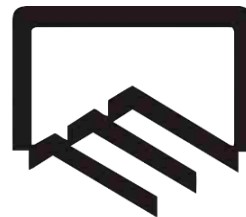


به نام خدا



سازمان نظام مهندسی ساختمان

استان مازندران

جزئیات آرماتور بندی با توجه به سطح شکل پذیری

سازه های بتنی

تابستان ۱۴۰۱

علیرضا فاروقی

دکترای تخصصی مهندسی سازه



ISTAINS



Faroughi.alireza



استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق
عضو کارگروه تدوین ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰
عضو کارگروه فصل بیستم آبا (ضوابط لرزه ای) ویرایش ۱۴۰۰
عضو کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی و کارگروه بتن
عضو کمیته فنی استاندارد ملی بارهای طراحی سازه های غیرساختمانی

سرفصل مطالب :

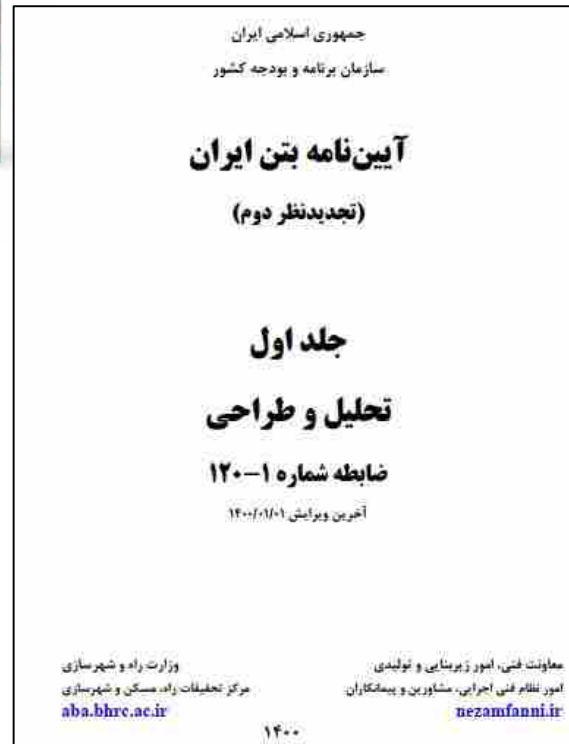
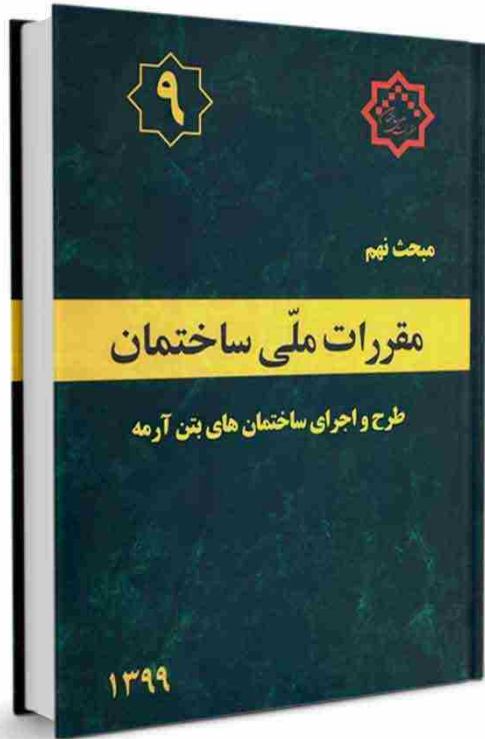
۱- طراحی لرزه ای و آرماتورگذاری دیافراگم

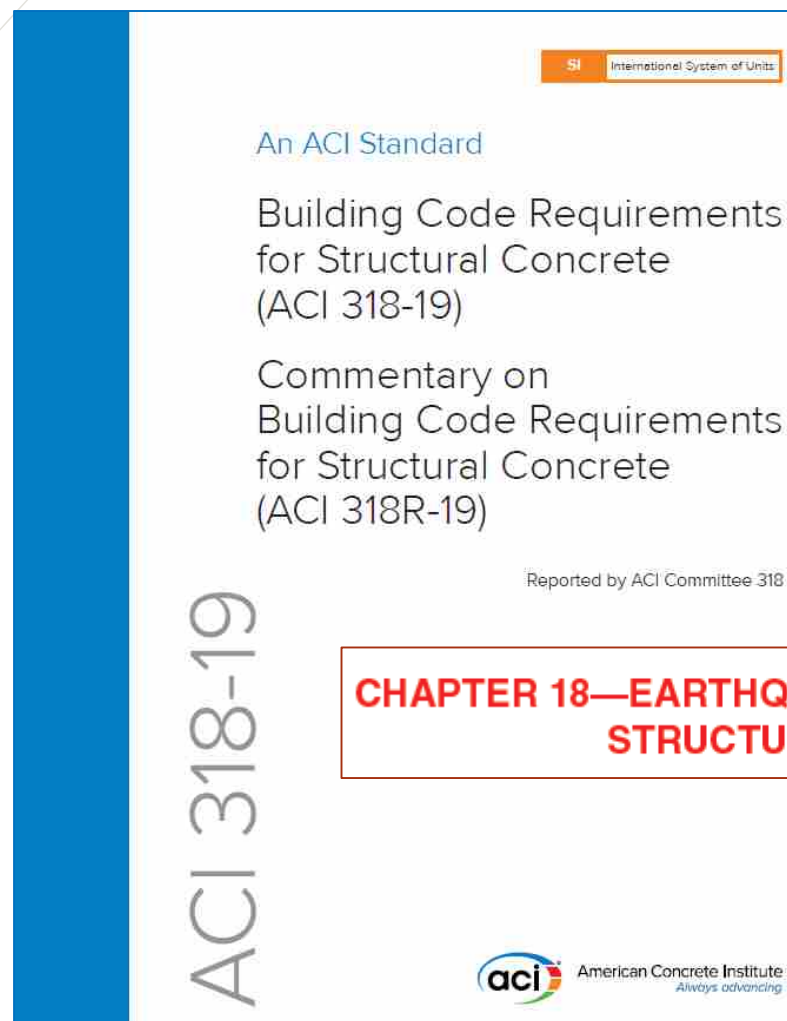
۲- اهم ضوابط لرزه ای و آرماتورگذاری قابهای خمشی تیر - ستونی متوسط

۳- اهم ضوابط لرزه ای و آرماتورگذاری قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت)

۴- اهم ضوابط لرزه ای و آرماتورگذاری قابهای خمشی تیر - ستونی ویژه

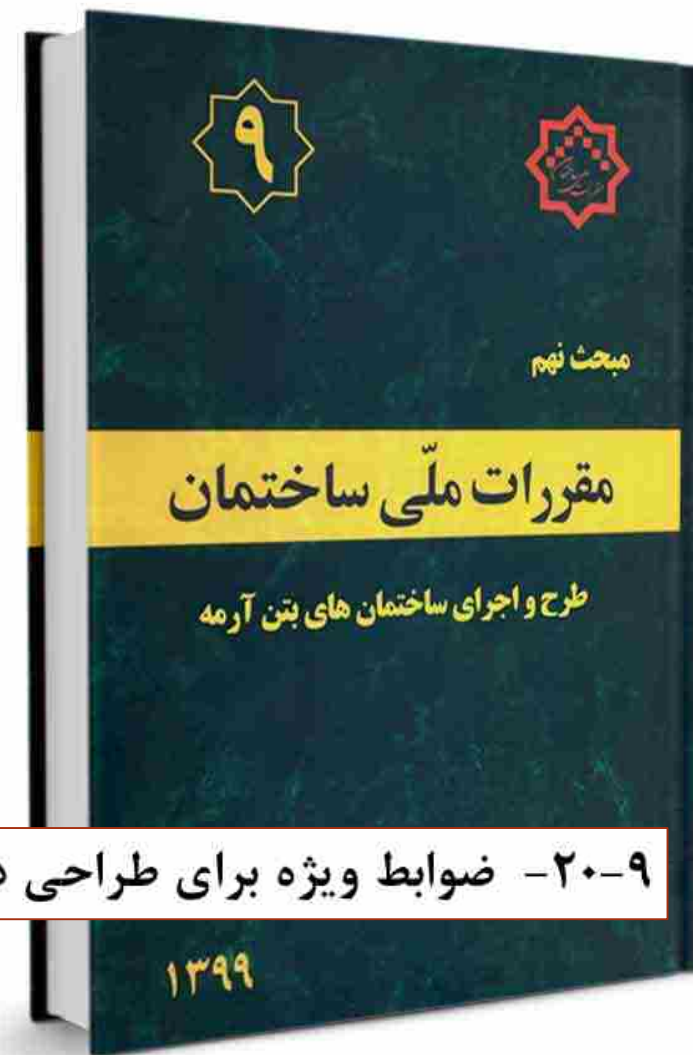
۵- اهم ضوابط لرزه ای و آرماتورگذاری دیوارهای برشی (ویژه)، المانهای مرزی

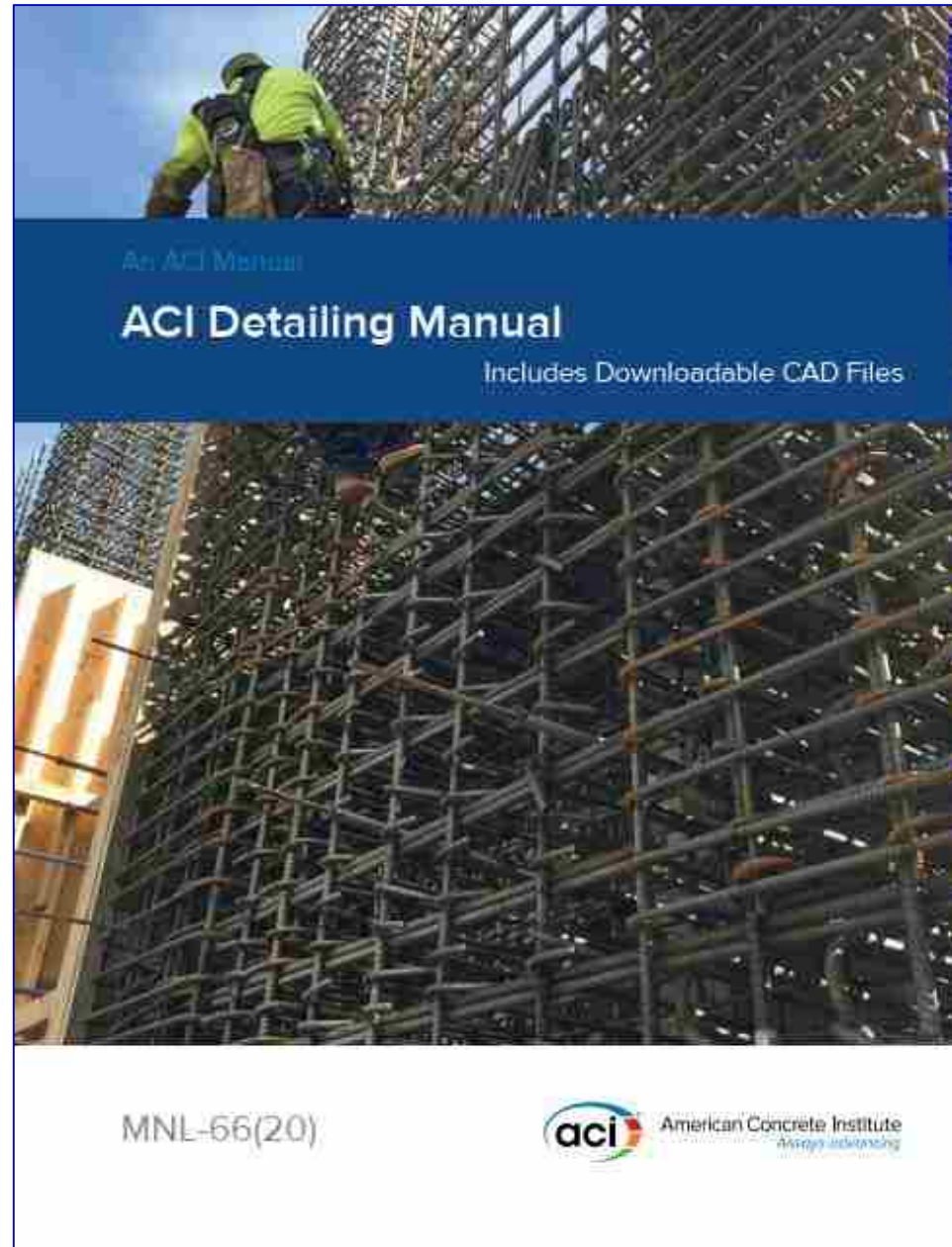




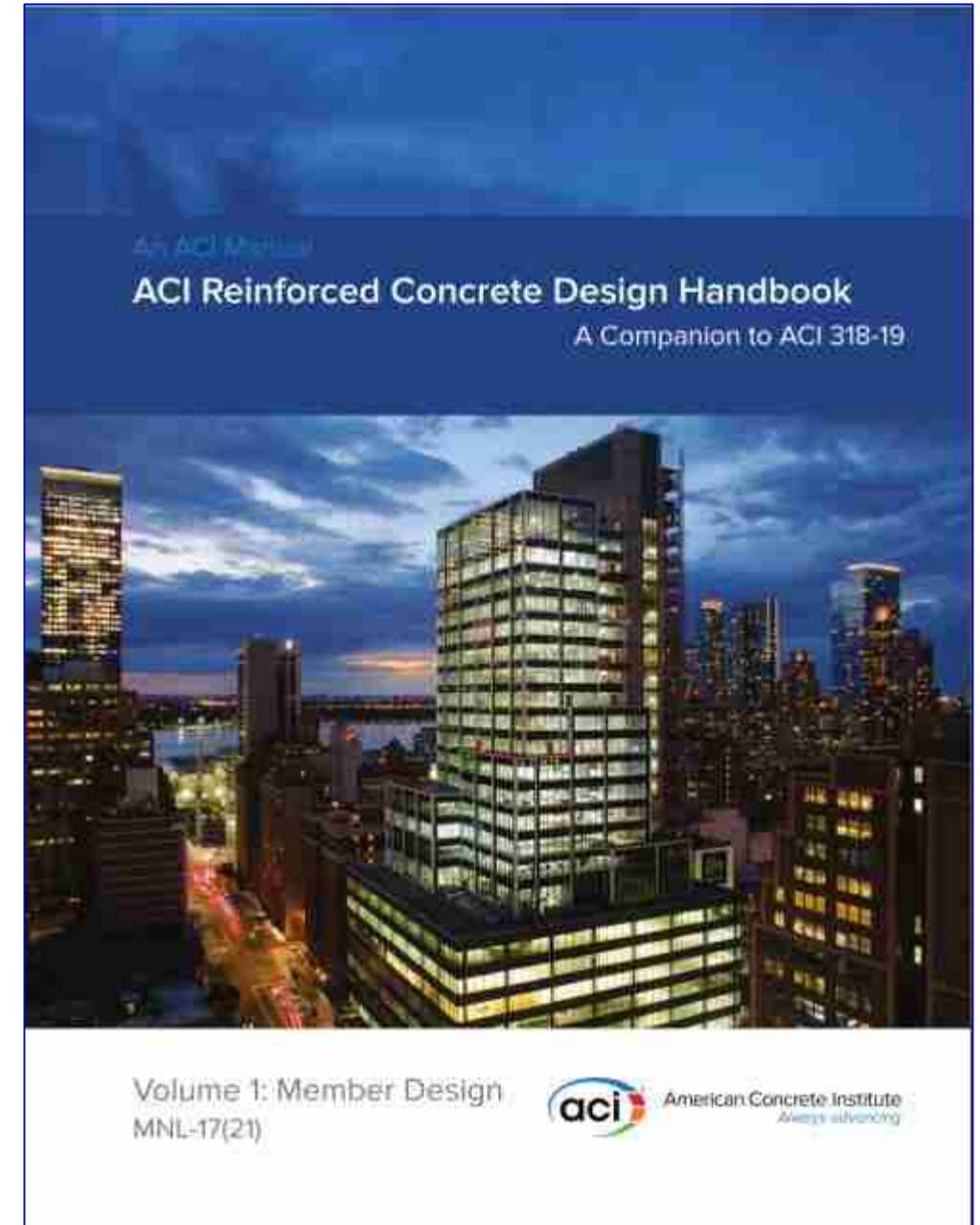
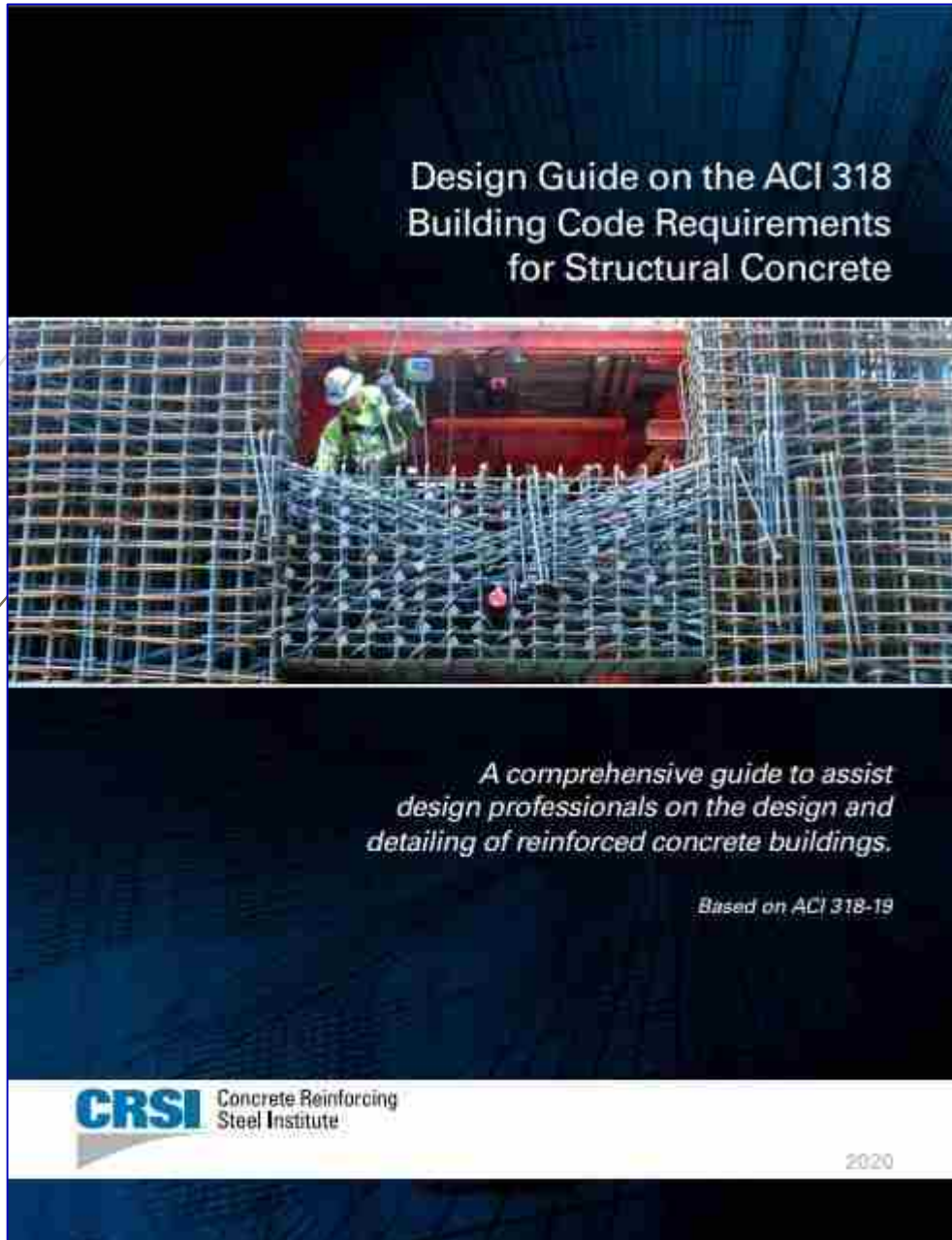
**CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT
STRUCTURES**

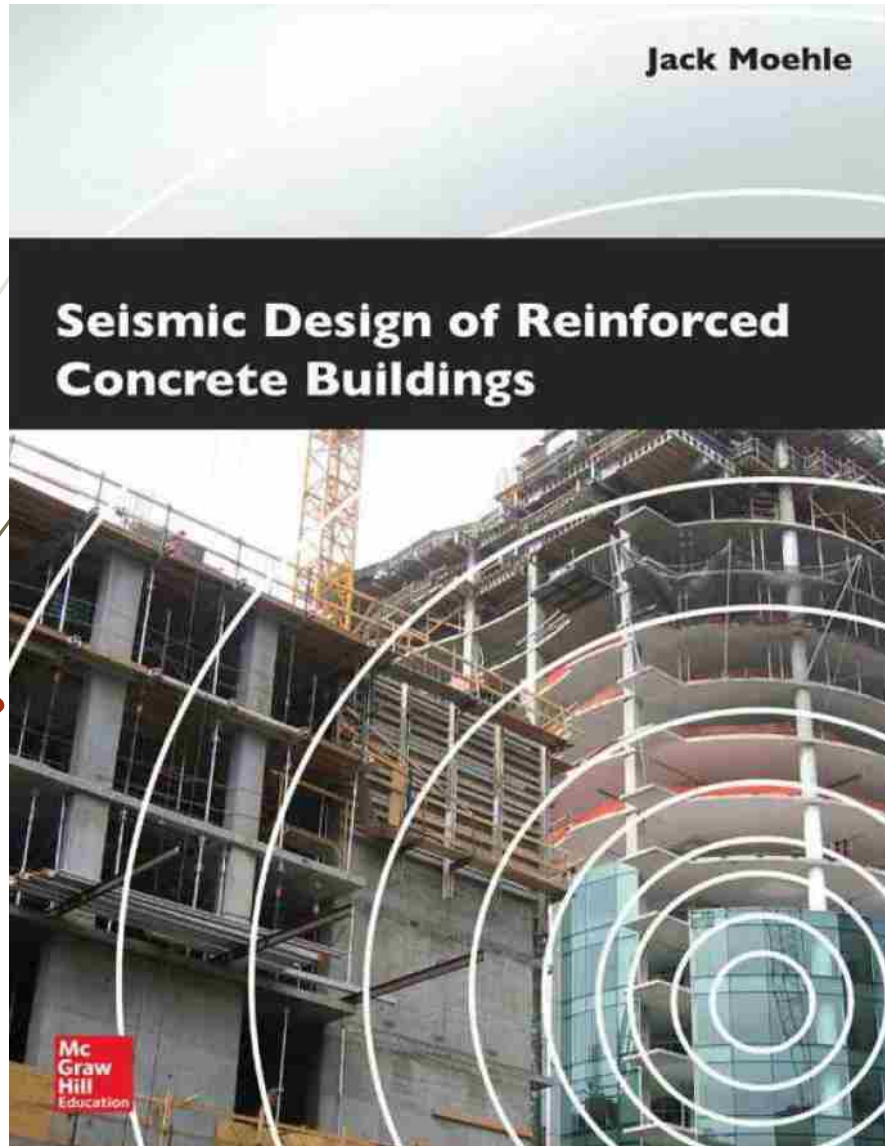
۹-۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله





جزئیاتی برای اجرا که ضوابط لرزه ای آن به فصل
هجدهم 19 - 318 ACI ارجاع شده است.





He has been a member of the ACI318 Building Code Committee since 1989, chair of ACI 318H (Seismic Provisions) from 1995 to 2014, and is chair of the ACI 318 Building Code Committee for the 2014–2019 code cycle.

NIST GCR 16-917-40



NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1



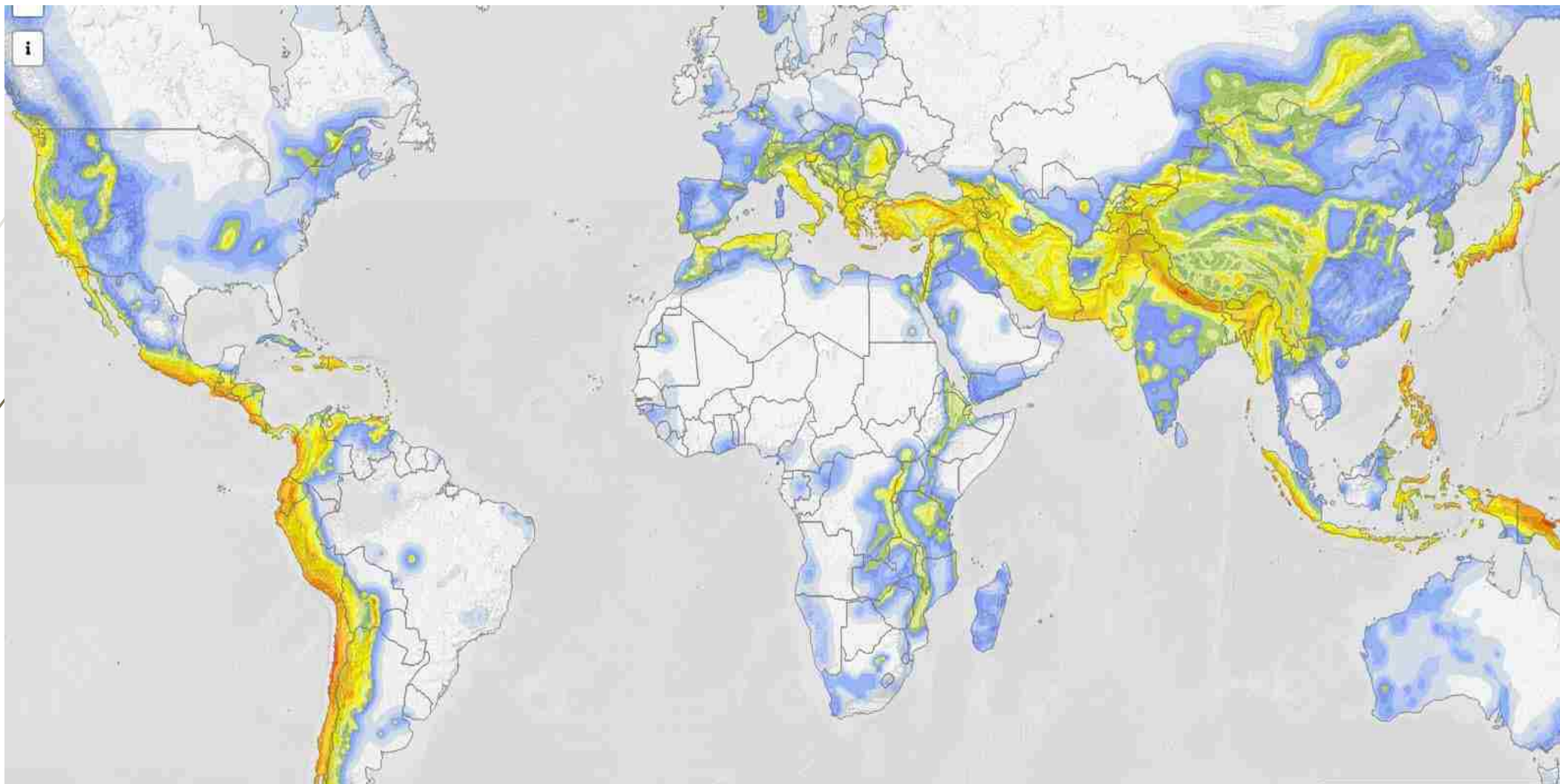
Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames

A Guide for Practicing Engineers

SECOND EDITION

Jack P. Moehle
John D. Hooper

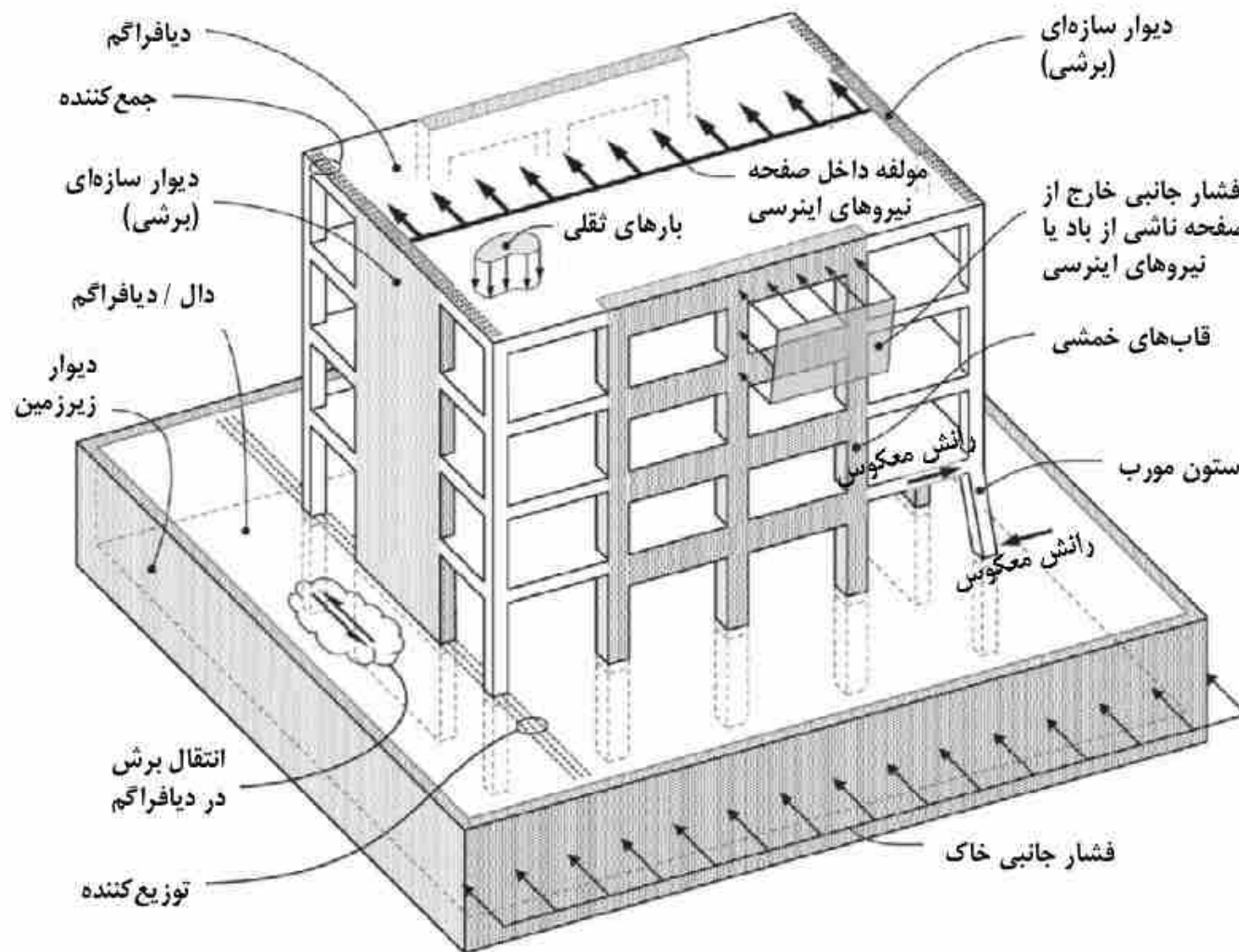
چرا طرح لرزه ای؟

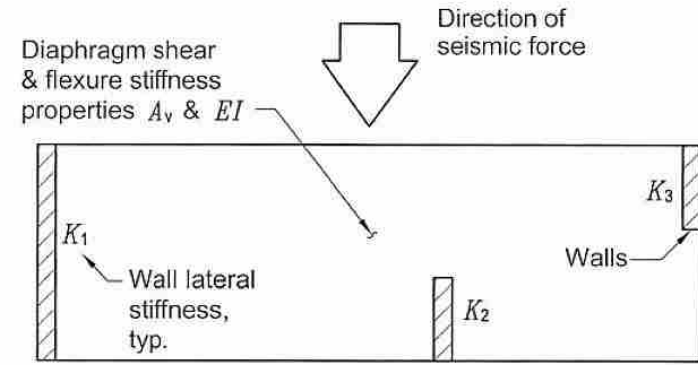


مناطق لرزه خیزی سطح کره زمین (۲۰۱۸)

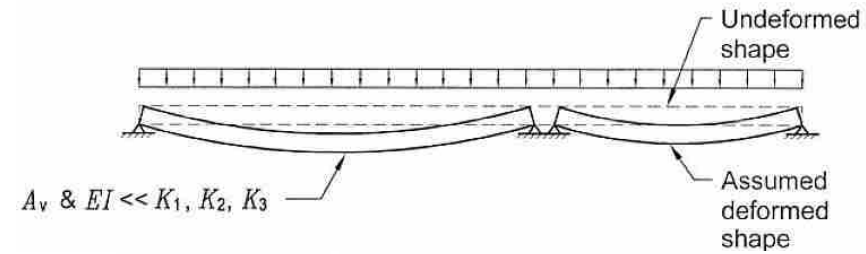
<https://maps.openquake.org/map/global-seismic-hazard-map>

۹-۱۴- دیافراگم‌ها

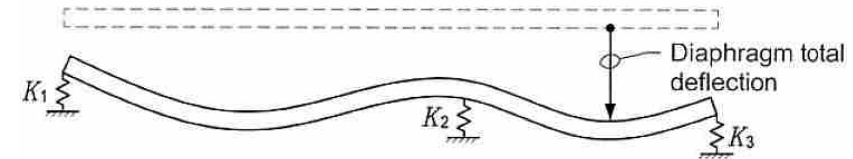




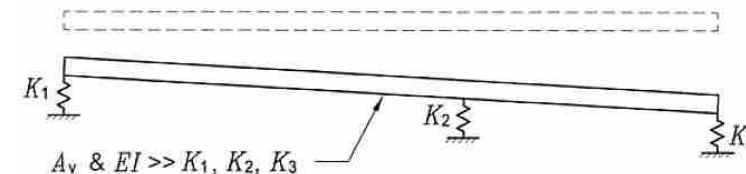
(a) EXAMPLE DIAPHRAGM PLAN



(b) FLEXIBLE DIAPHRAGM MODEL



(c) SEMI-RIGID DIAPHRAGM MODEL



(d) RIGID DIAPHRAGM MODEL

انواع دیافراگم :

در گام اول ارزیابی دیافراگم به بررسی رفتار آن پرداخته می شود. اصولاً سه نوع رفتار برای دیافراگم تعریف می شود:

۱- رفتار نرم یا انعطاف پذیر (b) - ۲- رفتار نیمه صلب (c) - ۳- رفتار صلب (d)

ضوابط لرزه ای دیافراگم - تفاوت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر

۱-۸-۳

ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند تکیه‌گاه‌های دیافراگم (تیر ورق) عمل می‌نمایند. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها (تلاش‌ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه‌بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در وقت در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می‌باشند، مطلوب‌تر است از روش‌های ساده‌شده استفاده شود.

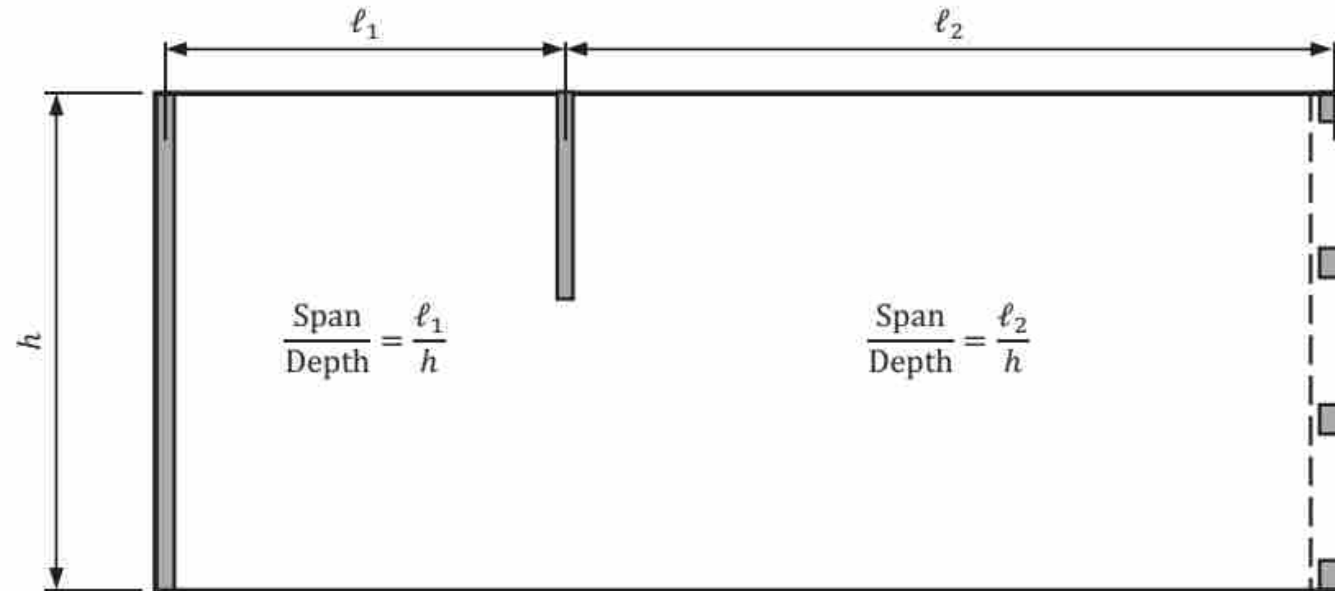
پیوست ۴

دیافراگم‌ها

Design Guide on the ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete

- When subjected to lateral seismic forces (ASCE/SEI 12.3.1.2):
 - (a) Span-to depth ratio ≤ 3 and
 - (b) Structure has none of the horizontal irregularities in ASCE/SEI Table 12.3-1

When determining the span-to-depth ratio, the span is equal to the distance between lines of lateral resistance (such as walls and frames) in the direction of analysis (see Figure 9.7). The overall depth of the diaphragm in the direction of analysis is used to determine the span-to-depth ratio.



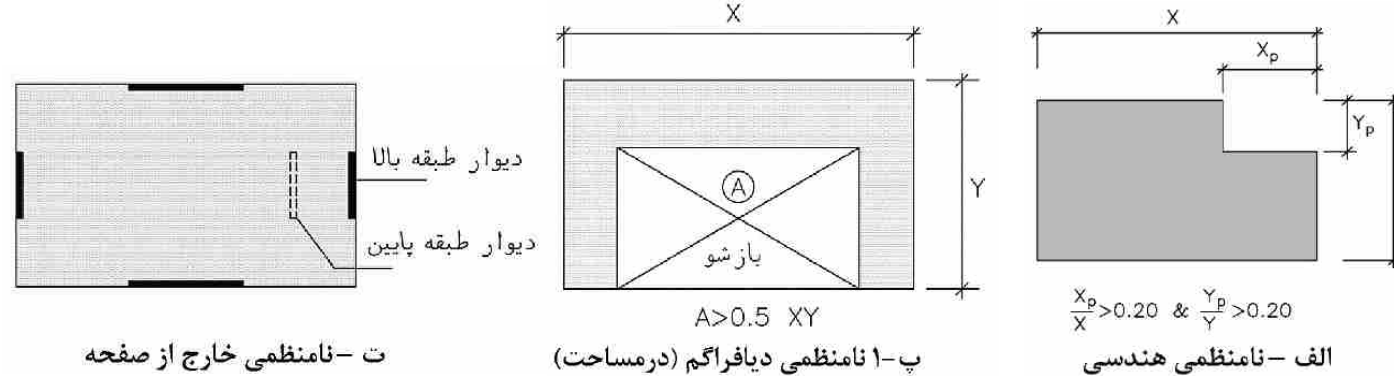
ضوابط لرزه ای دیافراگم

ASCE/SEI
7-22

12.3.1.2 Rigid Diaphragm Condition Diaphragms of concrete slabs or concrete-filled metal deck with span-to-depth ratios of 3 or less in structures that do not have a Type 2, 3, 4, or 5 Horizontal Structural Irregularity are permitted to be idealized as rigid.

کجا باید از دیافراگم نیمه صلب استفاده کرد؟

مطابق ASCE 7-16 و ATC 72-1 در نامنظمی در پلان با شرایط زیر باید از قیود دیافراگم نیمه صلب استفاده شود:



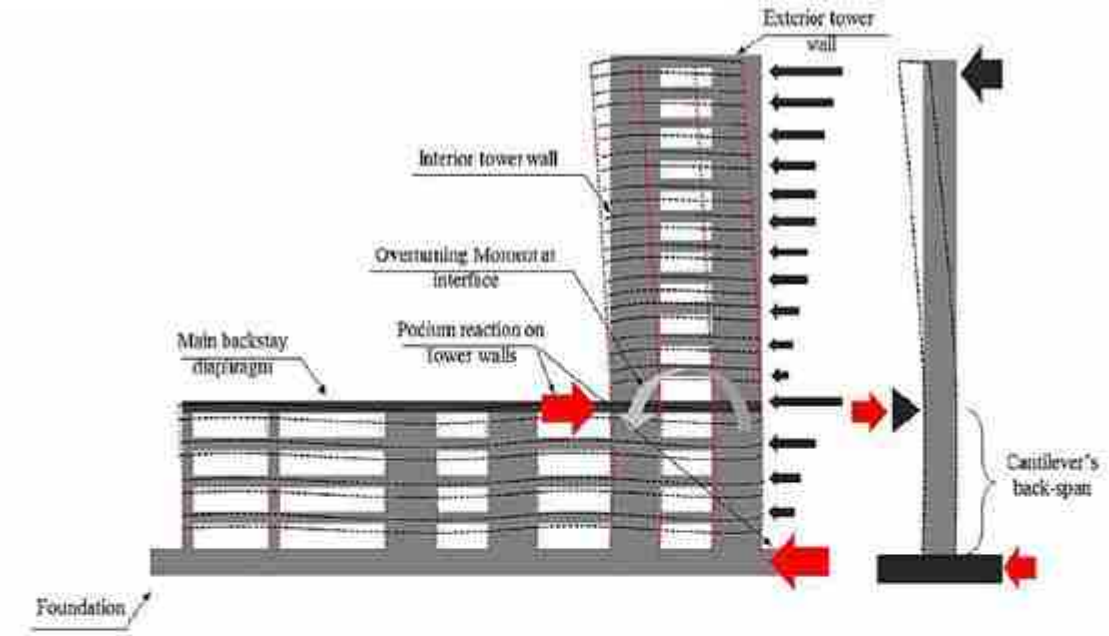
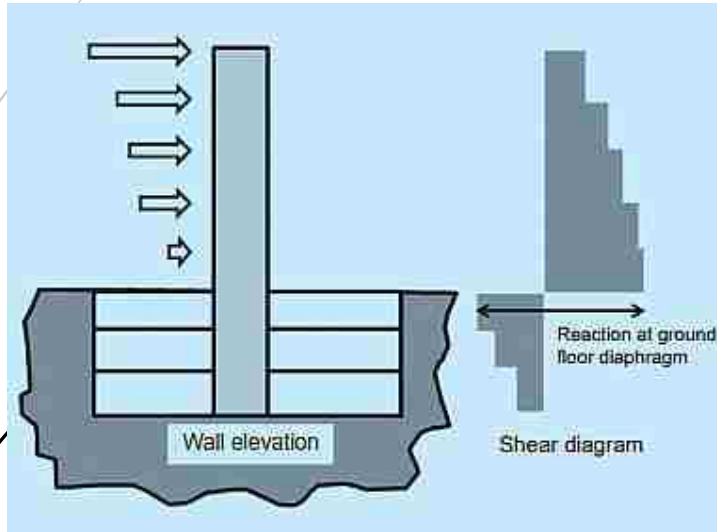
A.6.2 Building Code Requirements

PEER/ATC 72-1

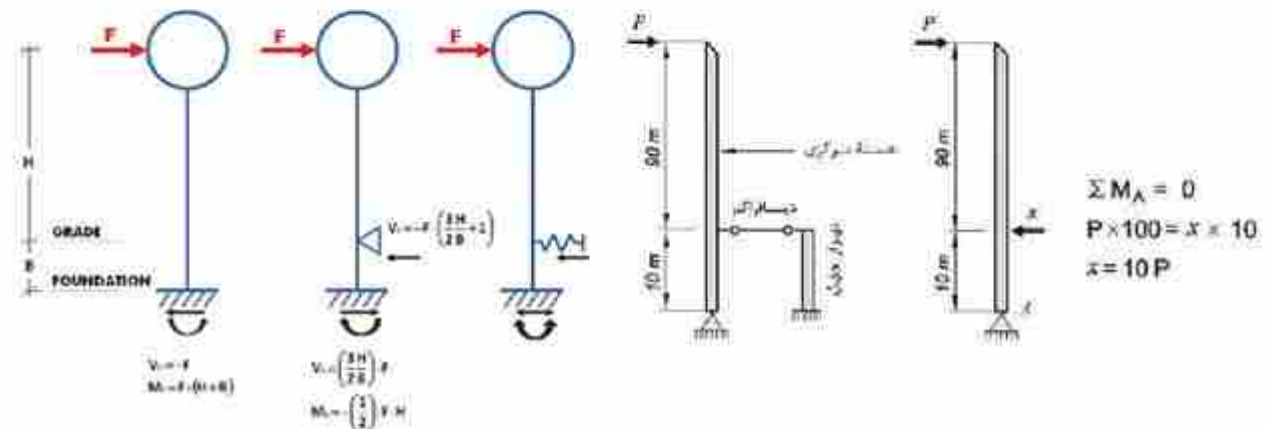
Prior to 2005, building codes did not regulate the choice between diaphragm modeling assumptions. Beginning with ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2006), use of a rigid diaphragm assumption for concrete diaphragms required that no horizontal irregularities be present in the building. Diaphragms in buildings not meeting this requirement must be modeled as semi-rigid.

استفاده از قید دیافراگم صلب باعث افزایش قابل ملاحظه برش در دیوار برشی تراز انتقال به پایین می شود. با تغییر قید دیافراگم به نیمه صلب این برش کاهش پیدا کرده اما فشار وارد بر قاب در طبقات بالا بیشتر و دریفت نیز افزایش می یابد.

Backstay effect:
رانش معکوس



Basement Modeling in Tall Buildings
By Nat Tocci, P.E. and Sanya Levi



ضوابط لرزه ای دیافراگم

معرفی

دیافراگم، سیستمی افقی یا نزدیک به افقی است که نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را به اجزای قائم مقاوم در برابر بار جانبی منتقل می نماید. این سیستم ممکن است از جان(دال)، جزء لبه، جمع کننده و کلاف تشکیل شود.

PEER/ATC 72-1

رابطه	شرح	کاربرد
دیافراگم صلب	فرض می شود دیافراگم در مقایسه با المان های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه ای بی نهایت صلب باشد. توزیع نیروهای جانبی بر مبنای سختی نسبی المان های قائم است. اختلاف های بین مرکز جرم و سختی منجر به پیچش پلان می شود که بین المان های قائم توزیع می گردد.	این فرض متداول ترین رویکرد مدلسازی دیافراگم های بتنی و بتن روی عرشه ی فولادی می باشد. به طور گسترده در نرم افزارهای تحلیل سازه ای تجاری موجود برای ساختمان ها استفاده می گردد.
رابطه	شرح	کاربرد

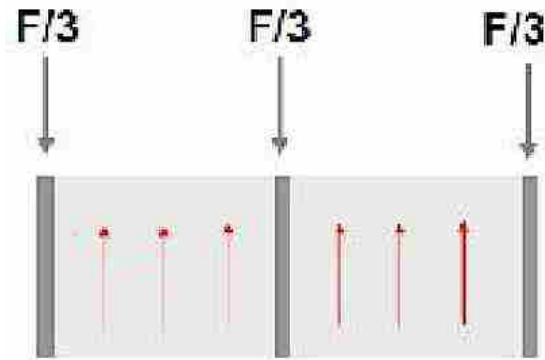
دیافراگم انعطاف پذیر

فرض می شود دیافراگم در مقایسه با المان های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه ای بی نهایت انعطاف پذیر باشد. دهانه های دیافراگم دهانه های ساده ی برشی در نظر گرفته می شوند و توزیع نیروهای جانبی بین المان های قائم بر مبنای جرم مربوطه است.

عموماً برای دیافراگم بتن و بتن روی عرشه ی فولادی کاربردی نیست. به طور متداول برای دیافراگم های چوبی و عرشه های فولادی بدون رویه (ی بتنی) مورد استفاده قرار می گیرند. عموماً به جای نرم افزارهای تحلیل سازه ای با محاسبات دستی یا صفحه گسترده (مثل اکسل) استفاده می شوند.

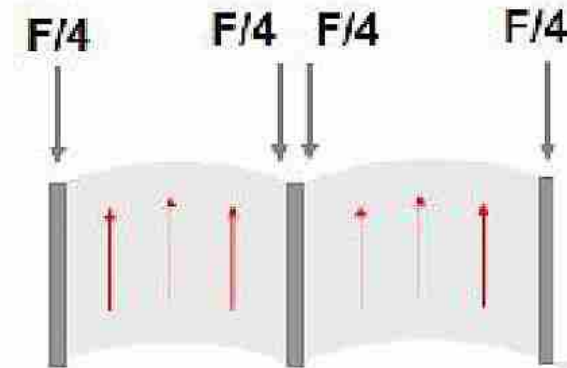
رابطه	شرح	کاربرد
دیافراگم نیمه صلب	در مدل تحلیلی، سختی دیافراگم محدود گنجانده شده است. سختی بر مبنای ضخامت، ابعاد و مشخصات مصالح دیافراگم محاسبه می شود.	واقعی ترین مدل، اما برای به کار بردن (اعمال)، زمان بر تر و دشوار تر. موجود در بعضی نرم افزارهای تحلیل سازه ای سه بعدی. باید به منظور مدل کردن دیافراگم ها در آثار backstay مورد استفاده قرار گیرد.

ضوابط لرزه ای دیافراگم



RIGID
Center Wall Shear = $F/3$

توزیع به نسبت سختی



FLEXIBLE
Center Wall Shear = $F/2$

توزیع به نسبت جرم

ضوابط لرزه ای دیافراگم

شرط صلبیت و نحوه محاسبه آن :

در روبرو پلان یک دیافراگم تحت بار جانبی گسترده نمایش داده شده است. اعضای باربر جانبی (قابهای خمشی، دیوارهای برشی، مهاربندها) تکیه گاههای این سقف هستند که متناسب با سختی خود، همانند فنر معادل شده اند: (مقطع سقف نیز مانند تیر مدل شده است)

ASCE7

شرط صلبیت : $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5$

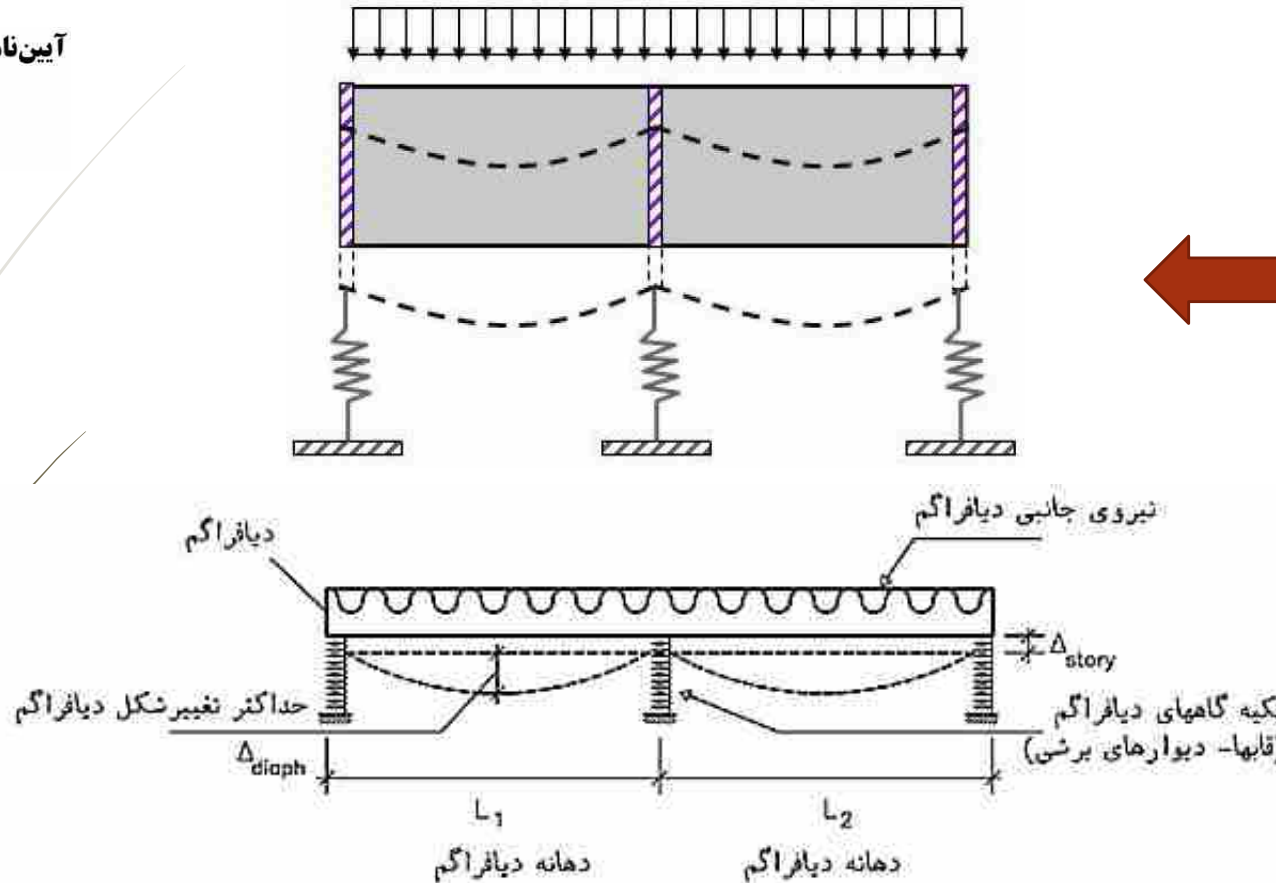
آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۴)

پیوست ۴

دیافراگم ها



بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم ها با توجه به نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ به سه دسته

نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

Δ_{story} = تغییر مکان نسبی Δ_{diaph} = حداکثر تغییر شکل دیافراگم

ضوابط لرزه ای دیافراگم

آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

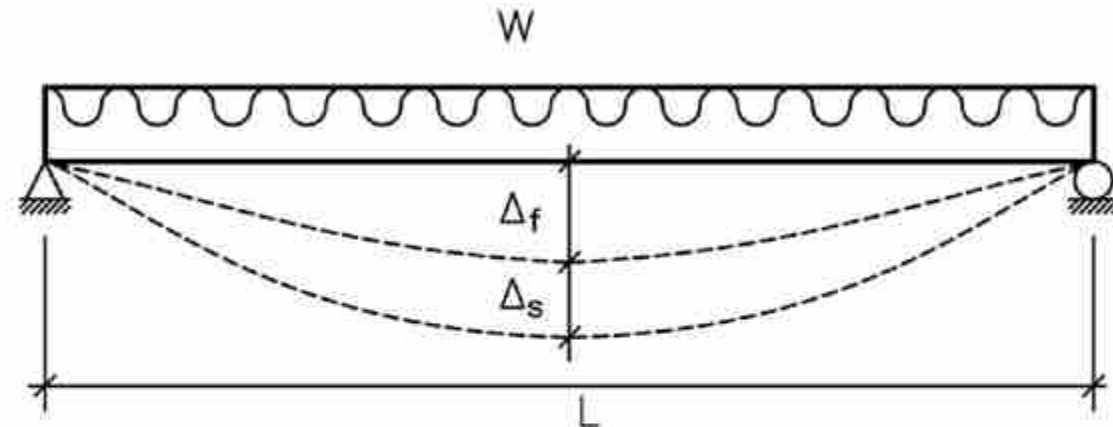
استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۴)

پیوست ۴

دیافراگم ها

اگر از تغییر شکل طبقه صرف نظر کنیم، راه حل صلبیت کاهش خیز دیافراگم (Δ_{Diaph}) خواهد بود:



$$\Delta_f = \frac{\alpha w L^4}{384 EI}$$

تغییر شکل خمشی

w = بار گسترده یکنواخت

E = مدول ارتجاعی ماده

I = گشتاور ماند مقطع

α : ضریب فرم

A : سطح مقطع کل دیافراگم

G : مدول برشی بتن

w : بار جانبی یکنواخت

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L^3}{8 AG}$$

تغییر شکل برشی

نیروی طراحی دیافراگم : ۹-۱۴-۴-۲-۴ طراحی دیافراگم و اجزاء تشکیل دهنده آن از جمله جمع کننده ها، فارغ از عملکرد صلب یا انعطاف پذیر آن،

ضروری است.

12.10.1.1 Diaphragm Design Forces

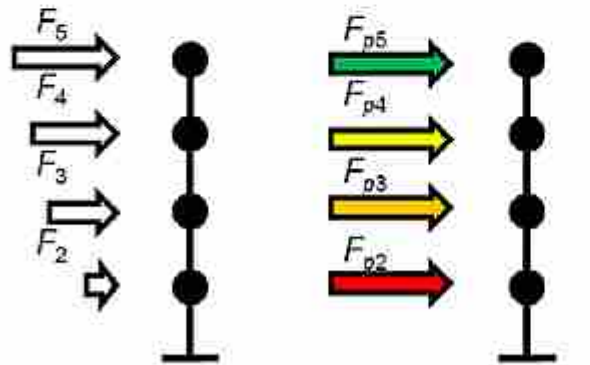
Floor and roof diaphragms shall be designed to resist design seismic forces from the structural analysis, but shall not be less than that determined in accordance with Eq. 12.10-1 as follows:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (12.10-1)$$

۸-۳ دیافراگم ها و جمع کننده ها
(۱۵-۳)

نکته: (اگر یک دیافراگم وجود داشته باشد)

- ۱- بیشترین نیروی وارد بر دیافراگم در تراز بام و برابر نیروی جانبی بام F_n است.
- ۲- کمترین نیروی وارد بر دیافراگم برابر با $C.W1$ در پایین ترین تراز است.



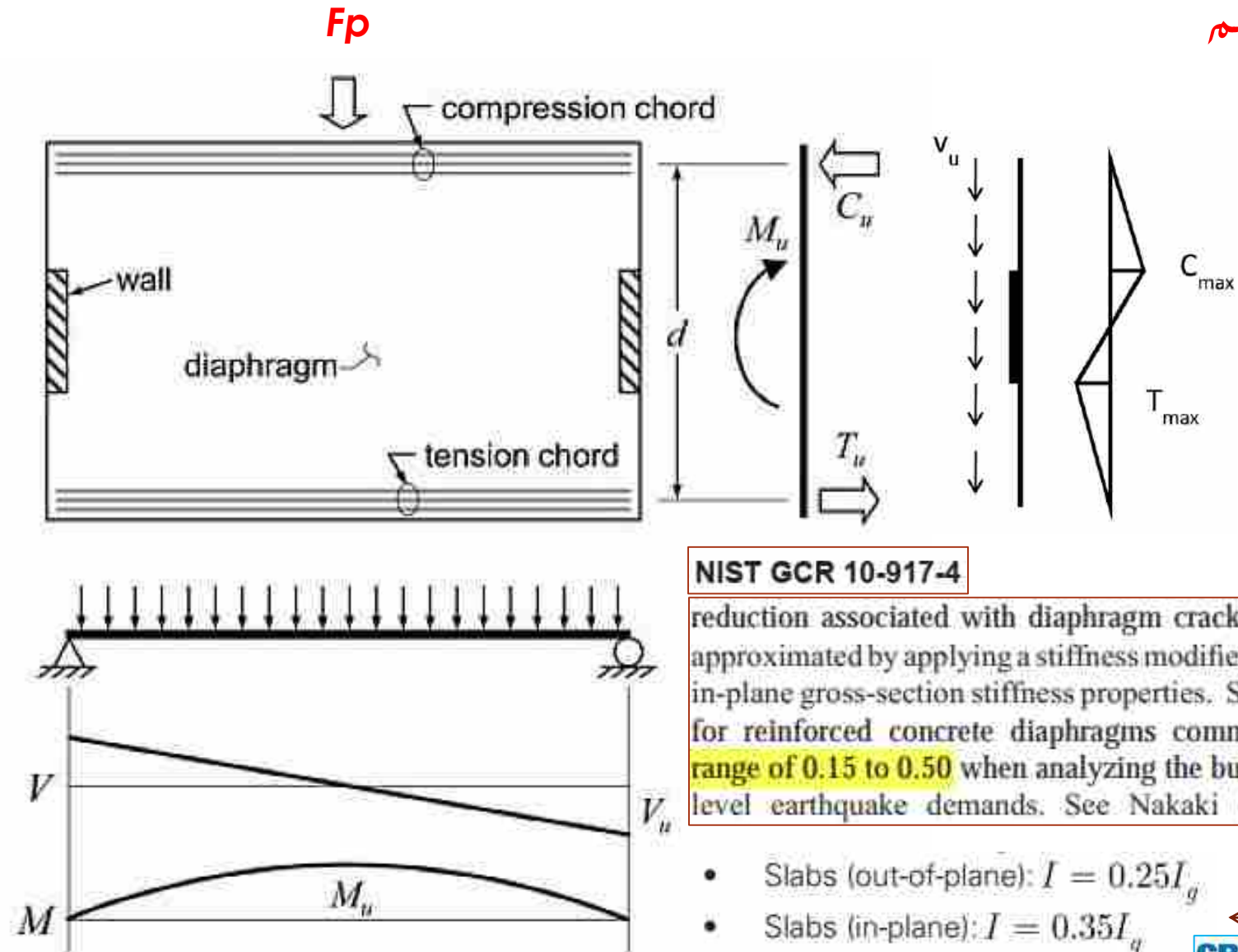
Building
design
forces

Diaphragm
design
forces

نکته:

این نیرو ترکیبی از طیف (شتاب) پاسخ طبقه (فصل چهارم ۲۸۰۰) و شکلپذیری تقریبی سازه در هر مد (یا کل سازه) است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم



ضوابط لرزه ای دیافراگم

اجزای تشکیل دهنده دیافراگم شامل موارد زیر می باشد:

- دال (بدنه دیافراگم)

دال ها سیستم های پوشش کف هستند که عمدتاً برای تحمل بارهای ثقلی به کار برده می شوند. علاوه بر آن، دال ها می توانند با عملکرد میانصفحه ای، نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را از یک جزء قائم مقاوم جانبی به اجزای دیگر منتقل نمایند و همچنین به عنوان مهاربندی خارج از صفحه برای سایر بخش های ساختمان عمل نمایند.

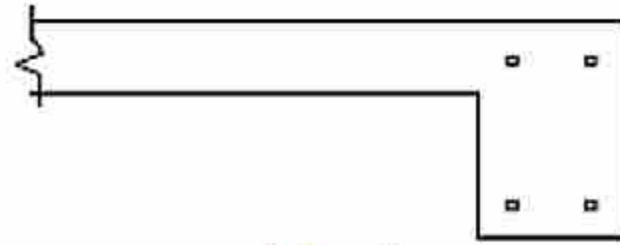
جان یا دال دیافراگم می تواند از نوع بتنی درجا، بتنی پیش ساخته، کف فلزی بدون پوشش یا با پوشش، خرپای فولادی یا طاق ضربی باشد.

- تیر لبه (Chord) – عملکرد و نیروها

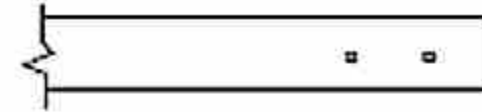
همانگونه که از نام آن روشن است، تیرهایی هستند که در لبه های بیرونی دال و لبه بازشوهای داخلی اجرا می گردند. این تیرها با هدف تأمین ظرفیت خمشی داخل صفحه دیافراگم در راستای اعمال نیرو می باشد. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل زیر نشان داده شده است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

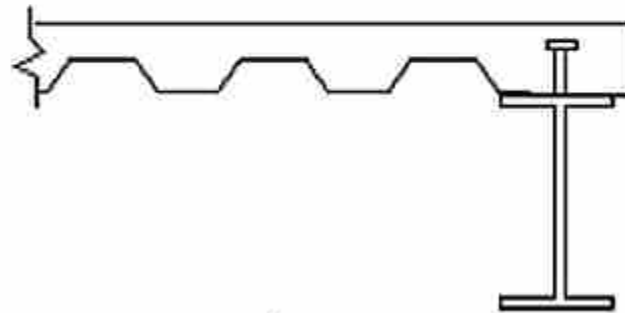
انواع تیر لبه به قرار زیر است :



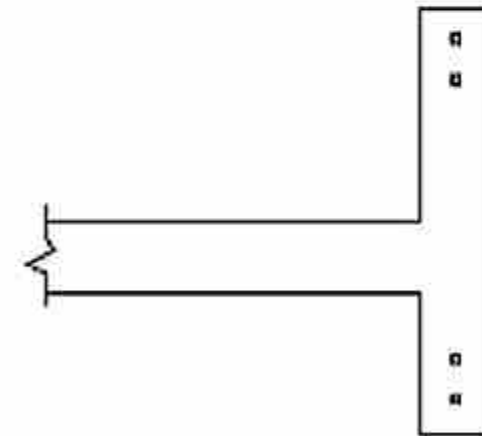
تیر کناری



لبه دال



تیر مرکب



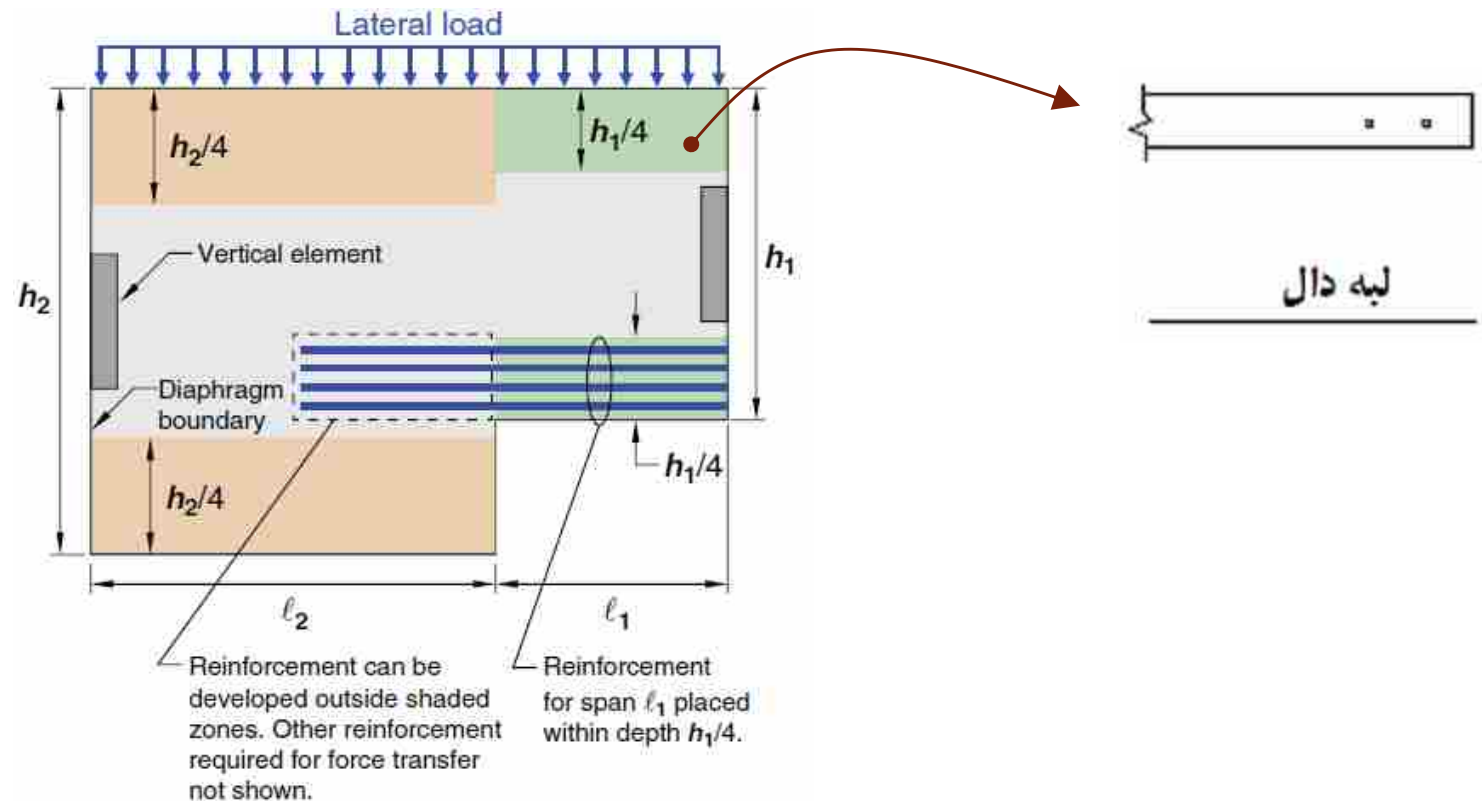
تیر همبند

نکته:

برای انتقال نیروهای محوری در طول لبه تیر لازم است اولاً برابر کشش موجود، میلگرد طولی قرار داده شود، ثانياً چنانچه فشار موجود (بدون ضریب اضافه مقاومت) از $0.2f'_c$ بیشتر شود می بایست خاموت گذاری ویژه انجام شود.
(۵-۷-۸-۲۰-۹)

ضوابط لرزه ای دیافراگم

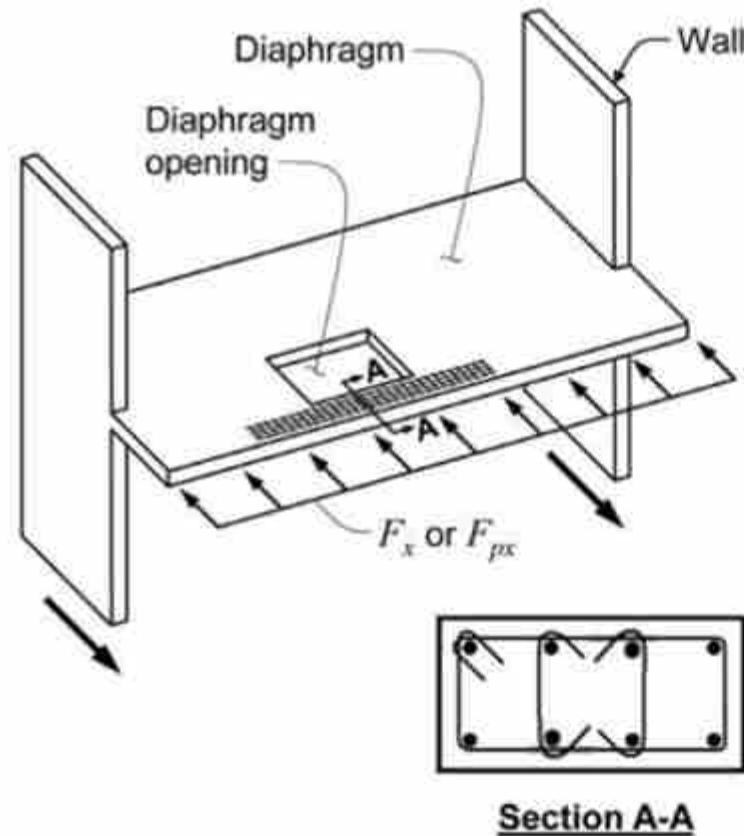
۹-۱۴-۵-۳ آرماتورها و اتصال دهنده های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به کار برده می شوند، باید در محدوده $\frac{h}{4}$ از لبه کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه گیری می شود. چنانچه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته ولی در محدوده $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.



