 250\text{MPa}$$

Elemento de concreto

$$f'c = 28\text{MPa}$$

$$h_a = 0.50\text{m}$$

$$\lambda_a = 1.00$$

Para determinar el área de influencia de un solo anclaje se debe primero determinar el valor de c_{Na} . Para esto debemos recurrir a la Ecuación 4.21.

$$c_{Na} = 10(12.7) \sqrt{\frac{15}{7.6}} = 178.4mm$$

Entonces A_{Na0} será:

$$A_{Na0} = (2 * 178.4)^2 = 127334mm^2$$

Esta es el área de influencia de un solo anclaje y con esto se resuelve la primera parte del ejemplo. Para la segunda parte se debe considerar que al tener dos anclajes primero hay que revisar la influencia de las áreas. Debemos determinar entonces A_{Na} .

Verificar si $s < 2c_{Na}$, entonces:

$$2*178.4 = 356.8mm < s = 400mm$$

Como la separación entre anclajes es mayor a $2c_{Na}$ las áreas no se superponen y en este caso A_{Na} es igual a A_{Na0} .

Para determinar entonces la resistencia a la falla por adherencia se tiene en cuenta la influencia de un solo anclaje, por lo tanto, se debe emplear la Ecuación 4.17.

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba}, \quad \text{Ecuación 4.17}$$

El primer término, la relación de áreas es igual a 1.0. Para los factores de modificación nos remitimos a la Tabla 4.2.

Para el factor de modificación de borde $\Psi_{ed,Na}=1.0$, por no encontrarse cerca de un borde.

De acuerdo con Tabla 4.2 el factor de modificación de hendimiento $\Psi_{cp,Na}=1.0$, por no encontrarse cerca de un borde.

Una vez obtenidos los factores de modificación se procede a hallar la resistencia básica de adherencia de acuerdo con la Ecuación 4.22.

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}, \quad \text{Ecuación 21}$$

$$N_{ba} = 1.0 * 12 * \pi * 12.7 * 100 = 47877N = 47.87KN$$

Entonces la resistencia nominal a la falla por adherencia será la dada por la Ecuación 4.17.

$$N_a = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 47.87 = 47.87KN$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor ϕ , el cual se toma de la tabla 17.5.3(b) del ACI318-19.

Para un anclaje categoría tipo 1 se tiene:

$$\phi N_a = 0.65 * 47.87KN = 31.12KN$$

$$\phi N_a = 31.12KN > N_{ua} = 12.5KN$$

Ejemplo 4.5.2.

Para el Ejemplo 4.5.1.Ejemplo 4.1.1., determine el área de influencia del anclaje si la separación entre anclajes es de $s=120mm$ y los anclajes se encuentran situados en una esquina con una distancia a cada borde de $100mm$ y $150mm$. Halla la resistencia a la falla por adherencia. El espesor del elemento de concreto es de $h_a=500mm$. Para el valor de esfuerzo característico suponga un valor de $\tau_{cr}=12MPa$ y para el esfuerzo de adherencia en concreto no fisurado $\tau_{ncr}=15MPa$.

El área de influencia de un solo anclaje $A_{Na0}=127334mm^2$. Para este ejemplo se mantiene el mismo valor de $c_{Na}=178.4mm$ calculado en el Ejemplo 4.5.1 dado que este depende solo del diámetro del anclaje y de τ_{ncr} .

En el ejemplo se indica que se tienen dos bordes, se intuye entonces que el anclaje se encuentra en una esquina del elemento de concreto. En este caso el área de influencia para el grupo de anclajes A_{Na} se determina de acuerdo con la Ecuación 4.20.

Verificar si $s < 2c_{Na}$, entonces:

$$2 * 178.4 = 356.8mm > s = 120mm$$

Como la separación entre anclajes es menor a $2c_{Na}$ las áreas se superponen y en este caso A_{Na} es diferente a A_{Na0} .

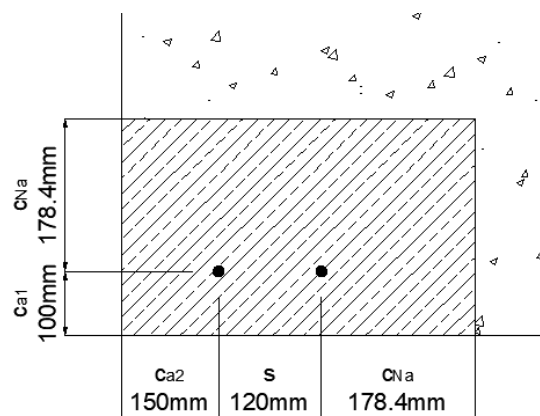


Figura 4.17 Ejemplo 4.5.2 - Área de influencia

$$A_{Na} = (178.4 + 100) * (178.4 + 120 + 150) = 124849mm^2$$

La relación de áreas será:

$$\frac{A_{Na}}{A_{Na0}} = \frac{124849}{127334} = 0.98$$

Para este ejemplo se añade un factor de modificación adicional el cual corresponde a la excentricidad de la carga de acuerdo con la posición de los anclajes, esto debido a que la resistencia a la falla por adherencia en este caso se calcula por medio de la Ecuación 4.18.

El factor de modificación por excentricidad $\Psi_{ec,Na}=1.0$. Se supone que la carga es concéntrica a la posición de los anclajes.

Para el factor de modificación de borde $\Psi_{ed,Na}=1.0$, con $c_{a1}=100mm < 178.4mm$. Se toma la menor distancia al borde.

$$\Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{100}{178.4} = 0.87$$

De acuerdo con Tabla 4.2 el factor de modificación de hendimiento $\Psi_{cp,Na}$, para $c_{a1}=100mm < 200mm$ ($2h_{ef}$), será:

$$\Psi_{cp} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ o } \Psi_{cp} = \frac{178.4}{200} = 0.89$$

Se toma el menor valor de los dos.

Para la resistencia básica a la falla por adherencia N_{ba} , se tiene el valor calculado en el Ejemplo 4.5.1. Este valor no cambia porque no depende de la posición del anclaje. Por lo tanto, la resistencia a la falla por adherencia será:

$$N_a = 1.0 * 1.0 * 0.87 * 0.50 * 47.87 = 20.82KN$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor ϕ , el cual se toma de la tabla 17.5.3(b) del ACI318-19.

Para un anclaje categoría tipo 1 se tiene:

$$\phi N_a = 0.65 * 20.82KN = 13.54KN$$

$$\phi N_a = 13.54KN < N_{ua} = 25KN, \text{ no cumple}$$

La resistencia a la falla por adherencia se ve muy disminuida por la cercanía a los bordes del elemento. Se debe tener especial cuidado al situar estos elementos en cercanía a los bordes del elemento de concreto. Para esta condición se aumenta el diámetro de los anclajes a $d_a=15.9$ y una profundidad de $h_{ef}=150mm$. Se repiten los cálculos obteniendo:

$$c_{Na} = 10(15.9) \sqrt{\frac{15}{7.6}} = 223.4mm$$

$$A_{Na0} = (2 * 223.4)^2 = 199587mm^2$$

$$A_{Na} = (223.4 + 100) * (223.4 + 120 + 150) = 159546mm^2$$

$$\frac{A_{Na}}{A_{Na0}} = \frac{159546}{199587} = 0.80$$

$$N_{ba} = 1.0 * 12 * \pi * 15.9 * 160 = 95907N = 95.91KN$$

Para el factor de modificación de borde $\Psi_{ed,Na}=1.0$, con $c_{a1}=100mm < 223.4mm$. Se toma la menor distancia al borde.

$$\Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{100}{223.4} = 0.83$$

De acuerdo con Tabla 4.2 el factor de modificación de hendimiento $\Psi_{cp,Na}$, para $c_{a1}=100mm < 200mm$ ($2h_{ef}$), será:

$$\Psi_{cp} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ o } \Psi_{cp} = \frac{223.4}{200} = 1.12$$

Se toma el menor valor de los dos. La resistencia a la falla por adherencia es:

$$N_a = 1.0 * 1.0 * 0.83 * 0.50 * 95.91 = 39.80KN$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor ϕ , el cual se toma de la tabla 17.5.3(b) del ACI318-19.

Para un anclaje categoría tipo 1 se tiene:

$$\phi N_a = 0.65 * 39.80KN = 25.87KN$$

$$\phi N_a = 25.87KN > N_{ua} = 25KN, \quad \text{cumple}$$

Nótese que, al incrementar el diámetro del anclaje y la profundidad de embebido, se logra cumplir con la resistencia última; sin embargo, este cálculo es susceptible a la incertidumbre que se tenga en la instalación del anclaje. Si no se tiene certeza en la calidad de la instalación el diseñador podrá ser conservador y utilizar un factor de reducción de resistencia de $f=0.45$ con lo cual no cumpliría y tendrá que dar una solución aceptable la cual podría incurrir en disponer de una mayor cantidad de anclajes.

Capítulo 5. Diseño de Anclajes Sometidos a Cargas de Cortante

Para cargas de corte el ACI318-19 contempla tres estados límites los cuales se estudian en el presente capítulo. En el cálculo de las resistencias nominales la normativa establece unos factores de corrección que se presentan en la Tabla 5.1. En todos los casos de estudio las solicitaciones vienen previas a un análisis correspondiente de cargas de acuerdo con las suposiciones que realiza el ingeniero calculista.

5.1. Resistencia del Acero del Anclaje Sometido a Cortante

Al igual que el chequeo del acero de anclajes en tracción la revisión se realiza teniendo en cuenta las propiedades del material del anclaje y sus dimensiones. Para esto se debe definir dependiendo del tipo de anclaje el área transversal efectiva, la cual para anclajes postinstalados que tengan reducción en su sección transversal deberá ser suministrada por el fabricante.

La resistencia del acero del anclaje sometido a cortante se limitará a tres casos específicos:

- a) Para pernos con cabeza preinstalados:

$$V_{sa} = A_{se,v} f_{uta}$$

Ecuación 5.1 Resistencia del acero a cortante del anclaje con cabeza preinstalado

Donde:

V_{sa} = Resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante

$A_{se,v}$ = área efectiva del anclaje en mm^2

f_{uta} = esfuerzo de fluencia último del acero en MPa.

- b) Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o gancho y postinstalados con camisas que no se extienden a través del plano de corte:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,v} f_{uta}$$

Ecuación 5.2 Resistencia del acero a cortante del anclaje preinstalado de tornillo con cabeza o gancho

Donde:

V_{sa} = Resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante

$A_{se,v}$ = área efectiva del anclaje en mm^2

f_{uta} = esfuerzo de fluencia último del acero en MPa.

- c) Para anclajes postinstalados de camisa, las cuales se extienden a través del plano de corte, se debe determinar la resistencia del acero a cortante, V_{sa} , como un percentil del 5 por ciento de resultados de ensayos realizados de acuerdo con el ACI 355.2. Para el caso de este tipo de anclajes dicha resistencia deberá ser suministrada por el proveedor. Para un cálculo acorde a la norma y conservador se permite utilizar la Ecuación 5.2 indicada en el literal “b”.

En las ecuaciones mostradas se referencia el esfuerzo del acero, f_{uta} , debido a que los materiales de los anclajes no muestran un punto de fluencia definido, f_{ya} . Sin embargo, el valor de f_{uta} debe limitarse, en cualquiera de los tres casos de (a) hasta (c), a un valor mínimo de $1.9f_{ya}$ y un valor máximo de 860MPa. Con el valor límite de $1.9f_{ya}$ se garantiza que bajo condiciones de carga de servicio el anclaje no exceda f_{ya} .

Para anclajes de tornillo y barras roscadas el área efectiva se calcula así:

$$A_{se,v} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

Ecuación 5.3 Área efectiva para tornillos y barras roscadas

Donde:

$A_{se,v}$ = área efectiva del anclaje en mm^2

d_a = diámetro del anclaje en mm.

n_t = número de hilos por mm de roscado.

Cuando se tienen sistemas de anclajes compuestos por platina de apoyo inyectadas con mortero, la resistencia al cortante calculada mediante la Ecuación 5.1 debe multiplicarse por 0.80.

$$V_{sa} = 0.80 A_{se,v} f_{uta}$$

Ecuación 5.4 Resistencia del acero a cortante del anclaje con platinas de apoyo

Ejemplo 5.1.1.

Una columna esquinera metálica en perfil tubular de 100x100 con 2mm de espesor, se ancla a un elemento en concreto que cuenta con una sección de S=40X60cm por medio de dos anclajes con un diámetro de 12.7mm (1/2") a una profundidad de embebido $h_{ef}=140\text{mm}$ y espaciados centro a centro una distancia $d=200\text{mm}$. Los anclajes se posicionan de tal manera

que la distancia cada uno de los bordes del elemento de concreto es 75mm. Los anclajes son preinstalados de tornillo con cabeza tipo ASTM A307. La resistencia a la compresión del concreto $f'_c=21\text{MPa}$. Cada anclaje soporta una carga lateral de $V=7.5\text{KN}$. Suponga que las cargas de sismo son despreciables y no se tienen detalle del refuerzo suplementario. Hallar la resistencia al acero a cortante de los anclajes.

Al revisar los datos dados en el ejemplo se tiene:

Anclaje con cabeza

$$\begin{aligned} d_a &= 12.70\text{mm} \\ \text{Propiedades} & \text{ ASTM A307} \\ f_{uta} &= 400\text{MPa} \\ f_{ya} &= 250\text{MPa} \\ h_{ef} &= 140\text{mm} \\ s &= 0.60\text{m} \\ c_{al} &= 75\text{mm} \end{aligned}$$

Para anclajes con cabeza preinstalados la resistencia del acero a cortante se determina con la Ecuación 5.2. Como la resistencia depende de las propiedades del material, geométricas y de material, se debe determinar el área del anclaje.

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left[12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right]^2 = 91.55\text{mm}^2$$

El valor para n_t se determinó según la Tabla 4.1.

Se chequea que el esfuerzo f_{uta} no exceda $1.9f_{ya}$ con el fin de garantizar que el anclaje en condiciones de carga de servicio no exceda f_{ya} .

$$1.9 * f_{ya} = 1.9 * 250 = 475\text{MPa} > f_{uta} = 400\text{MPa}, \text{ cumple.}$$

La resistencia del acero será:

$$V_{sa} = 0.6 * 91.55 * 400 = 21972\text{N} = 21.97\text{KN}$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor $\phi=0.65$ para acero dúctil. Este valor es tomado de la tabla 17.5.3(a) del ACI318-19.

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 21.97\text{KN} = 14.28\text{KN}$$

$$\phi V_{sa} = 14.28\text{KN} > V_{ua} = 7.5\text{KN}, \text{ para cada anclaje cumple.}$$

Para la carga especificada el sistema de anclajes cumple con la resistencia del acero.

5.2. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a Cortante

Al igual que en el arrancamiento del concreto por tracción, en el cálculo de resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante las ecuaciones suponen un cono de arrancamiento con base piramidal con un ángulo de 35° aproximadamente. Es así entonces que la zona de falla de arrancamiento está dada por una distancia mínima de falla al borde libre.

En la Figura 5.1 se muestra el área proyectada a un ángulo de 35° para un solo anclaje solicitado a cortante. Esta área, A_{Vco} , es la máxima área proyectada que se aproxima al área de falla del cono de concreto que no es afectada por la distancia al borde o profundidad del anclaje.

