

آئین نامه طراحی سازه های بتنی و تفسیر
(ACI ۳۱۸-۱۴) جلد اول



فصل ۲

نمادها و اصطلاحات فنی

عناوین:

۱-۲ محدوده کاربرد

۲-۲ نمادها

۳-۲ واژگان

تفسیر

۲- نمادها و اصطلاحات فنی

۲-۲ نمادها

دستور العمل

فصل ۲- نمادها و اصطلاحات فنی

۱-۲ محدوده کاربرد

۱-۱-۲ در این فصل نمادها و اصطلاحات فنی مورد استفاده در این دستورالعمل تعریف می شوند.

۲-۲ نمادها

a = عمق بلوک تنش مستطیلی معادل، mm

a_v = دهانه برش، برابر با فاصله بین مرکز بار متمرکز تا الف) بر تکیه‌گاه برای اعضای پیوسته یا طره‌ای، یا ب) مرکز تکیه‌گاه برای اعضای دارای تکیه‌گاه ساده، mm

A_b = مساحت (سطح مقطع) هر میلگرد یا مفتول، mm^2

A_{brg} = سطح خالص لهیدگی سری گل میخ، پیچ مهاری یا میلگرد آجدار سردار، mm^2

A_c = مساحتی از مقطع بتنی که در برابر انتقال برش مقاومت می‌کند، mm^2

A_{cf} = بزرگترین سطح مقطع کل دو نوار متعامد دال-تیر مربوط به یک ستون، در روش تحلیل قاب معادل در دال‌های دوطرفه، mm^2

A_{ch} = مساحت سطح مقطع یک عضو که تا لبه‌های خارجی آرمانتورهای عرضی اندازه‌گیری می‌شود، mm^2

A_{cp} = مساحت محصور شده توسط محیط خارجی مقطع عرضی بتنی، mm^2

A_{cs} = سطح مقطع در یک انتهای جزء فشاری (بست) در یک مدل تشابه خرابایی که بصورت عمود بر محور عضو فشاری (بست) در نظر گرفته می‌شود، mm^2

A_{ct} = مساحت قسمتی از مقطع که بین وجه کششی خمشی و مرکز سطح مقطع ناخالص واقع است، mm^2

A_{cv} = مساحت ناخالص (مساحت کل) مقطع بتنی محصور شده توسط ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی مورد نظر در دیوارها و مساحت ناخالص مقطع بتنی در دیافراگم‌ها؛ که نباید از حاصل ضرب ضخامت دیافراگم در عرض آن بیشتر شود، mm^2

A_{cw} = مساحت مقطع بتنی مربوط به یک پایه منفرد، بخش افقی دیوار یا تیر همبند مقاوم برشی، mm^2

CODE

CHAPTER 2—NOTATION AND TERMINOLOGY

2.1—Scope

2.1.1 This chapter defines notation and terminology used in this Code.

2.2—Notation

a = depth of equivalent rectangular stress block, mm

a_v = shear span, equal to distance from center of concentrated load to either: (a) face of support for continuous or cantilevered members, or (b) center of support for simply supported members, mm

A_b = area of an individual bar or wire, mm²

A_{brg} = net bearing area of the head of stud, anchor bolt, or headed deformed bar, mm²

A_c = area of concrete section resisting shear transfer, mm²

A_{cf} = greater gross cross-sectional area of the slab-beam strips of the two orthogonal equivalent frames intersecting at a column of a two-way slab, mm²

A_{ch} = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, mm²

A_{cp} = area enclosed by outside perimeter of concrete cross section, mm²

A_{cs} = cross-sectional area at one end of a strut in a strut-and-tie model, taken perpendicular to the axis of the strut, mm²

A_{ct} = area of that part of cross section between the flexural tension face and centroid of gross section, mm²

A_{cv} = gross area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered in the case of walls, and gross area of concrete section in the case of diaphragms, not to exceed the thickness times the width of the diaphragm, mm²

A_{cw} = area of concrete section of an individual pier, horizontal wall segment, or coupling beam resisting shear, mm²

COMMENTARY

R2—NOTATION AND TERMINOLOGY

R2.2—Notation

تفسیر

دستورالعمل

مصالح سیمانی - موادی مانند سیمان پرتلند، سیمان آبی آمیخته، و سیمان انبساطی، که در صورت استفاده در بتن دارای خاصیت چسبندگی می‌باشند؛ و یا موادی مانند خاکستر بادی، سایر پوزولان‌های طبیعی خام و یا حرارت دیده و پودر شده، میکروسیلیس و سیمان روباره ای که در ترکیب با سیمان مورد استفاده قرار می‌گیرند.

جمع کننده - عضوی است که در کشش یا فشار محوری کار میکند و وظیفه انتقال نیروها در بین یک دیافراگم و یک عضو قائم از سیستم مقاوم جانبی را بر عهده دارد.

ستون - عضو قائم یا معمولاً قائمی است که بطور معمول برای تحمل بار فشاری محوری استفاده می‌شود اما می‌تواند لنگر، برش و پیچش را نیز تحمل نماید. ستون‌هایی که بخشی از یک سیستم مقاوم باربر جانبی هستند، ترکیبی از نیروهای محوری، لنگر و برش را تحمل می‌کنند. برای درک بهتر به «قاب خمشی» مراجعه شود.

سروستون - ناحیه بزرگ شده انتهای ستون بتنی که دقیقاً در زیر دال و یا کتیبه واقع شده است و بصورت یکپارچه با ستون بتن‌ریزی می‌گردد.

الزامات انطباق - اگر چه عمدتاً پیمانکار مخاطب این الزامات می‌باشد، اما الزامات انطباق معمولاً توسط دیگر افراد درگیر با پروژه نیز استفاده می‌شود.

الزامات انطباق - الزامات مربوط به ساخت و اجرا در آیین‌نامه که خطاب به پیمانکار می‌باشد و باید در صورت لزوم توسط طراح ذیصلاح در مدارک اجرایی قید شود.

اعضای خمشی بتنی مرکب - اعضای خمشی بتنی تشکیل شده از اجزای پیش ساخته یا درجای بتنی، که در محل‌های جداگانه ساخته می‌شوند ولی اتصال آنها به صورتی است که تمامی اجزا به صورت یک قطعه واحد در برابر بارهای وارده، عمل می‌کنند.

مقطع فشار-کنترل - مقطعی که کرنش خالص کششی در دورترین آرماتور کششی در حالت مقاومت اسمی، کوچکتر یا برابر کرنش مرزی (حد کرنش) فشار-کنترل باشد.

کرنش مرزی فشار-کنترل - کرنش کششی خالص، در شرایط کرنش مقطع بالانس یا متوازن، است.

بتن - مخلوطی است از سیمان پرتلند یا هر مصالح سیمانی دیگر، سنگدانه ریز، سنگدانه درشت و آب، با یا بدون مواد افزودنی

CODE

cementitious materials—materials that have cementing value if used in concrete either by themselves, such as portland cement, blended hydraulic cements, and expansive cement; or such materials in combination with fly ash, other raw or calcined natural pozzolans, silica fume, and slag cement.

collector—element that acts in axial tension or compression to transmit forces between a diaphragm and a vertical element of the lateral-force-resisting system.

column—member, usually vertical or predominantly vertical, used primarily to support axial compressive load, but that can also resist moment, shear, or torsion. Columns used as part of a lateral-force-resisting system resist combined axial load, moment, and shear. See also moment frame.

column capital—enlargement of the top of a concrete column located directly below the slab or drop panel that is cast monolithically with the column.

compliance requirements—construction-related code requirements directed to the contractor to be incorporated into construction documents by the licensed design professional, as applicable.

composite concrete flexural members—concrete flexural members of precast or cast-in-place concrete elements, constructed in separate placements but connected so that all elements respond to loads as a unit.

compression-controlled section—cross section in which the net tensile strain in the extreme tension reinforcement at nominal strength is less than or equal to the compression-controlled strain limit.

compression-controlled strain limit—net tensile strain at balanced strain conditions.

concrete—mixture of portland cement or any other cementitious material, fine aggregate, coarse aggregate, and water, with or without admixtures.

COMMENTARY

compliance requirements—Although primarily directed to the contractor, the compliance requirements are also commonly used by others involved with the project.

تفسیر

۴-۴-۶-۵ در گروه‌های طراحی لرزه‌ای E، D و F اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم جانبی نیستند باید طوری طراحی شوند که قادر به تحمل تغییر مکان‌های جانبی و نیروهای ایجاد شده در زمان پاسخ ساختمان به بار زلزله، باشند.

۴-۴-۶-۶ اگرچه طراحی اعضای غیر سازه‌ای برای اثرات لرزه‌ای در گستره کاربردی این دستورالعمل نمی‌گنجد، اما اثرات منفی محتمل اعضای غیرسازه‌ای بر روی رفتار سازه در گروه‌های طرح لرزه‌ای E، D، C، B و F باید در نظر گرفته شود. اندرکنش اعضای غیر سازه‌ای با سیستم سازه‌ای، بعنوان مثال اثر ستون کوتاه، باعث تخریب اعضای سازه‌ای و فروریزش برخی سازه‌ها در طول زلزله‌های گذشته شده است.

۴-۴-۷ دیافراگم‌ها - دال‌های کف و بام نقشی دوگانه را با تحمل همزمان بارهای ثقیلی و انتقال نیروهای جانبی در صفحه خود دیافراگم، ایفا می‌کنند. الزامات عمومی دیافراگم‌ها در فصل ۱۲ آورده شده است، و نقش دیافراگم در تفسیر آن فصل تعریف شده است. الزامات تکمیلی طراحی دیافراگم‌ها در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای E و F، در فصل ۱۸ ذکر شده است.

دستورالعمل

۴-۴-۶-۵ استفاده از اعضای سازه‌ای که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند، مجاز بوده و الزامات بندهای ۴-۴-۶-۵-۱ و ۴-۴-۶-۵-۲ باید در مورد آنها اجرا شود.