• لبه تیر (Chord) – میلگرد گذاری

برای انتقال نیروهای محوری در طول لبه تیر لازم است اولاً برابر کشش موجود، میلگرد طولی قرار داده شود، ثانياً چنانچه فشار موجود (بدون ضریب اضافه مقاومت) از $0.2f'_c$ بیشتر شود می بایست خاموت گذاری انجام شود.

(۵-۷-۸-۲۰-۹)



نکته: فشار اگر از $0.2f'_c$ بیشتر شود یا

مطابق نظر ACI-18.12.7.5 چنانچه

این فشار با اثر اضافه مقاومت از $0.5f'_c$

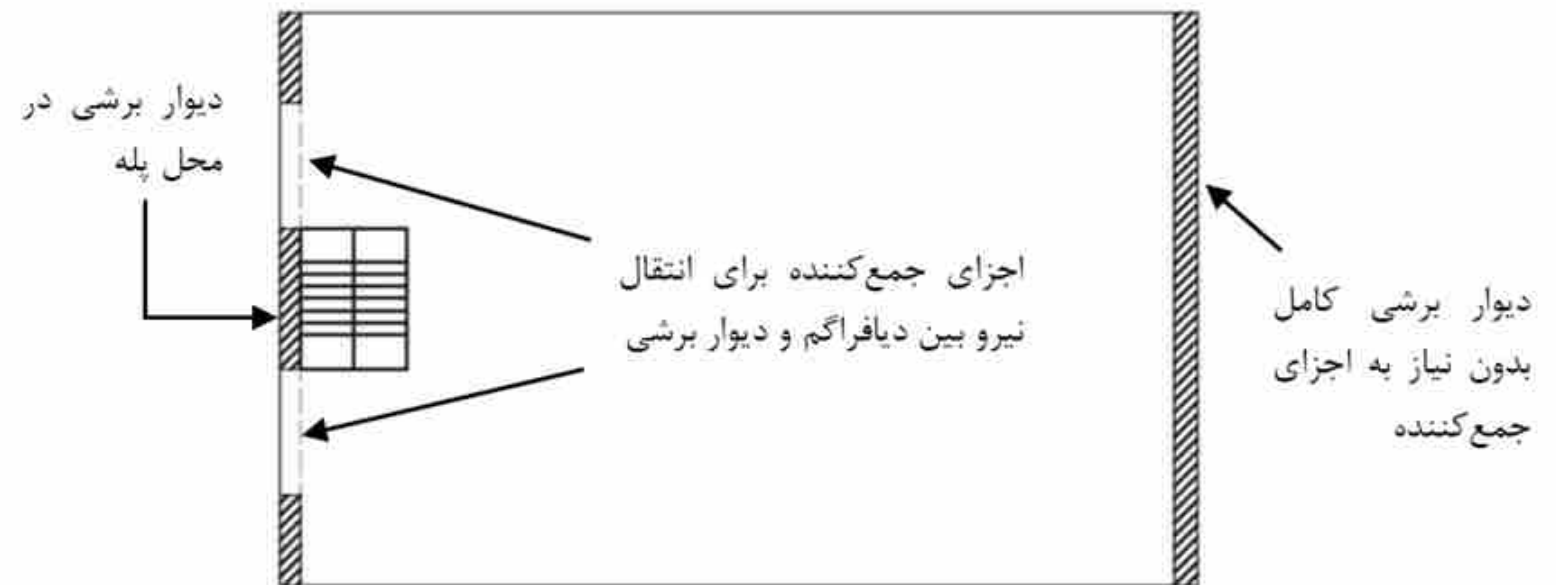
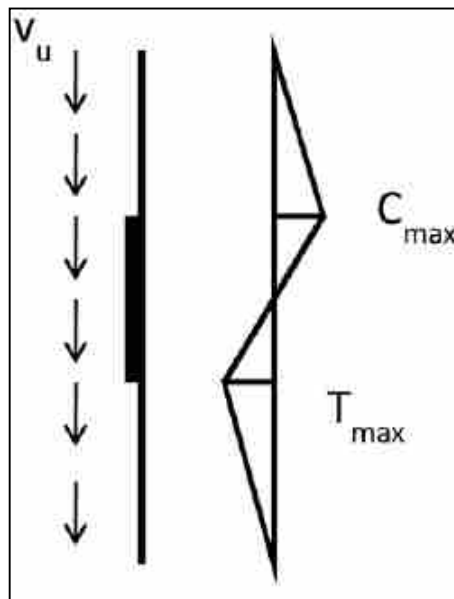
بیشتر شود نیاز به خاموت گذاری است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

• جمع کننده (Collector) - عملکرد و نیروها

جمع کننده ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می باشند. نیروی جانبی زلزله در بدنه دیافراگم (به خصوص زمانیکه دهانه دیوار جابجا شود و یا امکان انتقال نیرو به دیوار به طور مستقیم از محل اتصال به دیوار امکان پذیر نباشد) توسط این اعضا از نقاط مختلف دیافراگم به سیستم باربر جانبی منتقل می گردند. همچنین اگر دیوارهای پیرامونی حائل وجود داشته باشد نیاز به توزیع کننده - توزیع نیرو از دیوار به دیافراگم - خواهد بود.

(برشگیر)



ضوابط لرزه ای دیافراگم

۹-۱۴-۵-۱-۲ مقاومت طراحی دیافراگم

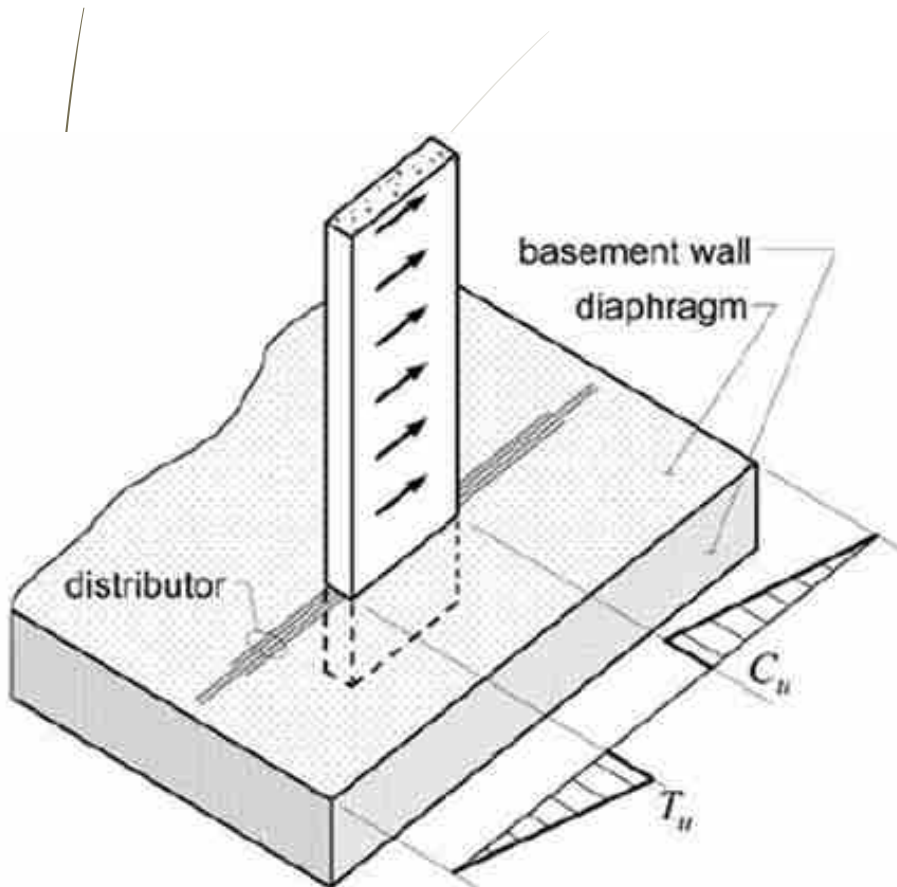
پ- در مواردی که دیافراگم به روش اجزای محدود مدل شده باشد، مقاومت طراحی باید مطابق با ضوابط فصل ۸ تعیین شود. توزیع غیر یک‌نواخت برش باید در طراحی برشی مورد توجه قرار گیرد. در این موارد، پیش بینی جمع کننده‌ها برای انتقال برش به اجزای قائم سیستم باربر جانبی الزامی است.

جریان برش در محور (امتداد) اعضای باربر جانبی باعث پدید آمدن نیروهای محوری در اعضای این محور (و برش در لبه دال مجاور) می شود که مسیر انتقال برش دیافراگم به اعضای باربر جانبی هستند. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل فوق نشان داده شده است. در اینجا نیز مانند لبه تیر، باید میلگرد طولی برای کشش و نیز خاموت به منظور شکلپذیری در فشار برای جمع کننده ها طراحی نمود.

در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش موجود در دیافراگم به سیستم مقاومت جانبی متصور می‌باشد:

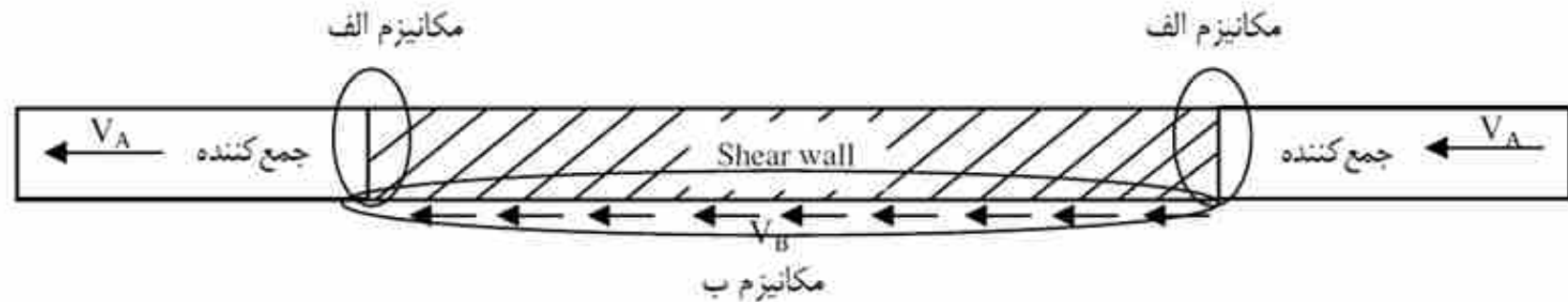
۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f_c'$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) تا (ث) و بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود؛

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله‌ی آرماتورهای طولی، h_x که به قلاب‌های دوخت و یا گوشه‌ی دورگیرها متکی هستند، از یک دیگر بیش‌تر از ۳۵۰ میلی‌متر نباشد.



ضوابط لرزه ای دیافراگم

الف. انتقال مستقیم نیرو از طریق لبه‌های ابتدایی و انتهایی دیوار (محل اتصال دیوار و جمع کننده‌ها) به وسیله ایجاد کشش و فشار در جمع کننده ها ب. انتقال برش به دیوار از طریق مکانیزم برش اصطکاکی در محل تماس دیافراگم و دیوار. بهتر است حداقل یک دهانه و یا ۷٫۵ متر (بزرگترینشان) برای کنترل ترک خوردگی در اطراف لبه دیوار از جمع کننده استفاده شود!

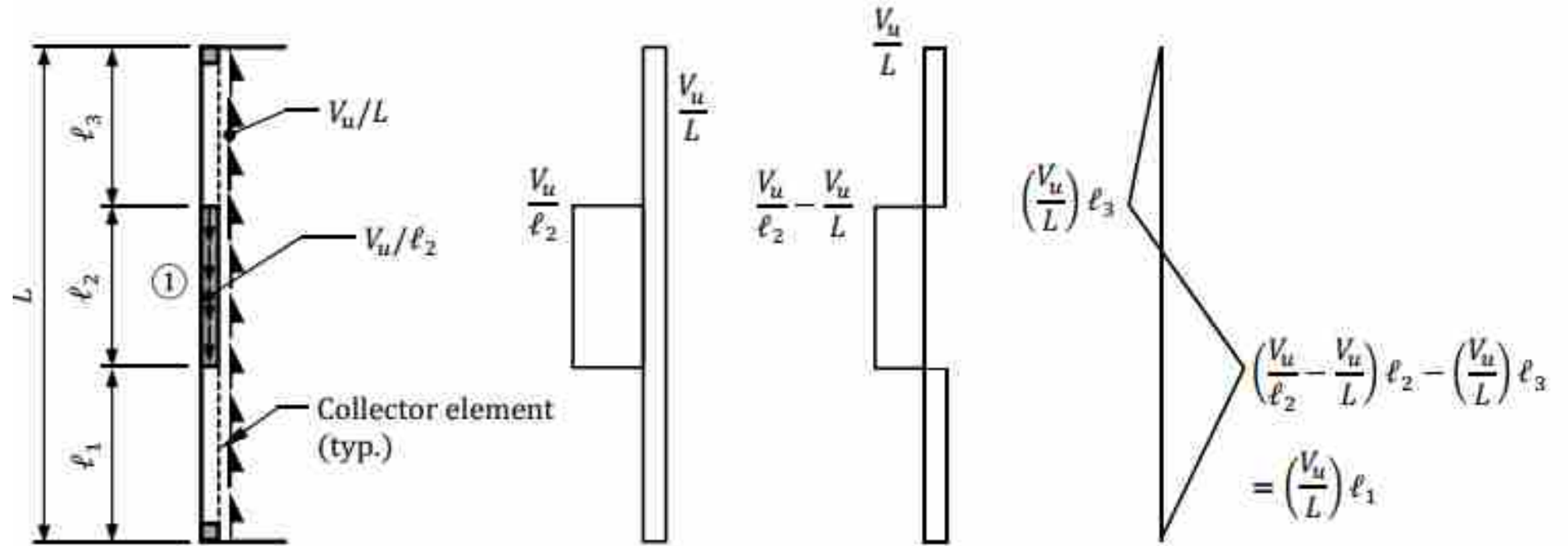


مکانیزم انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی

چنانچه روش ب به تنهایی میسر نباشد (و یا برای احتیاط) می توان از روش الف و یا ترکیب هر دو روش استفاده نمود. در صورت وجود تیر در امتداد مهاربند یا دیوار برشی این اعضا جمع کننده بوده د غیر این صورت لبه دال این وظیفه را انجام خواهد داد. متذکر می شود این اعضا برای زلزله تشدید یافته (با ضریب Ω) طراحی می گردند.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

- توزیع نیروها در محور دیوار:



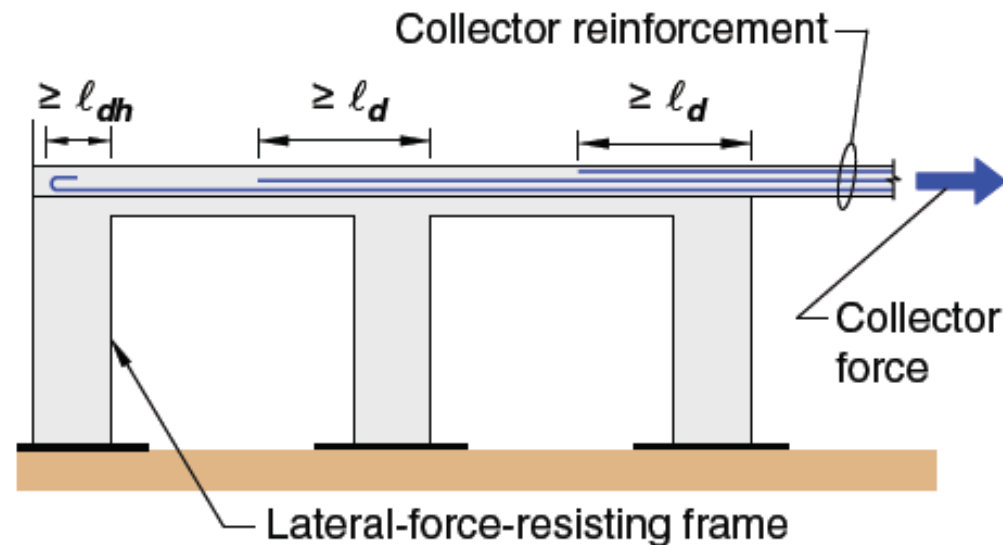
Unit Shear Forces Net Shear Forces Collector Axial Forces

ضوابط لرزه ای دیافراگم

۹-۱۴-۵-۴-۳ در صورتی که یک جمع کننده برای انتقال نیروها به یک عضو قائم طراحی شود، آرماتورهای جمع کننده باید در طولی بیشتر از آنچه در بندهای (الف) و (ب) آمده است، در عضو قائم برابر جانبی امتداد یابند:

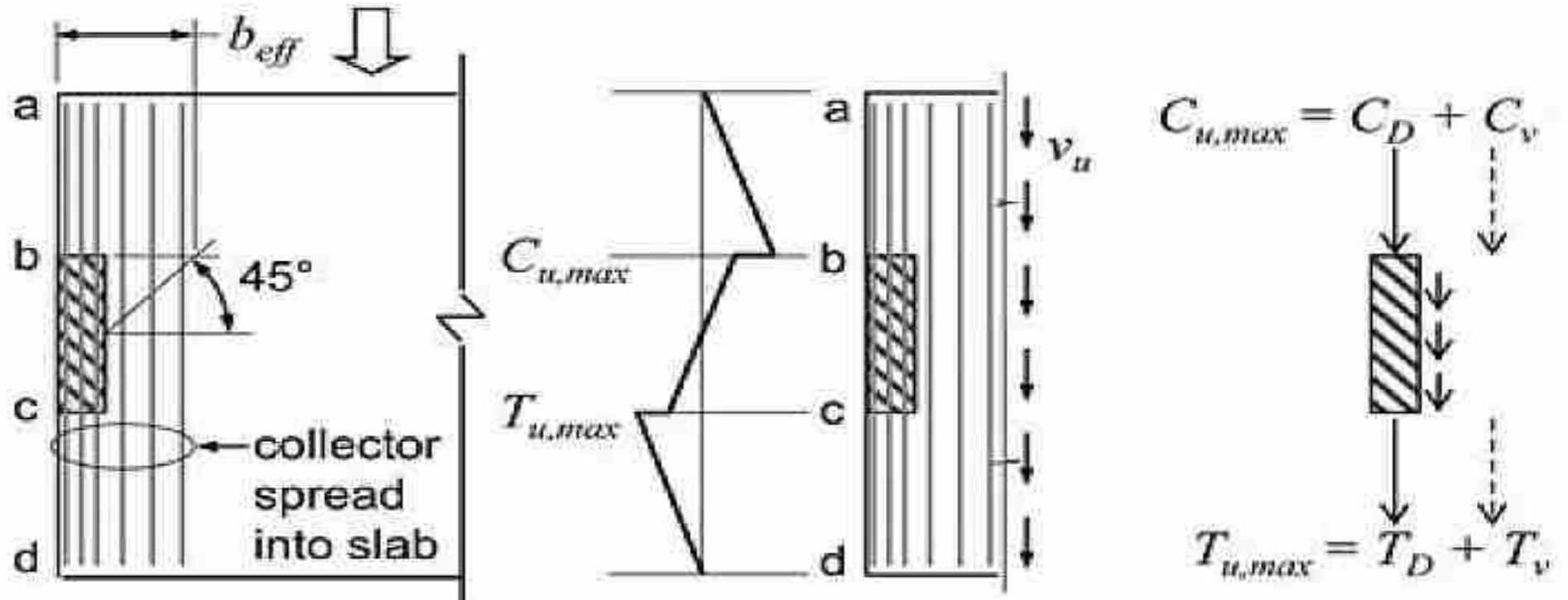
الف- طول مورد نیاز برای گیرایی آرماتور در کشش.

ب- طول مورد نیاز برای انتقال نیروهای طراحی به اعضای قائم، از طریق برش اصطکاکی (مطابق بند ۹-۸-۸)، در اتصال دهنده های مکانیکی یا سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.



ضوابط لرزه ای دیافراگم

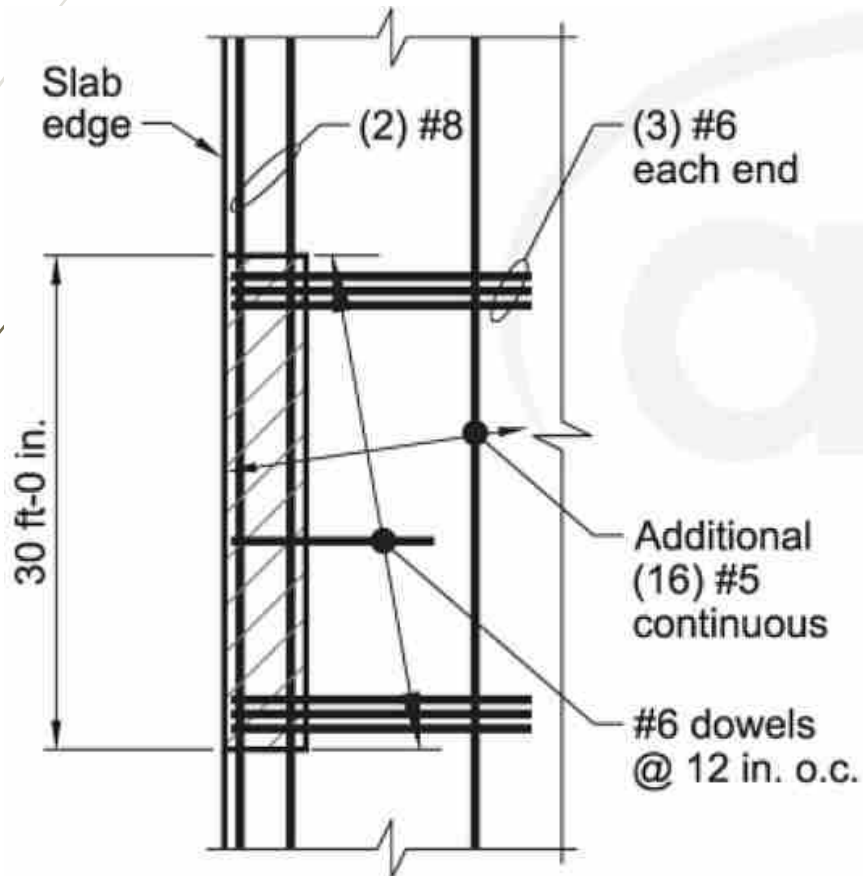
در این حالت (عرض جمع کننده بیشتر از دیوار مثلا در دالهای تخت) نیروی های C_v و T_v به علت **خروج از محوریت دیوار**، باعث بوجود آمدن یک **لنگر اضافه** نیز در طول دیوار می شوند:



لذا یک سری **میلگرد خمشی** موازی با میلگردهای اصطکاکی در ابتدا و انتهای دیوار برای مقابله با این لنگر (شکل بعد) نیز مورد نیاز است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

توزیع آرماتور



سهم آرماتورهای
خارج از عرض دیوار

توزیع نیرو

$$\Omega_o E / A = \leq 0.5 f'_c \quad (\text{unconfined concrete})$$

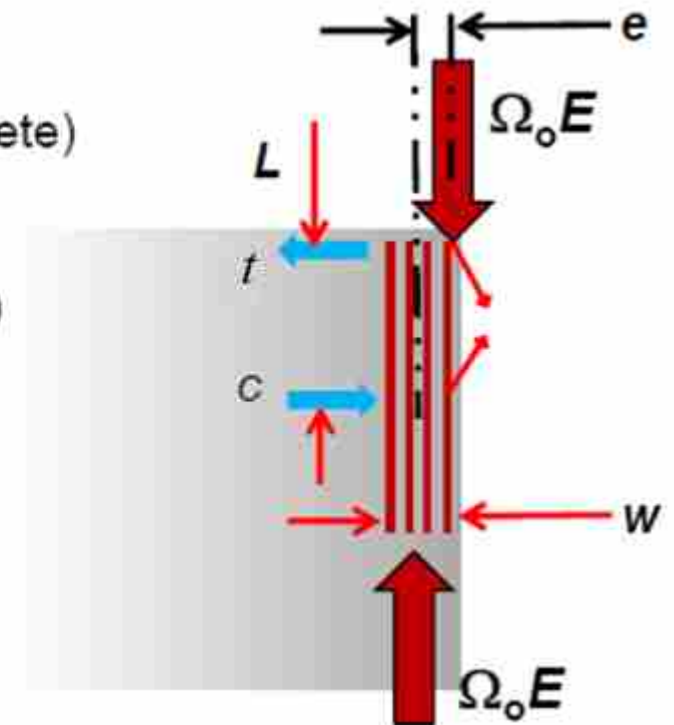
$$\Omega_o E / (wt) = \leq 0.5 f'_c$$

$$w \geq \Omega_o E / (0.5 f'_c t)$$

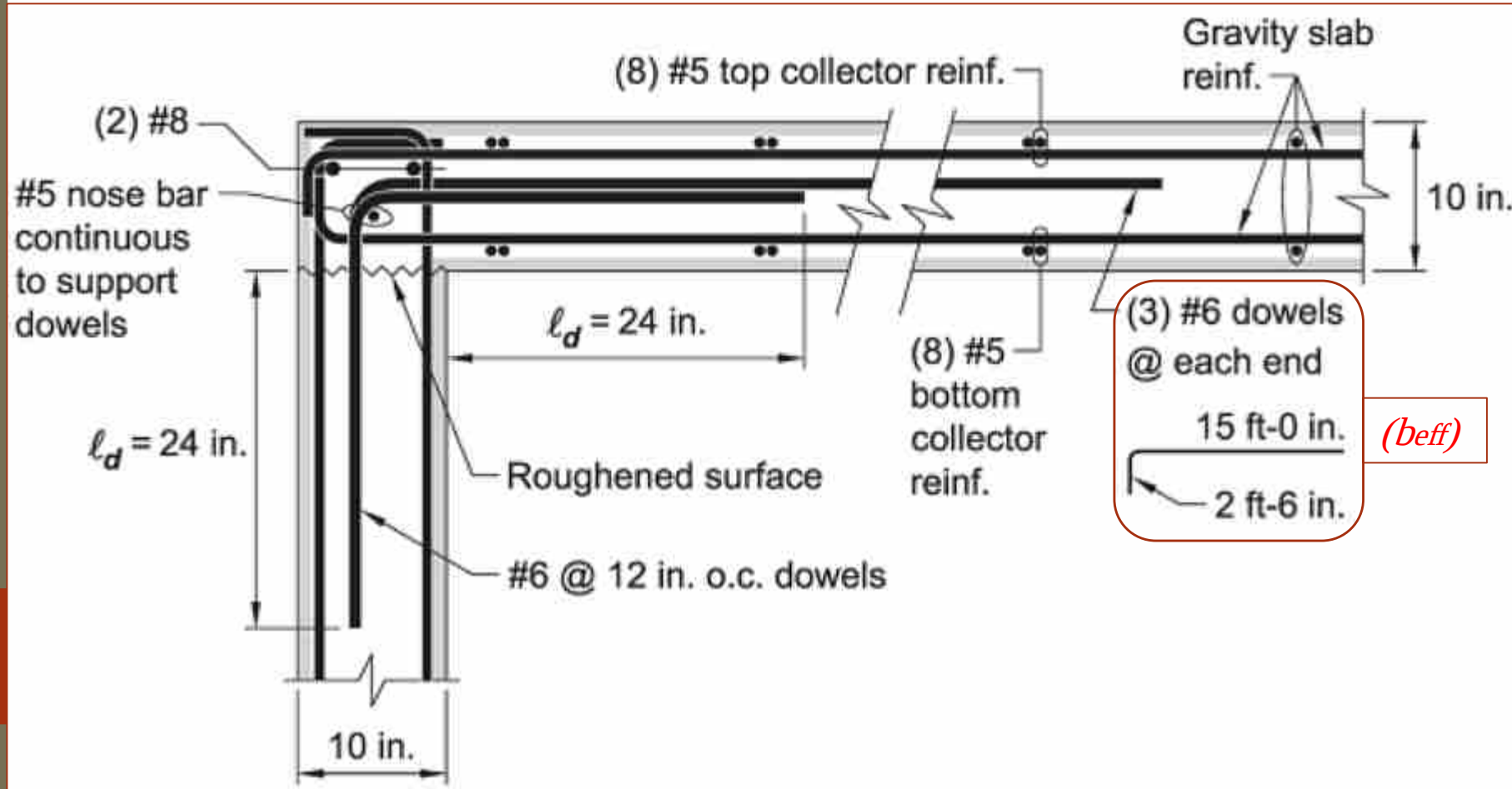
$$e = w/2$$

Local chord force:

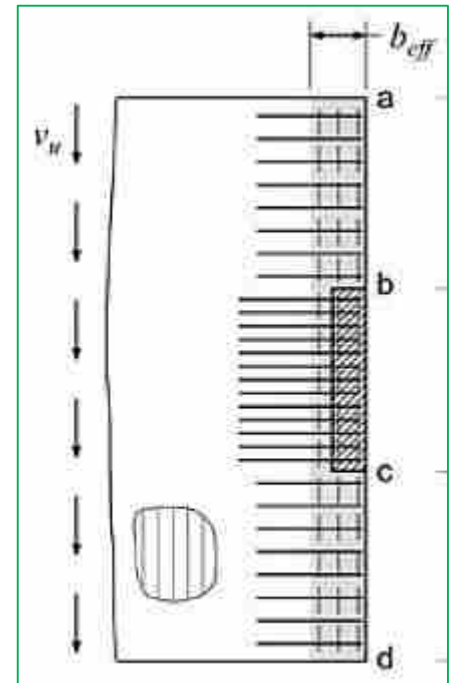
$$C = e (\Omega_o E) / L$$



ضوابط لرزه ای دیافراگم



$$\left[A_{cv} \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + \rho_t f_y \right), \text{MPa} \right]$$



SHEAR FRICTION

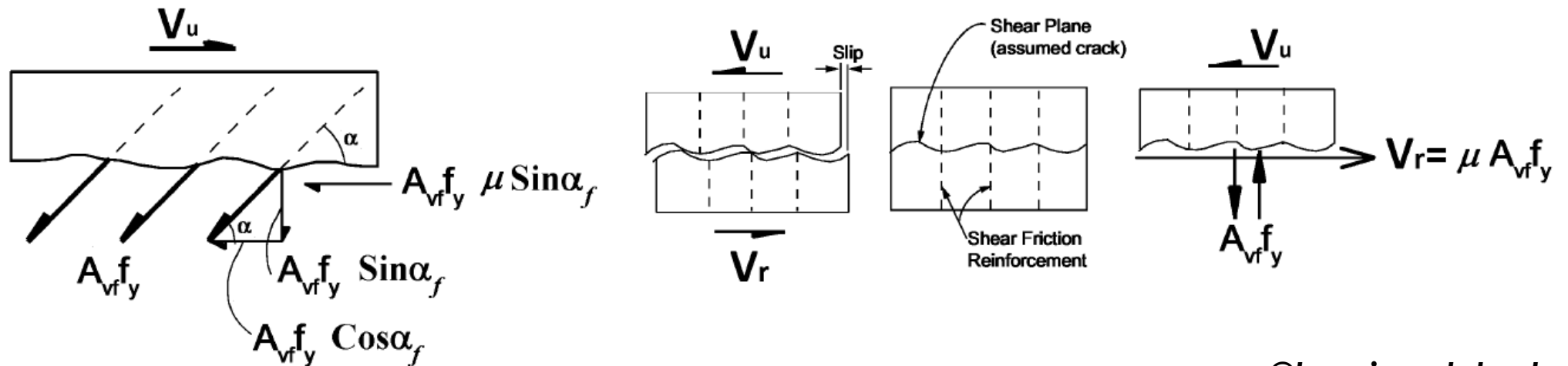
From time to time, shear must be transferred across an interface between two members that can slip relative to one another.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

۸-۳-۵-۱۴-۹ در کلیه دیافراگم‌ها، در مواردی که برش از دیافراگم به جمع کننده، و یا از دیافراگم یا جمع کننده به یک عضو قائم از سیستم باربر جانبی منتقل می‌شود، باید ضوابط بندهای (الف) یا (ب) برآورده شوند:

منظور انتقال برش از سطح لغزش بین دو قسمت یکپارچه یا مجزای بتنی است.

الف- در مواردی که انتقال برش از طریق بتن صورت می‌گیرد، باید ضوابط برش- اصطکاک مطابق بند ۸-۸-۹ رعایت شوند.





In this construction method, cold joints occur on the top and bottom surfaces of the slab along the length of the wall, and shear transfer reinforcement must be determined at the following locations: (1) the face of the wall, (2) the cold joint at the bottom surface of the slab, and (3) the cold joint at the top surface of the slab. The shear transfer reinforcement perpendicular to the face of the wall and perpendicular to the bottom surface of the slab must transfer the shear forces along the length of the wall from the diaphragm to the wall below. Similarly, the vertical reinforcement in the wall must transfer the shear force in the wall above through the top surface of the slab to the wall below. Shear transfer reinforcement must also be provided along the length of the collectors.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

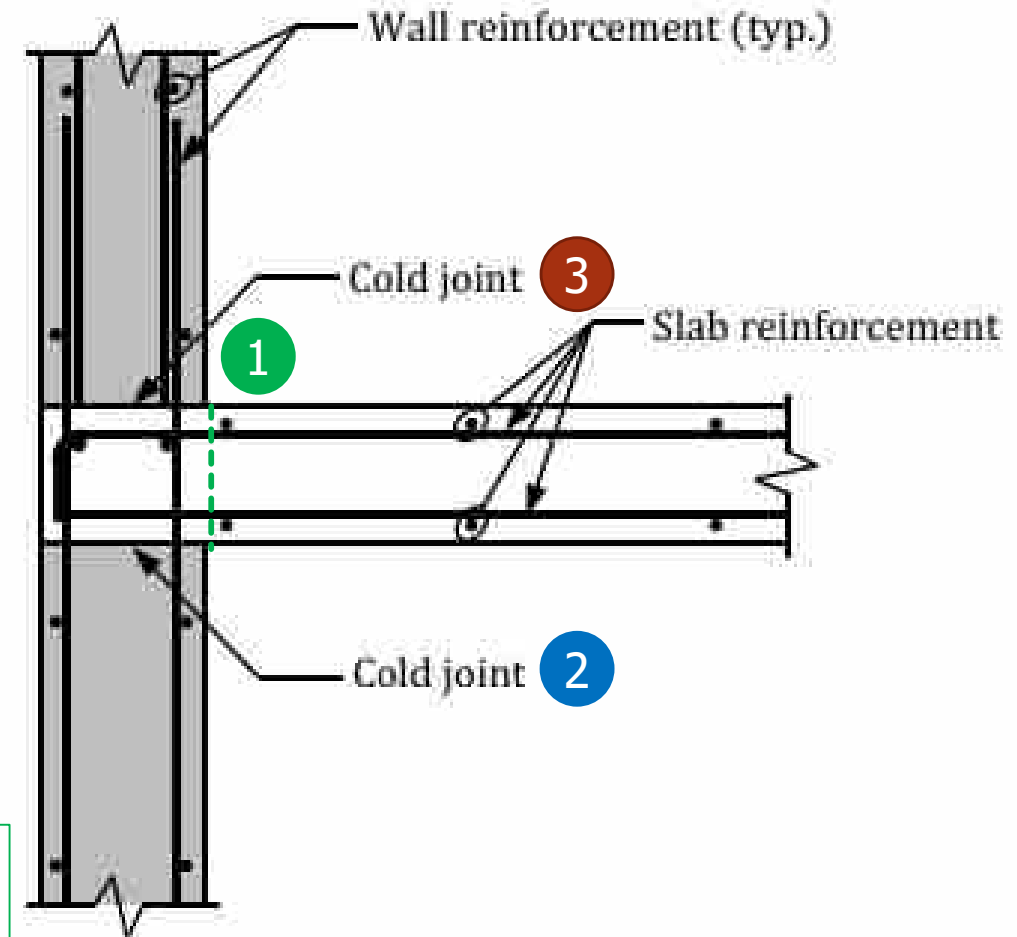
1

Along lengths ab and cd, continuous bottom reinforcement in the diaphragm, if present, may suffice to resist the total shear forces $v_u t_{ab}$ and $v_u t_{cd}$, respectively.

The temperature and shrinkage reinforcement oriented in the east-west direction can be used as the shear transfer reinforcement between the diaphragm and the collector beams along column lines 2 and 3.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

• میلگرد دوخت (shear friction reinforcement)



محل اتصال دال به تیر جمع کننده و دیوار

اتصال دال به دیوار زیر

ضوابط لرزه ای دیافراگم

1

۸-۸-۹ مقاومت برش اصطکاکی

2

$$\phi V_n \geq V_u$$

آرماتور برش-اصطکاکی
عمود بر صفحه
برش باشد

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

سطح مقطع آرماتور برش-اصطکاکی
در صفحه مورد نظر برای تحمل برش

آرماتور برش-اصطکاکی
نسبت به صفحه برش
مورب بوده و نیروی
برشی سبب ایجاد
کشش در فولادها شود

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

زاویه بین آرماتور برش-اصطکاکی
و صفحه ی برش مورد نظر

μ	شرایط سطح تماس
1.4λ	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه
1.0λ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه ضعیف بوده، و به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرس شده باشد.
0.6λ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه ضعیف بوده، و به صورت عمودی زبر نشده باشد.
0.7λ	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم های جوش شده انجام می شود.

$\lambda = 1.0$ برای بتن معمولی؛ برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۹-۳-۲ تعیین می شود؛ ولی نباید از ۰/۸۵ بیش تر باشد.

۸-۸-۹-۳ مقدار V_n در عرض صفحه ی برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در رابطه های (۸-۹-۳۷) بیش تر شود. اگر

بتن های با مقاومت های مختلف در مجاورت یک دیگر اجرا شوند، کم ترین مقدار f'_c باید در این رابطه ها مورد استفاده قرار گیرد.

الف- برای بتن معمولی که به طور یک پارچه و یا در مقابل بتن سخت قبلی ریخته شده و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر

مضرس شده باشد، باید از کم ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

ضوابط لرزه ای دیافراگم

1

$$A_{s(dowel)} \geq \frac{V_{u(total)} / \ell_w}{1.4\phi\lambda f_y}$$

In cases where the width of the collector is equal to the width of the vertical element of the LFRS, $V_{u(total)}$ in this equation is equal the factored shear force in the wall, V_u . Where the collector is wider than the width of the vertical element, $V_{u(total)}$ is equal to $V_u + T_v + C_v$.

• میلگرد دوخت (shear friction reinforcement)

Jack Moehle

2

For the detail shown in Figure 15.23, the entire collector force, amplified by overstrength factor Ω_0 , plus any diaphragm shear along the length of the wall, must be transferred to the wall through shear-friction across the cold joint. For the example of Figure 15.22, the total force is $C_{u,max} + T_{u,max} + v_u t l_{bc}$. (Note that the terms $C_{u,max}$ and $T_{u,max}$ include the factor Ω_0 but the term $v_u t l_{bc}$ does not include factor Ω_0 .) Dowels crossing the cold joint can provide the required shear-friction reinforcement. If the interface is clean and free of laitance, and is intentionally roughened to an amplitude of $\frac{1}{4}$ in (6 mm) as required by ACI 318, the friction coefficient is $\mu = 1.0\lambda$.

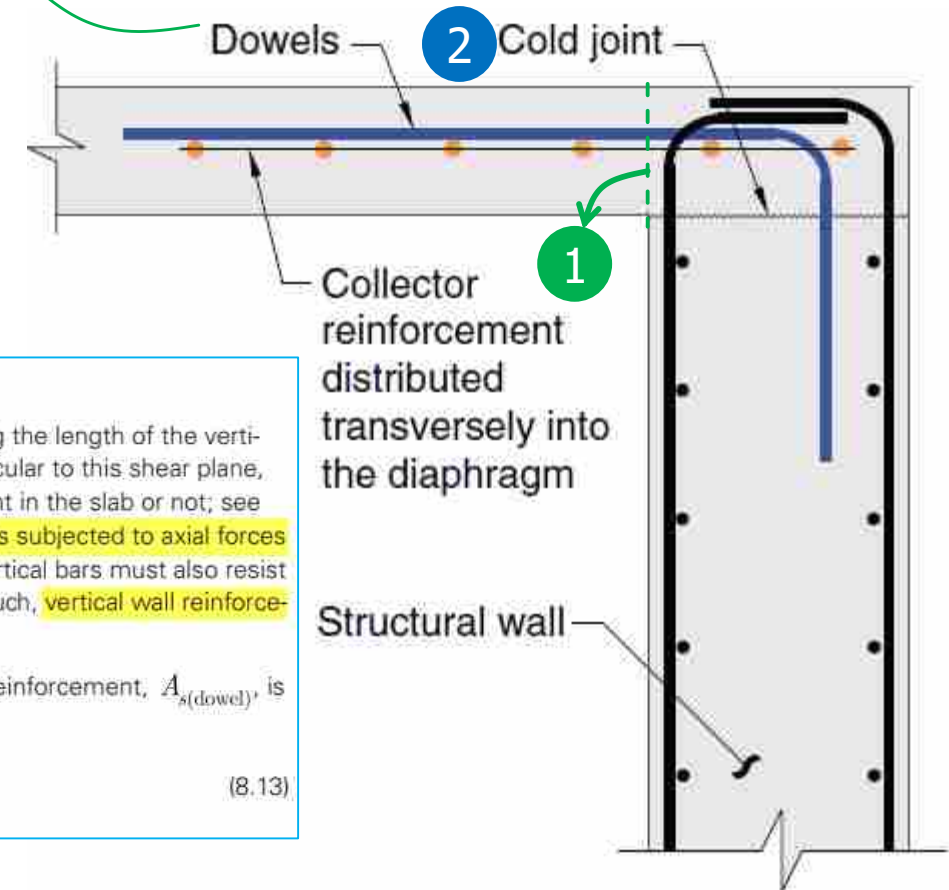
2

Shear Transfer Reinforcement at Bottom Surface of Slab

At the cold joint between the wall and the bottom surface of the slab, shear-friction requirements along the length of the vertical element of the LFRS can be satisfied, in general, using all the reinforcement that crosses perpendicular to this shear plane, which in the case of Construction Method A, consists of dowel bars (either spliced to the reinforcement in the slab or not; see Figures 8.6 and 8.7) and the vertical reinforcement in the wall. Typically, a wall that is part of the LFRS is subjected to axial forces in combination with flexure, which must be resisted by the vertical reinforcement in the wall. These vertical bars must also resist shear forces from lateral load effects, so the tension forces in these bars are usually not nominal. As such, vertical wall reinforcement is usually not used as shear-friction reinforcement at this location.

Where distinct dowel bars like those illustrated in Figure 8.6 are provided, the required area of dowel reinforcement, $A_{s(dowel)}$, is determined by Equation (8.9):

$$A_{s(dowel)} \geq \frac{V_{u(total)} / \ell_w}{\phi\mu f_y} \quad (8.13)$$



ضوابط لرزه ای دیافراگم

- میلگرد دوخت (shear friction reinforcement)



3

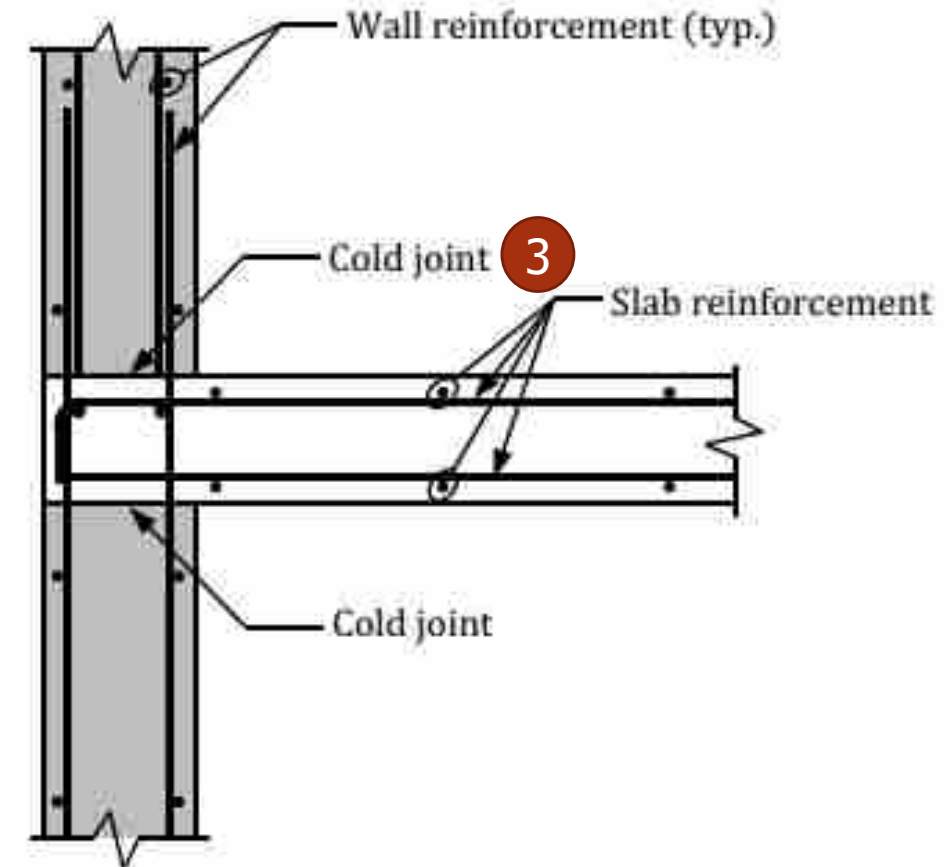
Shear Transfer Reinforcement at Top Surface of Slab

At the cold joint between the wall and the top surface of the slab, shear-friction requirements along the length of the wall must be satisfied using the reinforcement that crosses this shear plane, which is the vertical reinforcement in the wall, A_v . Assuming the factored shear force in the wall above the slab is equal to $V_{u(\text{above})}$, Equation (8.9) can be used to determine the required area of shear-friction reinforcement, A_{vf} :

$$A_{vf} \geq \frac{V_{u(\text{above})} / \ell_w}{\phi \mu f_y} \quad (8.15)$$

Where the tension forces in the vertical reinforcement of the wall are not nominal, the total area of reinforcement crossing this joint, $A_{\ell(\text{total})}$, must be equal to the area of the reinforcement A_{vf} determined by Equation (8.15) plus A_v (see ACI 22.9.4.6):

$$A_{\ell(\text{total})} \geq \frac{V_{u(\text{above})} / \ell_w}{\phi \mu f_y} + A_v \quad (8.16)$$



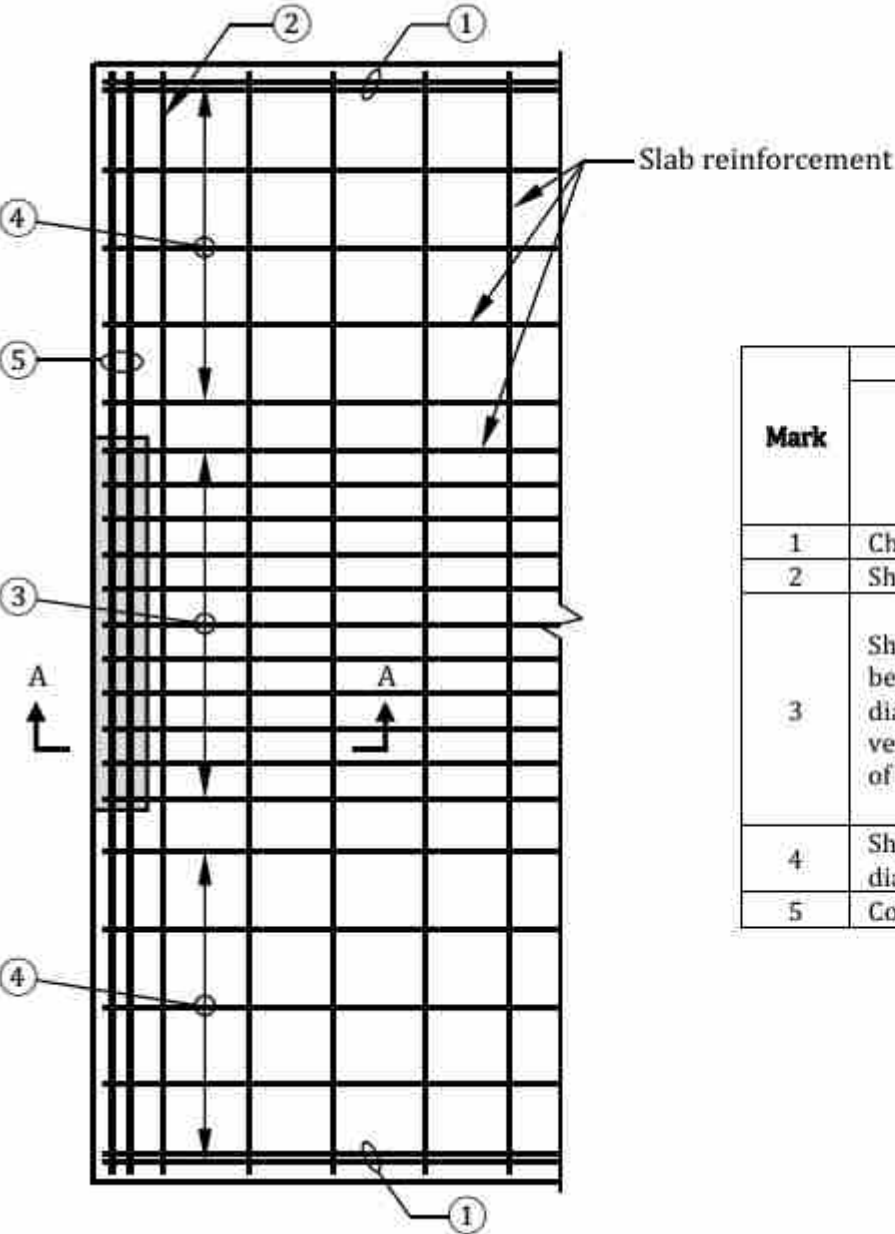
ضوابط لرزه ای دیافراگم



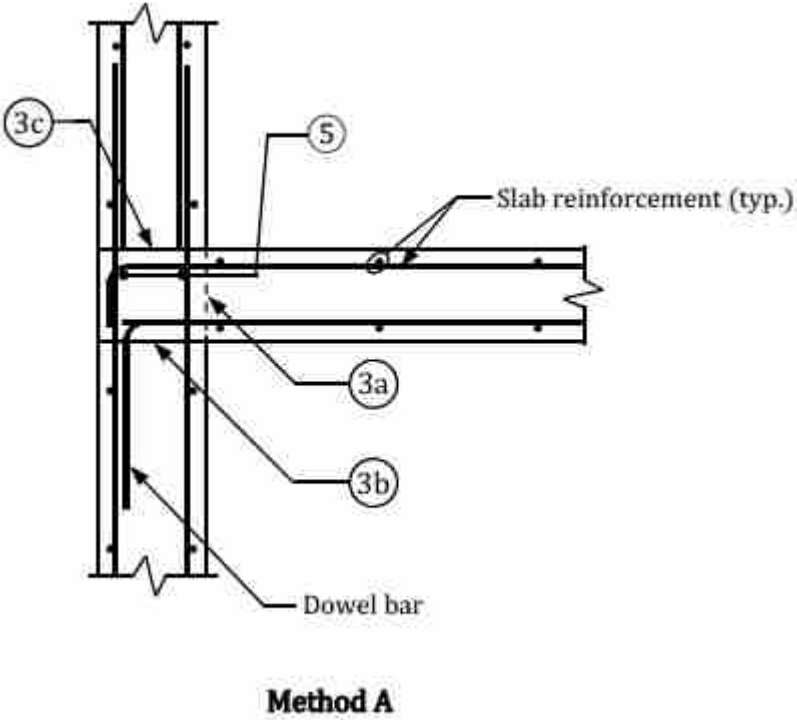
Table 8.2 Required Shear Transfer Reinforcement

Shear Transfer	Location	Type of shear transfer reinforcement	A_{vf}	
			Method A	Method B
Diaphragm and Vertical Elements of the LFRS	Face of wall and bottom surface of slab ⁽¹⁾	Distinct dowel bars ²	$A_{s(dowel)} \geq \frac{V_{u(total)} / \ell_w}{\phi \mu f_y}$	
		Reinforcement in slab ⁽²⁾	$A_{s(slab)} \geq \frac{V_{u(total)} / \ell_w}{\phi \mu f_y}$	
	Top surface of slab	Wall vertical reinforcement ³	$A_{\ell(total)} \geq \frac{V_{u(above)} / \ell_w}{\phi \mu f_y} + A_{\ell}$	—
Diaphragm and Collector Elements	Interface between diaphragm and collector	Reinforcement in slab ⁽²⁾	$A_{s(slab)} \geq \frac{V_u / L}{1.4 \phi \lambda f_y}$	

ضوابط لرزه ای دیافراگم



Mark	Reinforcement		
	Type	Equation No.	
		Method A	Method B
1	Chord	8.4	
2	Shear	8.6	
3	Shear transfer between diaphragm and vertical elements of LFRS	a Face of wall	8.12 8.18
		b Bottom surface	8.14 —
		c Top surface	8.16 —
4	Shear transfer between diaphragm and collectors	8.19	
5	Collector	8.27	



ضوابط لرزه ای دیافراگم

شرط $\mu=1$

۳۷-۸-۹

$$V_n \leq \text{Min} \begin{cases} 0.2f'_c A_c \\ (3.3 + 0.08f'_c) A_c \\ 11A_c \end{cases}$$

$$V_n \leq \text{Min} \begin{cases} 0.2f'_c A_c \\ 5.5A_c \end{cases}$$

A_c سطح مقطع بتنی که در انتقال برش مقاومت می کند

اگر درز در دیوار باشد سطح مقطع دیوار است در غیر اینصورت سطح مقطع دال است.

ب- در سایر موارد؛ کمترین از مقادیر زیر:

یک پیشنهاد:

$$P_u = 1.2D + 1.0(0.5)L$$

$$P_u = 0.9D$$

۳-۱-۸-۸-۹ مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه ی برش اصطکاکی اسمی V_n ، بر اساس

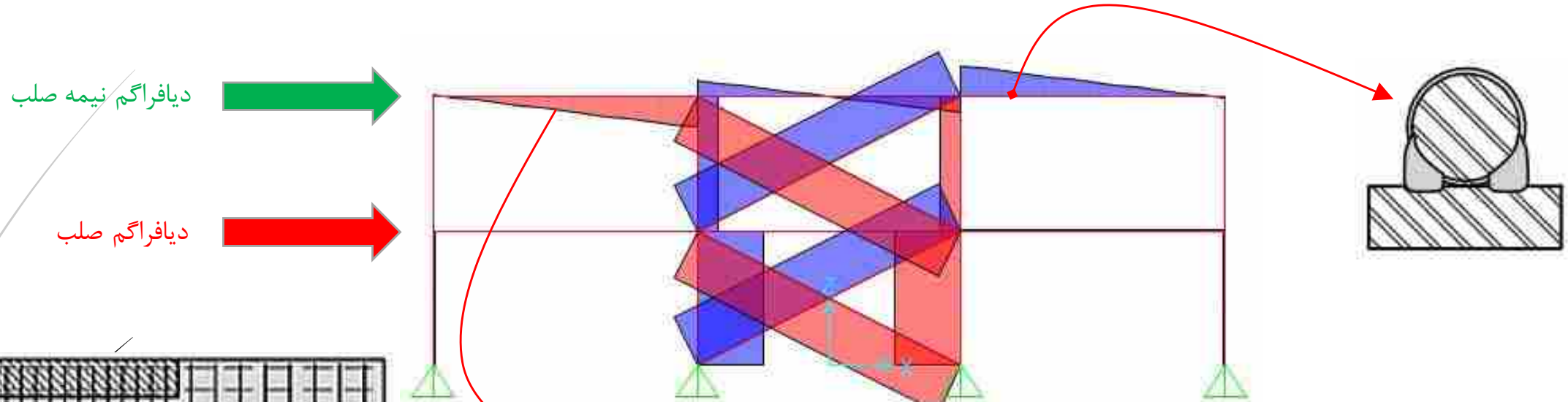
حدود ارائه شده در فصل ۹-۴ نباید از حداکثر ۴۲۰ مگاپاسکال بیشتر شود.

۴-۲-۸-۸-۹ در مواردی که صفحه ی برش زیر اثر نیروی فشاری دائمی قرار دارد، می توان

نیروی اصطکاک ناشی از آن را به مقاومت اسمی V_n اضافه کرد و به این ترتیب آرماتور برش اصطکاکی A_{vf} را کاهش داد.

۵-۲-۸-۸-۹ در مواردی که صفحه ی برشی زیر اثر نیروی کششی قرار دارد، آرماتور لازم برای

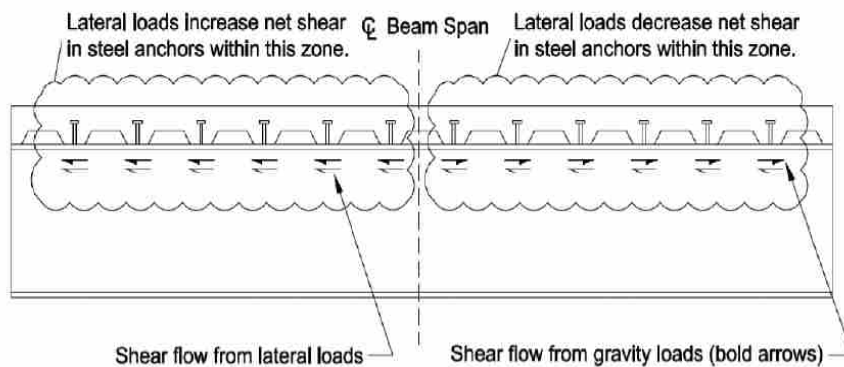
تحمل بار کششی را باید به آرماتور A_{vf} لازم برای تحمل برش اضافه کرد.



نیروی محوری وقتی بار در تمام طول قاب اعمال شده است

جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک: μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرس شده باشد.	1.0
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و به صورت عمودی زیر نشده باشد.	0.6
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7



AISC360-16 Fig. C-I7.1. Shear flow at collector beams.

جزئیات آرماتورگذاری



ضوابط لرزه ای

نوع میلگرد

محدودیت استفاده از میلگرد A4 در سیستم سازه ای با شکل پذیری ویژه برداشته شده است.

* طبق اصلاحیه شماره یک مبحث نهم ۹۲ استفاده از میلگردهای A4 با تنش تسلیم ۵۰۰ و ۵۲۰ مگاپاسکال به جز در دیوارهای برشی ویژه و قابهای خمشی ویژه، در صورت احراز شرایط (شکل پذیری روی ۵ برابر قطر حداقل ۱۶٪ باشد و در تولید آن از شمش با کربن بالا استفاده نشده باشد) مجاز بود.

* طبق جدول ۴-۴-۹ مبحث نهم ۹۹، استفاده از میلگردهای با تنش تسلیم حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال در قابهای لرزه ای ویژه (خمش، نیروی محوری، حرارت، برش) مجاز است.



ضوابط لرزه ای

نوع میلگرد

جدول ۳-۴ کاربرد آرماتورهای آجدار طولی و عرضی

کاربرد	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار σ_{yk} یا σ_{yk} مجاز برای کاربرد در محاسبات (مگاپاسکال) ^(۱)	نوع آرماتور	
			میلگردهای آجدار	سیم‌های آجدار
خمش، نیروی محوری، حرارت و انقباض	قاب‌ها لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	بند ۴-۷-۵	غیر مجاز
	تمام اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰		
آرماتورهای محصور کننده، ویا آرماتورهای تکیه‌گاهی آرماتورهای طولی	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار
	سیستم‌های ویژه لرزه‌ای	۷۰۰		
	دورپیچ‌ها	۷۰۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار
	سایر موارد	۵۵۰		
برش	قاب‌ها لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار
	تمام اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰		
	دورپیچ‌ها	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار
	برش اصطکاک	۴۲۰		
	خاموت‌ها، بست‌ها، تنگ‌ها	۴۲۰		
	آرماتورهای طولی و عرضی	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار

ضوابط لرزه ای قلابهای دوخت

۹-۲۱-۲-۲-۶ قلابهای دوخت باید شرایط زیر را تامین کنند.

الف- سنجاقی باید یک پارچه باشد.

ب- یک انتهای سنجاقی باید دارای قلاب لرزه ای بوده، و انتهای دیگر آن باید دارای قلاب با زاویه ای حداقل ۹۰ درجه باشد.

پ- قلاب باید در برگیرنده ی میلگرد طولی پیرامونی مقطع باشد.

ت- انتهای با خم ۹۰ درجه ی دو سنجاقی متوالی که میلگرد طولی را در بر می گیرند، باید به طور یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند؛ مگر آن که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ یا

۹-۲۰-۲-۶-۳-۶ تامین شوند.

Alternate hook position of
each successive crosstie

Longitudinal
reinforcement

135-degree
bend

90-degree bend

قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیش تر بر روی خاموت ها، دورگیرها و یا سنجاقی ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی متر. قلاب های متعلق به دورگیرهای دایره ای می توانند خم ۹۰ درجه یا بیش تر داشته باشند. قلاب های لرزه ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آنها رو به داخل باشد.

seismic hook

قلاب لرزه ای

جزئیات آرماتورگذاری قابهای متوسط



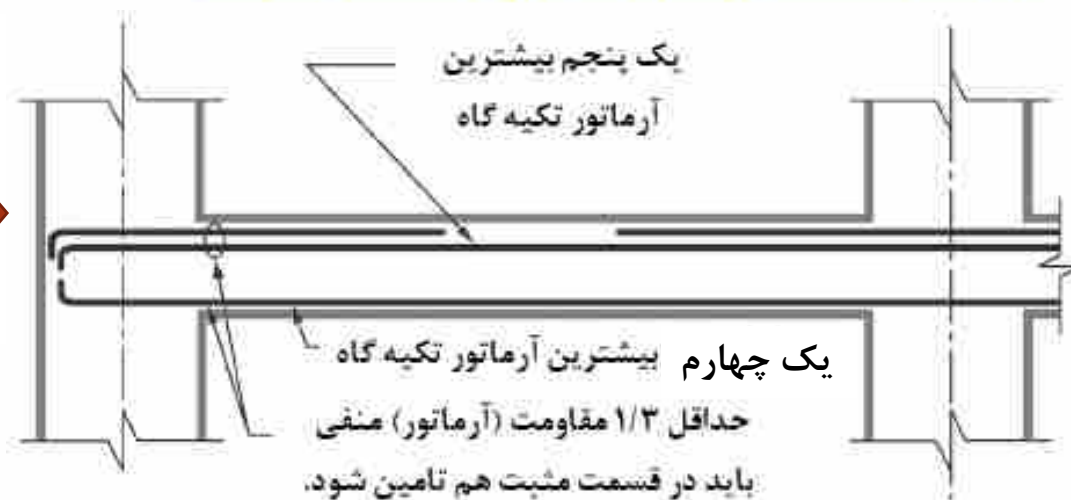
۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

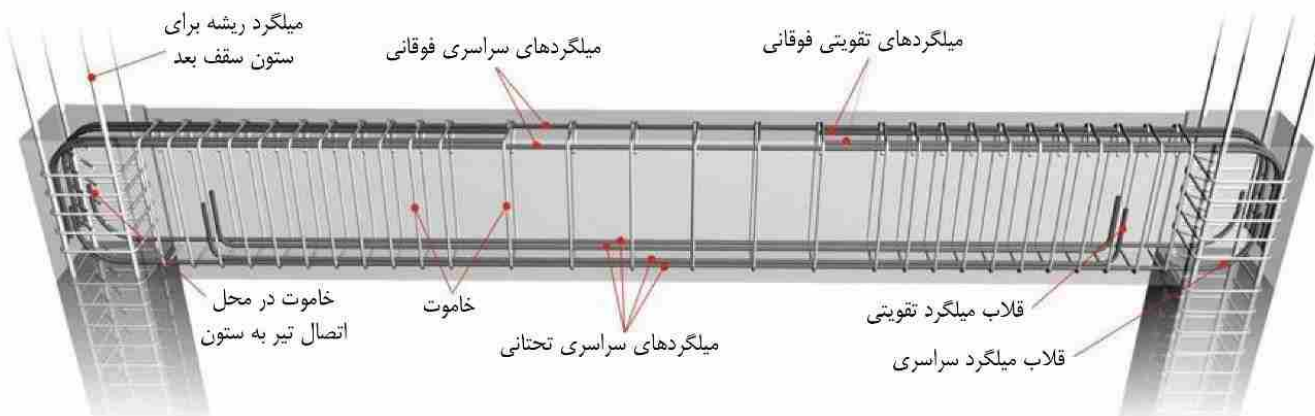
ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.

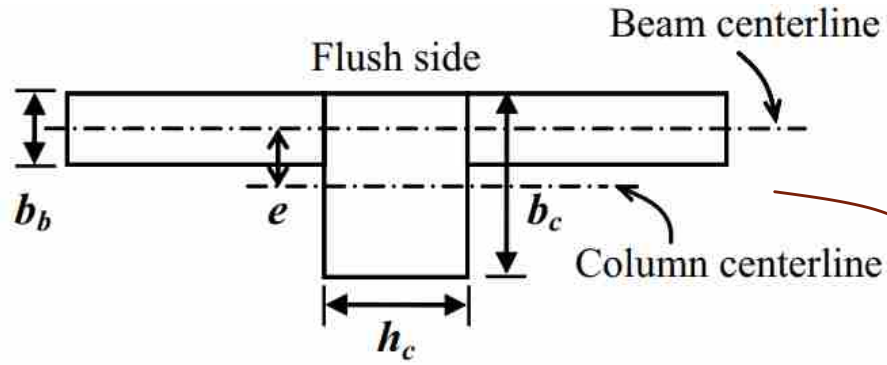


۹-۲۰-۵-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۲-۱ در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حداقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه تحتانی نباید در هیچ مقطع، از یک چهارم بیش‌ترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه‌ی تیر کم‌تر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه گاه مهار شوند.