El área total proyectada para un grupo de anclajes se debe evaluar para diferentes tipos de configuración, en las cuales se debe tener en cuenta la distancia a los bordes y el espesor del elemento de concreto. A continuación, se presentan tres casos para el cálculo del área total:

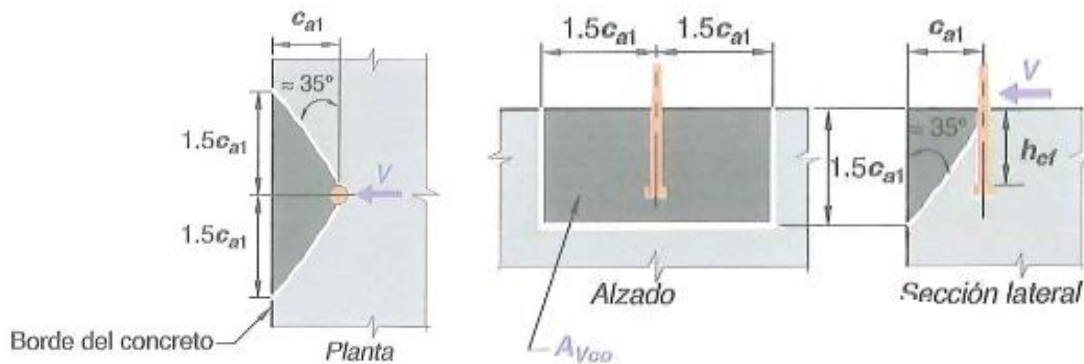


Figura 5.1. Área proyectada para un solo anclaje sometido a cortante.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA PARA ANCLAJES A CORTANTE			
	Resistencia del acero, V_{sa}	Resistencia al arrancamiento, V_{cb}	Resistencia al desprendimiento por cabeceo, V_c
Factor de excentricidad, Ψ_{ec}	N/A	$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_y}{3c_{a1}}\right)} \leq 1.0$	N/A
Factor de efecto de borde, Ψ_{ed}	N/A	<p>* si $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ entonces</p> <p>$\Psi_{ed} = 1.0$</p> <p>* si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ entonces</p> <p>$\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$</p>	N/A
Factor de efecto fisuración, Ψ_c	N/A	<ul style="list-style-type: none"> • Se asume un valor de 1.40 para anclajes en concreto no fisurado • +Se asume un valor de 1.0 para anclajes sin refuerzo suplementario • +Se asume un valor de 1.2 para anclajes con refuerzo consistente mayor a una barra No 13. • +Se asume un valor de 1.4 para anclajes con refuerzo consistente mayor a una barra No 13 y refuerzo transversal separados máximo cada 100mm. 	N/A
Factor de arrancamiento por espesor, Ψ_h	N/A	<p>*† si $h_a < 1.5c_{a1}$ entonces</p> <p>$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$</p> <p>$\Psi_{h,v} = 1.0$ para todos los demás casos.</p>	N/A

+estos valores se deben usar cuando el análisis ante cargas de servicio indica fisuración en el elemento de concreto.

Tabla 5.1 Factores de modificación para anclajes sometidos a cortante.

a) Configuración de un anclaje con un borde libre:

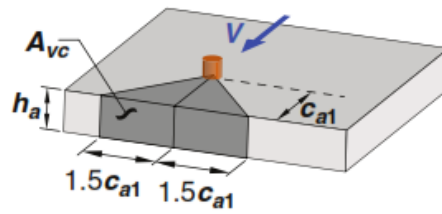


Figura 5.2 Área de influencia de un anclaje a cortante.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si $h_a < 1.5c_{a1}$

$$A_{Vc} = 2(1.5c_{a1})h_a$$

Ecuación 5.5 área proyectada para un anclaje con un borde libre

b) Configuración de un grupo de dos anclajes con un borde libre:

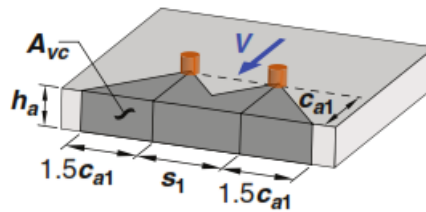


Figura 5.3 Área de influencia de un grupo de anclajes a cortante.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s_1 < 3c_{a1}$

$$A_{Vc} = [2(1.5c_{a1}) + s_1]h_a$$

Ecuación 5.6 área proyectada para un grupo de anclajes con un borde libre

c) Configuración de un anclaje con dos bordes libres:

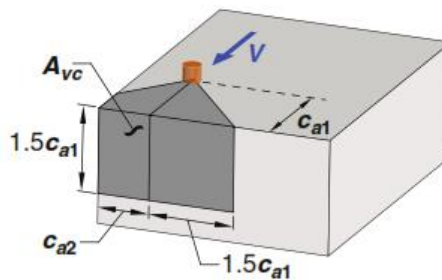


Figura 5.4 Área de influencia de un anclaje en una esquina a cortante.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$

$$A_{Vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$$

Ecuación 5.7 área proyectada para un anclaje con dos bordes libres

Donde:

A_{Vc} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje o un grupo de anclaje en mm^2 .

h_a = espesor del elemento de concreto en mm.

c_{a1} y c_{a2} = distancia al borde en mm.

s = separación entre anclajes en mm.

En los tres casos de evaluación se considera la acción cortante en dirección perpendicular al borde libre cercano al anclaje.

De acuerdo con el ACI318-19 se evalúa la resistencia básica de arrancamiento y se reduce por los coeficientes presentados en la Tabla 5.1 y la relación de áreas de un solo anclaje y del grupo de anclajes. Este último factor toma en consideración los anclajes múltiples y el distanciamiento entre estos.

En elementos de concreto altos en los cuales el anclaje se encuentra a una distancia crítica mayor o igual a $1.5c_{a1}$ con un cortante en dirección perpendicular al borde libre el área proyectada A_{Vco} se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2$$

Ecuación 5.8 Área proyectada para un solo anclaje

La Ecuación 5.8 es una variación de la Ecuación 5.5, en la cual se cambia el término h_a por $1.5c_{a1}$, solo en casos donde se alcance a desarrollar la base de media pirámide en el borde libre.

Para anclajes que se instalen en elementos en los cuales la sección del elemento de concreto sea angosta de espesor limitado de tal manera que c_{a2} y h_a sean menores a $1.5c_{a1}$ el valor de la distancia crítica al borde, c_{a1} , empleado para el cálculo de A_{Vc} se debe limitar al mayor de:

- $c_{a2}/1.5$, siendo c_{a2} la mayor distancia al borde.
- $h_a/1.5$
- $s/3$, s es la separación máxima de un grupo de anclajes medido en la dirección perpendicular a la dirección en la que actúa la fuerza cortante.

Una vez determinada el área proyectada de acuerdo con la disposición del anclaje o grupo de anclajes y al haber definido la incidencia que puede tener respecto al borde o bordes libres

se procede a calcular la resistencia al arrancamiento al cortante. Para ello se utiliza la siguiente ecuación:

- a) Para un cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Ecuación 5.9 Resistencia al córtate para un solo anclaje

- b) Para un cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Ecuación 5.10 Resistencia al córtate para un grupo de anclajes

Donde:

V_{cb} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto a cortante de un solo anclaje.

V_{cbg} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto a cortante de un grupo de anclajes.

A_{Vc} = área total proyectada de un grupo de anclajes.

A_{Vco} = área máxima proyectada para un solo anclaje.

$\Psi_{ec,v}$ = factor de modificación por excentricidad del arrancamiento.

$\Psi_{ed,v}$ = factor de modificación por efecto de borde del arrancamiento.

$\Psi_{c,v}$ = factor de modificación por efecto fisuración para el arrancamiento.

$\Psi_{h,v}$ = factor para arrancamiento por espesor.

V_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

La Ecuación 5.9 y Ecuación 5.10 se emplean cuando la dirección en la que actúa la fuerza cortante es perpendicular al borde sobre un anclaje o un grupo de anclajes, como se muestra en la Figura 5.2, caso (1). Cuando la dirección de la fuerza cortante que actúa sobre el anclaje o grupo de anclajes es paralela al borde, caso (2) (Figura 5.3), se permite que V_{cb} o V_{cbg} , respectivamente, sea el doble del valor calculado en las Ecuación 5.9 y Ecuación 5.10.

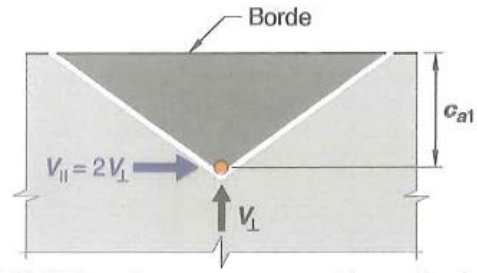


Figura 5.5 Caso 2. Cortante paralelo a un borde.

Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

Si el anclaje se posiciona en una esquina en el cual se tienen dos bordes libres, caso (3) (Figura 5.6), se deberá calcular la resistencia al cortante en dirección perpendicular a cada borde y se tomará la menor de las dos.

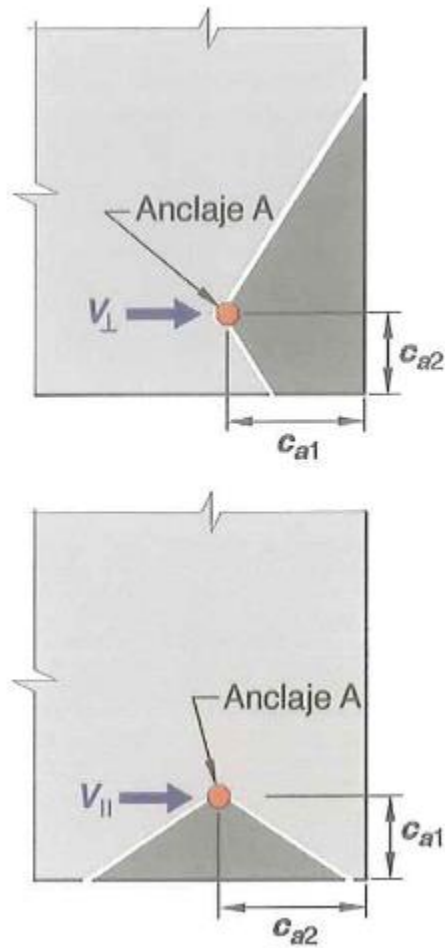


Figura 5.6 Caso 3. Cortante paralelo a un borde.

Anclaje en una esquina. Tomado del ACI318 American Concrete Institute, (2019)

La resistencia básica al arrancamiento del concreto a cortante de un anclaje individual debe ser la menor calculada en las siguientes ecuaciones:

a) Resistencia básica al arrancamiento del concreto

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

Ecuación 5.11 Resistencia básica al arrancamiento a cortante

La resistencia básica al arrancamiento está controlada por la longitud l_e la cual se define como la longitud de apoyo de carga del anclaje dentro del concreto. Esta longitud dependerá en cada caso del tipo de anclaje a utilizar.

$l_e = h_{ef}$ para anclajes de cabeza y postinstalados con camisa tubular.

$l_e = 2d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado.

$l_e \leq 8d_a$ para todos los casos.

b) Resistencia básica al arrancamiento del concreto

$$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

Ecuación 5.12 Resistencia básica al arrancamiento a cortante

Para anclajes con cabeza preinstalados, de tornillo con cabeza o gancho que se encuentren soldados a un aditamento de acero, se debe considerar la resistencia básica al arrancamiento entre la menor de la Ecuación 5.12 y la Ecuación 5.13.

$$V_b = 0.66 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

Ecuación 5.13 Resistencia básica al arrancamiento a cortante

Al considerar esta ecuación se deberá cumplir con los siguiente limites:

- El espesor del aditamento será mayo a $0.5d_a$ y 10mm.
- $s = 65\text{mm}$
- se dispondrá de refuerzo suplementario en las esquinas cuando $c_{a2} < 1.5h_{ef}$.
- para un grupo de anclajes, se determinará la resistencia al arrancamiento para la fila más alejada del borde.

Ejemplo 5.2.1.

Una columna esquinera metálica en perfil tubular de 100x100 con 2mm de espesor, se ancla a un elemento en concreto que cuenta con una sección de S=40X60cm por medio de dos anclajes con un diámetro de 12.7mm (1/2") a una profundidad de embebido $h_{ef}=110\text{mm}$ y espaciados centro a centro una distancia $d=200\text{mm}$. Los anclajes se posicionan de tal manera

que la distancia cada uno de los bordes del elemento de concreto es 75mm. Los anclajes son preinstalados de tornillo con cabeza tipo ASTM A307. La resistencia a la compresión del concreto $f'_c=21\text{MPa}$. Cada anclaje soporta una carga lateral $V=7.5\text{KN}$. Suponga que las cargas de sismo son despreciables y no se tienen detalle del refuerzo suplementario. Hallar la resistencia al arrancamiento del concreto de los anclajes.

Para la solución de este ejemplo hay que calcular las áreas de influencia y verificar de acuerdo con la posición los factores de modificación dados en la Tabla 5.1.

Como los anclajes se encuentran en un elemento con una altura mayor a ca_1 , el calculo del área A_{Vco} se calcula de acuerdo con la Ecuación 5.8.

$$A_{Vco} = 4.5(75)^2 = 25313\text{mm}^2$$

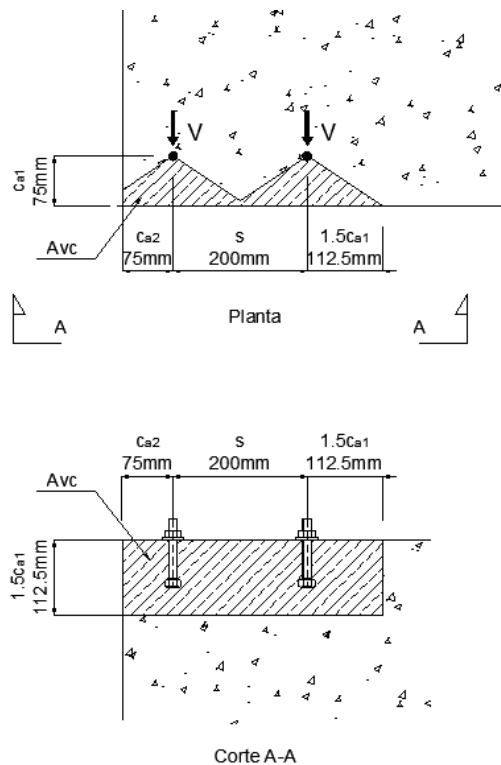


Figura 5.7 Ejemplo 5.2.1 - Área de influencia a cortante

Cuando las acciones sobre los anclajes son de tipo cortante, el área de influencia es la que se presenta en las caras del elemento de concreto. En este ejemplo el A_{Vc} se determina entonces así:

$$A_{Vc} = 112.5 * (75 + 200 + 112.5) = 43594\text{mm}^2$$

Para la separación de anclajes dada se aprecia que las áreas se superponen, esto es $s < 3ca_1$, la resistencia al arrancamiento del concreto a cortante se determina con la Ecuación 5.10.

El factor de modificación por excentricidad $\Psi_{ec,v}=1.0$. Se supone que la carga es concéntrica a la posición de los anclajes.

Para el factor de modificación de borde $\Psi_{ed,v}=1.0$, con $c_{a2}=750\text{mm} < 112.5\text{mm}$. Se toma la menor distancia al borde.

$$\Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{75}{112.5} = 0.90$$

De acuerdo con Tabla 5.1 el factor de modificación de fisuración $\Psi_{c,v} = 1.0$, para anclajes sin refuerzo suplementario.

De acuerdo con Tabla 5.1 el factor de modificación por espesor $\Psi_{h,v} = 1.0$, para $h_a > 1.5c_{a1}$:

La resistencia básica al arrancamiento se tomará de la menor calculada de la Ecuación 5.11 y la Ecuación 5.12.