۴-۴-۶-۵-۱ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای E، D، C، B، یا F، اثرات این اعضای سازه‌ای (اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند) بر روی پاسخ سیستم، باید در طراحی سازه در نظر گرفته شده و گنجانده شود.

۴-۴-۶-۵-۲ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای E، D، C، B، یا F، پیامدهای ناشی از آسیب این اعضای سازه‌ای (اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند) نیز، باید در نظر گرفته شود.

۴-۴-۶-۵-۳ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طراحی لرزه‌ای E، D یا F، اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شوند باید الزامات مربوطه به در فصل ۱۸ را تأمین نمایند.

۴-۴-۶-۶ اثرات اعضای غیرسازه‌ای باید طبق بخش ۱۸-۲-۲ لحاظ شده و اثرات ناشی از آسیب این اعضا نیز باید در نظر گرفته شود.

۴-۴-۷ دیافراگم‌ها - همچون دال‌های کف و بام باید طوری طراحی شوند تا بطور همزمان بارهای ثقیلی خارج از صفحه و بارهای جانبی درون صفحه در ترکیب بارهای بخش ۴-۳ را تحمل کنند.

CODE	COMMENTARY
<p>4.4.6.5 Structural members assumed not to be part of the seismic-force-resisting system shall be permitted, subject to the requirements of 4.4.6.5.1 and 4.4.6.5.2.</p>	<p>R4.4.6.5 In Seismic Design Categories D, E, and F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system are required to be designed to accommodate drifts and forces that occur as the building responds to an earthquake.</p>
<p>4.4.6.5.1 In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the effects of those structural members on the response of the system shall be considered and accommodated in the structural design.</p>	
<p>4.4.6.5.2 In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the consequences of damage to those structural members shall be considered.</p>	
<p>4.4.6.5.3 In structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system shall meet the applicable requirements in Chapter 18.</p>	
<p>4.4.6.6 Effects of nonstructural members shall be accounted for as described in 18.2.2.1 and consequences of damage to nonstructural members shall be considered.</p>	<p>R4.4.6.6 Although the design of nonstructural elements for earthquake effects is not included in the scope of this Code, the potential negative effects of nonstructural elements on the structural behavior need to be considered in Seismic design Categories B, C, D, E, and F. Interaction of nonstructural elements with the structural system—for example, the short-column effect—had led to failure of structural members and collapse of some structures during earthquakes in the past.</p>
<p>4.4.7 Diaphragms</p>	<p>R4.4.7 Diaphragms —Floor and roof slabs</p>
<p>4.4.7.1 Diaphragms, such as floor or roof slabs, shall be designed to resist simultaneously both out-of-plane gravity loads and in-plane lateral forces in load combinations given in 4.3.</p>	<p>play a dual role by simultaneously supporting gravity loads and transmitting lateral forces in their own plane as a diaphragm. General requirements for diaphragms are provided in Chapter 12, and roles of the diaphragm described in the Commentary to that chapter. Additional requirements for design of diaphragms in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, and F are prescribed in Chapter 18.</p>

تفسیر

دستورالعمل

۴-۴-۷-۲ دیافراگم‌ها و اتصالات آنها به اعضای قابی باید طوری طراحی شوند تا بارها را میان دیافراگم‌ها و اعضای قابی منتقل کنند.

۴-۴-۷-۳ دیافراگم‌ها و اتصالات آنها باید طوری طراحی شوند تا تکیه‌گاه جانبی مناسب را برای اعضای قائم، افقی و مورب فراهم کنند.

۴-۴-۷-۴ دیافراگم‌ها باید طوری طراحی شوند تا بتوانند بارهای جانبی وارده از خاک و فشارهای هیدرواستاتیکی و سایر بارهای اختصاص داده شده به دیافراگم از طریق تحلیل سازه راه تحمل کنند.

۴-۴-۷-۵ جمع‌کننده‌ها در جایی که انتقال نیرو بین دیافراگم‌ها و اعضای قائم مورد نیاز است، به کار برده می‌شوند.

۴-۴-۷-۶ دیافراگم‌هایی که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای هستند، باید برای نیروهای وارده طراحی شوند. در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای E، D و F، طراحی دیافراگم باید مطابق ضوابط فصل ۱۸ باشد.

۴-۴-۷-۵ کلیه سیستم‌های سازه‌ای باید دارای یک مسیر بار کامل، مطابق بخش ۴-۴-۴ باشند. مسیر بار در صورت نیاز شامل جمع‌کننده‌هایی نیز می‌باشد.

۴-۵ تحلیل سازه‌ها

نقش تحلیل، تخمین نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های سیستم سازه‌ای است، همچنین تطبیق با ضوابط مربوط به مقاومت، خدمت‌پذیری و پایداری در این دستورالعمل از وظایف تحلیل می‌باشد. امروزه استفاده از کامپیوتر در مهندسی سازه انجام تحلیل سازه‌های پیچیده را ممکن ساخته است. لذا طبق این دستورالعمل، لازم است که روند تحلیلی مورد استفاده، اصول اساسی تعادل و سازگاری تغییرشکل‌ها را تامین نموده و امکان استفاده از برخی شیوه‌های تحلیلی، شامل روش تشابه خرابایی که برای نواحی ناپیوسته مورد نیاز می‌باشد و در فصل ۶ ارائه شده است راه فراهم نماید.

۴-۵ تحلیل سازه‌ها

۴-۵-۱ روش‌ها و روندهای تحلیلی باید سازگاری تغییر شکل‌ها و تعادل نیروها را تامین نمایند.

۴-۵-۲ استفاده از روش‌های تحلیل ذکر شده در فصل ۶، مجاز می‌باشد.

CODE	COMMENTARY
<p>4.4.7.2 Diaphragms and their connections to framing members shall be designed to transfer forces between the diaphragm and framing members.</p>	
<p>4.4.7.3 Diaphragms and their connections shall be designed to provide lateral support to vertical, horizontal, and inclined elements.</p>	
<p>4.4.7.4 Diaphragms shall be designed to resist applicable lateral loads from soil and hydrostatic pressure and other loads assigned to the diaphragm by structural analysis.</p>	
<p>4.4.7.5 Collectors shall be provided where required to transmit forces between diaphragms and vertical elements.</p>	<p>R4.4.7.5 All structural systems must have a complete load path in accordance with 4.4.4. The load path includes collectors where required.</p>
<p>4.4.7.6 Diaphragms that are part of the seismic-force-resisting system shall be designed for the applied forces. In structures assigned to Seismic Design Category D, E, and F, the diaphragm design shall be in accordance with Chapter 18.</p>	
<p>4.5—Structural analysis</p>	<p>R4.5—Structural analysis</p>
<p>4.5.1 Analytical procedures shall satisfy compatibility of deformations and equilibrium of forces.</p>	<p>The role of analysis is to estimate the internal forces and deformations of the structural system and to establish compliance with the strength, serviceability, and stability requirements of the Code. The use of computers in structural engineering has made it feasible to perform analysis of complex structures. The Code requires that the analytical procedure used meets the fundamental principles of equilibrium and compatibility of deformations, permitting a number of analytical techniques, including the strut-and-tie method required for discontinuity regions, as provided in Chapter 6.</p>
<p>4.5.2 The methods of analysis given in Chapter 6 shall be permitted.</p>	

دستورالعمل

۴-۶- مقاومت

۴-۶-۱ مقاومت طراحی یک عضو و اتصالات آن بر حسب لنگر، نیروی محوری، برش، پیچش و لهیدگی، باید برابر مقاومت اسمی، S_n ، ضرب در ضریب کاهش مقاومت مناسب (ϕ) ، در نظر گرفته شود.

۴-۶-۲ سازه‌ها و اعضای سازه‌ای باید در همه مقاطع دارای مقاومت طراحی، (ϕS_n) ، بزرگتر یا برابر مقاومت مورد نیاز (U) محاسبه شده برای نیروها و بارهای ضریبدار در ترکیبات بار مورد نیاز این دستورالعمل یا آیین‌نامه عمومی ساختمان، باشند.

تفسیر

۴-۶- مقاومت

الزامات اولیه طراحی بر مبنای مقاومت به صورت زیر بیان می‌شود: مقاومت مورد نیاز \geq مقاومت طرح

$$\phi S_n \geq U$$

در روند طراحی بر مبنای مقاومت، سطح ایمنی توسط ترکیبی از ضرایب اعمال شده بر بارها، و ضریب کاهش مقاومت ϕ اعمال شده بر مقاومت‌های اسمی، تامین می‌شود.

از مقاومت یک عضو یا مقطع، محاسبه شده با استفاده از مفروضات استاندارد و معادله‌های مقاومت، همراه با مقادیر اسمی مقاومت‌های مصالح و ابعاد آنها، به عنوان مقاومت اسمی یاد شده و به طور کلی با (S_n) نشان داده می‌شود. مقاومت طراحی یا مقاومت قابل استفاده یک عضو یا مقطع، مقاومت اسمی کاهش یافته با اعمال ضریب کاهش مقاومت مناسب ϕ می‌باشد. هدف اعمال ضریب کاهش مقاومت، احتساب احتمال وجود کاهش مقاومت به دلیل تغییرات مقاومت مصالح و ابعاد آنها در محل و زمان استفاده، اثر فرضیات ساده کننده در معادلات طراحی، درجه شکل پذیری، مدهای شکست احتمالی عضو، ضریب اطمینان مورد نیاز و اهمیت شکست و وجود مسیرهای بار جایگزین برای عضو در سازه، می‌باشد.

این دستورالعمل، یا آیین‌نامه عمومی ساختمان، ترکیبات بار طراحی (ترکیبات بار ضریبدار) را تعیین می‌کند به نحوی که ضرب انواع مختلف بارها در ضرایب بار منفرد و سپس ترکیب آنها برای بدست آوردن یک بار ضریبدار یعنی L ، را توصیف می‌کند. ضرایب مربوط به هر یک از بارها و ترکیب آنها از طریق جمع کردن، نشاندهنده تغییرات اثر هر بار، احتمال وقوع همزمان اثر بارهای مختلف و تقریب‌های مورد استفاده در تحلیل سازه هنگام تعیین مقاومت‌های طراحی، می‌باشد.