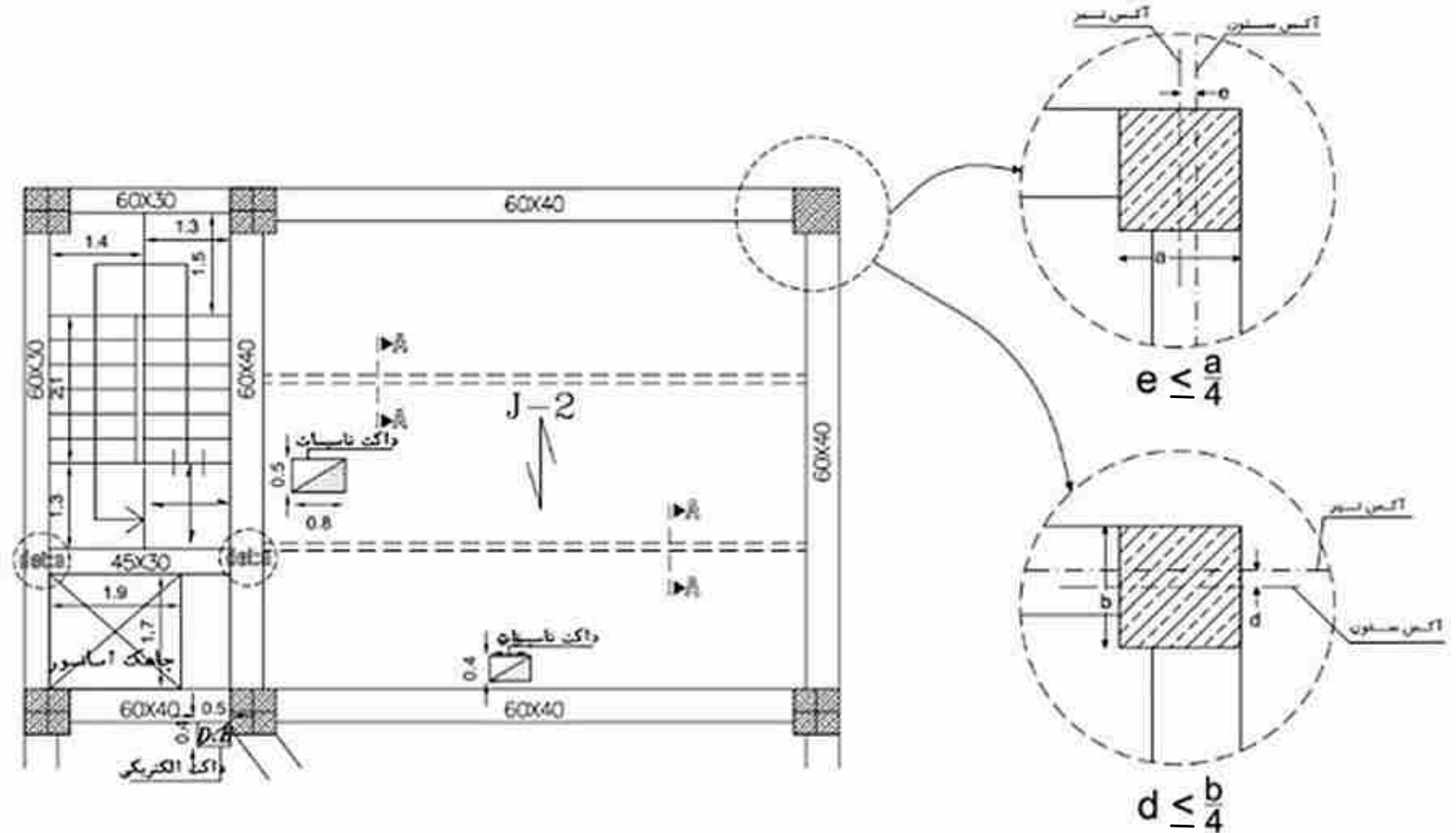
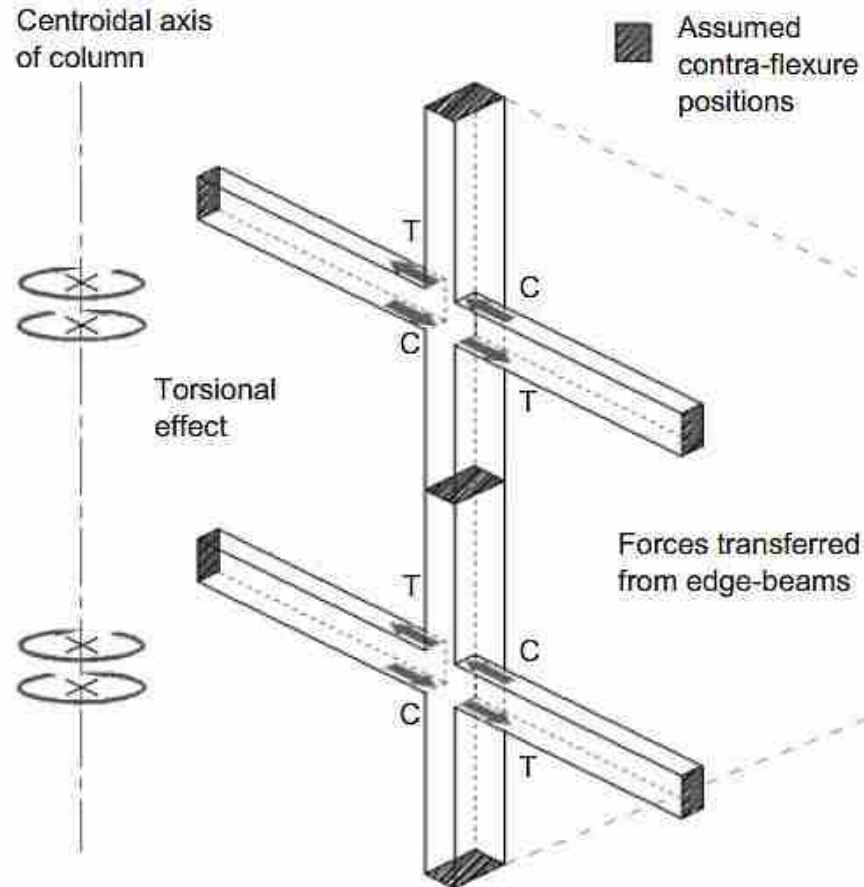
۹-۲۰-۵-۲-۲ در هر طرف تیر در بر تکیه گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه گاه کم‌تر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه گاه در دو انتهای تیر کم‌تر باشد.



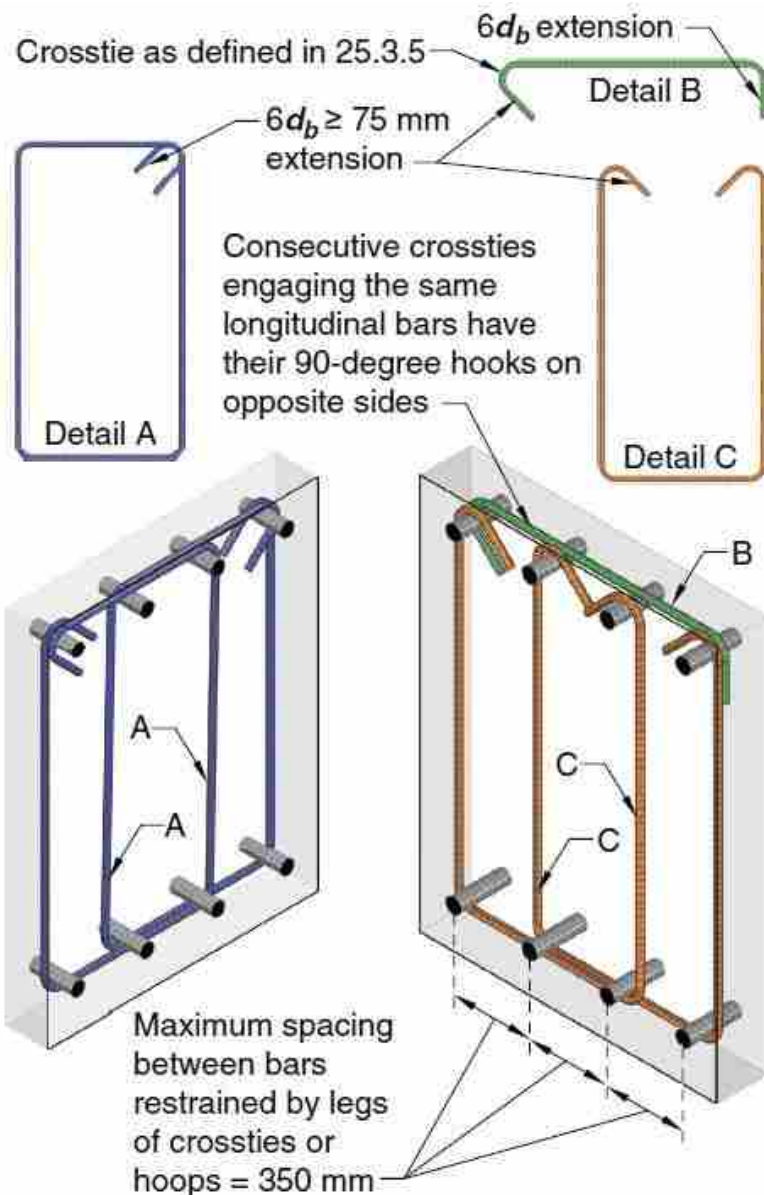


۲-۱-۲-۵-۲۰-۹ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله‌ی محورهای هندسی دو عضو از یک دیگر، نباید بیش‌تر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

$(e \leq \frac{b_c}{4})$



ضوابط لرزه ای - آرماتورگذاری عرضی



۱-۳-۲-۵-۲۰-۹ در تیرها در طول ناحیه های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می باشند، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۲-۳-۲-۵-۲۰-۹ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش و یا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند.

۲-۳-۲-۵-۲۰-۹ دورگیرها و فواصل آنها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کمتر از ۸ میلی متر نباشد.

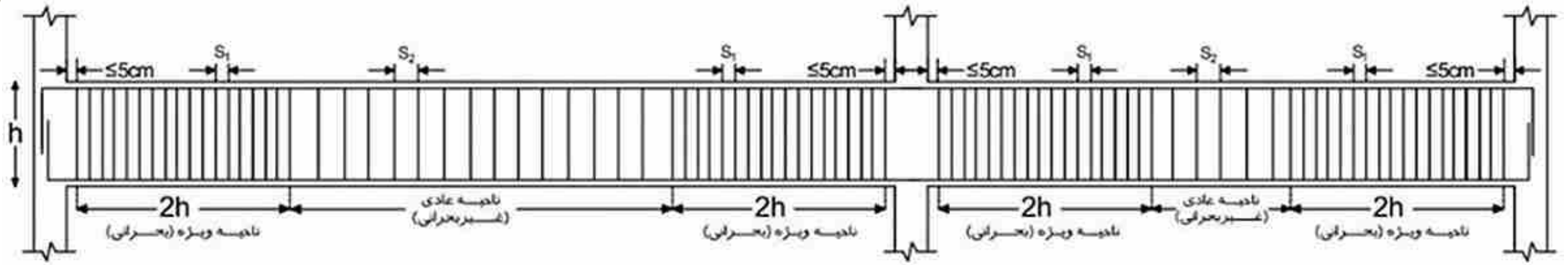
ب - فاصله ی دورگیرها از یک دیگر بیش تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

پ - فاصله ی اولین دورگیر از بر تکیه گاه بیش تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

۳-۳-۲-۵-۲۰-۹ در سرتاسر طول تیرها، فاصله ی آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید بیش تر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۶-۳-۲-۶-۲۰-۹ دورگیر در تیرها را میتوان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب لرزه ای باشد و میلگرد دیگر به شکل سنجاقی که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه سنجاقیهای متوالی که یک میلگرد طولی را در بر میگیرند، باید به طور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود.

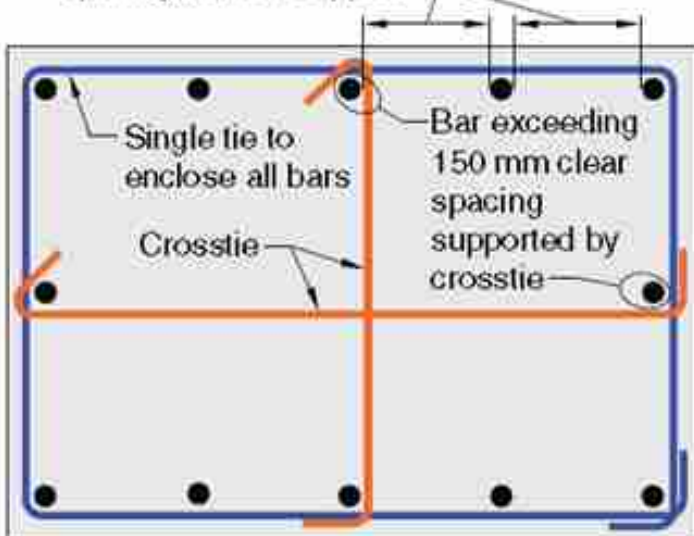
ضوابط لرزه ای - آرماتورگذاری عرضی



$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 \leq \min \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, \min, 24d_b, \text{عرضی}, 30 \text{ cm} \right\} \\ S_2 \leq \frac{d}{2} \end{array} \right.$$

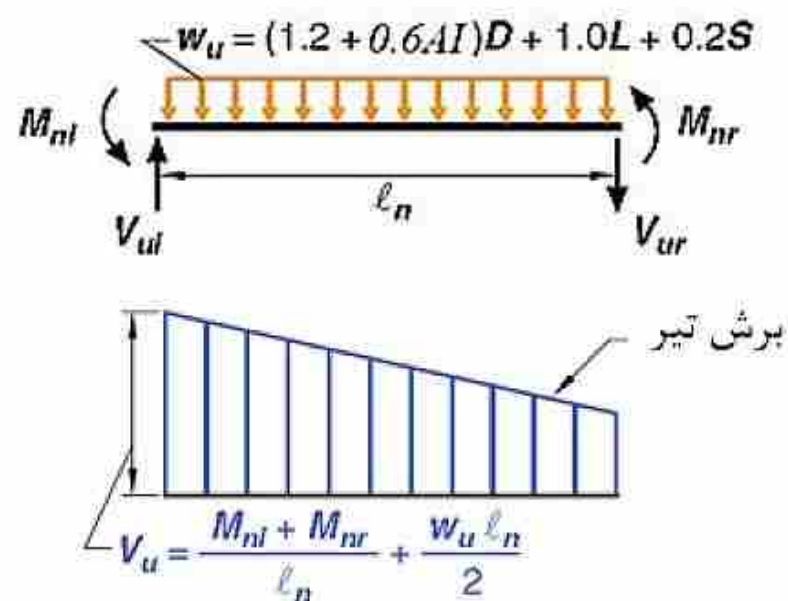
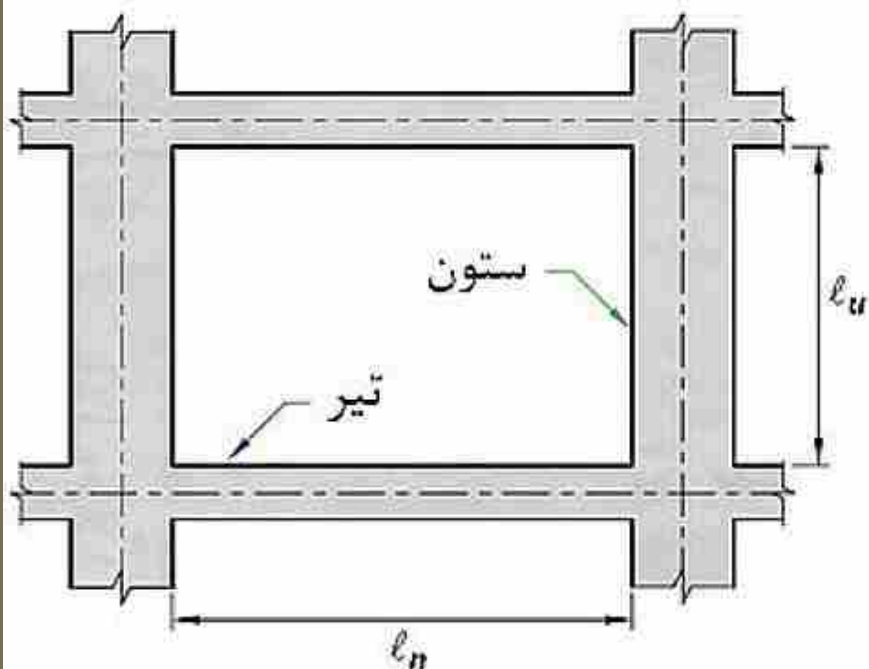
فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی و غیر بحرانی

Bars not to exceed 150 mm clear spacing without support



۴-۳-۲-۵-۲۰-۹ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب دار در آنها از $0.10A_g f'_c$ بیش تر است، مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز که بر اساس ضوابط بند ۳-۳-۲-۵-۲۰-۹ محاسبه می گردد باید ضوابط بند ۲-۶-۲۱-۹ و در صورت استفاده از دورپیچ ضوابط بند ۳-۶-۲۱-۹ را نیز رعایت نماید.

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

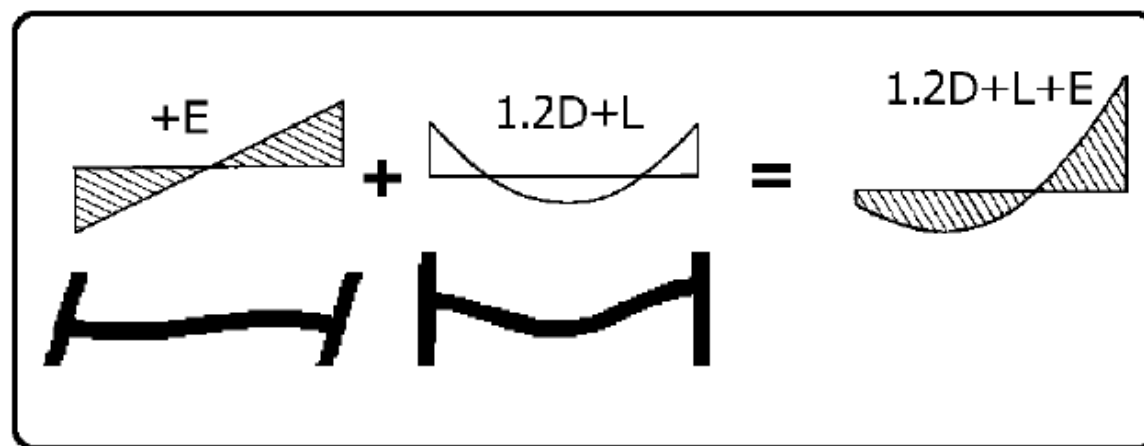


۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۴ مقاومت برشی تیر، ϕV_n ، نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب دار و مولفه ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاهها؛ $\Phi=1, M_n(f_s=f_y)$

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیبهای بارگذاری که در آنها به جای برش ناشی از زلزله ی E، مقدار 2E جایگزین شده باشد.

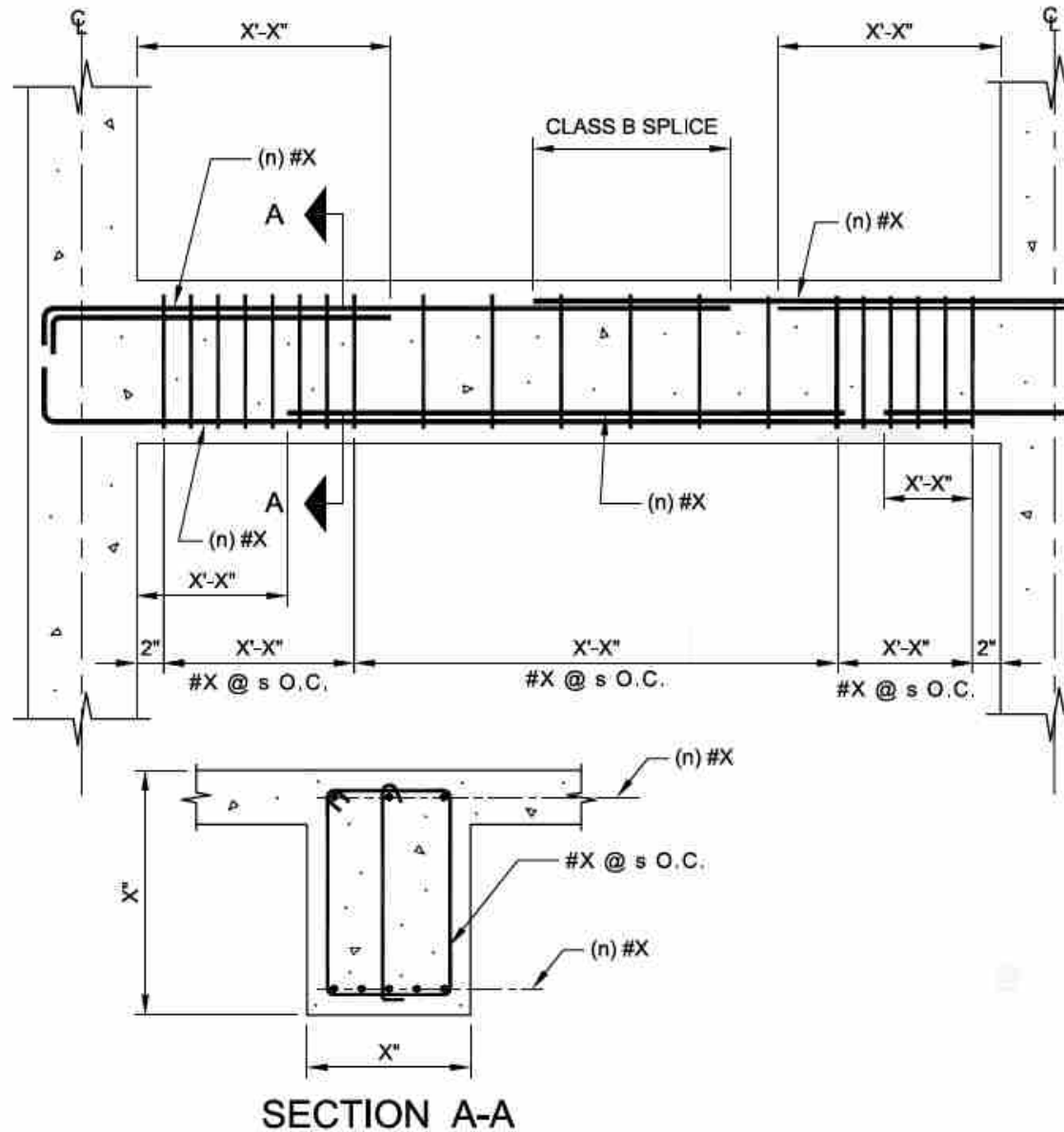


ضوابط لرزه ای - آرماتورگذاری عرضی

$$V_u = \text{Min} \begin{cases} V_u = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2} \\ V_u = 2(V_E) + \frac{w_u L_n}{2} \end{cases}$$

شکل پذیری متوسط

فاصله ساقها در آرماتور گذاری عرضی تیر (یادآوری)



۳-۵-۶-۱۱-۹ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله ی ساقها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کمترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله ی ساقها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

ضوابط لرزه ای - ستونها

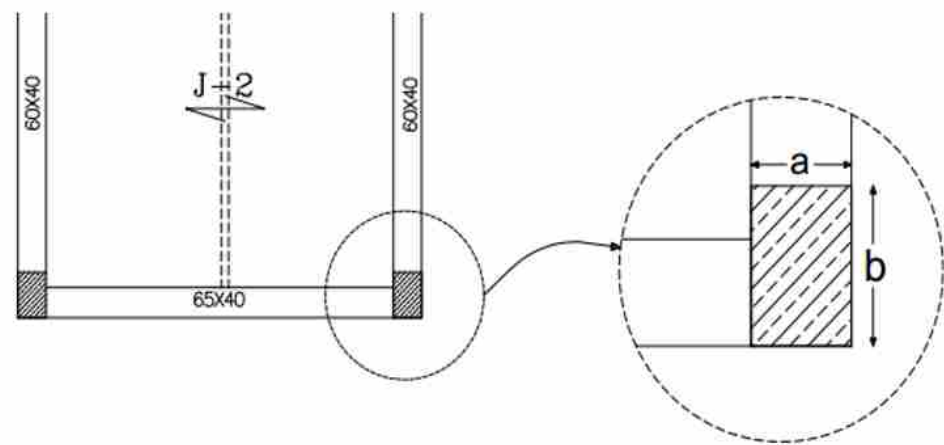
۹-۲۰-۵-۳ ستونها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت های هندسی

۹-۲۰-۵-۳-۱-۱ در ستونها محدودیت های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن، و نیز نباید کمتر از ۲۵۰ میلی متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{1}{۲۵}$ کمتر باشد.



ابعاد مقطع ستون

$$a \geq \max(0.3b, 25 \text{ cm})$$
$$b \geq \max(0.3a, 25 \text{ cm})$$

۹-۲۰-۵-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۲-۱ در ستونها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون

نباید کمتر از یک درصد و بیش تر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله ها نیز رعایت شود.

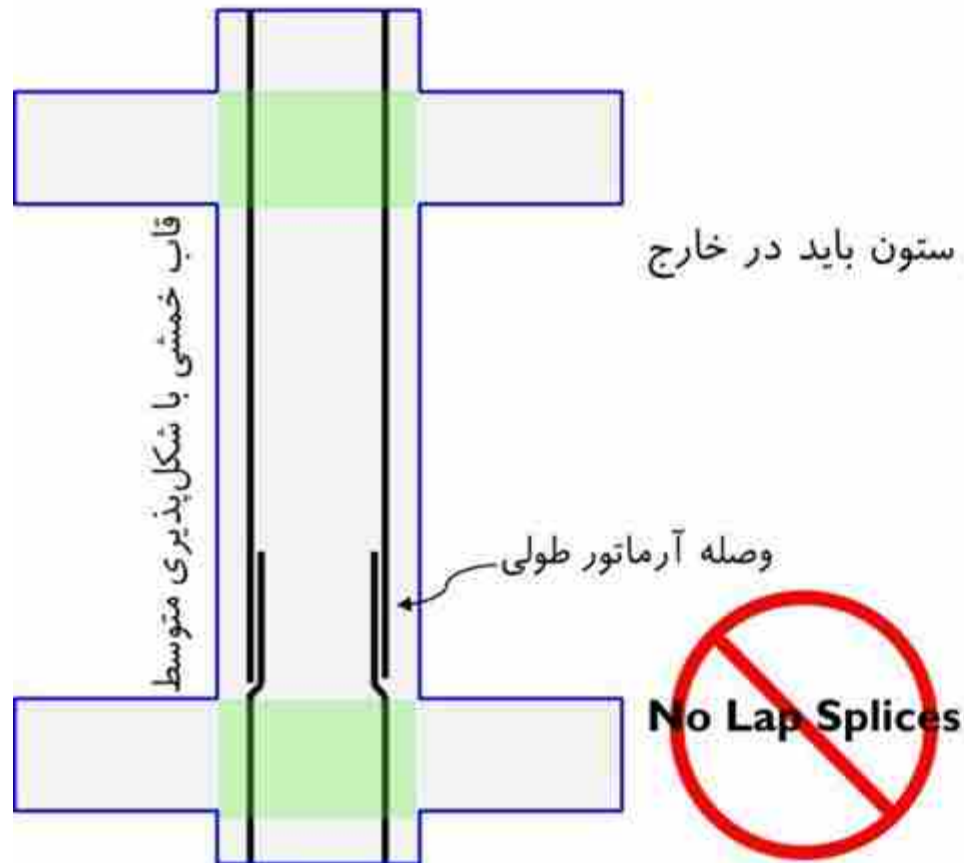
@AlirezaeiChannel

ضوابط لرزه ای - ستونها

محل وصله آرماتور طولی ستون قاب خمشی متوسط

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

طبق بند ۹-۲۰-۵-۳-۲، محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.



@AlirezaeiChannel

ضوابط لرزه ای - ستونها

۹-۲۰-۵-۳ آرماتورهای عرضی

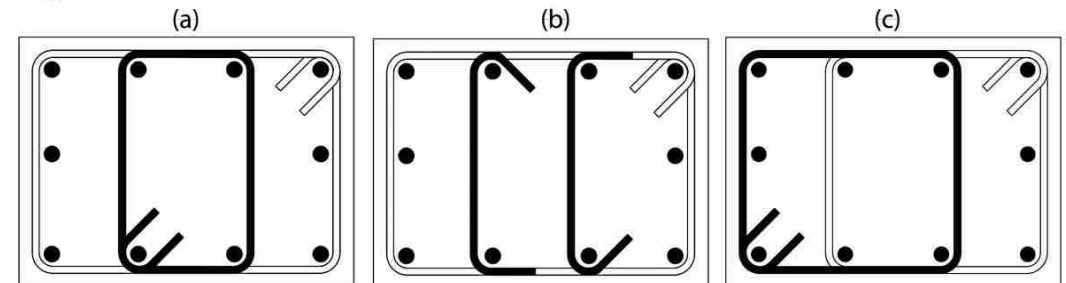
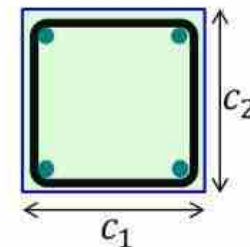
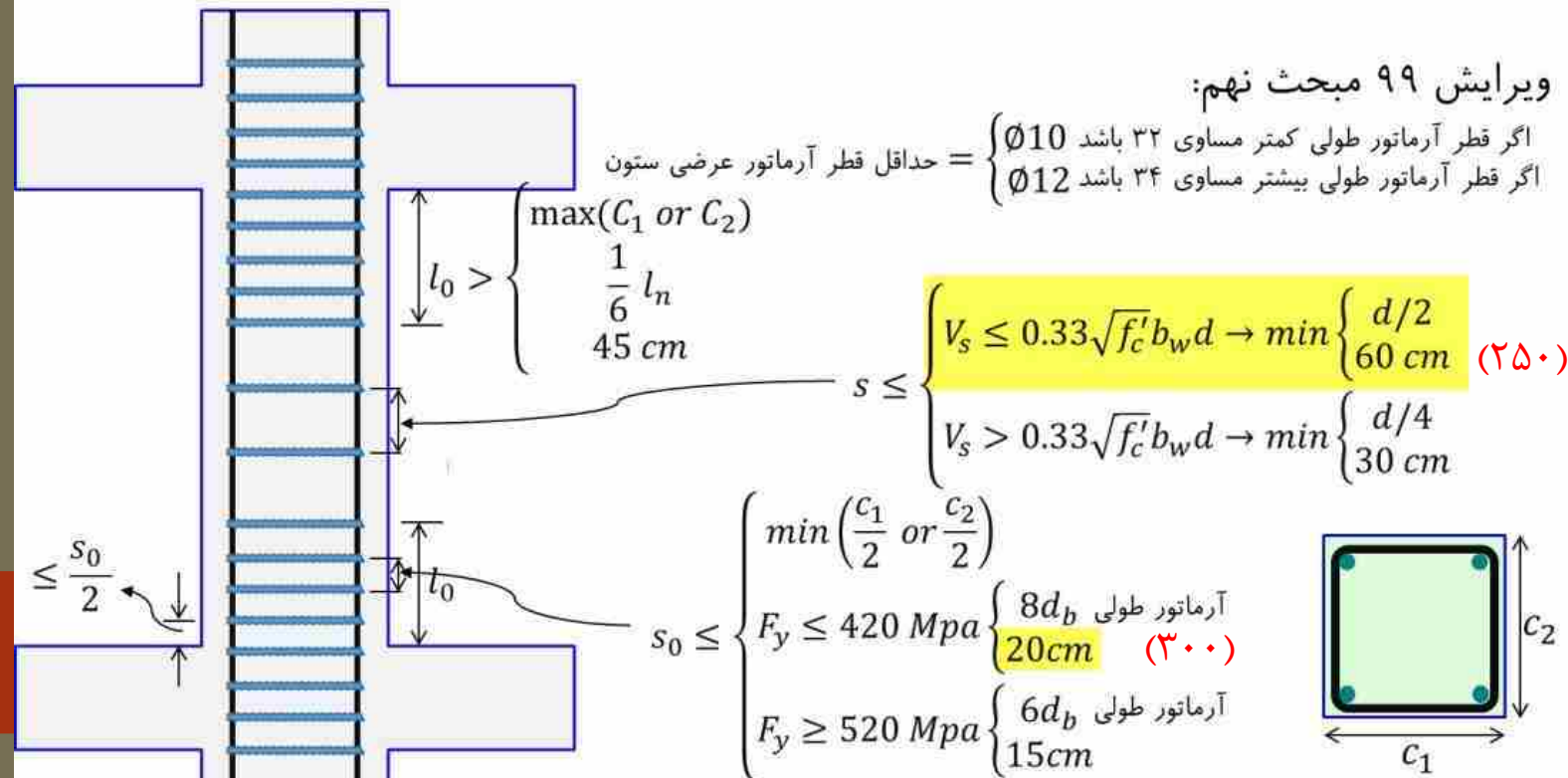
دقت نمائید برخلاف قاعده معرفی شده برای تیر، از سنجاقی با خم ۹۰ درجه در یک انتها نمی توان برای بستن سمت باز یک تنگ استفاده نمود. در دورگیرها همه ضوابط تنگ ها نیز باید رعایت گردد.

ت ۲۰-۶-۳-۳-۲



۲۱-۶-۴ دورگیرها

۲۱-۴-۶-۱ دورگیرها باید متشکل از تنگ های بسته یا پیچیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می توان از چند جز که هر یک دارای قلاب لرزه ای در دو انتها است، ساخت.



ضوابط لرزه ای - ستونها

SECTION 1—ACI 315R-18

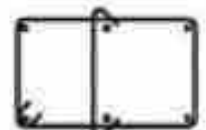
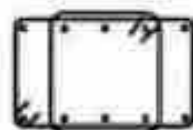
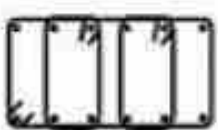
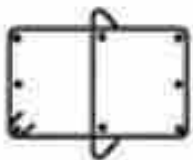
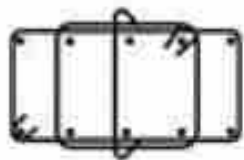
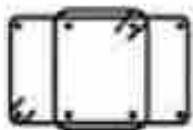
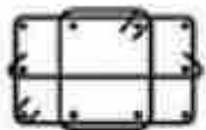
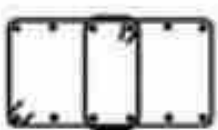
TYPE	4 BAR COL	6 BAR COL	8 BAR COL	10 BAR COL	12 BAR COL
A					
B					
C					
D					

Fig. 5.5.1—Column tie arrangement schedule.

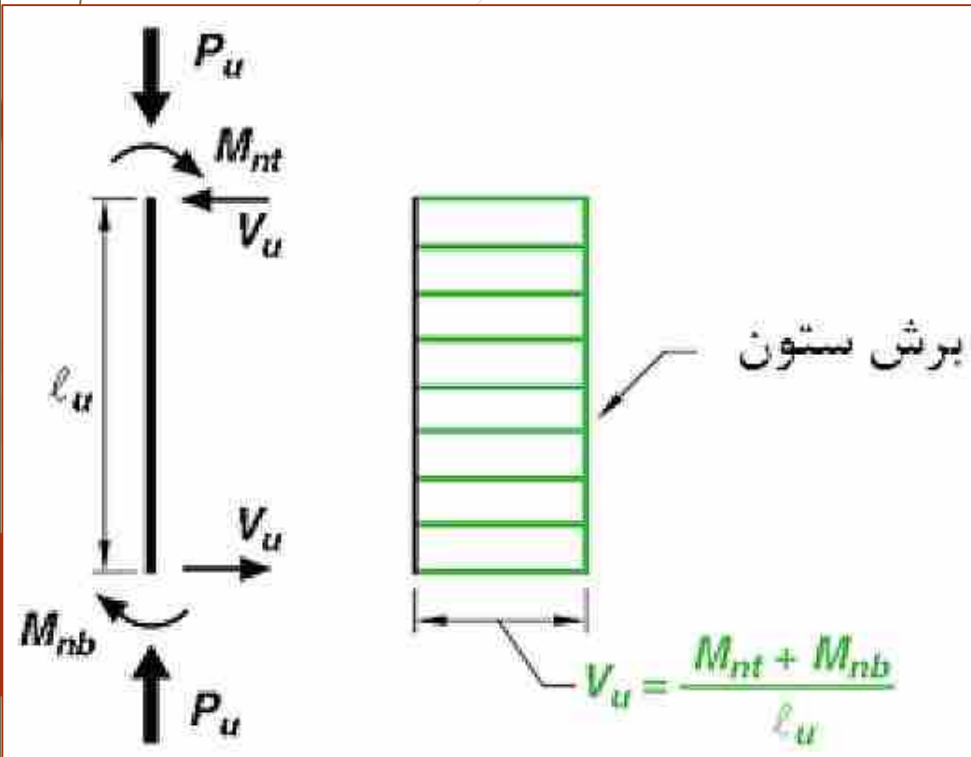
ضوابط لرزه ای - ستونها

۹-۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴ در ستون ها مقاومت برشی مقطع، ϕV_n ، نباید از کوچک ترین دو مقدار (الف) و (ب) کم تر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب های بارگذاری ضریب دار شامل زلزله که در آن ها به جای برش ناشی از زلزله، E مقدار $E\Omega_0$ جایگزین شده باشد.



ضوابط لرزه ای - ستونها

۲-۱-۳-۱۶-۹ در میلگردهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون، باید از تنگ‌ها طبق بند ۲-۶-۲۱-۹، دورپیچ‌ها طبق بند ۳-۶-۲۱-۹ یا دورگیرها طبق بند ۴-۶-۲۱-۹ استفاده نمود.

دورگیر یا تنگ

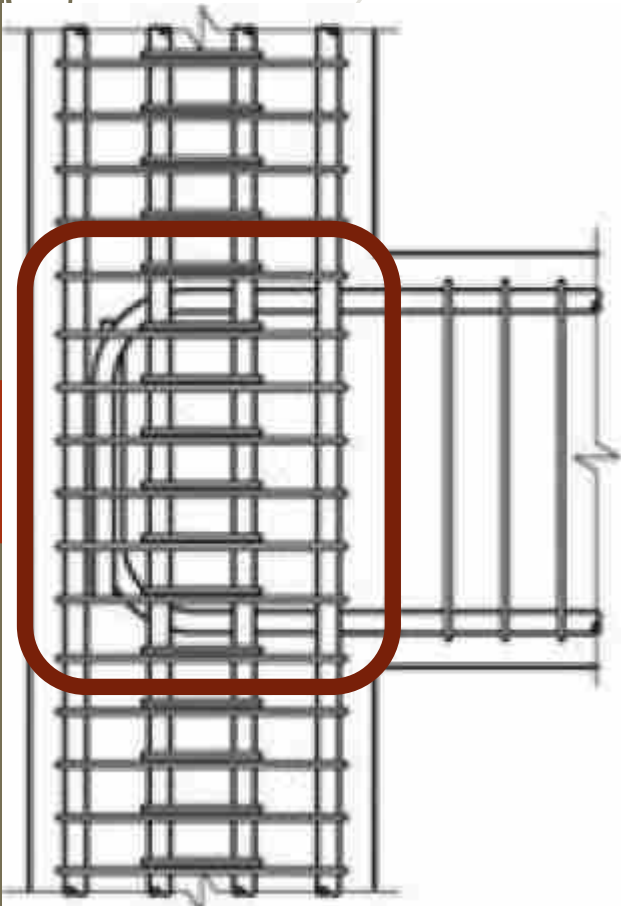
۴-۵-۲۰-۹ ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۱-۴-۵-۲۰-۹ در نواحی اتصال تیر به ستون باید جزئیات بندهای ۲-۱-۳-۱۶-۹، ۳-۱-۳-۱۶-۹ و ۲-۴-۵-۲۰-۹ تا ۵-۴-۵-۲۰-۹ رعایت شوند.

۳-۱-۳-۱۶-۹ حداقل دو لایه میلگرد عرضی افقی باید در ارتفاعی معادل کم عمق‌ترین تیر متصل به ناحیه‌ی اتصال فراهم نمود.

۴-۴-۵-۲۰-۹ فاصله آرماتورهای عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون از یکدیگر نباید از کوچکترین مقدار محاسبه شده مطابق بندهای ۳-۳-۳-۵-۲۰-۹ (الف) تا (ب) در ارتفاع عمیق‌ترین تیر متصل به گره بیشتر باشد.

۳-۳-۳-۵-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0



ضوابط لرزه ای - ستونها

۷-۴-۵-۲۰-۹ برش در ناحیه اتصال تیر به ستون

۱-۷-۴-۵-۲۰-۹ مقاومت برشی اتصالات درجا ریخته تیر به ستون باید در رابطه $\phi V_n \geq V_u$ صادق باشد.

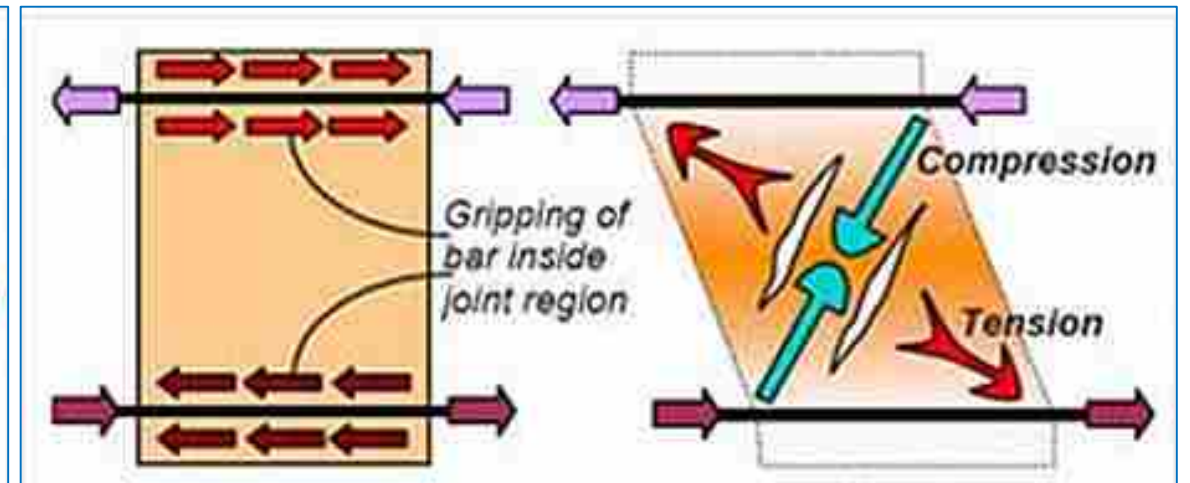
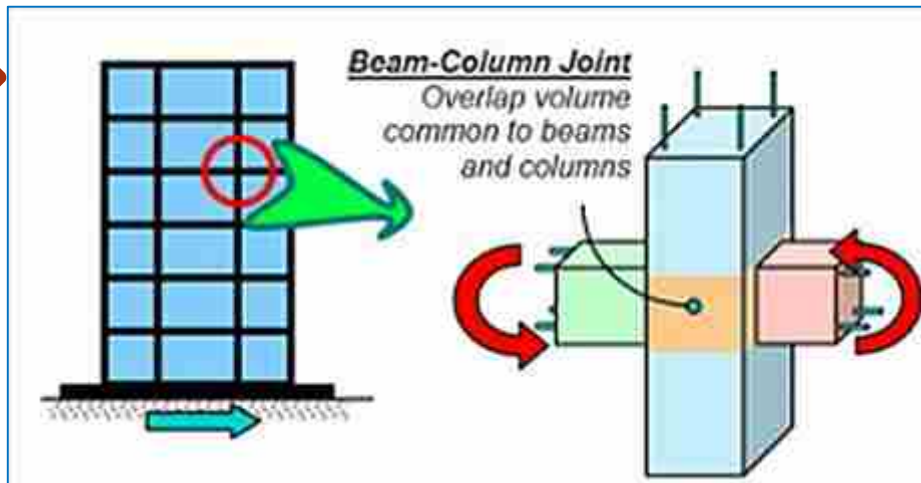
۲-۷-۴-۵-۲۰-۹ V_u در ناحیه گره بر اساس بند ۳-۳-۲۰-۹ تعیین می شود.

$$\phi = 0.75$$

۳-۷-۴-۵-۲۰-۹ ϕ بر اساس بند ۴-۷-۹ برای برش تعیین می شود.

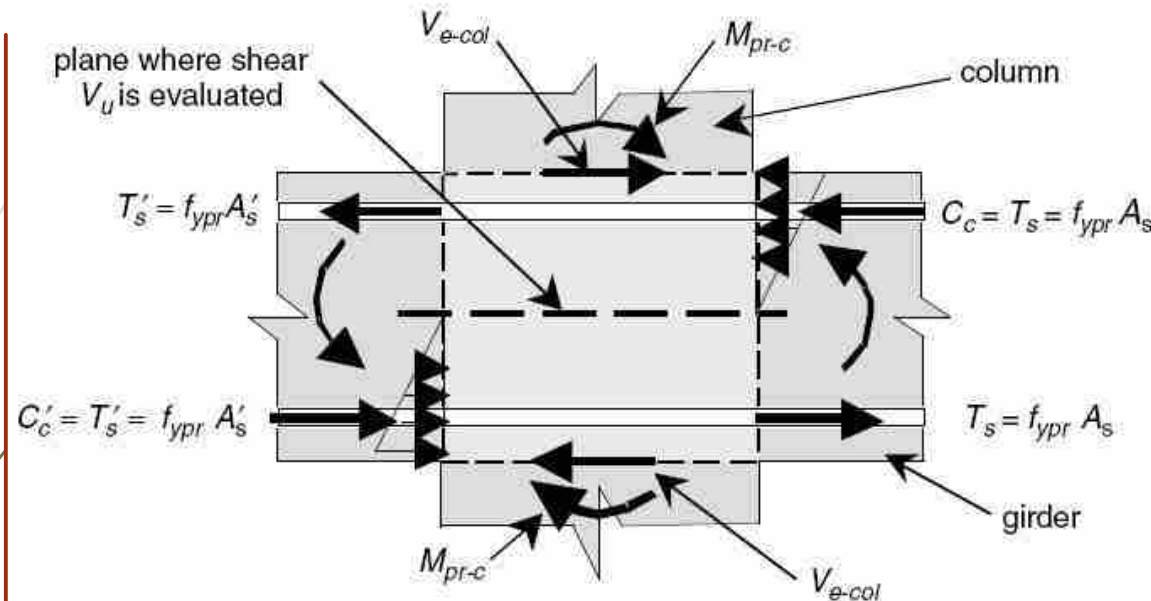
۴-۷-۴-۵-۲۰-۹ V_n در ناحیه گره بر اساس بند ۴-۵-۶-۲۰-۹ تعیین می شود.

اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۱۶-۹ بوده و برش اتصال V_u باید در صفحه افقی در وسط ارتفاع اتصال تیر به ستون و با منظور نمودن نیروهای کششی و فشاری ناشی از لنگرهای اسمی تیر M_n محاسبه گردد.

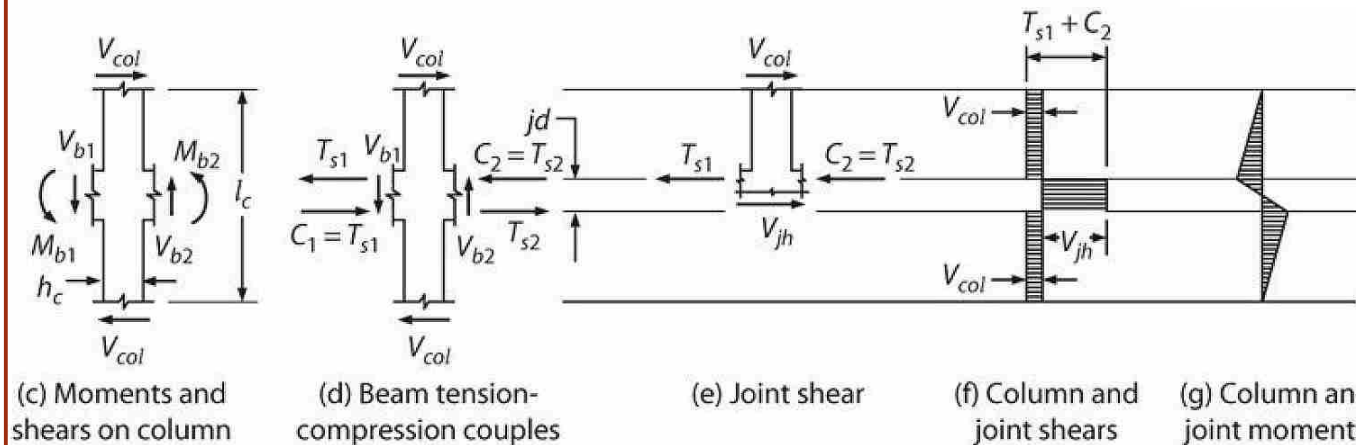


ضوابط لرزه ای - ستونها

۷-۴-۵-۲۰-۹ برش در ناحیه اتصال تیر به ستون



$$V_u = f_{ypr} (A_s + A'_s)_{girder} - (V_e)_{column}$$

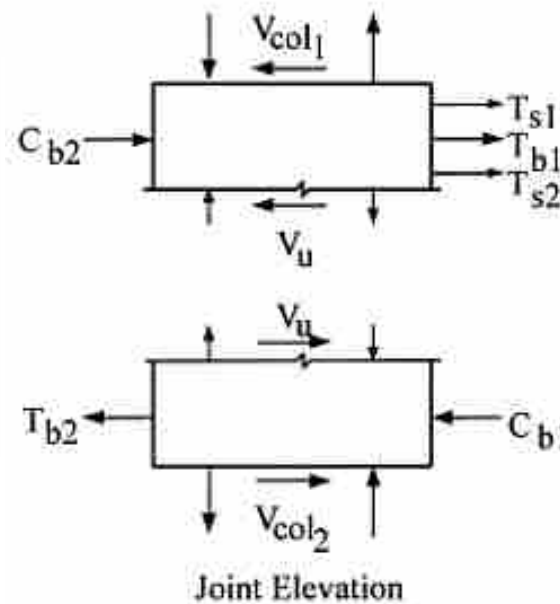


$$V_{col} = \frac{1}{l_c} \left[M_{b1} + M_{b2} + (V_{b1} + V_{b2}) \frac{h_c}{2} \right]$$

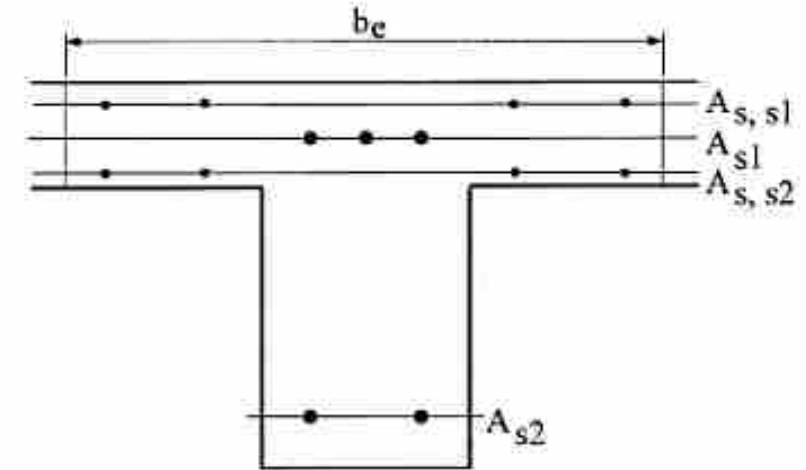
ACI 352R-02

Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures

Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352



ضوابط لرزه ای - ستونها
۷-۴-۵-۲۰-۹ برش در ناحیه اتصال تیر به ستون



$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col1}$$

where:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s, s1} + A_{s, s2})$$

$$C_{b2} = T_{b2} = A_{s2} \alpha f_y$$

ضوابط لرزه ای - ستونها

۴-۶-۲۰-۹ حداقل مقاومت خمشی ستونها

منظور از میلگردهای اصلی
در راستای جان است

۲۰-۶-۳-۳ در قسمت هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه گاه عرضی مطابق بند ۴-۲-۶-۲۱ باشند. فاصله مرکز تا مرکز آرماتورهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۱۱-۶-۱-۳ ضروری هستند، نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

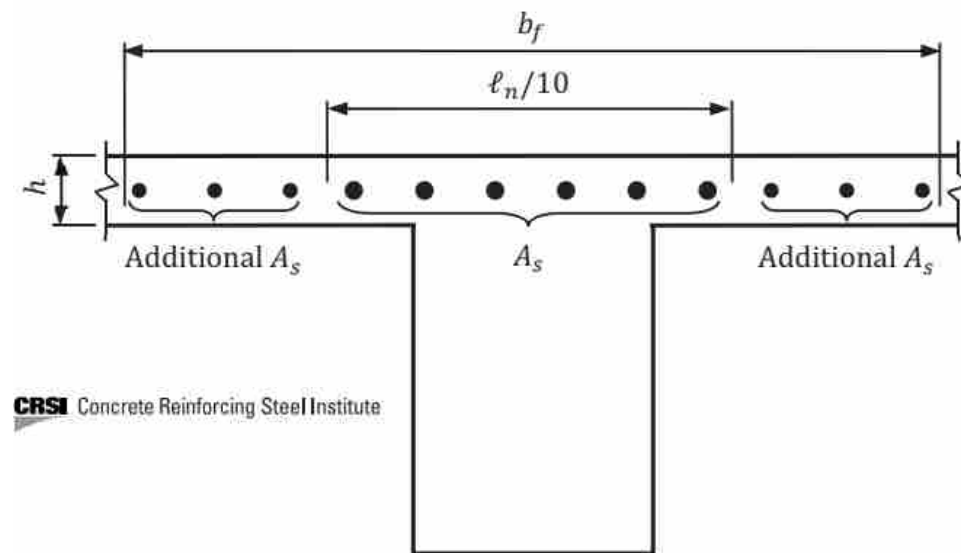
در تیرهای T شکل

در صورتی که دال در اثر لنگرهای وارد در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۳-۳-۶، که مهار آن ها در حد تسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظور گردند.

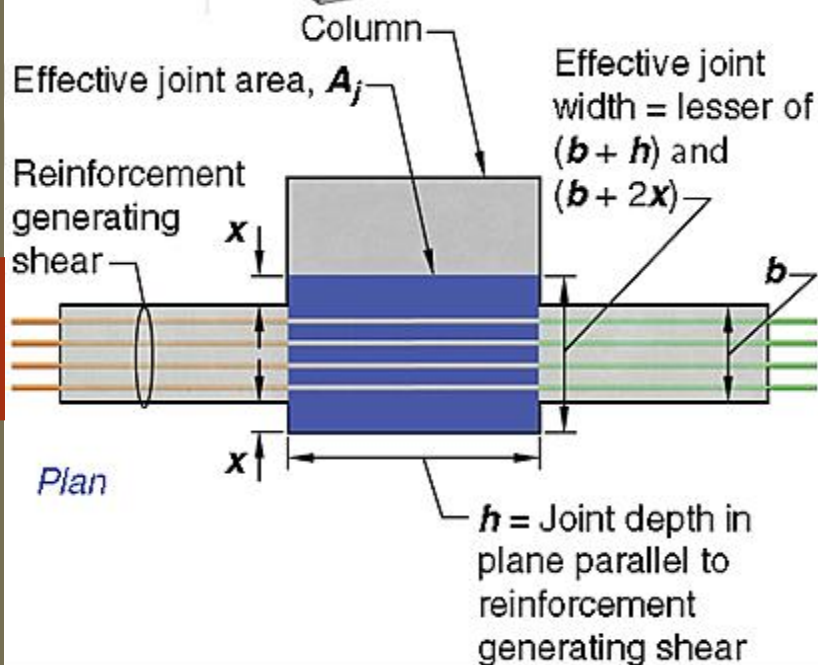
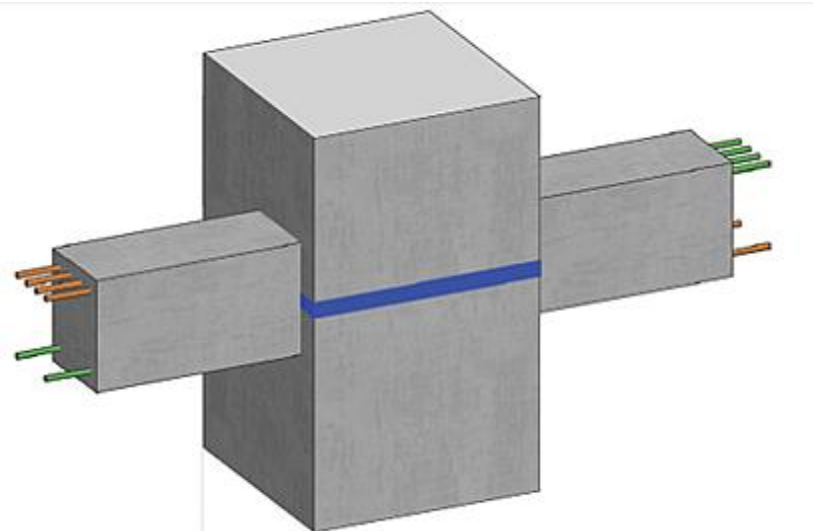
۳-۱۹ توزیع آرماتور خمشی و کنترل

عرض ترک

۱۹-۳-۴ در مواردی که بال های تیر با مقطع T شکل در کشش قرار دارد، قسمتی از آرماتورهای کششی، طبق بند ۳-۳-۶، باید در طولی به اندازه عرض موثر تیر و نه بیشتر از $l_n/10$ در بال ها توزیع شوند و در صورتی که عرض موثر تیر از $l_n/10$ بیشتر باشد، باید در طول اضافی آن آرماتور اضافی پیش بینی شود. فاصله این آرماتورها از یکدیگر مشمول ضوابط بند ۱۹-۳-۱ می شود.



$$\text{Additional } A_s(\text{total}) \geq 0.0018[b_f - (l_n/10)]h$$



الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ناحیه‌ی اتصال

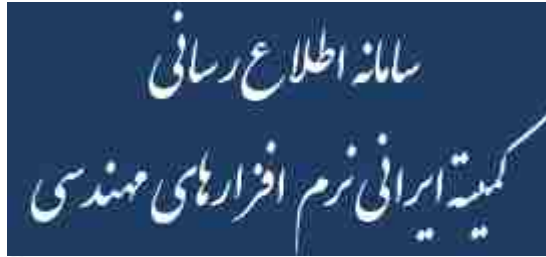
ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله‌ی محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون با محور تیر

۴-۵-۶-۲۰-۹ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

جدول ۲-۲۰-۹ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶-۹ محصور است	V_n (MN)
پیوسته یا مطابق بند ۶-۲-۱۶-۹	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

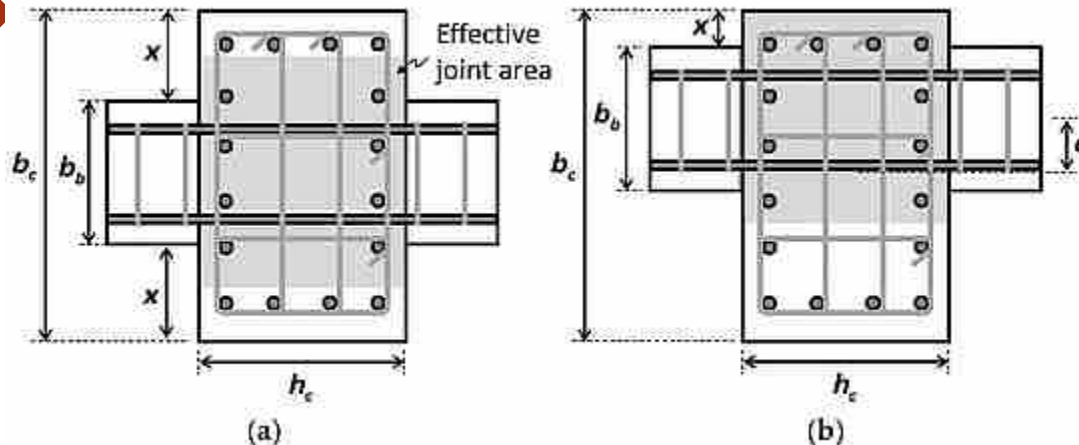
IESC.BHRC.AC.IR



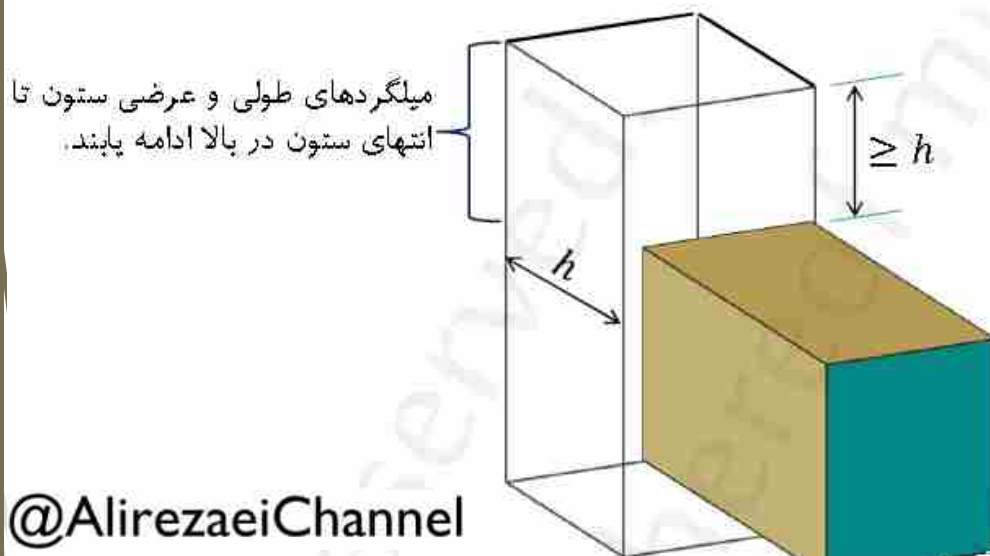
۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

سوال (۳): در سازه های بتن آرمه در صورتیکه عرض تیر، کمتر از عرض ستونی باشد که به آن متصل می شود، ممکن است ETABS در محاسبات مقاومت برشی چشمه اتصال نادرست عمل کند. روش اصلاح این موضوع در روند طراحی نرم افزاری چگونه می باشد؟ (کد سوال ۰۳.۱۳۹۹۱۰۱۵ CCQ)

پاسخ: نرم افزار ETABS در محاسبات مقاومت برشی چشمه اتصال، مقدار A_f را همواره برابر سطح مقطع ستون در نظر می گیرد لیکن مقدار صحیح A_f بر مبنای بند ۹-۱۶-۴-۲-۳ مبحث نهم ممکن است متفاوت از مقدار محاسبه شده نرم افزار باشد. لذا لازم است طراح، نسبت A_f محاسبه شده ETABS (برابر سطح مقطع ستون) به A_f محاسبه شده بر مبنای مبحث نهم را تعیین و این مقدار را در نسبت مقاومت چشمه اتصال که ETABS گزارش نموده ضرب نماید. متذکر می گردد در مواردی که محور تیر از مرکز ستون عبور نمی کند، اصلاح وضعیت اتصال اعضا با استفاده از گزینه Insertion Point تأثیری بر اصلاح موضوع بحث این سوال ندارد.



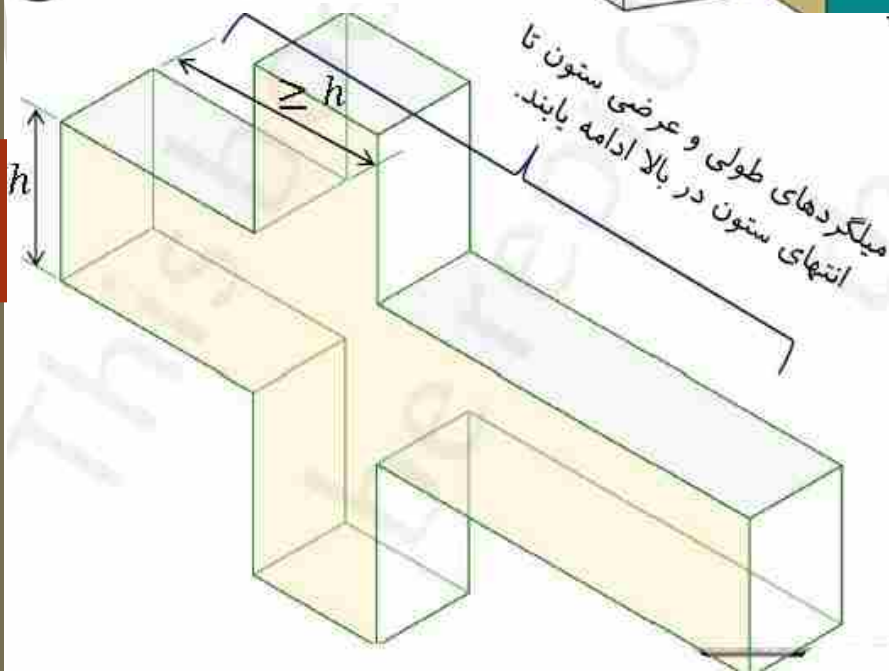
۹-۱۶-۲-۶ پیوستگی ستونها



الف- ستون در بالای ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش مورد بررسی ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین ناحیه‌ی اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

@AlirezaeiChannel



۹-۱۶-۲-۷ پیوستگی تیرها

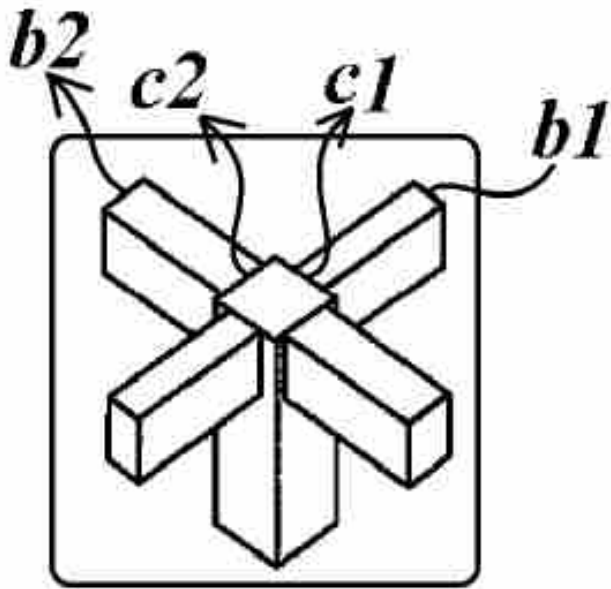
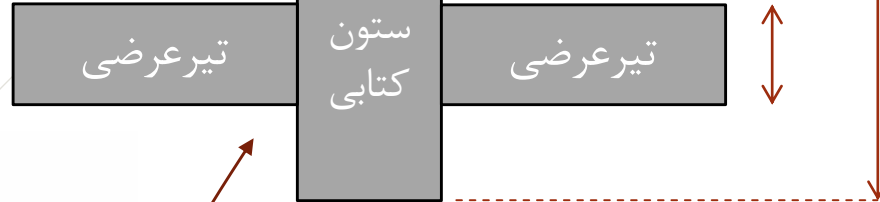
الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

ضوابط لرزه ای - ستونها

محصور شدگی با تیرهای عرضی

راستای برش



۹-۱۶-۲-۸ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه باشند.

پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۳ باشند.