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}, \text{ecuación 11}$$

El valor de l_e para anclajes con cabeza preinstalados corresponderá al valor de $h_{ef}=110\text{mm}$.

$$V_b = 0.6 \left(\frac{110}{12.7} \right)^{0.2} * \sqrt{12.7} * 1.0 * \sqrt{21} * (75)^{1.5} = 9801\text{N} = 9.80\text{KN}$$

$$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}, \text{ecuación 12}$$

$$V_b = 3.7 * 1.0 * \sqrt{21} * (75)^{1.5} = 11013\text{N} = 11.01\text{KN}$$

Se toma entonces el valor de $V_b=9.80\text{KN}$. Se calcula la resistencia nominal al arrancamiento del concreto a cortante así:

$$V_{cbg} = \frac{43594}{25313} * 1.0 * 0.90 * 1.0 * 1.0 * 9.8 = 15.19\text{KN}$$

Como la carga ultima proviene de un análisis de cargas las cuales fueron mayoradas por los factores establecidos en la norma, la resistencia del anclaje debe reducirse por un factor $\phi=0.70$. Este valor es tomado de la tabla 17.5.3(a) del ACI318-19.

$$\phi V_{cbg} = 0.70 * 15.19\text{KN} = 10.63\text{KN}$$

$$\phi V_{cbg} = 10.63\text{KN} > V_{ua} = 7.5\text{KN}, \text{para cada anclaje cumple.}$$

Para la carga especificada el sistema de anclajes cumple con la resistencia al arrancamiento del concreto a cortante.

5.3. Resistencia de Anclajes en Cortante por Desprendimiento del Concreto por Cabeceo del Anclaje

La resistencia a cortante por desprendimiento del concreto por cabeceo se presenta regularmente en anclajes situados lejos de un borde libre y presenta arrancamiento del concreto debido a una rotación del anclaje. La resistencia por cabeceo de un anclaje individual o un grupo de anclajes se determina así:

- a) Resistencia nominal para un solo anclajes:

$$V_{cp} = k_{cp}N_{cp}$$

Ecuación 5.14 Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje

- b) Resistencia nominal para un grupo de anclajes:

$$V_{cpg} = k_{cpg}N_{cpg}$$

Ecuación 5.15 Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo de un grupo de anclajes

De acuerdo con lo establecido en las investigaciones en las que se basa el capítulo 17 del ACI318-19, la resistencia por cabeceo se supone como una o dos veces la resistencia a la tracción del anclaje, ya sea para el anclaje individual o un grupo de anclajes, dependiendo de la profundidad (h_{ef}).

Para profundidades menores a 65mm el valor de la constante, k_{cp} , que acompaña la Ecuación 5.14 y Ecuación 5.15, será de 1.0, mientras que para profundidades mayores o iguales a 65mm el valor corresponderá a 2.0. El valor de N_{cp} y N_{cpg} , corresponderá entonces a la resistencia a tracción de un anclaje o un grupo de anclajes, respectivamente, y dependerá del tipo de anclaje a usar.

- Anclaje individual preinstalado y postinstalado de expansión, de tornillo y con sobreperforación, el cálculo de N_{cp} se hace con la Ecuación 4.3, Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.
- Para anclajes adherido N_{cp} debe ser el menor entre el calculado en la Ecuación 4.3 y la Ecuación 4.17, Resistencia nominal a la falla por adherencia.
- Grupo de anclajes preinstalados y postinstalados de expansión, de tornillo y con sobreperforación, el cálculo de N_{cpg} se hace con la Ecuación 4.4, Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un grupo de anclajes.
- Para anclajes adherido N_{cpg} debe ser el menor entre el calculado en la Ecuación 4.4 y la Ecuación 4.18, Resistencia nominal a la falla por adherencia de un grupo de anclajes.

Capítulo 6. Interacción Tracción y Cortante

En ciertas condiciones el anclaje o grupo de anclaje se encuentra solicitado a una combinación de carga tal que se producen simultáneamente fuerzas de tracción y cortante. Es por tal motivo que en el diseño de anclajes al concreto debe considerarse dicha condición revisando si la interacción es considerable para tener en cuenta de acuerdo con los siguientes límites:

- a) Relación para cargas en tracción

$$\frac{N_{ua}}{(\phi N_n)} \leq 0.2$$

Ecuación 6.1 Relación entre tracción actuante y resistencia a la tracción de anclajes

- b) Relación para cargas de cortante

$$\frac{V_{ua}}{(\phi V_n)} \leq 0.2$$

Ecuación 6.2 Relación entre cortante actuante y resistencia a cortante de anclajes

Si en cualquiera de los casos descritos en (a) o (b) se cumple esa condición, se permite desprestigiar las condiciones de interacción; en caso contrario, se debe considerar los efectos por interacción de tracción y cortante y se debe cumplir con:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

Ecuación 6.3 Ecuación de interacción tracción y cortante

En caso de no cumplir con los límites establecidos se debe realizar un recalcu de los anclajes de tal manera que se aumente la resistencia nominal ya sea a cortante o a tracción de acuerdo con lo estudiado en los capítulos 4 y 5.

Capítulo 7. Consideraciones y Diseño Sismo Resistente

A lo largo del texto se ha venido presentando los dos casos de carga a los que se ven sometidos los anclajes, tracción y cortante, así como la resistencia mínima que se debe satisfacer para un uso adecuado de estos. Las solicitaciones estáticas supuestas provienen de un análisis previo en el que se consideraron todas aquellas cargas permanentes y semipermanentes en la estructura, desprestigiar la componente inercial presentes en las fuerzas horizontales ocasionadas por los desplazamientos relativos que se generan en la presencia de sismos.

Cuando los sistemas de anclaje están ligados a elementos que pertenecen al sistema principal de resistencia sísmica, por ejemplo, columnas de un pórtico de acero, deben ser considerables las fuerzas horizontales en el diseño de estos. Sin embargo, no solo en los sistemas de resistencia sísmica se presentan dichas acciones; en los elementos no estructurales para garantizar un nivel adecuado de seguridad dentro las edificaciones se deben realizar los diseños de estos, considerando una porción de las fuerzas provenientes del sismo.

Es así entonces que en los elementos no estructurales que estén vinculados a elementos en los cuales se requiera una fijación por medio de anclajes, debe considerarse las acciones sísmicas.

Algunos de los casos donde se presentan acciones sísmicas considerables para tener en cuenta en el diseño de anclajes se presentan en las Figura 7.1 y Figura 7.2. En la primera se muestra una columna perteneciente al sistema principal de resistencia sísmica de un edificio fijada a la cimentación. En los casos donde el sistema de resistencia sísmica se basa en un sistema mixto, concreto y acero, en el cual las columnas son de concreto y las vigas de acero, estas últimas deben anclarse al concreto y deben diseñarse para resistir las fuerzas horizontales provocadas por el sismo.

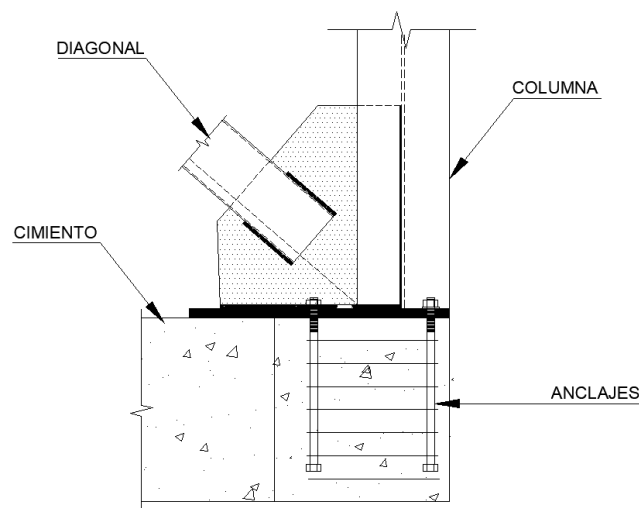


Figura 7.1. Base de columna anclada a elemento en concreto.

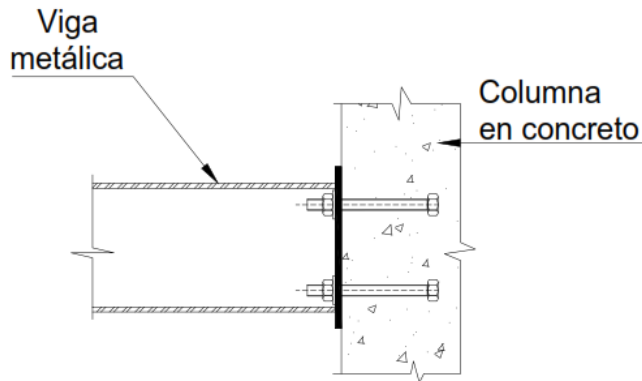


Figura 7.2. Viga metálica anclada a columna en concreto.

La obtención de las acciones sísmicas para el diseño de los sistemas de anclaje debe obedecer a lo descrito en las normas vigentes y a la zona donde se ubique el proyecto. En el presente capítulo se pretende dar los parámetros de diseño basados en cargas ya previamente establecidas por el ingeniero calculista.

Para la revisión de la resistencia a tracción y cortante ante solicitaciones compuestas por acciones sísmicas se debe tener en cuenta que estos no deben estar en zonas donde se presenten articulaciones plásticas.

Para anclajes postinstalados se debe cumplir con una precalificación para fuerzas inducidas por sismo de acuerdo con el ACI 355.2 o ACI 355.4; una vez determinado las características de resistencia de los anclajes se debe evaluar la resistencia del sistema de anclaje de acuerdo como se explica en el presente capítulo.

Para calcular la resistencia en tracción y cortante de un sistema de anclajes ante cargas sísmicas, se debe realizar una evaluación previa y determinar si la componente sísmica representa la mayor acción dentro de las combinaciones de carga actuando en los anclajes. Habrá que evaluar entonces si la componente sísmica (E) tanto para tracción como para cortante, no excede el 0.20 de la combinación que genera la mayor sollicitación y que contiene dicha fuerza.

- Para tracción:

$N_u =$ cargas estáticas + E (fuerza sísmica de diseño); combinación de carga que presenta la mayor acción sobre un anclaje o grupos de anclaje que contiene la fuerza sísmica.

Si $E < 0.20N_u$ entonces no se consideran acciones sísmicas en el diseño del sistema de anclajes y la resistencia a tracción del anclaje será evaluada de acuerdo con el Capítulo 4.

- Para cortante:

V_u = cargas estáticas + E (fuerza sísmica de diseño); combinación de carga que presenta la mayor acción sobre un anclaje o grupos de anclaje que contiene la fuerza sísmica.

Si $E < 0.20V_u$ entonces no se consideran acciones sísmicas en el diseño del sistema de anclajes y la resistencia del anclaje a cortante será evaluada de acuerdo con el Capítulo 5.

7.1. Resistencia de Anclajes a Tracción por Cargas de Sismo.

Si en la revisión de las cargas presentes en el diseño del sistema de anclajes se determina que la componente sísmica no cumple con $E < 0.20N_u$, se deberá entonces contemplar para el diseño del sistema de anclajes uno de los cuatro criterios dispuestos por el ACI318-19:

(a) Para anclajes simples, la resistencia gobernada por el hormigón será mayor que la resistencia del acero del ancla. Para Grupos de anclaje, la relación entre la carga de tracción en el ancla con mayor esfuerzo y la resistencia del acero de esa ancla. debe ser igual o mayor que la relación entre la carga de tracción en los anclajes cargados en tracción y el hormigón gobernado fuerza de esas anclas. En cada caso:

(i) La resistencia del acero debe tomarse como 1,2 veces la resistencia nominal del acero del anclaje.

(ii) La resistencia dominada por el concreto debe tomarse como la resistencia nominal teniendo en cuenta el deslizamiento del anclaje, desprendimiento lateral del concreto y adherencia, según sea aplicable. Para la resistencia a la extracción por deslizamiento de grupos de anclajes, la relación debe calcularse utilizando el anclaje sometido a los mayores esfuerzos.

Además, se cumplirá lo siguiente:

(iii) Los anclajes deberán transmitir cargas de tracción a través de un elemento dúctil de acero con una longitud de estirado de al menos ocho diámetros de anclaje a menos que se determine algo diferente por medio de análisis.

(iv) Donde los anclajes puedan verse sometidos a reversiones de carga, los anclajes se deben proteger para que no fallen por pandeo.

(v) Cuando las conexiones sean roscadas y los elementos dúctiles de acero no sean roscados en toda su longitud la relación f_u/f_y no debe ser menor de 1.3 a menos que las porciones roscadas se aplanen. La porción aplanada no debe incluirse dentro de la longitud de estirado.

(vi) Las barras de refuerzo corrugadas utilizadas como elementos dúctiles de acero para resistir efectos sísmicos deben cumplir con los requisitos de refuerzo de anclajes de 20.2.2.

(b) El anclaje o grupo de anclajes deben diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida al anclaje o grupo de anclajes con base en el desarrollo de un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en

flexión, corte o aplastamiento, o una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobrerresistencia y los efectos de endurecimiento por deformación del aditamento. La resistencia de diseño a la tracción del anclaje debe calcularse de acuerdo con 17.10.5.4.

(c) El anclaje o los grupos de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción que pueda ser transmitida a los anclajes por un aditamento. La resistencia de diseño a la tracción del anclaje debe calcularse de acuerdo con 17.10.5.4.

(d) El anclaje o los grupos de anclajes debe diseñarse para la máxima tracción obtenida de las combinaciones de mayoración de carga de diseño que incluyen E, con la componente horizontal de E_h incrementada por Ω_o . La resistencia de diseño a la tracción del anclaje debe calcularse de acuerdo con 17.10.5.4.(American Concrete Institute, 2019)

Para la revisión ante cargas sísmicas de un sistema de anclaje por la opción (a) se deberá considerar entonces que el acero del anclaje cumpla con los requisitos y la definición de ductilidad dada en el capítulo 2 de ACI318-19. El diseño de los anclajes de acuerdo con la condición (a) debe hacerse siempre y cuando se tenga bien definida la fluencia del anclaje.

Las opciones (b) y (c) serán empleadas cuando se tengan aditamentos adicionales en la conexión. En la opción (b) se debe considerar la resistencia esperada y no la especificada a la fluencia del acero del aditamento. La opción (c) será para todos aquellos casos especiales en los cuales se tienen los anclajes de base acompañados de aditamentos de madera donde el aplastamiento limita las fuerzas transmitidas a los tornillos.

En la opción (d) se debe tener en cuenta las combinaciones de carga que contemplan la carga sísmica E aumentada por el factor de sobrerresistencia de acuerdo con el sistema estructural empleado.

En cualquiera de las cuatro opciones el diseño de un anclaje o grupo de anclajes ante cargas de sismo será:

- Resistencia del acero en tracción, ϕN_s .
- Resistencia al arrancamiento del concreto, $0.75\phi N_{cb}$ o $0.75\phi N_{cbg}$.
- Resistencia por deslizamiento, $0.75\phi N_{pn}$.
- Resistencia al desprendimiento lateral del concreto, $0.75\phi N_{sb}$ o $0.75\phi N_{sbg}$.
- Resistencia a la falla por adherencia, $0.75\phi N_a$ o $0.75\phi N_{ag}$.

Los valores de la resistencia nominal para cada caso serán los calculados en el Capítulo 4 del presente texto multiplicados por factores de reducción dados en el numeral 17.5.3 del ACI318-19.

7.2. Resistencia de Anclajes a Cortante por Cargas de Sismo.

Si en la revisión de las cargas presentes en el diseño del sistema de anclajes se determina que la componente sísmica no cumple con $E < 0.20V_u$, se deberá entonces contemplar para el diseño del sistema de anclajes uno de los tres criterios dispuestos por el ACI318-19:

(a) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante que pueda transmitirse al anclaje o grupo de anclajes con base en que se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia en el aditamento ya sea en flexión, corte o aplastamiento, o en una combinación de estas condiciones, y considerando tanto la sobrerresistencia del material y los efectos de endurecimiento por deformación del aditamento.

(b) El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante que pueda ser transmitido a los anclajes por un aditamento que no fluya.

© El anclaje o grupo de anclajes debe diseñarse para el máximo cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyen E , con E_h incrementado por Ω_o . (American Concrete Institute, 2019)

De acuerdo con lo establecido en el ACI318-19 no se utiliza para el diseño de anclajes a cortante ante cargas sísmicas la opción (a) debido a que no se puede configurar que la sección del elemento de acero falle a corte con algún grado de ductilidad.

Para utilizar la opción (b) se debe asegurar que el aditamento no fluya y se transmita la carga de cortante a los anclajes. En estos casos el diseño de la conexión predominará el estado límite de aplastamiento.

