

آیین نامه طراحی سازه های بتنی و تفسیر
ACI31819

جلد اول - فصول ۱ تا ۱۷

نسخه فارسی - انگلیسی

مؤلف: کمیته ۳۱۸ آیین نامه بتن آمریکا
ترجمه و تدوین: گروه مترجمین

آیین‌نامه

در صورتی که آزمایش‌ها مطابق با ACI 355.2 یا ACI 355.4M انجام و ارزیابی شود، مجاز به استفاده از مقدار جایگزین f_c است.

جدول ۱۷-۲-۴-۱ ضریب اصلاح f_c برای بتن سبک

حالت	f_c
شکست بتن در مهاری تعبیه شده و زیرچاکی	۱.۰۸
شکست بتن در مهاری‌های انبساطی، مارپیچ و چسبی	۰.۸۸
پیوستگی در مهاری‌های چسبی طبق رابطه (۱۷-۶-۵-۱)	۰.۶۸

۱۷-۲-۵ مهاری‌ها باید مطابق با الزامات بخش ۷-۲۶ و ۱۳-۲۶ نصب و بازرسی شوند.

تفسیر

که ضریب کاهش f_c ارائه شده، به‌خوبی اثر استفاده از بتن سبک را نشان می‌دهد. (Shaikh and Yi 1985; Anderson and Meinheit 2005) اطلاعات سازنده مهار که برای گزارش‌های ارزیابی بسط داده شده است، برای هر دو مهاری کاشتنی انبساطی و چسبی، نشان می‌دهد که یک ضریب f_c کاهش یافته برای تعیین ضریب ایمنی برای مقاومت طراحی نسبی، موردنیاز می‌باشد. ACI 355.2 و ACI 355.4 با فرض اینکه بتن سبک مشابه مصالح مرجع آزمایش می‌باشد، روش‌هایی را تنظیم کرده‌اند که به‌موجب آن‌ها مقدار مشخصی برای f_c بر اساس آزمایش، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۱۷-۳ محدودیت‌های طراحی

۱۷-۳-۱ تعداد محدودی آزمایش بر روی مهاری‌های تعبیه شده و کاشتنی در بتن پرمقاومت، (Primavera et al. 1997) نشان داد که روند طراحی این فصل به‌ویژه برای مهاری‌های تعبیه شده در بتن‌های با مقاومت فشاری بین ۷۵ تا ۸۵ مگاپاسکال، غیرمحافظة کارانه می‌باشد. تا زمانی که آزمایشات دیگری انجام شود، حد بالای ۷۰ مگاپاسکال برای f_c در طراحی مهاری‌های تعبیه شده در نظر گرفته می‌شود. این محدودیت، سازگار با بخش‌های ۳-۵-۲۲ و ۴-۱-۴-۲۵ می‌باشد. طبق ACI 355.2 و ACI 355.4 برای مهاری‌های کاشتنی در بتن با f_c بزرگ‌تر از ۵۵ مگاپاسکال، نیازی به انجام آزمایش نمی‌باشد. برخی از مهاری‌های انبساطی کاشتنی ممکن است در بتن‌های پرمقاومت با مشکل باز شدن مواجه شوند و یا این مقاومت بالا بر مقاومت پیوستگی مهاری‌های چسبی اثر منفی بگذارد؛ بنابراین در طراحی مهاری‌های کاشتنی، f_c به ۵۵ مگاپاسکال محدود می‌گردد، مگر آنکه آزمایش انجام گیرد.

۱۷-۳ محدودیت‌های طراحی

۱۷-۳-۱ مقادیر f_c مورد استفاده برای محاسبات در این فصل نباید از ۷۰ مگاپاسکال برای مهاری‌های تعبیه شده و ۵۵ مگاپاسکال برای مهاری‌های کاشتنی بیشتر شود. برای مهاری‌های کاشتنی مورد استفاده در بتن با f_c بزرگ‌تر از ۵۵ مگاپاسکال، باید آزمایش انجام گیرد.

۱۷-۳-۲ محدودیت در قطر مهاری بر اساس محدوده موجود اطلاعات آزمایش می‌باشد. در ویرایش‌های سال ۲۰۰۲ تا ۲۰۰۸ آیین‌نامه، محدودیت‌هایی برای قطر و عمق قرارگیری مهاری‌ها برای محاسبه مقاومت شکست مخروطی بتن وجود داشت. این محدودیت‌ها به خاطر کمبود نتایج آزمایش بر روی مهاری‌های با قطر بیشتر از ۵۰ میلیمتر و عمق قرارگیری بیش از ۶۰۰ میلیمتر، لازم بودند. در سال ۲۰۱۱، این محدودیت‌ها برای قطر و عمق قرارگیری مهاری، به محدودیت ۱۰۰ میلیمتر برای قطر، بر اساس نتایج آزمایشات کشش و برش بر روی مهاری‌های با قطر بالا و عمق جایگذاری زیاد، اصلاح گردید (Lee et al. 2007, 2010). این آزمایشات، شامل مهاری‌های با قطر ۱۰۵ میلیمتر که به‌اندازه ۱/۱۵ متر در بتن جایگذاری شده بودند در آزمایش کشش، و قطر ۹۰ میلیمتر برای آزمایش برش بودند. دلیل این محدودیت ۱۰۰ میلیمتر، این است که در ASTM F1554 بزرگ‌ترین قطر مهاری، ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد، در حالی که سایر مدارک فنی ASTM، تا قطر ۲۰۰ میلیمتر را بدون نیاز به آزمایش برای اطمینان از تأمین ضوابط دو نیم شدگی در بخش‌های ۱۷-۶-۲ و ۱۷-۷-۲، مجاز می‌دانند.

۱۷-۳-۲ برای مهاری‌ها با قطر کمتر از ۱۰۰ میلیمتر، الزامات مقاومت شکست مخروطی بتن باید با تأمین الزامات روش طراحی ۱۷-۶-۲ و ۱۷-۷-۲ در نظر گرفته شود.

CODE

permitted to use an alternate value of λ_a if tests are performed and evaluated in accordance with [ACI 355.2](#) or [ACI 355.4M](#).

Table 17.2.4.1—Modification factor λ_a for lightweight concrete

Case	$\lambda_a^{(1)}$
Cast-in and undercut anchor concrete failure	1.0λ
Expansion, screw, and adhesive anchor concrete failure	0.8λ
Adhesive anchor bond failure per Eq. (17.6.5.2.1)	0.6λ

⁽¹⁾ λ shall be in accordance with 19.2.4

17.2.5 Anchors shall be installed and inspected in accordance with the requirements of [26.7](#) and [26.13](#).

17.3—Design limits

17.3.1 The value of f_c' used for calculation purposes in this chapter shall not exceed 70 MPa for cast-in anchors and 55 MPa for post-installed anchors. Post-installed anchors shall not be used in concrete with a strength greater than 55 MPa without testing to verify acceptable performance.

17.3.2 For anchors with diameters $d_a \leq 100$ mm, concrete breakout strength requirements shall be considered satisfied by the design procedures of [17.6.2](#) and [17.7.2](#).

COMMENTARY

present reduction factor λ adequately represents the influence of lightweight concrete ([Shaikh and Yi 1985](#); [Anderson and Meinheit 2005](#)). Anchor manufacturer data developed for evaluation reports on post-installed expansion, screw, undercut, and adhesive anchors indicate that a reduced λ is needed to provide the necessary safety factor for the respective design strength. [ACI 355.2](#) and [ACI 355.4M](#) provide procedures whereby a specific value of λ_a can be used based on testing, assuming the lightweight concrete is similar to the reference test material.