CODE

4.6—Strength

4.6.1 Design strength of a member and its joints and connections, in terms of moment, axial force, shear, torsion, and bearing, shall be taken as the nominal strength S_n multiplied by the applicable strength reduction factor ϕ

4.6.2 Structures and structural members shall have design strength at all sections, ϕS_n , greater than or equal to the required strength U calculated for the factored loads and forces in such combinations as required by this Code or the general building code.

COMMENTARY

R4.6—Strength

The basic requirement for strength design may be expressed as follows.

design strength \geq required strength

$$\phi S_n \geq U$$

In the strength design procedure, the level of safety is provided by a combination of factors applied to the load and strength reduction factors ϕ applied to the nominal strength.

The strength of a member or cross section, calculated using standard assumptions and strength equations, along with nominal values of material strengths and dimensions, is referred to as nominal strength and is generally designated S_n . Design strength or usable strength of a member or cross section is the nominal strength reduced by the applicable strength reduction factor ϕ . The purpose of the strength reduction factor is to account for the probability of understrength due to variations of in-place material strengths and dimensions, the effect of simplifying assumptions in the design equations, the degree of ductility, potential failure mode of the member, the required reliability, and significance of failure and existence of alternative load paths for the member in the structure.

This Code, or the general building code, prescribes design load combinations, also known as factored load combinations, which define the way different types of loads are multiplied (factored) by individual load factors and then combined to obtain a factored load U . The individual load factors and additive combination reflect the variability in magnitude of the individual load effect, the probability of simultaneous occurrence of various load effects, and the assumptions and approximations made in the structural analysis when determining required design strengths.

تفسیر

۳-۷ محدودیت‌های طراحی

۱-۳-۷ حداقل ضخامت دال - مقدار حداقل ضخامت برای دال‌های یک‌طرفه، مشابه آنچه برای تیرها در نظر گرفته شده، می‌باشد. برای اطلاعات بیشتر به بخش ۹-۳-۱ تفسیر رجوع شود.

دستورالعمل

۳-۷ محدودیت‌های طراحی

۱-۳-۷ حداقل ضخامت دال

۱-۳-۷ برای دال‌های غیر پیش‌تنیده با مقطع توپر که به دیوارهای جداکننده یا سایر اجزایی که احتمال آسیب آنها بر اثر تغییر شکل‌های زیاد وجود دارد، متصل نیستند، ضخامت کلی دال h نباید کمتر از مقادیر داده شده در جدول ۷-۳-۱-۱ باشد، مگر اینکه مقدار تغییر شکل‌های محاسبه شده در بند ۷-۳-۲، برآورده شوند.

جدول ۷-۳-۱-۱: حداقل ضخامت دال‌های یک‌طرفه غیر پیش‌تنیده با مقطع توپر

شرایط تکیه‌گاهی	حداقل $h^{(1)}$
تکیه‌گاه ساده	ℓ/20
یک انتهای ممتد	ℓ/24
هر دو انتها ممتد	ℓ/28
طره‌ای (کنسولی)	ℓ/10

[1] مقادیر فوق برای بتن معمولی و $f_y=420\text{MPa}$ تنظیم شده است. برای موارد دیگر حداقل h باید مطابق بندهای ۷-۳-۱-۱ تا ۷-۳-۱-۳ به نحو مناسب اصلاح شود.

۱-۱-۳-۷ برای f_y غیر از 420 MPa، مقادیر جدول ۷-۳-۱-۱ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.

۲-۱-۳-۷ برای دال‌های بدون پیش‌تنیدگی ساخته شده از بتن سبک با W_c در محدوده ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب مقادیر جدول ۷-۳-۱-۱ باید در بزرگترین مقدار (الف) و (ب) زیر ضرب شوند:

الف) $1.65-0.0003 w_c$
 ب) 1.09

۳-۱-۳-۷ برای دال‌های مرکب غیرپیش‌تنیده ساخته شده از ترکیب بتن سبک و بتن معمولی که در طول اجرا دارای شمع‌بندی می‌باشند و هم‌چنین در جایی که بتن سبک در فشار است، ضریب اصلاح بند ۷-۳-۱-۲ باید اعمال گردد.

۲-۱-۳-۷ ضخامت کفسازی بتنی، اگر به طور یکپارچه با دال کف ریخته شده باشد و یا اگر کفسازی بصورت مرکب با دال کف مطابق با بخش ۱۶-۴ طراحی شده باشد، ضخامت کلی دال d، می‌تواند شامل ضخامت کفسازی بتنی نیز باشد.

CODE

7.3—Design limits

7.3.1 Minimum slab thickness

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 7.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 7.3.2 are satisfied.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$l/20$
One end continuous	$l/24$
Both ends continuous	$l/28$
Cantilever	$l/10$

⁽¹⁾Expression applicable for normalweight concrete and $f_y = 420$ MPa. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

7.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

7.3.1.1.2 For nonprestressed slabs made of lightweight concrete having w_c in the range of 1440 to 1840 kg/m³, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by the greater of (a) and (b):

- (a) $1.65 - 0.0003w_c$
- (b) 1.09

7.3.1.1.3 For nonprestressed slabs made of lightweight and normalweight concrete, shored during construction, and where the lightweight concrete is in compression, the modifier of 7.3.1.1.2 shall apply.

7.3.1.2 The thickness of a concrete floor finish shall be permitted to be included in h if it is placed monolithically with the floor slab or if the floor finish is designed to be composite with the floor slab in accordance with 16.4.

COMMENTARY

R7.3—Design limits

R7.3.1 Minimum slab thickness—The basis for minimum thickness for one-way slabs is the same as that for beams.

Refer to R9.3.1 for additional information.

تفسیر

دقت داشته باشید برای دال‌های با ضخامت متغیر باید مقاومت برشی در چندین مقطع کنترل شود (به بند ۲۲-۶-۴-۱-ب مراجعه شود)

دستورالعمل

ب) کتیبه باید در هر جهت حداقل به اندازه یک ششم طول دهانه از مرکز تا مرکز تکیه گاه‌ها در همان جهت، از طرفین خط محور تکیه‌گاه امتداد یابد.

۸-۲-۵ یک کلاهک برشی که جهت افزایش مقطع بحرانی برش در یک اتصال، دال-ستون مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید از زیر سطح تختانی دال بیرون زده و بصورت افقی از بر ستون به فاصله حداقل برابر ضخامت بیرون‌زدگی در زیر سطح تختانی دال، ادامه یابد.

۸-۲-۶ مصالح

۸-۲-۶-۱ مشخصات طراحی بتن باید ضوابط طبق فصل ۱۹ در نظر گرفته شود.

۸-۲-۶-۲ مشخصات طراحی آرماتورهای فولادی باید مطابق با ضوابط فصل ۲۰ در نظر گرفته شود.

۸-۲-۶-۳ الزامات مصالح، طراحی و جزئیات اجزاء مدفون در بتن باید طبق بخش ۲۰-۷ در نظر گرفته شود.

۸-۲-۷ اتصال به سایر اعضا

۸-۲-۷ اتصال به سایر اعضا- ایمنی یک سیستم دالی با توجه به انتقال بار از دال به ستون‌ها بوسیله خمش، برش و پیچش تأمین می‌شود.

۸-۲-۷-۱ اتصالات تیر-ستون و دال-ستون باید ضوابط فصل ۱۵ را تأمین کنند.

۸-۳ محدودیت‌های طراحی

۸-۳-۱ حداقل ضخامت دال - حداقل ضخامت‌های دال طبق بندهای ۸-۳-۱-۱ و ۸-۳-۱-۲ مستقل از بارگذاری و مدول الاستیسیته بتن است، که هر دو عامل بر روی تغییرشکل‌ها تاثیر قابل توجهی دارند. ولی توجه داشته باشید این حداقل ضخامت‌ها در دال‌های با سربار دائمی زیاد (غیرمعمول) یا در بتن‌هایی با مدول الاستیسیته کمتر از بتن معمولی (به میزان قابل توجه)، بکار نخواهند رفت.

۸-۳-۱ حداقل ضخامت دال

CODE

(b) The drop panel shall extend in each direction from the centerline of support a distance not less than one-sixth the span length measured from center-to-center of supports in that direction.

8.2.5 A shear cap, where used to increase the critical section for shear at a slab-column joint, shall project below the slab soffit and extend horizontally from the face of the column a distance at least equal to the thickness of the projection below the slab soffit.

8.2.6 Materials

8.2.6.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

8.2.6.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

8.2.6.3 Materials, design, and detailing requirements for embeddings in concrete shall be in accordance with **20.7**.

8.2.7 Connections to other members

8.2.7.1 Beam-column and slab-column joints shall satisfy **Chapter 15**.

8.3—Design limits

8.3.1 Minimum slab thickness

COMMENTARY

For slabs with changes in thickness, it is necessary to check the shear strength at several sections (Refer to 22.6.4.1(b)).

R8.2.7 Connections to other members—Safety of a slab system requires consideration of the transmission of load from the slab to the columns by flexure, torsion, and shear.