En el caso de que los anclajes estén situados lejos del borde y el acero de refuerzo del anclaje controle la resistencia del anclaje, se debe usar la opción (c) en las cuales las fuerzas sísmicas deben multiplicarse por el factor de sobrerresistencia de acuerdo con el sistema estructural empleado.

Los valores de la resistencia nominal para cada caso serán los calculados en el capítulo 4 del presente texto.

En ambos casos, tracción y cortante, ante cargas de sismo si se dispone de refuerzo de anclaje que sea diseñado con cargas superiores a las calculadas para el diseño de los anclajes, no será necesario reducir la resistencia de los anclajes y se tendrá como resistencia mínima las calculadas en los capítulos 4 y respectivamente.

Capítulo 8. Refuerzo de Anclajes.

En este capítulo se presenta las disposiciones del refuerzo de anclaje que se pueden tener en cuenta según los dispuesto en ACI318-19 para el diseño de anclajes en el capítulo 17. El

refuerzo de anclaje debe diferenciarse del refuerzo suplementario que se calcula para el miembro de concreto y se obtiene bajo las solicitaciones que transmiten los anclajes a este.

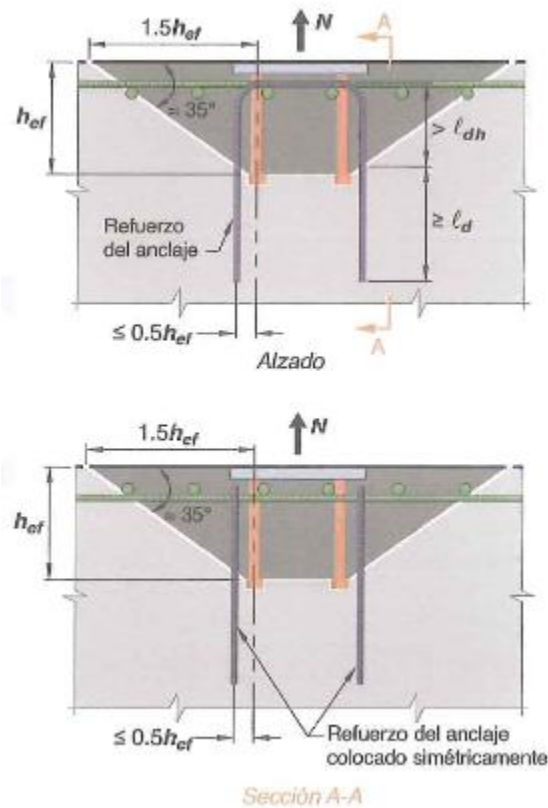


Figura 8.1 Refuerzo de anclaje a tracción.

Tomado del ACI318-19 (American Concrete Institute, 2019)

El refuerzo del anclaje se usa en dos casos: i) cuando las solicitaciones en el anclaje o sistema de anclajes superan la resistencia a la falla del arrancamiento del concreto; ii) si no se evalúa la resistencia a la falla de arrancamiento del concreto. En el segundo caso el acero de refuerzo del anclaje asume toda la carga y debe detallarse de tal manera que se garantice la longitud de desarrollo.

La norma permite utilizar refuerzo de anclaje tanto para cargas a tracción como para cargas a cortante. Se puede detallar el refuerzo para tracción y cortante por debajo de la platina de anclaje lo más cercano al borde de concreto respetando los recubrimientos mínimos exigidos para protección del refuerzo. El refuerzo de anclaje debe colocarse en dirección opuesta en la que sucede la carga tal como se muestra en la Figura 8.1 refuerzo a tracción y la Figura 8.2 refuerzo a cortante.

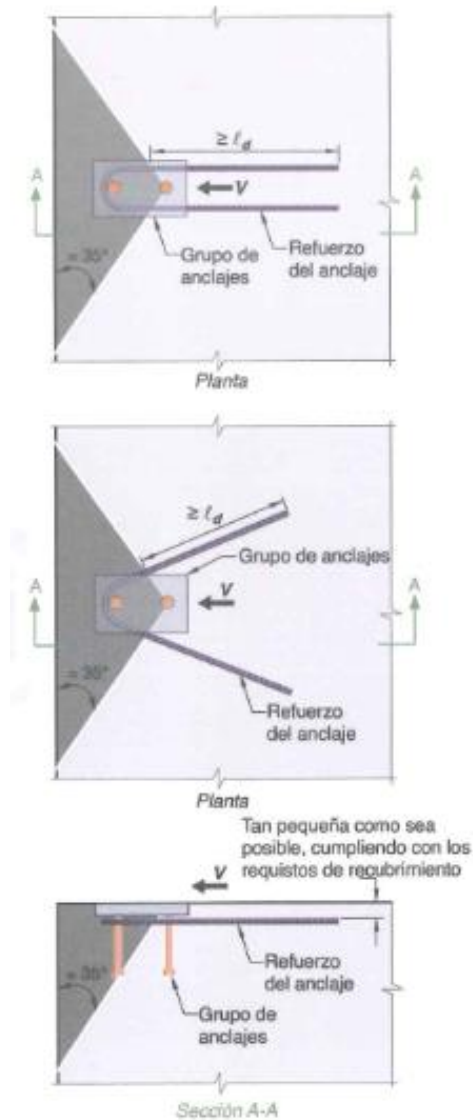


Figura 8.2 Refuerzo de anclaje a cortante.

Tomado del ACI318-19 (American Concrete Institute, 2019)

8.1. Consideraciones para el Refuerzo de Anclajes en Tracción.

Para colocar el refuerzo en tracción se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El refuerzo de anclaje puede consistir en estribos, amarres u horquillas situados lo más cerca al anclaje.
- Al colocar el refuerzo de anclaje este debe detallarse en planos de tal manera que este encierre el refuerzo superficial del miembro de concreto.
- El refuerzo de anclaje se debe localizar a una distancia que no supere a $0.50h_{ef}$ medido desde el centro del anclaje.
- La disposición del refuerzo de anclaje debe ser simétrica.

- e) El diámetro mayor utilizado para el refuerzo del anclaje debe ser menor o igual a la varilla No. 16 (15.9mm).

En los planos detalle se debe procurar distinguir del refuerzo del miembro de concreto del refuerzo de anclaje, por tal motivo se recomienda que los detalles y especificaciones de los anclajes estén situados en un plano diferente a los detalles estructurales de refuerzo de los elementos de concreto.

El calculista tendrá la responsabilidad de especificar dentro del diseño si se ha considerado el refuerzo del anclaje dentro del diseño, siendo explícito y aún más cuando el diseño este controlado por la falla al arrancamiento del concreto. El no usar refuerzo del anclaje siempre será más conservador al diseñar los anclajes, pero en contraste se obtendrán diseños más costosos.

8.2. Consideraciones para Refuerzo de Anclajes en Cortante.

Para colocar el refuerzo de anclajes sometidos a cortante se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) El refuerzo de anclaje puede consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento, amarres u horquillas situados lo más cerca posible al anclaje.
- b) El refuerzo de anclaje a cortante debe estar en contacto con el anclaje.
- c) El refuerzo de anclaje se debe localizar a una distancia que no supere a $0.5c_{a1}$ o $0.3c_{a2}$, el menor de los dos, medido desde el centro del anclaje.
- d) El refuerzo dispuesto como refuerzo del anclaje a cortante debe garantizar fluencia.
- e) El diámetro mayor utilizado para el refuerzo del anclaje debe ser menor o igual a la varilla No. 16 (15.9mm).

Para varillas de mayor diámetro se debe considerar el radio de giro para el doblado de estas, el cuál al ser mayor puede reducir la longitud de desarrollo que debe tener la barra dentro del elemento de concreto, por tal motivo se debe limitar el refuerzo de anclaje a varilla No. 19 (19.9mm).

El ingeniero calculista considerará el refuerzo del miembro de concreto y de acuerdo con el mejor criterio podrá determinar si este refuerzo puede definirse como refuerzo del anclaje, siempre y cuando se encuentre a una distancia que no supere lo dispuesto en literal (c). En la Figura 8.3 es un ejemplo de detalle del refuerzo del anclaje y que a la vez es el refuerzo del elemento de concreto.

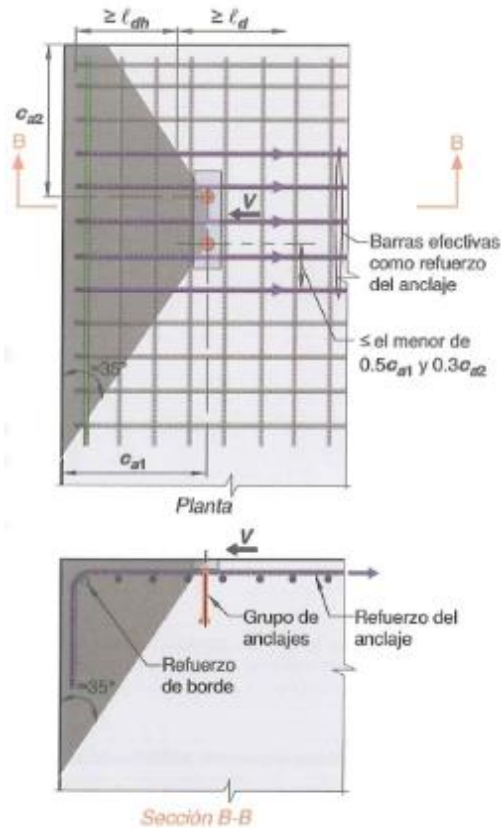


Figura 8.3 Refuerzo de anclaje a cortante.

Tomado del ACI318-19 (American Concrete Institute, 2019)

Cuando se disponga refuerzo de anclaje a cortante se debe garantizar que este pueda llegar al punto de fluencia, en otra palabra, que desarrolle f_y . De allí la importancia que se garantice la longitud de desarrollo, de acuerdo con estudios Eligehausen, (2006), los diámetros menores a la varilla No. 16 tienen mejor comportamiento como refuerzo de anclaje. La cantidad de refuerzo dispuesto para resistir la fuerza cortante no disminuye la longitud de desarrollo.

Capítulo 9. Ejemplos de diseño

En el presente capítulo se desarrollan ejemplos con el objetivo de aplicar lo visto en los capítulos anteriores. Se busca con esto brindar de la forma más práctica los recursos necesarios para el diseño de anclajes en las situaciones más comunes que se puedan presentar en diferentes proyectos estructurales.

9.1 Ejemplo 1

Una tubería con un diámetro de 45cm que se usa para el transporte de agua se suspende por debajo de una placa de concreto por medio de unos anclajes de soporte distanciados cada 8.50m. Los anclajes tienen un diámetro de 3/4" y son tipo ASTM F1554 Grado 36. considere que los anclajes son preinstalados con una profundidad de anclaje de 15cm. El espesor de la placa de concreto reforzado es de 30cm y tiene una resistencia a la compresión de $f'_c=35\text{MPa}$. Cada soporte de la tubería resiste una carga sísmica según el análisis de cargas de 20KN.

Datos

Cargas

$$E = 18.00\text{KN}$$

$$CM = 3.75\text{KN/m}$$

$$PP = 0.05\text{KN/m}$$

$$s = 8.50\text{m} \text{ Separación entre anclajes}$$

Anclaje

$$d_a = 19.90\text{mm} \quad 3/4$$

Propiedades ASTM F1554

$$f_{uta} = 400\text{MPa}$$

$$f_{ya} = 250\text{MPa}$$

$$h_{ef} = 180\text{mm}$$

Elemento de concreto

$$f'_c = 35\text{MPa}$$

$$h_a = 0.30\text{m}$$

$$\lambda_a = 1.00 \text{ Para concreto liviano}$$

Para el diseño del anclajes se supone el concreto fisurado con el refuerzo necesario para controlar la fisuración pero no como refuerzo suplementario del anclaje.

Para el diseño del anclaje se debe determinar la carga última para las combinaciones de carga dadas en el título B del NSR-10.

$$U = 1.4CM \quad \text{Para evaluar la carga muerta se debe tener en cuenta la separación entre anclajes y el peso propio de la tubería.}$$

$$U = 1.4CM + E$$

$$U = 1.4*(3.75 + 0.05)*8.5 = 45.22\text{KN}$$

$$U = 1.2*(3.75 + 0.05)*8.5 + 18 = 56.76\text{KN} \text{ Carga de diseño}$$

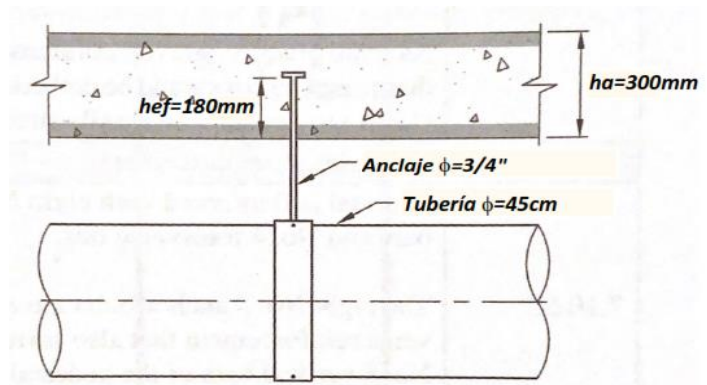
$$N_{ua} = 56.76\text{KN}$$

Se verifica entonces si la carga de diseño tiene una componente sísmica; de ser así se evalúa la incidencia de la componente sísmica en la carga de diseño ($E < 0.20N_{ua}$):

$$0.20N_{ua} = 11.35\text{KN} \text{ Como la carga } E=18\text{KN} \text{ es mayor al 20\% de la carga de diseño se deben considerar las acciones sísmicas en el diseño del anclaje.}$$

Para este ejemplo se consideran las acciones sísmicas de acuerdo con lo descrito en el capítulo 7.1 en literal (a) lo cual corresponde a lo dispuesto en el ACI318-19 capítulo 17.10.5.3.

Figura E.1.1



El esfuerzo nominal gobernado por el concreto debe ser al menos 1.2 veces el esfuerzo nominal del acero.

$$1.2N_{sa} < \begin{cases} N_{cb} \text{ (arrancamiento del concreto)} \\ N_{pn} \text{ (Deslizamiento del anclaje)} \end{cases}$$

Se debe revisar las condiciones de ductilidad del anclaje. Se supone que el anclaje cumple los requisitos de ductilidad.

Se debe verificar que la longitud del anclaje este acorde con la recomendación de $8d_a$ para un adecuado funcionamiento en eventos sísmicos.

$$8*d_a = 8 * 19.9 = 159.20\text{mm} < 180\text{mm cumple}$$

Cuando se consideran las acciones sísmicas se debe garantizar que ante rversiones de carga el anclaje no falle por pandeo. En este ejemplo la carga considerada es a tracción y no se presentan rversiones de carga entonces no se considera el pandeo.