R17.3—Design limits

R17.3.1 A limited number of tests of cast-in and postinstalled anchors in high-strength concrete ([Primavera et al. 1997](#)) indicate that the design procedures contained in this chapter become unconservative with increasing concrete strength, particularly for cast-in anchors in concrete with compressive strengths in the range of 75 to 85 MPa. Until further tests are available, an upper limit on f_c' of 70 MPa has been imposed for the design of cast-in anchors. This limitation is consistent with those for shear strength, torsion strength, and reinforcement development length in this Code ([22.5.3.1](#), [22.6.3.1](#), [22.7.2.1](#), [25.4.1.4](#)). For some postinstalled anchors, the capacity may be negatively affected by very high-strength concrete. These effects are associated with difficulty in fully expanding expansion anchors, cutting grooves in the sidewall of the pre-drilled hole by the screw anchor's threads, and reduced bond strength of adhesive anchors. The 55 MPa limit for post-installed anchors reflects the current concrete strength range for testing specified in [ACI 355.2](#) and [ACI 355.4M](#). The 55 MPa limit may be exceeded if verified with tests.

R17.3.2 The limitation on anchor diameter is based on the current range of test data. In the 2002 through 2008 editions of the Code, there were limitations on the diameter and embedment of anchors to calculate the concrete breakout strength. These limitations were necessitated by the lack of test results on anchors with diameters larger than 50 mm and embedment lengths longer than 600 mm. In 2011, limitations on anchor diameter and embedment length were revised to limit the diameter to 100 mm based on the results of tension and shear tests on large-diameter anchors with deep embedments ([Lee et al. 2007, 2010](#)). These tests included 105 mm diameter anchors, embedded 1.15 m, tested in tension and 75 mm diameter anchors tested in shear. The 100 mm diameter limit was selected to maintain consistency with the largest diameter anchor permitted in [ASTM F1554](#). Other ASTM specifications permit up to 200 mm diameter anchors; however, they have not been tested to ensure applicability of the [17.6.2](#) and [17.7.2](#) concrete breakout provisions.

آیین‌نامه

تفسیر

۱۷-۳-۳ برای مهارهای چسبی با عمق قرارگیری $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ که نشان‌دهنده محدودیت نظری مدل پیوستگی می‌باشد، محدود می‌کند. (Eligehausen et al. 2006a).

۱۷-۳-۴ مطالعه‌ی انجام شده در خصوص مهارهای ماریچج توسط Olsen et al. (2012) مبتنی بر قطر اسمی مهار ماریچج متناظر با اندازه‌ی سر مته‌ی حفاری (برای مثال یک مهار ماریچج ۱۶ میلی‌متری در یک سوراخ حفاری شده یا سر مته‌ی ۱۶ میلیمتری ANSI نصب می‌شود) می‌باشد. تعریف اندازه‌ی مهارهای ماریچج تقریباً به اندازه‌ی قطر هسته یا ساقه‌ی ماریچج است و اندازه‌ی قطر خارجی بزرگ‌تر لحاظ نمی‌گردد. این تعریف با تعریف ارائه شده در خصوص قطر استاندارد مهارها با روزه‌های ASME B1.1 که دارای سطح مقطع غلافشان کاهش یافته و سطح مؤثرشان کوچک‌تر است، متفاوت است. سطح مقطع مؤثر مهارهای ماریچج، مانند سایر مهارهای مکانیکی کاشتنی، توسط سازنده ارائه می‌گردد.

مدل طراحی ارائه شده توسط Olsen et al. (2012) حاصل یک مجموعه اطلاعات از آزمایش‌های انجام شده بر روی بتن ترک‌خورده و ترک نخورده بر روی مهارهای ماریچج با اندازه برحسب متر در اروپا و برحسب اینچ در آزمایشگاه‌های مستقل مطابق با ICC-ES AC193 می‌باشد. برای مهارهای ماریچج بتنی، عمق استقرار مؤثر h_{ef} به صورت یک کاهش از عمق استقرار اسمی بر پایه‌ی خصوصیات هندسی مهار تعیین می‌شود. عمق استقرار مؤثر به کمک آزمون‌های کیفی ACI 355.2 تأیید می‌شود و توسط سازنده برای استفاده در طراحی ارائه می‌گردد. استفاده از عمق استقرار مؤثر کاهش یافته به همراه روش طراحی ظرفیت بتن (CCD) می‌تواند رفتار مهارهای ماریچج بتنی در مجموعه اطلاعات ماریچج‌های بتنی را به حد کافی ارائه کند و همچنین اثرات و محدودیت‌های برخی پارامترهای مربوطه نظیر عمق استقرار و فاصله‌ی مهارها را تأیید کند (۱۷-۹).

۱۷-۳-۳ الزامات مقاومت پیوستگی باید طوری در نظر گرفته شوند که توسط روش طراحی بخش ۱۷-۶-۵ مورد تأیید باشد.

۱۷-۳-۴ برای مهارهای ماریچج با عمق قرارگیری $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ و $h_{ef} \geq 40 \text{ mm}$ الزامات مقاومت شکست مخروطی بتن باید در نظر گرفته شود و روند طراحی بندهای ۱۷-۶-۲ و ۱۷-۷-۲ را تأمین کنند.

۱۷-۳-۵ مهارها باید الزامات فواصل لبه‌ها، گام‌ها و ضخامت ارائه شده در بند ۱۷-۹ را ارضا کنند مگر آنکه به منظور جلوگیری از شکست شکافتی، از آرماتورهای اضافی استفاده شده باشد.

۱۷-۴ مقاومت مورد نیاز

۱۷-۴-۱ مقاومت مورد نیاز برای می‌بایست مطابق با ترکیب بارهای ضریب‌دار در فصل ۵ محاسبه گردد.

۱۷-۴-۲ برای مهارها در سازه‌های قرار گرفته در گروه طراحی لرزه‌ای C، D، E و F الزامات اضافی بند ۱۷-۱۰ باید اعمال شوند

۱۷-۵ مقاومت طراحی

۱۷-۵-۱ برای هر ترکیب بار ضریب‌دار، مقاومت طراحی مهارهای تنکی و گروه‌های مهار می‌باید عبارت $\phi S_n \geq U$ را ارضا کند. اندرکنش بین اثرات گروه باید مطابق با بند ۱۷-۸-۱ در نظر گرفته شود.

۱۷-۵-۱-۱ ضریب کاهش مقاومت ϕ ، باید مطابق با بند ۱۷-۵-۳ تعیین شود.

۱۷-۵ مقاومت طراحی

CODE

17.3.3 For adhesive anchors with embedment depths $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, bond strength requirements shall be considered satisfied by the design procedure of 17.6.5.

17.3.4 For screw anchors with embedment depths $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ and $h_{ef} \geq 40 \text{ mm}$, concrete breakout strength requirements shall be considered satisfied by the design procedures of 17.6.2 and 17.7.2.

17.3.5 Anchors shall satisfy the edge distances, spacings, and thicknesses in 17.9 unless supplementary reinforcement is provided to control splitting failure.

17.4—Required strength

17.4.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in [Chapter 5](#).

17.4.2 For anchors in structures assigned to SDC C, D, E, and F, the additional requirements of 17.10 shall apply.

17.5—Design strength

17.5.1 For each applicable factored load combination, design strength of individual anchors and anchor groups shall satisfy $\phi S_n \geq U$. Interaction between load effects shall be considered in accordance with 17.8.1.

17.5.1.1 Strength reduction factor, ϕ , shall be determined in accordance with 17.5.3.

COMMENTARY

R17.3.3 [ACI 355.4M](#) limits the embedment depth of adhesive anchors to $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, which represents the theoretical limits of the bond model ([Eligehausen et al. 2006a](#)).

R17.3.4 Screw anchor research by [Olsen et al. \(2012\)](#) is based on the nominal screw anchor diameter corresponding to the nominal drill bit size (for example a 16 mm screw anchor installs in a hole drilled by a 16 mm ANSI drill bit).

This definition of screw anchor size is approximately the diameter of the core or shank of the screw rather than the size of the larger external diameter of the thread. This definition differs from the diameter of standard anchors with [ASME B1.1](#) threads that have a reduced shaft area and smaller effective area. The effective area of the screw anchor, as with other post-installed mechanical anchors, is provided by the manufacturer.

The Olsen et al. (2012) empirical design model was derived from a database of tests in cracked and uncracked concrete on metric-sized screw anchors tested in Europe and inch-sized anchors tested by independent laboratories in accordance with [ICC-ES AC193](#).

For concrete screw anchors, the effective embedment depth, h_{ef} , is determined as a reduction from the nominal embedment based on geometric characteristics of the screw.