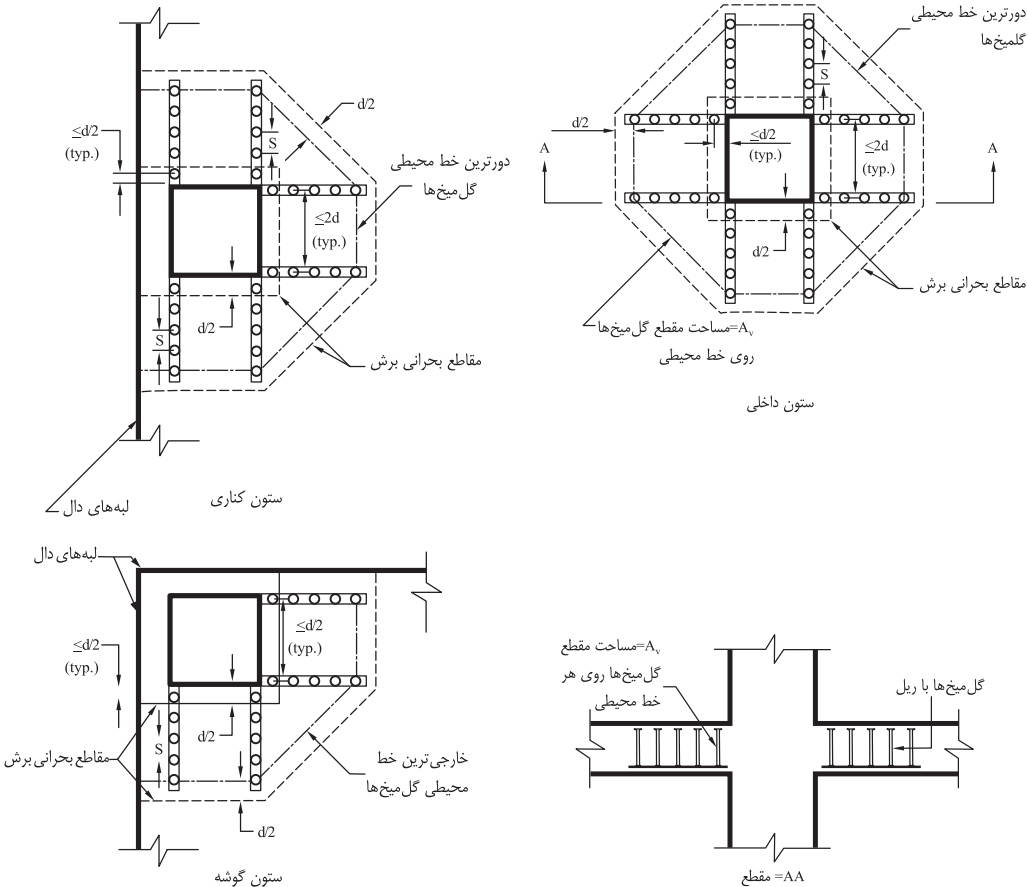
R8.3—Design limits

R8.3.1 Minimum slab thickness—The minimum slab thicknesses in 8.3.1.1 and 8.3.1.2 are independent of loading and concrete modulus of elasticity, both of which have significant effects on deflections. These minimum thicknesses are not applicable to slabs with unusually heavy superimposed sustained loads or for concrete with modulus of elasticity significantly lower than that of ordinary normal-weight concrete. Deflections should be calculated for such situations.

تفسیر

یک گل میخ سردار در مقایسه با یک ساق خاموت با خم‌های انتهایی، دارای لغزش کمتر و همچنین به تبع آن دارای عرض ترک برشی کمتری خواهد بود. لذا این عملکرد بهبود یافته منجر به افزایش حدود مقاومت برشی و فاصله بین خطوط محیطی آرماتور گل میخی سردار می‌شود. لازم به ذکر است آرایش متداول آرماتور برشی گل میخی سردار در شکل ۸-۷-۷ تفسیر نشان داده شده است. بطوریکه مقطع بحرانی خارج از آرماتورهای برشی، بصورت چند ضلعی می‌باشد. همچنین روابط محاسبه تنش‌های برشی در این مقاطع چندضلعی در دستور العمل ACI 421.1R ارائه شده است.

دستور العمل



شکل ۸-۷-۷ تفسیر: آرایش متداول آرماتورهای برشی گل میخی سردار و مقاطع بحرانی

CODE

COMMENTARY

Compared with a leg of a stirrup having bends at the ends, a stud head exhibits smaller slip and, thus, results in smaller shear crack widths. The improved performance results in increased limits for shear strength and spacing between peripheral lines of headed shear stud reinforcement. Typical arrangements of headed shear stud reinforcement are shown in Fig. R8.7.7. The critical section beyond the shear reinforcement generally has a polygonal shape. Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

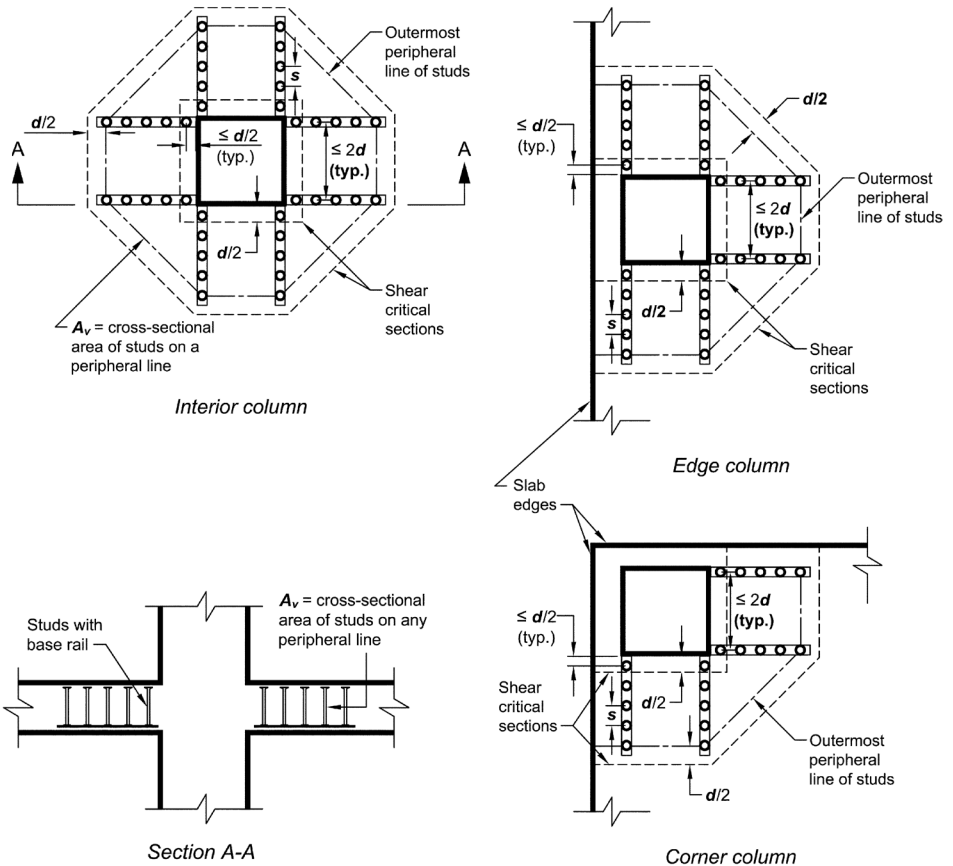
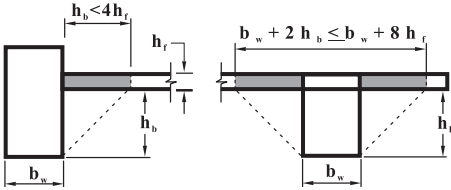


Fig. R8.7.7—Typical arrangements of headed shear stud reinforcement and critical sections.

تفسیر

۴-۴-۲-۹ دو مثال از مقاطعی که برای طراحی پیچشی در نظر گرفته شده اند در شکل ۴-۴-۲-۹ تفسیر آورده شده است.



شکل ۴-۴-۲-۹ تفسیر: مثالهایی از شامل شدن بخشی از دال همراه تیر برای طراحی پیچشی

دستورالعمل

۴-۴-۲-۹ برای طراحی پیچشی طبق بخش ۷-۲۲، عرض بال پیش آمده (عرض بال اصلاح شده تیر) مورد استفاده در محاسبه A_{cp} ، A_g و p_{cp} باید مطابق با موارد زیر محاسبه شود:

الف) عرض بال پیش آمده (عرض بال اصلاح شده تیر) باید شامل بخشی از دال در هر سمت تیر که به فاصله‌ای برابر بیرون زدگی تیر در بالا و پایین دال، هر کدام که بزرگتر است، ادامه یافته باشد، اما نباید از چهار برابر ضخامت دال بیشتر باشد.
ب) در مواردی که پارامتر A_{cp}^2/p_{cp} در مقاطع توپر یا A_g^2/p_{cp} در مقاطع توخالی در تیر بالدار، کمتر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون در نظر گرفتن بال باشد، باید از پیش آمدگی بال صرفنظر شود.

۳-۹ محدودیت طراحی

۱-۳-۹ حداقل عمق (ارتفاع) تیر

۱-۱-۳-۹ برای کاربرد این بخش برای تیرهای بتنی مرکب به بند ۲-۳-۹ تفسیر مراجعه شود.

۳-۹ محدودیت طراحی

۱-۳-۹ حداقل عمق (ارتفاع) تیر

۱-۱-۳-۹ در تیرهای غیرپیش تنیده که به پارتیشن و یا سایر اجزای سازه‌ای (که احتمال آسیب رسیدن به آن‌ها تحت تغییر شکل‌های بزرگ وجود دارد) متصل نبوده و یا این اجزاء برای آنها تکیه‌گاه محسوب نشوند. عمق کلی تیر h باید محدودیت‌های درج شده در جدول ۱-۱-۳-۹ را تأمین کند، مگر آنکه محاسبات تغییر شکل، محدودیت‌های ارائه شده در بخش ۲-۳-۹ را تأمین نماید.

جدول ۱-۱-۳-۹: حداقل عمق تیرهای غیرپیش تنیده

شرایط تکیه‌گاهی	حداقل $h^{(1)}$
تکیه‌گاه ساده	$l/16$
یک انتها پیوسته	$l/18.5$
هر دو انتها پیوسته	$l/21$
کنسولی (طره)	$l/8$

(۱) موارد ذکر شده، برای بتن یا وزن نرمال (بتن معمولی) و آرماتور رده ۴۲ در نظر گرفته شده است. در سایر موارد، حداقل h باید طبق بندهای ۱-۱-۳-۹ تا ۳-۱-۳-۹ بطور مناسب اصلاح شود.

۱-۱-۳-۹ در اینجا اصلاح f_y بصورت تقریبی است، اما لازم است بدانید که این اصلاح نتایج محافظه کارانه‌ای برای نسبت معمول آرماتورها و همچنین برای f_y های میان 28° و 55° مگاپاسکال، فراهم می‌کند.