Para anclajes roscados se debe cumplir con:

$$\frac{f_{uta}}{f_{ya}} \geq 1.3$$

$$400/250 = 1.60 > 1.3 \text{ cumple}$$

Estados limite a revisar:

Capitulo 3.1.1	Falla del acero	Aplica	
Capitulo 3.1.2	Falla por delizamiento	Aplica	
Capitulo 3.1.3	Falla por arrancamiento del concreto	Aplica	
Capitulo 3.1.4	Falla por hendimiento	No aplica	no aplica para anclajes individuales
Capitulo 3.1.5	Falla por desprendimiento lateral del concreto	No aplica	el anclaje se encuentra lejos del borde

Resistencia del acero

Para la evaluación de la resistencia del acero del anclaje nos remitimos al capítulo 4.1 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \text{ Ecuación 4.1}$$

f_{uta} no debe exceder $1.9f_{ya}$ o 860MPa .

$$1.9*f_{ya} = 1.9 * 250 = 475\text{MPa} > f_{uta} = 400\text{MPa}, \text{ cumple.}$$

Hallando el área del perno de acuerdo con la ecuación 2:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right]^2$$

Se toma el valor de n_t de acuerdo con la tabla 4.1.1 del capítulo 4.

$$n_t = 0.394$$

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[19.90 - \frac{0.9743}{0.394} \right]^2 = 238.5\text{mm}^2$$

Para el anclaje dado entonces se calcula la resistencia del acero como sigue:

$$N_{sa} = 238.5 * 400 = 95,400N$$

$$N_{sa} = 95.40KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi N_{sa} = 71.55KN$$

$$\phi N_{sa} = 71.55KN > N_{ua} = 56.76KN \quad \text{Cumple}$$

Resistencia al arrancamiento del concreto

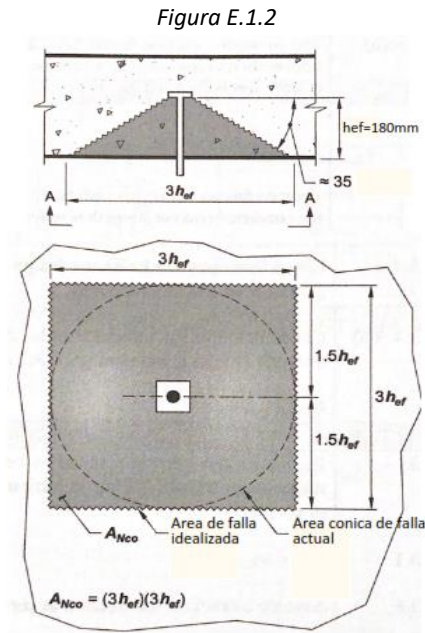
Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 4.2 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

Se debe chequear el arrancamiento del concreto porque no se ha provisto acero de refuerzo del anclaje.

La resistencia nominal del arrancamiento del concreto debe ser calculada de acuerdo a la ecuación 3 del capítulo 4, resistencia para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Se debe determinar cada termino de la ecuación. El primer termino se refiere a la relación entre áreas. Para este caso $A_{Nc} = A_{Nco}$.



$$A_{Nc} / A_{Nco} = 1.00 \quad \text{Recordemos que } A_{Nc} \text{ hace referencia al área proyectada de los anclajes generan el cono de concreto.}$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,N} = 1.00 \quad \text{para } c_{amin} > 1.5h_{ef}; \text{ para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un borde}$$

$$\Psi_{c,N} = 1.00 \quad \text{Para concreto que se considera fisurado}$$

$$\Psi_{cp,N} = 1.00 \quad \text{Para anclajes preinstalados}$$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 4.9 del capítulo 4.2:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$k_c = 10 \text{ Para anclajes preinstalados}$$

$$N_b = 10 * 1.0 * \sqrt{35} * (150)^{1.5} = 142,871N$$

$$N_b = 142.9KN$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$N_{cb} = 1 * 1 * 1 * 142.9 = 142.9KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.70$$

$$\phi N_{cb} = 100.03KN$$

Para considerar las acciones sísmicas sobre el anclaje la resistencia se debe reducir por 0.75 ϕN_b :

$$0.75 \phi N_{cb} = 75.02KN$$

$$0.75 \phi N_{cb} = 75.02KN > N_{ua} = 56.76KN \quad \text{Cumple}$$

Adicional a esto se debe revisar las consideraciones sísmicas supuestas: $N_{cb} \geq 1.2N_{sa}$

$$1.2N_{sa} = 114.48KN < N_{cb} = 142.9KN \text{ Cumple}$$

Resistencia al deslizamiento

Para la evaluación de la resistencia al deslizamiento nos remitimos al capítulo 4.3 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{c,p}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{c,p} = 1.00 \text{ Para concreto que se considera fisurado}$$

La resistencia básica al deslizamiento se determina de acuerdo con la ecuación 4.12 del capítulo 4.3:

$$N_p = 8A_{brg} f'_c$$

El área A_{brg} es aquella correspondiente a cabeza del anclaje menos el área neta del anclaje. La proyección del área de arrancamiento se hace tomando un ángulo de 35° medidos a partir de la cabeza del anclaje.

$$A_{brg} = 421.9mm^2 \text{ Valor tomado de catalogo para un anclaje de 3/4" con cabeza hexagonal.}$$

La resistencia nominal al deslizamiento será entonces:

$$N_p = 8 * 421.9 * 35 = 118,132N$$

$$N_p = 118.1KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\begin{aligned}\phi &= 0.70 \\ \phi N_p &= 82.67\text{KN}\end{aligned}$$

Para considerar las acciones sísmicas sobre el anclaje la resistencia se debe reducir por $0.75 \phi N_b$:

$$0.75 \phi N_{cb} = 62.00\text{KN}$$

$$0.75 \phi N_p = 62.00\text{KN} > N_{ua} = 56.76\text{KN} \quad \text{Cumple}$$

Adicional a esto se debe revisar las consideraciones sísmicas supuestas: $N_p \geq 1.2 N_{sa}$

$$1.2 N_{sa} = 114.48\text{KN} < N_p = 118.1\text{KN} \quad \text{Cumple}$$

El resumen de cargas queda entonces de la siguiente manera:

Resistencia Nominal		Fuerza
Resistencia del acero	ϕN_{sa}	71.55KN
Resistencia al arrancamiento	$0.75 \phi N_{cb}$	75.02KN
Resistencia al deslizamiento	$0.75 \phi N_p$	62.00KN

La falla en el anclaje estará controlada por la resistencia al deslizamiento

9.2 Ejemplo 2

Unos soportes estructurales no expuestos a condiciones externas, están espaciados 5.50m y sostienen una tubería con un diámetro 15cm. Los soportes son de acero con $f_{uta}=400\text{MPa}$ y un $f_{ya}=250\text{MPa}$ y están anclados en una placa de concreto de 30cm de espesor. La resistencia del concreto es de $f'_c=28\text{MPa}$. La estructura soporta una carga sísmica de 0.40KN. Determinar el diámetro requerido del anclaje (d_a) y la profundidad de anclaje (h_{ef}).

Datos

Cargas

$$E= 0.40\text{KN}$$

$$CM= 0.50\text{KN/m}$$

$$PP= 0.05\text{KN/m}$$

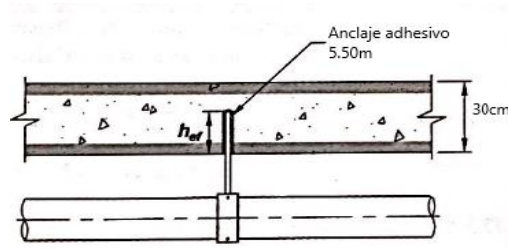
$$s= 5.50\text{m} \text{ Separación entre anclajes}$$

Anclaje

$$f_{uta} = 400\text{MPa}$$

$$f_{ya} = 250\text{MPa}$$

Figura E.1.1



Elemento de concreto

$$f'_c= 28\text{MPa}$$

$$h_a= 0.25\text{m}$$

$$\lambda_a= 1.00 \text{ Para concreto liviano}$$

Para el diseño del anclajes se supone el concreto fisurado con el refuerzo necesario para controlar la fisuración pero no como refuerzo suplementario del anclaje.

Para el diseño del anclaje se debe determinar la carga última para las combinaciones de carga dadas en el título B del NSR-10.

$$U= 1.4\text{CM} \quad \text{Para evaluar la carga muerta se debe tener en cuenta la separación entre anclajes y el peso propio de la tubería.}$$

$$U= 1.4\text{CM} + E$$

$$U= 1.4*(0.5 + 0.05)*5.5 = 4.24\text{KN} \text{ Carga de diseño}$$

$$U= 1.2*(0.5 + 0.05)*5.5 + 0.4 = 4.03\text{KN}$$

$$N_{ua} = 4.24\text{KN}$$

La componente sísmica no representa la mayor acción dentro de las combinaciones de carga actuando en el anclaje.

Estados limite a revisar:

Capítulo 3.1.1	Falla del acero	Aplica	
Capítulo 3.1.2	Falla por deslizamiento	No aplica	no aplica para anclajes adhesivos
Capítulo 3.1.3	Falla por arrancamiento del concreto	Aplica	
Capítulo 3.1.4	Falla por hendimiento	No aplica	no aplica para anclajes individuales
Capítulo 3.1.5	Falla por desprendimiento lateral del concreto	No aplica	el anclaje se encuentra lejos del borde
Capítulo 3.1.6	Falla por adherencia	Aplica	

Para este ejemplo se harán dos suposiciones y se dividirá en dos parte la solución.

Parte A. No se tiene información del producto químico para la instalación del anclaje:

Calculo del diametro y profundidad del anclaje

Para revisar la resistencia del anclaje a la falla por adherencia se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

Se consideran las cargas a tracción permanentes
Los anclajes no están expuestos a condiciones externas, se considera que se encuentran en un ambiente seco

Para cargas permanentes a tracción la resistencia a la adherencia del anclaje esta dado por:

$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua}$$

Con esta comprobación se pretende controlar las cargas a tracción permanentes en el anclaje brindando un comportamiento satisfactorio en un rango de temperatura de 21C a 43C por un perio de 50 a 10 años respectivamente.

La resistencia básica se calcula de acuerdo con la ecuación 4.21.

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.45 \text{ Para los anclajes postinstalados en los cuales se tiene un gran margen de cometer errores en su instalación el ACI318 recomienda reducir la resistencia por debajo de la mitad.}$$

En casos donde no se tenga información del producto químico a utilizar para la adherencia del ancla en el concreto, se permite tomar los valores para el esfuerzo característico dados en el ACI318 en la tabla 17.6.5.2.5 bajo las suposiciones dadas en el numeral 17.6.5.2.5. Para efectos ilustrativos se supondrá el valor correspondiente para un anclaje de interior en ambiente seco.

$$\tau_{cr} = 2.1 \text{MPa Para cargas permanente en tracción este valor debe reducirse por 0.40}$$

$$\tau_{cr} = 0.8 \text{MPa}$$

$$0.55 * \phi * \lambda_a * \tau_{cr} * \pi * d_a * h_{ef} = 4.24 \text{KN}$$

$$0.55 * 0.45 * 1.0 * 0.8 * \pi * d_a * h_{ef} = 4.24 \text{KN}$$

$$h_{ef} = \frac{4.24 * 1000}{0.55 * 0.45 * 1.0 * 0.8 * \pi * d_a}$$

Como la profundidad queda en función del diámetro, se tabulan varios valores de diámetro y se obtienen varias profundidades

d_a	h_{ef} (mm)
3/8	683
1/2	511
5/8	408
3/4	326
1	255

Notese que para los diámetros supuestos la profundidad de anclaje calcula supera el espesor de la placa de concreto, exceptuando el diámetro de una pulgada (1") por lo que será entonces el diámetro y profundidad a trabajar

$$d_a = 25.40 \text{mm} \quad 1$$

$$h_{ef} = 255 \text{mm}$$

$$0.55 \phi N_{ba} = 4.24 \text{KN} > N_{ua} = 4.235 \text{KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia del acero

Para la evaluación de la resistencia del acero del anclaje nos remitimos al capítulo 4.1 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \text{ Ecuación 4.1}$$

f_{uta} no debe exceder 1.9 f_{ya} o 860MPa.

$$1.9 * f_{ya} = 1.9 * 250 = 475 \text{MPa} > f_{uta} = 400 \text{MPa, cumple.}$$

Hallando el área del perno de acuerdo con la ecuación 4.2:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right]^2$$

Se toma el valor de n_t de acuerdo con la tabla 4.1.1 del capítulo 4.

$$n_t = 0.315$$

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[25.4 - \frac{0.9743}{0.315} \right]^2 = 390.8 \text{mm}^2$$

Para el anclaje dado entonces se calcula la resistencia del acero como sigue:

$$N_{sa} = 390.8 * 400 = 156,320 \text{N}$$

$$N_{sa} = 156.32 \text{KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi N_{sa} = 117.24 \text{KN}$$

$$\phi N_{sa} = 117.24 \text{KN} > N_{ua} = 4.235 \text{KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a la falla por adherencia

Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 4.5 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba}$$

Para la relación de áreas en el primer término de la ecuación esta es igual a 1.0

$$A_{Na}/A_{Na0} = 1.00$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,Na} = 1.00 \quad \text{para } c_{amin} > c_{No}; \text{ para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un borde}$$

$$\Psi_{cp,Na} = 1.00 \quad \text{para concreto fisurado}$$

La resistencia básica de adherencia se determina de acuerdo con la ecuación 4.21 del capítulo 4.5:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

$$N_{ba} = 1.0 * 2.1 * \pi * 25.4 * 255 = 42,778 \text{N}$$

$$N_{ba} = 42.8 \text{KN}$$

La resistencia nominal a la falla por adherencia será entonces:

$$N_a = 1 * 1 * 42.8 = 42.8 \text{KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.45 \quad \text{Para los anclajes postinstalados en los cuales se tiene un gran margen de cometer errores en su instalación el ACI318 recomienda reducir la resistencia por debajo de la mitad.}$$

$$\phi N_a = 19.26 \text{KN}$$

Como se que las cargas de tracción son permanente, entonces el valor del esfuerzo característico debe reducirse por 0.40, por lo que la resistencia básica se reduce en esta misma proporción

$$\phi N_a = 7.70 \text{KN}$$

$$\phi N_a = 7.70 \text{KN} > N_{ua} = 4.235 \text{KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia al arrancamiento del concreto

Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 4.2 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

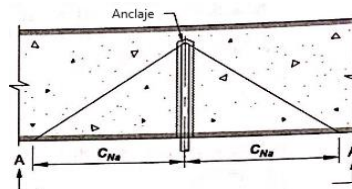
Se debe chequear el arrancamiento del concreto porque no se ha provisto acero de refuerzo del anclaje.

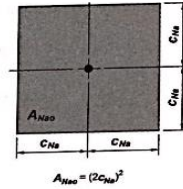
La resistencia nominal del arrancamiento del concreto debe ser calculada de acuerdo a la ecuación 4.3 del capítulo 4, resistencia para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Se debe determinar cada término de la ecuación. El primer término se refiere a la relación entre áreas. Para este caso $A_{Nc} = A_{Nco}$.

Figura E.1.2





$$A_{Nc}/A_{Nco} = 1.00$$

Recordemos que A_{Nc} hace referencia al área proyectada de los anclajes generan el cono de concreto.

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\begin{aligned} \Psi_{ed,N} &= 1.00 \text{ para } c_{amin} > 1.5h_{ef}; \text{ para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un borde} \\ \Psi_{c,N} &= 1.00 \text{ Para concreto que se considera fisurado} \\ \Psi_{cp,N} &= 1.00 \text{ Para concreto que se considera fisurado} \end{aligned}$$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 4.9 del capítulo 4.2:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$K_c = 7 \text{ Para anclajes postinstalados}$$

$$N_b = 7 * 1.0 * \sqrt{28} * (255)^{1.5} = 151,078N$$

$$N_b = 151.1KN$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$N_{cb} = 1 * 1 * 1 * 151.1 = 151.1KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.70 \\ \phi N_{cb} &= 105.77KN \end{aligned}$$

Para considerar las acciones sísmicas sobre el anclaje la resistencia se debe reducir por 0.75 ϕN_b :

$$0.75 \phi N_{cb} = 79.33KN$$

$$0.75 \phi N_{cb} = 79.33KN > N_{ua} = 4.235KN \text{ Cumple}$$

El resumen de cargas queda entonces de la siguiente manera:

Resistencia Nominal		Fuerza
Resistencia del acero	ϕN_{sa}	117.24KN
Resistencia al arrancamiento	ϕN_{cb}	79.33KN
Resistencia a la falla por adherencia	ϕN_a	7.70KN
Chequeo a cargas permanentes	$0.55 \phi N_{ba}$	4.24KN

La falla en el anclaje estará controlada por la resistencia ante cargas permanentes para un diámetro $d_a = 25.4mm$ y una profundidad de anclaje $h_{ef} = 255mm$

Parte B. Se asume un producto comercial químico para la instalación del anclaje:

Para esta parte se considera un producto Sika AnchorFix 3030. Los valores de esfuerzos característicos se muestran en la tabla 4.5.1 del capítulo 4.