The effective embedment is verified during the qualification testing under [ACI 355.2](#) and provided by the manufacturer for use in design. Using the reduced, effective embedment depth with the concrete capacity design (CCD) method is shown to adequately represent the behavior of concrete screws in the current concrete screw database and also validates the effects and limitations of certain relevant parameters, such as the effective embedment depth and spacing of anchors (17.9).

R17.5—Design strength

آیین‌نامه

تفسیر

۱۷-۵-۱-۲ در این بخش الزامات مربوط به تأمین مقاومت مهاریها در بتن ارائه شده است. انواع مختلفی از مدهای شکست فولاد و بتن برای مهاریها در شکل ۱۷-۵-۱-۲-الف و ۱۷-۵-۱-۲-ب نشان داده شده است. بحث‌های جامعی از مدهای شکست مهاریها در CEB (1997) و مطالعات انجام شده توسط (Fuchs et al. (1995)، (Eligehausen and Balogh (1995) و (Cook et al. (1998) ارائه شده است. مدهای شکست کششی مربوط به بتن شامل دو نیم شدگی (برای همه‌ی مهارها)، شکست بیرون کشیدگی (برای مهارهای تعبیه شده و کاشتنی اسطوطی، مارپیچ و زیرچاکی)، شکست تصویر شده جانبی (برای مهارهای سردار) می‌باشند. مدهای شکست برشی مربوط به بتن شامل شکست مخروطی بتن و شکست قلوه‌کن شدن بتن (برای تمام مهارها) می‌باشند. این مدهای شکست به صورت الزامات در بندهای ۱۷-۶-۲، ۱۷-۶-۳، ۱۷-۶-۴، ۱۷-۶-۵، ۱۷-۷-۲ و ۱۷-۷-۳ توصیف شده است. هر مدلی که مطابق با الزامات بخش‌های ۱۷-۵-۱-۲ و ۱۷-۵-۲-۳ باشد می‌تواند برای تعیین مقاومت‌های مرتبط با بتن، مورد استفاده قرار گیرد. علاوه بر این، مقاومت برشی و کششی مهاریها، توسط حداقل فاصله مهاریها از هم و از لبه‌ها، در بخش ۱۷-۹، که لازمه جلوگیری از دو نیم شدگی بتن می‌باشد محدود می‌گردد. طراحی مهاریهای کاشتنی تأیید می‌کند که نصب مناسب تأثیر بسزایی در مقاومت مهاریها دارد. الزامات نصب در فصل ۲۶ آمده است. برخی مهاریهای کاشتنی کمتر به خطاها و رواداری‌های نصب حساس هستند. این امر در تفاوت ضریب ϕ ذکر شده در بخش ۱۷-۵-۳ که بر اساس معیارهای ارزیابی ACI 355.2 و ACI 355.4 می‌باشد، منعکس شده است. مقاومت شکست یک اتصال غیرمسلح را می‌توان به عنوان نشانه‌ای از باری که در آن ترک خوردگی شدید رخ می‌دهد، در نظر گرفت. این ترک خوردگی اگر کنترل نشود، می‌تواند در بهره‌برداری مشکل ساز گردد. (به بخش ۱۷-۷-۲-۱ مراجعه شود).

۱۷-۵-۱-۲ مقاومت اسمی برای هر مهاریها یا گروه مهاریها باید بر اساس مدل‌های طراحی که منجر به پیش‌بینی مقاومت با تطابق قابل توجه با نتایج آزمایشات جامع می‌گردد، باشد. مصالح مورد استفاده در آزمایش باید با مصالح مورد استفاده در سازه سازگار باشد. مقاومت اسمی باید بر اساس احتمال ۵ درصدی مقاومت پایه مهاریها تکی باشد. برای مقاومت اسمی مرتبط با مقاومت بتن، تعدیل اثر اندازه، تعداد مهاریها، اثر نزدیک بودن مهاریها به یکدیگر، نزدیک بودن به لبه‌ها، عمق عضو بتنی، بارگذاری خارج از مرکز گروه میلگردها، و وجود یا عدم وجود ترک باید به حساب آورده شود. محدودیت فاصله تا لبه و فاصله مهاریها در مدل‌های طراحی، باید با آزمایشی که صحت مدل را می‌سنجد، سازگار باشد.

مقاومت مهارها می‌بایست مبتنی بر مدل‌های طراحی باشد که الزامات بند ۱۷-۵-۱-۲ را برای موارد زیر ارضا نماید:

- الف) مقاومت فولاد مهاریها در کشش
- ب) مقاومت شکست مخروطی بتن برای مهاریها در کشش
- پ) مقاومت بیرون کشیدگی یک مهار تعبیه‌شده‌ی تکی و انبساطی کاشتنی تکی، مارپیچ و مهار زیرچاکی در کشش
- ث) مقاومت تصویر شده جانبی بتن در مهاریهای سردار در کشش
- ج) مقاومت پیوستگی مهاریها چسبی در کشش
- ح) مقاومت فولاد در برش
- خ) مقاومت شکست مخروطی بتن برای مهاریها تحت برش
- د) مقاومت قلوه‌کن شدن بتن برای مهاریها تحت برش

CODE

17.5.1.2 Nominal strength for an anchor or anchor groups shall be based on design models that result in predictions of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests. The materials used in the tests shall be compatible with the materials used in the structure. The nominal strength shall be based on the 5 percent fractile of the basic individual anchor strength. For nominal strengths related to concrete strength, modifications for size effects, number of anchors, effects of close spacing of anchors, proximity to edges, depth of the concrete member, eccentric loadings of anchor groups, and influence of cracking shall be taken into account. Limits on edge distance and anchor spacing in the design models shall be consistent with the tests that verified the model. Strength of anchors shall be based on design models that satisfy 17.5.1.2 for the following:

- (a) Steel strength of anchor in tension
- (b) Concrete breakout strength of anchor in tension
- (c) Pullout strength of a single cast-in anchor and single post-installed expansion, screw, and undercut anchor in tension
- (d) Concrete side-face blowout strength of headed anchor in tension
- (e) Bond strength of adhesive anchor in tension
- (f) Steel strength of anchor in shear
- (g) Concrete breakout strength of anchor in shear
- (h) Concrete pryout strength of anchor in shear