۱-۱-۳-۹ برای f_y بیش از 42° مگاپاسکال، مقادیر جدول ۱-۱-۳-۹ باید در $(f_y/700 + 0.4)$ ضرب شوند.

CODE

9.2.4.4 For torsional design according to 22.7, the overhanging flange width used to calculate A_{cp} , A_g , and p_{cp} shall be in accordance with (a) and (b):

- (a) The overhanging flange width shall include that portion of slab on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness.
- (b) The overhanging flanges shall be neglected in cases where the parameter A_{cp}^2/p_{cp} for solid sections or A_g^2/p_{cp} for hollow sections calculated for a beam with flanges is less than that calculated for the same beam ignoring the flanges.

9.3—Design limits

9.3.1 Minimum beam depth

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall beam depth h shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.3.2 are satisfied.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

⁽¹⁾Expressions applicable for normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3 as appropriate.

9.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

COMMENTARY

R9.2.4.4 Two examples of the section to be considered in torsional design are provided in Fig. R9.2.4.4.

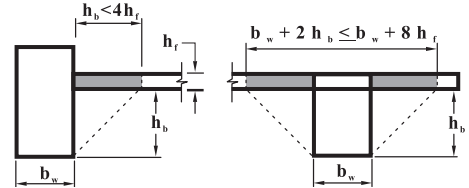


Fig. R9.2.4.4—Examples of the portion of slab to be included with the beam for torsional design.

R9.3—Design limits

R9.3.1 Minimum beam depth

R9.3.1.1 For application of this provision to composite concrete beams, refer to R9.3.2.2.

R9.3.1.1.1 The modification for f_y is approximate, but should provide conservative results for typical reinforcement ratios and for values of f_y between 280 and 550 MPa.

تفسیر

دستور العمل

۱-۷-۴ آرماتورهای انتظار خم شده

۱-۷-۴-۱ شیب ناحیه خم شده میلگرد طولی نسبت به محور طولی ستون نباید از مقدار ۱ به ۶ تجاوز نماید. میلگردهای عمودی بالا و پایین بخش خم شده باید موازی با محور ستون باشند.

۱-۷-۴-۲ چنانچه مقدار تغییر بعد ستون ۷۵ میلیمتر یا بیشتر باشد، میلگردهای طولی نباید خم شوند و به جای آن بایستی از میلگردهای اتصال مجزا، بصورتی که با میلگردهای طولی مجاور وجوه تغییر یافته ستون دارای وصله پوششی باشند، استفاده گردد.

۱-۷-۵ وصله‌های آرماتورهای طولی

۱-۷-۵ وصله‌های آرماتورهای طولی

۱-۷-۵-۱ کلیات

۱-۷-۵-۱ کلیات

۱-۷-۵-۱-۱ وصله‌های پوششی، مکانیکی، با جوش لب به لب و وصله‌های انکابی، مجاز می‌باشند.

۱-۷-۵-۲ وصله‌ها باید ملزومات تمامی ترکیب بارهای ضریب‌دار را تأمین نمایند.

۱-۷-۵-۲-۱ غالباً ترکیب بار اصلی ثقلی، حاکم بر طراحی ستون می‌باشد، اما یک ترکیب بار شامل بار باد یا زلزله ممکن است کشش بزرگتری در برخی آرماتورهای ستون ایجاد نماید. لذا وصله هر میلگرد باید برای حداکثر بار کششی محاسبه شده طراحی گردد.

۱-۷-۵-۳ برای محاسبه f_t در وصله پوششی کششی، در ستون‌های با میلگردهای دارای خم دوگانه، شکل ۱-۷-۵-۳-۱ تفسیر نحوه در نظر گرفتن فاصله خالص میلگردها را نشان می‌دهد.

۱-۷-۵-۳-۱ وصله میلگردهای آجدار باید مطابق با بخش ۲-۲۵ بوده و بایستی ملزومات ارائه شده در بندهای ۱-۷-۵-۲ یا ۱-۷-۵-۳ را به ترتیب برای وصله‌های پوششی و انکابی تأمین نمایند.

CODE	COMMENTARY
10.7.4 Offset bent longitudinal reinforcement	
10.7.4.1 The slope of the inclined portion of an offset bent longitudinal bar relative to the longitudinal axis of the column shall not exceed 1 in 6. Portions of bar above and below an offset shall be parallel to axis of column.	
10.7.4.2 If the column face is offset 75 mm or more, longitudinal bars shall not be offset bent and separate dowels, lap spliced with the longitudinal bars adjacent to the offset column faces, shall be provided.	
10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement	R10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement
10.7.5.1 General	R10.7.5.1 General
10.7.5.1.1 Lap splices, mechanical splices, butt-welded splices, and end-bearing splices shall be permitted.	
10.7.5.1.2 Splices shall satisfy requirements for all factored load combinations.	R10.7.5.1.2 Frequently, the basic gravity load combination will govern the design of the column itself, but a load combination including wind or earthquake effects may induce greater tension in some column bars. Each bar splice should be designed for the maximum calculated bar tensile force.
10.7.5.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5 and shall satisfy the requirements of 10.7.5.2 for lap splices or 10.7.5.3 for end-bearing splices.	R10.7.5.1.3 For the purpose of calculating ℓ_d for tension lap splices in columns with offset bars, Fig. R10.7.5.1.3 illustrates the clear spacing to be used.

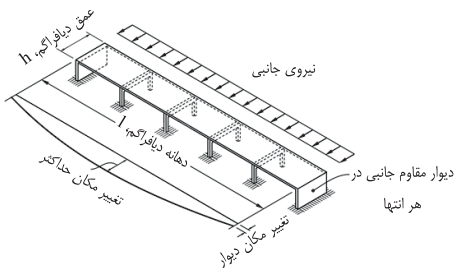
دستور العمل

۳-۲-۴-۱۲ هر مجموعه ای از فرضیات منطقی و سازگار برای مدلسازی سختی دیافراگم ها مجاز خواهد بود.

تفسیر

۳-۲-۴-۱۲ دیافراگم های با نسبت طول به عرض کم که بطور کامل با بتن درجا اجرا می شوند و یا شامل دال فوقانی بتن درجا بر روی قطعات پیش ساخته هستند، اغلب بصورت یک عضو صلب مهار شده توسط اعضای قائم انعطاف پذیر مدل می شود. اگرچه اثر انعطاف پذیری دیافراگم باید در جایی که این اثر بطور عمده بر تلاش های محاسبه شده طراحی مؤثر است، در نظر گرفته شود. این آثار باید برای دیافراگم های با قطعات پیش ساخته، با یا بدون بتن درجای فوقانی مدنظر قرار گیرند. توجه داشته باشید وقتی انتقال نیروهای بزرگ اتفاق می افتد، به مانند آنچه در بند ۱۲-۲-۱-ب تفسیر ذکر شد، نیروهای مورد نیاز طراحی بصورت حقیقی تر و واقع بینانه تری، از مدلسازی سختی داخل صفحه دیافراگم بدست خواهند آمد. همچنین دیافراگم های با دهانه بزرگ یا دارای بازشوهای بزرگ یا با هرگونه نامنظمی دیگر، ممکن است تغییر شکل های داخل صفحه ای را ایجاد نمایند که باید در طراحی مدنظر قرار گیرد (برای درک بیشتر به شکل ۱۲-۴-۳-الف تفسیر مراجعه شود).

برای یک دیافراگم که در صفحه خود صلب در نظر گرفته شده است، و همچنین برای دیافراگم های نیمه صلب، توزیع نیروهای داخلی دیافراگم می تواند از طریق مدلسازی دیافراگم بعنوان یک تیر افقی صلب، متکی بر فرضیه ای که معرف سختی جانبی اعضای قائم می باشند، بدست آید (به شکل ۱۲-۴-۳-ب تفسیر مراجعه شود). اثرات خروج از مرکزیت داخل صفحه بین بارهای وارده و مقاومت اعضای قائم، که باعث پیچش کلی سازه می گردد، بایستی در تحلیل مدنظر قرار گیرد. توجه داشته باشید اعضای سیستم مقاوم جانبی واقع در جهت عمود دیافراگم می توانند در مقاومت دورانی دیافراگم در پلان، مشارکت نمایند. (Moehle et al. 2010)



شکل ۱۲-۴-۳-الف تفسیر: مثالی از دیافراگم که در صفحه خود صلب در نظر گرفته نشده است.

CODE

12.4.2.3 Any set of reasonable and consistent assumptions for diaphragm stiffness shall be permitted.

COMMENTARY

R12.4.2.3 For low-aspect-ratio diaphragms that are entirely cast-in-place or comprise a cast-in-place topping slab on precast elements, the diaphragm is often modeled as a rigid element supported by flexible vertical elements. However, effects of diaphragm flexibility should be considered where such effects will materially affect calculated design actions. Such effects should be considered for diaphragms that use precast elements, with or without a cast-in-place topping. Where large transfer forces occur, as outlined in R12.2.1(b), more realistic design forces can be obtained by modeling diaphragm in-plane stiffness. Diaphragms with long spans, large cutout areas, or other irregularities may develop in-plane deformations that should be considered in design (refer to Fig. R12.4.2.3a).

For a diaphragm considered rigid in its own plane, and for semi-rigid diaphragms, the diaphragm internal force distribution can be obtained by modeling it as a horizontal rigid beam supported on springs representing lateral stiffnesses of the vertical elements (refer to Fig. R12.4.2.3b). Effects of in-plane eccentricity between applied forces and vertical element resistances, resulting in overall building torsion, should be included in the analysis. Elements of the lateral-force-resisting system aligned in the orthogonal direction can participate in resisting diaphragm plan rotation (Moehle et al. 2010).

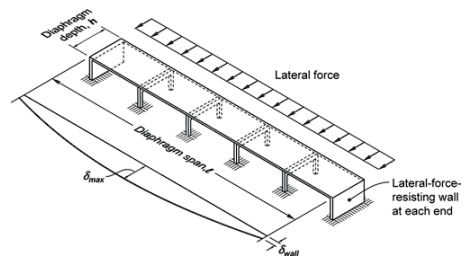


Fig. R12.4.2.3a—Example of diaphragm that might not be considered rigid in its plane.