یکی از اشتباهات جامانده در مبحث نهم که ترجمه مستقیم از ACI بوده و در خصوص قاب متوسط تعدیل نشده است!

$$b1 \geq \frac{3}{4} c1$$

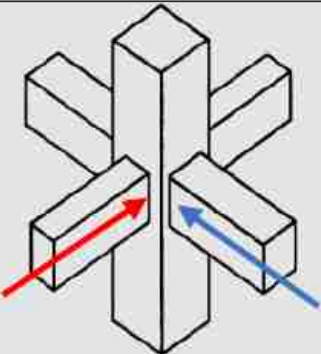
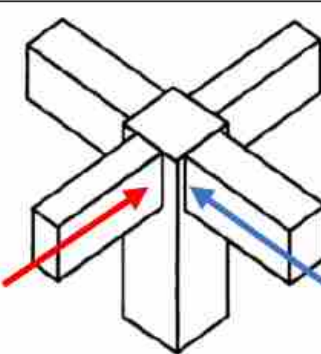
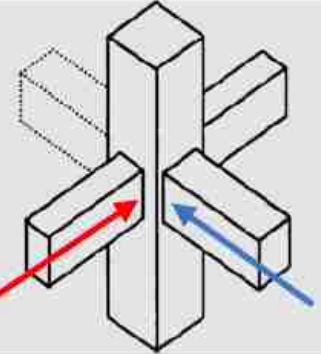
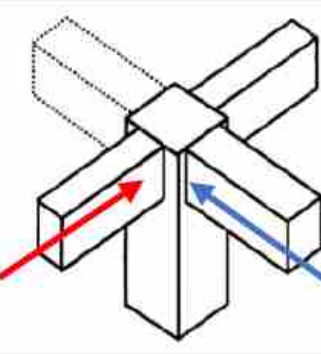
$$b2 \geq \frac{3}{4} c2$$

۹-۲۰-۶-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

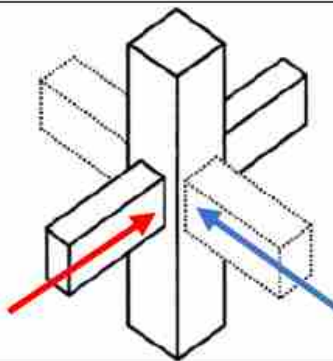
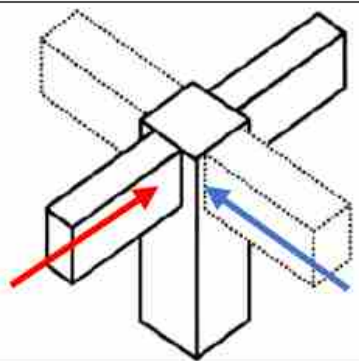
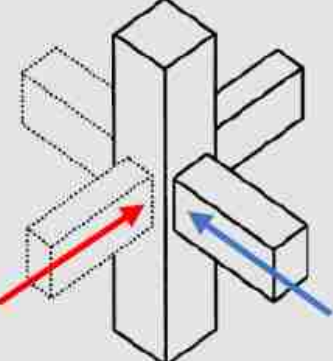
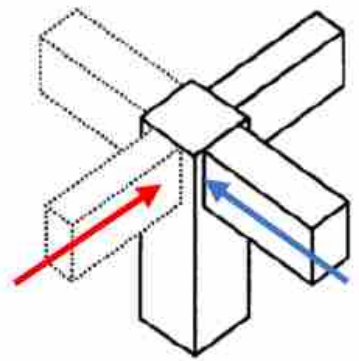
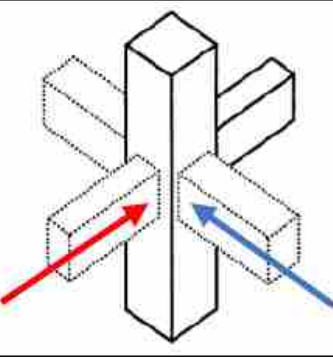
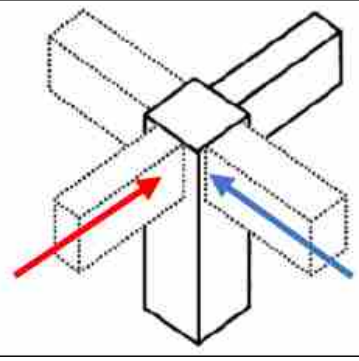
مقدار مقاومت برشی بتن در سطر دوم و سوم و پنجم جدول ۹-۲۰-۲ از مبحث نهم و همچنین در جدول آیین نامه ACI318M-2019 به جای ۱/۲ باید ۱/۲۵ باشد. این عدد از تبدیل واحدها بدست می آید.

پاییز ۱۳۹۹

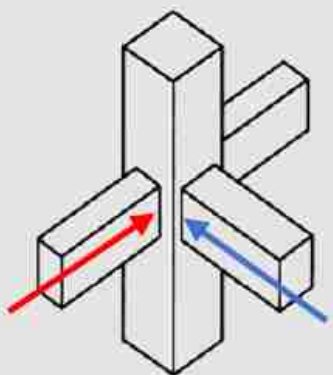
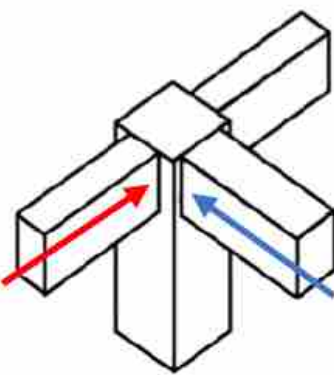
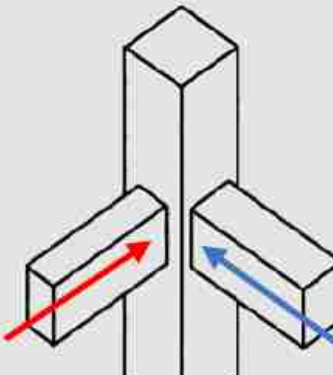
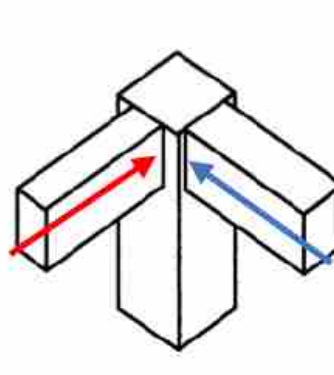
صمدآقازاده - پویا آقازاده

		direction				direction	
							
1		$1.66\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.66\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019			$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019
2		$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019			$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

3		$1.66\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019
4		$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019
5		$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

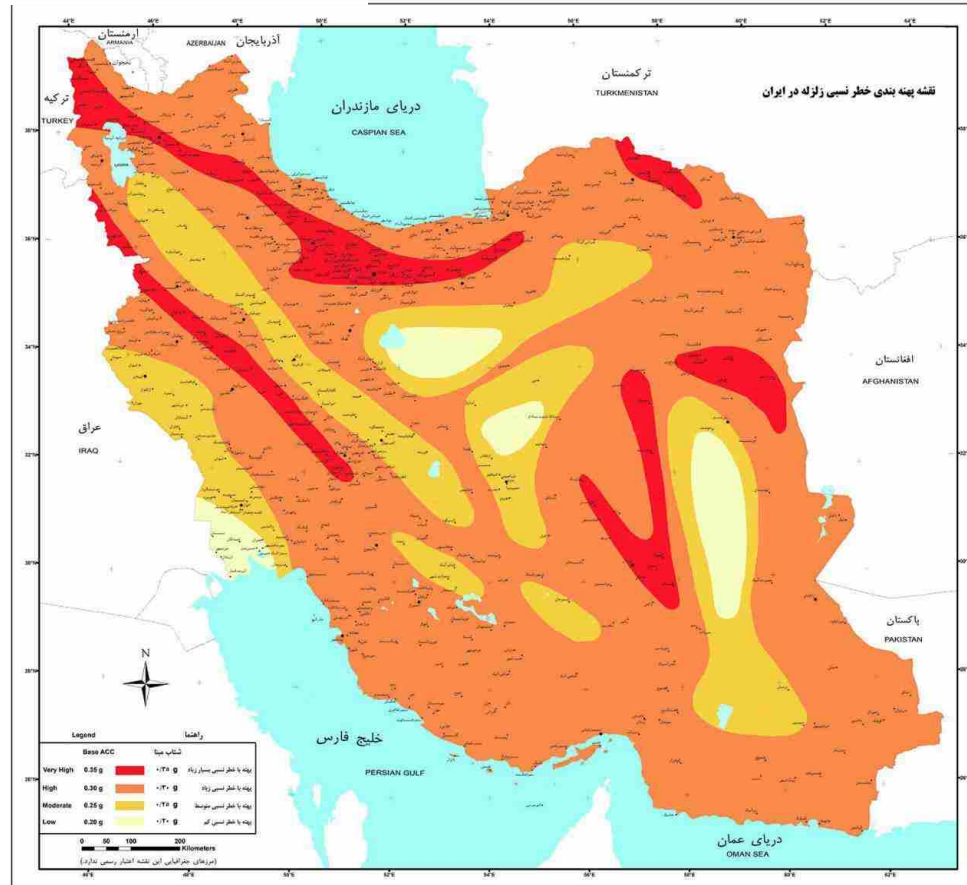
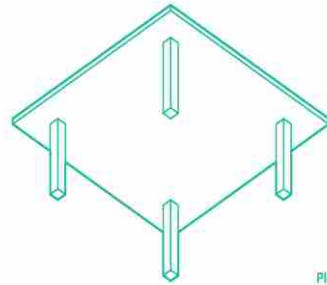
6		$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019
7		$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019

اهم ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر - ستونی متوسط

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق یا خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال

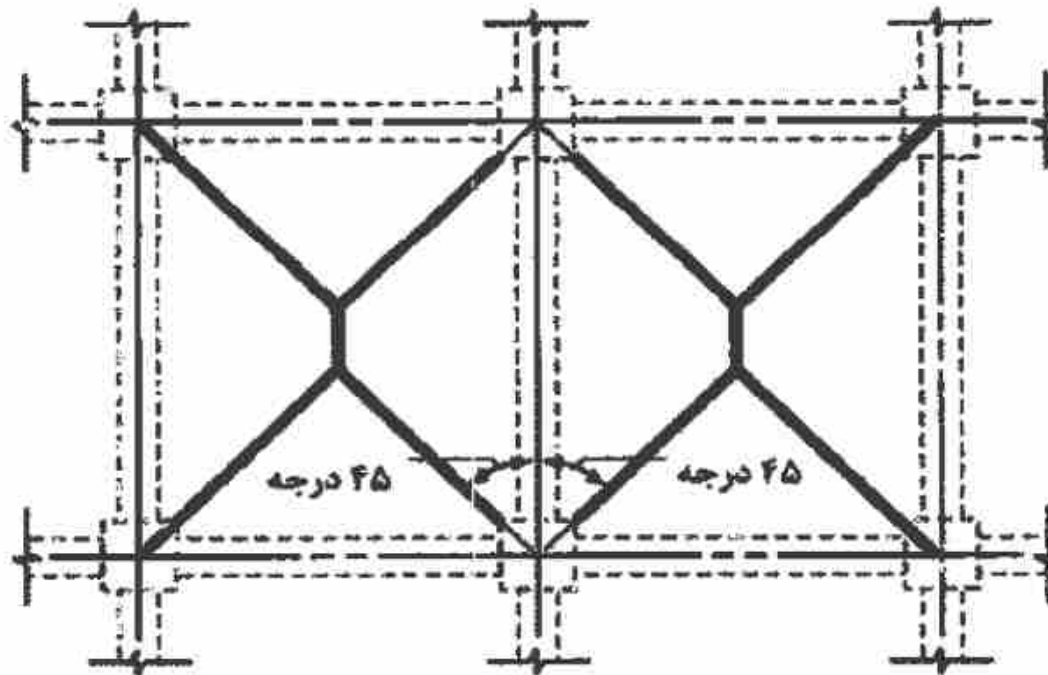
و ستون بصورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی باشد.



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۴	آبادان	خوزستان	*		
۴۸	اراک	مرکزی		*	
۵۱	اردبیل	اردبیل		*	
۶۲	ارومیه	آذربایجان غربی		*	
۸۶	اصفهان	اصفهان		*	
۱۱۵	اهواز	خوزستان		*	
۶۷	بندر عباس	هرمزگان		*	
۷۱	بندر انزلی	گیلان		*	
۹۳	بوشهر	بوشهر		*	
۱۶	همدان	همدان		*	
۴	یزد	یزد		*	
۳۹	نوشهر	مازندران		*	
۴۷	مشهد	خراسان رضوی		*	
۹	گرگان	گلستان		*	
۸۶	کیش	هرمزگان		*	

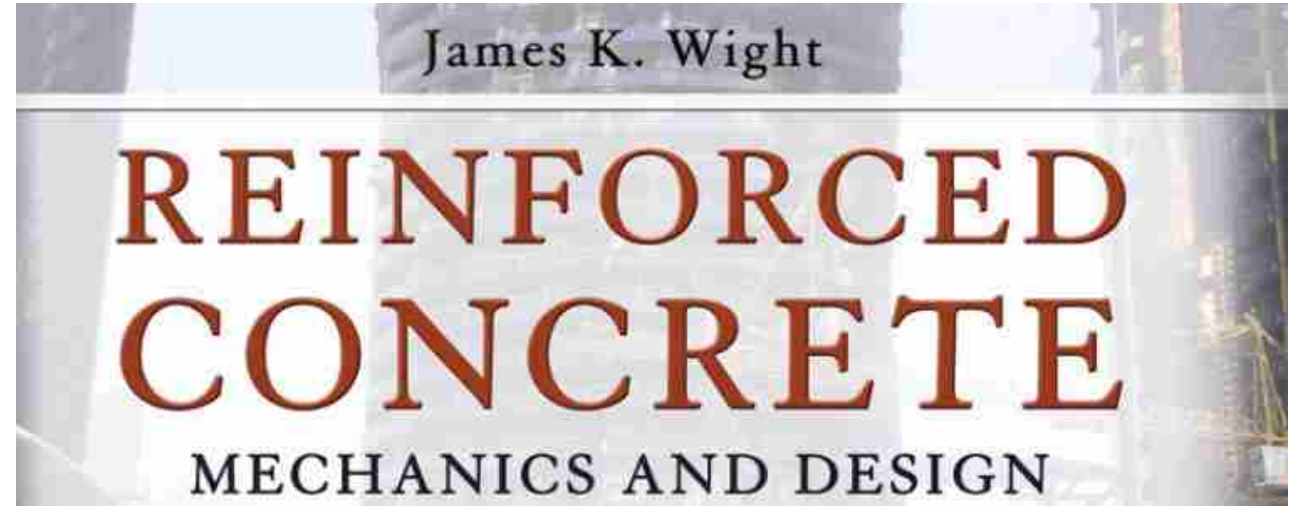
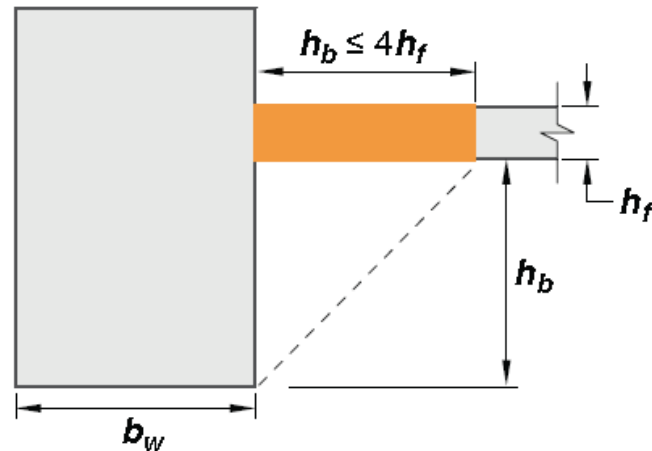
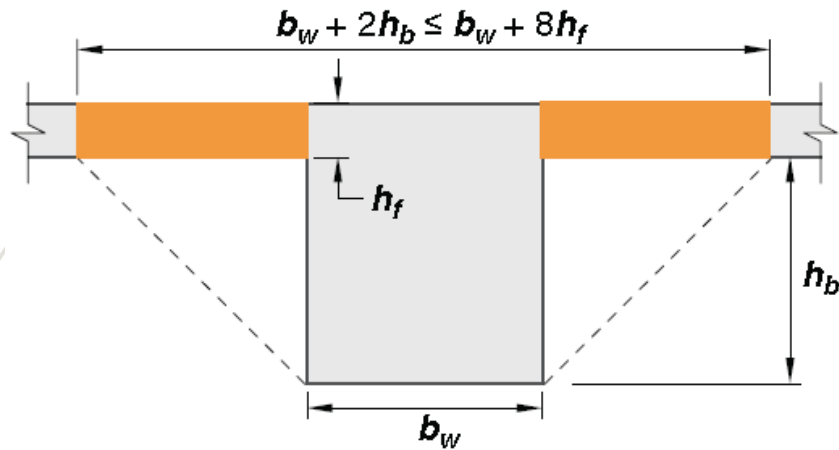
ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - تیر چیست؟

۹-۱۰-۹-۱۱-۲ تیرهایی که در آنها نسبت $\alpha_{r1} I_2 / I_1$ حداقل مساوی با یک باشد، باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که در محدوده‌ی خطوط مورب ۴۵ درجه‌ی رسم شده از گوشه‌های دال‌های دو طرف تیر و محورهای چشمه‌های اطراف به دال‌ها وارد می‌شود. در این موارد برشی مستقیماً از دال به ستون‌ها وارد نمی‌شود.



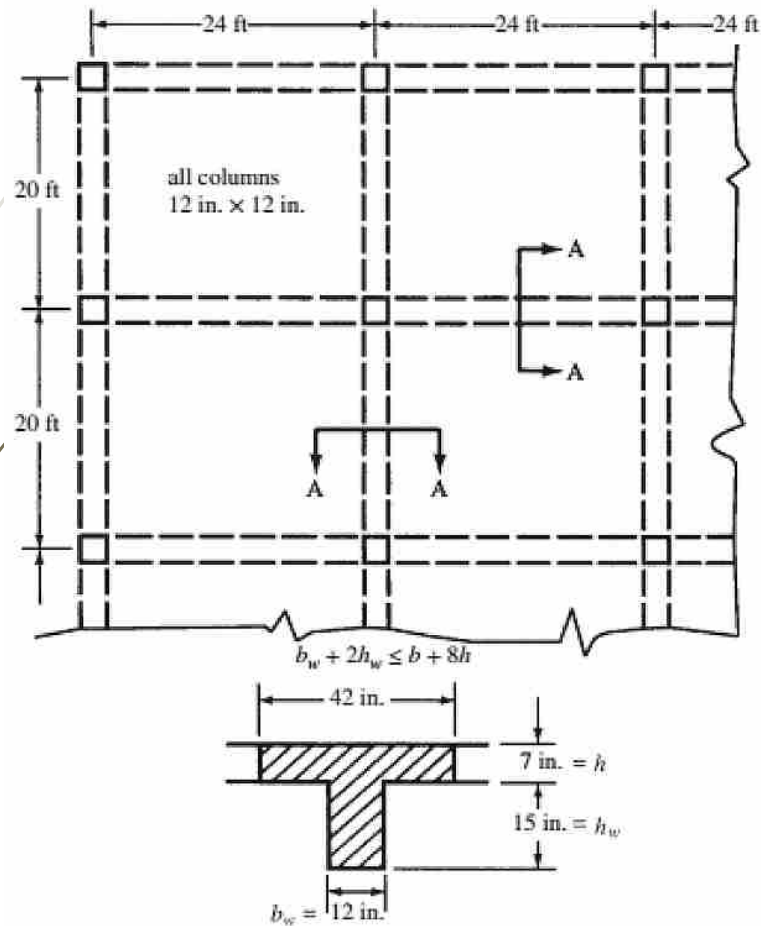
$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - تیر چیست؟



2. Select the slab thickness and beam size. The slab thickness is chosen to satisfy deflection requirements once the beam size is known. If $\alpha_f \ell_2 / \ell_1$ exceeds 1.0 for all beams, all the shear is transferred to the columns by the beams, making it unnecessary to check shear while selecting the slab thickness. If there were only edge beams, the minimum slab thickness for deflection would be governed by Table 13-1 and would be $\ell_n / 33 = 8.18$ in., based on $\ell_n = 22.5$ ft. To select a thickness for a slab with beams between interior columns, the thickness will be arbitrarily reduced by 15 percent to account for the stiffening effect of the beams, giving a trial thickness of 7 in. Assume a beam with an overall depth of about 2.5 times that of the slab to give a value of α_f a little greater than 1.0.

ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - تیر چیست؟



(Using the Same Concrete for Beams and Slabs)

Computing α_1 for Long (Horizontal) Span for Interior Beams

I_s = gross moment of inertia of slab 20 ft wide

$$= \left(\frac{1}{12} \right) (12 \text{ in./ft} \times 20 \text{ in.}) (7 \text{ in.})^3 = 6860 \text{ in.}^4$$

I_b = gross I of T-beam cross section shown in Figure 16.8
about centroidal axis = 18,060 in.⁴

$$\alpha_1 = \frac{EI_b}{EI_s} = \frac{(E)(18,060 \text{ in.}^4)}{(E)(6860 \text{ in.}^4)} = 2.63$$

$$\alpha_{f1} \ell_2 / \ell_1 = 2.63 \times \frac{24}{20} = 3.15$$

نکته :

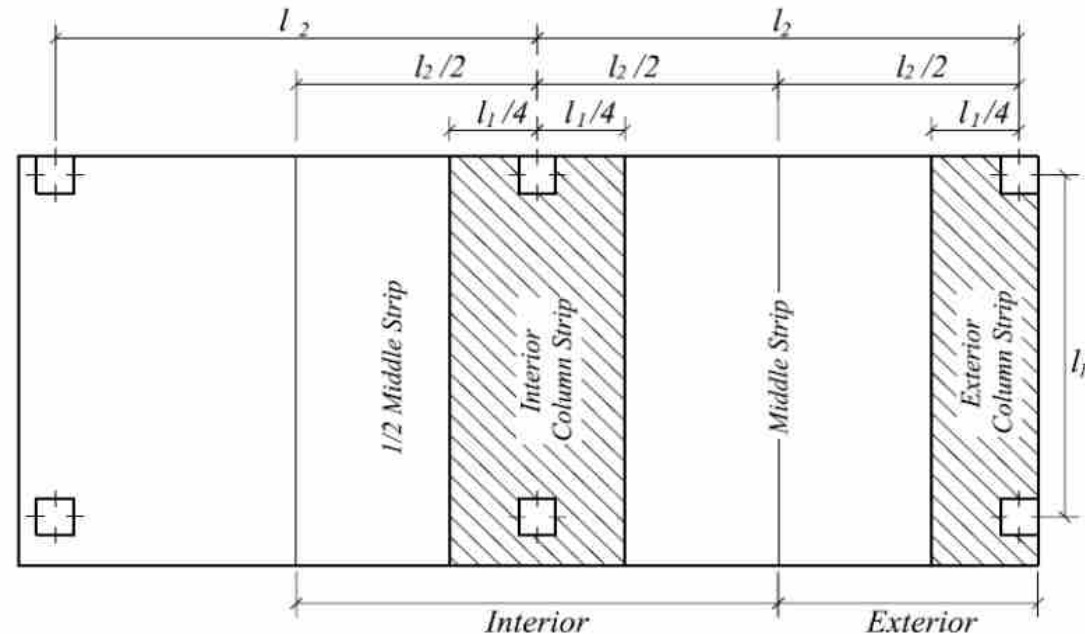
این ضریب باید برای هر دو راستا محاسبه گردد.

ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - به غیر از تهران و مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۱ لنگرهای ضریب دار دالها در تکیه گاهها باید برای ترکیب های بارگذاری، شامل اثرات زلزله، محاسبه گردند. آرماتور مورد نیاز برای تحمل M_{sc} باید در عرض نوار ستونی تعریف شده در بند ۹-۲۰-۱۰-۵ قرار داده شوند.

(چنانچه دال عضو
باربر جانبی باشد)



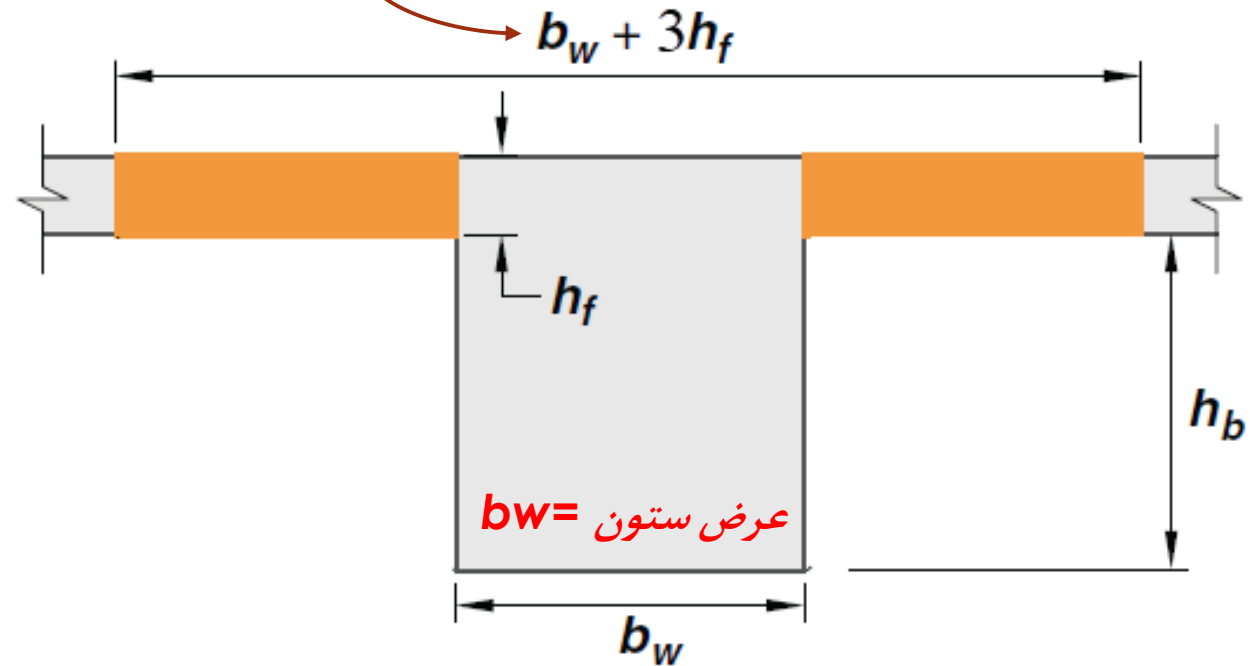
۹-۲۰-۵-۱۰ نوار ستون

به قسمتی از نوار دال گفته می شود که در دو سمت محور ستون ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با کوچک ترین دو مقدار $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستون منظور نمود.

ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - به غیر از تهران و مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۳ حد اقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه گاهها باید در محدوده عرض موثر دال، که در بند ۹-۱۰-۶-۳ تعیین شده است، قرار داده شود.



۹-۲۰-۵-۵-۴ حد اقل یک چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه گاه باید در تمام طول دهانه دال بصورت ممتد ادامه داده شود.

اعضایی که جزو سیستم باربر جانبی نیستند:

استاندارد ۲۸۰۰

یعنی تمام اعضای از سازه چه گیردار چه مفصل که جزو سیستم لرزه ای اصلی (ایجاد کننده R) نیستند!

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P-\Delta$ باید منظور گردد.

مبحث نهم ۹۹

۹-۲۰-۱۰-۳ تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته

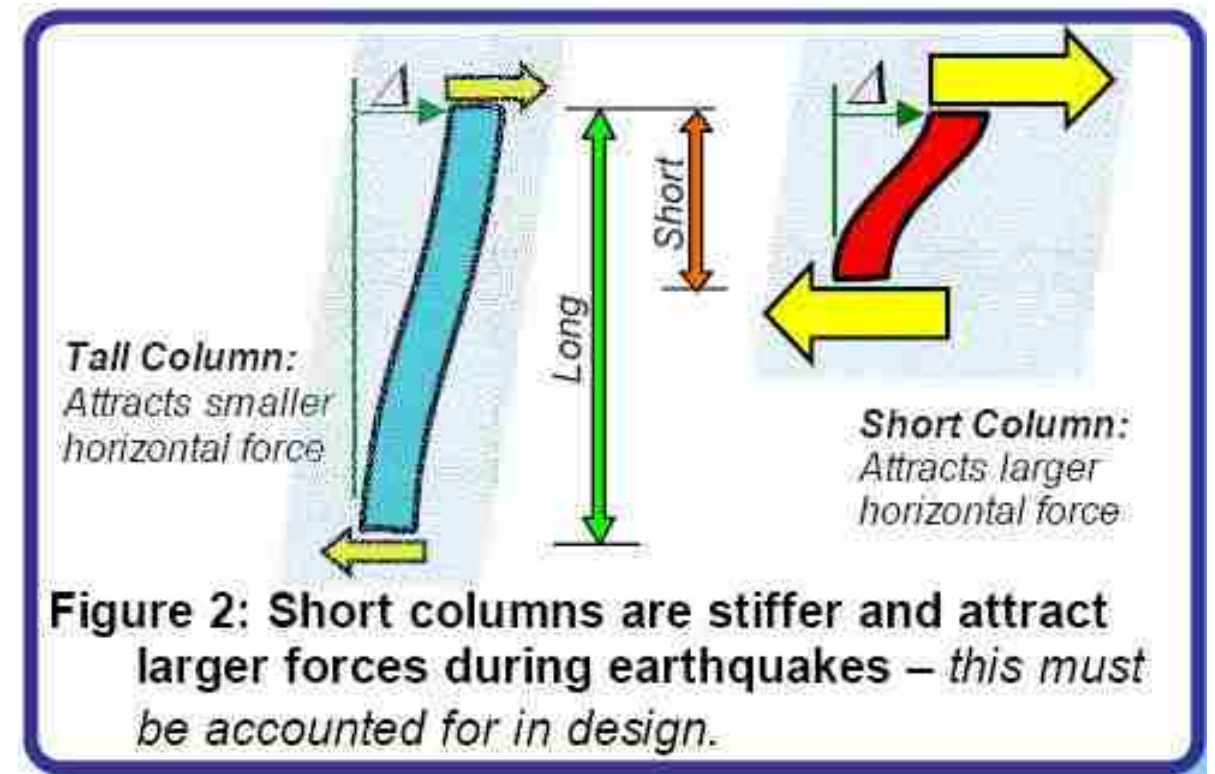
۹-۲۰-۱۰-۳-۱ طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون باید بر اساس مقدار لنگر خمشی و برش ایجاد شده در آن‌ها وقتی تحت تاثیر تغییر مکان جانبی طرح، δ_u ، قرار گیرند، مطابق بندهای ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و ۹-۲۰-۱۰-۳-۳، انجام شود. در صورتی که اثرات δ_u در محاسبات به صورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ تامین گردند.

الف- وقتی اتصالات این اعضا مفصل است:

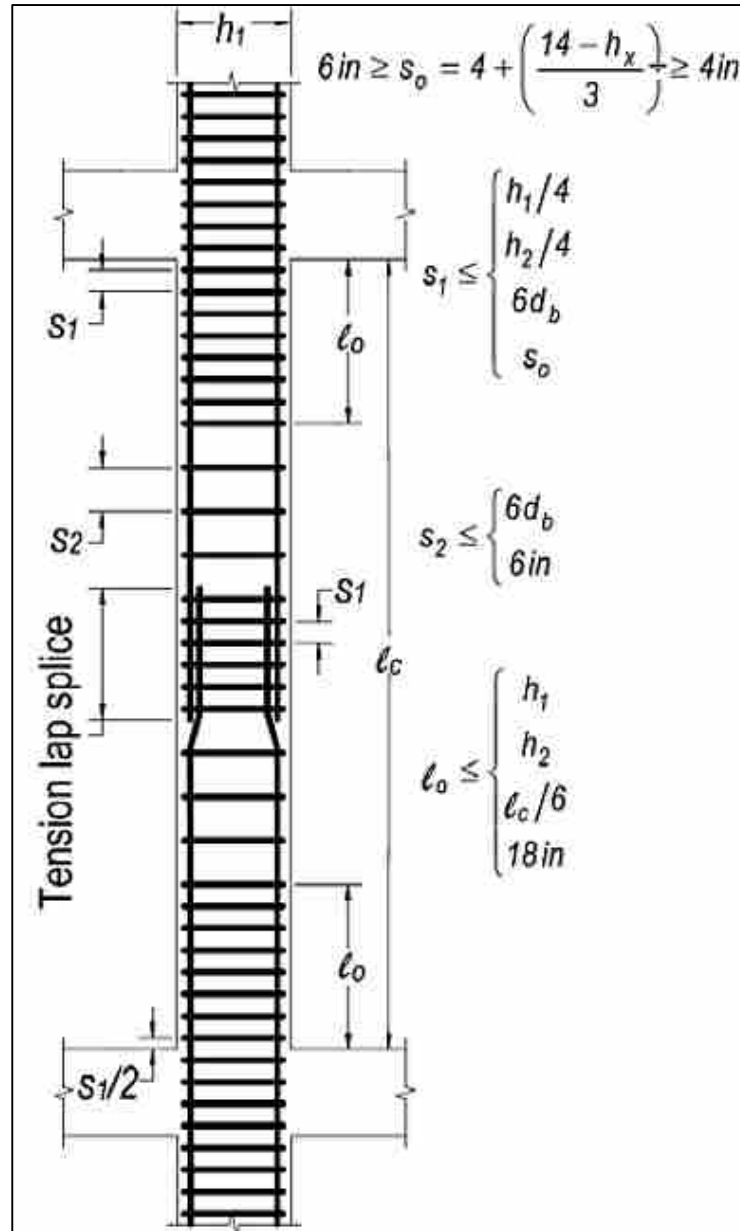
در این حالت صرفا اثرات P-Delta تشدید و اعضا کنترل می شوند.

اعضایی که جزو سیستم باربر جانبی نیستند:

$$M = \frac{2EI}{l} \times \frac{3\Delta}{l}$$
$$V = \frac{2M}{l} = \frac{12EI\Delta}{l^3}$$



رابطه فوق بر اساس **گیرداری کامل** دو انتهای ستون است. راه ساده شده این است که بجای کنترل لنگر و برش فوق (که متناسب با سختی گره ها تغییر می کند)، ابتدا ضریب زلزله را C_d برابر کرده و سپس این اعضا کنترل شوند که آیا قابلیت طراحی (پاسخگویی) دارند یا خیر. اگر جوابگو بودند ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و اگر نبودند ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ رعایت می شوند.



اعضایی که جزو سیستم باربر جانبی نیستند:
(ستونها در دال تخت)

۲۰-۱۰-۳-۳ در مواردی که لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب بیشتر از ϕM_n یا ϕV_n باشند، و یا در صورتی که مقادیر لنگر خمشی یا برش مطابق بند ۲۰-۱۰-۲ محاسبه نشده باشند، باید ضوابط «الف» تا «ت» زیر رعایت شوند:



پ- در ستونها باید ضوابط بندهای ۲۰-۳-۶-۲، ۲۰-۳-۶-۳، و ۲۰-۳-۶-۴ رعایت شوند.



ستونها در قاب خمشی ویژه

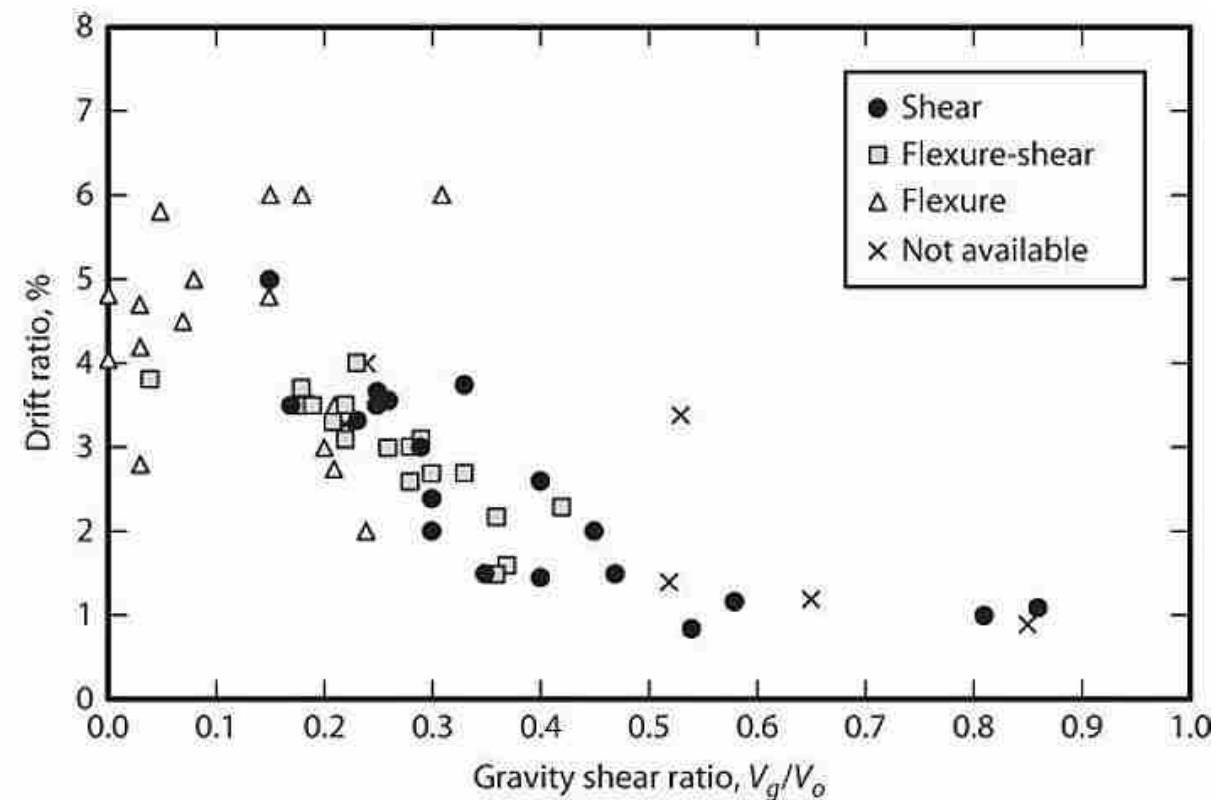
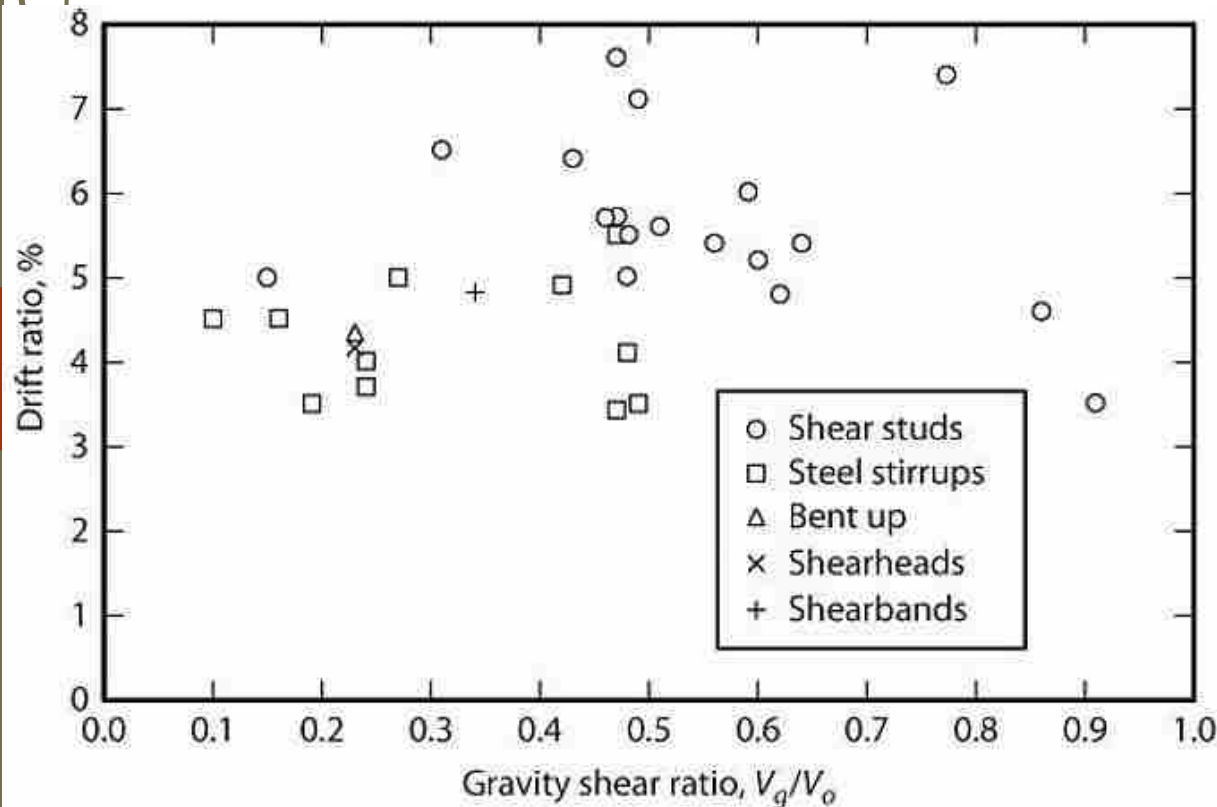
قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - غیر باربر

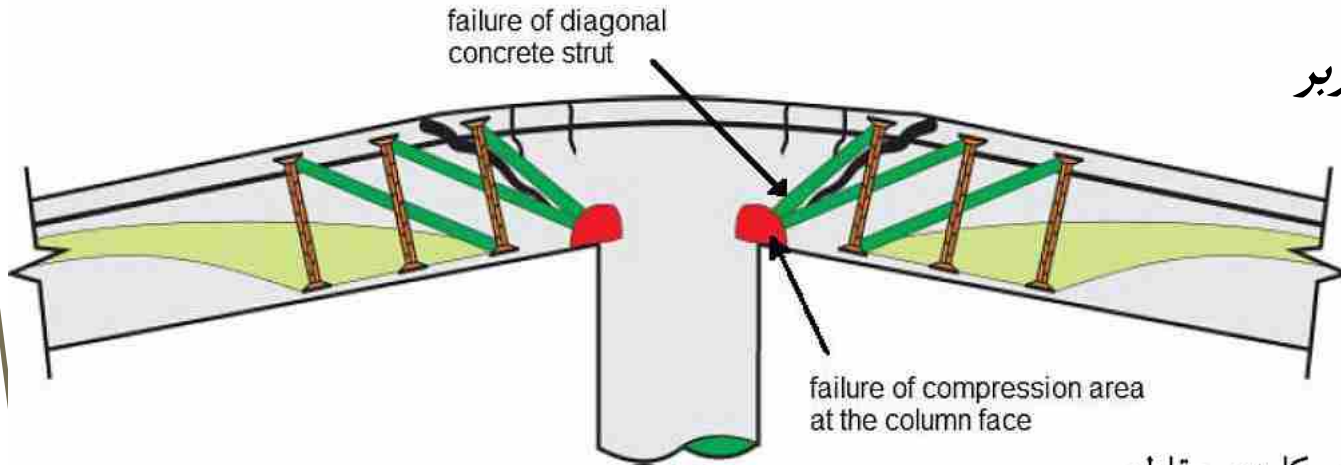
ضوابط لرزه ای دال - ستونی (دالهای تخت)

غیر باربر جانبی (اتصالات)

۴-۱۰-۲۰-۹ اتصالات دال به ستون

نمودار رابطه بین ظرفیت تغییر مکان جانبی نسبی طبقه و نسبت برش ثقلی به
برش ظرفیت در دو حالت بدون میلگرد برشی (راست) و با میلگرد برشی (چپ)
در اتصال دال به ستون (ACI 352.1R-11)





قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - غیر باربر

ضوابط لرزه ای دال - ستونی (دالهای تخت)

غیر باربر جانبی (اتصالات)

۴-۱۰-۲۰-۹ اتصالات دال به ستون

مقطع بحرانی
برش دو طرفه

تغییر مکان جانبی نسبی (واقعی) طرح

ارتفاع طبقه در طبقه X

۱-۴-۱۰-۲۰-۹ در اتصالات دالهای دو طرفه بدون تیر به ستون، باید در کلیه مقاطع

بحرانی که در بند ۱-۲-۵-۸-۹ تعریف شده اند، در صورتی که $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20} \left(\frac{V_{uv}}{\phi V_c} \right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۳-۴-۱۰-۲۰-۹ و یکی از دو بند ۴-۷-۱-۹ و

۵-۷-۱-۹ استفاده شود. (شماره بندهای صحیح: ۱۰-۷-۳-۷ و ۸-۳-۸ است)

۳-۴-۱۰-۲۰-۹ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی

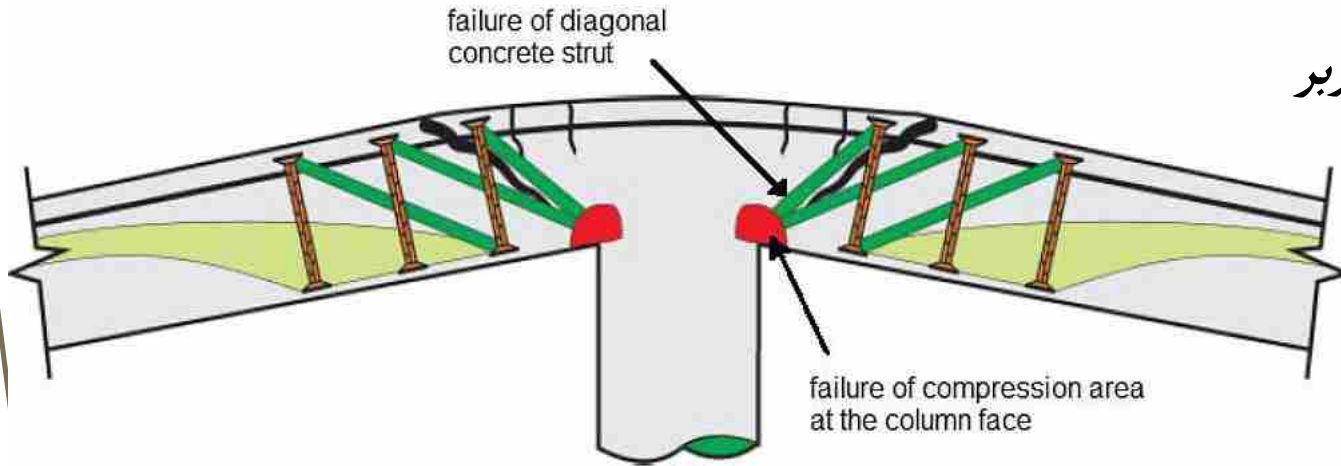
$v_s \geq 0.29 \sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت

مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

۲-۴-۱۰-۲۰-۹ در صورتی که $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه‌ی آرماتور برشی مطابق بند ۱-۴-۱۰-۲۰-۹ نمی باشد.

تنشهای برشی ناشی از بارهای ثقیلی و اثرات زلزله قائم بدون انتقال لنگر

v_{uv} = factored shear stress at the slab critical section due to gravity loads without moment transfer where the factored gravity shear force is determined using the load combinations that include E



قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - غیر باربر

ضوابط لرزه ای دال - ستونی (دالهای تخت)

غیر باربر جانبی (اتصالات)

۴-۱۰-۲۰-۹ اتصالات دال به ستون

Design Guide on the ACI 318
CRSI Concrete Reinforcing Steel Institute

$U = (1.2 + 0.19)D + 0 + 0.5L = 1.39D + 0.5L$ (earthquake effects, Q_E , are equal to zero because the two-way slab and column are not part of the SFRS).

$$q_u = (1.39 \times 110) + (0.5 \times 40) = 173 \text{ lb/ft}^2$$

$$d = 8.0 - 1.25 = 6.75 \text{ in.}$$

$$b_1 = b_2 = 24.0 + 6.75 = 30.75 \text{ in.}$$

$$V_u = 173 \times \left[\left(22.0 \times \frac{20.5 + 19.0}{2} \right) - \frac{30.75^2}{144} \right] = 74,033 \text{ lb}$$

$$b_o = 4 \times 30.75 = 123.0 \text{ in.}$$

$$v_{uv} = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{74,033}{123.0 \times 6.75} = 89.2 \text{ psi}$$

$$v_{u,AB} = v_{uv} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{u,CD} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

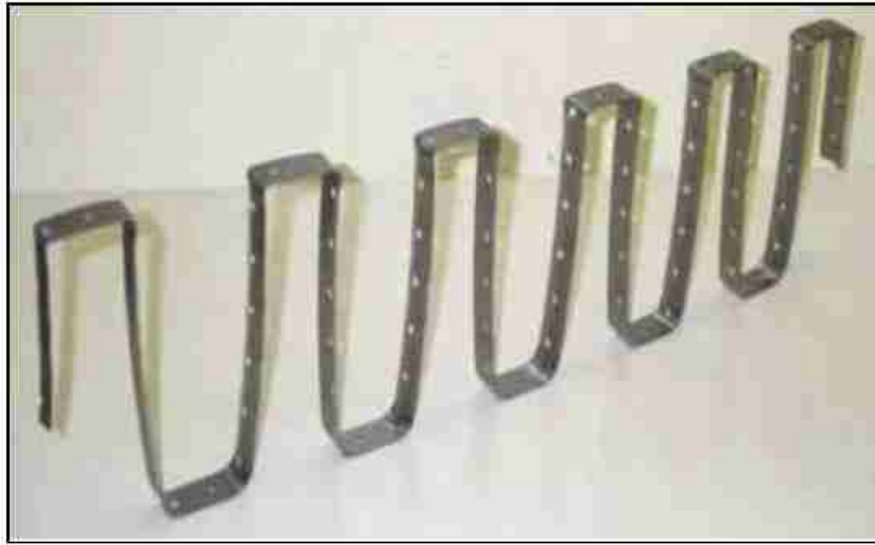


Fig. 2.14: (a) Shear Band, and (b) Placement around column

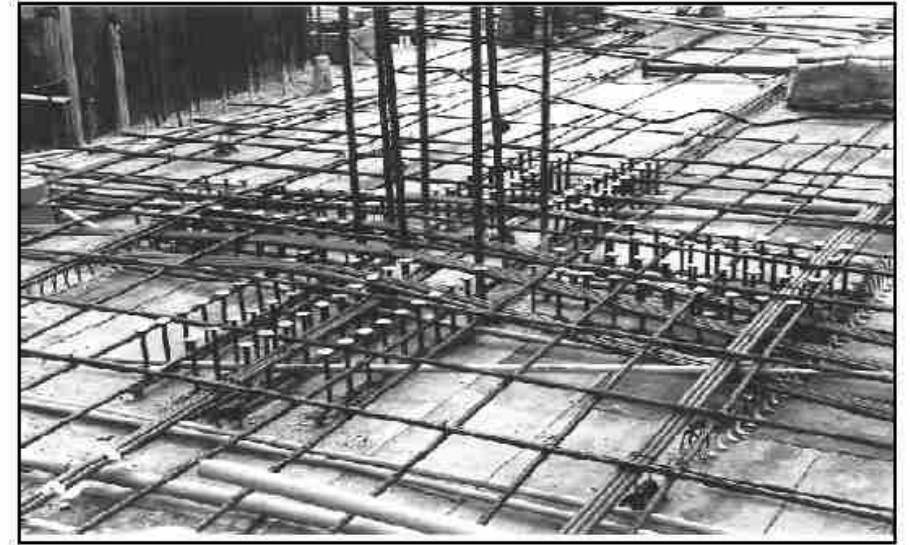
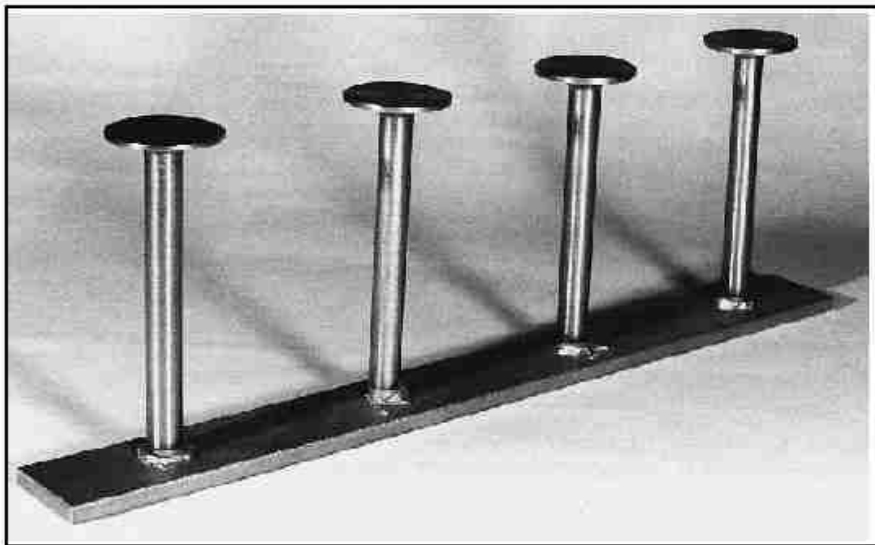
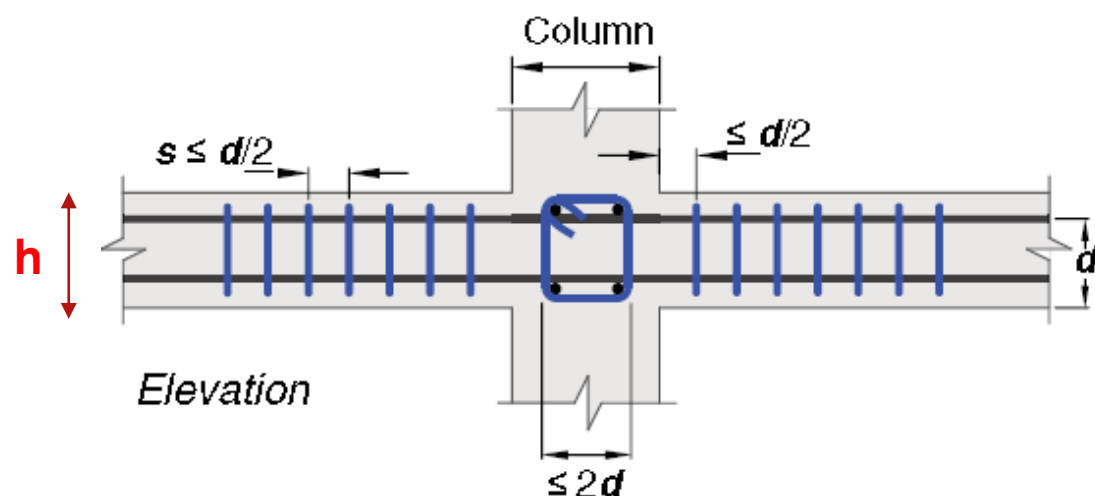


Fig. 2.15: (a) Shear Studs, and (b) Application in Flat Slab

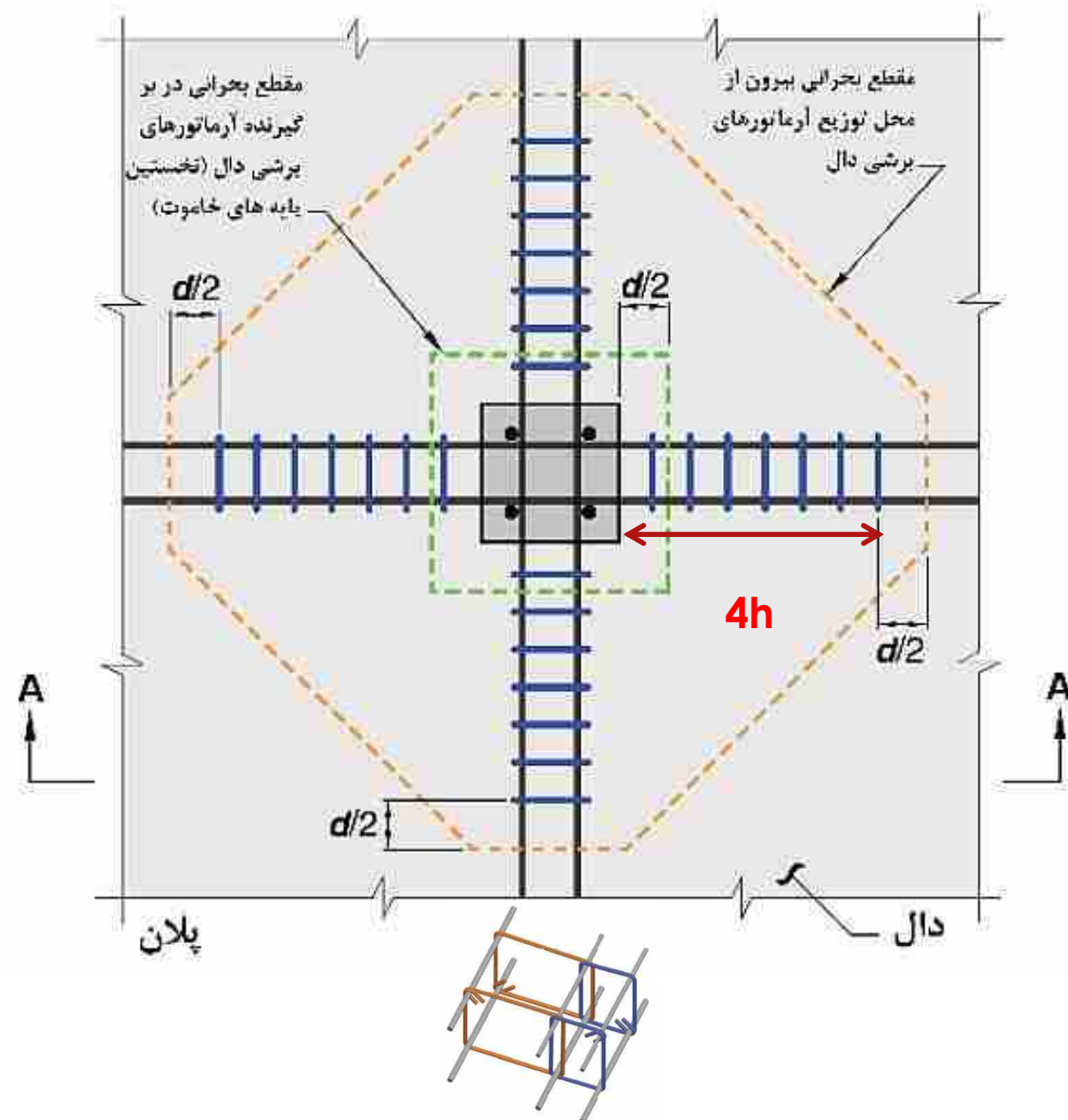
۱۰-۷-۳-۷ آرماتورهای برشی - خاموت‌ها

الف- استفاده از خاموت‌های تک پایه، U ساده، U چند گانه و خاموت بسته به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد.



جدول ۴-۱۰ موقعیت اولین خاموت و محدودیت‌های فاصله گذاری

جهت اندازه‌گیری	تعریف اندازه‌گیری	بیشترین فاصله
عمود بر وجه ستون	فاصله از بر ستون تا اولین خاموت	$\frac{d}{2}$
	فاصله بین خاموت‌ها	$\frac{d}{2}$
موازی با وجه ستون	فاصله بین ساق عمودی خاموت‌ها	$2d$



قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - غیر باربر

۹-۱۰-۷-۳-۶ آرماتورهای اتسجام

ضوابط لرزه ای دال - ستونی (دالهای تخت)

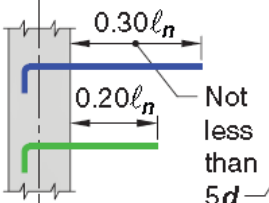
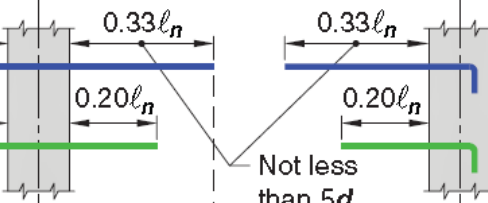
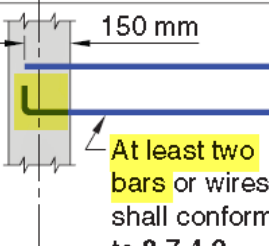
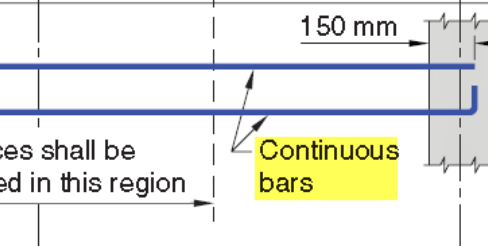
غیر باربر جانبی (اتصالات)

الف- کلیه آرماتورهای زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید پیوسته باشند، و یا با وصله‌ی مکانیکی کامل، وصله‌ی جوش شده‌ی کامل یا وصله‌ی پوششی نوع B وصله شوند. وصله‌ها باید مطابق شکل ۹-۱۰-۱ قرار داده شوند.

$1.3\ell_d$

ب- حداقل دو آرماتور زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید از ناحیه‌ی محدود شده به وسیله‌ی میلگردهای طولی ستون عبور نمایند، و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

حداقل طول
میلگردهای آجدار
در دالهای دوطرفه
بدون تیر

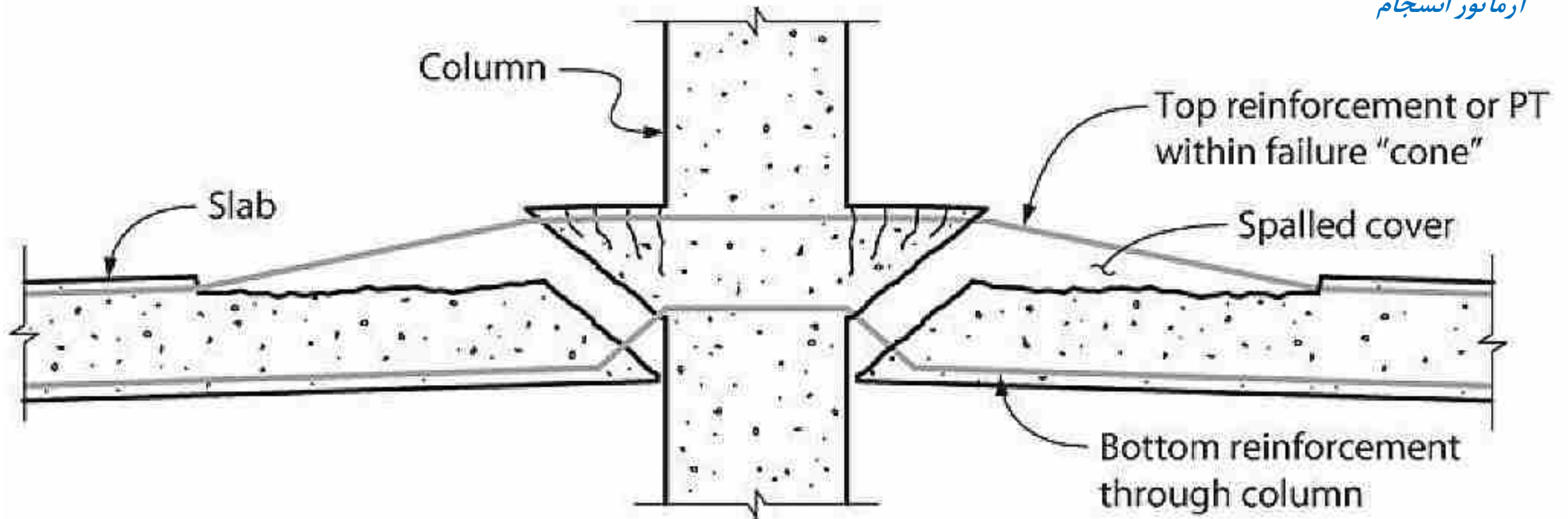
CODE			COMMENTARY	
Strip	Location	Minimum A_s at section	Without drop panels	With drop panels
Column strip	Top	50% Remainder		
	Bottom	100%		

قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - غیر باربر

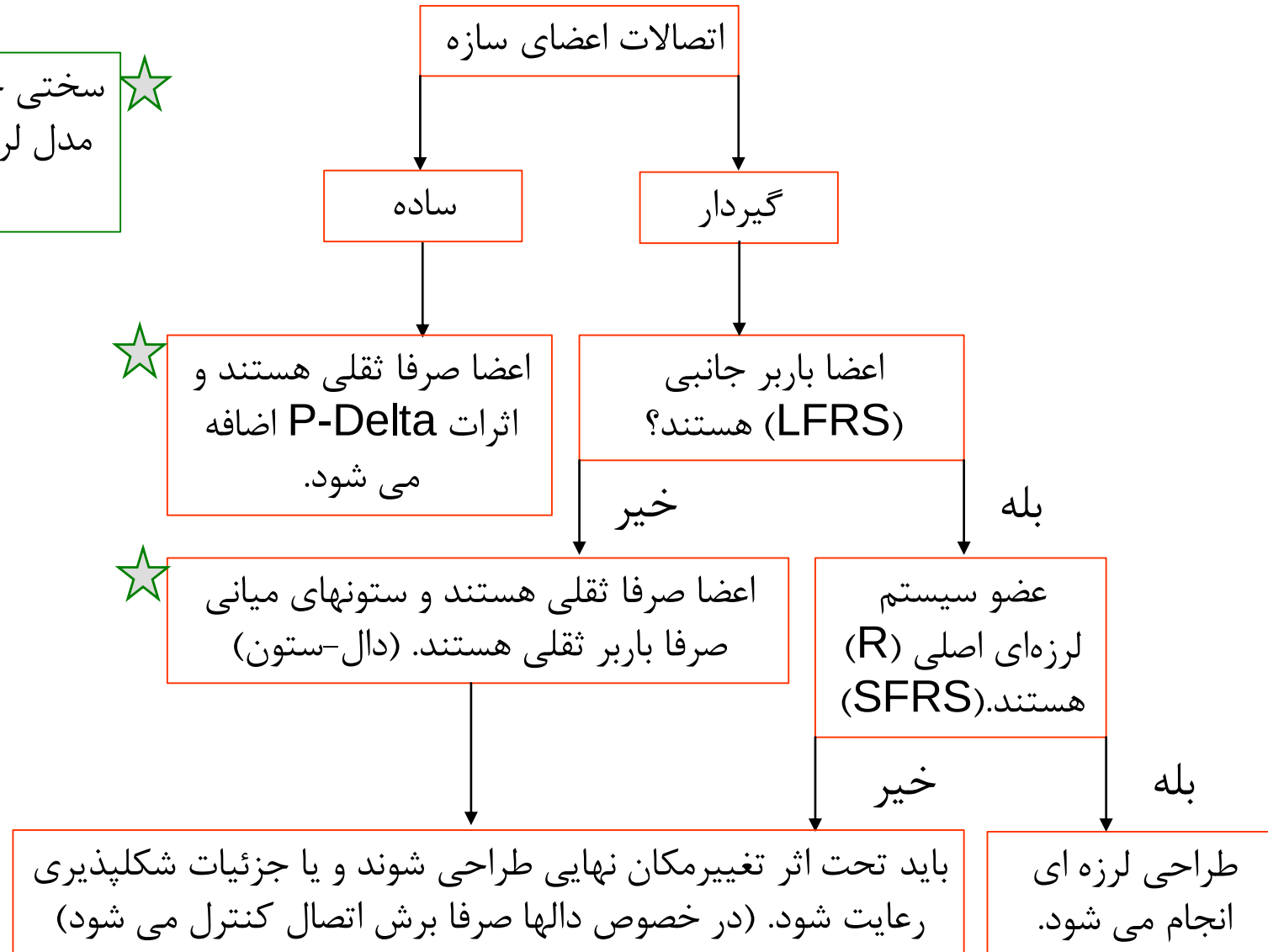
ضوابط لرزه ای دال - ستونی (دالهای تخت)

غیر باربر جانبی (اتصالات)

آرماتور انسجام

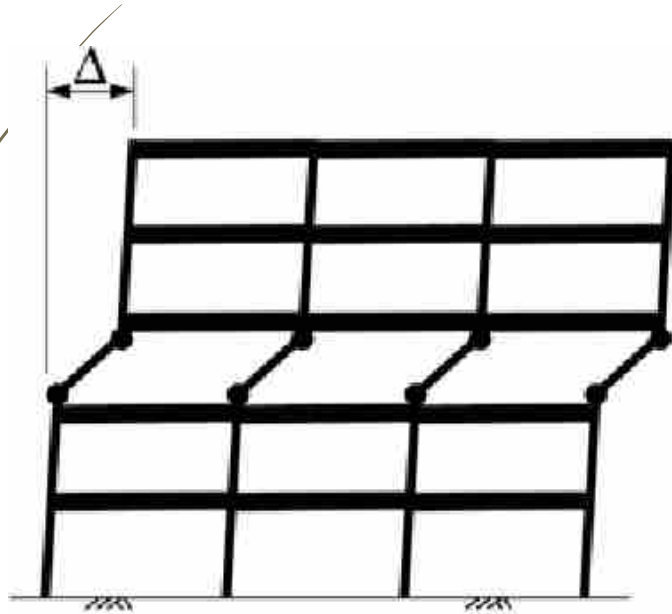


☆ سختی جانبی این اعضا در مدل لرزه ای سازه لحاظ نمی شود.