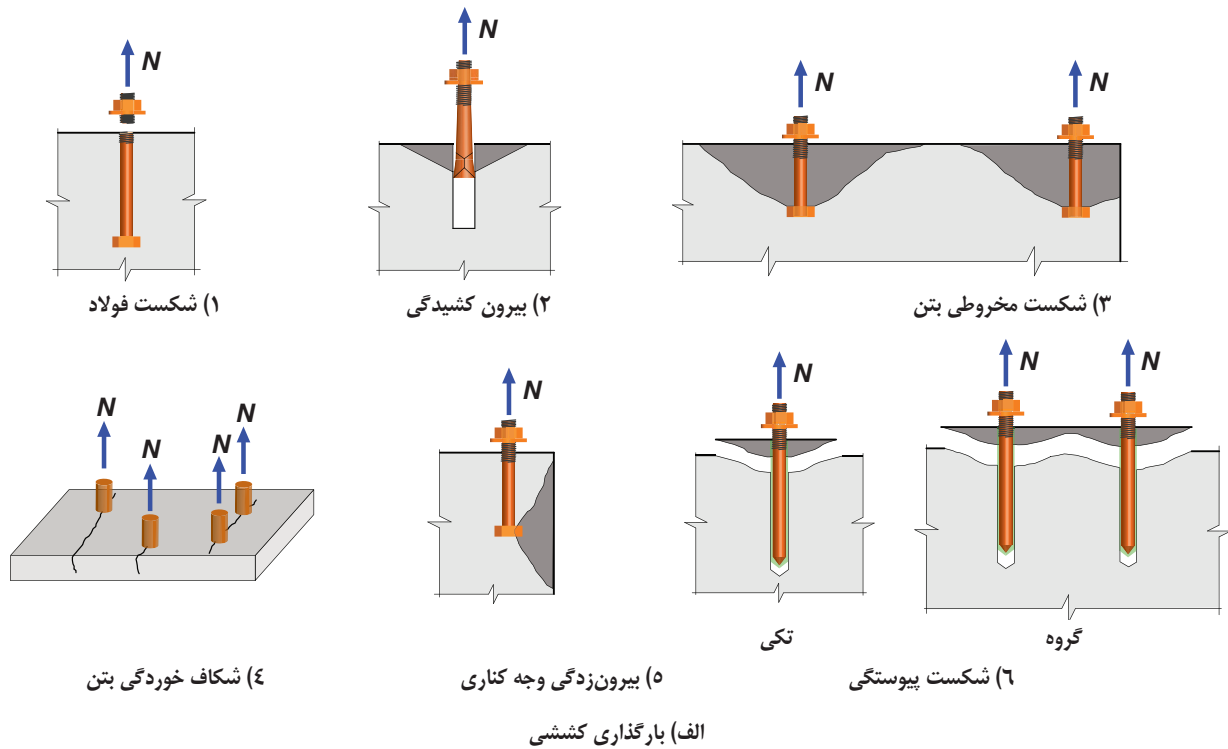
COMMENTARY

R17.5.1.2 This section provides requirements for establishing the strength of anchors in concrete. The various types of steel and concrete failure modes for anchors are shown in Fig. R17.5.1.2(a) and R17.5.1.2(b). Comprehensive discussions of anchor failure modes are included in CEB (1997), Fuchs et al. (1995), Eligehausen and Balogh (1995), and Cook et al. (1998). Tension failure modes related to concrete include concrete breakout failure (applicable to all anchor types), pullout failure (applicable to cast-in anchors, post-installed expansion, screw, and undercut anchors), sideface blowout failure (applicable to headed anchors), and bond failure (applicable to adhesive anchors). Shear failure modes related to concrete include concrete breakout failure and concrete pryout (applicable to all anchor types). These failure modes are described in the deemed-to-comply provisions of 17.6.2, 17.6.3, 17.6.4, 17.6.5, 17.7.2, and 17.7.3.

Any model that complies with the requirements of 17.5.1.2 and 17.5.2.3 can be used to establish the concrete-related strengths. Additionally, anchor tensile and shear strengths are limited by the minimum spacings and edge distances of 17.9 to preclude splitting. The design of post-installed anchors recognizes that the strength of anchors is sensitive to appropriate installation; installation requirements are included in Chapter 26. Some post-installed anchors are less sensitive to installation errors and tolerances. This is reflected in various ϕ -factors given in 17.5.3 and based on the assessment criteria of ACI 355.2 and ACI 355.4M. The breakout strength of an unreinforced connection can be taken as an indication of the load at which significant cracking will occur. Such cracking can represent a serviceability problem if not controlled (refer to R17.7.2.1).

آیین‌نامه

تفسیر



شکل ۱۷-۵-۲ مدهای گسیختگی مهارها

۱۷-۵-۳ روش طراحی برای شکست مخروطی بتن که ضوابط بخش ۱۷-۳-۲ را تأمین می‌نماید، از گسترش روش طراحی ظرفیت بتن به دست آمده است. (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995) که اقتباسی از روش کاپا (Eligehausen et al. 2006a; Eligehausen and Fuchs 1988) با زاویه منشور شکست حدود ۳۵ درجه می‌باشد. (شکل ۱۷-۵-۳-الف و ب)

۱۷-۵-۳ تعیین مقاومت مهارها مطابق با بند ۱۷-۶ برای بندهای ۱۷-۵-۲-الف تا ت و مطابق با بند ۱۷-۷ برای بندهای ۱۷-۵-۲-ج تا ح مجاز است. برای مهارهای چسبی که در مقابل کشش ثابت مقاومت می‌کنند، می‌بایست الزامات ۱۷-۲-۵ اعمال شود.

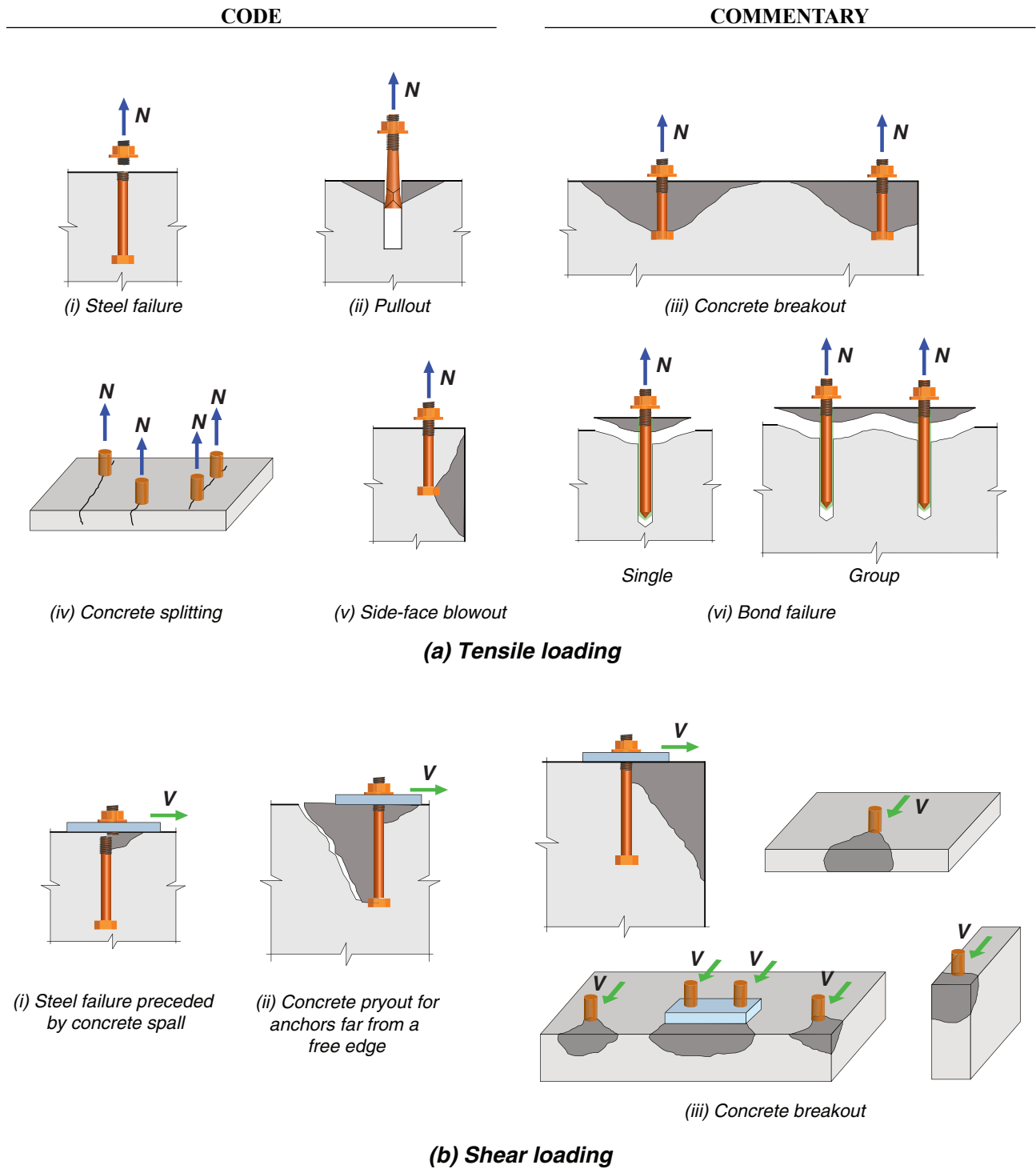


Fig. R17.5.1.2—Failure modes for anchors.