تفسیر

۳-۱۴ محدودیت‌های طراحی

۱-۳-۱۴ دیوارهای بتن غیرمسلح معمولاً برای ساخت دیوار زیرزمین ساختمان‌های مسکونی و تجاری سبک در مناطق با خطر لرزه خیزی کم مورد استفاده قرار می‌گیرند. اگرچه دستورالعمل، محدودیت قطعی برای ارتفاع دیوارهای با بتن غیرمسلح قائل نمی‌شود، اما تجربه استفاده از بتن غیرمسلح در تعداد کمی از سازه‌ها نباید باعث استفاده از آن در ساختمان‌های چند طبقه و سازه‌های بزرگ که در معرض نشست نامتقارن، باد، زلزله یا سایر بارهای پیش‌بینی نشده هستند و دیوارهای آنها باید دارای شکل‌پذیری و توانایی حفظ یکپارچگی در هنگام ترک خوردگی باشند، شود. برای شرایط فوق، کمیته ACI 318 استفاده از دیوارهای طراحی شده مطابق با فصل ۱۱ را بشدت توصیه می‌نماید.

۲-۳-۱۴ شالوده‌ها

۱-۲-۳-۱۴ ضخامت شالوده بتن غیرمسلح با نسبت‌های طول به عرض متداول، معمولاً توسط مقاومت خمشی (تنش نهایی تارها در کشش نهایتاً به اندازه $0.42\lambda\sqrt{f'_c}$) بجای مقاومت برشی (طبق بند ۱۴-۵-۵-۱ تفسیر) کنترل می‌گردد. برای شالوده‌هایی که در مجاورت خاک بتن‌ریزی می‌شوند، (با خاک تماس دارند)، ضخامت کل h برای محاسبه مقاومت در بند ۱۴-۵-۱-۷ آورده شده است.

۳-۳-۱۴ پدستال‌ها (ستونک‌ها)

۱-۳-۳-۱۴ محدودیت نسبت ضخامت به ارتفاع برای بخش‌هایی از پدستال‌های با بتن غیرمسلح که در خاک حائز شرایط مهار جانبی مدفون باشد، در نظر گرفته نمی‌شود.

دستورالعمل

۳-۱۴ محدودیت‌های طراحی

۱-۳-۱۴ دیوارهای باربر

۱-۱-۳-۱۴ حداقل ضخامت دیوار باربر باید مطابق با جدول ۱-۳-۱۴ تعیین گردد.

جدول ۱-۳-۱۴: حداقل ضخامت دیوارهای باربر

نوع دیوار	حداقل ضخامت
همه انواع	۱۴۰ میلی‌متر
	کوچکترین مقدار ارتفاع یا $\frac{1}{24}$ طول مهار نشده
دیوار خارجی زیرزمین	۱۹۰ میلی‌متر
شالوده	۱۹۰ میلی‌متر

۲-۳-۱۴ شالوده‌ها

۱-۲-۳-۱۴ ضخامت شالوده‌ها باید حداقل برابر 200 میلی‌متر در نظر گرفته شود.
 ۲-۲-۳-۱۴ مساحت کف شالوده باید با توجه به بارها و لنگرهای بدون ضریب منتقل شده از شالوده به خاک، و همچنین تنش مجاز خاک که با استفاده از اصول مکانیک خاک بدست آمده، تعیین شود.

۳-۳-۱۴ پدستال‌ها (ستونک‌ها)

۱-۳-۳-۱۴ نسبت ارتفاع مهار نشده به حداقل بعد جانبی، نباید از ۳ تجاوز کند.

CODE

14.3—Design limits

14.3.1 Bearing walls

14.3.1.1 Minimum bearing wall thickness shall be in accordance with Table 14.3.1.1.

Table 14.3.1.1—Minimum thickness of bearing walls

Wall type	Minimum thickness	
General	Greater of:	140 mm
		1/24 the lesser of unsupported length and unsupported height
Exterior base-ment	190 mm	
Foundation	190 mm	

14.3.2 Footings

14.3.2.1 Footing thickness shall be at least 200 mm.

14.3.2.2 Base area of footing shall be determined from unfactored forces and moments transmitted by footing to soil and permissible soil pressure selected through principles of soil mechanics.

14.3.3 Pedestals

14.3.3.1 Ratio of unsupported height to average least lateral dimension shall not exceed 3.

COMMENTARY

R14.3—Design limits

R14.3.1 Bearing walls—Plain concrete walls are commonly used for basement wall construction for residential and light commercial buildings in low or non-seismic areas. Although the Code imposes no absolute maximum height limitation on the use of plain concrete walls, experience with use of plain concrete in relatively minor structures should not be extrapolated to using plain concrete walls in multistory construction and other major structures where differential settlement, wind, earthquake, or other unforeseen loading conditions require the walls to possess some ductility and ability to maintain integrity when cracked. For such conditions, ACI Committee 318 strongly encourages the use of walls designed in accordance with **Chapter 11**.

R14.3.2 Footings

R14.3.2.1 Thickness of plain concrete footings of usual proportions will typically be controlled by flexural strength (extreme fiber stress in tension not greater than $\phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$) rather than shear strength (refer to R14.5.5.1). For footings cast against soil, overall thickness h used for strength computations is specified in 14.5.1.7.

R14.3.3 Pedestals

R14.3.3.1 The height-thickness limitation for plain concrete pedestals does not apply for portions of pedestals embedded in soil capable of providing lateral restraint.

تفسیر

۲-۴-۲-۱۶ اتصال بین دیافراگم و عضو مهار شده توسط آن ممکن است مستقیم یا غیرمستقیم باشد. بعنوان مثال یک ستون ممکن است بطور مستقیم به دیافراگم متصل باشد، یا بواسطه یک تیر محیطی به دیافراگم متصل گردد.

۳-۴-۲-۱۶ اتصالات پای ستون و اتصالات در محل‌های تقاطع افقی در ستون‌های پیش‌ساخته و صفحات (پانل‌های) دیوارها، شامل دیوار برشی، برای انتقال تمامی نیروها و لنگرها طراحی می‌شوند. لازم به ذکر است حداقل الزامات کلاف پیوستگی در این بند، به این ضوابط طراحی افزوده نمی‌شود. چرا که روش معمول این است که کلاف‌های پیوستگی دیوار بطور متقارن در اطراف محور مرکزی قائم صفحه دیوار و یا در یک چهارم خارجی عرض صفحه دیوار، هرکدام که ممکن است، قرار گیرند.

۵-۲-۱۶ در بخش ۴-۲-۱۶ الزامات کلاف‌های پیوستگی برای تمامی سازه‌های بتنی پیش‌ساخته ارائه شده است. لذا توجه داشته باشید الزامات ویژه ذکر شده در این بخش تنها برای سازه‌های با دیوار باربر بتنی پیش‌ساخته دارای سه طبقه یا بیشتر در نظر گرفته می‌شود، که اغلب، سازه‌های صفحه‌ای بزرگ نامیده می‌شوند. همچنین دقت داشته باشید چنانچه الزامات این بخش با الزامات بخش ۴-۲-۱۶ در تضاد باشد، الزامات این بخش حاکم خواهند بود.

دستورالعمل

۲-۴-۲-۱۶ در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها یا بام از اعضای پیش‌ساخته تشکیل شده‌اند، اتصالات بین دیافراگم و اعضای که بطور جانبی توسط دیافراگم مهار شده‌اند، باید دارای مقاومت اسمی کششی حداقل برابر با ۴/۴ کیلونیوتن بر متر طول باشند.

۳-۴-۲-۱۶ کلاف‌های پیوستگی قائم باید در محل درزهای (اتصال) افقی بین تمامی اعضای سازه‌ای قائم پیش‌ساخته، بجز نما، تعبیه گردند. همچنین بایستی بندهای (الف) یا (ب) زیر را تأمین نمایند:

الف) اتصالات بین ستون‌های پیش‌ساخته با یکدیگر باید دارای کلاف‌های پیوستگی قائم با مقاومت اسمی کششی حداقل برابر با $1.4A_p$ نیوتن باشند، که A_p برابر با سطح مقطع ناخالص ستون می‌باشد. برای ستون‌ها با سطح مقطع بزرگتر از مقدار موردنیاز بر اساس بارگذاری، استفاده از یک مساحت مؤثر کاهش یافته مطابق با سطح مقطع مورد نیاز، مجاز خواهد بود. مساحت کاهش یافته مؤثر باید حداقل برابر با نصف مساحت ناخالص ستون در نظر گرفته شود.
ب) اتصالات بین صفحات (پانل‌های) دیوار پیش‌ساخته، باید حداقل دارای دو کلاف پیوستگی قائم با مقاومت اسمی کششی حداقل برابر ۴۴ کیلونیوتن برای هر کلاف، باشند.

۵-۲-۱۶ الزامات کلاف پیوستگی برای ساختمان‌های با دیوار باربر بتنی پیش‌ساخته سه طبقه یا بیشتر

CODE

16.2.4.2 Where precast members form floor or roof diaphragms, the connections between the diaphragm and those members being laterally supported by the diaphragm shall have a nominal tensile strength of not less than 4.4 kN per linear m.

16.2.4.3 Vertical integrity ties shall be provided at horizontal joints between all vertical precast structural members, except cladding, and shall satisfy (a) or (b):

(a) Connections between precast columns shall have vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least $1.4A_g$, in N, where A_g is the gross area of the column. For columns with a larger cross section than required by consideration of loading, a reduced effective area based on the cross section required shall be permitted. The reduced effective area shall be at least one-half the gross area of the column.

(b) Connections between precast wall panels shall have at least two vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least 44 kN per tie.

16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height

COMMENTARY

R16.2.4.2 The connection between the diaphragm and the member laterally supported by the diaphragm may be direct or indirect. For example, a column may be connected directly to the diaphragm, or it may be connected to a spandrel beam, which is connected to the diaphragm.