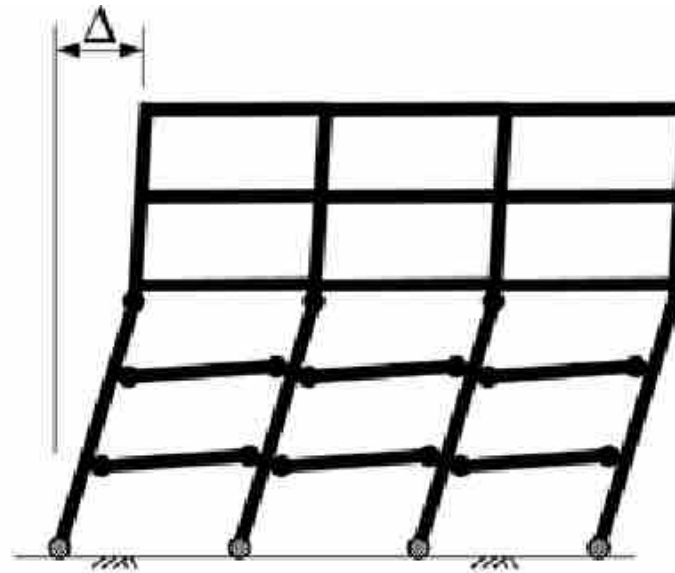


قابهای خمشی ویژه

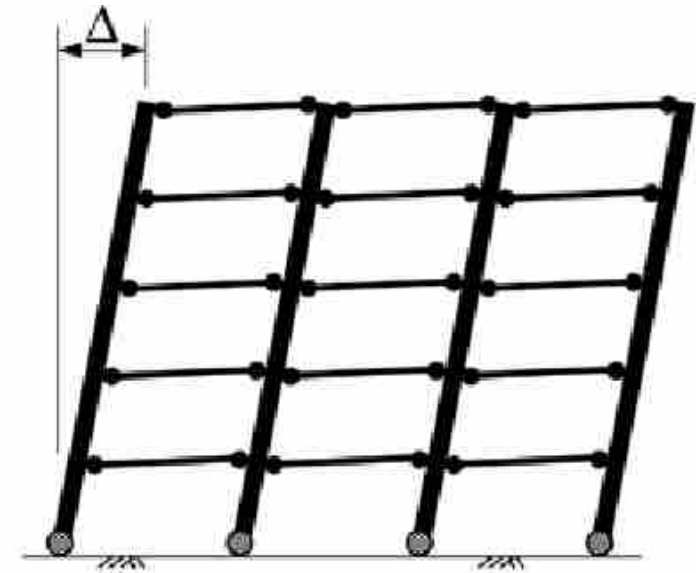
دیوارهای برشی ویژه



(a) Story mechanism



(b) Intermediate mechanism



(c) Beam mechanism

۲۰-۶-۲-۹ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

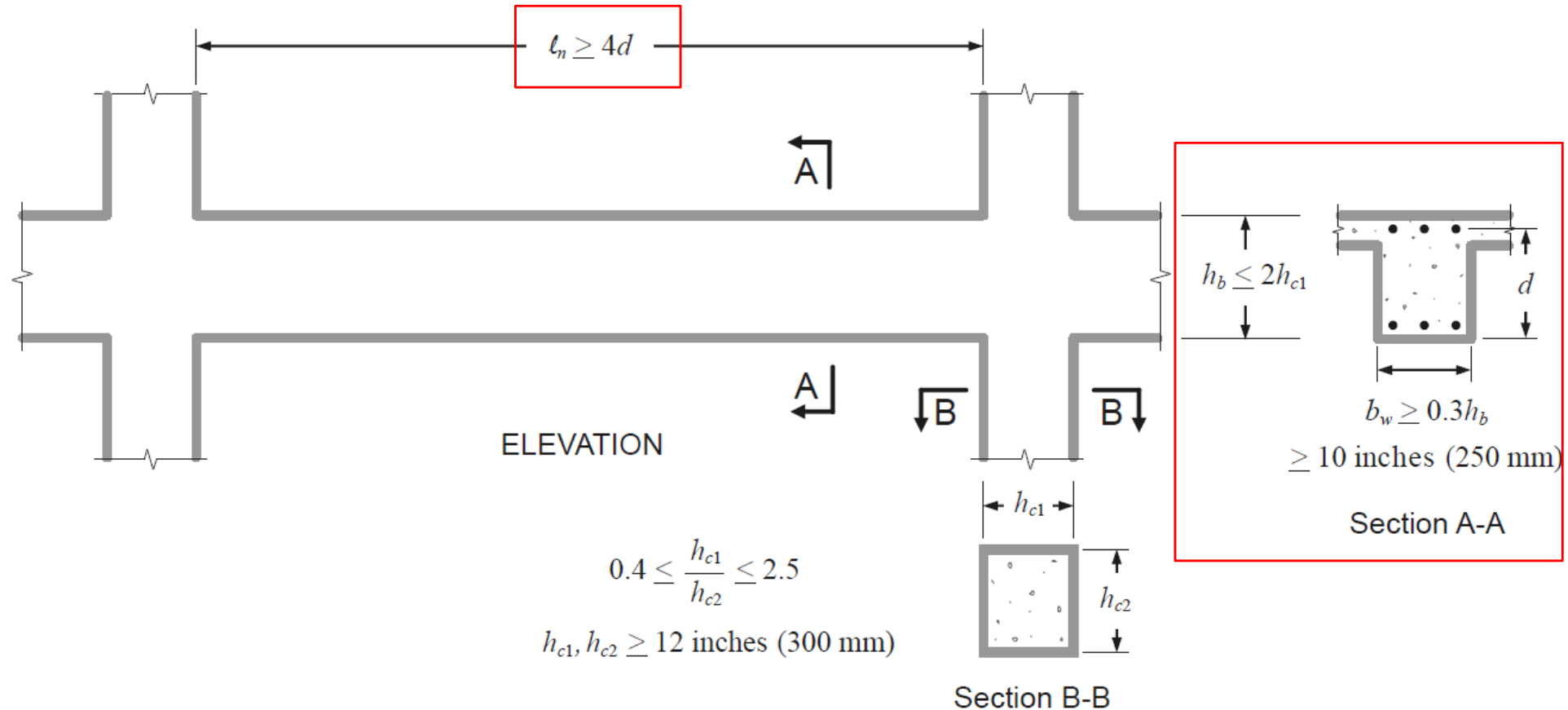
۱-۲-۶-۲۰-۹ محدودیت‌های هندسی

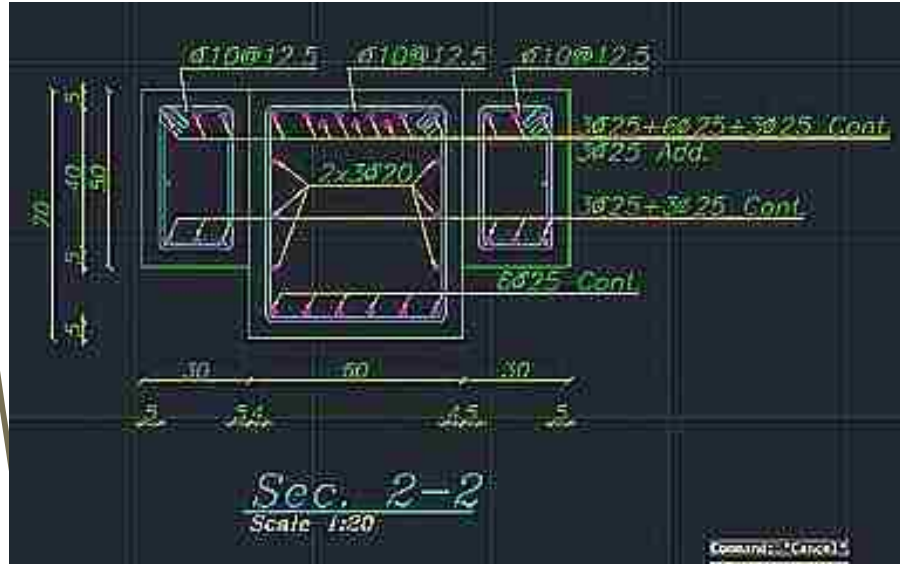
۱-۱-۲-۶-۲۰-۹ در این تیرها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند: خمشی، به اضافی کوچک‌ترین c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه‌ی آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.

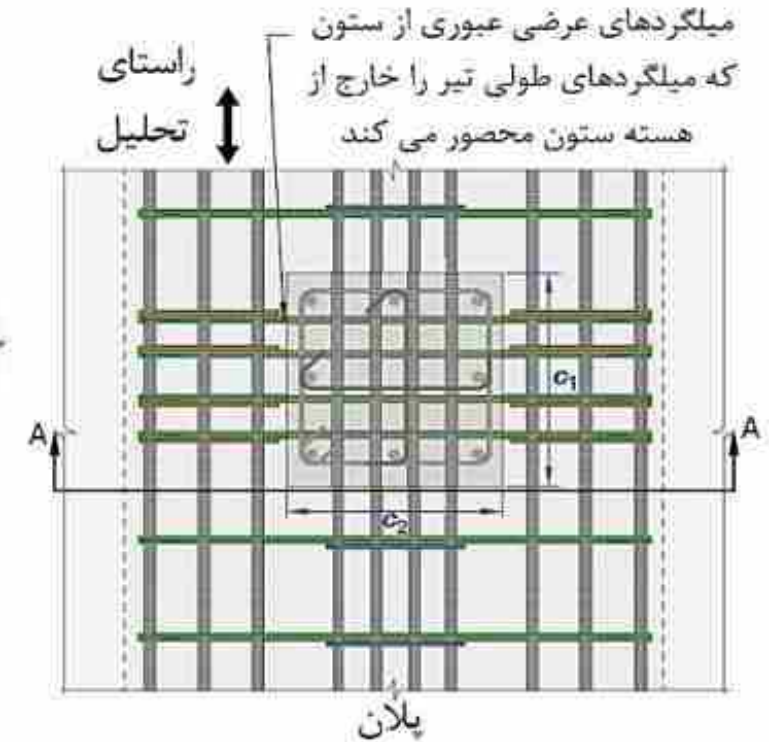
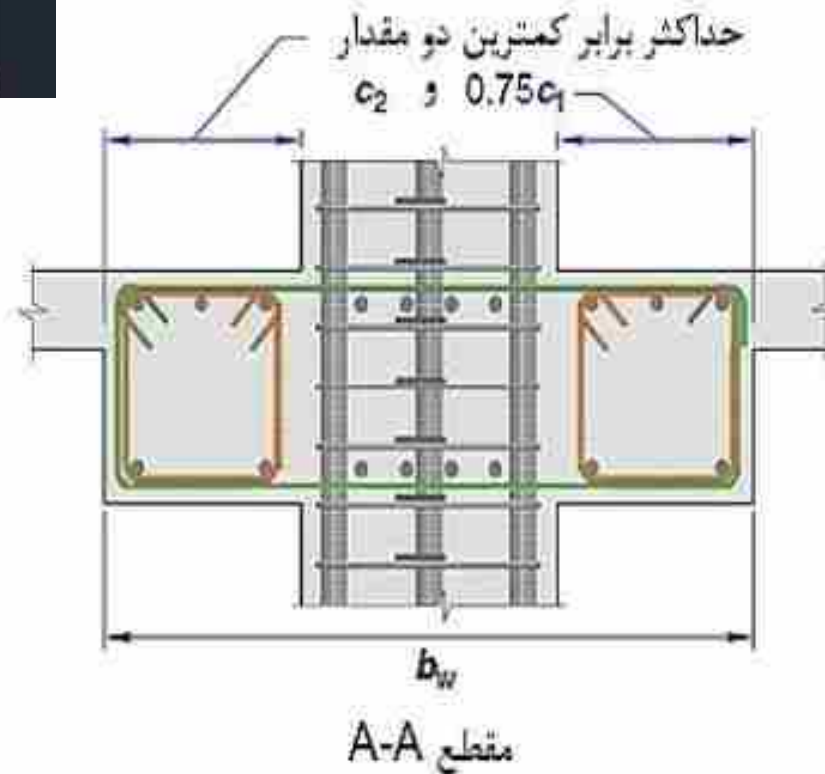
پ- عرض مقطع نباید بیش‌تر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه‌ی عمود بر محور طولی عضو





۱-۲-۶-۲۰ محدودیت‌های هندسی

پ- عرض مقطع نباید بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچک‌ترین c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.



۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۲-۱ در تمامی مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر مقرر شده در بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ بوده، و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر نباید بیش‌تر از ۰/۰۲۵، و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش بینی شوند.

۹-۲۰-۶-۲-۲ در بر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بر تکیه‌گاهی در دو انتهای عضو باشد.

۹-۲۰-۶-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۶-۲-۴ استفاده از وصله‌ی پوششی

۹-۲۰-۶-۲-۵ استفاده از وصله‌ی پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها؛

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از هر تکیه‌گاه؛

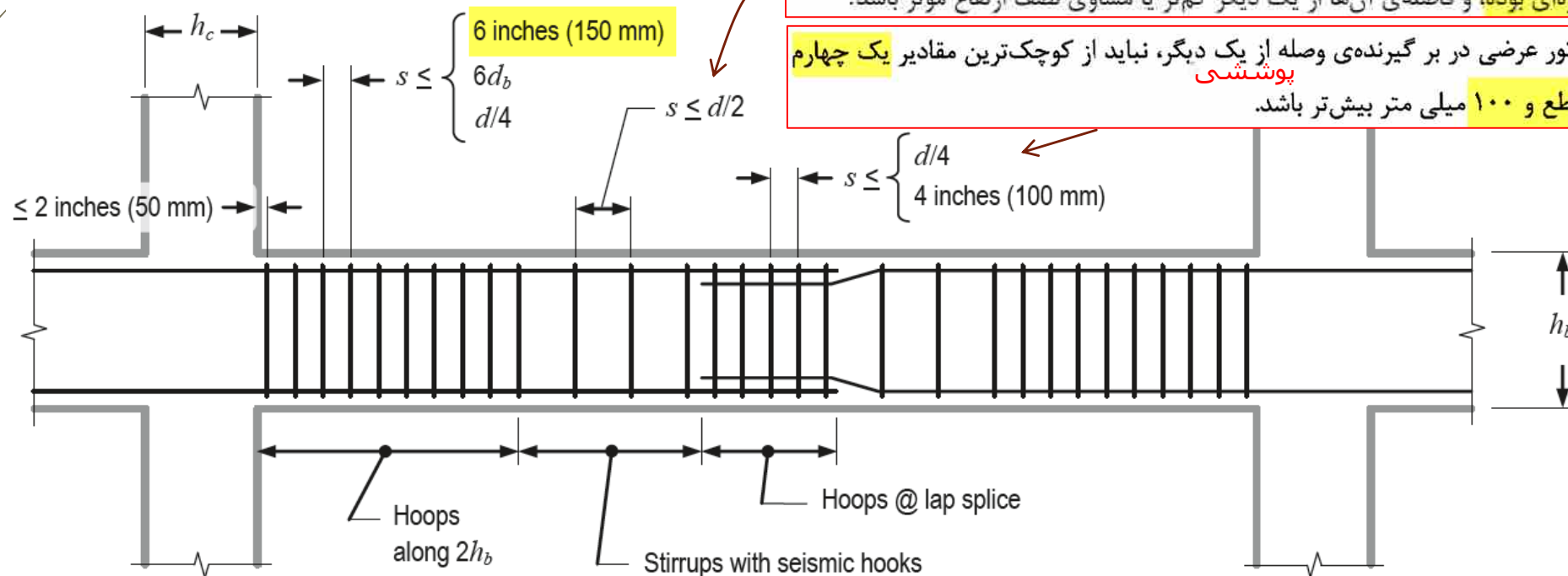
۹-۲۰-۶-۳-۵ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای بوده، و فاصله‌ی آن‌ها از یک دیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد.

سفره‌های آرماتور عرضی در هر گیرنده‌ی وصله از یک دیگر، نباید از کوچک‌ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ باشد. (حداقل ۱۰ میلیمتر)

ب- فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز میلگرد طولی جلدی) و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

پ- فاصله‌ی اولین دورگیر از هر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی متر نباشد.



NIST GCR 16-917-40



NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1



Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames

A Guide for Practicing Engineers

This publication is available free of charge from:
<http://dx.doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-40>

August 2016

With references to ASCE 7-16 and ACI 318-14

Dear Amir,

This message is in response to your technical question/inquiry.

Assuming that the supported longitudinal bars are close enough together (within 14 in or about 350 mm), yes, that detail would meet the requirements of those provisions. The reasoning for these transverse reinforcement requirements is to hold as much of the section together as possible in the event of a major earthquake. Note: I am also assuming that you would require that both the vertical and horizontal cross-ties in your example would have alternating 90 degree ends as described in 18.6.4.3.

۴-۲-۶-۲۱ تنگ‌های مستطیلی

۳-۲-۶-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی

۳-۲-۶-۲۰ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۴-۲-۶-۲۱ باشند. فاصله مرکز تا مرکز آرماتورهای خمشی که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی‌متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۳-۱-۶-۱۱ ضروری هستند، نیازی به تکیه‌گاه عرضی نیست.

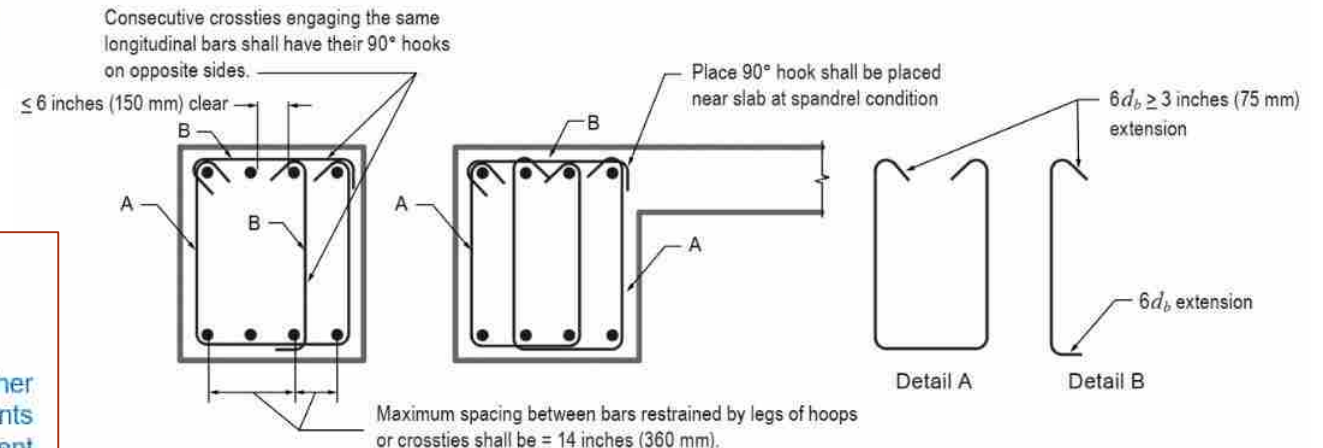
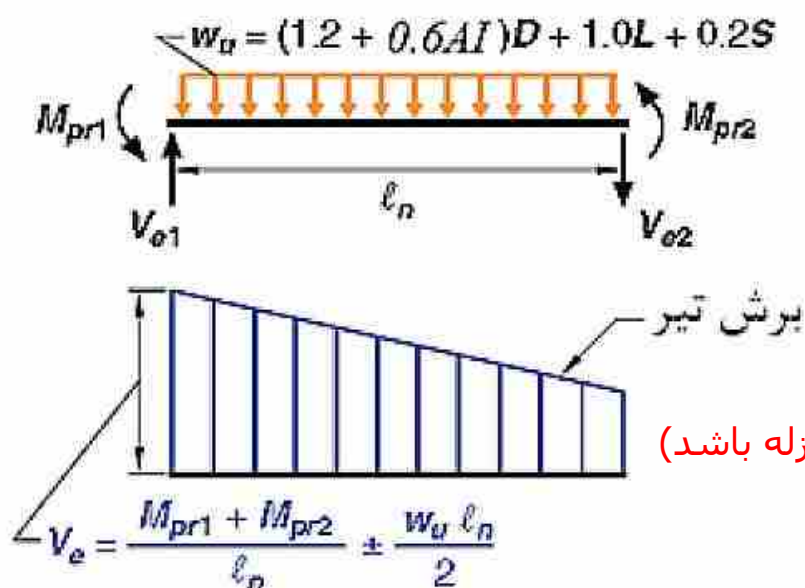
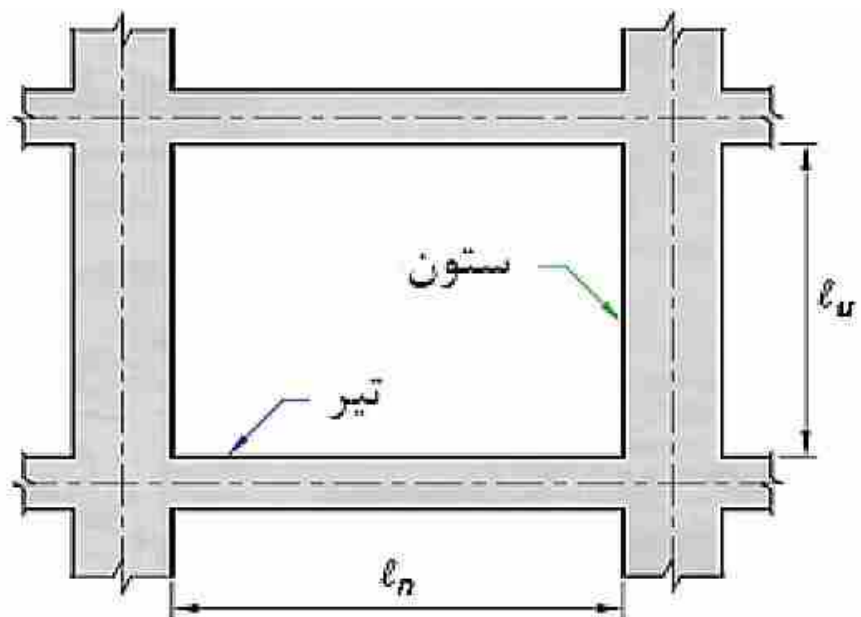


Figure 5-14. Hoop reinforcement detail.



۹-۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e ، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

M_{pr}	مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با یک محاسبه می‌شود.
----------	---

۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۳-۱، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام شود:

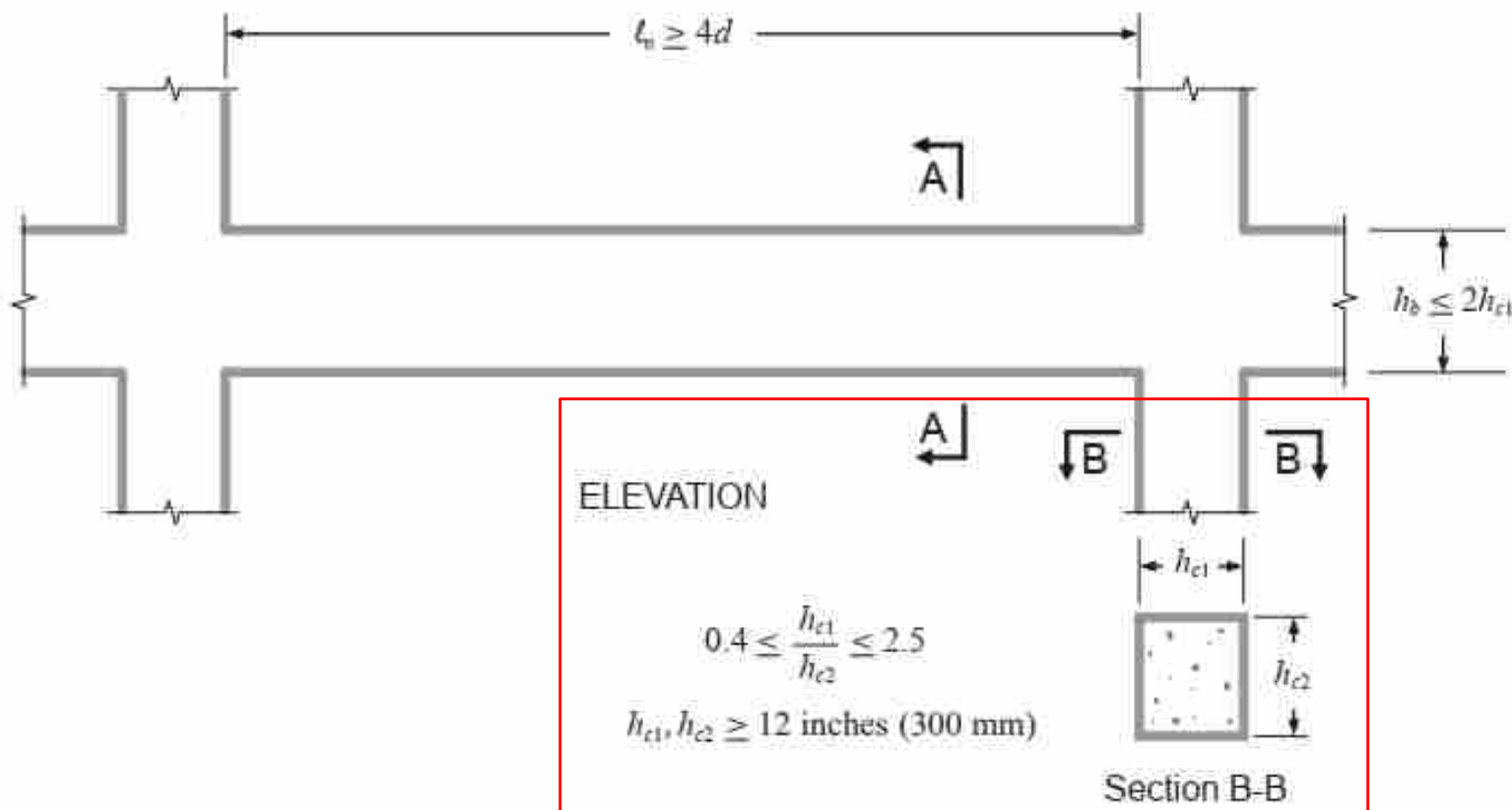
الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۴-۱، بزرگ‌تر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد. (در ACI : مقاومت برشی مورد نیاز، یعنی نصف برش، ناشی از زلزله باشد)

ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u ، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

۱-۲-۶-۲۰ محدودیت‌های هندسی ستونها

الف- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین میشود، نباید از ۳۰۰ میلی متر کمتر باشد.

ب- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کمتر باشد.

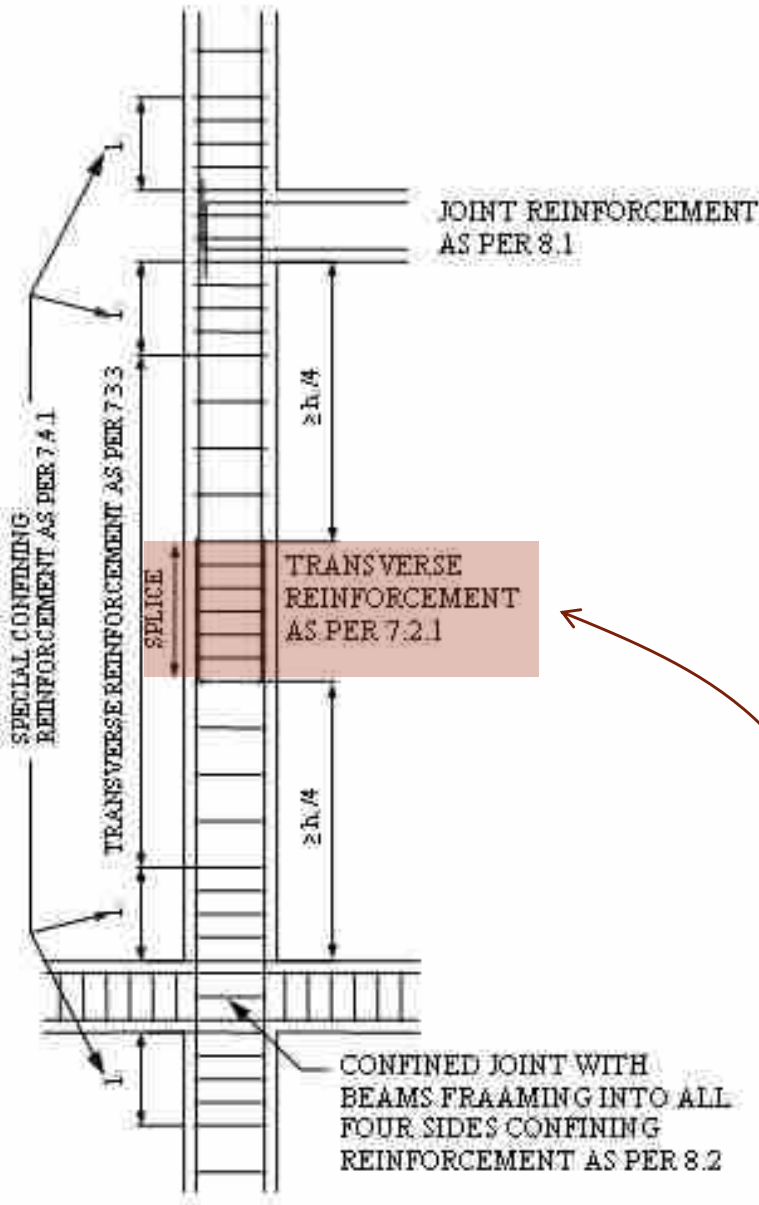


۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کمتر از یک درصد و بیش‌تر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۳ در طول آزاد ستون، آرماتورهای طولی ستون باید به گونه‌ای انتخاب شوند که $1.25l_d \leq l_u/2$ باشد. در این رابطه l_d طول گیرایی آرماتورهای طولی و l_u طول آزاد ستون می‌باشد. (طول گیرایی میلگرد ۲۵ AIII و بتن C25 برابر ۱۲۰ سانتیمتر است*)

۹-۲۰-۶-۳-۴ استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۵ به کار برده شوند.



آرماتورهای عرضی در ناحیه بحرانی

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)

For example, bars or wires with minimum clear cover not less than $2d_b$ and minimum clear spacing not less than $4d_b$ and without any confining reinforcement would have a $(c_b + K_{tr})/d_b$ value of 2.5

c_b	مقدار کمتر از: (الف) فاصله مرکز میلگرد یا سیم تا نزدیکترین سطح بتن و (ب) نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند.
-------	---

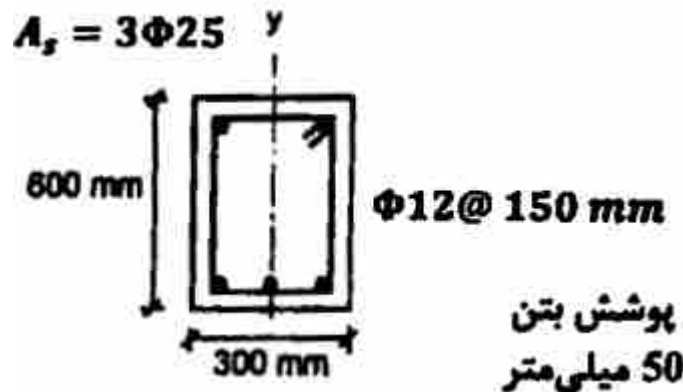
K_{tr}	شاخص آرماتور عرضی.
----------	--------------------

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

رابطه ۲۱-۲

A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله پوششی در طول صفحه شکاف خوردگی می‌باشند.

مثال:



فاصله مرکز میلگرد تا رویه بتن برابر است با:

$$\text{Cover to rebar center} = 50 + 12 + 12.5 = 74.5 \text{ mm}$$

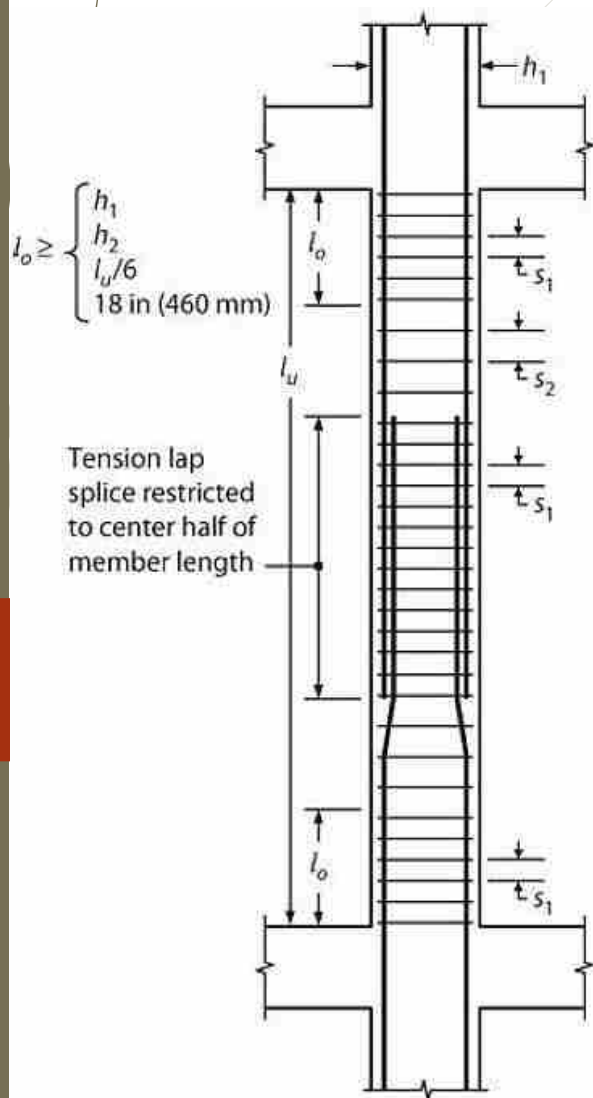
فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای کششی از هم برابر است با:

$$S_{\text{bar to bar}} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5 \rightarrow c_b = \text{Min} \left(74.5, \frac{75.5}{2} \right) = 37.75 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = \frac{40(2\pi \times 6^2)}{150 \times 3} = 20.1 \text{ mm}$$

$$\frac{k_{tr} + c_b}{d_b} = \frac{20.1 + 37.75}{25} = 2.3$$

ضابطه جدید:



$$s_1 \leq \begin{cases} \min h_1/4, h_2/4 \\ 6d_b \\ s_o \checkmark \\ \text{As required for shear} \end{cases}$$

$$s_2 \leq \begin{cases} 6d_b \checkmark \\ 6 \text{ in (150 mm)} \checkmark \\ \text{As required for shear} \end{cases}$$

$$s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \text{ in}$$

$$\left[100 - \left(\frac{360 - h_x}{3} \right) \text{ mm} \right]$$

$$\geq 4 \text{ in (100 mm)}$$

$$\leq 6 \text{ in (150 mm)}$$

Along l_o , transverse reinf. spacing $\leq s_1$, and quantity satisfies requirements in Table 12.2

Provide full height if supporting discontinued stiff member

Maximum cover = 4 in (100 mm) unless additional transverse reinf. is provided with cover ≤ 4 in (100 mm) at $s \leq 12$ in (300 mm)

- Longitudinal reinforcement satisfies $0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.06$.
- Transverse reinforcement is spirals, circular hoops, or rectilinear hoops and crossties, designed to resist shear as required.
- Rectilinear hoops and crossties engage at least corner and alternate longitudinal bars, with no unsupported bar more than 6 in (150 mm) clear from a supported bar, and with spacing h_x of supported longitudinal bars not exceeding 14 in (360 mm) on center.
- For columns with $P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000 \text{ psi (70 MPa)}$, every longitudinal bar around the perimeter shall be supported by the corner of a hoop or by a crosstie seismic hook, in either case having included angle not exceeding 135° , with $h_x \leq 8$ in (200 mm).



۳-۶-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۳-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی (محدوده ویژه)

الف- یک ششم طول آزاد ستون؛

ب- عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر و یا سایر مقاطعی که ممکن است در آن‌ها لولای پلاستیک تشکیل شود؛

پ- ۴۵۰ میلی متر.

(حداقل 10)

۳-۳-۳-۶-۲۰-۹ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه‌ی بحرانی باید مطابق بند ۲-۶-۲۱-۹ باشد. فاصله‌ی سرفه‌ی میلگردهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد؛

الف- یک چهارم ضلع کوچک‌تر مقطع ستون؛

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچک‌تر، و پنج برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال.

پ- مقدار s_o که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود. s_o باید کم‌تر از ۱۵۰ میلی متر باشد؛ ولی نیازی نیست که کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

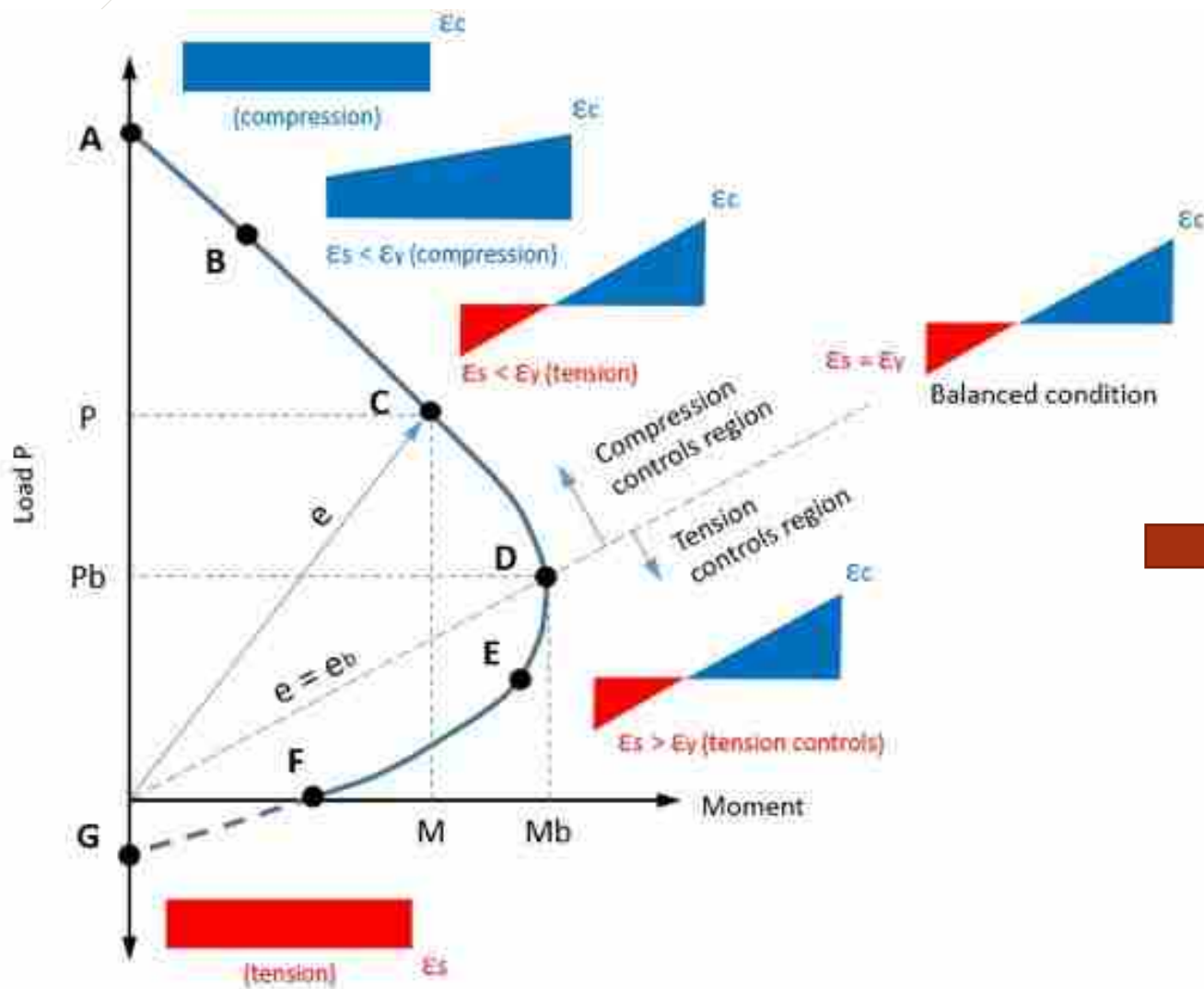
$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (1-20-9)$$

فاصله مرکز به مرکز آرماتور پیرامونی = $h_x = x_i$

حد $0.3f'_c A_g$ تقریباً بیانگر مقاومت فشاری در مرز تعادل مقطع است!

۳-۶-۲۰-۹ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۳-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی



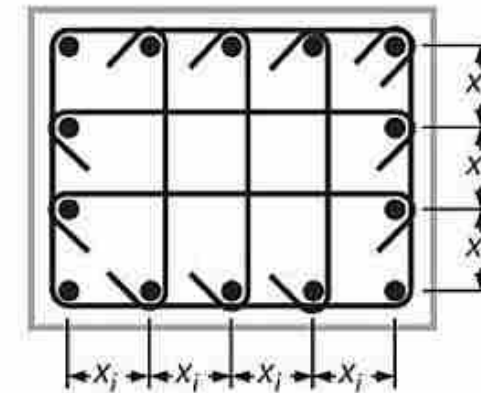
$$\frac{P_b}{P_A} \approx 0.3$$

۹-۲۰-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۳-۳-۲

ج- در مواردی که در ستون‌ها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و $P_u > 0.3A_gf'_c$ و یا $f'_c \geq 70 \text{ MPa}$ است، کلیه آرماتورهای تکی و یا گروه آرماتورهای طولی در پیرامون هسته‌ی ستون باید به گوشه‌های دورگیرها و یا یک قلاب لرزه‌ای متکی بوده و مقدار h_x از ۲۰۰ میلی‌متر بیشتر نشود. مقدار P_u بزرگ‌ترین نیروی محوری فشاری در ترکیب‌های بارگذاری است که شامل زلزله هستند.



(b) $P_u \geq 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 10,000 \text{ psi (70 MPa)}$

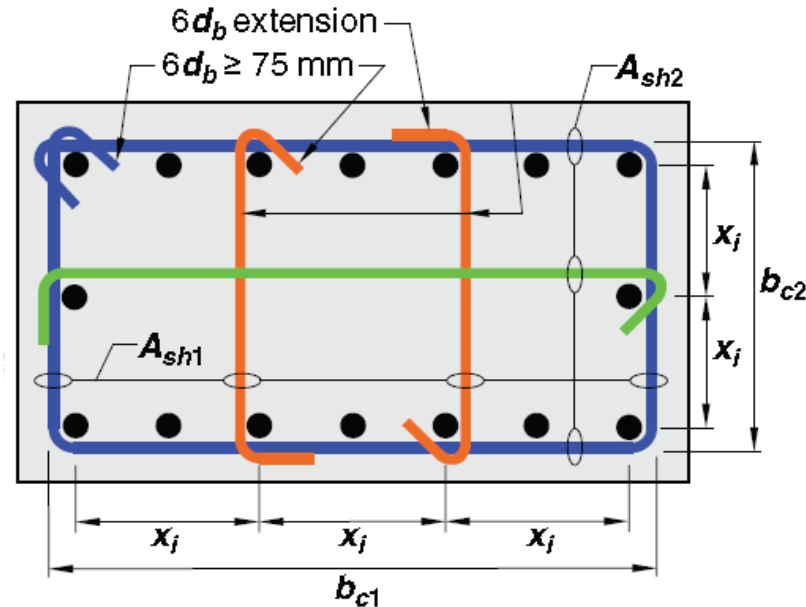
حالت خاص

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگ‌های مستطیلی باید شرایط زیر را تامین کنند.

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه‌ی مقطع، و سایر میلگردهای طولی به صورت یک در میان، باید توسط خم با زاویه‌ی کم‌تر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله‌ی آزاد بیش از ۱۵۰ میلی‌متر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله‌ی آرماتورهای طولی، h_x ، که به قلاب‌های دوخت و یا گوشه‌ی دورگیرها متکی هستند، از یک دیگر بیش‌تر از ۳۵۰ میلی‌متر نباشد.



(a) $P_u < 0.3A_gf'_c$ and $f'_c \leq 10,000 \text{ psi (70 MPa)}$

حالت عمومی

و خارج از ناحیه بحرانی

در ناحیه‌ی بحرانی
ستون در قاب
با شکل پذیری
زیاد

$$\left. \begin{array}{l} P_u \leq 0.3 A_g f'_c \\ f'_c \leq 70 \text{ MPa} \end{array} \right\} \frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} P_u > 0.3 A_g f'_c \\ f'_c > 70 \text{ MPa} \end{array} \right\} \frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$$

ضریب مقاومت بتن

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

ضریب تاثیر محصور شدگی

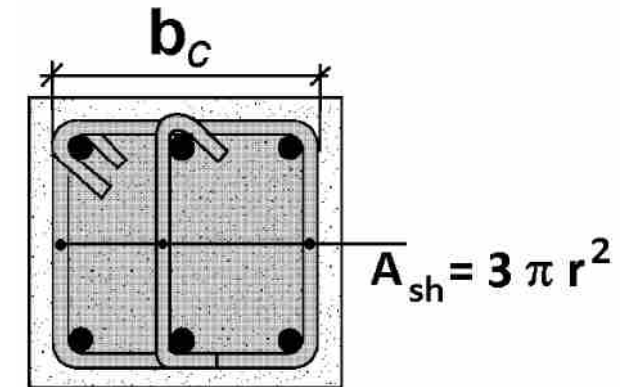
n_l تعداد آرماتورها یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته‌ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم، که از نظر عرضی به قلاب‌لرزه‌ای یا گوشه‌دورگیرها متکی هستند.

A_{sh} سطح مقطع کل آرماتور عرضی، شامل سنجاقی‌ها، در فاصله‌ی S از یک دیگر و عمود بر ضلع b_c

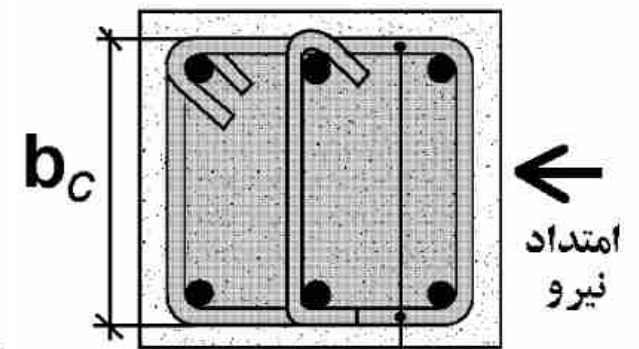
A_{ch} سطح مقطع هسته‌عضو که تا بر بیرونی آرماتور عرضی

b_c بعد هسته‌ی مرکزی مقطع تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه‌گیری

۳-۳-۶-۲۰-۹ آرماتورهای عرضی



↑
امتداد
نیرو



←
امتداد
نیرو

$$A_{sh} = 2 \pi r^2$$

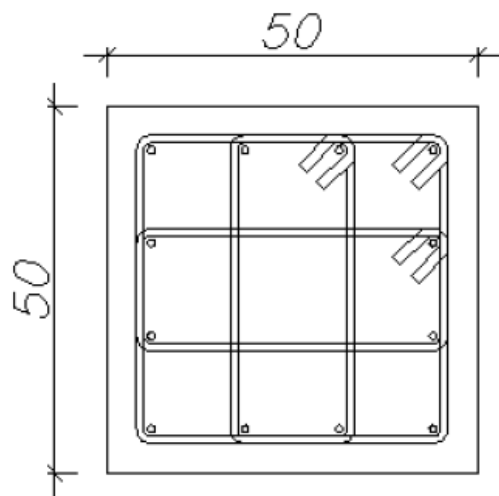
مثال) یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 400kN$ و $P_E = 500 kN$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون $500mm \times 500mm$ می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\phi 25 = 5890mm^2$ می باشد. قطر تنگ ها را $\phi 10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25 MPa, F_y = 400MPa, F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید (شکل پذیری ویژه)

$$\left. \begin{aligned} P_u &= 1.2P_D + P_L + P_E = 2100 kN \\ 0.3A_gf'_c &= 1875 kN \end{aligned} \right\} P_u > 0.3A_gf'_c$$

با توجه به کنترل فوق تمامی میلگردهای طولی نیاز به مهار جانبی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته دارند:



$$h_x = \frac{500 - 80 - 20 - 25}{3} = 125 mm < (200 mm) OK.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_1}{4} &= 125 mm \\ 6d_b &= 150mm \end{aligned} \right\} S_{max} = 125 mm$$

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 125}{3} \right) = 175 mm \rightarrow s_0 = 150 mm$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1$$

$$K_n = \frac{12}{12 - 2} = 1.2$$

$$\left. \begin{aligned} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.3 \left(\frac{500^2}{(500 - 80)^2} - 1 \right) \frac{25}{300} = 0.01043 \\ 0.09 \frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.0075 \\ 0.2 K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} &= 0.0095 \end{aligned} \right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = 4 \times \pi \times 5^2 = 314.159 \text{ mm}^2}{s b_c = s(500 - 80)} = \frac{0.748}{s} > 0.0104 \rightarrow s < 71 \text{ mm} \rightarrow \text{Use } s = 70 \text{ mm}$$

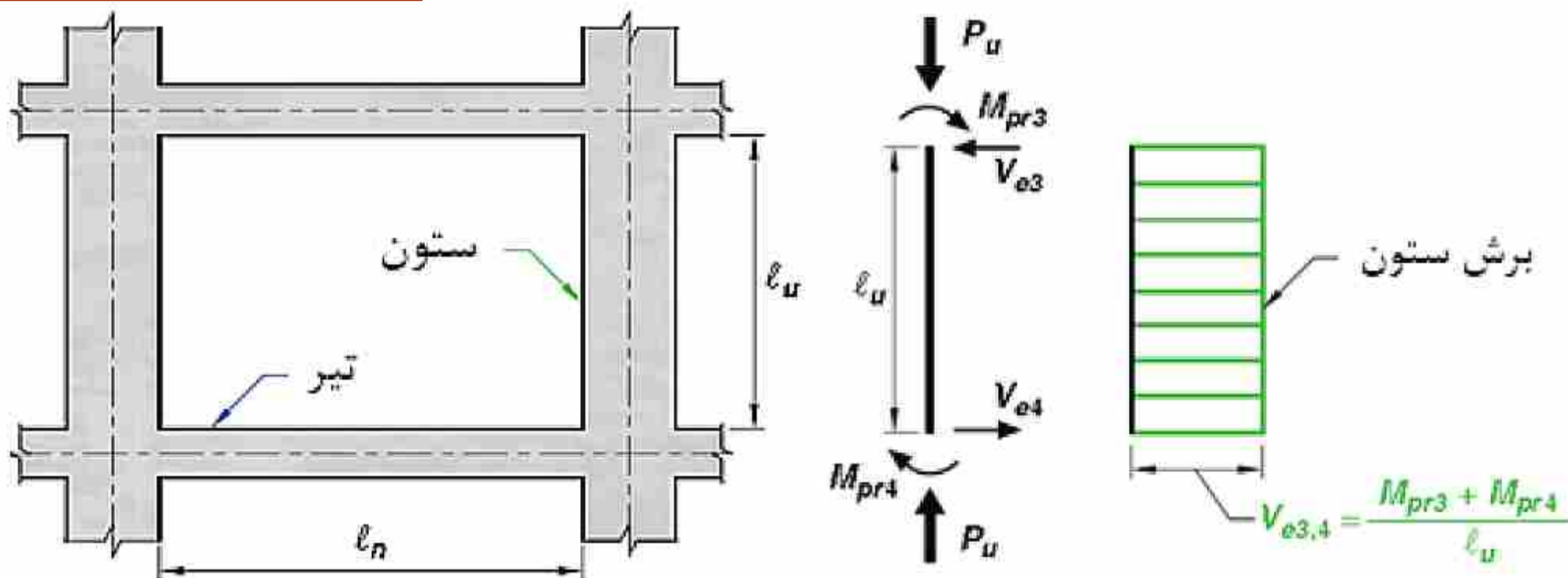
در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود، باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و ~~سنجاقی~~ مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۶-۲ و ۹-۲۱-۶-۳، و نیز برای تامین برش بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۴، قرار داده شود. فاصله‌ی این آرماتورها در هر حال نباید برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، بیش‌تر از شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلی‌متر، و برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، بیش‌تر از ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلی‌متر، اختیار شود.

۹-۲۰-۶-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری زیاد

این برش در هیچ حالت نباید کمتر از برش به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد. هم چنین نیازی نیست که مقدار نیروی برشی ستون، از نیروی محاسبه شده بر اساس مقاومت گره که با فرض لنگر خمشی محتمل، M_{pr} ، در تیرهای منتهی به گره به دست می‌آید، بیش‌تر باشد.

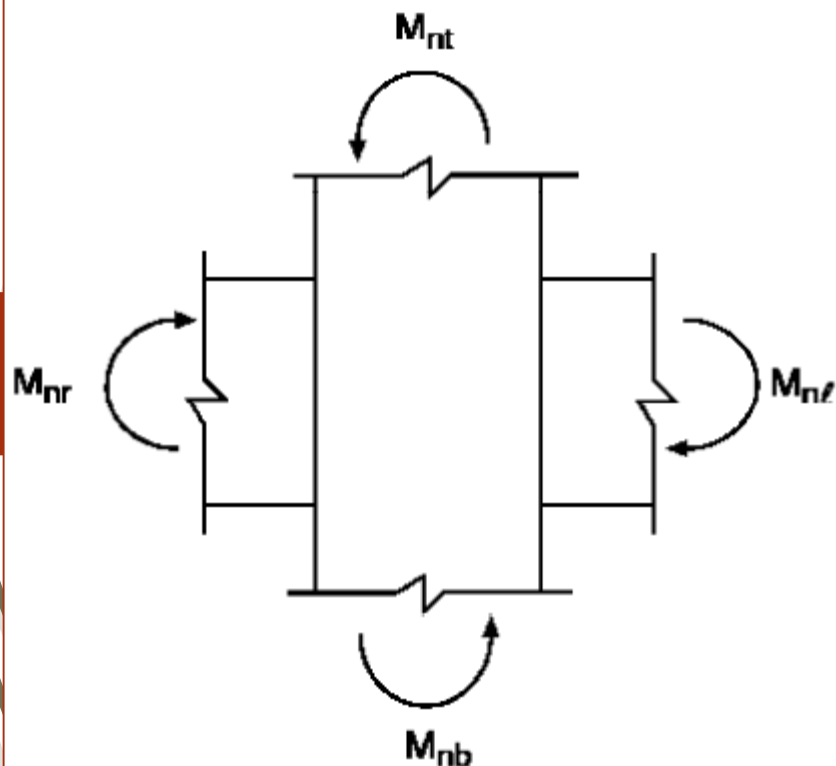
لنگرهای انتهایی M_{pr} ستون‌ها نیازی نیست از M_{pr} تیرهایی که با آن‌ها در اتصال تیر به ستون قاب می‌شوند بیشتر باشد

۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ نیروی برشی طراحی، V_e ، در ستون‌ها باید با در نظر گرفتن اندر کنش نیروهای محوری ضریب‌دار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین گردد. نیروی محوری P_u در محدوده‌ی بارهای محوری ضریب‌دار ستون طوری انتخاب می‌شود که بیش‌ترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr} ، حاصل شود.



$\sum M_{nb}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند.

$$(M_{nt} + M_{nb}) \geq \frac{6}{5} (M_{nl} + M_{nr})$$



۲-۴-۳-۶-۲۰-۹ در ستون‌ها، در حالتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده‌ی l_0 مطابق بند ۱-۳-۳-۶-۲۰-۹، باید از مقاومت بتن در برش، V_c ، صرف نظر نمود:

الف- برش محاسبه شده بر اساس بند ۱-۴-۳-۶-۲۰-۹، برابر با حداقل نصف مقاومت برشی مورد نیاز در محدوده‌ی l_0 باشد. (یعنی نصف برش سهم زلزله باشد)

ب- نیروی محوری فشاری ضریب‌دار، P_u ، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم‌تر باشد.

۴-۶-۲۰-۹ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

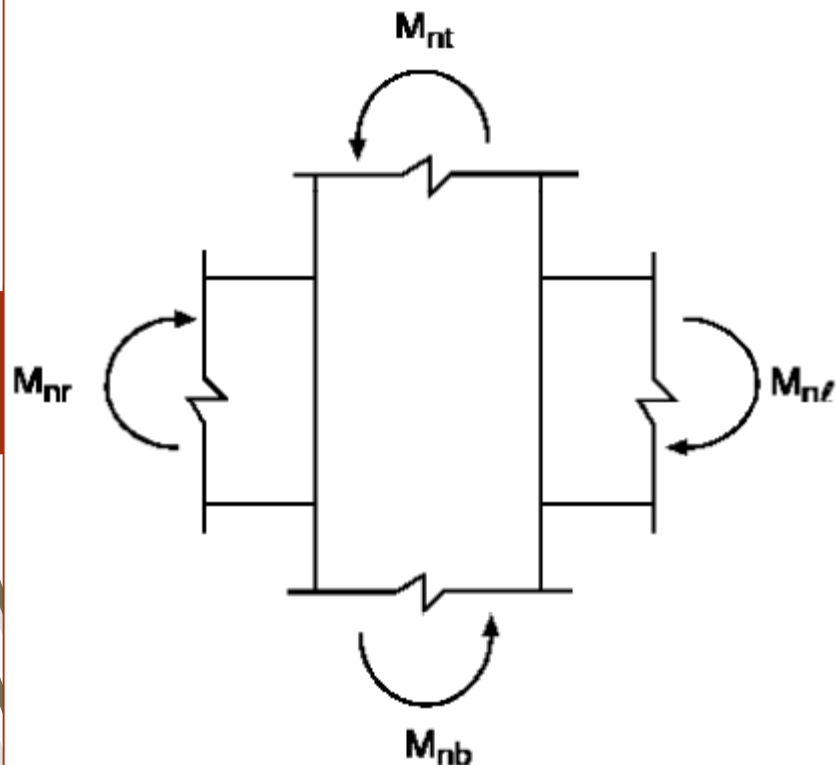
۲-۴-۶-۲۰-۹ به استثنای موارد ذکر شده در بندهای ۳-۴-۶-۲۰-۹ و ۴-۴-۶-۲۰-۹، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، باید در رابطه‌ی (۱۰-۲۰-۹) صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (10-20-9)$$

$\sum M_{nc}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ضریب‌دار، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کم‌ترین مقدار لنگرها را به دست می‌دهد، محاسبه شوند.

۶-۴-۶-۲۰-۹ در ستون‌هایی که مطابق بندهای ۴-۴-۶-۲۰-۹ و ۵-۴-۶-۲۰-۹ عضو از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند، باید میلگرد گذاری عرضی ویژه در تمام طول آن‌ها رعایت شود.

$$(M_{nt} + M_{nb}) \geq \frac{6}{5} (M_{nl} + M_{nr})$$



جمع لنگرها در رابطه‌ی (۱۰-۲۰-۹) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه‌ی (۱۰-۲۰-۹) باید در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت واقع در صفحه‌ی قائم قاب عمل کنند، برقرار باشد. در تیرهای T شکل در صورتی که دال در اثر لنگرهای وارد در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه‌ی M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۳-۳-۶-۹، که مهار آن‌ها در حد تسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظور گردند.

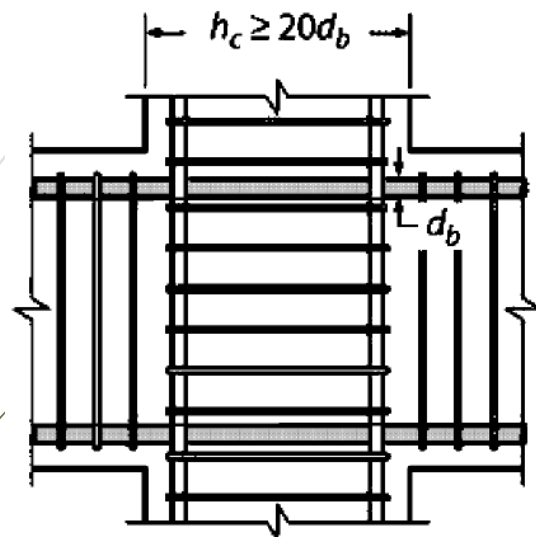
۳-۴-۶-۲۰-۹ چنان چه ستونی ضابطه‌ی بند ۲-۴-۶-۲۰-۹ را تامین نکند، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرف نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۱۰-۲۰-۹ را تامین نماید.

۴-۴-۶-۲۰-۹ چنان چه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیش‌تر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه‌ی (۱۰-۲۰-۹) را تامین نکند؛ ولی در سیستم باربر لرزه‌ای سهیم باشد.

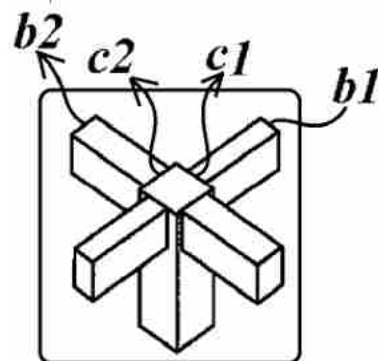
۵-۴-۶-۲۰-۹ در صورتی که تنش‌های محوری ایجاد شده از ترکیب‌های بارهای ضریب‌داری که شامل اثرات E هستند از $0.10A_g f'_c$ کم‌تر باشند، می‌توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه، و نیز در ستون‌هایی که در بالای اتصال امتداد نمی‌یابند در قاب‌های چند طبقه، رابطه‌ی (۱۰-۲۰-۹) را رعایت نمود. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه‌ی بند ۶-۴-۶-۲۰-۹ را تامین کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه‌ی بند ۳-۴-۶-۲۰-۹ نمی‌شوند.

18.8—Joints of special moment frames

18.8.2 General



آرماتورگذاری عرضی ویژه
ناحیه بحرانی ستون



۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۲-۳ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون عبور می‌کنند، بعد گره، h به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیش‌ترین مقدار به دست آمده از (الف) تا (پ) باشد.

الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر برابر با $\frac{20}{\lambda} d_b$ ، که d_b قطر بزرگ‌ترین میلگرد است. (این ضابطه برای ستونهای انتهایی قاب که در آنها تیر ادامه ندارد، برقرار نیست)

۹-۲۰-۶-۵-۳-۱ آرماتور گذاری عرضی باید در کلیه‌ی نواحی اتصالی، به جز آن‌هایی که در بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ اشاره شده‌اند، مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۷ به کار برده شود.

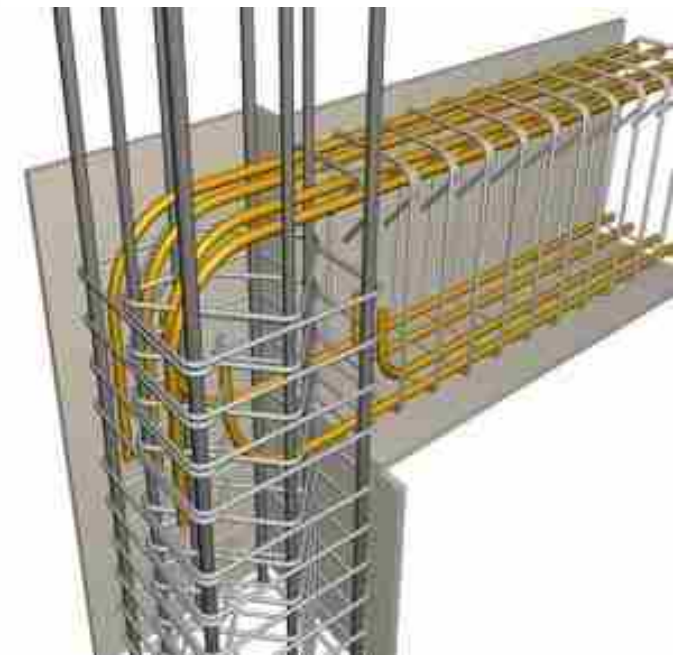
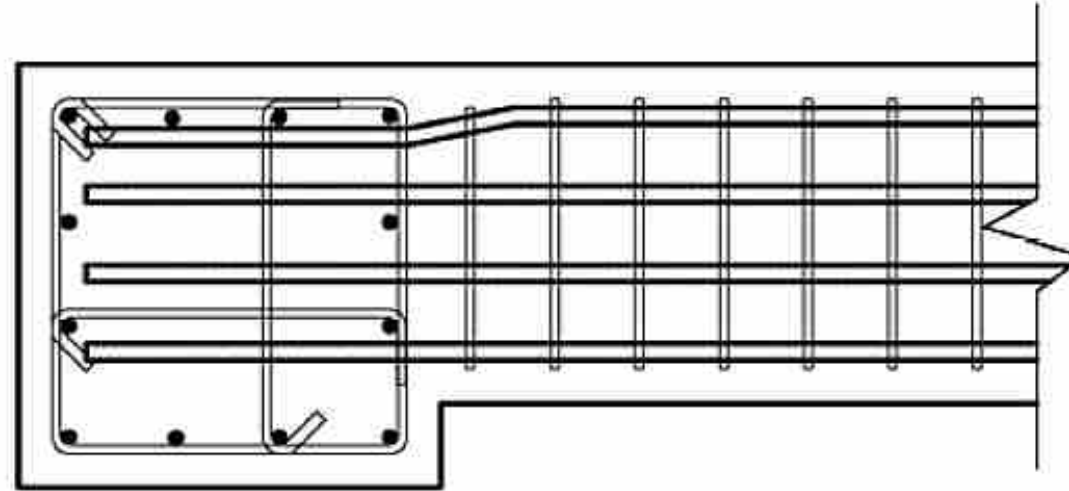
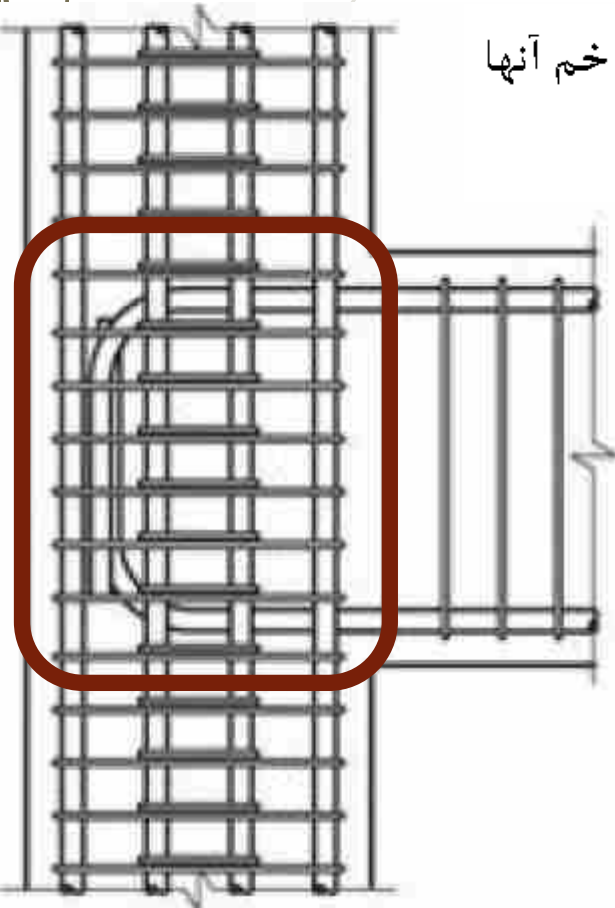
۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ در نواحی اتصال‌هایی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کم‌تر از سه چهارم بعد ستون متصل به آن‌ها نیست، می‌توان در طولی به اندازه‌ی ارتفاع کم عمق‌ترین تیر، h از آرماتور عرضی مساوی با نصف مقدار تعیین شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۴، استفاده نمود؛ و فاصله‌ی آن‌ها را از آن چه بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۳ محاسبه شده، تا ۱۵۰ میلی متر افزایش داد.

۴-۵-۶-۲۰-۹ مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۳-۴-۵-۶-۲۰-۹ در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۲-۲۰-۹ باشد. مشابه قاب خمشی متوسط با 2 تفاوت زیر:

۱-۴-۵-۶-۲۰-۹ خمشی محتمل تیرها، M_{pr} ، محاسبه گردد.
۲-۴-۵-۶-۲۰-۹ باید بر اساس بند ۵-۴-۷-۹ (ت) محاسبه شود.
 $\Phi=1$, $M_{pr} (f_s=1.25f_y)$
 $\Phi=0.85$ ←

۲-۵-۵-۶-۲۰-۹ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته محصورشده ستون‌ها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شده و خم آنها بطرف داخل ناحیه اتصال باشد.



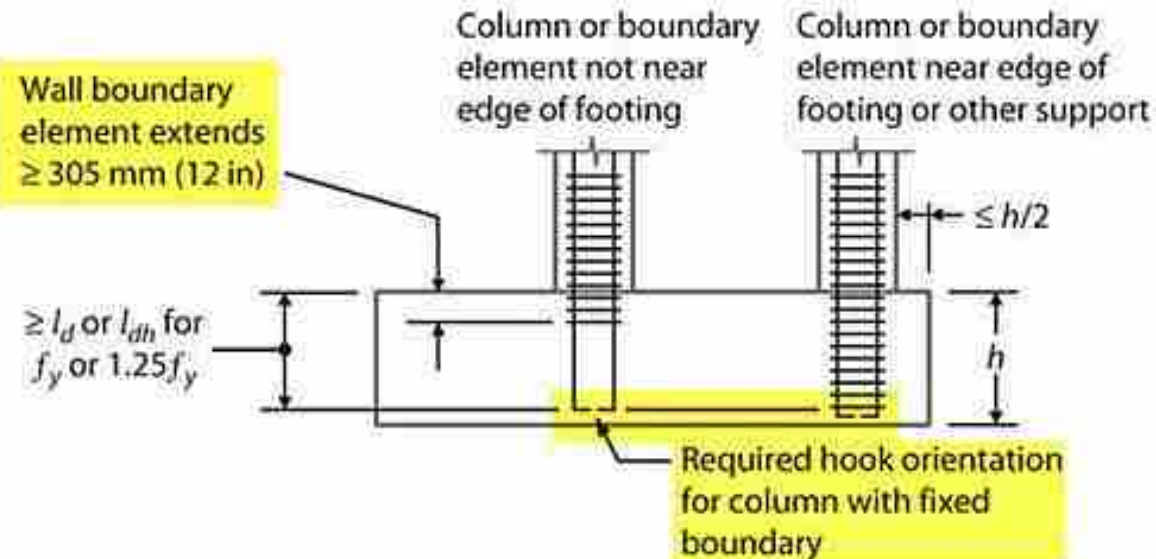
۲۰-۹-۲ شالوده های تکی، نواری، سراسری، و سرشمع ها

۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این قسمت باید در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد رعایت شود.