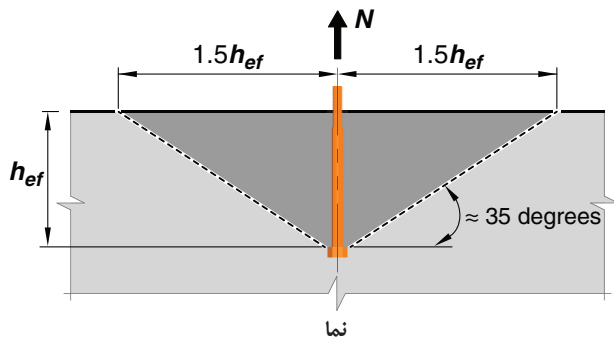
17.5.1.3 Strength of anchors shall be permitted to be determined in accordance with 17.6 for 17.5.1.2(a) through (e), and 17.7 for 17.5.1.2(f) through (h). For adhesive anchors that resist sustained tension, the requirements of 17.5.2.2 shall apply.

R17.5.1.3 The method for concrete breakout design deemed to comply with the requirements of 17.5.1.2 was developed from the concrete capacity design (CCD) Method (Fuchs et al. (1995); Eligehausen and Balogh (1995), which was an adaptation of the Kappa Method (Eligehausen and Fuchs 1988; Eligehausen et al. 2006a) with a breakout failure surface angle of approximately 35 degrees (Fig.

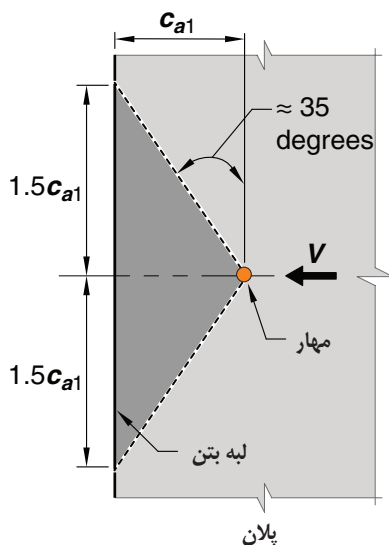
آیین‌نامه

تفسیر

این روش دقیق، نسبتاً با کاربرد آسان و با قابلیت بسط به طرح‌های نامنظم در نظر گرفته می‌شود. روش طراحی ظرفیت بتن، مقاومت یک مهار یا گروه مهارها را با استفاده از یک معادله ابتدایی برای کشش، یا برای برش یک مهار تکی در بتن ترک‌خورده، و ضرب شده در یک ضریب برای احتساب تعداد مهارها، فاصله از لبه‌ها، فاصله از یکدیگر، خروج از مرکزیت، و عدم وجود ترک، پیش‌بینی می‌کند. تحقیقات آزمایشگاهی و عددی نشان داده‌اند که این روش برای مهارهای چسبی نیز کاربردی می‌باشد (Eligehausen et al. 2006a).



شکل ۱۷-۵-۱-۳-الف: مخروط خردشدگی برای کشش



شکل ۱۷-۵-۱-۳-ب: مخروط خردشدگی برای برش

۱۷-۵-۱-۴ بخش‌های ۱۷-۵-۱-۴ و ۱۷-۵-۲-۳ ضرایب عملکرد را تعیین می‌کنند که مدل‌های طراحی مهار برای تأیید آن‌ها لازم است. رویکردهای طراحی فراوانی وجود دارد و کاربر مادامی که اطلاعات کافی برای تأیید مدل داشته باشد، همواره مجاز به استفاده از "طراحی توسط آزمایش" با استفاده از بند ۱۷-۵-۱-۴ است. روند آزمایشات همچنین می‌تواند به منظور تعیین مقاومت شکست مخروطی مهارهای تکی در کشش و برش مورد استفاده قرار گیرد. با این حال نتایج آزمایش باید بر مبنای آماری معادل با آنچه برای انتخاب مقادیر مربوط به شکست مخروط بتن مطابق با ضوابط بخش ۱۷-۵-۱-۲ مدنظر قرار گرفته، ارزیابی شوند.

۱۷-۵-۱-۳ اثرات گروه مهارها وقتی که دو یا چند مهار فاصله‌ای کمتر از مقادیر بحرانی ذکر شده در جدول ۱۷-۵-۱-۳-۱ داشته باشند، باید مدنظر قرار گیرد؛ که در آن تنها مهارهایی که مستعد مد گسیختگی خاص تحت بررسی هستند، می‌بایست در گروه گنجانده شوند.

فاصله بحرانی	مد شکست مورد بررسی
$3h_{ef}$	شکست مخروطی بتن در کشش
$2c_{Na}$	مقاومت پیوستگی در کشش
$3c_{a1}$	شکست مخروطی بتن در برش

۱۷-۵-۱-۴ مقاومت مهارها براساس ارزیابی آزمایشی با استفاده از ۵ درصد شکنندگی نتایج کاربردی آزمایش‌ها برای بندهای ۱۷-۵-۱-۲-الف تا حد مجاز است.

CODE

17.5.1.3.1 Anchor group effects shall be considered wherever two or more anchors have spacing less than the critical spacing in Table 17.5.1.3.1, where only those anchors susceptible to the particular failure mode under investigation shall be included in the group.

Table 17.5.1.3.1—Critical spacing

Failure mode under investigation	Critical spacing
Concrete breakout in tension	$3h_{ef}$
Bond strength in tension	$2c_{Na}$
Concrete breakout in shear	$3c_{a1}$

COMMENTARY

17.5.1.3a and b). It is considered to be sufficiently accurate, relatively easy to apply, and capable of extension to irregular layouts. The CCD Method predicts the strength of an anchor or anchor group by using a basic equation for tension in cracked concrete, which is multiplied by factors that account for the number of anchors, edge distance, spacing, eccentricity, and absence of cracking. For shear, a similar approach is used. Experimental and numerical investigations have demonstrated the applicability of the CCD Method to adhesive anchors as well (Eligehausen et al. 2006a).

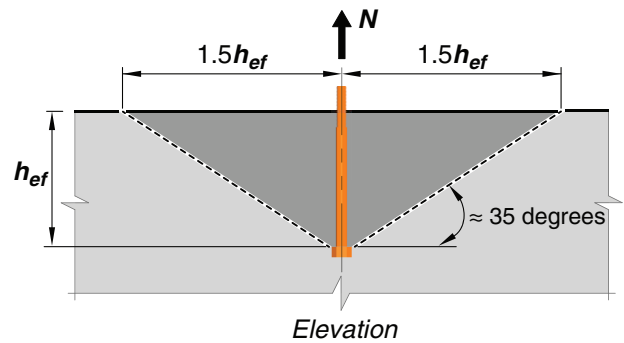


Fig. R17.5.1.3a—Breakout cone for tension.

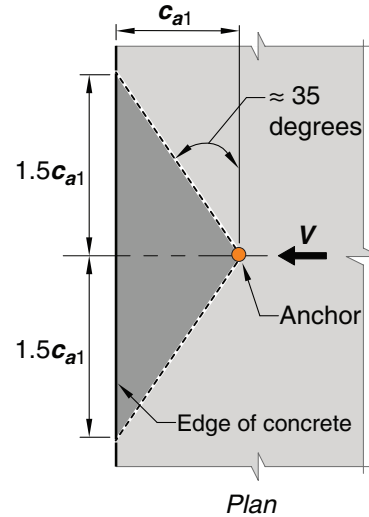


Fig. R17.5.1.3b—Breakout cone for shear.

17.5.1.4 Strength of anchors shall be permitted to be based on test evaluation using the 5 percent fractile of applicable test results for 17.5.1.2 (a) through (h).

R17.5.1.4 Sections 17.5.1.2 and 17.5.2.3 establish the performance factors for which anchor design models are required to be verified. Many possible design approaches exist, and the user is always permitted to “design by test” using 17.5.1.4 as long as sufficient data are available to verify the model. Test procedures can be used to determine the single-anchor breakout strength in tension and in shear. The test results, however, are required to be evaluated on a basis statistically equivalent to that used to select the values for the concrete breakout method considered to satisfy provisions of 17.5.1.2. The basic strength cannot be taken

آیین نامه

تفسیر

مقاومت اولیه نمی‌تواند از احتمال (شکست) ۵ درصدی بیشتر در نظر گرفته شود. تعداد آزمایشات باید برای اعتبارسنجی آماری کافی بوده و در تعیین احتمال ۵ درصدی در نظر گرفته می‌شود.