R16.2.4.3 Base connections and connections at horizontal joints in precast columns and wall panels, including shear walls, are designed to transfer all design forces and moments.

The minimum integrity tie requirements of this provision are not additive to these design requirements. Common practice is to place the wall integrity ties symmetrically about the vertical centerline of the wall panel and within the outer quarters of the panel width, wherever possible.

R16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height—Section 16.2.4 gives requirements for integrity ties that apply to all precast concrete structures. The specific requirement in this section apply only to precast concrete bearing wall structures with three or more stories, often called large panel structures. If the requirements of this section conflict with the requirements of 16.2.4, the requirements in this section control.

دستورالعمل

۳-۲-۴-۱۷ وقتی موقعیت قرارگیری مهاریهای در فاصله‌ای کمتر از $1.5h_{ef}$ از سه یا چند لبه باشد، مقدار h_{ef} برای محاسبه A_{Nc} مطابق با بخش ۱-۲-۴-۱۷، مانند آنچه برای روابط ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ وجود داشت، باید برابر با مقدار بزرگتر $1.5(c_{a,max})$ و $s/3$ در نظر گرفته شود؛ که s برابر با حداکثر فاصله بین مهاریهای در یک گروه می‌باشد.

تفسیر

۳-۲-۴-۱۷ برای مهاریهای واقع در فاصله‌ای کمتر از $1.5h_{ef}$ از سه یا چند لبه، مقاومت خردشدگی کششی، محاسبه شده توسط روش طراحی ظرفیت بتن (به بخش ۱۷-۳-۲ مراجعه شود)، که پایه معادلات بندهای ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ می‌باشد، نتایج بیش از حد محافظه‌کارانه را ارائه می‌دهد (Lutz 1995).

دلیل این اتفاق این است که تعاریف متداول A_{Nc}/A_{Nco} ، اثر لبه‌ها را بدرستی منعکس نمی‌کنند. این مشکل با محدود کردن مقدار h_{ef} مورد استفاده در معادلات بخش‌های ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ به مقدار $1.5(c_{a,max})$ ، که در آن $c_{a,max}$ برابر با بزرگترین فاصله لبه مؤثر که برابر یا کمتر از مقدار $1.5h_{ef}$ واقعی می‌باشد، اصلاح می‌گردد. فراموش نکنید در هیچ موردی، $1.5(c_{a,max})$ نباید کمتر از یک سوم حداکثر فاصله بین مهاریهای در یک گروه باشد. چرا که حد h_{ef} برابر با یک سوم حداکثر فاصله بین مهاریهای در یک گروه، مانع از استفاده مقاومت محاسبه شده براساس منشورهای خردشدگی (مهاریهای) تکی برای پیکربندی گروه مهاریهای می‌باشد.

این رویکرد در شکل ۳-۲-۴-۱۷ تفسیر نشان داده شده است. در این مثال، حد پیشنهادی برای مقدار h_{ef} برای استفاده در محاسبات $1.5(c_{a,max})$ می‌باشد، که نتیجه زیر را به دنبال داشته است:

$$h_{ef} = h'_{ef} = 100 \text{ mm}$$

برای این مثال، این مقدار برای استفاده بجای h_{ef} در محاسبه مقاومت حتی اگر عمق طول مهاریهای واقعی بیشتر هم باشد، مناسب می‌باشد. توجه داشته باشید الزامات بند ۳-۲-۴-۱۷ ممکن است با حرکت دادن رویه شکسته شده واقعی بتن قابل مشاهده باشد، که از h_{ef} واقعی آغاز شده و تا سطح بتن، بصورت موازی با بارکششی اعمالی، ادامه پیدا کرده است. لازم به توضیح است مقدار h_{ef} مورد استفاده در معادلات بندهای ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ در شرایط زیر تعیین شده است:

الف) مرزهای خارجی سطح شکست ابتدا یک لبه آزاد را قطع کرده اند؛ یا ب) فصل مشترک سطح شکست بین مهاریهای در گروه، ابتدا سطح بتن را قطع کرده است. در شکل ۳-۲-۴-۱۷ تفسیر مثالی ارائه شده است که در آن نقطه A محل تقاطع سطح شکست فرضی برای محدود کردن h_{ef} با سطح بتن در نظر گرفته شده است.

CODE

17.4.2.3 Where anchors are located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the value of h_{ef} used for the calculation of A_{Nc} in accordance with 17.4.2.1, as well as for the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5, shall be the larger of $(c_{a,max})/1.5$ and $s/3$, where s is the maximum spacing between anchors within the group.

COMMENTARY

R17.4.2.3 For anchors located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the tensile breakout strength calculated by the CCD Method (refer to R17.3.2), which is the basis for the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5, gives overly ordinary definitions of (A_{Nc}/A_{Nc}) do not correctly reflect the edge effects. This problem is corrected by limiting the value of h_{ef} used in the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5 to $(c_{a,max})/1.5$, where $(c_{a,max})$ is the largest of the influencing edge distances that are less than or equal to the actual $1.5h_{ef}$. In no case should $(c_{a,max})/1.5$ be taken less than one-third of the maximum spacing between anchors within the group prevents the use of a calculated strength based on individual breakout prisms for a group anchor configuration. This approach is illustrated in Fig. R17.4.2.3. In this example, the proposed limit on the the value of hef to be used in the computations where $h_{ef} = (c_{a,max})/1.5$, results in $h_{ef} = h'_{ef} = 100$ mm. For this example, this would be the proper value to be used for h_{ef} in computing the resistance even if the actual embedment depth is larger.

The requirement of 17.4.2.3 may be visualized by moving the actual concrete breakout surface, which originates at the actual h_{ef} , toward the surface of the concrete parallel to the applied tension load. The value of h_{ef} used in equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5 is determined when either: (a) the outer boundaries of the failure surface first intersect a free edge; or (b) the intersection of the breakout surface between anchors within the group first intersects the surface of the concrete. For the example shown in Fig. R17.4.2.3, Point A defines the intersection of the assumed failure surface for limiting h_{ef} with the concrete surface.

سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

عناوین:

- ۱-۱۸ محدوده کاربرد
- ۲-۱۸ کلیات
- ۳-۱۸ قاب‌های خمشی معمولی
- ۴-۱۸ قاب‌های خمشی متوسط
- ۵-۱۸ دیوارهای سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط
- ۶-۱۸ تیرهای قاب‌های خمشی ویژه
- ۷-۱۸ ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه
- ۸-۱۸ اتصالات قاب‌های خمشی ویژه
- ۹-۱۸ قاب‌های خمشی ویژه با بتن پیش‌ساخته
- ۱۰-۱۸ دیوارهای سازه‌ای ویژه
- ۱۱-۱۸ دیوارهای سازه‌ای ویژه با بتن پیش‌ساخته
- ۱۲-۱۸ دیافراگم‌ها و خرپاها
- ۱۳-۱۸ شالوده
- ۱۴-۱۸ اعضای که بعنوان بخشی از سیستم مقاوم جانبی طراحی نمی‌شوند

دستور العمل

۱۸-۱۰-۸ اجزاء ستونی دیوارها

۱۸-۱۰-۸-۱ اجزاء ستونی دیوارها باید الزامات قالب‌های خمشی ویژه برای ستون‌ها در بخش‌های ۱۸-۷-۴، ۱۸-۷-۵ و ۱۸-۷-۶ را، با در نظر گرفتن وجوه اتصال بعنوان بالا و پایین ارتفاع آزاد جزء ستونی دیوار، تأمین نمایند. همچنین جزء‌های ستونی با $2.5 > (l_w/b_w)$ باید موارد (الف) تا (ج) زیر را تأمین نمایند:

الف) نیروی برشی طراحی باید مطابق با بند ۱۸-۶-۱ با در نظر گرفتن وجوه اتصال بعنوان بالا و پایین ارتفاع آزاد جزء ستونی دیوار محاسبه گردد. اگر آیین‌نامه عمومی ساختمان شامل ضوابطی برای احتساب اضافه مقاومت سیستم مقاوم لرزه‌ای باشد، نیازی نیست نیروی برشی طراحی بزرگتر از حاصل ضرب Ω_0 در برش ضریب‌دار محاسبه شده توسط تحلیل سازه برای اثرات بار زلزله، در نظر گرفته شود.

ب) V_n و آرمانتور برشی توزیع شده باید ضوابط بخش ۱۸-۱۰-۴ را تأمین نمایند.

پ) آرمانتور عرضی باید بصورت خاموت بسته باشد مگر اینکه اجازه داده شود تا از آرمانتور افقی تک ساق موازی با l_w در جاییکه تنها یک لایه آرمانتور برشی توزیع شده است، استفاده شود. آرمانتور افقی تک ساق باید در هر طرف، دارای خم 18° درجه بوده و آرمانتور طولی مرزی جزء ستونی دیوار را در بر بگیرد.

ت) فاصله عمودی آرمانتور عرضی نباید از 15° میلیمتر بیشتر شود.

ث) آرمانتور عرضی باید حداقل باندازه 3° میلیمتر در بالا و پایین ارتفاع آزاد جزء ستونی دیوار ادامه پیدا کند.

ج) در صورت نیاز به اعضای مرزی ویژه مطابق با بند ۱۸-۱۰-۳-۶، این اعضا باید در نظر گرفته شوند.