Se asume un anclaje con un diámetro $d_a = 1/2"$ (12.2mm) y una profundidad $h_{ef} = 100mm$

$$\begin{aligned} d_a &= 12.70mm & 1/2 \\ h_{ef} &= 100mm \\ \tau_{cr} &= 6.7MPa \end{aligned}$$

Resistencia del acero

Para la evaluación de la resistencia del acero del anclaje nos remitimos al capítulo 4.1 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \text{ Ecuación 4.1}$$

f_{uta} no debe exceder $1.9f_{ya}$ o 860MPa .

$$1.9 \cdot f_{ya} = 1.9 \cdot 250 = 475\text{MPa} > f_{uta} = 400\text{MPa}, \text{ cumple.}$$

Hallando el área del perno de acuerdo con la ecuación 4.2:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right]^2$$

Se toma el valor de n_t de acuerdo con la tabla 4.1.1 del capítulo 4.

$$n_t = 0.512$$

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right]^2 = 91.5\text{mm}^2$$

Para el anclaje dado entonces se calcula la resistencia del acero como sigue:

$$N_{sa} = 91.5 \cdot f_{ya} = 36,600\text{N}$$

$$N_{sa} = 36.60\text{KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi N_{sa} = 27.45\text{KN}$$

$$\phi N_{sa} = 27.45\text{KN} > N_{ua} = 20\text{KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a la falla por adherencia

Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 4.5 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba}$$

Para la relación de áreas en el primer término de la ecuación esta es igual a 1.0

$$A_{Na}/A_{Na0} = 1.00$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,Na}$, $\Psi_{cp,Na}$ y $\Psi_{cp,Na}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,Na} = 1.00 \text{ para } c_{amin} > c_{No}; \text{ para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un borde}$$

$$\Psi_{cp,Na} = 1.00 \text{ para concreto fisurado}$$

La resistencia básica de adherencia se determina de acuerdo con la ecuación 4.21 del capítulo 4.5:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

$$N_{ba} = 1.0 \cdot 12 \cdot \pi \cdot 12.7 \cdot 100 = 26,732\text{N}$$

$$N_{ba} = 26.7\text{KN}$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$N_a = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 26.7 = 26.7\text{KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.45 \text{ Para los anclajes postinstalados en los cuales se tiene un gran margen de cometer errores en su instalación el ACI318 recomienda reducir la resistencia por debajo de la mitad.}$$

$$\phi N_a = 12.02\text{KN}$$

$$0.55 \phi N_{ba} = 6.61\text{KN} \text{ Revisión para cargas permanentes}$$

$$\phi N_a = 12.02\text{KN} > N_{ua} = 4.235\text{KN} \quad \text{Cumple}$$

$$0.55 \phi N_{ba} = 6.61\text{KN} > N_{ua} = 4.235\text{KN} \quad \text{Cumple}$$

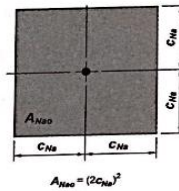
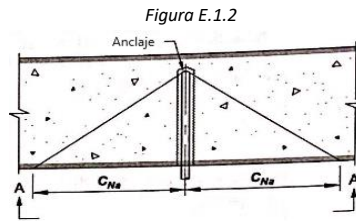
Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 4.2 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

Se debe chequear el arrancamiento del concreto porque no se ha provisto acero de refuerzo del anclaje.

La resistencia nominal del arrancamiento del concreto debe ser calculada de acuerdo a la ecuación 4.3 del capítulo 4, resistencia para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Se debe determinar cada termino de la ecuación. El primer termino se refiere a la relación entre áreas. Para este caso $A_{Nc} = A_{Nco}$.



$$A_{Nc}/A_{Nco} = 1.00$$

Recordemos que A_{Nc} hace referencia al área proyectada de los anclajes generan el cono de concreto.

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\begin{aligned} \Psi_{ed,N} &= 1.00 \text{ para } c_{amin} > 1.5h_{ef}; \text{ para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un borde} \\ \Psi_{c,N} &= 1.00 \text{ Para concreto que se considera fisurado} \\ \Psi_{cp,N} &= 1.00 \text{ Para concreto que se considera fisurado} \end{aligned}$$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 4.9 del capítulo 4.2:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$K_c = 7 \text{ Para anclajes postinstalados}$$

$$N_b = 7 * 1.0 * \sqrt{28} * (255)^{1.5} = 37,041N$$

$$N_b = 37.0KN$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$N_{cb} = 1 * 1 * 1 * 37 = 37.0KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.70$$

$$\phi N_{cb} = 25.90KN$$

$$\phi N_{cb} = 25.90KN > N_{ua} = 4.235KN \text{ Cumple}$$

El resumen de cargas queda entonces de la siguiente manera:

Resistencia Nominal		Fuerza
Resistencia del acero	ϕN_{sa}	27.45KN
Resistencia al arrancamiento	ϕN_{cb}	25.90KN
Resistencia a la falla por adherencia	ϕN_a	12.02KN
Chequeo a cargas permanentes	$0.55 \phi N_{ba}$	6.61KN

La falla en el anclaje estará controlada por la resistencia a la falla por adherencia y la resistencia ante cargas permanentes

Conclusión: al tomar los valores dados en el ACI318 los resultados son mucho mas conservadores para el diámetro y profundidad del anclaje. Cuando se conocen los valores de los esfuerzos característicos y las condiciones donde se va instalar el anclaje, se obtienen resistencias adecuadas para diámetros menores de anclajes. Hay que aclarar que los productos contemplados debes ser certificados y cumplir con los requisitos dados en ACI355.4.

9.3 Ejemplo 3

Un marco de acero tipo canal que soporta un antepecho en vidrio, se ancla a un elemento en concreto que cuenta con una sección de $S=40 \times 60 \text{ cm}$ por medio de anclajes con un diámetro de 12.7 mm ($1/2''$) a una profundidad de embebido $h_{ef}=140 \text{ mm}$ y espaciados centro a centro una distancia $d=600 \text{ mm}$. Los anclajes se posicionan de tal manera que la distancia al borde de elemento de concreto es 75 mm . Los anclajes son preinstalados con cabeza tipo ASTM A307. La resistencia a la compresión del concreto $f'_c=21 \text{ MPa}$. Cada anclaje soporta una carga lateral de viento $W=5.5 \text{ kN}$. Suponga que las cargas de sismo son despreciables y no se tienen detalle del refuerzo suplementario.

Datos

Cargas

$$E = 0.00 \text{ kN}$$

$$W = 5.50 \text{ kN/m}$$

Anclaje

$$d_a = 12.70 \text{ mm} \quad 1/2$$

Propiedades ASTM A307

$$f_{uta} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{ya} = 250 \text{ MPa}$$

$$h_{ef} = 140 \text{ mm}$$

$$s = 0.60 \text{ m} \quad \text{Separación entre anclajes}$$

$$c_{a1} = 75 \text{ mm}$$

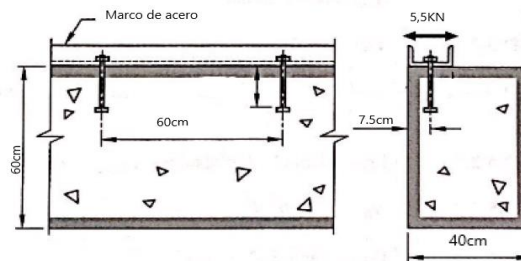
Elemento de concreto

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$h_a = 0.60 \text{ m}$$

$$\lambda_a = 1.00 \quad \text{Para concreto liviano}$$

Figura E.3.1



Para el diseño de los anclajes se supone el concreto fisurado con el refuerzo necesario para controlar la fisuración pero no como refuerzo suplementario del anclaje.

Para el diseño del anclaje se debe determinar la carga última para las combinaciones de carga dadas en el título B del NSR-10.

$$U = 1.0W$$

$$U = 1.0 * (5.5) = 5.50 \text{ kN} \quad \text{Carga de diseño}$$

$$V_{ua} = 5.50 \text{ kN}$$

Estados límite a revisar:

Capítulo 3.2.1 Falla del acero

Aplica

Capítulo 3.2.2 Falla por desprendimiento del concreto

Aplica

Capítulo 3.2.3 Falla por arrancamiento del concreto

Aplica

Antes de iniciar con los cálculos se debe revisar la separación mínima entre anclajes y la distancia mínima al borde.

$$s_{min} = 4d_a$$

c_{amin} tiene que ser como mínimo el recubrimiento especificado por norma para la protección del refuerzo

Entonces:

$$s_{min} = 4 * 12.7 = 50.80 \text{ mm} < 600 \text{ mm}, \text{ cumple la separación provista}$$

$$c_{amin} = 40 \text{ mm} < 75 \text{ mm}, \text{ cumple con el recubrimiento mínimo}$$

Resistencia del acero

Para la evaluación de la resistencia del acero del anclaje nos remitimos al capítulo 5.1 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se} V f_{uta} \quad \text{Ecuación 5.2} \quad \text{Para anclajes de tornillo con cabeza preinstalados}$$

f_{uta} no debe exceder $1.9 f_{ya}$ o 860 MPa .

$$1.9 * f_{ya} = 1.9 * 250 = 475 \text{ MPa} > f_{uta} = 400 \text{ MPa}, \text{ cumple.}$$

Hallando el área del perno de acuerdo con la ecuación 5.3:

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

Se toma el valor de n_t de acuerdo con la tabla 4.1.1 del capítulo 4.

$$n_t = 0.512$$

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left[12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right]^2 = 91.5 \text{ mm}^2$$

Para el anclaje dado entonces se calcula la resistencia del acero como sigue:

$$V_{sa} = 0.60 * 91.5 * 400 = 21,960 \text{ N}$$

$$V_{sa} = 21.96 \text{ KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.65$$

$$\phi V_{sa} = 14.27 \text{ KN}$$

$$\phi V_{sa} = 14.27 \text{ KN} > N_{ua} = 5.5 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

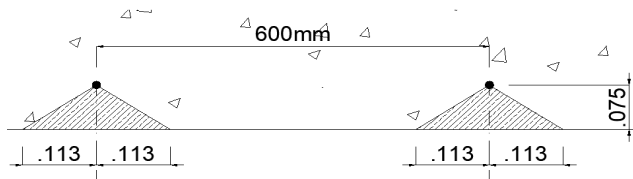
Resistencia al arrancamiento del concreto

Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 5.2 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

Se debe chequear el arrancamiento del concreto porque no se ha provisto acero de refuerzo del anclaje.

Se determina entonces el área de influencia a considerar en el arrancamiento del concreto. Se proyecta así a $1.5c_{a1}$ una línea y se verifica cual es el área de influencia en cada anclaje.

Figura E.3.2



Como las áreas de influencia no se intersectan, entonces se calcula la resistencia para un solo anclaje.

La resistencia nominal del arrancamiento del concreto debe ser calculada de acuerdo a la ecuación 5.9 del capítulo 5, resistencia para un solo anclaje:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$$

Se debe determinar cada término de la ecuación. El primer término se refiere a la relación entre áreas. Para este caso $A_{Nc} = A_{Nco}$.

$$A_{Nc} / A_{Nco} = 1.00 \quad \text{Recordemos que } A_{Nc} \text{ hace referencia al área proyectada de un grupo de anclajes, al tener un solo anclaje la relación de áreas es igual a 1.}$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 5.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,V} = 1.00 \quad \text{para } c_{a2} > 1.5c_{a1}; \text{ para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un segundo borde}$$

$$\Psi_{c,V} = 1.00 \quad \text{Para concreto que se considera fisurado sin refuerzo suplementario}$$

$$\Psi_{h,V} = 1.00 \quad \text{para } h_a > 1.5c_{a1}$$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 5.11 o 5.12 la menor de las dos del capítulo 5.2:

$$a) \quad V_b = 0.6 \left(\frac{l_{ef}}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad \text{Ecuación 5.11}$$

$$l_{ef} = h_{ef} = 140.0 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 8d_a = 101.6 \text{ mm} \quad \text{Controla} \quad \text{Se toma la menor de las dos}$$

$$V_b = 0.6 * \left(\frac{101.6}{12.7} \right)^{0.2} * \sqrt{12.7} * 1.0 * \sqrt{21} * (7.5)^{1.5} = 9,647 \text{ N}$$

$$V_b = 9.6 \text{ KN}$$

$$b) \quad V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad \text{Ecuación 5.12}$$

$$V_b = 3.7 * 1.0 * \sqrt{21} * (7.5)^{1.5} = 11,013 \text{ N}$$

$$V_b = 11.0 \text{ KN}$$

$$V_b = 9.6 \text{ KN} \quad \text{Se toma la menor resistencia calculada en a y b}$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$V_{cb} = 1 * 1 * 1 * 9.6 = 9.6 \text{ KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.70$$

$$\phi V_{cb} = 6.72 \text{ KN}$$

$$0.75 \phi V_{cb} = 6.72 \text{ KN} > V_{ua} = 5.5 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje

Para la evaluación de la resistencia al deslizamiento nos remitimos al capítulo 5.3 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp}$$

Como h_{ef} es mayor a 65mm el valor del factor k_{cp} es 2.0

$$k_{cp} = 2.00$$

Debido a la tensión que se genera por el posible giro que se da en la base del anclaje se debe chequear la resistencia al arrancamiento del concreto a tensión. N_{cp} debe calcularse de acuerdo a la ecuación 4.3.

$$N_{cp} = N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Para la relación de áreas se debe tener en cuenta el área de influencia del anclaje a una distancia de $1.5h_{ef}$.

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) * 2(1.5h_{ef})$$

$$A_{Nc} = (75 + 1.5 * 140) * (2 * 140) = 119,700 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 * 140^2 = 176,400 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nc} / A_{Nco} = 0.68$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a, \min}}{1.5h_{ef}} \quad \text{para } c_{a, \min} < 1.5h_{ef}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{40}{1.5 * 140} = 0.76$$

$$\Psi_{c,N} = 1.00 \quad \text{Para concreto que se considera fisurado sin refuerzo suplementario}$$

$$\Psi_{cp,N} = 1.00 \quad \text{Para anclajes preinstalados}$$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 4.9 del capítulo 4.2:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$K_c = 10 \text{ Para anclajes preinstalados}$$

$$N_b = 10 * 1.0 * \sqrt{21} * (140)^{1.5} = 75,910N$$

$$N_b = 75.9KN$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$N_{cb} = 0.68 * 0.76 * 1 * 1 * 75.9 = 39.2KN$$

Una vez obtenida la resistencia al arrancamiento se calcula entonces la resistencia V_{cp} :

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cp}$$

$$V_{cp} = 2 * 39.23 = 78.5KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.70$$

$$\phi V_{cp} = 54.92KN$$

$$\phi V_{cp} = 54.92KN > V_{ua} = 5.5KN \quad \text{Cumple}$$

El resumen de cargas queda entonces de la siguiente manera:

Resistencia Nominal		Fuerza
Resistencia del acero	ϕV_{sa}	14.27KN
Resistencia al arrancamiento	ϕV_{cb}	6.72KN
Resistencia a la falla por cabeceo	ϕV_{cp}	54.92KN

La falla en el anclaje estará controlada por la resistencia al arrancamiento del concreto

9.4 Ejemplo 4

Un marco de acero tipo canal que soporta un antepecho en vidrio, se ancla a un elemento en concreto que cuenta con una sección de $S=40 \times 60 \text{cm}$ por medio de anclajes adhesivos con un diámetro de 12.7mm ($1/2"$) a una profundidad de embebido $h_{ef}=140 \text{mm}$ y espaciados centro a centro una distancia $d=600 \text{mm}$. Los anclajes se posicionan de tal manera que la distancia al borde de elemento de concreto es 75mm . Los anclajes son postinstalados tipo ASTM A307. La resistencia a la compresión del concreto $f'_c=21 \text{MPa}$. Cada anclaje soporta una carga lateral de viento $W=5.5 \text{KN}$. Suponga que las cargas de sismo son despreciables y no se tienen detalle del refuerzo suplementario; asimismo suponga un ambiente exterior con saturación media para el concreto a temperatura máxima de 43°C .