تحت خمش و کشش هم‌زمان، هر یک از مهارها به صورت تکی در گروه، مقادیر متفاوت بارهای کششی را تحمل می‌کنند. همچنین به طور مشابه، تحت برش و پیچش هم‌زمان، مهارها به صورت تکی در گروه، مقادیر متفاوت بارهای برشی را متحمل می‌شوند. جدول ۱۷-۵-۲ شامل الزامات طراحی مهارهای تکی و هر یک از مهارها در گروه، برای حفاظت در برابر همه مدهای شکست محتمل می‌باشد. برای فولاد و مد شکست بیرون کشیدگی، مهارها تحت بیشترین تنش در گروه، باید برای اطمینان از داشتن ظرفیت کافی برای تحمل بارهای مورد نیاز بررسی شود، در حالی که برای دو نیم شدگی، مهارها باید به صورت گروهی بررسی شوند. تحلیل ارتجاعی یا غیرارتجاعی مهارهای کششی همان طور که در بخش ۱۷-۲-۱ آمده است، ممکن است برای تعیین بارهای تحمل شده توسط هر مهار مورد استفاده قرار گیرند.

اضافه کردن آرماتور در جهت بار برای جلوگیری از دو نیم شدگی، می‌تواند مقاومت و ظرفیت تغییر شکل اتصال مهار را به طور قابل توجهی افزایش دهد. چنین افزایشی برای مهارهای تعبیه شده و آن‌هایی که در مقاطع پیش ساخته استفاده می‌شوند، کاربردی می‌باشد.

Eligehausen et و CEB (1994, 1997), Klingner et al. (1982), ACI 349 (2006b). al. اطلاعاتی را با توجه به اثر آرماتور بر رفتار مهارها ارائه داده‌اند. اثر وجود آرماتور در آزمایشات پذیرش مهارها یا روش محاسبه دو نیم شدگی در بخش‌های ۱۷-۶-۲ و ۱۷-۷-۲ در ACI 355.2 و ACI 355.4 نیامده است. آثار مثبت تعبیه آرماتور اضافی توسط شرط (الف) ضرایب ϕ در بخش ۱۷-۳-۳ بیان شده است. آرماتور مهار می‌تواند بجای محاسبه مقاومت شکست مخروطی با استفاده از ضوابط فصل ۲۵، عطف به بخش‌های ۱۷-۵-۲-۱ تعبیه گردد.

۱۷-۵-۲-۱ برای شرایطی که در آن نیروی ضریب‌دار کششی یا نیروی برشی از مقاومت شکست مخروطی بتن برای مهارها (ها) بیشتر شود، یا وقتی مقاومت شکست مخروط بتن ارزیابی نشده است، مقاومت اسمی می‌تواند مقداری در نظر گرفته شود که در حالت مهار کامل آرماتورهای مهار وجود خواهد داشت، که در شکل ۱۷-۵-۲ برای کشش و در شکل ۱۷-۵-۲-۱ ب (i) و ۱۷-۵-۲-۱ ب (ii) برای برش نشان داده شده است. چون آرماتور مهار در زیر محل اعمال برش قرار می‌گیرد (رجوع به شکل ۱۷-۵-۲-۱ ب)، نیرو در آرماتور مهار از نیروی برشی بزرگ‌تر خواهد بود. آرماتور مهار از این جهت که منحصرأ برای بارهای مهار و برای جلوگیری از شکست مخروطی بتن طراحی شده است، از آرماتورهای تکمیلی متمایز می‌شود. مدل‌های خرابایی می‌توانند در طراحی آرماتورهای مهار به کار روند.

۱۷-۵-۲ برای هر ترکیب بار ضریب‌دار کاربردی، مقاومت طراحی مهار باید معیارهای جدول ۱۷-۵-۲ را برآورده نماید:

جدول ۱۷-۵-۲ الزامات مقاومت طراحی برای مهارها

مدهای شکست	مهار تکی	مهار گروهی (۱)	
		هر مهار در یک گروه	مهارها به عنوان یک گروه
مقاومت فولاد در کشش (۱-۶-۱۷)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
مقاومت شکست مخروطی بتن در کشش (۲-۶-۱۷)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$	$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$	
مقاومت بیرون کشیدگی در کشش (۳-۶-۱۷)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
مقاومت تصویر شده وجه جانبی بتن در کشش (۴-۶-۱۷)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$	
مقاومت پیوستگی مهار چسبی در کشش (۵-۶-۱۷)	$\phi N_a \geq N_{ua}$	$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$	
مقاومت فولاد در برش (۱-۷-۱۷)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
مقاومت شکست مخروطی بتن در برش (۲-۷-۱۷)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$	$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$	
مقاومت قله‌کن شدن بتن در برش (۳-۷-۱۷)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$	$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$	

(۱) مدهای شکست مقاومت مورد نیاز فولاد و بیرون کشیدگی، باید برای مهارها با بیشترین تنش در گروه محاسبه شوند.
 (۲) بخش‌هایی که در پرانتز به آن‌ها اشاره می‌شود بیانگر مدل‌هایی هستند که مجاز به استفاده برای ارزیابی مقاومت اسمی می‌باشند.
 (۳) اگر آرماتور مهار مطابق بت بند ۱۷-۵-۲-۱ تأمین شود، باید مقاومت طراحی آرماتور لنگر به جای مقاومت شکست بتن استفاده شود.

۱۷-۵-۲-۱ مقاومت طراحی آرماتور مهار مجاز است به جای مقاومت شکست مخروطی بتن به کار رود در صورتی که مورد (الف) یا (ب) برآورده شود:

(الف) برای کشش، اگر آرماتور مهار مطابق با فصل ۲۵ در هر دو طرف سطح شکست مخروطی بتن ادامه یابد.
 (ب) برای برش، اگر آرماتور مهار مطابق با فصل ۲۵ در هر دو طرف سطح شکست مخروطی بتن ادامه یابد یا مهار را محصور نماید و با آن در تماس باشد و بالاتر از سطح شکست ادامه یابد.

۱۷-۵-۲-۱-۱ ضریب کاهش مقاومت ϕ برای آرماتورهای مهار باید مطابق با بند ۱۷-۵-۳ باشد.

CODE

17.5.2 For each applicable factored load combination, design strength of anchors shall satisfy the criteria in Table 17.5.2.

Table 17.5.2—Design strength requirements of anchors

Failure mode	Single anchor	Anchor group ^[1]	
		Individual anchor in a group	Anchors as a group
Steel strength in tension (17.6.1) ^[2]	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Concrete breakout strength in tension ^[3] (17.6.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Pullout strength in tension (17.6.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Concrete side-face blowout strength in tension (17.6.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Bond strength of adhesive anchor in tension (17.6.5)	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Steel strength in shear (17.7.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Concrete breakout strength in shear ^[3] (17.7.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Concrete pryout strength in shear (17.7.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

^[1]Design strengths for steel and pullout failure modes shall be calculated for the most highly stressed anchor in the group.

^[2]Sections referenced in parentheses are pointers to models that are permitted to be used to evaluate the nominal strengths.

^[3]If anchor reinforcement is provided in accordance with 17.5.2.1, the design strength of the anchor reinforcement shall be permitted to be used instead of the concrete breakout strength

17.5.2.1 The design strength of anchor reinforcement shall be permitted to be used instead of the concrete breakout strength if (a) or (b) is satisfied.

(a) For tension, if anchor reinforcement is developed in accordance with Chapter 25 on both sides of the concrete breakout surface

(b) For shear, if anchor reinforcement is developed in accordance with Chapter 25 on both sides of the concrete breakout surface, or encloses and contacts the anchor and is developed beyond the breakout surface.

17.5.2.1.1 Strength reduction factor ϕ for anchor reinforcement shall be in accordance with 17.5.3.

COMMENTARY

greater than the 5 percent fractile. The number of tests has to be sufficient for statistical validity and should be considered in the determination of the 5 percent fractile.

R17.5.2 Under combined tension and bending, individual anchors in a group may be required to resist different magnitudes of tensile force. Similarly, under combined shear and torsion, individual anchors in a group may be required to resist different magnitudes of shear. Table 17.5.2 includes requirements to design single anchors and individual anchors in a group to safeguard against all potential failure modes.