۲۰-۹-۲-۳ در ستونهایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده اند باید ضوابط بند ۲۰-۹-۲-۱ رعایت شده، و در صورت نیاز به مهار قلاب دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلابهای با خم ۹۰ درجه رو بطرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

۲۰-۹-۲-۴ در ستونها و یا اجزاء لبه دیوارهای سازه ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر است باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۹-۲-۳-۲ الی ۲۰-۹-۲-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه طول مهار آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.

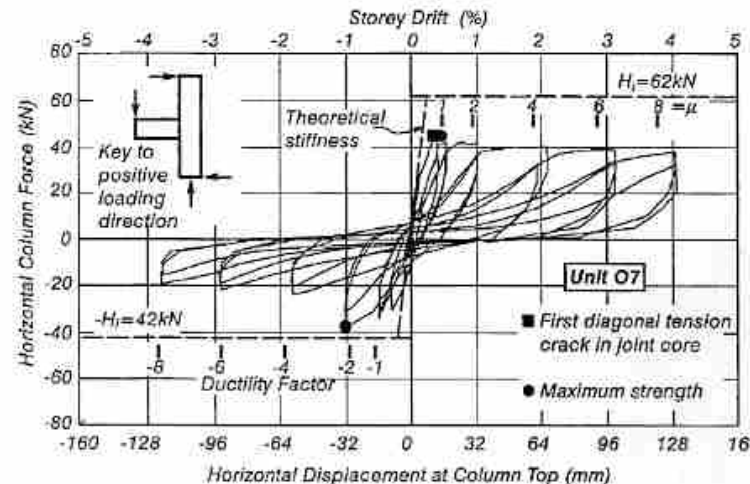
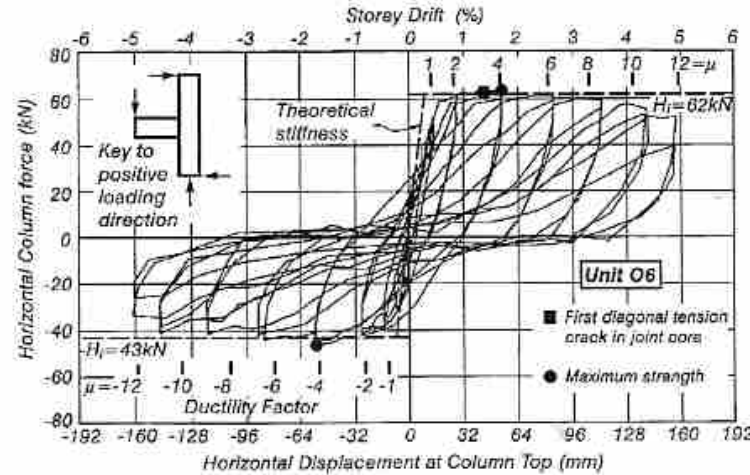
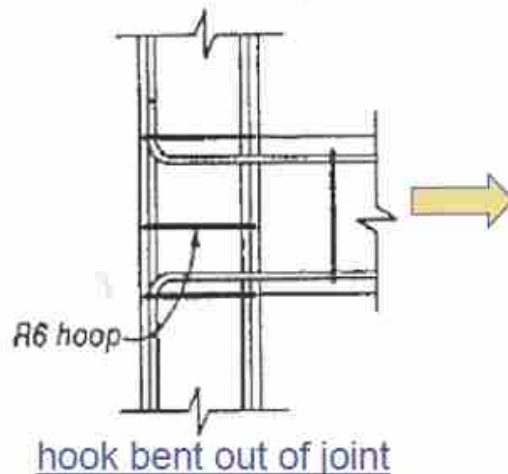
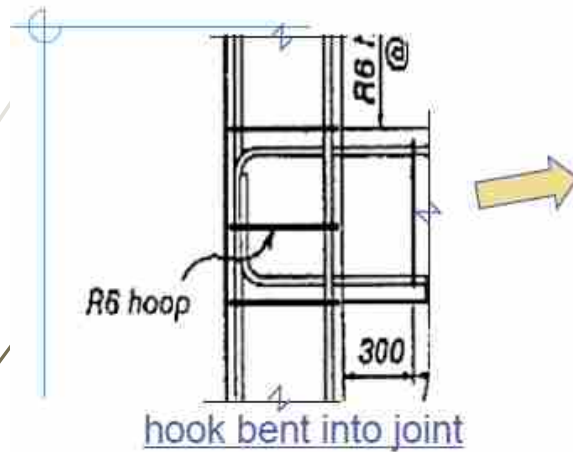
ضوابط آرماتور عرضی
ویژه (نکته: در آیین
نامه ACI چون
متوسط نداریم کلا
ویژه گفته لذا منطقا
در قاب متوسط باید
همان متوسط ادامه
یابد)



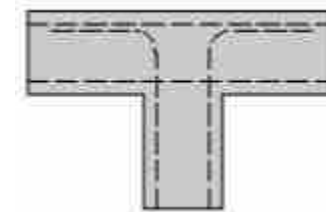
ت ۲۰-۹-۲-۳ آزمایش ها نشان داده است که اعضای خمشی تمام شده در شالوده، دال یا تیر، گره اتصال T شکل یا L شکل، باید قلابهایی خم شده به سمت داخل محور عضو داشته باشند تا قادر به مقاومت در برابر خمش ایجاد شده در عضو تشکیل دهنده ساقی اتصال T یا L شکل باشند.

تست اتصالات گیردار با خم های متفاوت:

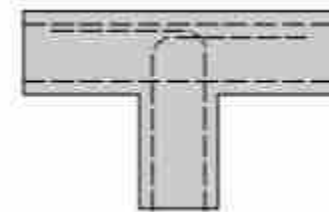
Exterior joint hook detail



در ۱۶-۳-۲ در آرماتورهای طولی قطع شده در اتصال که منتهی به قلاب استاندارد می باشند، جهت برگشت قلاب باید به سمت میانی عمق تیر یا ستون باشد.



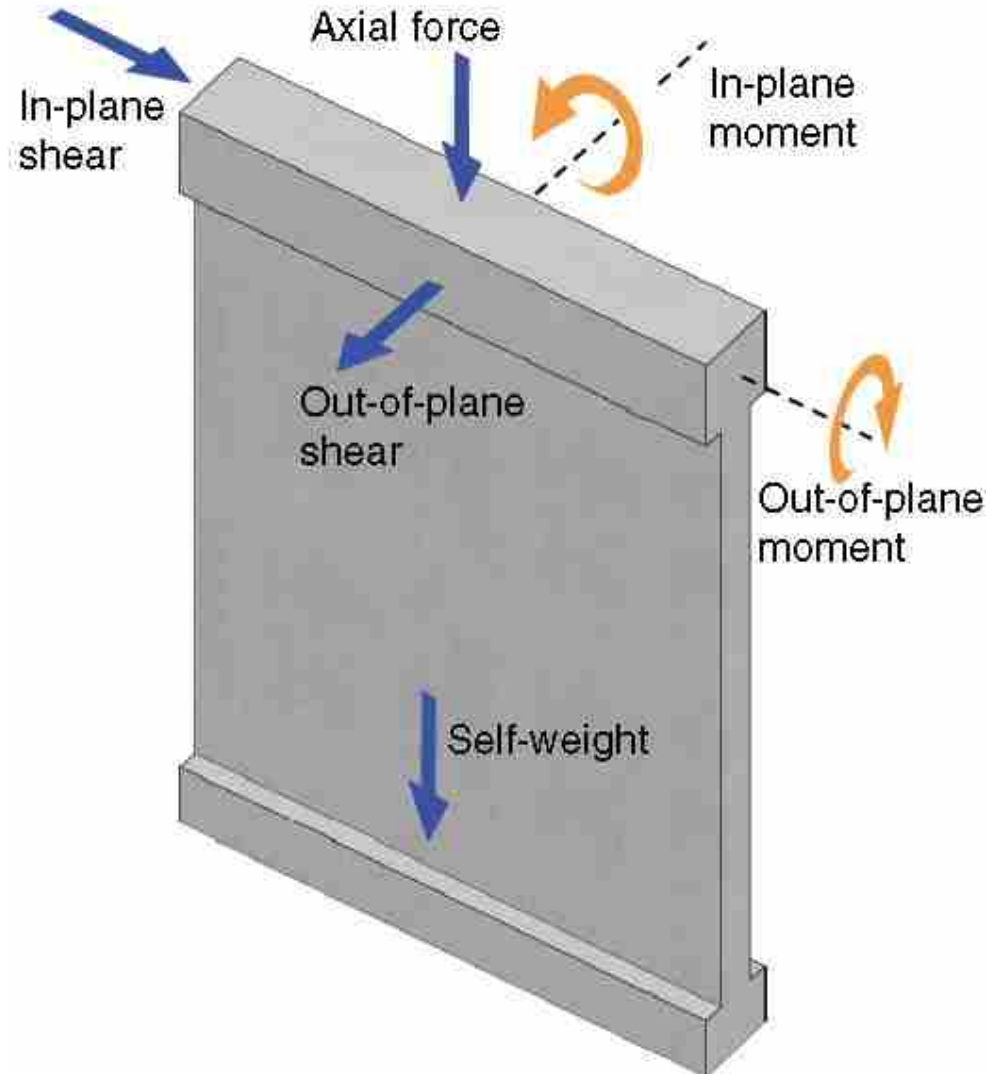
(a)
24%-40%



(b)
82%-110%

درصد گیرداری

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)





این نامه آمریکا (ACSE-7, ACI-318) در این آیین نامه ها اصلا سیستمی تحت عنوان دیوار برشی بتن آرمه متوسط نداریم و اشاره ای به آن نشده است.

جدول ۹-۲۰-۱: ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم های بتن آرمه

سطوح شکل پذیری			نوع سیستم
کم (معمولی)	متوسط	زیاد (ویژه)	قابهای خمشی
بند ۳-۲۰-۹	بند ۵-۲۰-۹	بند ۶-۲۰-۹	دیوارهای سازه ای
بند ۴-۲۰-۹	-	بند ۷-۲۰-۹	دیافراگم ها و خریاها
-	بند ۸-۲۰-۹	بند ۸-۲۰-۹	شالوده ها
بند ۹-۲۰-۹			

۱- آیین نامه کانادا

۱-۱- آیین نامه بارگذاری ۲۰۱۵

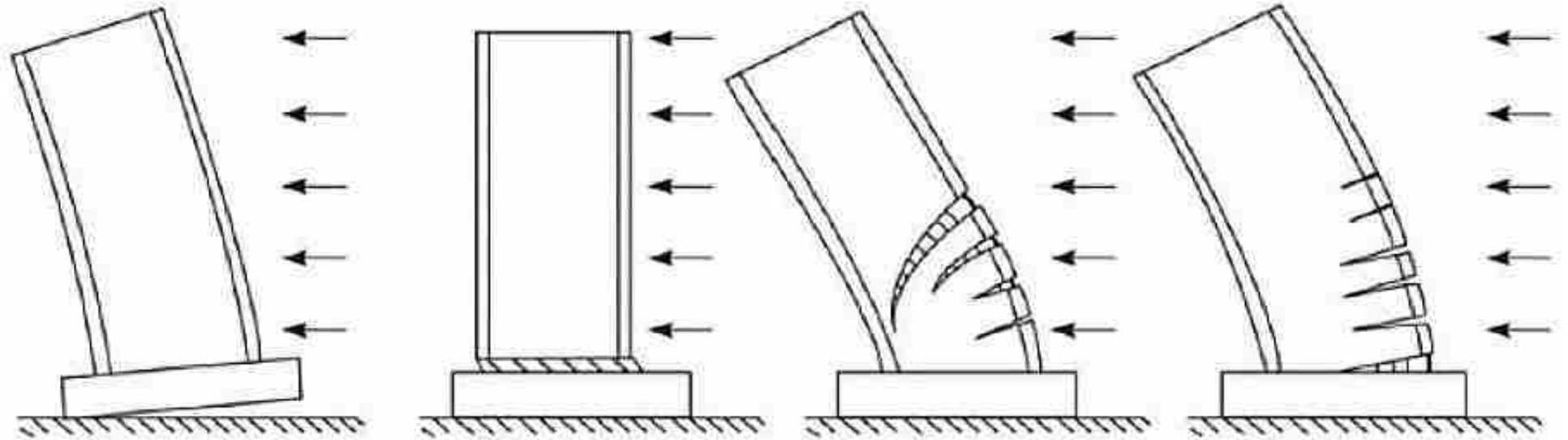
الف- رابطه بار جانبی:

$$V = \frac{S(T_d) M_v I_E}{R_d R_o} W$$

Systems	Rd	Ro	R
Ductile coupled walls	4	1.7	6.8
Ductile partially coupled walls	3.5	1.7	5.95
Ductile shear walls	3.5	1.6	5.6
Moderately ductile-fully coupled shear walls	2.5	1.4	3.5
Moderately ductile-partially coupled shear walls	2	1.4	2.8
Moderately ductile shear walls	2	1.4	2.8

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (مدهای خرابی)



واژگونی پی

برشی-لغزشی

برشی

خمشی

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (مدهای خرابی)

زلزله های ۸.۸ ریشتری شیلی (۲۰۱۰) و ۶.۳ ریشتری نیوزلند (۲۰۱۱) نشان داد که علیرغم تحقیقات وسیع چندین ساله و بروزرسانی مستمر آیین نامه های طراحی، دیوارهای بتن آرمه جدیدالاحداث در این زلزله ها رفتار مناسبی از خود نشان نداده و حتی دچار گسیختگی شدند.*

شکل خرابی این دیوارها عمدتاً به صورت **گسیختگی فشاری** و **ناپایداری خارج صفحه دیوار** بوده است که منشأ آغاز تحقیقاتی در سرتاسر دنیا گردید.

اهم دلایل خرابی دیوارها در زلزله های اخیر:

- ۱- خم ۹۰ درجه میلگردهای محصور کننده
- ۲- هم پوشانی کم میلگردهای طولی و عرضی
- ۳- خرابی قسمت کششی در برگشت به علت ضربه در فشار
- ۴- اندرکنش کشش و برش (خرابی برشی بعد از کشش)

*به نقل از : پروفسور کاترین بیر (Katrin Beyer) استاد موسسه تحقیقاتی و دانشگاه پلی تکنیک لوزان سوئیس (EPFL) و مسئول آزمایشگاه مهندسی زلزله و دینامیک سازه ها در EPFL

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (مدهای خرابی)

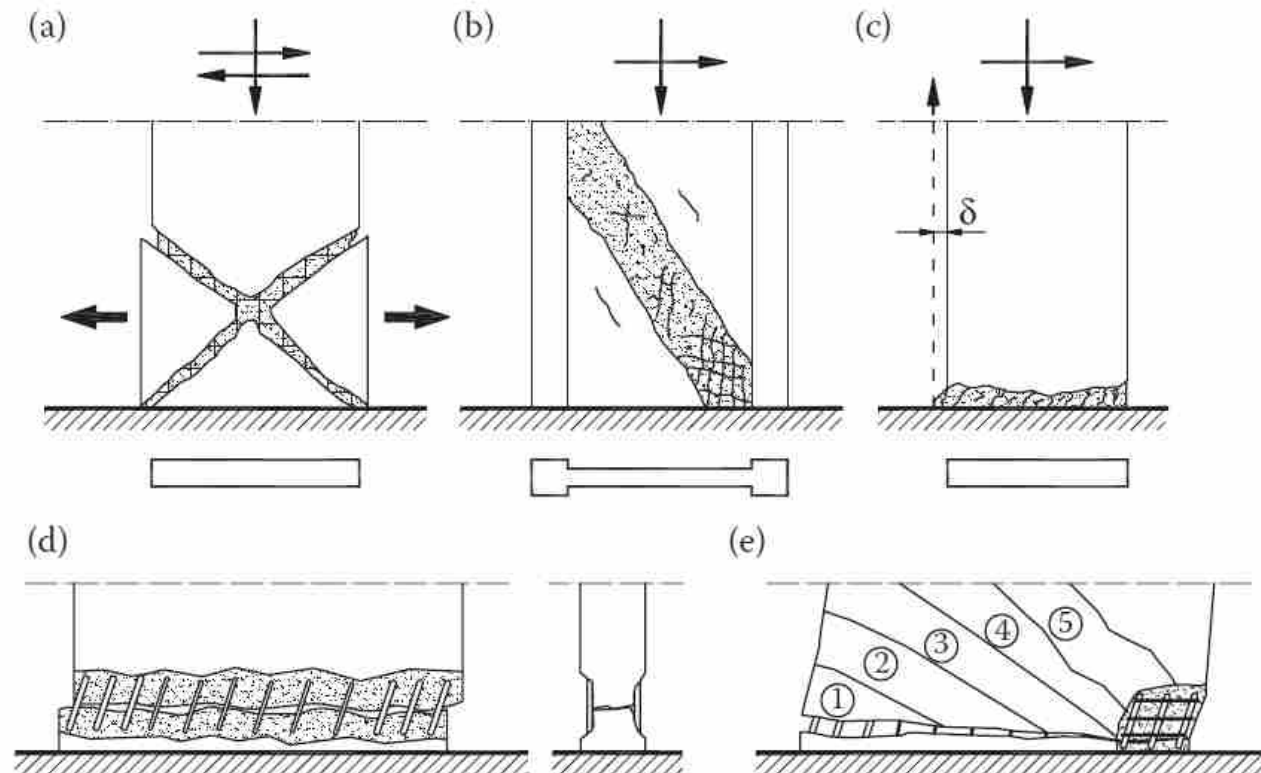
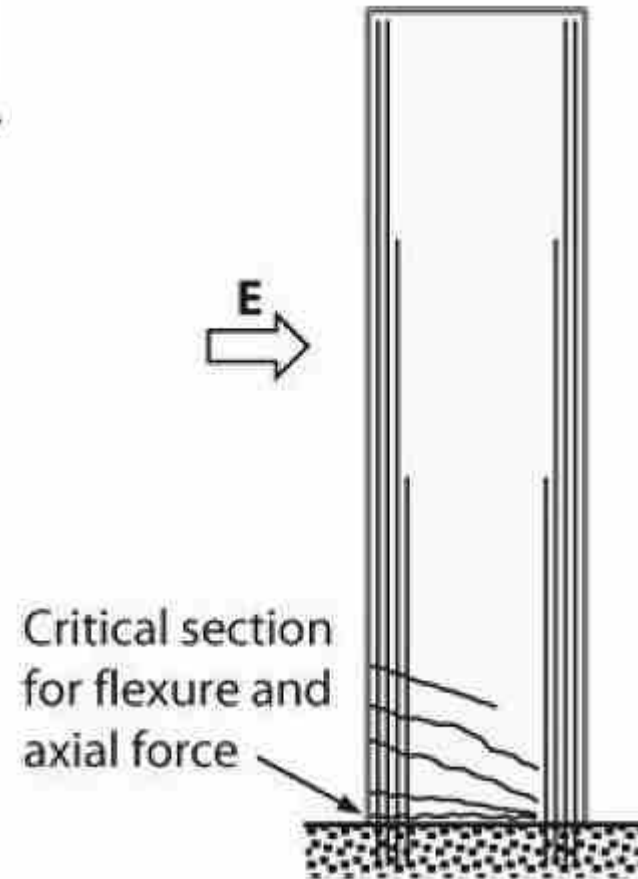
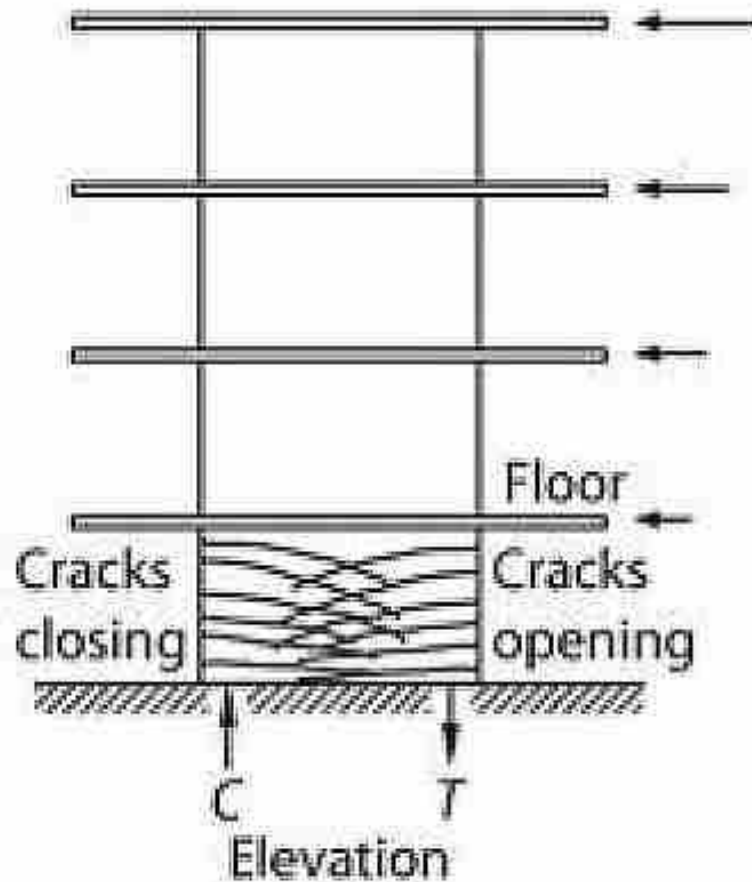


Figure 9.11 Failure modes of walls under prevailing shear: (a) diagonal tension; (b) diagonal compression; (c) sliding shear; (d) detail of sliding shear; (e) bending failure combined with sliding. (From Salonikios, T. 2007. Analytical prediction of the inelastic response of R/C walls with low aspect ratio. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 133(6), 844–854. With permission of ASCE.)

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طول مفصل پلاستیک و مقطع بحرانی)



- ۱- دیوار دیوار برشی معمولاً شکلپذیری و سختی مناسب دارد.
- ۲- خرابی ها معمولاً محدود به طبقات اول هستند.

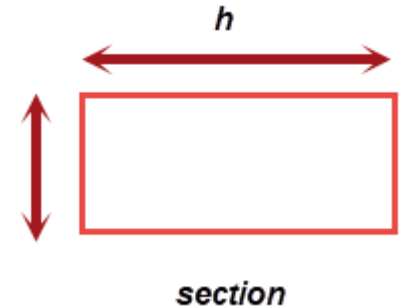
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (تقسیم بندی دیوار از لحاظ ابعادی)

اعضای قائم با نسبت طول افقی به ضخامت بیشتر از ۳ که برای بار محوری، بار جانبی و یا هر دو طراحی می شوند.	wall	دیوار
--	------	-------

wall—a vertical element designed to resist axial load, lateral load, or both, with a horizontal length-to-thickness ratio greater than 3, used to enclose or separate spaces.

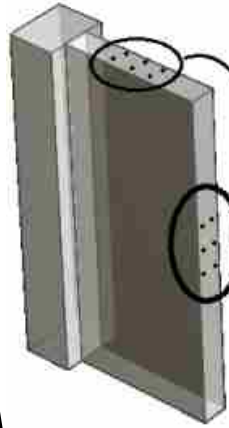
$$b < 0.33 h$$



wall



column



میلگردهای قائم دیوار برشی

میلگردهای افقی دیوار برشی

$$\rho_t = \frac{V_s}{A_{cv}F_y} \quad (\text{گام اول برای محاسبه درصد مورد نیاز})$$

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (حداقل آرماتورها)

۳-۷-۲۰-۹ آرماتورهای قائم و افقی

۱-۳-۷-۲۰-۹ در دیوارهای سازه ای نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک

از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد؛ مگر آن که نیروی برشی طرح دیوار، V_u ، از

$0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز افقی در دیوار، ρ_t ،

باید ضوابط بند ۶-۱۳-۹ رعایت شوند.

الف- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی متر و کمتر و با تنش تسلیم مساوی و یا بیش تر از

۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۲۰

ب- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی متر و کمتر و با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال:

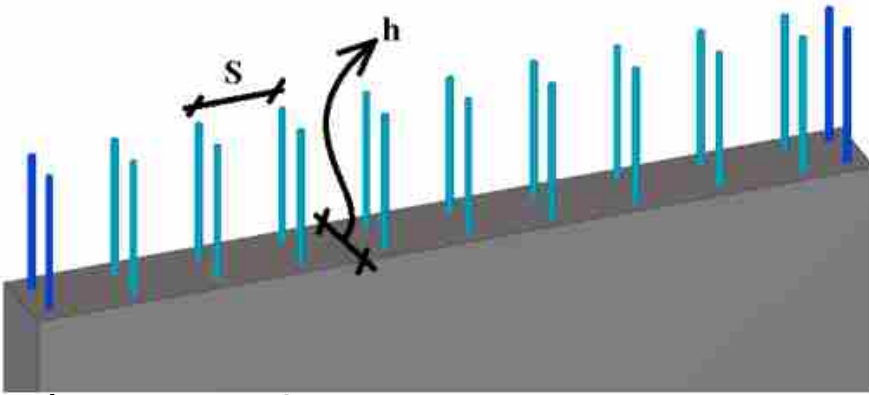
۰/۰۰۲۵

پ- برای آرماتورهای آجدار با قطر بیش تر از ۱۶ میلی متر: ۰/۰۰۲۵

$$V_u \leq 0.50\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$$

$$\alpha_c = 0.25 \text{ for } h_w/\ell_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ for } h_w/\ell_w \geq 2.0$$



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (حداقل آرماتورها)

$$V_u > 0.50 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad \leftarrow \text{ب- حداقل } \rho_l \text{ باید برابر با } 0.0025 \text{ در نظر گرفته شود.}$$

$$\rho_l = \frac{As}{s \times h}$$

(گام دوم محاسبه فاصله با توجه به سطح آرماتور - افقی هم همین رابطه است که با s در راستای قائم جایگزین می شود)

نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی):

اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه‌ی دیواری، ρ_h ، کمتر از ۰/۰۰۲۵ ولی بیشتر از ۰/۰۰۱۵ و فاصله میلگردها از یکدیگر کمتر از ۴۵ سانتیمتر باشد، در محاسبه‌ی مقاومت برشی دیوار می‌توان اثر میلگردها را منظور نمود. برای درصد میلگردهای افقی کمتر از ۰/۰۰۱۵، سهم آرماتور دیوار در مقاومت برشی دیوار را می‌توان مقدار ثابتی براساس مقدار حاصل از $\rho = 0.0015$ در نظر گرفت.

مطالعات نشان می‌دهد که وقتی درصد آرماتور عرضی دیوار کمتر از ۰/۰۰۱۵ باشد، مقاومت دیوار به میزان آرماتور عرضی حساس نمی‌باشد.

حداکثر مقدار آرماتور افقی (برشی):

۹-۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش‌تر از $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ منظور شود.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی) ۹-۷-۲۰-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه ای در برش

ضریب بزرگنمایی دینامیکی

اضافه مقاومت خمشی

۹-۷-۲۰-۹-۱ نیروی برشی طرح V_e مطابق زیر محاسبه می شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (۹-۲۰-۱۸)$$

جدول ۹-۲۰-۴ ضریب اضافه مقاومت Ω_v در مقطع بحرانی

Ω_v	هندسه دیوار
بیشترین مقدار M_{pr}/M_u و ۱.۵۰ در ترکیبات باری که بزرگترین Ω_v را بدهد	$h_{wcs}/l_w > 1.50$
۱.۰	$h_{wcs}/l_w \leq 1.50$

در صورتی که $h_{wcs}/l_w < 2$ باشد،

مقدار ω_v را می توان برابر ۱/۰ فرض نمود. در غیر این صورت

$$\left[\begin{array}{l} \omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \\ \omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.80 \end{array} \right.$$

اگر $n_s \leq 6$ باشد:

اگر $n_s > 6$ باشد:

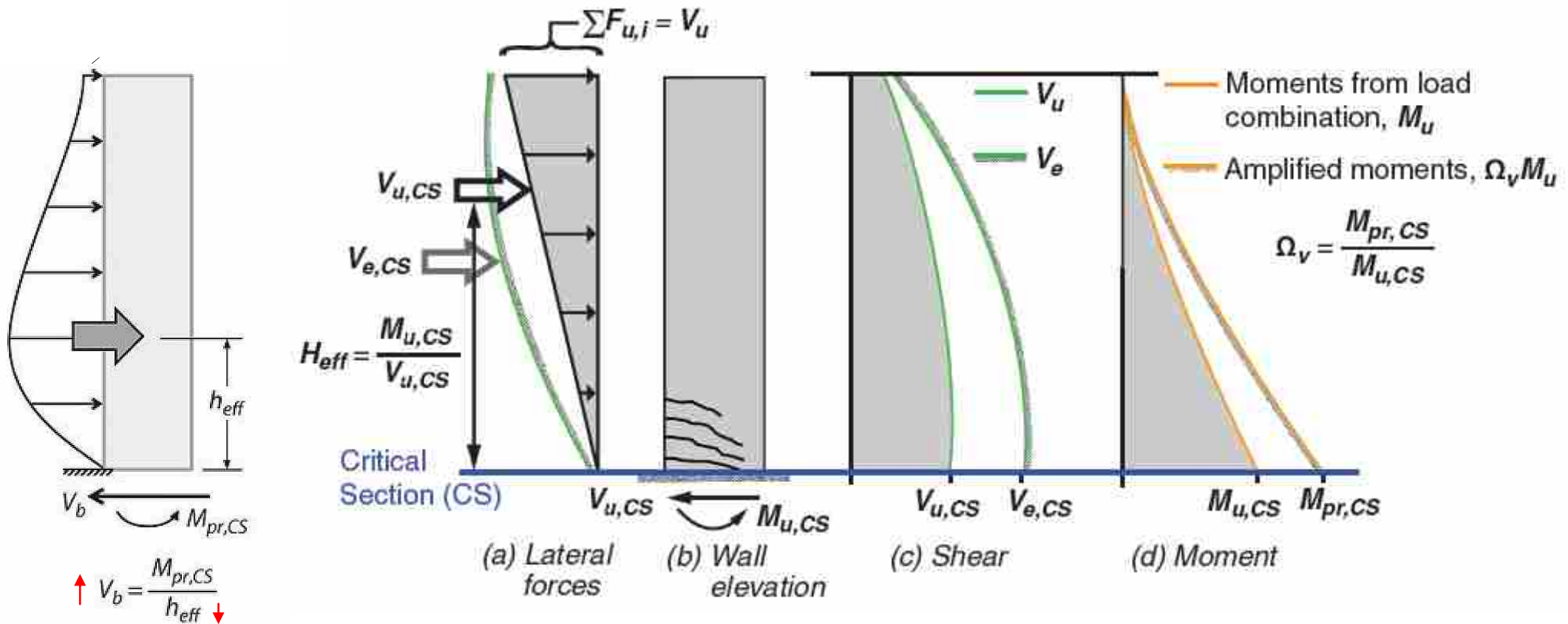
(تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی) مقدار n_s نباید کمتر از $0.007h_{wcs}$ منظور شود.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

آیین نامه ACI 318-19 چند ضابطه جدید مربوط به طراحی دیوارها را شامل می شود. یکی از عمده ترین تغییرات اضافه شدن ضابطه جدیدی است که در پاره ای موارد نیازمند بزرگنمایی قابل ملاحظه نیروی برشی طراحی است (بخش ۱۸.۱۰.۳.۱). این ضابطه جدید با توجه به تجربیات بدست آمده این ۱۵ ساله اخیر با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در چندین ساختمان با هسته برشی، بیان شده است که براساس آنها نشان داده شده است که نیروهای برشی طرح ممکن است با توجه به اضافه مقاومت ذاتی دیوار و اثرات آشکار مودهای ارتعاشی بالاتر، بزرگنمایی گردد. در پاره ای حالات، نیروهای برشی طرح بیشتر از دو برابر برش طراحی آیین نامه های قبلی است.

M_{pr}	مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با یک محاسبه می شود.
----------	---



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

n_s	استاتیکی ω_v	دینامیکی ω_v
1	1	1
2	1.1	1.1
3	1.2	1.2
4	1.3	1.28
5	1.4	1.3
6	1.5	1.32
7	1.5	1.34
8	1.6	1.36
9	1.6	1.38
10	1.6	1.4
11	1.7	1.42
12	1.7	1.44
13	1.7	1.46
14	1.8	1.48
15	1.8	1.5

در صورتیکه محاسبات سازه با روش

دینامیکی خطی انجام شده باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر به دست

$$\omega_v = 1.20 + \frac{n_s}{50} \leq 1.80$$

می آید منظور شود.

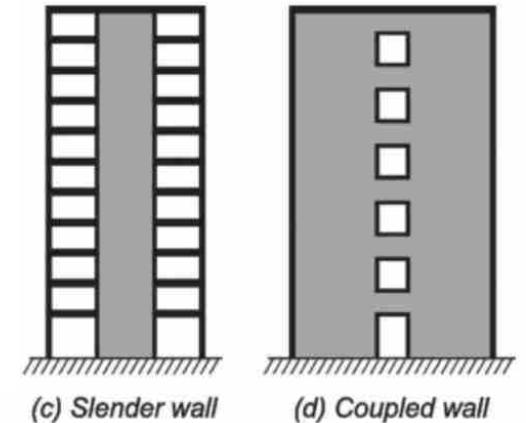
مقدار n_s نباید کمتر از $0.00028h_{wcs}$ منظور شود. (h_{wcs} بر حسب میلیمتر است)

Design Guide on the ACI 318



14.5.3 Design Shear Force

For relatively slender walls (that is, walls with an overall height to length ratio greater than 2.0) without significant openings, the behavior is much like a flexural cantilever where the critical section for flexure and axial forces is at the base of the wall where flexural yielding can occur. Due to material overstrength and strain hardening of the reinforcement, a wall yielding in flexure will likely develop a moment at the critical section equal to the probable flexural strength, M_{pr} . Thus, the shear capacity of the wall must be sufficient so that M_{pr} can develop at the critical section prior to shear failure. For nonslender walls, flexural strength is relatively high and inelastic response occurs in shear rather than flexural yielding.

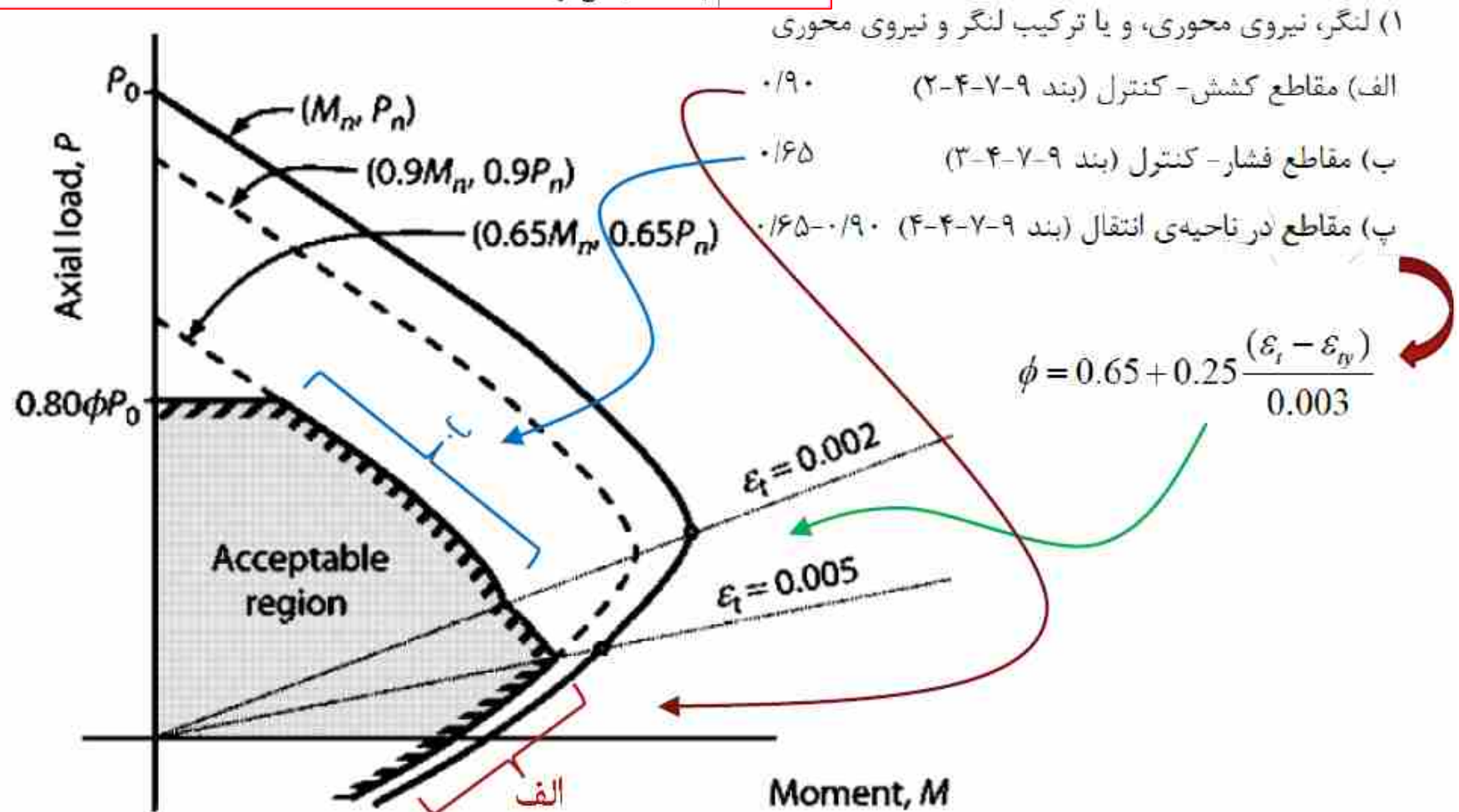


اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

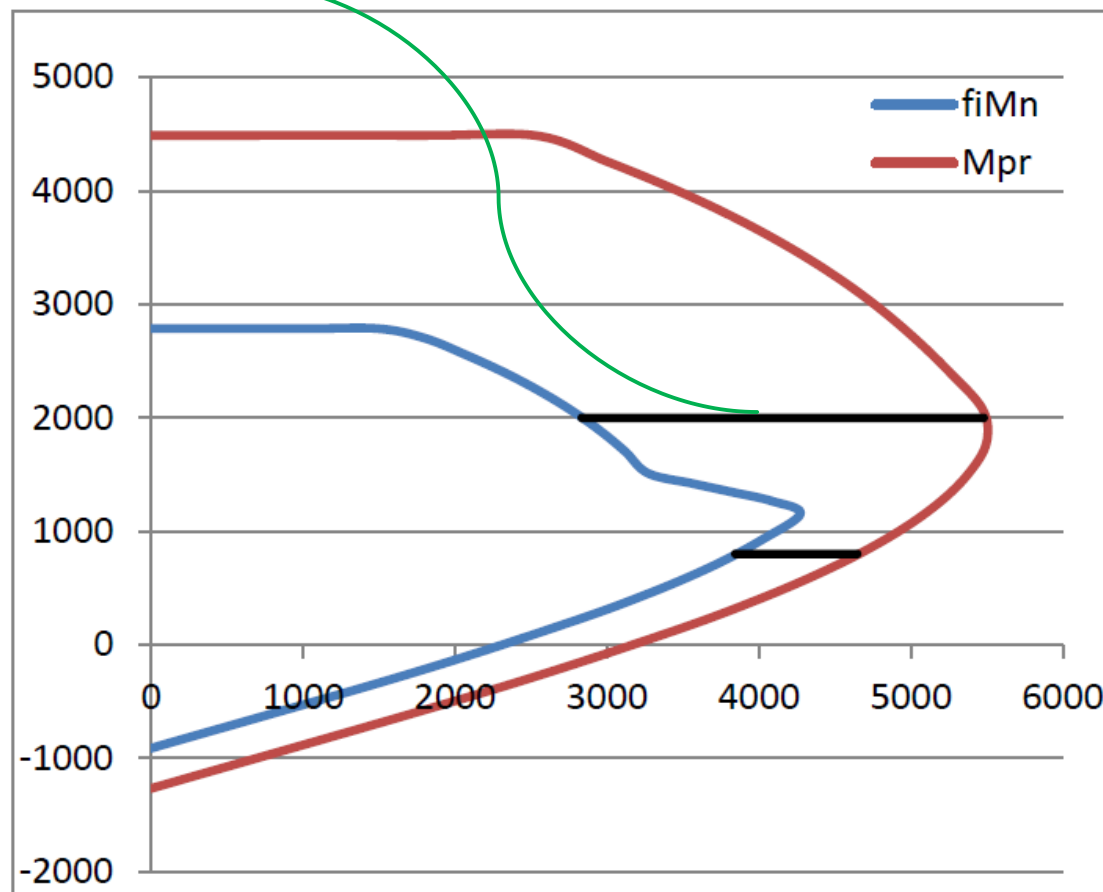
مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با یک محاسبه می شود.

M_{pr}



نکته: به منظور محاسبه نسبت M_{pr}/M_u ، این نسبت از بزرگترین نسبت تمام ترکیبات بارگذاری و البته در راستای دیوار تعیین شود.

$$\left. \begin{array}{l} M_{pr} \approx 1.25M_n \\ M_u < \phi M_n = 0.65M_n \end{array} \right\} M_{pr}/M_u > 1.93$$



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

مقایسه اثر نیروی محوری دیوار

P_u (ton)	$D/C = M_u / \phi M_n$		
	1.0	0.97	0.9
	$\Omega_v = M_{pr} / M_u$		
800	1.21	1.25	1.34
2000	1.93	1.99	2.15

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

۷-۹-۷-۲۰-۹

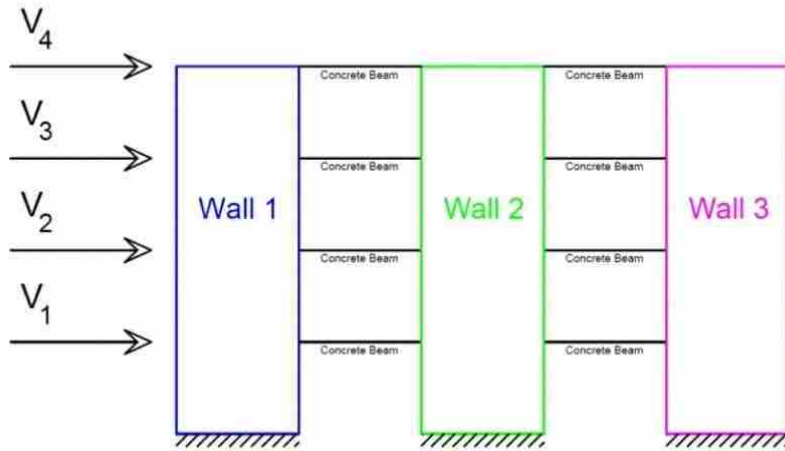
$\phi = 0.60 (92) \rightarrow \phi = 0.75 (98)$

P_u (ton)	$M_{pr}/\phi M_n$ D/C=1	D/C= $M_u/\phi M_n$		ω_v ns=15 استاتیکی	V_e $= \Omega_v \omega_v V_u$ $\frac{0.75}{3} = 0.25$		$\phi V_n(98)$ $/\phi V_n(92)$ $\frac{0.65}{2.4} = 0.25$		ETABS	
		0.97	0.9						$\phi(\text{seismic})$	
		$\Omega_v = M_{pr}/M_u$								
800	1.21	1.25	1.34	1.8	2.25	2.41	1.8	1.93	0.33	0.31
2000	1.93	1.99	2.15	1.8	3.00	3.00	2.4	2.4	0.25	0.25

(برای ساختمانهای بلندتر از ۸ طبقه)

$8 \leq n \rightarrow 1.567 \leq \omega_v$

The question is that according to section 18.10.4.4 in the picture below in each story V_n shall not be taken greater than $0.66 (f'_c)^{0.5} A_{cv}$ and for any one of the individual vertical walls (Wall1, Wall2 or Wall3), V_n shall not be taken greater than $0.83 (f'_c)^{0.5} A_{cw}$, where A_{cv} is the sum of the gross web area for Wall1, Wall2, and Wall3. Is that correct?



Best Regards,

Amir Ashtari,

Dear Amir,

Yes, that is the right interpretation of the code with the understanding of the definitions of A_{cv} and A_{cw} provided in Section 2. It appears that there is a load path such that the three walls shown will support lateral load, thus your interpretation appears correct.

Sincerely,

Technical Staff

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (مقاومت برشی)

طبق بند 18.10.4.4 برای همه قطعات قائم دیوار برشی ویژه که نیروی جانبی مشترکی دارند، مقاومت برشی اسمی نباید بیشتر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ در نظر گرفته شود. برای هر یک از قطعات قائم دیوار به تنهایی مقاومت برشی اسمی نباید بیشتر از $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ در نظر گرفته شود، که A_{cv} سطح مقطع ناخالص کل دیوار و A_{cw} سطح مقطع ناخالص قطعه قائم دیوار به تنهایی، در جهت نیروی برشی می باشد.

If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several vertical wall segments of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to $0.66\sqrt{f'_c}$ with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any single vertical wall segment does not exceed $0.83\sqrt{f'_c}$. The upper limit of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: تشدید برش در زیر تراز پایه

آیین نامه نیوزلند ۲۰۱۷:

بر اساس آیین نامه نیوزلند قسمت CD4، حداقل نیروی برشی قابل طراحی برای مقطع دیوار در محل مفصل پلاستیک و بالاتر از آن V_0^* رابطه زیر بدست می آید:

$$V_0^* = \omega_v \emptyset_0 V_E$$

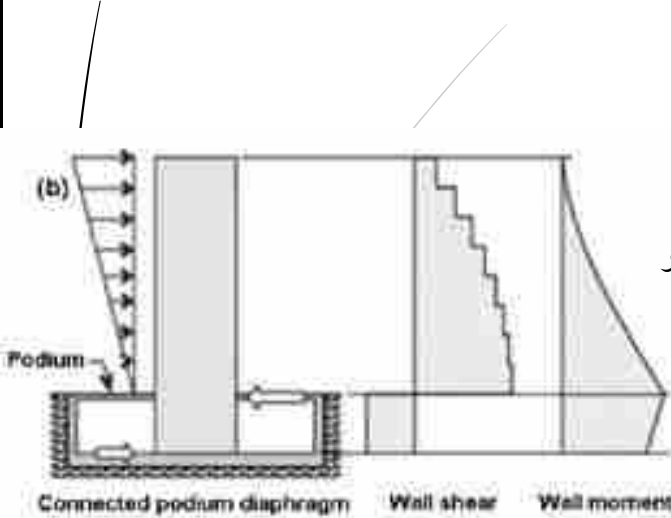
که $\emptyset_0$ معادل Ω_v مبحث ۹ ویرایش پنجم بوده و به شرح زیر تعریف می شود:

$$\emptyset_0 = \frac{\text{flexural overstrength at plastic hing}}{\text{bending moment at plastic hing from an equivalent static analysis}}$$

برای طراحی برشی دیوارهای برشی زیر مفصل پلاستیک آیین نامه نیوزلند نیروی حداقل برش قابل طراحی را ماکزیمم دو مقدار زیر منظور می نماید.

- ۱- برش محاسبه شده زمانی که برش افزایش یافته با $\emptyset_0$ در مقطع بحرانی اعمال می شود. (Ω_v مبحث ۹)
- ۲- ۱٫۶ برابر برش حاصل از تحلیل استاتیکی معادل (حداقل ۱٫۵ مبحث ۹)

بر اساس مبحث ۹ اگر n (تعداد طبقات) برای طبقه زیر تراز پایه برابر یک در نظر گرفته شود مقدار ω_v برابر یک خواهد شد لذا تنها ضریب باقی مانده برای تشدید ضریب Ω_v می باشد.

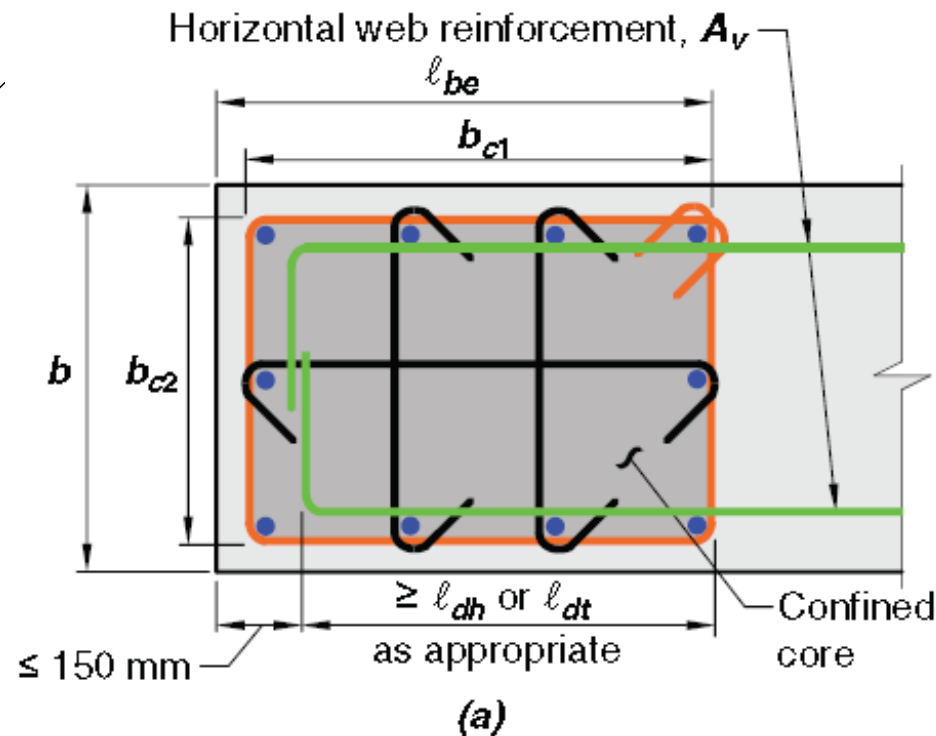


اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

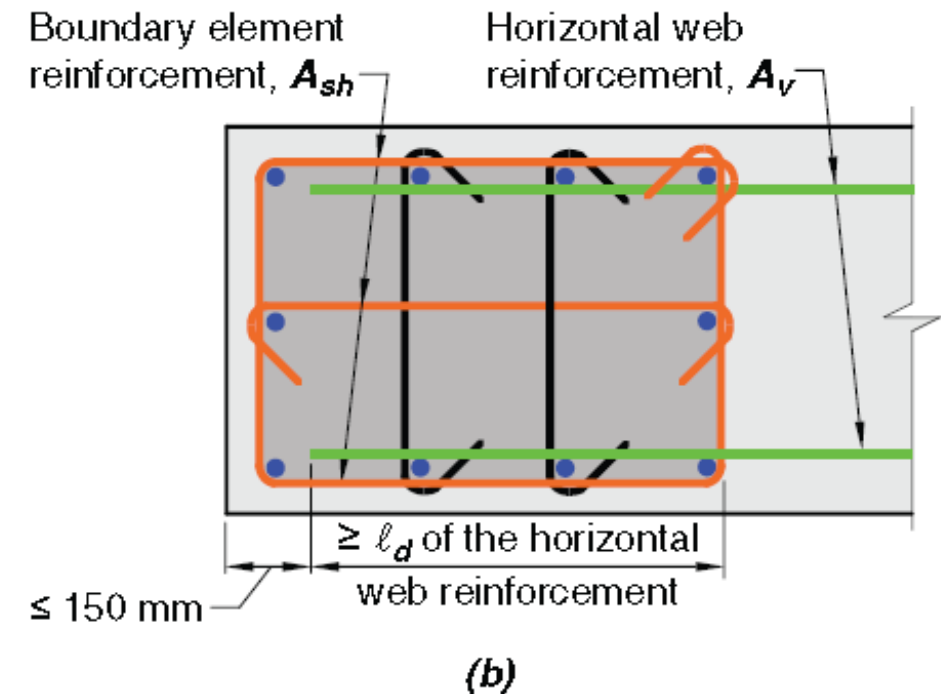
دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۴-۴-۷-۲۰-۹

ذ- آرماتورهای افقی در جان دیوار باید تا ۱۵۰ میلی متری انتهای دیوار ادامه یابند.



Option with standard hooks or headed reinforcement



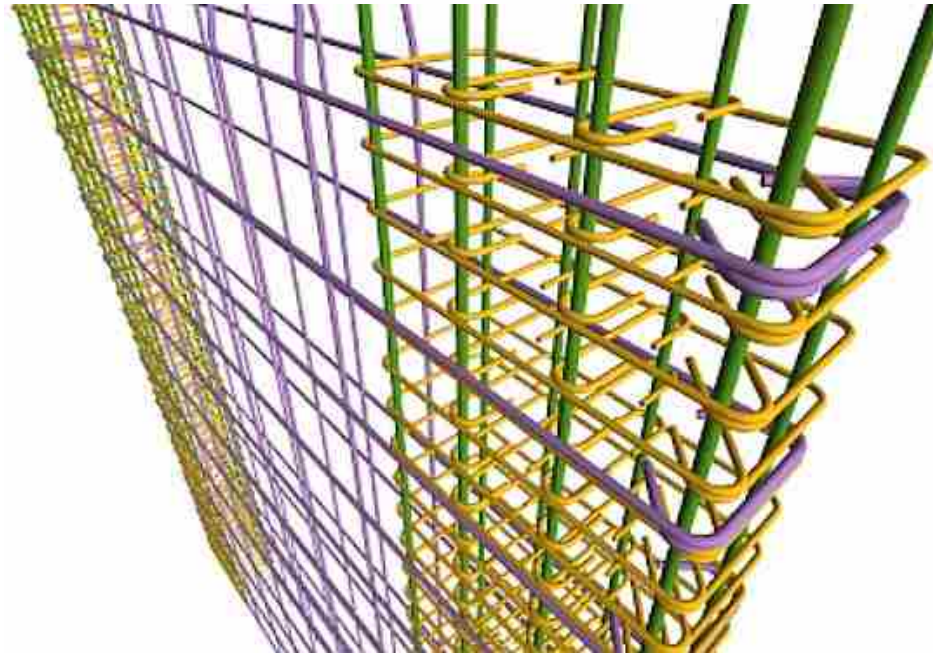
Option with straight developed reinforcement

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۹-۲۰-۷-۳ آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها از یک دیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیش‌تر از ۳۵۰ میلی متر اختیار شود. میلگردهایی که از آن‌ها برای تامین V_n استفاده می‌شود، باید به صورت ممتد بوده و در سطح صفحه‌ی برش توزیع شوند.



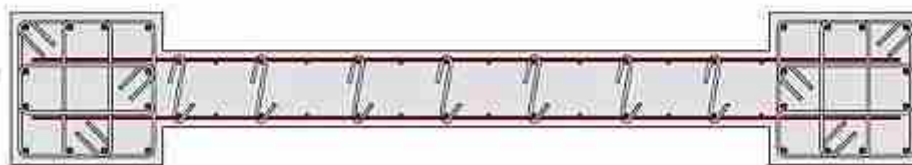
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۳-۷-۲۰-۹ آرماتورهای قائم و افقی

از آنجاکه یکپارچگی عملکرد وصله های پوششی به هنگام پاسخ غیرارتجاعی خمشی را نمی توان تضمین کرد باید از بکاربردن وصله به خصوص در مقاطع بحرانی پرهیز نمود. در نواحی خارج از این محدوده وصله پوششی باید در وسط و طول دهانه دیوار بوده و برای آرماتور فوقانی محاسبه شود.

الزام دو لایه آرماتور عمودی در دیوارهای لاغرتر، پایداری جانبی ناحیه فشاری را تحت بارهای چرخه ای بعد از تسلیم آرماتورهای کششی قائم افزایش می دهد. در صورتیکه آرماتورهای افقی روی آرماتورهای قائم قرار داده شوند، وصله پوششی آرماتورهای قائم عملکرد بهتری خواهند داشت، شکل ۱۳-۲۰.



شکل ۱۳-۲۰ توزیع آرماتورهای افقی و قائم در دیوارها

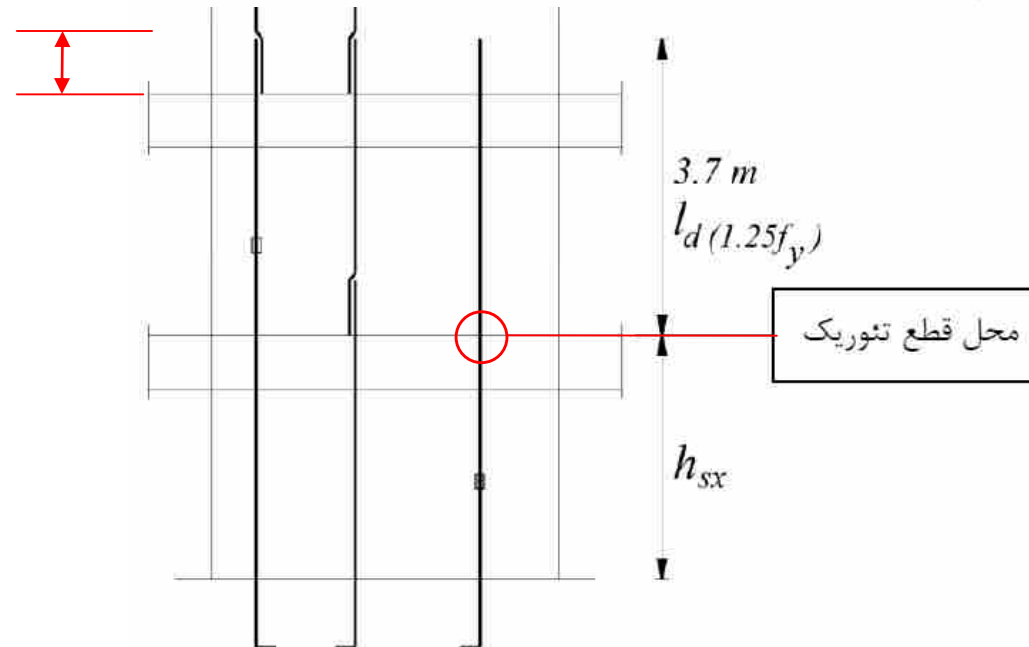
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (وصله میلگرد قائم) ۴-۳-۷-۲۰-۹

الف- آرماتورهای طولی، بجز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حد اقل ۳۷۰۰ میلیمتر بعد از محلی که دیگر از نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شده لیکن در هر حال نیازی نیست که بیشتر از l_d از بالای طبقه فوقانی ادامه داشته باشند.

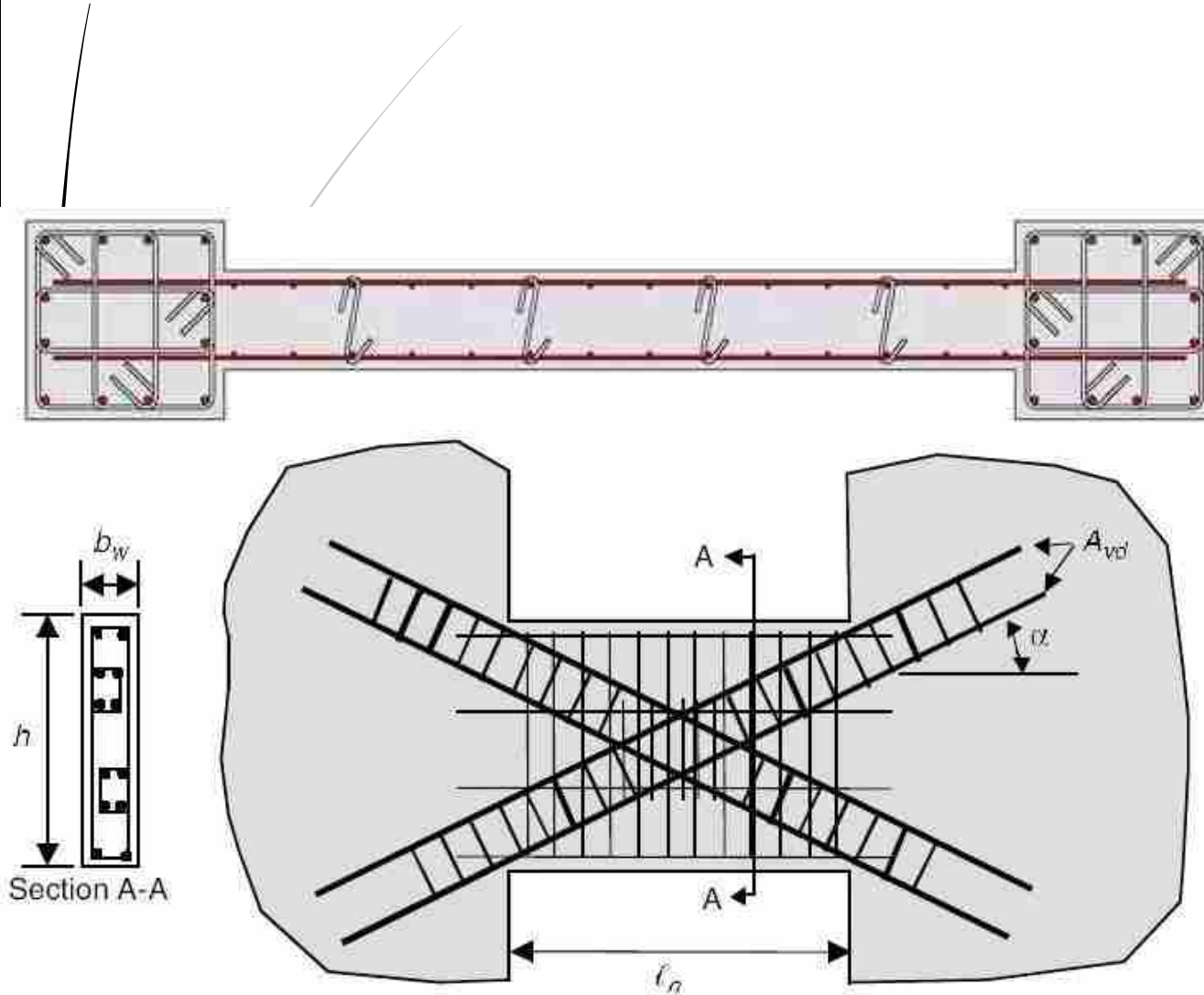
ب- در محل هایی که در اثر تغییر مکانهای جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید ۱/۲۵ برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

$$Max = l_d$$



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)



۱- طراحی اعضای مرزی

نکات ویژه طراحی
دیوارهای برشی:

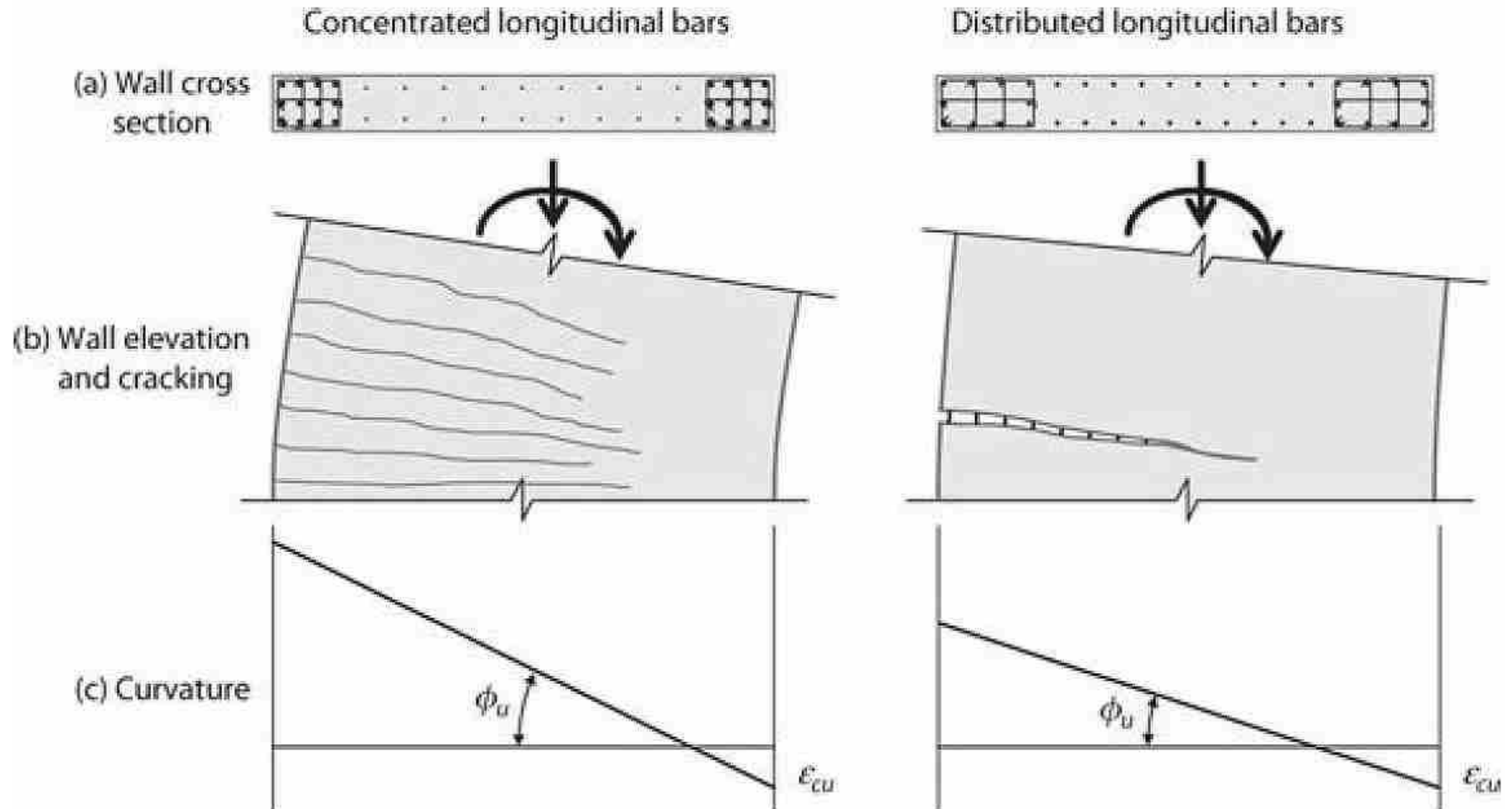
۲- طراحی تیرهای همبند

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) تاثیر عملکرد اعضای مرزی در بهبود رفتار شکلپذیر

نکته:

ترک های محدود یا تکی باعث تمرکز تغییرشکلهای آرماتورهای طولی در یک نقطه شده که علاوه بر اینکه باعث کاهش شکلپذیری و استهلاک می گردد موجب گسیختگی زود هنگام آرماتورهای طولی، لغزش دیوار و کمانش موضعی آرماتورهای طولی می شود. عمق بیشتر ترک ها باعث ضربه فشار بزرگتری می شود.