Datos

Cargas

$$E = 0.00 \text{KN}$$

$$W = 5.50 \text{KN/m}$$

Figura E.3.1

Anclaje

$$d_a = 12.70 \text{mm} \quad 1/2$$

Propiedades ASTM A307

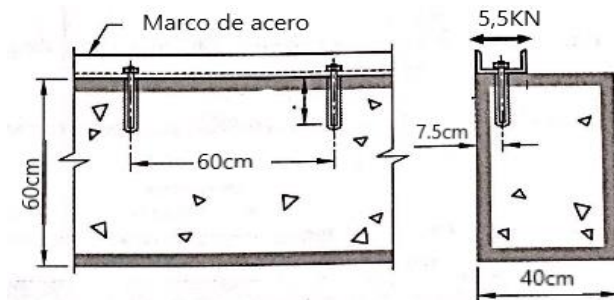
$$f_{uta} = 400 \text{MPa}$$

$$f_{ya} = 250 \text{MPa}$$

$$h_{ef} = 140 \text{mm}$$

$$s = 0.60 \text{m} \quad \text{Separación entre anclajes}$$

$$c_{a1} = 75 \text{mm}$$



Elemento de concreto

$$f'_c = 21 \text{MPa}$$

$$h_a = 0.60 \text{m}$$

$$\lambda_a = 1.00 \quad \text{Para concreto liviano}$$

Para el diseño de los anclajes se supone el concreto fisurado con el refuerzo necesario para controlar la fisuración pero no como refuerzo suplementario del anclaje.

Para el diseño del anclaje se debe determinar la carga última para las combinaciones de carga dadas en el título B del NSR-10.

$$U = 1.0W$$

$$U = 1.0 * (5.5) = 5.50 \text{KN} \quad \text{Carga de diseño}$$

$$V_{ua} = 5.50 \text{KN}$$

Estados limite a revisar:

Capítulo 3.2.1	Falla del acero	Aplica
Capítulo 3.2.2	Falla por desprendimiento del concreto	Aplica
Capítulo 3.2.3	Falla por arrancamiento del concreto	Aplica

Antes de iniciar con los cálculos se debe revisar la separación mínima entre anclajes y la distancia mínima al borde.

$$s_{min} = 4d_a$$

c_{amin} tiene que ser como mínimo el recubrimiento especificado por norma para la protección del refuerzo

Entonces:

$$s_{min} = 4 * 12.7 = 50.80mm < 600mm, \text{ cumple la separación provista}$$

$$c_{amin} = 40mm < 75mm, \text{ cumple con el recubrimiento mínimo}$$

Resistencia del acero

Para la evaluación de la resistencia del acero del anclaje nos remitimos al capítulo 5.1 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,v} f_{uta} \quad \text{Ecuación 5.2} \quad \text{Para anclajes de tornillo con cabeza preinstalados}$$

f_{uta} no debe exceder $1.9f_{ya}$ o $860MPa$.

$$1.9 * f_{ya} = 1.9 * 250 = 475MPa > f_{uta} = 400MPa, \text{ cumple.}$$

Hallando el área del perno de acuerdo con la ecuación 5.3:

$$A_{se,v} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

Se toma el valor de n_t de acuerdo con la tabla 4.1.1 del capítulo 4.

$$n_t = 0.512$$

$$A_{se,v} = \frac{\pi}{4} \left[12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right]^2 = 91.5mm^2$$

Para el anclaje dado entonces se calcula la resistencia del acero como sigue:

$$V_{sa} = 0.60 * 91.5 * 400 = 21,960N$$

$$V_{sa} = 21.96KN$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.65$$

$$\phi V_{sa} = 14.27KN$$

$$\phi V_{sa} = 14.27KN > N_{ua} = 5.5KN \quad \text{Cumple}$$

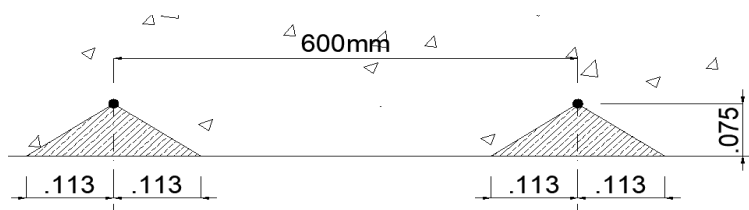
Resistencia al arrancamiento del concreto

Para la evaluación de la resistencia al arrancamiento del concreto nos remitimos al capítulo 5.2 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

Se debe chequear el arrancamiento del concreto porque no se ha provisto acero de refuerzo del anclaje.

Se determina entonces el área de influencia a considerar en el arrancamiento del concreto. Se proyecta así a $1.5c_{a1}$ una línea y se verifica cual es el área de influencia en cada anclaje.

Figura E.3.2



Como las áreas de influencia no se intersectan, entonces se calcula la resistencia para un solo anclaje.

La resistencia nominal del arrancamiento del concreto debe ser calculada de acuerdo a la ecuación 5.9 del capítulo 5, resistencia para un solo anclaje:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$$

Se debe determinar cada termino de la ecuación. El primer termino se refiere a la relación entre áreas. Para este caso $A_{Nc} = A_{Nco}$.

$A_{Nc}/A_{Nco} = 1.00$ Recordemos que A_{Nc} hace referencia al área proyectada de un grupo de anclajes, al tener un solo anclaje la relación de áreas es igual a 1.

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 5.2.1 del capítulo 4.2.

$\Psi_{ed,V} = 1.00$ para $c_{a2} > 1.5c_{a1}$; para este caso el anclaje no se encuentra cercano a un segundo borde
 $\Psi_{c,V} = 1.00$ Para concreto que se considera fisurado sin refuerzo suplementario
 $\Psi_{h,V} = 1.00$ para $h_a > 1.5c_{a1}$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 5.11 o 5.12, lamenor de las dos del capítulo 5.2:

a) $V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$ Ecuación 5.11

$l_e = h_{ef} = 140.0mm$
 $l_e = 8d_a = 101.6mm$ Controla Se toma la menor de las dos

$V_b = 0.6 * \left(\frac{101.6}{12.7} \right)^{0.2} * \sqrt{12.7} * 1.0 * \sqrt{21} * (7.5)^{1.5} = 9,647N$
 $V_b = 9.6KN$

b) $V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$ Ecuación 5.12

$V_b = 3.7 * 1.0 * \sqrt{21} * (7.5)^{1.5} = 11,013N$

$V_b = 11.0KN$

$V_b = 9.6KN$ Se toma la menor resistencia calculada en a y b

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$V_{cb} = 1 * 1 * 1 * 9.6 = 9.6KN$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.70$$

$$\phi V_{cb} = 6.72 \text{KN}$$

$$0.75 \phi V_{cb} = 6.72 \text{KN} > V_{ua} = 5.5 \text{KN} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje

Para la evaluación de la resistencia al deslizamiento nos remitimos al capítulo 5.3 y consideramos las ecuaciones allí dadas, entonces:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp}$$

Como h_{ef} es mayor a 65mm el valor del factor k_{cp} es 2.0

$$k_{cp} = 2.00$$

Debido a la tensión que se genera por el posible giro que se da en la base del anclaje se debe chequear la resistencia al arrancamiento del concreto a tensión y la resistencia a la falla por adherencia. N_{cp} debe calcularse de acuerdo a la ecuación 3 y la ecuación 17 y tomar la menor de las dos.

$$a) \quad N_{cp} = N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad \text{Ecuación 4.3}$$

$$b) \quad N_{cp} = N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

a) Resistencia al arrancamiento por la ecuación 4.3

Para la relación de áreas se debe tener en cuenta el área de influencia del anclaje a una distancia de $1.5h_{ef}$.

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) * 2(1.5h_{ef})$$

$$A_{Nc} = (75 + 1.5 * 140) * (2 * 140) = 119,700 \text{mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 * 140^2 = 176,400 \text{mm}^2$$

$$A_{Nc} / A_{Nco} = 0.68$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{amin}}{1.5h_{ef}} \quad \text{para } c_{amin} < 1.5h_{ef}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{40}{1.5 * 140} = 0.76$$

$$\Psi_{c,N} = 1.00 \quad \text{Para concreto que se considera fisurado sin refuerzo suplementario}$$

$$\Psi_{cp,N} = 1.00 \quad \text{Para anclajes preinstalados}$$

La resistencia básica al arrancamiento se determina de acuerdo con la ecuación 4.9 del capítulo 4.2:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$k_c = 7 \quad \text{Para anclajes postinstalados}$$

$$N_b = 7 * 1.0 * \sqrt{21} * (140)^{1.5} = 53,137 \text{N}$$

$$N_b = 53.1 \text{KN}$$

La resistencia nominal al arrancamiento será entonces:

$$N_{cb} = 0.68 * 0.76 * 1 * 1 * 53.1 = 27.4 \text{KN}$$

b) Resistencia a la falla por adherencia ecuación 4.17

Para la relación de áreas se debe tener en cuenta el área de influencia del anclaje a una distancia de 1.5h_{ef}.

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \quad \tau_{uncr} = 4.5 \text{MPa} \text{ esfuerzo característico dados en el ACI318 en la tabla 17.6.5.2.5 bajo las suposiciones dadas en el numeral 17.6.5.2.5.}$$

$$c_{Na} = 97.7 \text{mm}$$

$$A_{Na} = (c_{a1} + c_{Na}) * 2(c_{Na})$$

$$A_{Na} = (75 + 97.7) * (2 * 97.7) = 33,746 \text{mm}^2$$

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2$$

$$A_{Na0} = (2 * 97.7)^2 = 38,181 \text{mm}^2$$

$$A_{Na} / A_{Na0} = 0.88$$

Para determinar los valores de los factores $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$ y $\Psi_{cp,N}$ se debe remitir a la tabla 4.2.1 del capítulo 4.2.

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a, \min}}{c_{Na}} \quad \text{para } c_{a, \min} < c_{Na}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{40}{121.9} = 0.82$$

$$\Psi_{cp,Na} = 1.00 \text{ para concreto fisurado}$$

La resistencia básica de adherencia se determina de acuerdo con la ecuación 4.21 del capítulo 4.5:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

$$\tau_{cr} = 1.4 \text{MPa} \text{ esfuerzo característico dados en el ACI318 en la tabla 17.6.5.2.5 bajo las suposiciones dadas en el numeral 17.6.5.2.5.}$$

$$N_{ba} = 1.0 * 1.4 * \pi * 12.7 * 140 = 7,820 \text{N}$$

$$N_{ba} = 7.8 \text{KN}$$

La resistencia nominal a la falla por adherencia será entonces:

$$N_a = 0.88 * 0.82 * 1 * 7.8 = 5.6 \text{KN}$$

N_{cp} será entonces la menor resistencia calculada en a y b

$$N_{cp} = 5.63 \text{KN}$$

Una vez obtenida la resistencia al arrancamiento se calcula entonces la resistencia V_{cp} :

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cp}$$

$$V_{cp} = 2 * 5.63 = 11.3 \text{KN}$$

La resistencia nominal se debe multiplicar por el factor de resistencia ϕ para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0.70$$

$$\phi V_{cp} = 7.88 \text{KN}$$

$$\phi V_{cp} = 7.88 \text{KN} > V_{ua} = 5.5 \text{KN} \quad \text{Cumple}$$

El resumen de cargas queda entonces de la siguiente manera:

Resistencia Nominal		Fuerza
Resistencia del acero	ϕV_{sa}	14.27KN
Resistencia al arrancamiento	ϕV_{cb}	6.72KN
Resistencia a la falla por cabeceo	ϕV_{cp}	7.88KN

La falla en el anclaje estará controlada por la resistencia al arrancamiento del concreto

Conclusión: al comparar los valores con respecto al ejemplo 3 se puede evidenciar que en el anclaje adhesivo la resistencia a la falla por cabeceo se reduce en un 85% aproximadamente tomando los valores de esfuerzo característicos dados en la norma ACI318 lo cual son valores muy conservadores. Se deja al lector que revise los valores para esfuerzos característicos dados por fabricante.

Capítulo 10. Anexos

ANEXO 1. INFORMACIÓN DEL ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA ADHESIVO TIPO SIKA ANCHORFIX-3030

INFORMACIÓN DE DISEÑO			NOMENCLATURA	UNIDADES	DIAMETRO NOMINAL DEL ANCLAJE ROSCADO						
					3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"
Mínima profundidad efectiva de instalación	$h_{ef,min}$	in.		2 3/8	2 3/4	3 1/8	3 1/2	3 1/2	4	5	
		mm		60	70	79	89	89	102	127	
Máxima profundidad efectiva de instalación	$h_{ef,max}$	in.		7 1/2	10	12 1/2	15	17 1/2	20	25	
		mm		191	254	318	381	445	508	635	
Factor de reducción por carga de tensión a sismo			$\alpha_{N,seis}$	-	0.79	0.99	0.91	0.81	0.81	0.88	0.79
Concreto seco	Temperatura categoría A _{2,6}	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi	1880	1775	1670	1565	1460	1355	1145
				N/mm ²	13	12.2	11.5	10.8	10.1	9.3	7.9
		Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi	760	965	1145	1075	965	955	700
				N/mm ²	5.2	6.7	7.9	7.4	6.7	6.6	4.8
	Temperatura categoría B, rango 1 y 2 _{3,4,6}	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi	2290	2165	2035	1910	1780	1655	1395
				N/mm ²	15.8	14.9	14	13.2	12.3	11.4	9.6
		Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi	925	1180	1400	1310	1175	1165	855
				N/mm ²	6.4	8.1	9.7	9	8.1	8	5.9
	Categoría del anclaje, concreto seco			-	1	1	1	1	1	1	1
	Factor de reducción de la resistencia			ϕ_d	-	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Concreto saturado	Temperatura categoría A _{2,6}	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi	1880	1775	1670	1565	1460	1355	1145
				N/mm ²	13	12.2	11.5	10.8	10.1	9.3	7.9
		Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi	760	965	1145	1075	965	955	700
				N/mm ²	5.2	6.7	7.9	7.4	6.7	6.6	4.8
	Temperatura categoría B, rango 1 y 2 _{3,4,6}	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi	2290	2165	2035	1910	1780	1655	1395
				N/mm ²	15.8	14.9	14	13.2	12.3	11.4	9.6
		Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi	925	1180	1400	1310	1175	1165	855
				N/mm ²	6.4	8.1	9.7	9	8.1	8	5.9
	Categoría del anclaje, concreto saturado, $4d \leq h_{ef} \leq 12d$			-	1	1	3	3	3	1	1
	Factor de reducción de la resistencia, $4d \leq h_{ef} \leq 12d$			ϕ_{ws}	-	0.65	0.65	0.45	0.45	0.45	0.65
Categoría del anclaje, concreto saturado, $12d < h_{ef} \leq 20d$			-	N/A	N/A	3	3	3	1	1	
Factor de reducción de la resistencia, $12d < h_{ef} \leq 20d$			ϕ_{ws}	-	N/A	N/A	0.45	0.45	0.45	0.65	0.65
Concreto totalmente inundado	Temperatura categoría A _{2,6}	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi	750	710	920	860	805	1355	1145
				N/mm ²	5.2	4.9	6.3	5.9	5.5	9.3	7.9
		Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi	305	385	630	590	530	955	700
				N/mm ²	2.1	2.7	4.3	4.1	3.7	6.6	4.8
	Temperatura categoría B, rango 1 y 2 _{3,4,6}	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi	915	865	1120	1050	980	1655	1395
				N/mm ²	6.3	6	7.7	7.2	6.7	11.4	9.6
		Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi	370	470	770	721	645	1165	855
				N/mm ²	2.6	3.3	5.3	5	4.5	8	5.9
	Categoría del anclaje, concreto totalmente inundado			-	3	3	3	3	3	3	3
	Factor de reducción de la resistencia			ϕ_{wf}	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

Tabla 10.1 Esfuerzo de adherencia producto SIKA ANCHORFIX-3030.