For steel and pullout failure modes, the most highly stressed anchor in the group should be checked to ensure it has sufficient strength to resist its required load. For concrete breakout, the anchors should be checked as a group. Elastic analysis or plastic analysis of ductile anchors as described in 17.2.1 may be used to determine the loads resisted by each anchor.

The addition of reinforcement in the direction of the load to restrain concrete breakout can enhance the strength and deformation capacity of the anchor connection. Such enhancement is practical with cast-in anchors such as those used in precast sections. Klingner et al. (1982), fib (2011), ACI 349M, and Eligehausen et al. (2006b) provide information regarding the effect of reinforcement on the behavior of anchors. The effect of reinforcement is not included in the ACI 355.2 and ACI 355.4M anchor acceptance tests or in the concrete breakout calculation method of 17.6.2 and 17.7.2. Anchor reinforcement may be provided in accordance with **17.5.2.1** and developed according to Chapter 25 instead of calculating breakout strength.

R17.5.2.1 For conditions where the factored tensile or shear force exceeds the concrete breakout strength of the anchor(s) or if the breakout strength is not evaluated, the nominal strength can be based on properly developed anchor reinforcement as illustrated in Fig. R17.5.2.1a for tension and Fig. R17.5.2.1b(i) and Fig. R17.5.2.1b(ii) for shear.

Because anchor reinforcement is placed below where the shear is applied (refer to Fig. R17.5.2.1b), the force in the anchor reinforcement will be larger than the shear force.

Anchor reinforcement is distinguished from supplementary reinforcement in that it is designed exclusively for the anchor loads and is intended to preclude concrete breakout. Strut-and-tie models may be used to design anchor reinforcement.

به‌عنوان یک موضوع کاربردی، استفاده از آرماتور مهاری در حالت کلی به مهاری‌های تعبیه شده محدود می‌شود.

(الف) باید در انتخاب و جایگذاری آرماتور مهاری دقت لازم مبذول گردد. آرماتور مهاری باید شامل خاموت‌ها، تنگ‌ها، یا سنجاق‌هایی باشد که حتی‌الامکان با در نظر گرفتن ملاحظات اجرایی به مهاری نزدیک هستند. تنها آرماتورهای با فاصله کمتر از $0.5h_{ef}$ از محور مرکزی مهاری می‌توانند به‌عنوان آرماتور مهاری در نظر گرفته شوند. تحقیقاتی (Eligehausen et al. 2006b) که این ضوابط بر اساس آن تنظیم شده است، به آرماتور مهاری با حداکثر قطر مشابه میلگرد نمره ۱۶ محدود بوده است.

(ب) به‌منظور اطمینان از تأمین طول آرماتورهای مهاری برای برش، آرماتورهای بسته‌ی مهاری نشان داده شده در شکل ۱۷-۵-۲-۱-الف (i) می‌بایست با مهاری در تماس باشد و تا حد امکان نزدیک به سطح بتن باشد. تحقیق انجام شده (Eligehausen et al. 2006b) بر روی این که الزامات آرماتورهای بسته بر چه مبنایی تنظیم شده است، محدود به آرماتورهای مهاری با حداکثر قطر معادل با آرماتور شماره ۱۶ بود. شعاع خم بزرگ‌تر متناظر با قطر بزرگ‌تر میلگرد می‌تواند منجر به کاهش قابل توجه کارایی آرماتورهای مهاری در مقابل برش شود؛ در نتیجه آرماتور مهاری بزرگ‌تر از شماره‌ی ۱۹ توصیه نمی‌گردد. در آرماتورهای مهاری، چون تأمین طول برای f_y کامل الزامی می‌باشد، به‌کارگیری آرماتورهای اضافی به‌منظور کاهش طول مهاری مجاز نمی‌باشد.

آرماتورهای مهاری برای برش شامل خاموت‌ها، تنگ‌ها، دورگیرها یا سنجاق‌ها می‌باشد که لبه‌ی آرماتورهای قرار گرفته در حجم شکست مخروط بتن را محصور می‌کند و می‌باید تا حد امکان به مهاری نزدیک باشد (مراجعه کنید به شکل ۱۷-۵-۲-۱-ب(ii)). در حالت کلی آرماتور با فاصله‌ی کم‌تر از حداقل $0.5c_{at}$ و $0.3c_{ad}$ از مرکز مهاری را می‌توان به‌عنوان آرماتور مهاری در نظر گرفت. در این حالت، آرماتورهای مهاری باید در هر دو طرف سطح شکست مهاری شوند. برای تعادل، آرماتور لبه الزامی می‌باشد. مطالعه‌ای که این الزامات بر پایه‌ی آن هستند بیان می‌کند که حداکثر قطر آرماتور مهاری باید معادل قطر آرماتور به شماره‌ی ۱۹ باشد.

CODE

COMMENTARY

For practical reasons, anchor reinforcement is only used for cast-in anchor applications.

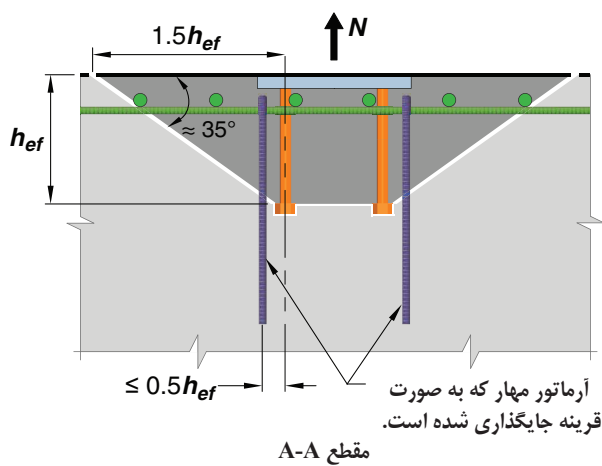
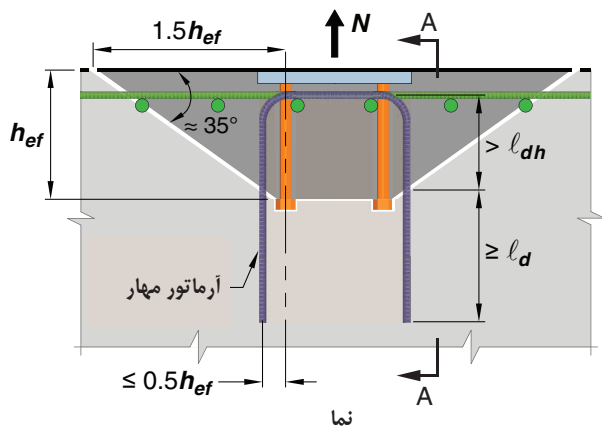
(a) Care needs to be taken in the selection and positioning of anchor reinforcement for tension. Ideally tension anchor reinforcement should consist of stirrups, ties, or hairpins placed as close as practicable to the anchor. It is beneficial for the anchor reinforcement to enclose the surface reinforcement where applicable. Anchor reinforcement spaced less than $0.5h_{ef}$ from the anchor centerline may be considered as effective. The research (Eligehausen et al. 2006b) on which these provisions are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter equivalent to a No. 16 bar.

(b) To ensure development of anchor reinforcement for shear, the enclosing anchor reinforcement shown in Fig.

R17.5.2.1(b)(i) should be in contact with the anchor and placed as close as practicable to the concrete surface. The research (Eligehausen et al. 2006b) on which the provisions for enclosing reinforcement are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter equivalent to a No. 16 bar. The larger bend radii associated with larger bar diameters may significantly reduce the effectiveness of the anchor reinforcement for shear; therefore, anchor reinforcement larger than a No. 19 bar is not recommended. Because development for full f_y is required, the use of excess reinforcement to reduce development length is not permitted for anchor reinforcement.

The anchor reinforcement for shear may also consist of stirrups, ties, hoops, or hairpins enclosing the edge reinforcement embedded in the breakout volume and placed as close to the anchors as practicable (refer to Fig.