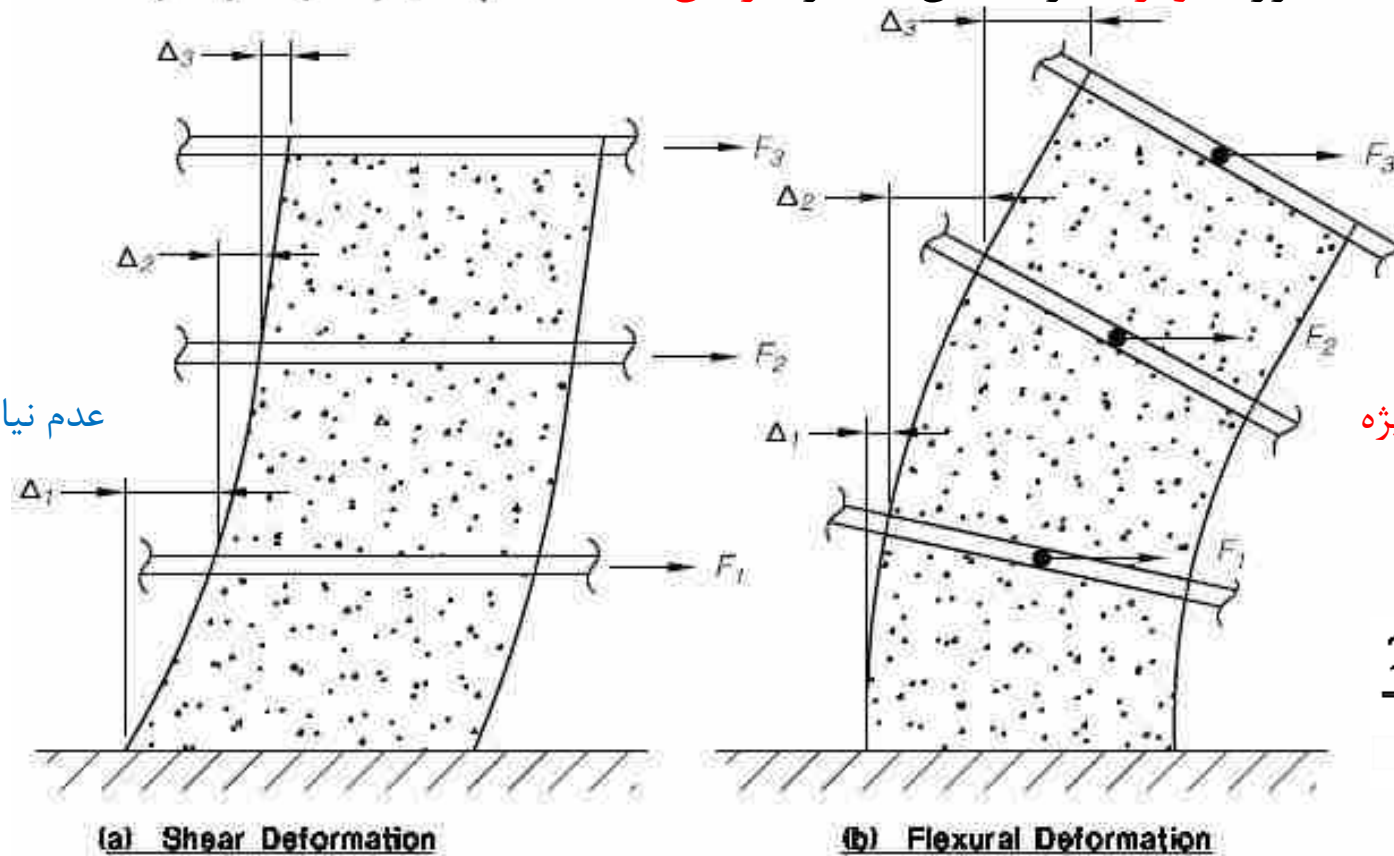


اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۱- نیازمند به اعضای مرزی ویژه (بر اساس معیار کرنش)

۲-۴-۷-۲۰-۹



عدم نیاز به اعضای مرزی ویژه



نیازمند اعضای مرزی ویژه



$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$



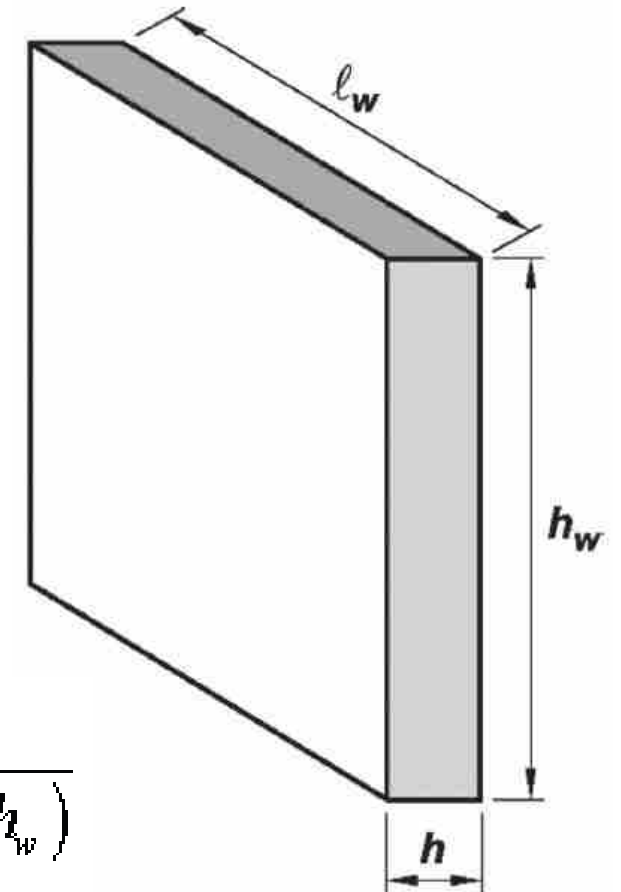
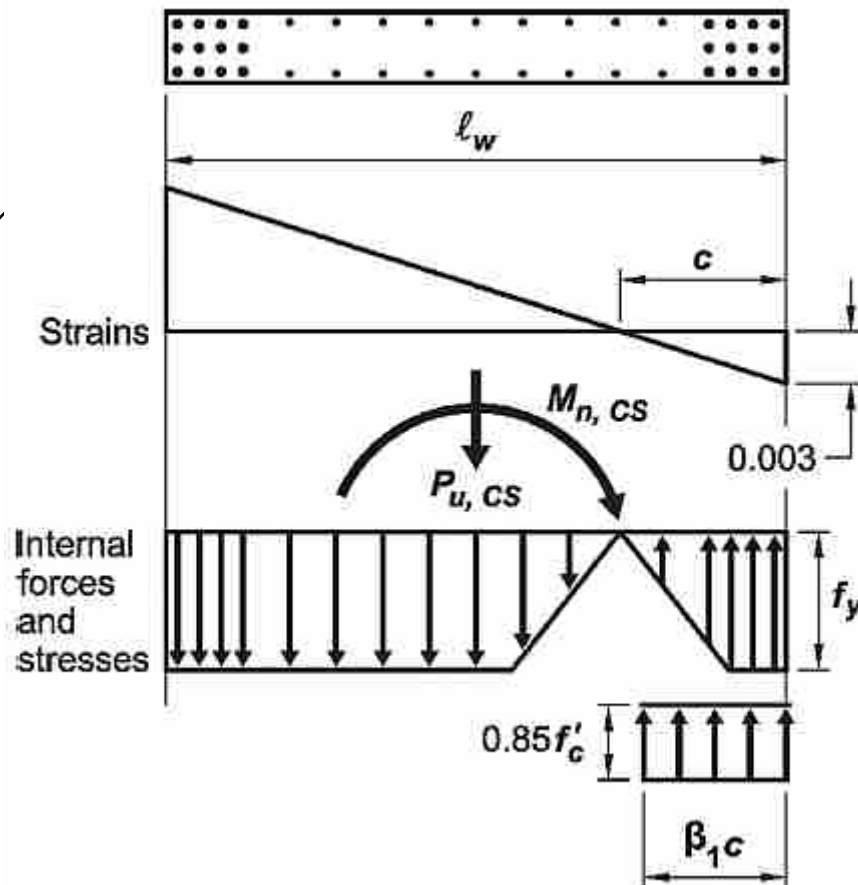
دیوارها و دیوار پایه هائی که در آنها $h_w / l_w < 2.0$

دیوارها و دیوار پایه هائی که در آنها $h_w / l_w \gg 2.0$

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۱- نیازمند به اعضای مرزی ویژه (بر اساس معیار کرنش)



$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۱- نیازمند به اعضای مرزی ویژه (بر اساس معیار کرنش)



SP-17M(14)

Section 18.10.6.2 requires a special boundary element if the neutral axis depth calculated for the factored axial force and factored moment is greater than the value in Eq. (18.10.6.2)
Check if.

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

If so, a special boundary element is needed.

The interaction diagram spreadsheet calculates the neutral axis depth c , which is 1723 mm
The software that analyzes the structure presents the deflection data for the structure. The value of δ_u from the software is 61 mm and does not include the C_d factor of 5 for a special structural concrete wall from ASCE 7-10.

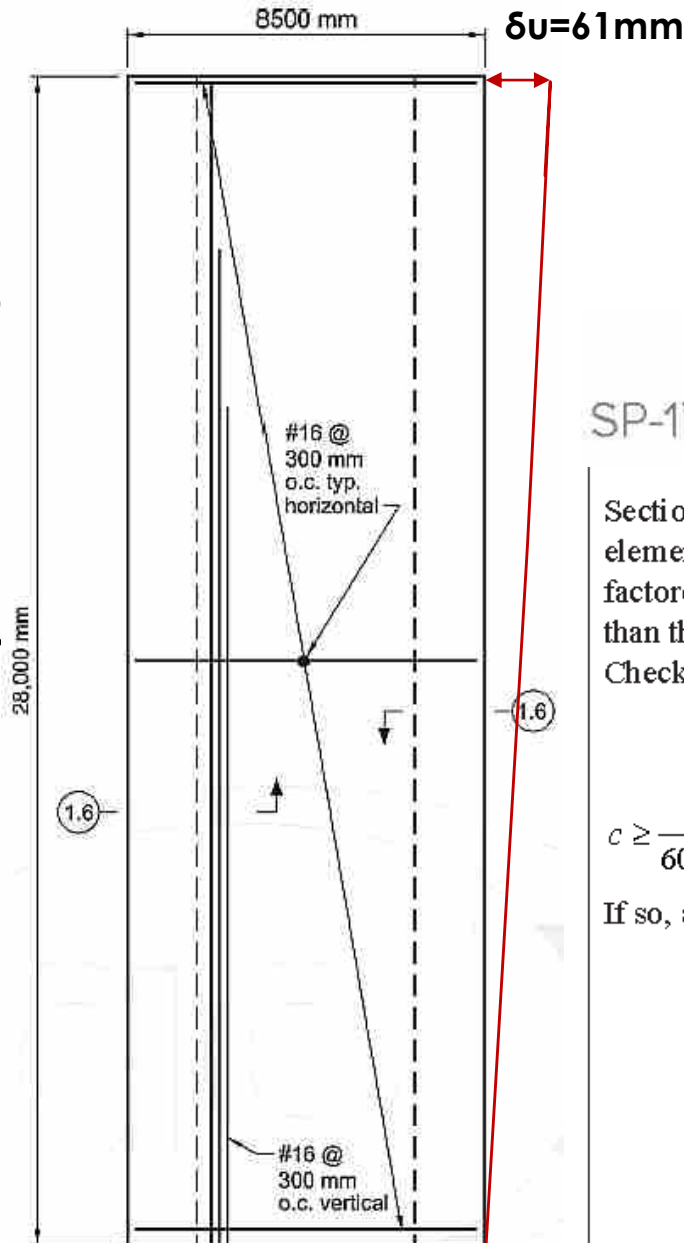
$$\delta_u/h_w = \frac{(61 \text{ mm})(5)}{(28,000 \text{ mm})}$$

$$\delta_u/h_w = 0.0109$$

Therefore, the value determined from Eq. (18.10.6.2) is:

$$c \geq \frac{8500 \text{ mm}}{600(1.5 \times 0.0109)} = 866 \text{ mm}$$

Because c of 1723 mm is greater than 866 mm, Section 18.10.6.2 does require a boundary element.



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۲- نیازمند به اعضای مرزی ویژه (بر اساس معیار تنش)

۳-۴-۷-۲۰-۹ برای طراحی اجزای مرزی ویژه، می توان به جای استفاده از ضوابط بند ۲-۴-۷-۲۰-۹، از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثر ترکیب بارهای ضریب دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f_c'$ بیش تر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش بینی شوند. این اجزا را می توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f_c'$ کم تر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می شود. در دیوارهای با مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۳-۲-۷-۲۰-۹ لحاظ شود.

نکته:

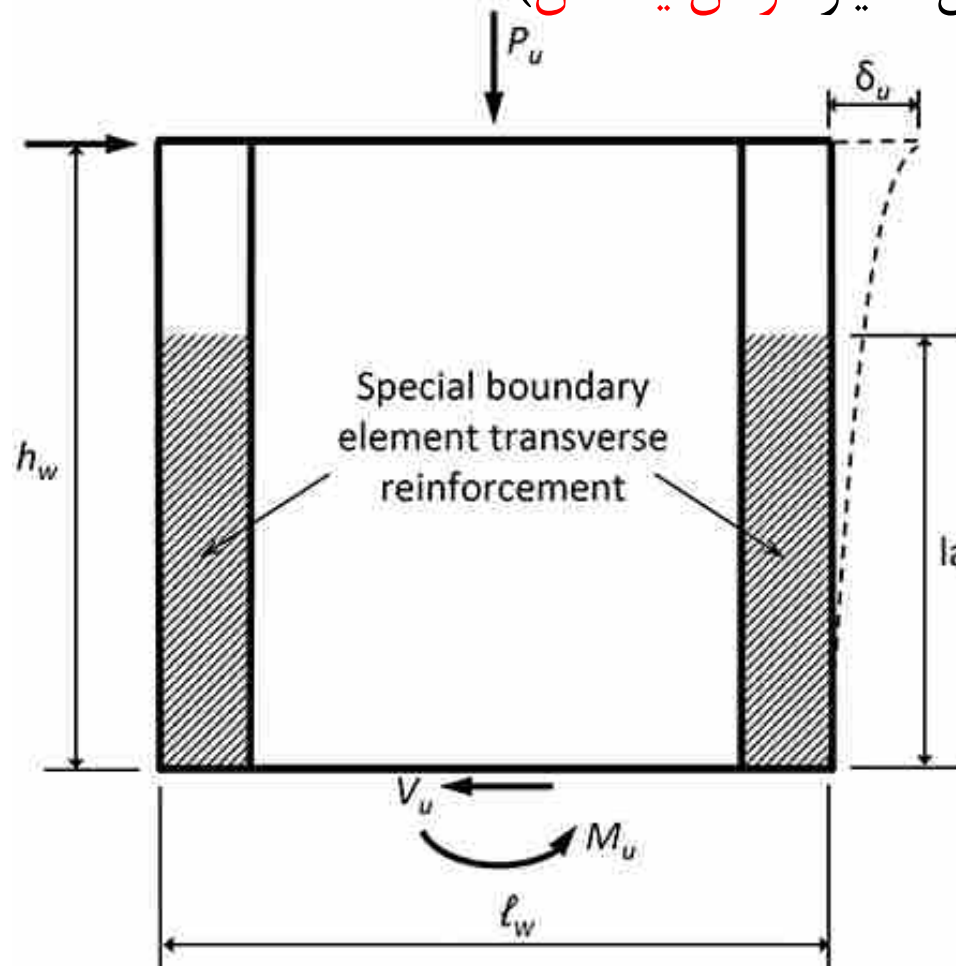
در آیین نامه آمریکا برخلاف دیگر ضوابط الزام اعضای مرزی به منظور کنترل فشار و محصورشدگی آن است.

نکته: در دیگر ضوابط قدیمی تر مانند UBC97 معیار شکلی پذیر بودن دیوار و کنترل کننده بودن رفتار خمشی در آن، با محدود کردن نیروی محوری در زیر نقطه تعادل طبق ضابطه $P_u \leq 0.35P$ و یا آیین نامه EUROCODE نسبت $P_u \leq 0.4P$ کنترل می شد.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۳- نیازمند به اعضای مرزی ویژه (ارتفاع بر اساس معیار کرنش یا تنش)



در ترکیبات بار ضریبدار
شامل زلزله

ارتفاع نیازمند اعضای مرزی
ویژه:

or $\sigma \geq 0.15f_c$

نکته: در معیار تنش
نیازی به ارضای شرط
لاغری دیوار نیست.

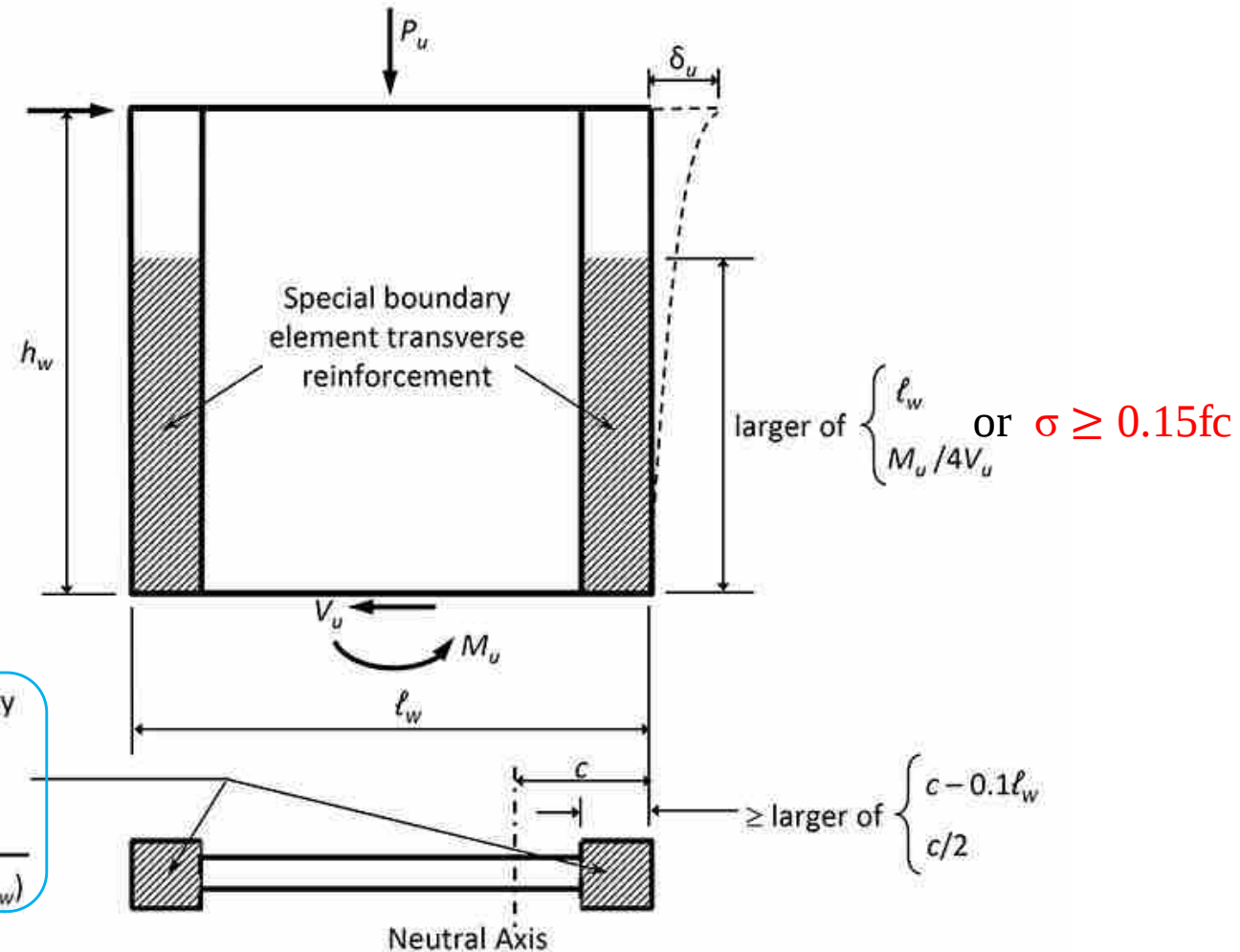
بر اساس: معیار تنش - معیار کرنش

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۴- طراحی اعضای مرزی ویژه (طول مقطع المان مرزی)

۴-۴-۷-۲۰-۹

الف- جزء مرزی باید به صورت افقی تا فاصله ای برابر با بیشترین دو مقدار $c - 0.1l_w$ و $\frac{c}{2}$ از دورترین تار فشاری به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. c فاصله ی محور خنثی از دورترین تار فشاری است که تحت اثر بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی، که متناظر با تغییر مکان جانبی طرح، δ_u ، به دست آورده شده است.



معیار کرنش:

Special boundary elements required when:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

$$(C_{max} \geq l_w/4.5)$$

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۵- طراحی اعضای مرزی ویژه (عرض مقطع المان مرزی)

۴-۴-۷-۲۰-۹

ب- عرض ناحیه‌ی فشاری ناشی از خمش، b ، در طول افقی،

↓

-1

$$b \geq \frac{h_u}{16}$$

در صورتیکه $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$

باید باشد $b \geq 30 \text{ cm}$

-2

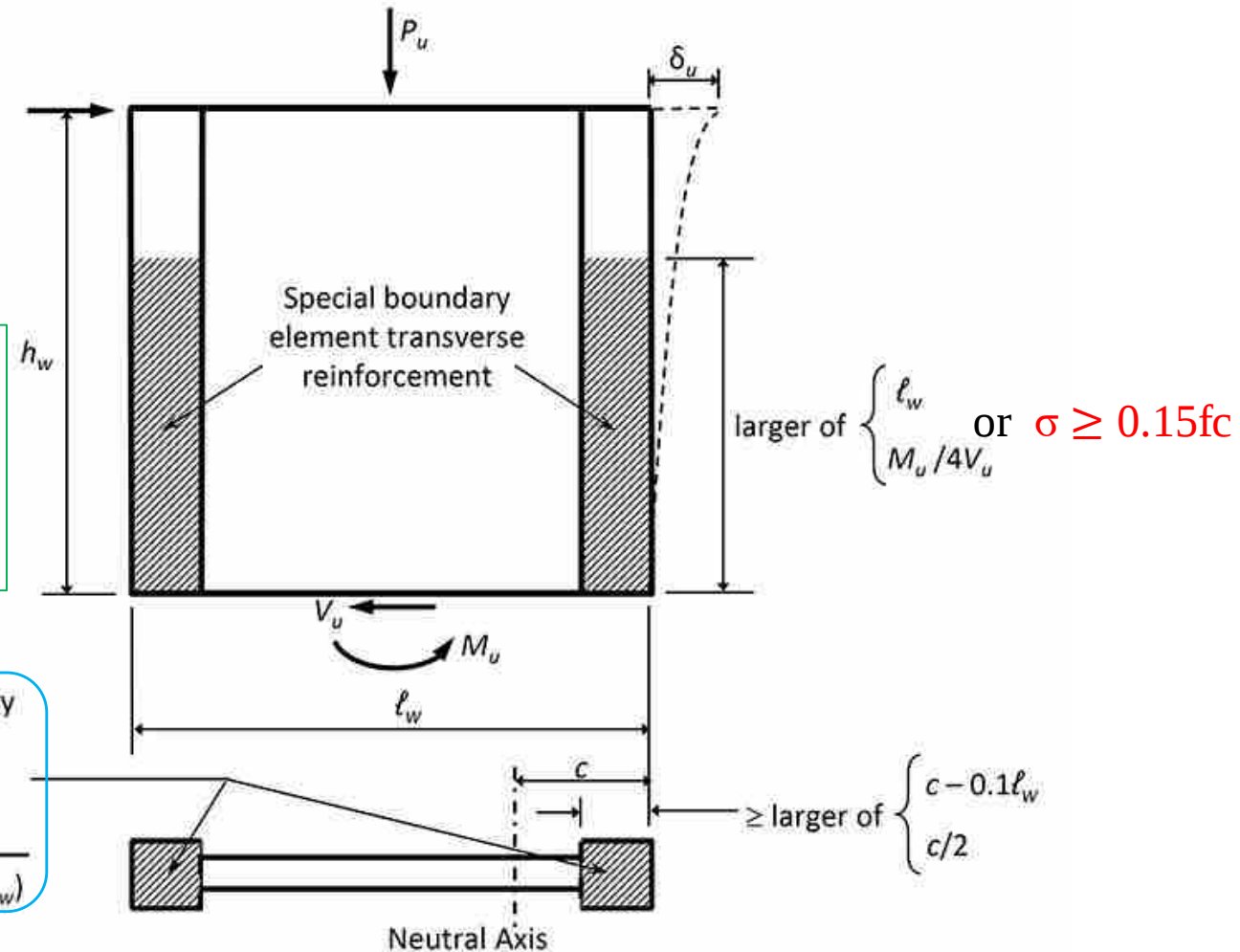
نکته:

h_u = طول آزاد دیوار یا
دیوار پایه در محل تارهای
فشاری ماکزیمم

$(b \geq \frac{h_u}{10})$
پیشنهاد
پروفسور میلی
در ناحیه ۱

معیار کرنش:

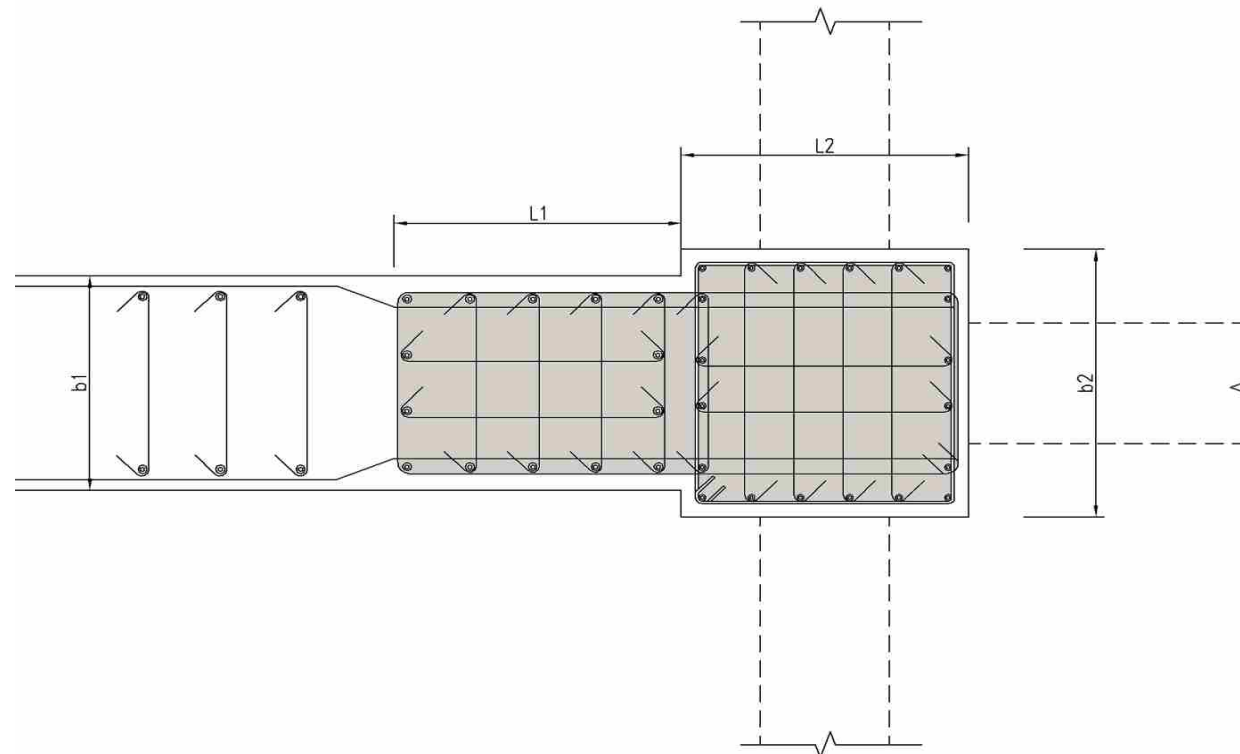
Special boundary
elements
required when:
 $c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۵- طراحی اعضای مرزی ویژه (عرض مقطع المان مرزی)

اگر b در طول C متغیر باشد، باید از مقدار متوسط یا نماینده برای b استفاده شود. به عنوان مثال، در انتهای دیوار بال دار (یا یا ستون متصل، یا عرض مقطع بیش از ضخامت دیوار)، b باید برابر یا عرض موثر یاال مطابق تعریف بند ۹-۲-۲-۳ باشد، اگر C به داخل جان گسترش یابد، باید از یک میانگین وزنی برای b استفاده شود. در انتهای دیوار بدون بال، b باید برابر یا ضخامت دیوار باشد.



$$b = \frac{b_1 \times L_1 + b_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

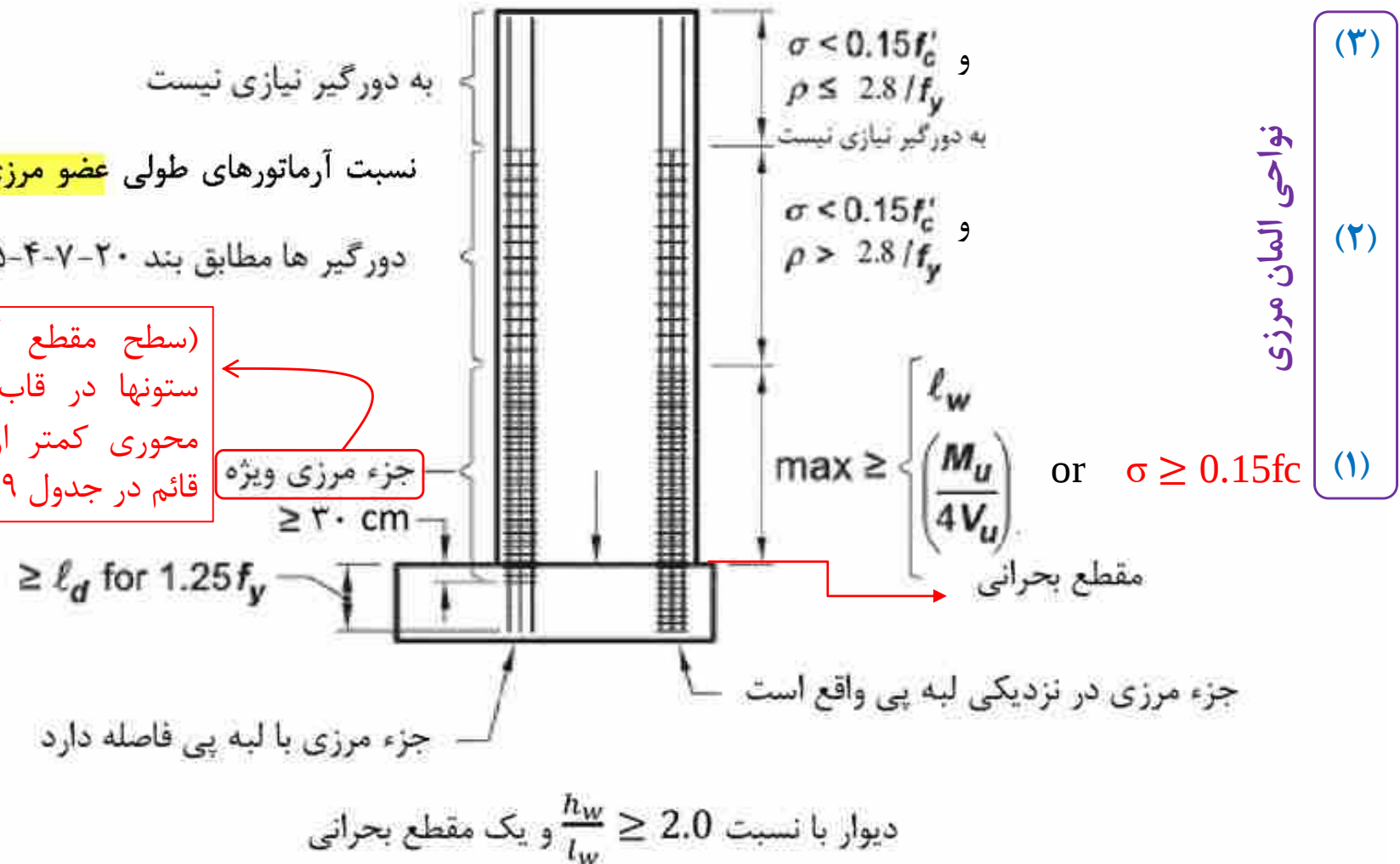
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۶- طراحی اعضای مرزی ویژه (ارتفاع آرماتور گذاری مرزی)

صرفاً قطر و فاصله دارد
مطابق قاب خمشی متوسط
(200 mm و 8db)

(سطح مقطع آرماتورهای عرضی مشابه
ستونها در قاب شکلپذیر زیاد با نیروی
محوری کمتر از $0.3Agf'_c$ - فواصل
قائم در جدول ۹-۲۰-۳)

نسبت آرماتورهای طولی عضو مرزی دیوار ρ
دورگیرها مطابق بند ۲۰-۷-۴-۵ طراحی می شوند

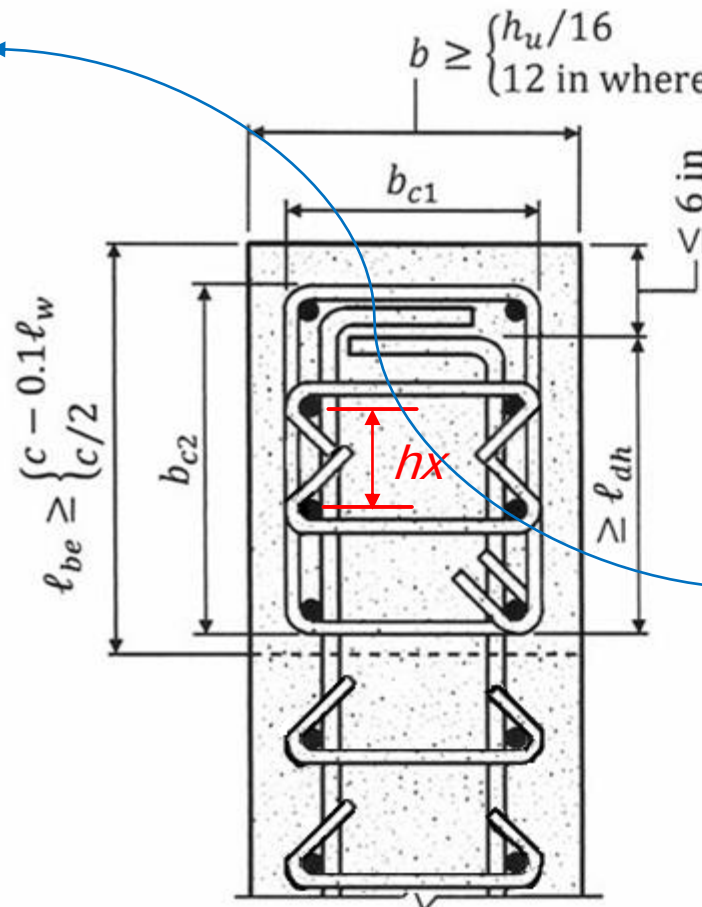


اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۶- طراحی اعضای مرزی ویژه (آرماتورگذاری عرضی)

۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

نیاز به مهار همه آرماتورهای طولی جز مرزی نیست!! فقط نباید فاصله آرماتورهای طولی مهار شده بیش از این ۲ مقدار شود! (یک در میان یا فاصله ۱۵ سانتیمتر هم مطابق شرایط **تنگها** باید رعایت شود)



$$s \leq \begin{cases} \text{Least dimension of boundary element}/3 \text{ (b or } l_{be}) \\ 6 \times \text{smallest longitudinal bar diameter} \\ s_o \end{cases}$$

$$4 \text{ in} \leq s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \leq 6 \text{ in} \quad (150 \text{ mm})$$

$$h_x \leq \begin{cases} 14 \text{ in} \quad (350 \text{ mm}) \\ 2b/3 \end{cases}$$

مشابه فواصل آرماتور عرضی ستونهای ویژه

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3sb_c \left(\frac{l_{be}b}{b_{c1}b_{c2}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

سطح مقطع آرماتور عرضی

مشابه ستونهای ویژه (غیر پرفشار)

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

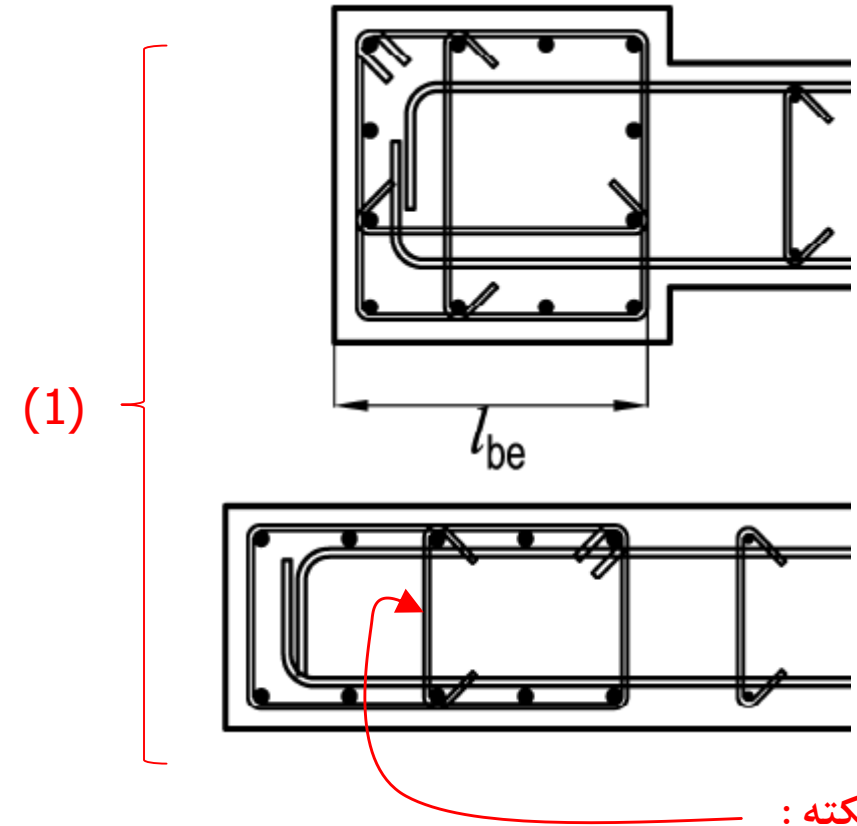
فاصله قائم آرماتورهای عرضی در جز مرزی:

جدول ۹-۲۰-۳ فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی متر [۱]
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلی متر
۵۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلی متر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی متر

[۱] d_b قطر کوچکترین آرماتور اصلی خمشی است.

[۲] مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.



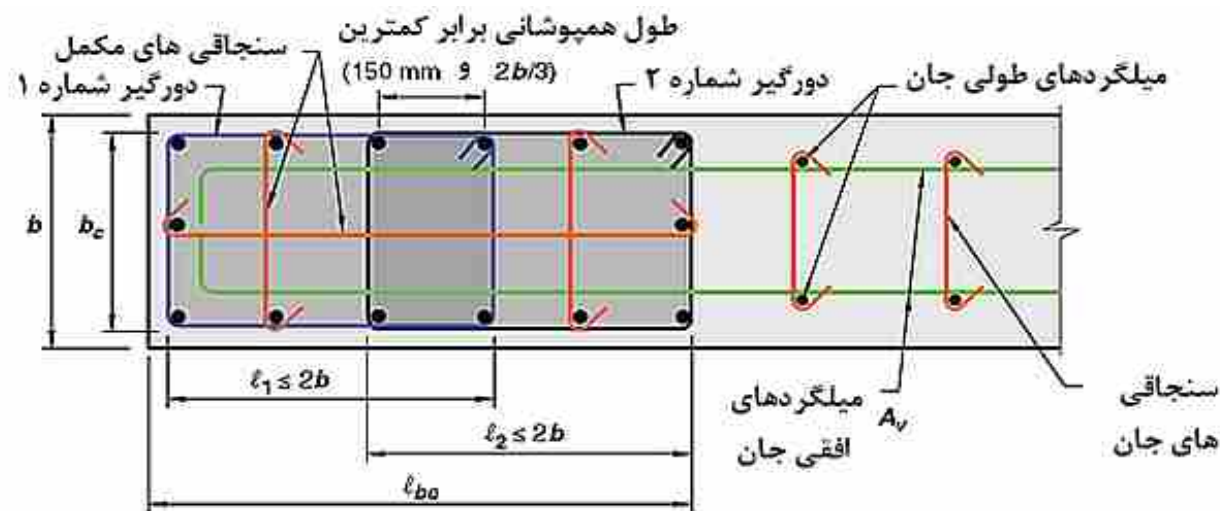
نکته :

برخلاف ستونها قلاب دوخت المان مرزی در هر دو انتها باید خم ۱۳۵ درجه داشته باشد. (صفحه بعد)

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

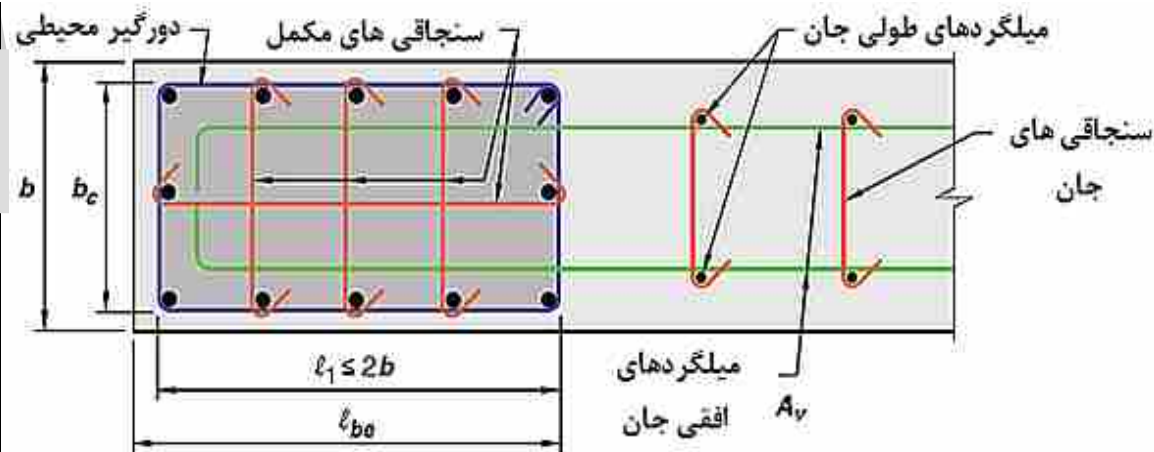
ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید به گونه‌ای باشند که فاصله h_x بین آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی، که دارای تکیه گاه جانبی هستند از کمترین دو مقدار ۳۵۰ میلیمتر و دو سوم ضخامت جزء مرزی بیشتر نباشد. تکیه‌گاه جانبی از طریق قلاب لرزه‌گیر در انتهای یک تنگ عرضی و یا گوشه یک دورگیر تأمین می‌شود. طول هر ساق یک دورگیر نباید از دو برابر ضخامت جزء مرزی بیش‌تر بوده و طول پوششی دو دورگیر مجاور نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ۱۵۰ میلی‌متر و یا دو سوم ضخامت جزء مرزی کم‌تر باشد.



ب- دورگیرهای هم پوشاننده با سنجاقی های مکمل با قلاب ۱۳۵ درجه و سنجاقی های با قلاب ۱۳۵ درجه محصور کننده میلگردهای قائم جان

۴-۴-۷-۲۰-۹ ارتفاع المان مرزی (ویژه) ۱

خ- آرماتورهای طولی دیوار در محدوده‌ی جان باید در فاصله‌ای مطابق بند ۲-۴-۷-۲۰-۹ (ب) در بالا و پایین مقطع بحرانی دارای تکیه گاه جانبی شامل گوشه‌ی یک دورگیر و یا یک سنجاقی با قلاب لرزه‌ای در دو انتها باشند. فاصله‌ی قائم آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید از ۳۰۰ میلی بیشتر بوده و قطر آنها باید مطابق بند ۲-۲-۶-۲۱-۹ تعیین شود.



الف- دورگیر محیطی با سنجاقی های مکمل دارای قلاب ۱۳۵ درجه و سنجاقی های با قلاب ۱۳۵ درجه محصور کننده میلگردهای طولی (قائم) جان

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (جمع بندی المان مرزی)

- ۱- در ارتفاع المان مرزی ۱، میلگردهای طولی (قائم) **المان مرزی** به صورت یک درمیان و حداکثر فاصله ۳۵ سانتیمتر مهار شوند.
- ۲- در ارتفاع المان مرزی ۱، **تمام** میلگردهای طولی (قائم) **جان** دیوار باید با سنجاقی یا دورگیر مهار شوند.
- ۳- در ارتفاع المان مرزی ۱، تمام سنجاقی ها (جان و المان مرزی) باید در **هر دو انتها** قلاب لرزه ای داشته باشند.
- ۴- حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در المان مرزی ۱، ۱۵ سانتیمتر و در **جان دیوار** ۳۰ سانتیمتر است.
- ۵- **طول** ساق دورگیر در جز مرزی ۱، حداکثر ۲ برابر عرض جز است.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

۹-۱۳-۷-۴ تکیه گاه جانبی آرماتورهای طولی

۹-۱۳-۷-۴-۱ در مواردی که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری فشاری نیاز است، و سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع، $0.01A_g$ ، بیش تر است، باید از تنگ های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.

۹-۲۱-۶-۲ تنگها

۹-۲۱-۶-۲-۱ تنگها باید از حلقه های بسته میلگردهای آجدار تشکیل شده و فواصل آنها از یکدیگر شرایط زیر را تامین کنند
ب- فاصله مرکز به مرکز تنگها نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد

- ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی

- ۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی

- کوچکترین بعد عضو

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف - قطر ۱۰ میلیمتر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلیمتر.

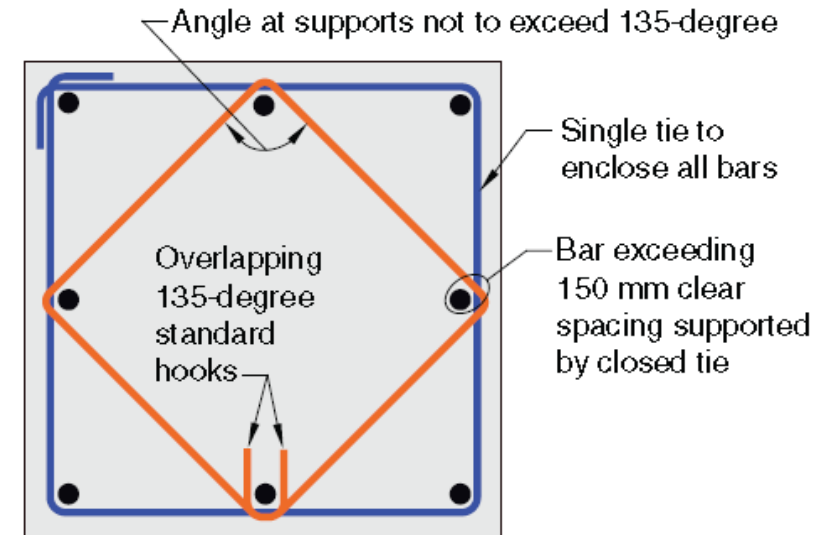
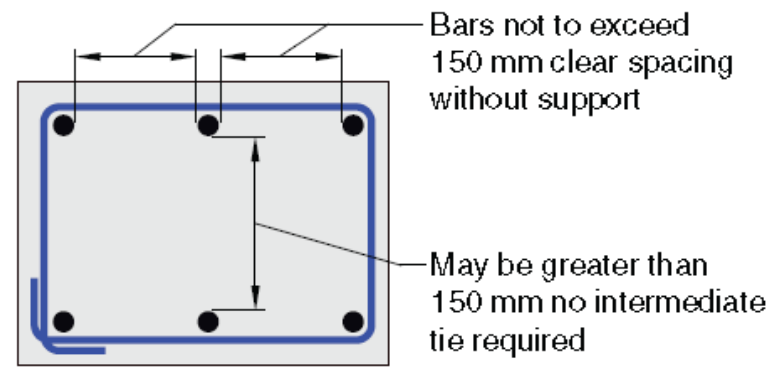
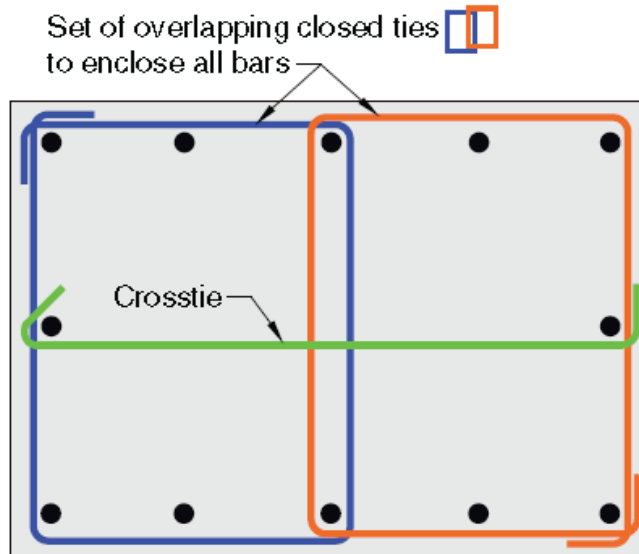
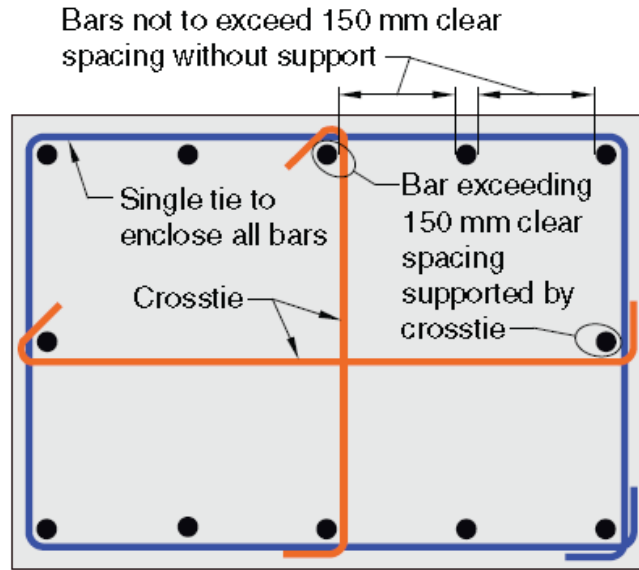
مهار آرماتور جان دیوار محدوده خارج از المان مرزی ویژه (۱)

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

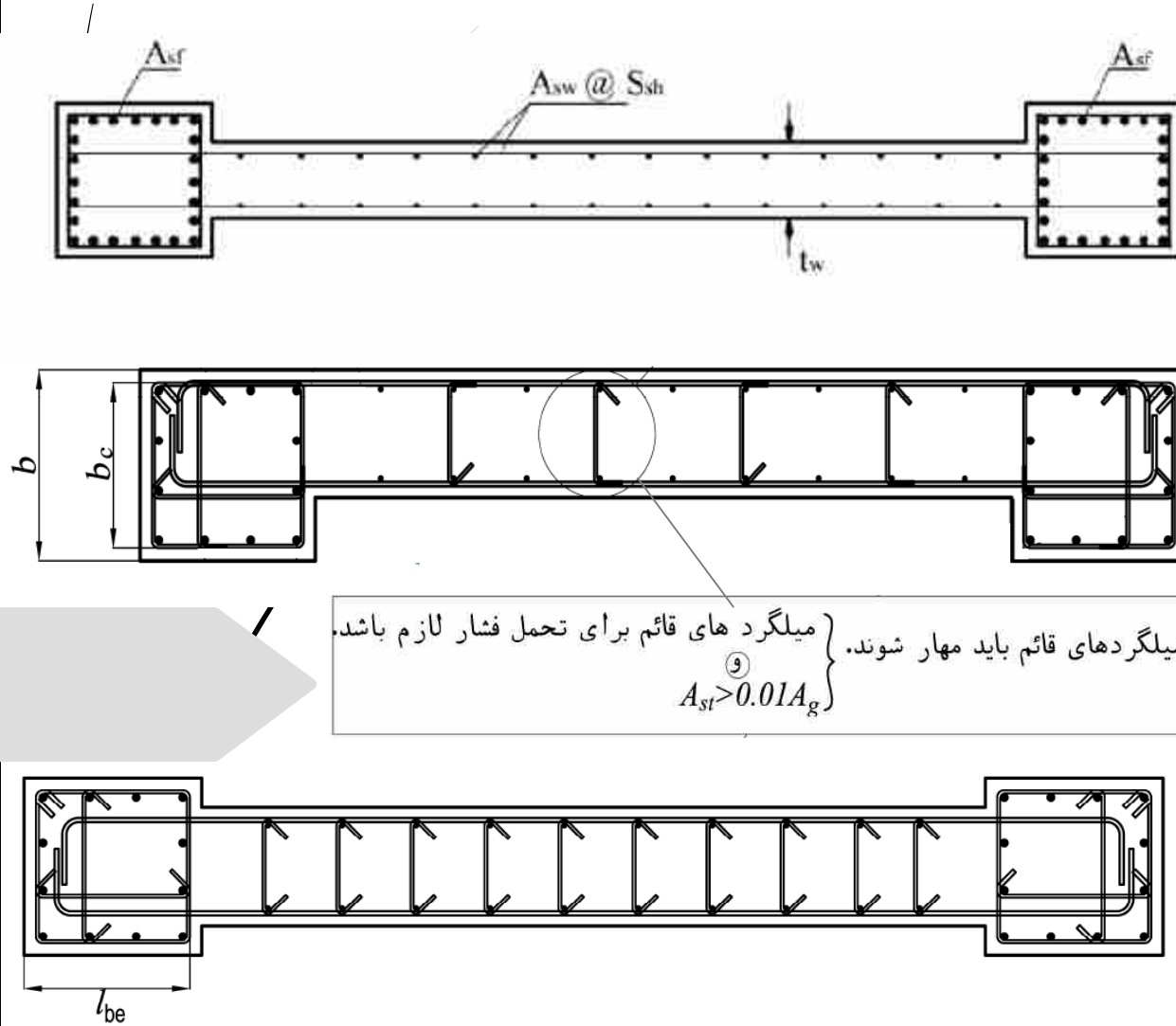
۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگهای مستطیلی باید شرایط زیر را ارضا کنند

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵۰ میلیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)



Ties not required

Ties per 18.10.6.5

فاصله از جدول
۳-۲۰-۹

Special boundary element

$\geq 300 \text{ mm}$

$$\sigma < 0.15 f'_c$$

$$\rho \leq \frac{2.8}{f_y}$$

$$\sigma < 0.15 f'_c$$

$$\rho > \frac{2.8}{f_y}$$

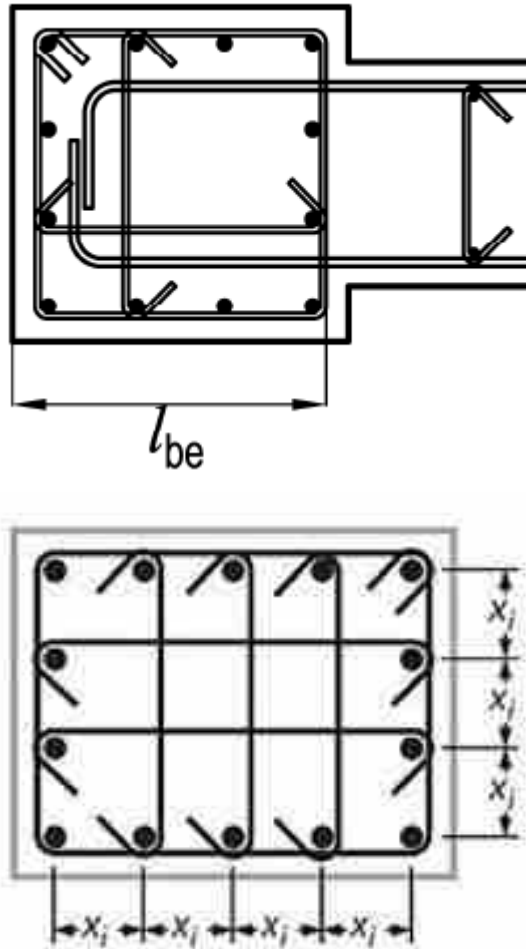
$$\sigma > 0.2 f'_c$$

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

تفاوت آرماتور عرضی در المان مرزی ویژه (ناحیه ۱) و ستون در قاب خمشی ویژه ($P > 0.3A_g.F_c$):

۱- در المان مرزی ویژه ($P > 0.2A_g.F_c$) نیاز به مهار **تمام** آرماتورهای طولی **نیست** مگر فاصله آرماتورهای طولی مهار شده از ۳۵۰ mm یا ۲/۳ عرض جز مرزی بیشتر شود ولی در ستون قاب ویژه در $P > 0.3A_g.F_c$ **تمام** آرماتورهای طولی **باید** با قلاب لرزه ای مهار شوند.

۲- سنجاقی های دوسر ۱۳۵ درجه در دو انتها در **تمام ارتفاع المان مرزی** باید رعایت شود ولی شرایط مهار برای ستونهای پرفشار ($P > 0.3A_g.F_c$) تنها در **ابتدا و انتهای ستون** رعایت می شود و در میانه شرایط آرماتور عرضی ستون **عادی** است.

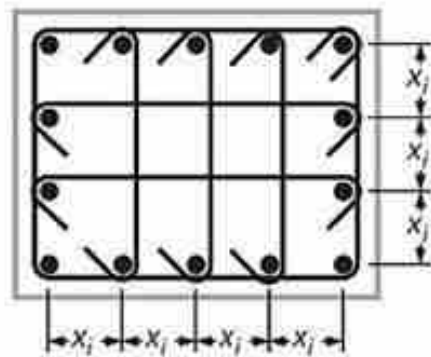


جمع بندی آرماتور عرضی اعضای فشاری:

ستون پرفشار ویژه

$$P > 0.3 A_g \cdot F_c$$

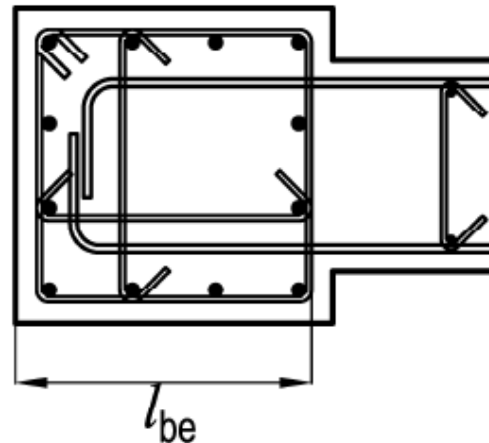
نواحی بحرانی



المان مرزی

$$P > 0.2 A_g \cdot F_c$$

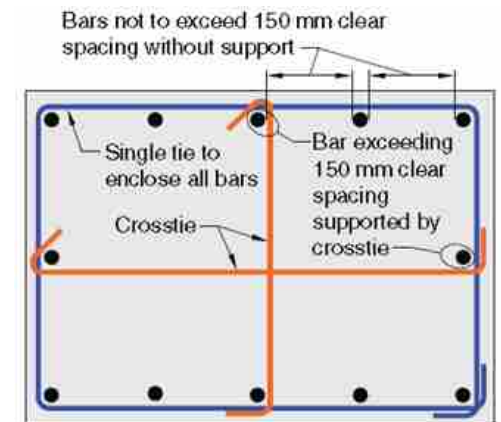
تمام طول



ستون

$$P > 0.1 A_g \cdot F_c$$

تمام طول



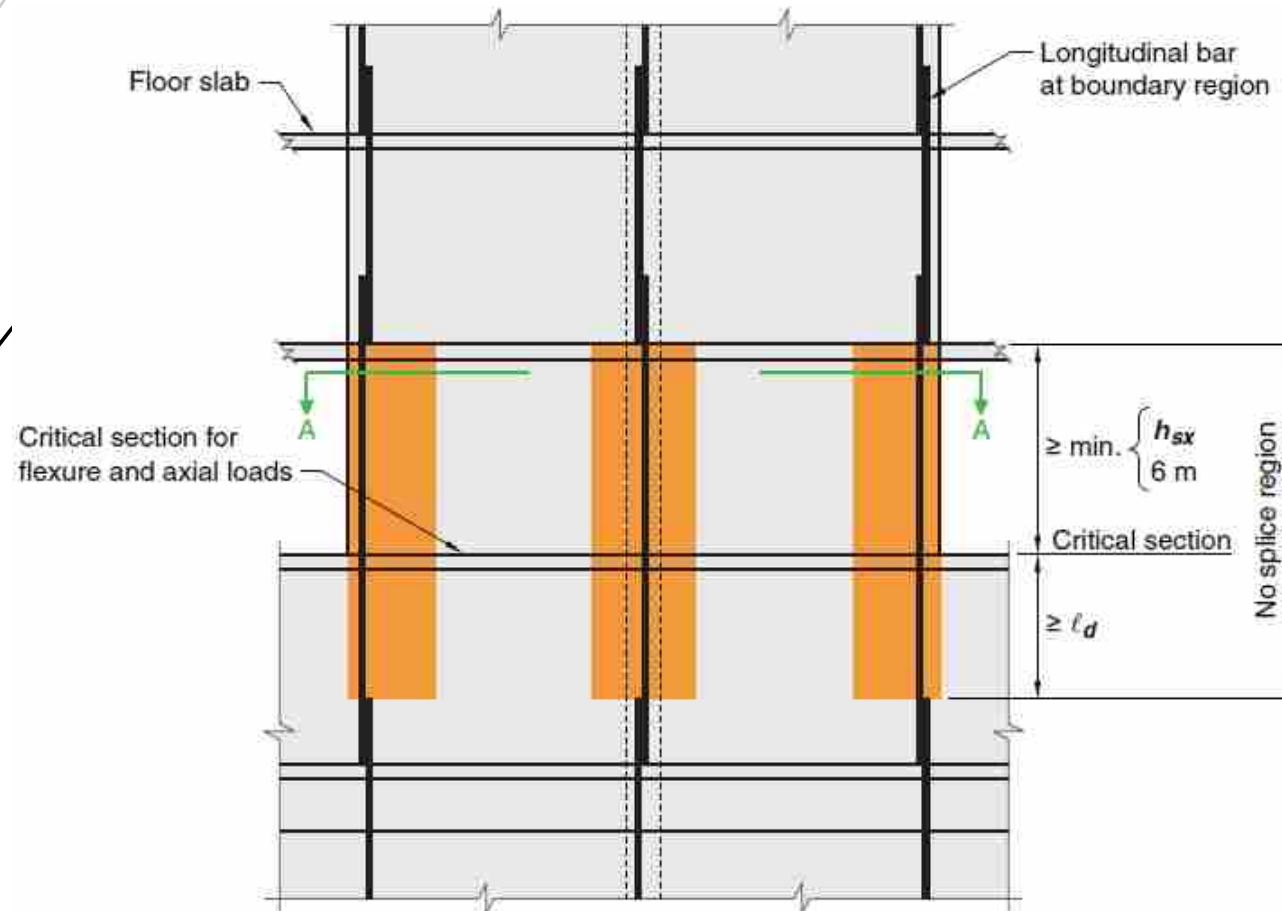
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۵- طراحی اعضای مرزی (وصله)

۴-۳-۷-۲۰-۹

پ- در نواحی مرزی در مقاطع بحرانی دیوار که در آنها در اثر تغییر مکان های جانبی احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد استفاده از وصله های پوششی برای آرماتورهای طولی در طولی برابر با کمترین دو مقدار ۶۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع طبقه h_{sx} در بالای مقطع و l_d از نزدیک ترین انتهای وصله در زیر مقطع مجاز نمی باشد.



مقطع بحرانی - محل
تشکیل مفصل پلاستیک

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۵-۳-۷-۲۰-۹ دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارند، و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در آنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه‌ی قائم دیوار بوده و شرایط (الف) تا (ت) در آنها رعایت شوند:

الف- درصد حداقل آرماتورهای طولی در ناحیه‌ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی

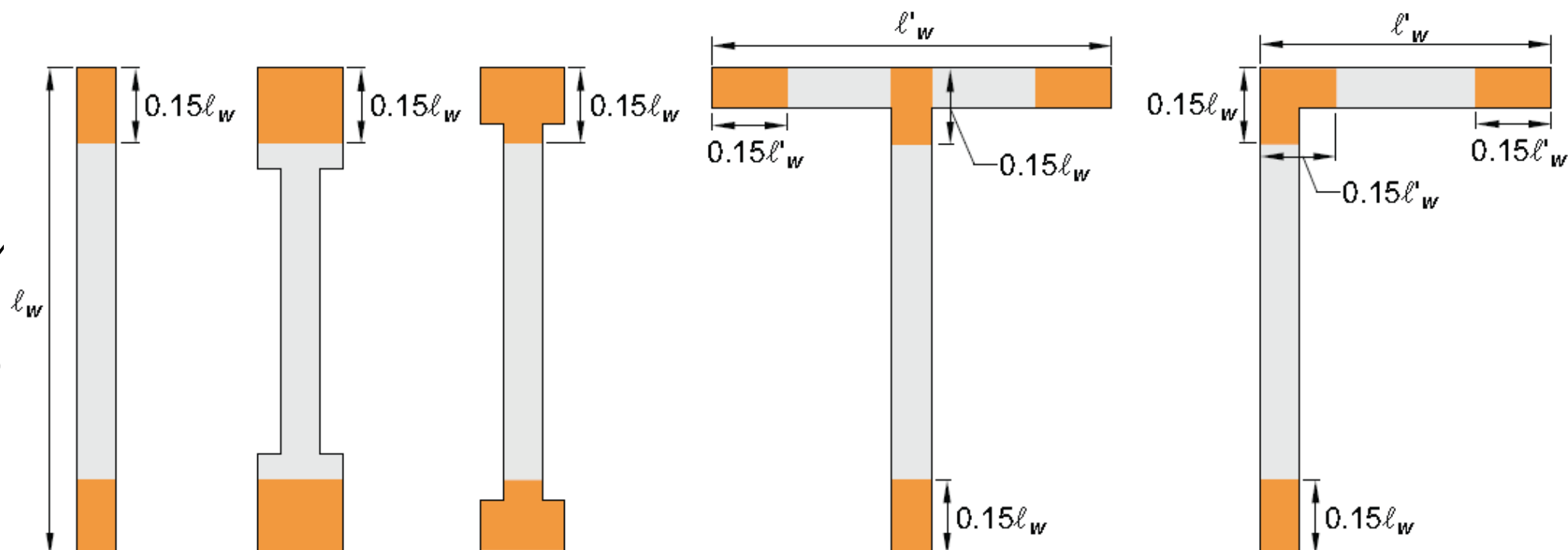
برابر با ضخامت دیوار، برابر $\frac{0.50\sqrt{f'_c}}{f_y}$ باشد. $(f'_c=25, f_y=400, \Rightarrow 0.0064)$
میلی پیشنهاد می‌کند ۱ درصد

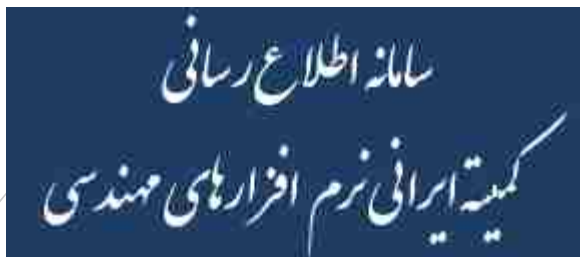
ب- آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بند (الف) باید به اندازه‌ی حداقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

پ- نباید بیش‌تر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بند (الف) در یک مقطع قطع شوند.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)





Iesc.bhrc.ac.ir

آیا المان مرزی دیوار، ستون است؟

سوال (۱۲): در صورتیکه دیوار برشی دارای المان ستون در دو انتهای خود باشد، آیا لازم است این ستونها بصورت مستقل طراحی شوند؟ (کد سوال ۱۳۹۹۱۲=۱ CCQ)

پاسخ: ستونهای مرزی دیوارهای برشی در عملکرد درون صفحه دیوار، بخشی از دیوار محسوب گشته و با دیوار کاملاً یکپارچه می باشند و نمی توان آنها را ستونهایی مستقل در نظر گرفت. لذا تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای صفحه دیوار، این ستونها نباید بصورت مستقل طراحی شوند. لیکن تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای خارج صفحه دیوار، لازم است این ستونها طراحی شوند. در این حالت، در صورتیکه طراح، ضریب اصلاح سختی خمشی ستونهای مرزی، حول محور نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار (مثلاً ۰.۲۵) در نظر گرفته باشد، الزامی به رعایت جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه ای در راستای عمود بر صفحه دیوار نمی باشد. لیکن، در صورتیکه ضریب مذکور، مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستونها، برابر با ۰.۷ منظور شده باشد، لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه ای در راستای عمود بر صفحه دیوار رعایت گردد.