تفسیر

۱۸-۱۰-۸ اجزاء ستونی دیوارها— قرار گرفتن درها و پنجره‌ها در دیوارهای سازه‌ای گاهی به تشکیل قطعات باریک عمودی منجر می‌شوند که بعنوان جزء ستونی دیوار در نظر گرفته می‌شوند. ابعاد تعیین کننده جزء ستونی دیوار در فصل ۲ آمده است. همچنین شکست برشی جزء ستونی در زمین لرزه‌های گذشته دیده شده است. هدف این بخش تأمین مقاومت برشی کافی برای اجزاء ستونی دیوارها می‌باشد، بنحوی که در صورت رخ دادن پاسخ غیر ارتجاعی، این اجزاء در خمش باشند. لازم است بدانید ضوابط اعمالی به اجزاء ستونی دیوار، آن‌ها را به عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته است. ضوابط مربوط به اجزاء ستونی دیوار، که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند، در بخش ۱۸-۱۴ ارائه شده است. اثر تمامی قطعات عمودی دیوار بر پاسخ سیستم سازه‌ای، چه بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای باشند و یا نه، باید مطابق با آنچه در بخش ۱۸-۲-۲ خواسته شده است در نظر گرفته شود. توجه داشته باشید اجزاء ستونی دیوار با $2.5 \leq (l_w/b_w)$ اساساً مانند ستون رفتار می‌کنند. طبق ضابطه بند ۱۸-۱۰-۸-۱ چنین اعضایی باید الزامات آرمانتورگذاری و مقاومت برشی بخش‌های ۱۸-۷-۴ تا ۱۸-۷-۶ را تأمین نمایند. همچنین ضوابط دیگری نیز برای اجزاء ستونی دیوار با $2.5 > (l_w/b_w)$ در نظر گرفته شده است.

دقت داشته باشید نیروی برشی طراحی تعیین شده مطابق با بند ۱۸-۶-۱ ممکن است در برخی موارد بطور غیرواقعی بزرگ باشد. بعنوان یک روش جایگزین، بند ۱۸-۱۰-۸-۱ الف اجازه می‌دهد نیروی برشی طراحی با استفاده از ترکیب بارهای ضریب‌دار که در آن‌ها اثر زلزله بخاطر احتساب اضافه مقاومت سیستم افزایش یافته است، محاسبه گردد. لازم به ذکر است مدارک فنی مانند ضوابط 7 ASCE/SEI (FEMA P749) NEHRP، و 2012 IBC، اثر افزایش یافته زلزله را با استفاده از ضریب Ω_0 ارائه داده‌اند.

CODE

18.10.8 Wall piers

18.10.8.1 Wall piers shall satisfy the special moment frame requirements for columns of 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6, with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. Alternatively, wall piers with $(\ell_w/b_w) > 2.5$ shall satisfy (a) through (f):

- (a) Design shear force shall be calculated in accordance with 18.7.6.1 with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. If the general building code includes provisions to account for overstrength of the seismic-force-resisting system, the design shear force need not exceed Ω_o times the factored shear calculated by analysis of the structure for earthquake load effects.
- (b) V_n and distributed shear reinforcement shall satisfy 18.10.4.
- (c) Transverse reinforcement shall be hoops except it shall be permitted to use single-leg horizontal reinforcement parallel to ℓ_w where only one curtain of distributed shear reinforcement is provided. Single-leg horizontal reinforcement shall have 180-degree bends at each end that engage wall pier boundary longitudinal reinforcement.
- (d) Vertical spacing of transverse reinforcement shall not exceed 150 mm
- (e) Transverse reinforcement shall extend at least 300 mm above and below the clear height of the wall pier:
- (f) Special boundary elements shall be provided if required by 18.10.6.3.

COMMENTARY

R18.10.8 Wall piers—Door and window placements in structural walls sometimes lead to narrow vertical wall segments that are considered to be wall piers. The dimensions defining wall piers are given in **Chapter 2**. Shear failures of wall piers have been observed in previous earthquakes. The intent of this section is to provide sufficient shear strength to wall piers such that inelastic response, if it occurs, will be primarily in flexure. The provisions apply to wall piers designated as part of the seismic-force-resisting system. Provisions for wall piers not designated as part of the seismic-force-resisting system are given in 18.14. The effect of all vertical wall segments on the response of the structural system, whether designated as part of the seismic-force-resisting system or not, should be considered as required by 18.2.2. Wall piers having $(\ell_w/b_w) \leq 2.5$ behave essentially as columns. Provision 18.10.8.1 requires that such members satisfy reinforcement and shear strength requirements of 18.7.4 through 18.7.6. Alternative provisions are provided for wall piers having $(\ell_w/b_w) > 2.5$. The design shear force determined according to 18.7.6.1 may be unrealistically large in some cases. As an alternative, 18.10.8.1(a) permits the design shear force to be determined using factored load combinations in which the earthquake effect has been amplified to account for system overstrength. Documents such as the NEHRP provisions (**FEMA P749**), **ASCE/SEI 7**, and the **2012 IBC** represent the amplified earthquake effect using the factor Ω_o .

دستورالعمل

تفسیر

۱۸-۱۲-۵ دیافراگم‌های با دال فوقانی غیرمرکب درجا

۱۸-۱۲-۵ دیافراگم‌های با دال فوقانی غیرمرکب درجا

۱۸-۱۲-۱-۱ در نظر گرفتن یک دال فوقانی غیرمرکب درجا بر روی یک کف یا بام پیش‌ساخته بعنوان یک دیافراگم سازه‌ای، بشرط آنکه دال فوقانی درجا برای عمل منفرد در برابر نیروهای طراحی زلزله، طراحی و آرماتورگذاری شده باشد، بلامانع است.

۱۸-۱۲-۱-۱ عمل مرکب بین دال فوقانی و اعضای کف پیش‌ساخته، به شرط آنکه دال فوقانی برای تحمل نیروهای طراحی زلزله طراحی شده باشد، موردنیاز نمی‌باشد.

۱۸-۲-۶ حداقل ضخامت دیافراگم

۱۸-۲-۶ حداقل ضخامت دیافراگم

۱۸-۱۲-۱-۶ دال‌های بتنی و دال‌های فوقانی مرکب که مانند دیافراگم‌ها برای انتقال نیروهای زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند باید حداقل ۵۰ میلیمتر ضخامت داشته باشد. دال‌های فوقانی قرار گرفته بر روی کف یا بام پیش‌ساخته، که مانند دیافراگم‌ها عمل میکنند و بر عملکرد مرکب با اعضای پیش‌ساخته برای تحمل نیروهای زلزله طراحی اتکا ندارند، باید حداقل ۶۵ میلیمتر ضخامت داشته باشند.

۱۸-۱۲-۱-۶ حداقل ضخامت دیافراگم بتنی، نتایج مطالعات اخیر بر روی سیستم‌های تیرچه‌ای و مشبک و دال‌های فوقانی مرکب بر روی سیستم‌های کف و سقف پیش‌ساخته را منعکس می‌نماید. دال‌های ضخیم تر در صورتی که دال فوقانی برای تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای بطور مرکب با سیستم پیش‌ساخته طراحی نشده باشد، موردنیاز خواهند بود.

۱۸-۱۲-۷ آرماتورگذاری

۱۸-۱۲-۷ آرماتورگذاری

۱۸-۱۲-۷-۱ حداقل نسبت آرماتور برای دیافراگم‌ها باید مطابق با بخش ۲۴-۴ باشد. مگر در مورد دال‌های پس کشیده، فاصله آرماتور در هر جهت در سیستم کف یا سقف نباید از ۴۵۰ میلیمتر بیشتر شود. وقتی آرماتور سیمی جوش شده بعنوان آرماتور توزیع شده برای تحمل برش در دال‌های فوقانی قرار گرفته بر روی اعضای کف یا سقف پیش‌ساخته مورد استفاده قرار می‌گیرند، سیم‌های موازی با درزهای بین اعضای پیش‌ساخته نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر در مرکز با هم فاصله داشته باشند. آرماتور تعبیه شده برای مقاومت برشی باید پیوسته باشد و بطور یکنواخت در سرتاسر صفحه برش توزیع گردد.

۱۸-۱۲-۷-۱ نسبت حداقل آرماتور برای دیافراگم‌ها مربوط به مقدار موردنیاز آرماتور حرارتی و انقباض (به بخش ۲۴-۴ مراجعه شود) می‌باشد. لازم است بدانید حداکثر فاصله برای آرماتور با هدف کنترل عرض ترک‌های قطری تنظیم شده است. از طرفی الزامات حداقل برای متوسط پیش‌تندگی (به بند ۲۴-۴-۱ مراجعه شود) با هدف محدود کردن عرض ترک‌ها در سیستم‌های کف پس کشیده لحاظ شده‌اند؛ بنابراین، الزامات حداکثر فاصله در مورد این سیستم‌ها کاربرد ندارد.

CODE

18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

18.12.5.1 A cast-in-place noncomposite topping on a precast floor or roof shall be permitted as a structural diaphragm, provided the cast-in-place topping slab acting alone is designed and detailed to resist the design earthquake forces.

18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

18.12.6.1 Concrete slabs and composite topping slabs serving as diaphragms used to transmit earthquake forces shall be at least 50 mm thick. Topping slabs placed over precast floor or roof elements, acting as diaphragms and not relying on composite action with the precast elements to resist the design earthquake forces, shall be at least 65 mm thick.

18.12.7 Reinforcement

18.12.7.1 The minimum reinforcement ratio for diaphragms shall be in conformance with 24.4. Except for post-tensioned slabs, reinforcement spacing each way in floor or roof systems shall not exceed 450 mm. Where welded wire reinforcement is used as the distributed reinforcement to resist shear in topping slabs placed over precast floor and roof elements, the wires parallel to the joints between the precast elements shall be spaced not less than 250 mm on center. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed uniformly across the shear plane.

COMMENTARY

18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

R18.12.5.1 Composite action between the topping slab and the precast floor elements is not required, provided that the topping slab is designed to resist the design earthquake forces.

18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

R18.12.6.1 The minimum thickness of concrete diaphragms reflects current practice in joist and waffle systems and composite topping slabs on precast floor and roof systems. Thicker slabs are required if the topping slab is not designed to act compositely with the precast system to resist the design earthquake forces.

R18.12.7 Reinforcement

R18.12.7.1 Minimum reinforcement ratios for diaphragms correspond to the required amount of temperature and shrinkage reinforcement (refer to 24.4). The maximum spacing for reinforcement is intended to control the width of inclined cracks. Minimum average prestress requirements (refer to 24.4.4.1) are considered to be adequate to limit the crack widths in post-tensioned floor systems; therefore, the maximum spacing requirements do not apply to these systems.