R17.5.2.1b(ii)). Generally, reinforcement spaced less than the smaller of $0.5c_{a1}$ and $0.3c_{a2}$ from the anchor centerline should be included as anchor reinforcement. In this case, the anchor reinforcement must be developed on both sides of the breakout surface. For equilibrium, edge reinforcement is required. The research on which these provisions are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter equivalent to a No. 19 bar.



شکل ۱۷-۵-۲-۱-الف آرماتور مهيار براي كشش

CODE

COMMENTARY

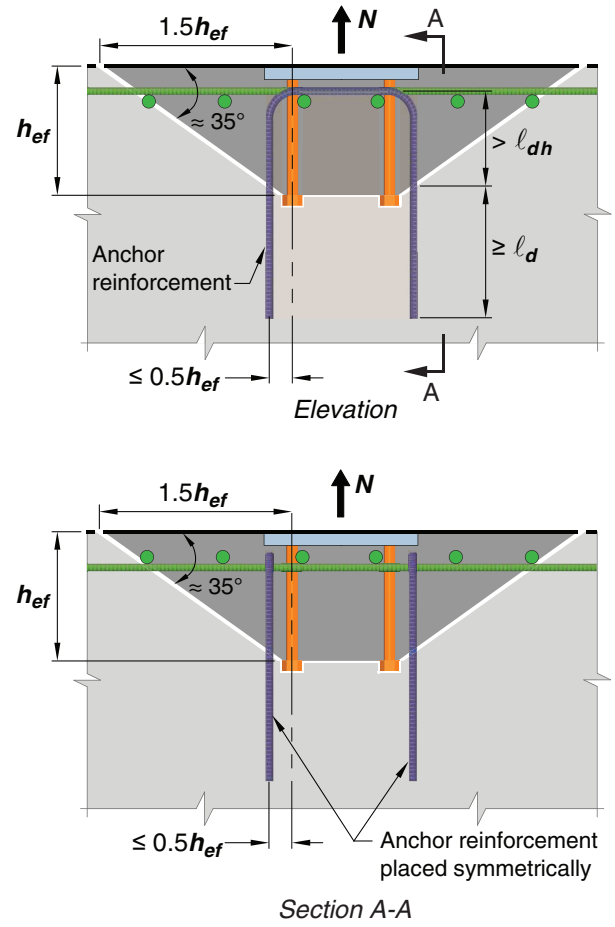
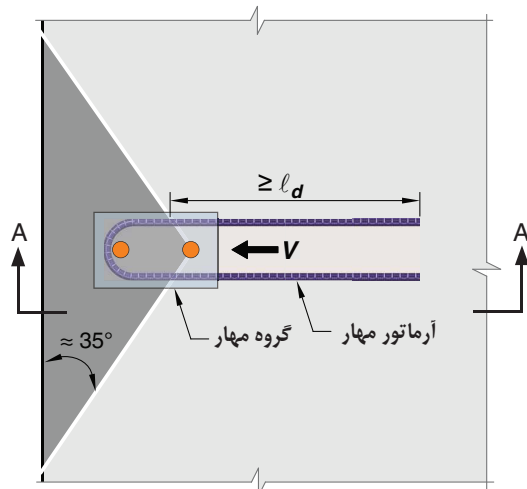
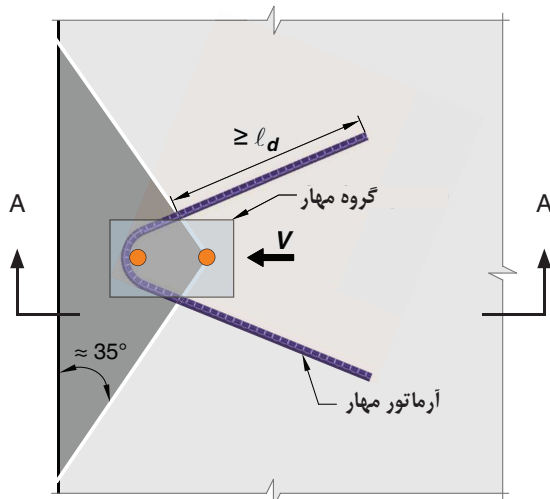


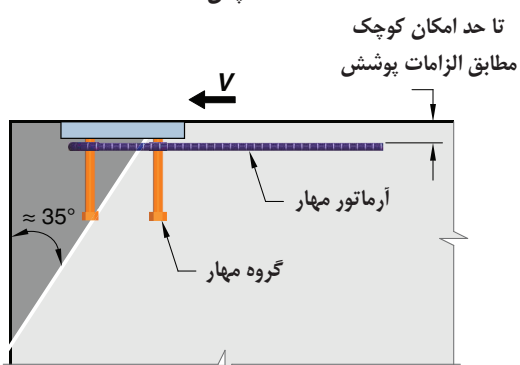
Fig. R17.5.2.1a—Anchor reinforcement for tension.



پلان



پلان



مقطع A-A

شکل ۱۷-۵-۲-۱ ب (i) آرماتور مهار سنجاقی برای برش

CODE

COMMENTARY

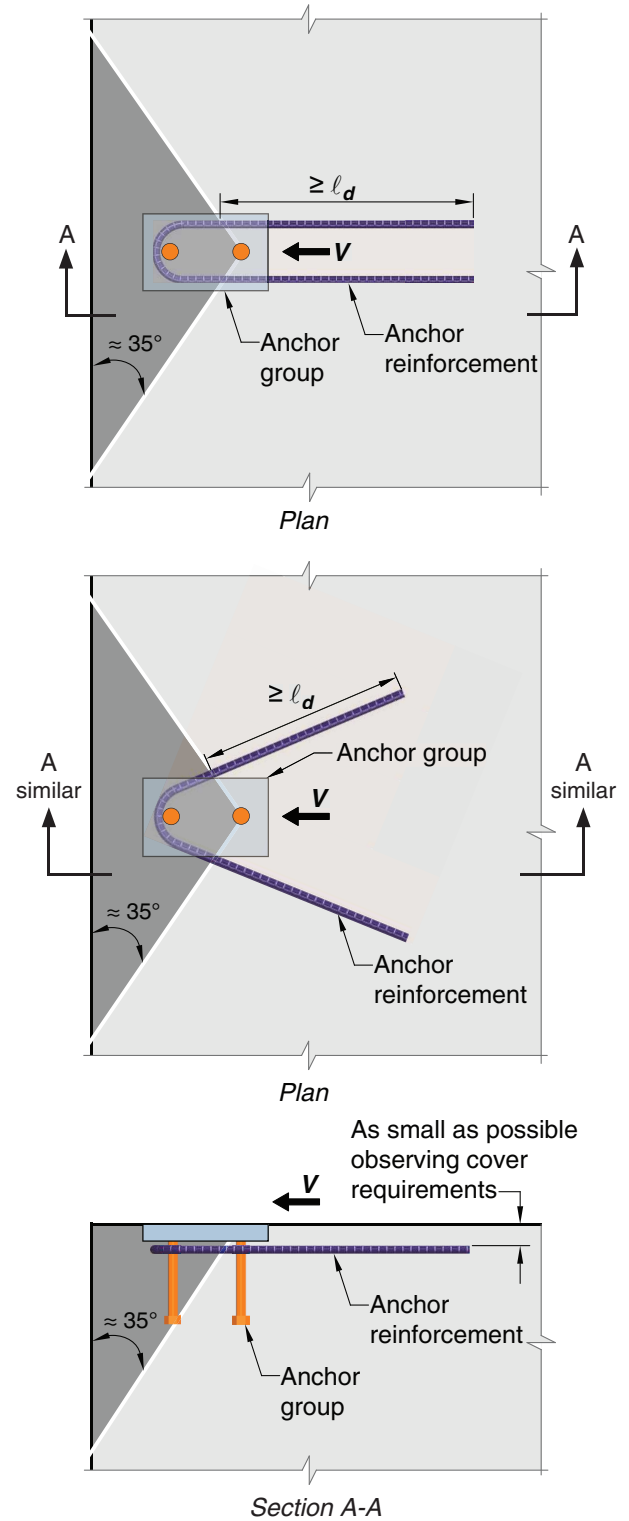


Fig. R17.5.2.1b(i)—Hairpin anchor reinforcement for shear.