Tomado del informe ESR-4778 del ICC-ES (ICC Evaluation Service, 2021b).

**ANEXO 2. INFORMACIÓN DEL ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA ADHESIVO
TIPO PE1000+ EPOXY DEWALT**

INFORMACIÓN DE DISEÑO		SIMBOLO	UNIDADES	DIAMETRO NOMINAL DEL ANCLAJE / TAMAÑO DE LA BARRA DE REFUERZO							
				3/8" o #3	1/2" o #4	5/8" o #5	3/4" o #6	7/8" o #7	1" o #8	#9	1-1/4" o #10
Profundidad mínima de embebido		$h_{ef,min}$	Pulgadas	2-3/8"	2-3/4"	3-1/8"	3-1/2"	3-1/2"	4"	4-1/2"	5"
			(mm)	60	70	79	89	89	102	114	127
Profundidad máxima de embebido	Concreto seco y concreto saturado ⁷	$h_{ef,min}$	Pulgadas	4-1/2"	10"	12-1/2"	15"	17-1/2"	20"	22-1/2"	25"
			(mm)	114	254	318	381	445	508	572	635
	Agujero lleno de agua	$h_{ef,min}$	Pulgadas	4-1/2"	6"	7-1/2"	9"	10-1/2"	12"	13-1/2"	15"
			(mm)	114	152	190	225	267	305	343	381
110°F (43°C) Temperatura máxima de servicio a largo plazo; 140°F (60°C) temperatura máxima de servicio a corto plazo^{2,4}	Esfuerzo característico en concreto fisurado ^{5,8}	$\tau k,cr$	psi (N/mm ²)	No aplica	576 (4.0)	474 (3.3)	441 (3.0)	416 (2.9)	416 (2.9)	416 (2.9)	416 (2.9)
	Esfuerzo característico en concreto fisurado, cargas de corta duración solamente ⁸	$\tau k,cr$	psi (N/mm ²)	No aplica	979 (6.8)	806 (5.6)	750 (5.2)	707 (4.9)	707 (4.9)	707 (4.9)	707 (4.9)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado ^{5,9}	$\tau k,uncr$	psi (N/mm ²)	1,223 (8.4)	1,156 (8.0)	1,106 (7.6)	1,067 (7.4)	1,036 (7.1)	1,010 (7.0)	986 (6.8)	966 (6.7)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado, cargas de corta duración solamente ⁹	$\tau k,uncr$	psi (N/mm ²)	2,079 (14.3)	1,965 (13.5)	1,880 (13.0)	1,814 (12.5)	1,761 (12.1)	1,717 (11.8)	1,676 (11.6)	1,642 (11.3)
110°F (43°C) Temperatura máxima de servicio a largo plazo; 176°F (80°C) temperatura máxima de servicio a corto plazo^{3,4}	Esfuerzo característico en concreto fisurado ^{5,8}	$\tau k,cr$	psi (N/mm ²)	No aplica	455 (3.1)	374 (2.6)	349 (2.4)	329 (2.3)	329 (2.3)	329 (2.3)	329 (2.3)
	Esfuerzo característico en concreto fisurado, cargas de corta duración solamente ⁸	$\tau k,cr$	psi (N/mm ²)	No aplica	757 (5.2)	636 (4.4)	593 (4.1)	559 (3.9)	559 (3.9)	559 (3.9)	559 (3.9)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado ^{5,9}	$\tau k,uncr$	psi (N/mm ²)	966 (6.7)	913 (6.3)	874 (6.0)	843 (5.8)	819 (5.6)	798 (5.5)	779 (5.4)	763 (5.3)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado, cargas de corta duración solamente ⁹	$\tau k,uncr$	psi (N/mm ²)	1,642 (11.3)	1,552 (10.7)	1,486 (10.2)	1,433 (9.9)	1,392 (9.6)	1,357 (9.4)	1,324 (9.1)	1,297 (8.9)
Condiciones de instalación permitidas ⁶	Concreto seco	ϕd	-	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
	Concreto saturado	ϕws	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		κws	-	0.93	0.9	0.96	1	1	1	1	0.99
	Agujero lleno de agua	ϕwf	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
κwf		-	0.93	0.83	0.75	0.7	0.65	0.62	0.59	0.56	
Factor de reducción para tensión por sismo		$\alpha N,seis$	-	1							

Tabla 10.2 Esfuerzo de adherencia producto PE1000+ EPOXY DEWALT.

Tomado del informe ESR-2583 del ICC-ES (ICC Evaluation Service, 2020a).

**ANEXO 3. INFORMACIÓN DEL ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA ADHESIVO
TIPO AC100+ GOLD DEWALT**

INFORMACIÓN DE DISEÑO		Símbolo	Unidades	Diámetro nominal (pulgadas)						
				3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
Profundidad mínima de embebido		$h_{ef,min}$	inch (mm)	3 (60)	3 (70)	1 (79)	1 (89)	1 (89)	4 (102)	5 (127)
Profundidad máxima de embebido		$h_{ef,max}$	inch (mm)	1 (114)	6 (152)	1 (191)	9 (229)	1 (267)	12 (305)	15 (381)
122°F (50°C) Temperatura máxima de servicio a largo plazo; 176°F (80°C) temperatura máxima de servicio a corto plazo^{2,3}	Esfuerzo característico en concreto fisurado ^{4,6}	$\tau_{k,cr}$	psi (N/mm ²)	No aplica	498 (3.4)	519 (3.6)	519 (3.6)	519 (3.6)	519 (3.6)	525 (3.6)
	Esfuerzo característico en concreto fisurado, cargas de corta duración solamente ⁶	$\tau_{k,cr}$	psi (N/mm ²)	No aplica	712 (4.9)	742 (5.1)	742 (5.1)	742 (5.1)	742 (5.1)	751 (5.2)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado ^{4,7}	$\tau_{k,uncr}$	psi (N/mm ²)	823 (5.7)	823 (5.7)	823 (5.7)	823 (5.7)	823 (5.7)	743 (5.1)	588 (4.1)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado, cargas de corta duración solamente ⁷	$\tau_{k,uncr}$	psi (N/mm ²)	1,177 (8.1)	1,177 (8.1)	1,177 (8.1)	1,177 (8.1)	1,177 (8.1)	No aplica en condiciones de agujeros llenos de agua	
162°F (72°C) Temperatura máxima de servicio a largo plazo; 248°F (120°C) temperatura máxima de servicio a corto plazo^{2,3}	Esfuerzo característico en concreto fisurado ^{4,6}	$\tau_{k,cr}$	psi (N/mm ²)	No aplica	245 (1.7)	255 (1.8)	255 (1.8)	255 (1.8)	255 (1.8)	255 (1.8)
	Esfuerzo característico en concreto fisurado, cargas de corta duración solamente ⁶	$\tau_{k,cr}$	psi (N/mm ²)	No aplica	544 (3.7)	566 (3.9)	566 (3.9)	566 (3.9)	566 (3.9)	566 (3.9)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado ^{4,7}	$\tau_{k,uncr}$	psi (N/mm ²)	405 (2.8)	405 (2.8)	405 (2.8)	405 (2.8)	405 (2.8)	366 (2.5)	No aplica
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado, cargas de corta duración solamente ⁷	$\tau_{k,uncr}$	psi (N/mm ²)	899 (6.2)	899 (6.2)	899 (6.2)	899 (6.2)	899 (6.2)	813 (5.6)	No aplica
Condiciones de instalación permitidas ⁵	Concreto seco	ϕ_d	-	0.65				0.65	0.65	0.65
	Concreto saturado	ϕ_{ws}	-	0.55				0.55	0.55	0.55
	Agujero lleno de agua	ϕ_{wf}	-	0.45				0.45	0.45	0.45
		κ_{wf}	-	0.78				0.7	0.69	0.67
Factor de reducción para tensión por sismo		$\alpha_{N,seis}$	-	0.95						

Tabla 10.3 Esfuerzo de adherencia producto AC100+ GOLD DEWALT.

Tomado del informe ESR-2582 del ICC-ES (ICC Evaluation Service, 2021a).

**ANEXO 4. INFORMACIÓN DEL ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA ADHESIVO
TIPO HIT-HY 200 HILTI**

INFORMACIÓN DE DISEÑO		Símbolo	Unidades	Diámetro nominal de la varilla (pulg.)						
				3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
Empotramiento Mínimo		$h_{ef,min}$	pulg. (mm)	2 3/8 (60)	2 3/4 (70)	3 1/8 (79)	3 1/2 (89)	3 1/2 (89)	4 (102)	5 (127)
Empotramiento Máximo		$h_{ef,max}$	pulg. (mm)	7 1/2 (191)	10 (254)	12 1/2 (318)	15 (381)	17 1/2 (445)	20 (508)	25 (635)
Temperatura rango A_2	Esfuerzo de adherencia característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	1,045 (7.2)	1,135 (7.8)	1,170 (8.1)	1,260 (8.7)	1,290 (8.9)	1,325 (9.1)	1,380 (9.5)
	Esfuerzo de adherencia característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)
Temperatura rango B_2	Esfuerzo de adherencia característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	1,045 (7.2)	1,135 (7.8)	1,170 (8.1)	1,260 (8.7)	1,290 (8.9)	1,325 (9.1)	1,380 (9.5)
	Esfuerzo de adherencia característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)	2,220 (15.3)
Temperatura rango C_2	Esfuerzo de adherencia característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	855 (5.9)	930 (6.4)	960 (6.6)	1,035 (7.1)	1,055 (7.3)	1,085 (7.5)	1,130 (7.8)
	Esfuerzo de adherencia característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	1,820 (12.6)	1,820 (12.6)	1,820 (12.6)	1,820 (12.6)	1,820 (12.6)	1,820 (12.6)	1,820 (12.6)
Condiciones de instalación permisibles	Concreto Seco y concreto saturado con agua	Categoría de anclaje	-	1						
		ϕ_d, ϕ_{ws}	-	0.65						
Reducción por Tensión Sísmica	Perforado con Rotomartillo	$\alpha_{N,seis}$	-	0.88	0.99	0.99	1.00	1.00	0.95	0.99
	Perforado con Diamante + desbaste	$\alpha_{N,seis}$	-	N/A		0.88	0.96	0.96	1.00	0.82

Tabla 10.4 Esfuerzo de adherencia producto TIPO HIT-HY 200 HILTI.

Tomado del informe ESR-3187 del ICC-ES (ICC Evaluation Service, 2020c).

**ANEXO 5. INFORMACIÓN DEL ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA ADHESIVO
TIPO HIT-RE 100 HILTI**

INFORMACIÓN DE DISEÑO		Símbolo	Unidades	Diámetro nominal (pulgadas)						
				3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
Empotramiento Mínimo		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 3/8 (60)	2 3/4 (70)	3 1/8 (79)	3 1/2 (89)	3 1/2 (89)	4 (102)	5 (127)
Empotramiento Máximo		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 1/2 (191)	10 (254)	12 1/2 (318)	15 (381)	17 1/2 (445)	20 (508)	25 (635)
Concreto seco	Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	662 (4.6)	592 (4.1)	592 (4.1)	560 (3.9)	516 (3.6)	480 (3.3)	408 (2.8)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,un-cr}$	psi (MPa)	1,272 (8.8)	1,256 (8.7)	1,204 (8.3)	1,164 (8.0)	1,124 (7.8)	1,092 (7.5)	1,048 (7.2)
	Categoría del anclaje	-	-	2						
	Factor de reducción de esfuerzo	ϕ_d	-	0.55						
Concreto saturado, agujero lleno de agua y aplicación bajo agua	Esfuerzo característico en concreto fisurado	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	548 (3.8)	521 (3.6)	521 (3.6)	476 (3.3)	416 (2.9)	375 (2.6)	300 (2.1)
	Esfuerzo característico en concreto no fisurado	$\tau_{k,un-cr}$	psi (MPa)	1,133 (7.8)	1,106 (7.6)	1,061 (7.3)	994 (6.9)	915 (6.3)	859 (5.9)	776 (5.4)
	Categoría del anclaje	-	-	3						
	Factor de reducción de esfuerzo	ϕ_{ws} ϕ_{wf} ϕ_{uw}	-	0.45						

Tabla 10.5 Esfuerzo de adherencia producto TIPO HIT-RE 100 HILTI.

Tomado del informe ESR-3829 del ICC-ES (ICC Evaluation Service, 2020b).

Bibliografía

- Ahmed, L. T., & Braimah, A. (2019). Tensile behaviour of adhesive anchors under different strain rates. *Engineering Structures*, *192*, 113–125.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.072>
- AIS, A. C. de I. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10 TÍTULO A — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE. 1.*
- American Concrete Institute. (2013). The Reinforced Concrete Design Manual. *Sp-17(11)2*, Vol. 3, p. 201.
- American Concrete Institute. (2019). *318M–19: Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- Board, N. T. S. (2006). *highway Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel National Transportation Safety Board*. Retrieved from <https://www.nts.gov/investigations/AccidentReports/Reports/HAR0702.pdf>
- Creegan, P. J., Burdette, E. a, Cannon, R. W., Carrato, P. J., Courtois, P. D., Funk, R. R., ... Wollmershauser, R. E. (1997). *Informe sobre el Estado del Arte. 91.*
- Gurbuz, T., & Ilki, A. (2011). Pullout performance of fully and partially bonded retrofit anchors in low-strength concrete. *ACI Structural Journal*, *108*(1), 61–70.
<https://doi.org/10.14359/51664203>
- ICC Evaluation Service. (2020a). *ICC-ES Evaluation Report ESR-2583*. (December). Retrieved from www.icc-es.org
- ICC Evaluation Service. (2020b). *Reporte de Evaluación ICC-ES ESR-3187*. Retrieved from www.icc-es.org
- ICC Evaluation Service. (2021a). *ICC-ES Evaluation Report ESR-2582*. (February). Retrieved from www.icc-es.org
- ICC Evaluation Service. (2021b). *ICC-ES Evaluation Report ESR-4778*. (February), 31.
- ICC Evaluation Service. (2021c). *Reporte de Evaluación ICC-ES ESR-3814-SP*. (800). Retrieved from www.icc-es.org
- Ministry of Land, Infrastructure, T. and T. (MLIT) of J. (n.d.). *Sasago Tunnel Ceiling Collapse on the Chuo Expressway on the Chuo Expressway (Sequence of Events and Countermeasures)*. Retrieved from http://www.mlit.go.jp/road/road_e/03key_challenges/1-2-1.pdf

- Nilforoush, R., Nilsson, M., Elfgrén, L., Ožbolt, J., Hofmann, J., & Eligehausen, R. (2017). Tensile capacity of anchor bolts in uncracked concrete: Influence of member thickness and anchor's head size. *ACI Structural Journal*, *114*(6), 1519–1530. <https://doi.org/10.14359/51689503>
- Olsen, J., Pregartner, T., & Lamanna, A. J. (2012). Basis for design of screw anchors in concrete. *ACI Structural Journal*, *109*(4), 559–568.
- Piccinin, R., Cattaneo, S., & Biolzi, L. (2013). Breakout capacity of headed anchors in confined concrete: Experimental evidence. *ACI Structural Journal*, *110*(3), 469–479.
- R. Eligehausen, R. M. and J. F. S. (2006). *Anchorage in Concrete Construction* (First edit; © 2006 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2006 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG., Ed.).
- Wang, D., Wu, D., Ouyang, C., He, S., & Sun, X. (2017). Simulation analysis of large-diameter post-installed anchors in concrete. *Construction and Building Materials*, *143*(April), 558–565. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.149>
- Wollmershauser, R. E., Consulting, W., & Mattis, L. (n.d.). *Understanding Adhesive Anchor*. 1–11.