آیا المان مرزی دیوار، ستون است؟

به دورگیر نیازی نیست

$$\sigma < 0.15f'_c$$

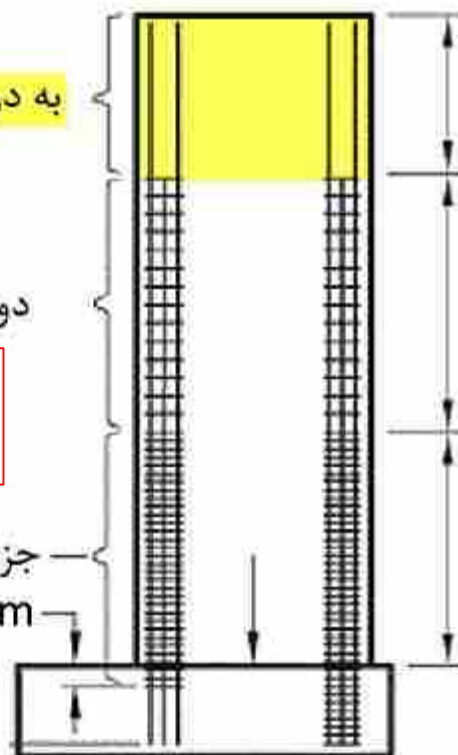
$$\rho \leq 2.8/f_y$$

به دورگیر نیازی نیست

دورگیر ها مطابق بند ۲۰-۷-۴-۵ طراحی می شوند

صرفا قطر و فاصله دارد مطابق قاب خمشی
متوسط (200 mm و 8db)

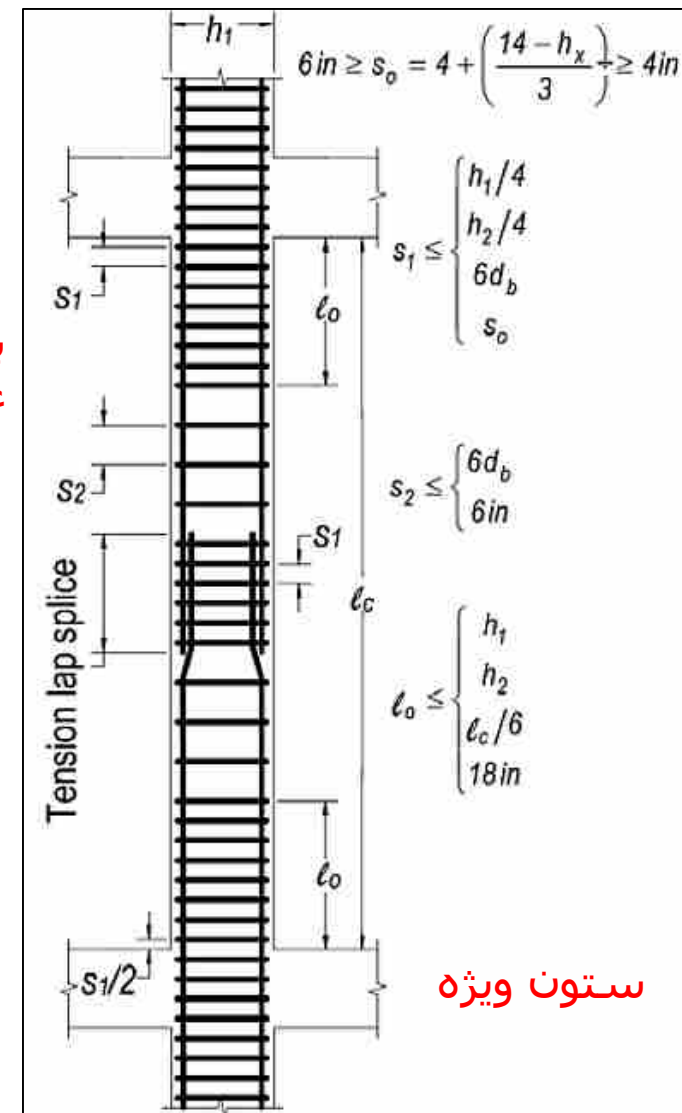
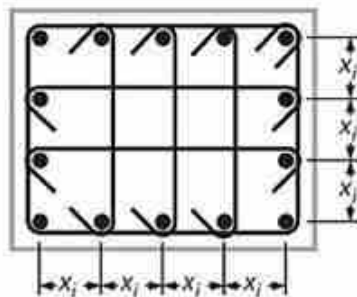
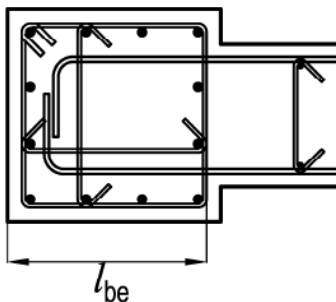
جزء مرزی ویژه
 $\geq 30 \text{ cm}$



بدون میلگرد
عرضی نداریم!

فواصل و مقادیر با
ستون ویژه
متفاوت است

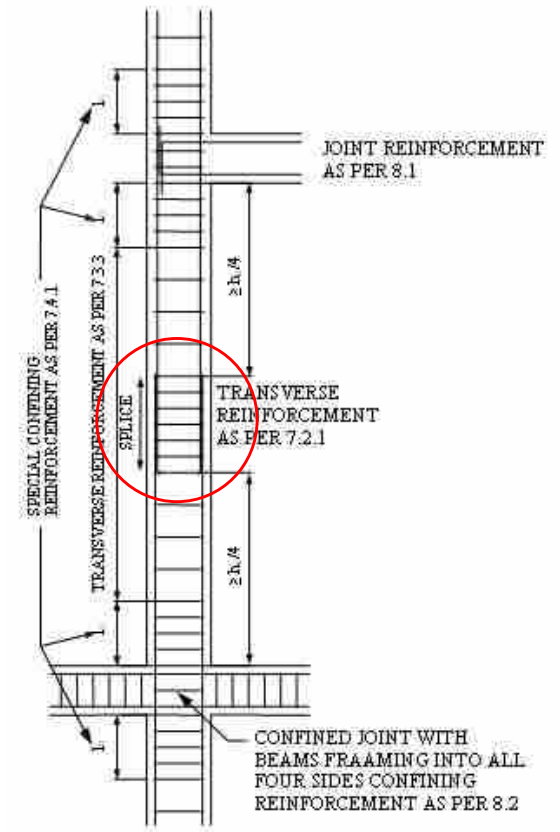
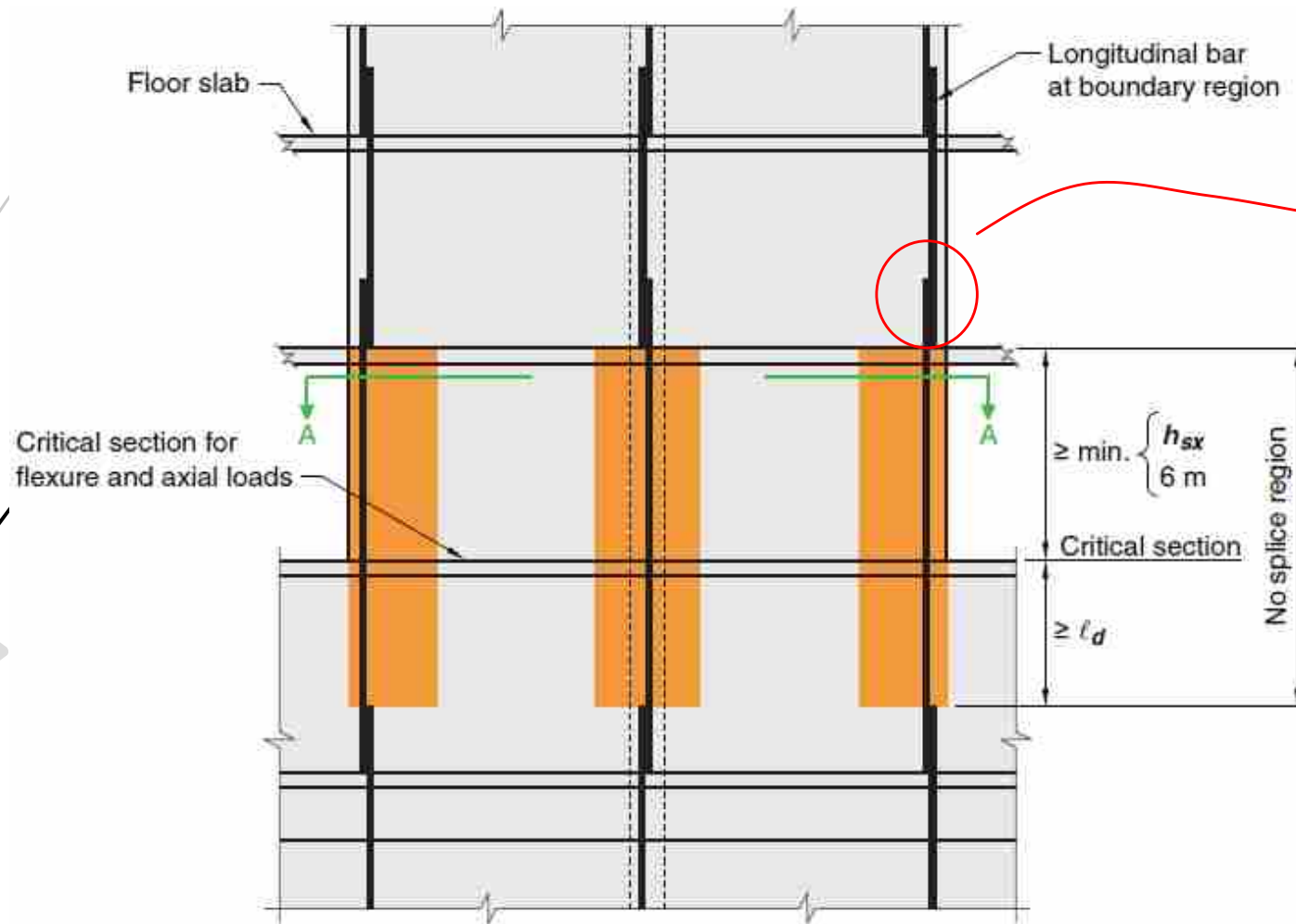
در این قسمت از دید فاصله مشکلی نیست اما
چیدمان متناسب با ستون پرفشار نیست!!

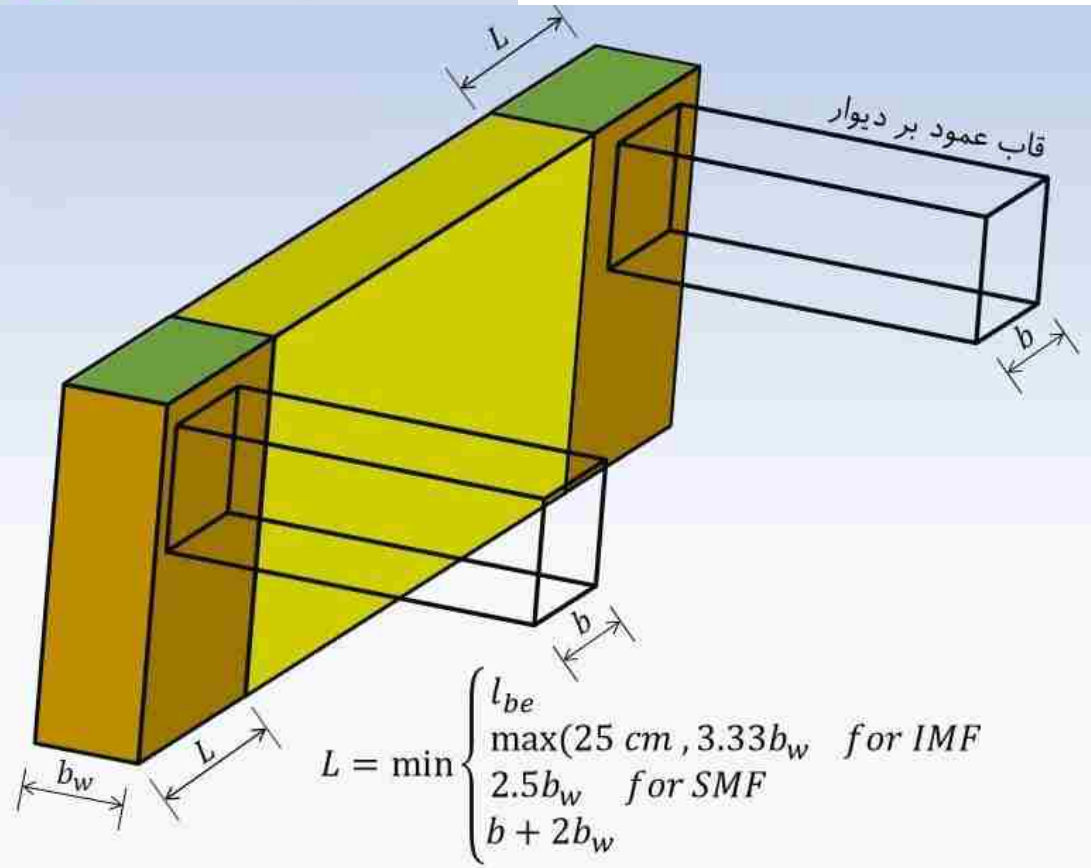
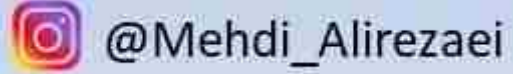


آیا المان مرزی دیوار، ستون است؟

نکته:

اگر المان مرزی در جهت عمود بر دیوار
ستون ویژه است محل وصله پوششی
باید مطابق ضوابط ستون ویژه باشد.





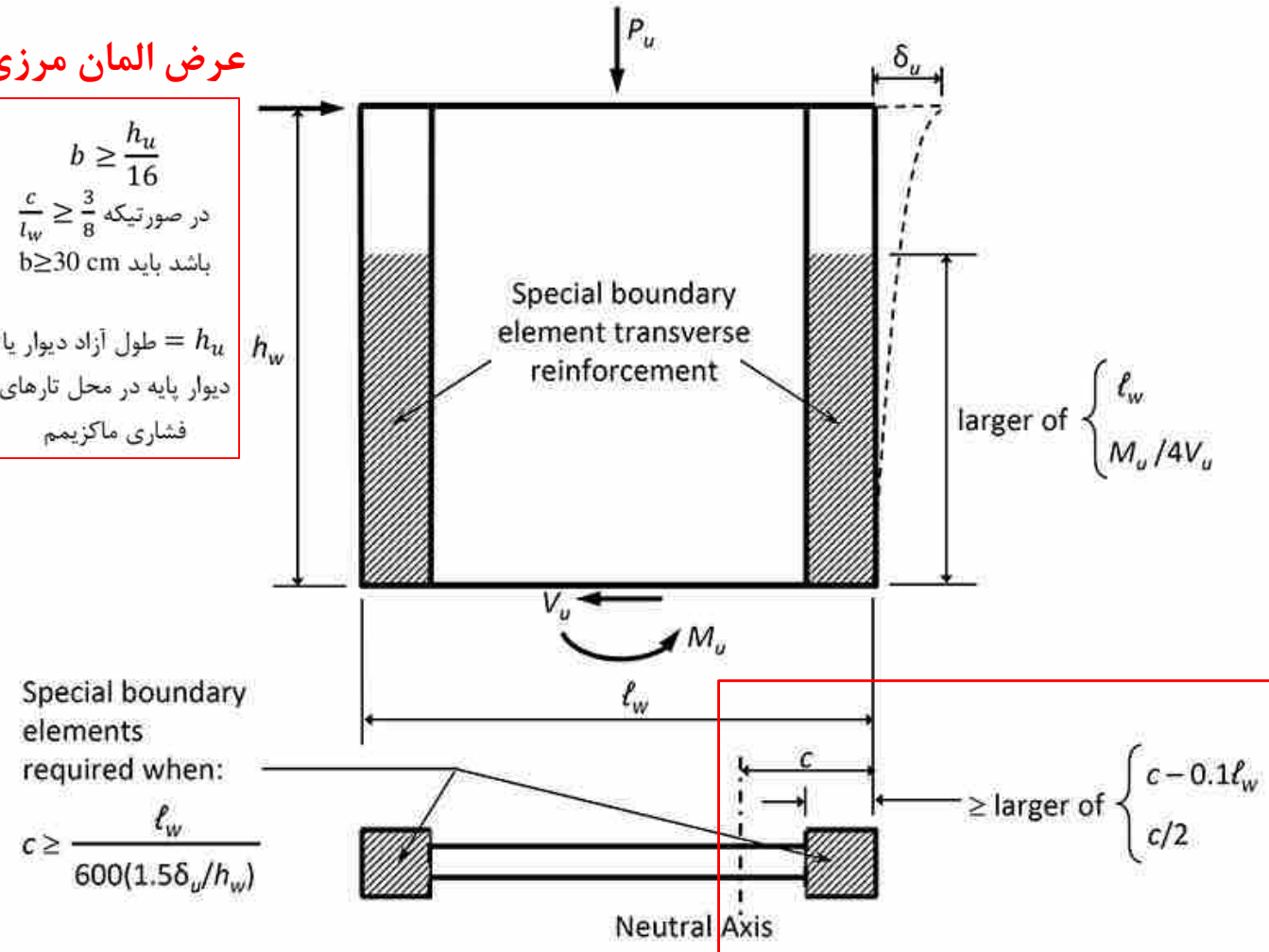
عرض المان مرزی:

$$b \geq \frac{h_u}{16}$$

در صورتیکه $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$
b باید ≥ 30 cm باشد

h_u = طول آزاد دیوار یا
دیوار پایه در محل تارهای
فشاری ماکزیمم

آیا المان مرزی دیوار، ستون است؟



۹-۱۲-۶ اگر یک ستون به صورت یک پارچه با دیوار بتنی ساخته شود، حداکثر ۴۰ میلی متر

خارج از فولادهای عرضی ستون را می توان در محاسبه ی مقطع مؤثر آن در نظر گرفت.

الف) طول المان مرزی در صورت وجود

ب) بیشترین دو مقدار ۲۵ سانتی متر و ۳.۳۳ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب متوسط باشد.

پ) ۲.۵ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب ویژه باشد.

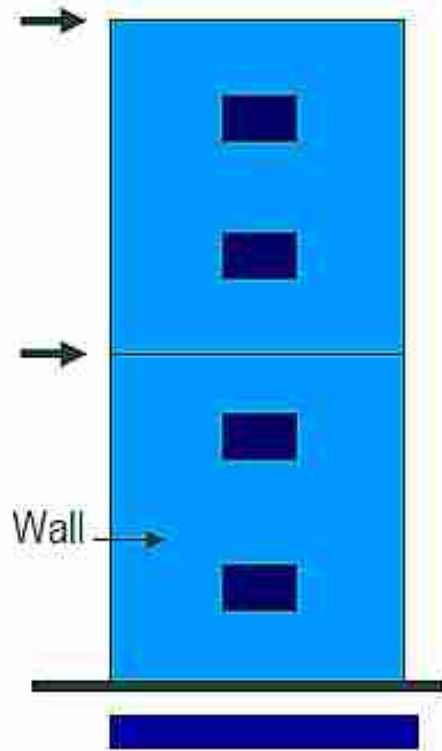
ت) عرض تیر متصل به دیوار بعلاوه ی دو برابر ضخامت دیوار در هر سمت تیر که از لبه ی تیر محاسبه می شود. (بحث ناحیه مؤثر برای تحمل بار - ۹-۱۳-۲-۲)

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

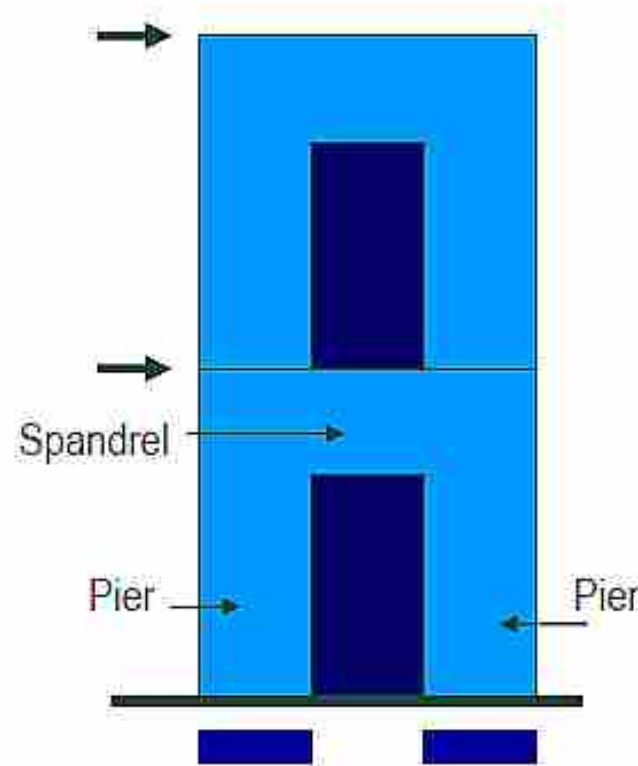
دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

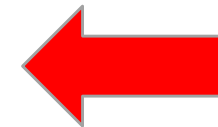
Very Small Openings
may not alter wall
behavior



Medium Openings
may convert shear
wall to Pier and
Spandrel System



برخی تحقیقات مانند پژوهش منتشر شده آقایان خالد اصلانی و امید کهنه پوشی از دانشگاه آزاد سمنان نشان می دهد که چنانچه ابعاد این باز شو کمتر از ۲۵ درصد ابعاد دیوار و در میانه سطح آن باشد، می توان از اثرات آن صرف نظر کرد. (شکل سمت چپ)



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (بازشو های کوچک و در **میان**)

۵-۷-۱۳-۹ آرماتور گذاری اطراف بازشو

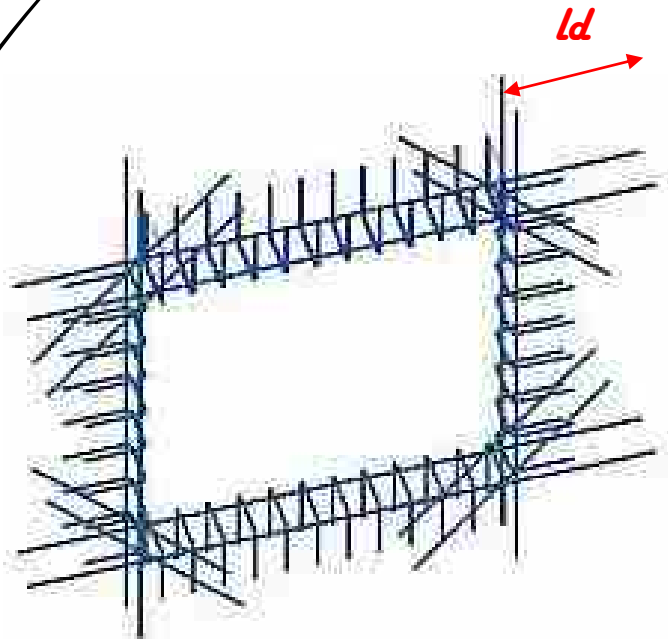
۱-۵-۷-۱۳-۹ علاوه بر حداقل آرماتورهای مورد نیاز بند ۶-۱۳-۹، حداقل دو آرماتور با قطر

۱۶ میلی متر یا معادل آن در دیوارهای با دو سفره آرماتور در دو جهت، و یک آرماتور با قطر ۱۶

میلی متر در دیوارهای با یک سفره آرماتور در دو جهت، باید در اطراف بازشوهای درها، پنجره ها و

یا بازشوهای با اندازه ی مشابه تعبیه شوند. این آرماتورها باید برای توسعه ی تنش تسلیم میلگرد در

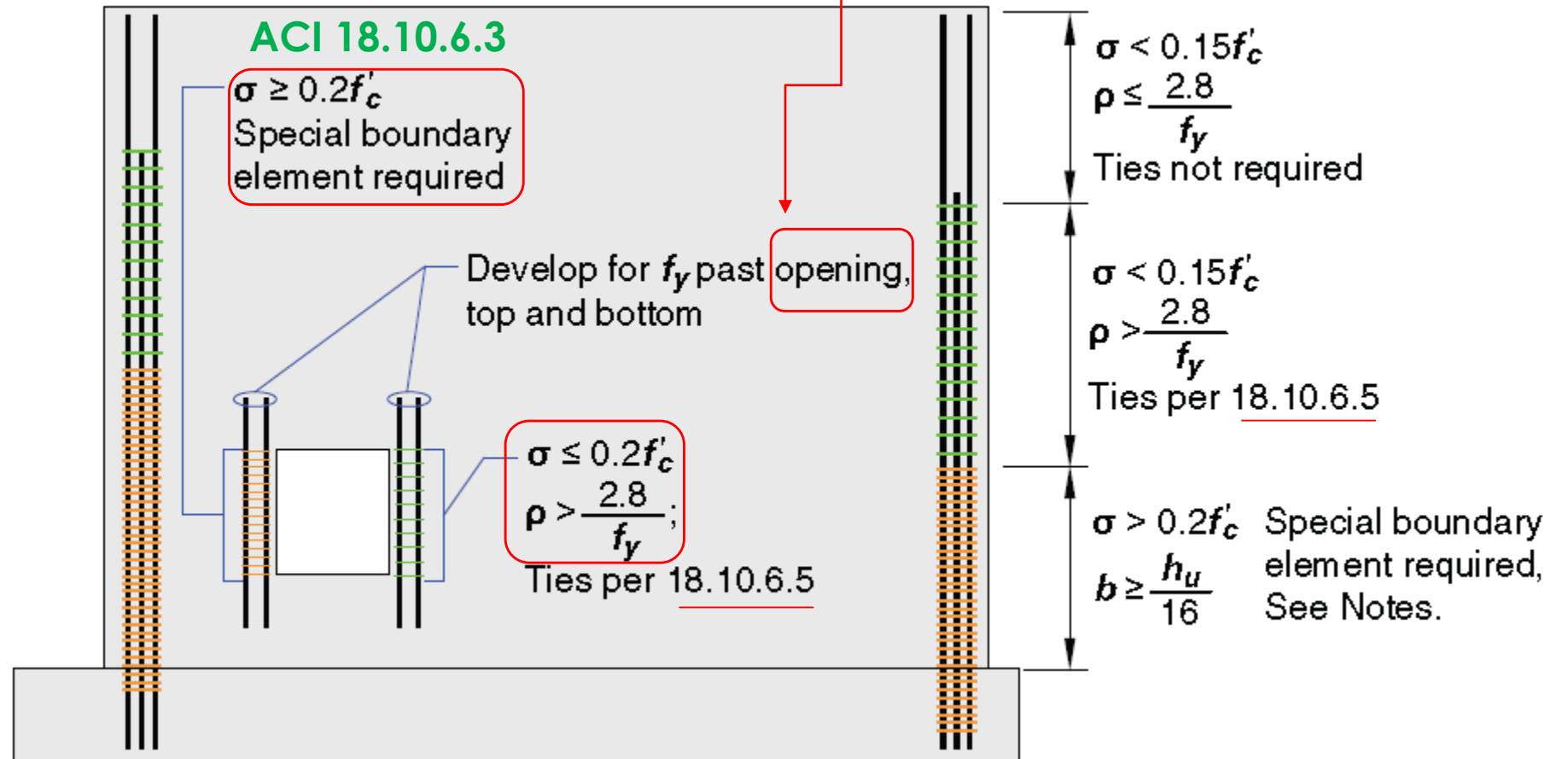
گوشه های بازشو **مهار** شوند.



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

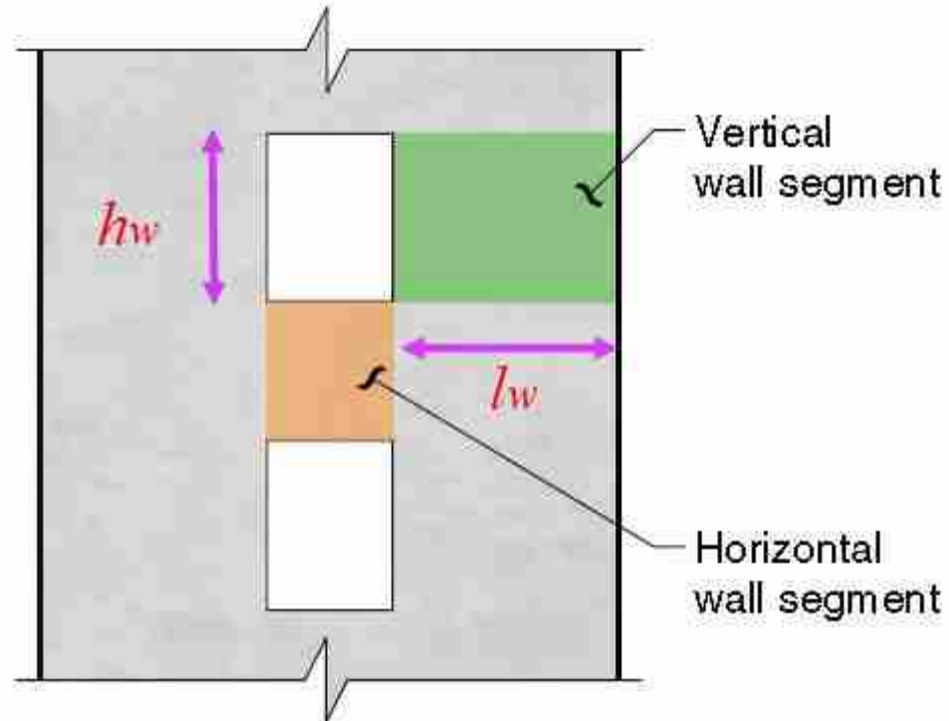
۶- دیوارهای بازشو دار (بازشو های کوچک و در کناره ها)



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (تقسیم بندی دیوار پایه از لحاظ ابعادی)

۷-۲۰-۹ دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)



$$b_w > 0.4 l_w$$

80 cm



35 cm

column

الف- در مواردی که $h_w/l_w < 2$ و یا $(l_w/b_w) > 6$ باشد، قطعه ای قائم دیوار (شکل ۹-۲۰-۱) باید مشابه دیوار سازه ای و با رعایت بندهای ۹-۲۰-۳، ۹-۲۰-۴ و ۹-۲۰-۷ طراحی شود.

ب- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $(l_w/b_w) \leq 2.5$ باشد، قطعه ای قائم دیوار یا دیوار پایه (شکل ۹-۲۰-۱) باید مشابه ستون و با رعایت بندهای ۹-۲۰-۲، ۹-۲۰-۳، ۹-۲۰-۶ و ۹-۲۰-۷ طراحی شود.

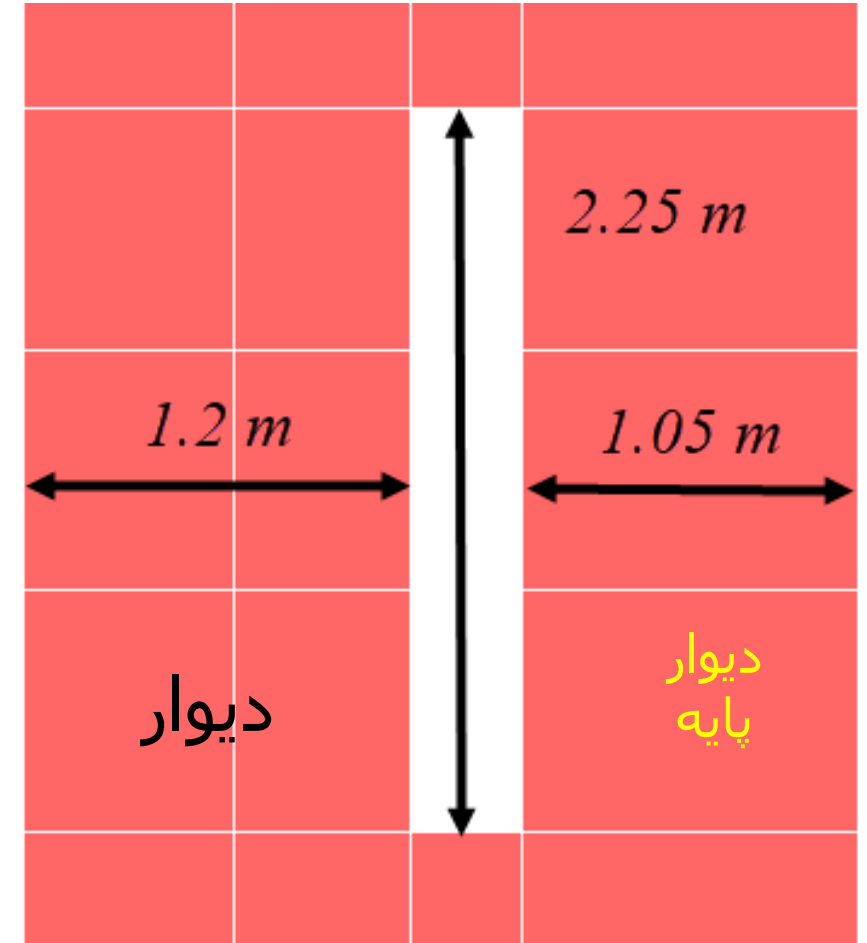
پ- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $2.5 < (l_w/b_w) \leq 6$ باشد، قطعه ای قائم دیوار یا دیوار پایه را می توان به جای رعایت ضوابط قسمت (ب) این بند، با رعایت بند ۹-۲۰-۷، ۹-۲۰-۶ (الف) تا ۹-۲۰-۱ (پ) طراحی نمود.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

$$b_w = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{2.25}{1.2} = 1.875 < 2 \rightarrow \text{دیوار}$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h_w}{l_w} = \frac{2.25}{1.05} = 2.14 > 2 \\ \frac{l_w}{b_w} = \frac{1.05}{0.4} = 2.625 > 2.5 \end{array} \right. \rightarrow \text{دیوار پایه}$$



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (دیوار پایه ها)

۶-۷-۲۰-۹ دیوار پایه ها

پ- میلگردهای عرضی باید از نوع دورگیر باشند، به جز در مواردی که از آرماتورهای برشی افقی تک ساق و فقط یک سفره به موازات l_w استفاده شده باشد. این آرماتورهای تک ساق باید در دو انتها به خم های 180° درجه ای آرماتورهای طولی انتهای دیوار پایه را در بر میگیرند، ختم شوند.

ت- فاصله قائم آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از 150 میلیمتر بیشتر باشد.

ث- آرماتورهای عرضی باید حد اقل تا 300 میلیمتر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا و پائین دیوار پایه ادامه یابند. $\sigma \geq 0.2f_c$

ج- پیش بینی اجزاء مرزی ویژه، در صورتیکه بر اساس بند ۶-۷-۲۰-۹ نیاز باشد، الزامی است.

۶-۷-۲۰-۹ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n ، نباید از مقدار رابطه ی (۶-۷-۲۰-۹) بیش تر د

نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$\alpha_c = 0.25 \text{ for } h_w / l_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ for } h_w / l_w \geq 2.0$$

(۶-۷-۲۰-۹)



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (دیوار پایه ها)

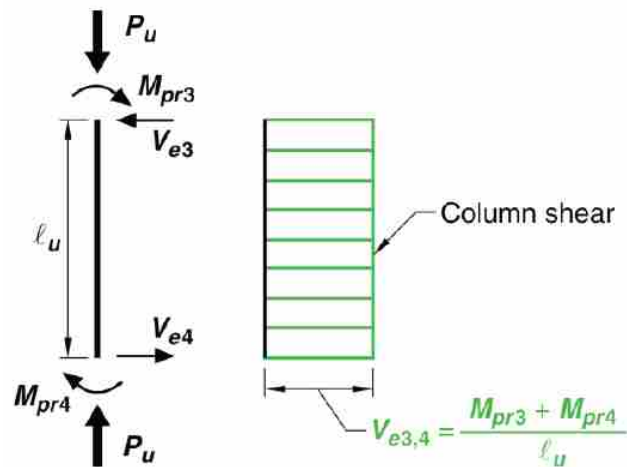
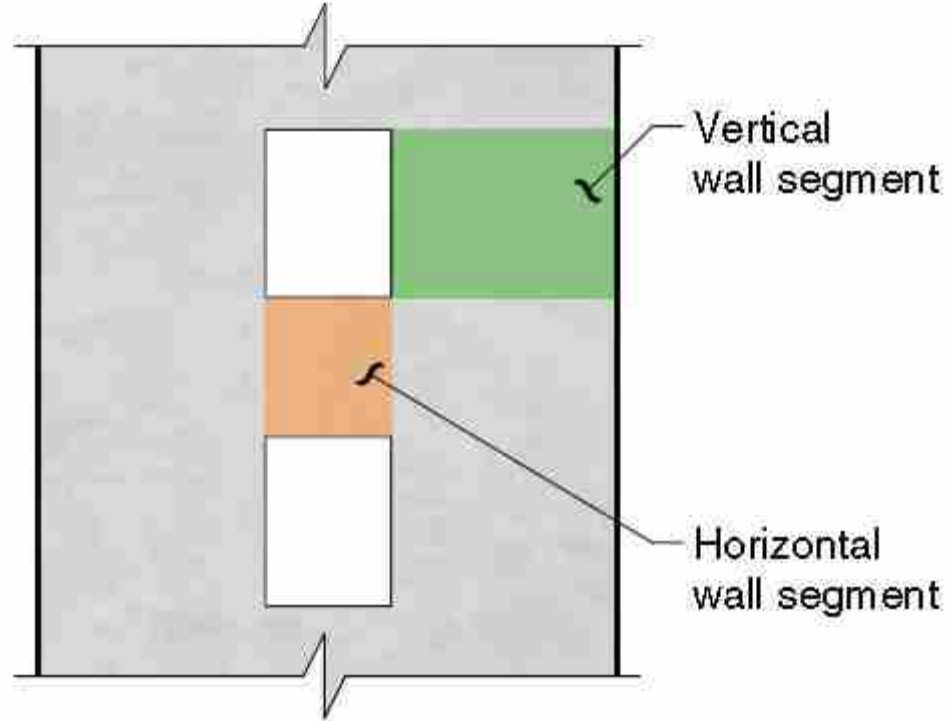
الف- در مواردی که $h_w/l_w < 2$ و یا $(l_w/b_w) > 6$ باشد، قطعه قائم دیوار (شکل ۹-۲۰-۱) باید مشابه دیوار سازه ای و بارعایت بندهای ۹-۲۰-۳، ۹-۲۰-۴، و ۹-۲۰-۷ طراحی شود.

ب- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $(l_w/b_w) \leq 2.5$ باشد، قطعه قائم دیوار یا دیوار پایه (شکل ۹-۲۰-۱) باید مشابه ستون و بارعایت بندهای ۹-۲۰-۲، ۹-۲۰-۳، ۹-۲۰-۶، و ۹-۲۰-۷ طراحی شود.

پ- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $2.5 < (l_w/b_w) \leq 6$ باشد، قطعه قائم دیوار یا دیوار پایه را میتوان بجای رعایت ضوابط قسمت (ب) این بند، با رعایت بند ۹-۲۰-۷-۱ (الف) الی ۹-۲۰-۷-۱۰ (پ) طراحی نمود.

۹-۲۰-۷-۶ دیوار پایه ها

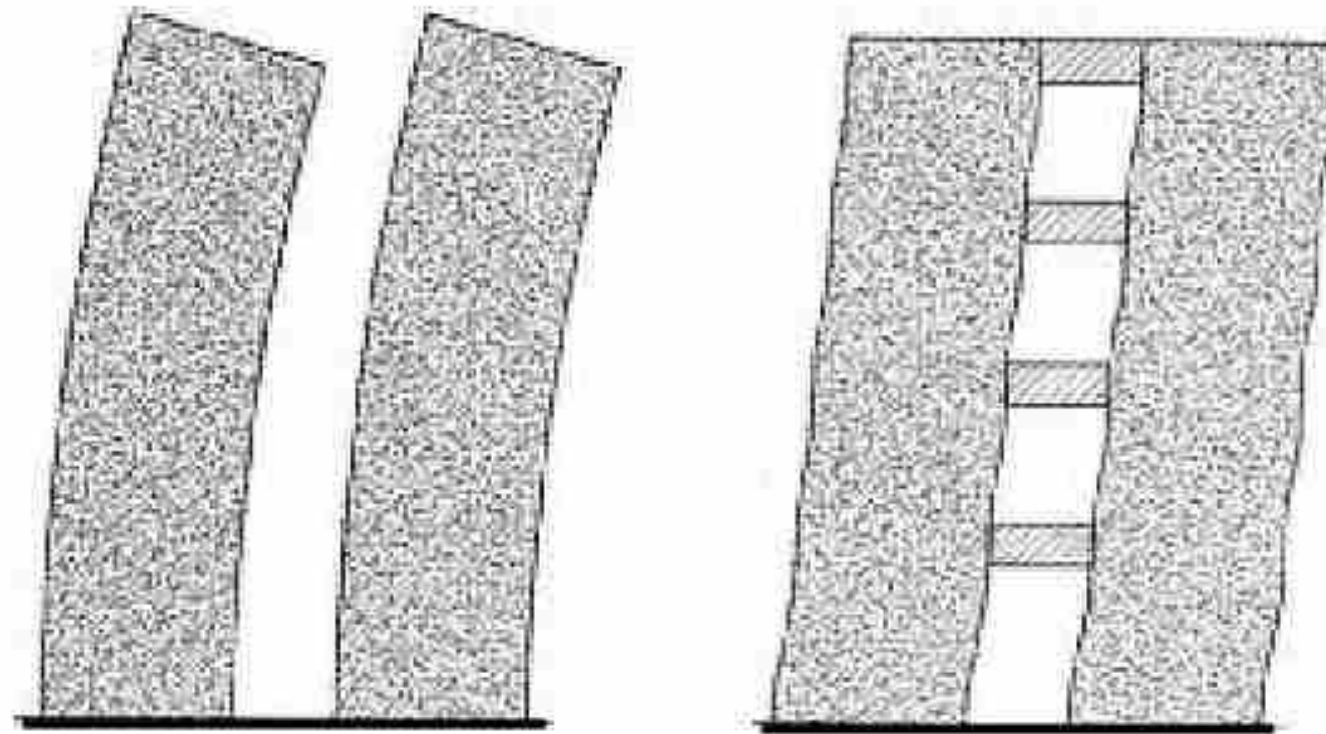
الف- نیروی برشی طرح، V_n ، باید مطابق بند ۹-۲۰-۳-۴-۱ به نحوی که سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بر اتصال منظور گردد محاسبه شود. در مواردی که، بر اساس ضوابط مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان، سیستم سازه ای مقاوم در برابر زلزله باید برای زلزله تشدید یافته طراحی شود، نیازی نیست این برش از Ω_0 برابر برش ضریب دار بدست آمده از تحلیل سازه برای اثرات زلزله بیشتر منظور شود.



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

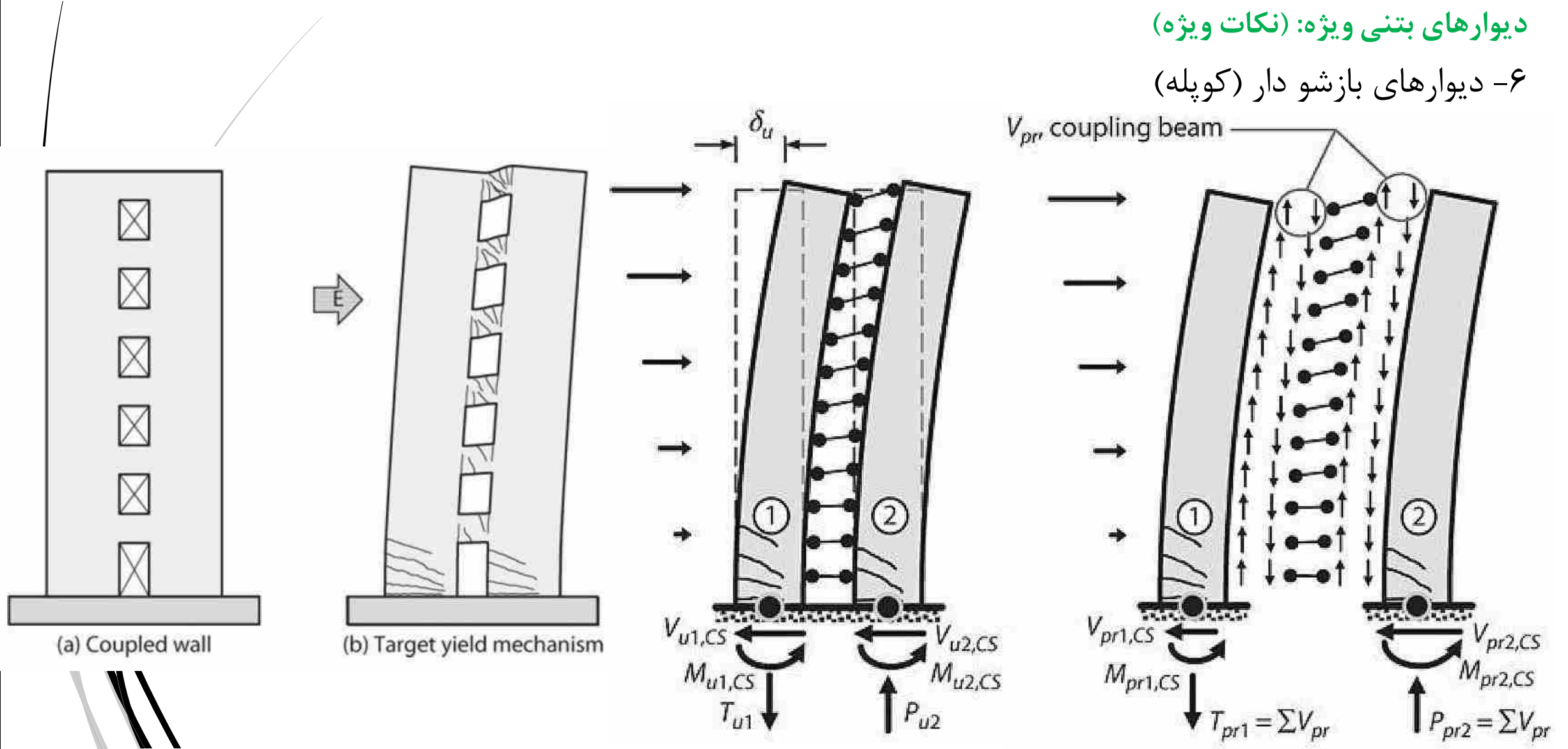


عملکرد دو دیوار برشی مجزا و کوپله

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

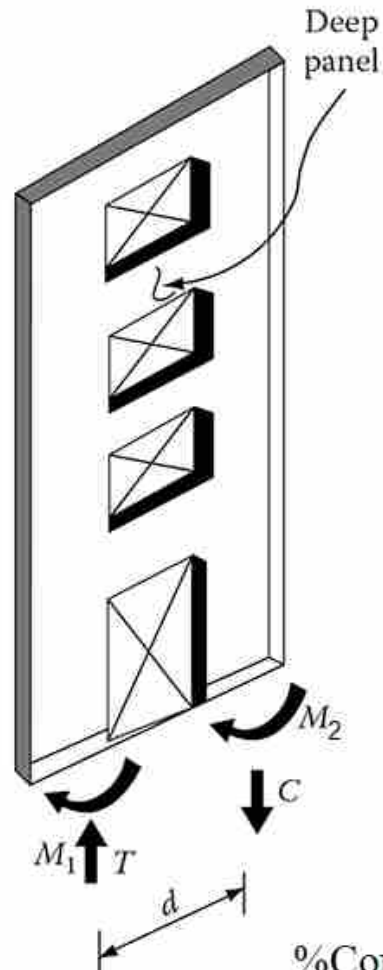
۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)



اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

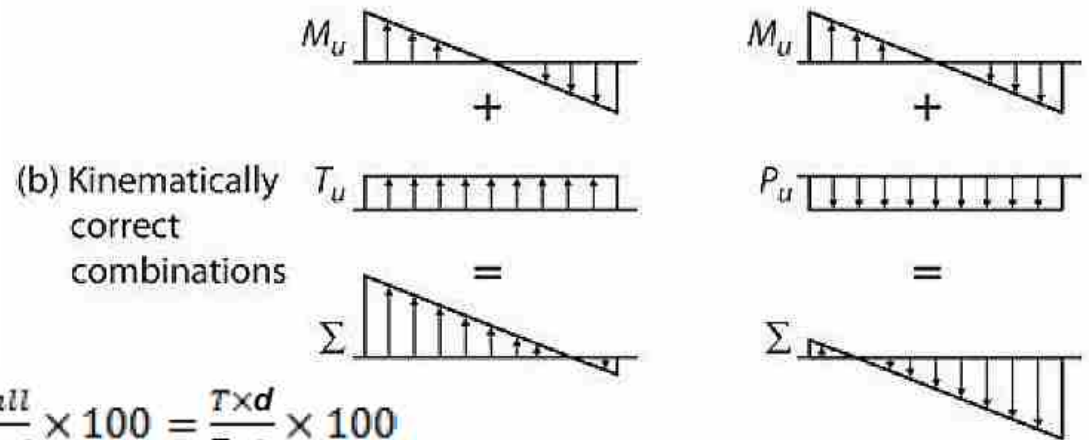
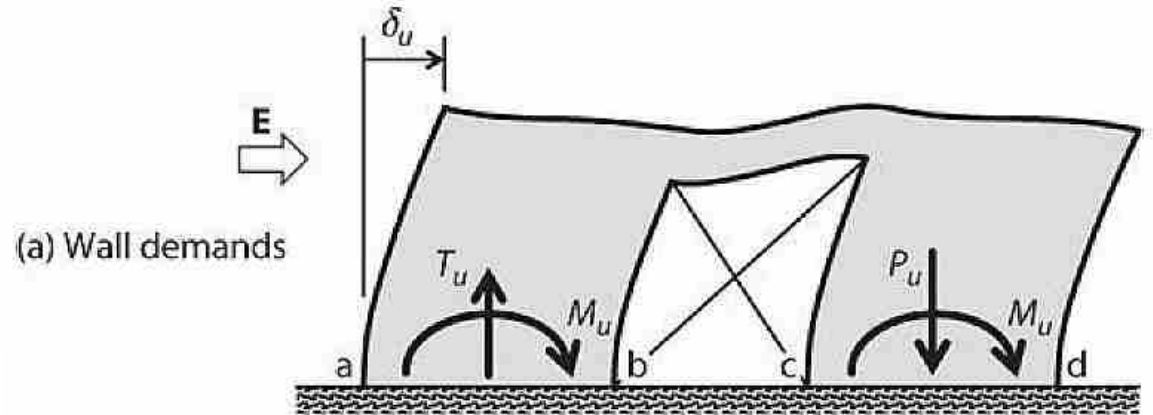
دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله) (Degree of coupling (DOC))



$$M = M_1 + M_2 + Td$$

total



$$\% \text{Coupling Ratio (CR)} = \frac{M_{\text{wall}}}{M_{\text{total}}} \times 100 = \frac{T \times d}{E \times h} \times 100$$

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

BS EN 1998-1:2004

EN 1998-1:2004 (E)

coupled wall

structural element composed of two or more single walls, connected in a regular pattern by adequately ductile beams ("coupling beams"), able to reduce by at least 25% the sum of the base bending moments of the individual walls if working separately

A23.3-14

Design of concrete structures

دیوارهای برشی همبند کامل

Ductile coupled shear wall — a shear wall system that complies with Clauses 21.2 and 21.5 and has ductile shear walls connected by ductile coupling beams where at least 66% of the base overturning moment resisted by the wall system is carried by axial tension and compression forces resulting from shear in the coupling beam(s). This seismic-force-resisting system qualifies for a force modification factor, R_d , of 4.0 in accordance with the *National Building Code of Canada*.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

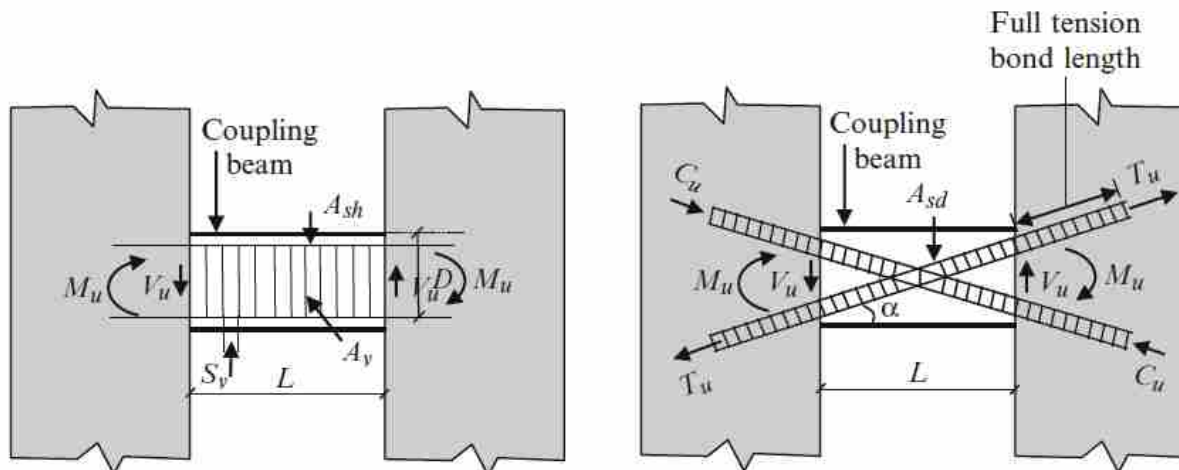
دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

Systems	Rd	Ro	R
Ductile coupled walls	4	1.7	6.8
Ductile partially coupled walls	3.5	1.7	5.95
Ductile shear walls	3.5	1.6	5.6
Moderately ductile-fully coupled shear walls	2.5	1.4	3.5
Moderately ductile-partially coupled shear walls	2	1.4	2.8
Moderately ductile shear walls	2	1.4	2.8

همانطور که دیده شد، در آیین نامه بتن کانادا (در دیوارهای همبند کامل) این ضریب ۶۶ درصد است. ضریب شکلپذیری Rd در این سیستم ۴ (۲.۵) و برای درجه کوپلینگ کمتر (دیوار همبند نسبی) این ضریب ۳.۵ (۲) خواهد بود.

نکته: هرچه این درصد بیشتر شود طراحی تیر همبند سخت تر می شود.
(حداکثر ۷۰٪ قابل طراحی است)



در تحقیقات Harries, K. A. (2001) نیز حداکثر درجه کوپلینگ برای میلگرد گذاری متعارف تیر همبند ۰.۵ و برای میلگرد گذاری قطری تیر همبند ۰.۵۵ توصیه شده است:

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

یکی دیگر از آیین نامه های برزه ای جدید و مشابه کشور، آیین نامه لرزه های ترکیه 2018-TBDY است. در این آیین نامه نیز درجه کوپلینگ حداقل ۰.۳۳ و حداکثر آن ۰.۶۷ معرفی شده است:

4.5.4.4 – Bağ kirişli (boşluklu) perdelerin tanımlanmasında esas alınan *bağ derecesi katsayısı* Ω , Denk.(4.14)'te verilmiştir.

$$\Omega = \frac{c N_V}{M_{DEV}} = \frac{c N_V}{M_1 + M_2 + c N_V} \quad (4.14)$$

4.5.4.5 – Bağ kirişli (boşluklu) perde, Denk.(4.14)'te verilen *bağ derecesi katsayısı*'nın Denk.(4.15)'te tanımlanan koşulu sağladığı taşıyıcı sistem elemanı olarak tanımlanır:

$$\Omega \geq \frac{1}{3} \quad (4.15)$$

Denk.(4.15)'te tanımlanan koşulun sağlanamaması durumunda perde parçalarının her biri *boşluksuz perde* sayılır. Bu koşula ek olarak, perde parçalarında aşırı eksenel kuvvetlerin oluşmasını önlemek bakımından $\Omega \leq 2/3$ koşulunun da sağlanmasına çalışılmalıdır.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)

18.10.9 Ductile coupled walls

۹-۲۰-۷-۱۱ دیوارهای برشی همبند شکل پذیر

۹-۲۰-۷-۱۱-۱ در دیوارهای برشی همبند شکل پذیر ضوابط این قسمت باید رعایت شوند.

۹-۲۰-۷-۱۱-۲ در هریک از دیوارها نسبت $h_{wcs}/l_w \geq 2$ بوده و ضوابط بند ۹-۲۰-۷ باید رعایت شوند.

۹-۲۰-۷-۱۱-۳ در تیرهای همبند باید ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۵ (ضوابط تیرهای همبند) و موارد (الف) تا (پ) رعایت شوند:

الف- در تیرهای همبند در تمام طبقات ساختمان باید نسبت $l_n/h \geq 2$ رعایت شود.

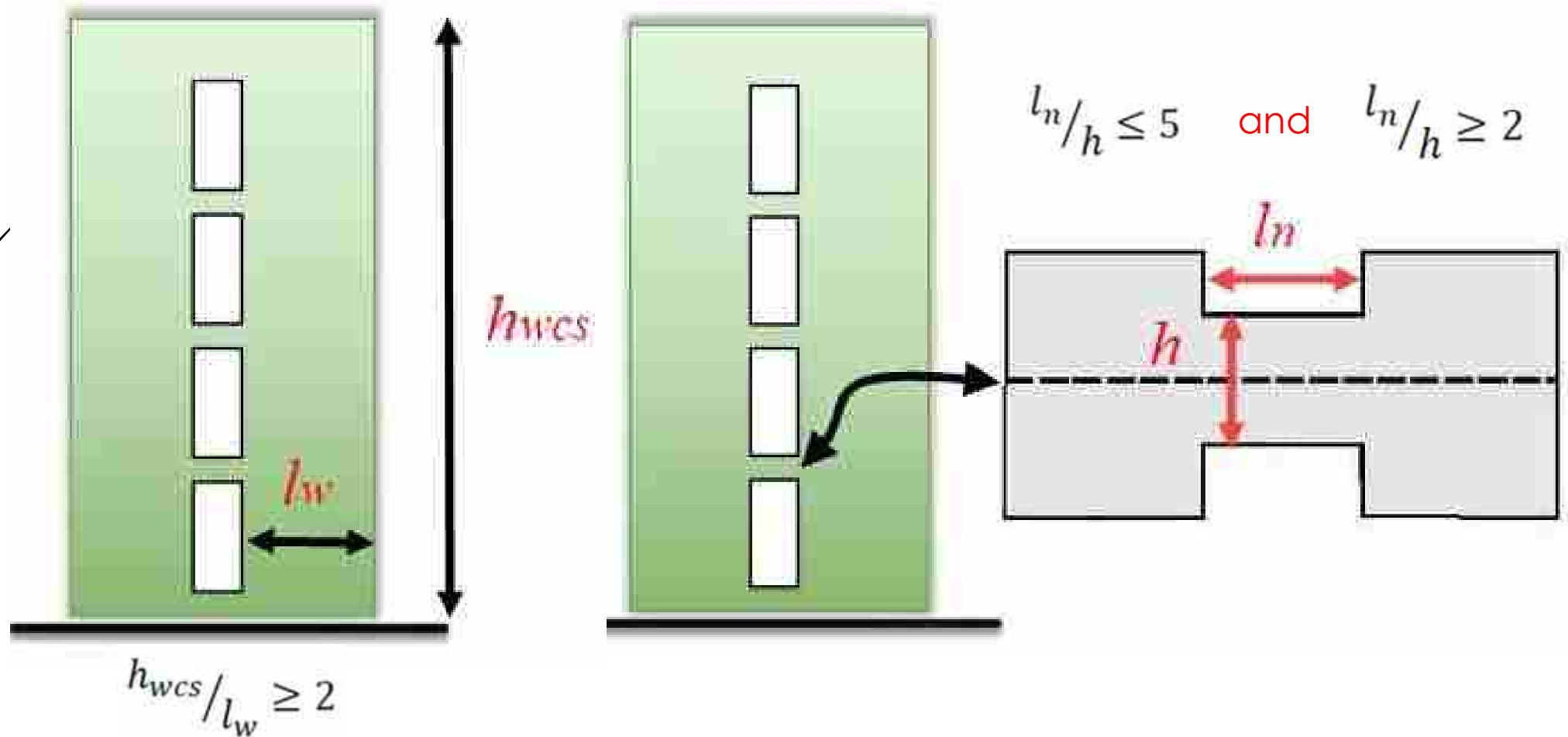
ب- در تمام تیرهای همبند در یک طبقه باید نسبت $l_n/h \leq 5$ برای حداقل ۹۰٪ طبقات ساختمان رعایت شود.

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

18.10.9 Ductile coupled walls

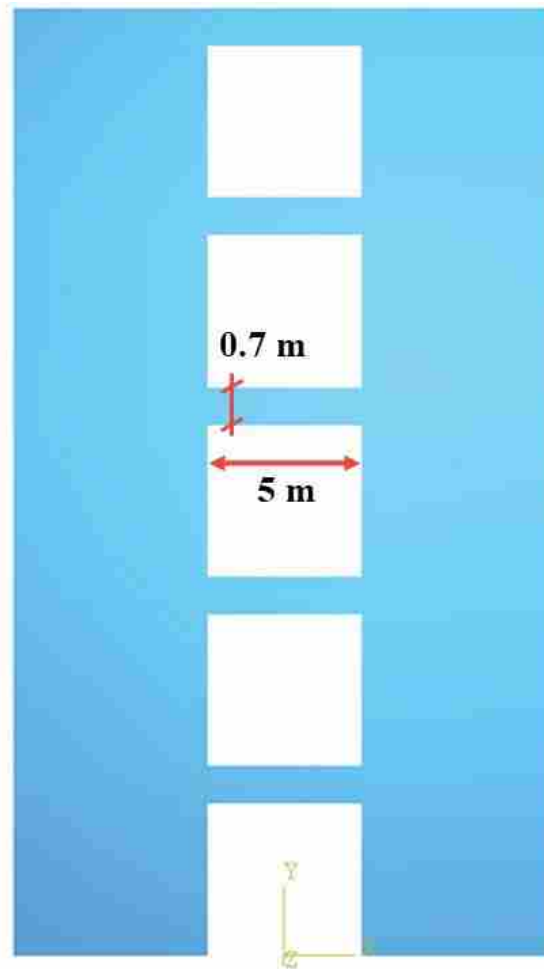


اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

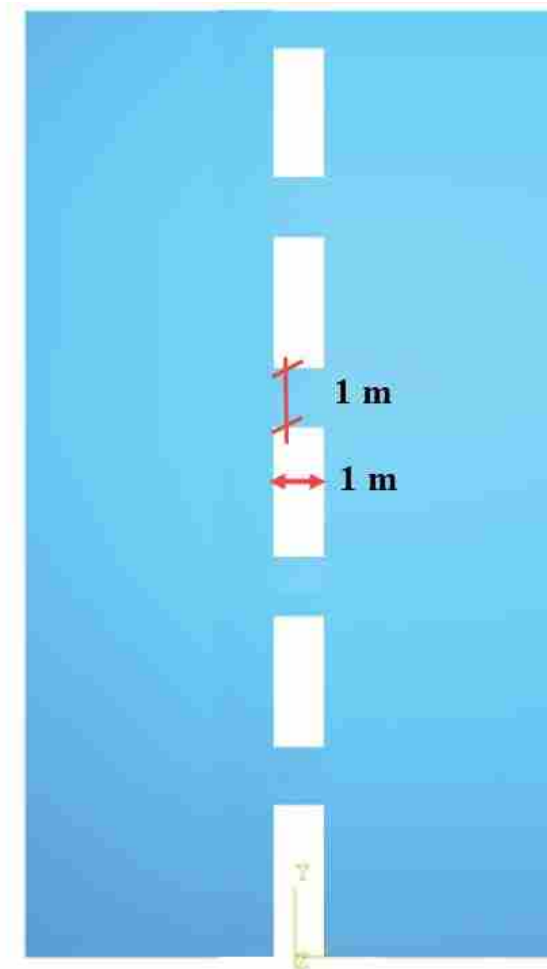
18.10.9 Ductile coupled walls



$$l_n/h \leq 5$$

$$5 / 0.7 = 7.15$$

not ok !



$$l_n/h \geq 2$$

$$1 / 1 = 1$$

not ok!

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای باز شو دار (کوپله)

18.10.9 Ductile coupled walls

ASCE STANDARD

ASCE/SEI

7-22

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	R	Ω_0	C _a	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limits ^d					
					Seismic Design Category					
					B	C	D	E	F	
A. BEARING WALL SYSTEMS										
Reinforced concrete ductile coupled walls	14.2	5	8	2½	8	NL	NL	160	160	100
Cross laminated timber shear walls	14.5		3	3	3	65	65	65	65	65
Cross laminated timber shear walls with shear resistance provided by high aspect ratio panels only	14.5		4	3	4	65	65	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS										
Reinforced concrete ductile coupled walls	14.2	6	8	2½	8	NL	NL	160	160	100
Steel and concrete coupled composite plate shear walls	14.3		8	2½	5½	NL	NL	160	160	100
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES...										
Reinforced concrete ductile coupled walls	14.2	7	8	2½	8	NL	NL	NL	NL	NL
Steel and concrete coupled composite plate shear walls	14.3		8	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL

REINFORCED CONCRETE DUCTILE COUPLED WALL: A seismic force-resisting system with a minimum height of 60 feet as defined in ACI 318-19 Section 2.3 and complying with ACI 318-19 Section 18.10.9. (18 m)

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۷- طراحی تیرهای همبند (در دیوارهای کوپله)

ضوابط تیرهای ویژه

۲۰-۷-۵-۱ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه

آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگتر از ۴ می باشد، $(\frac{l_n}{h} \geq 4)$ ،

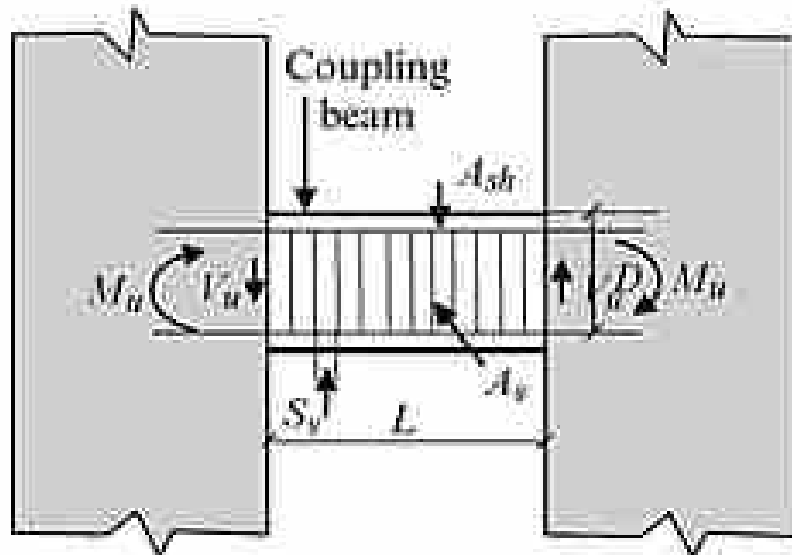
باید الزامات بند ۲۰-۶-۲، با فرض آن که لبه های دیوارها به

عنوان تکیه گاه های ستونی عمل می کنند، رعایت شوند. در

صورتی که بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب

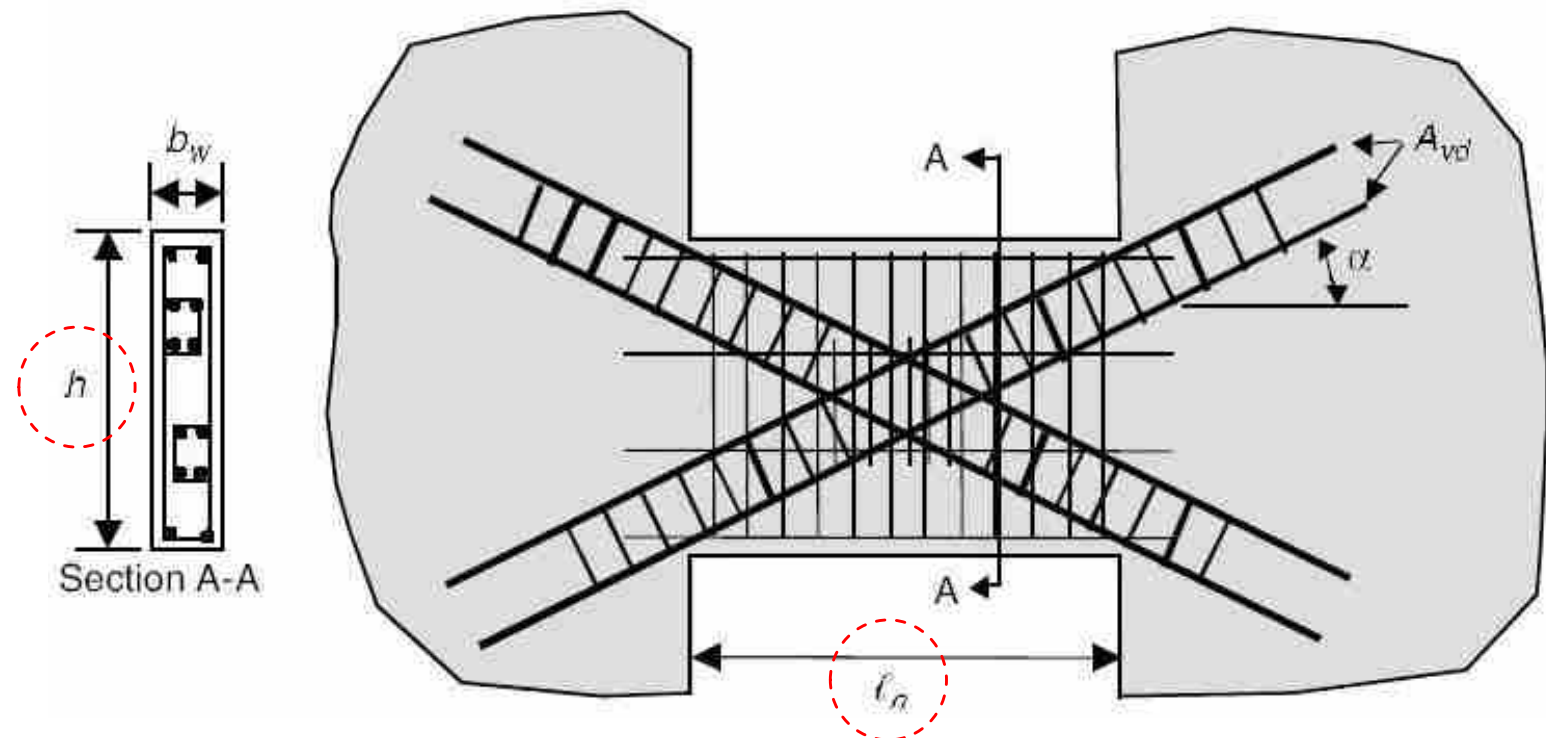
است، لزومی به اعمال ضوابط بندهای ۲۰-۶-۲-۱ «ب» و «پ»

نمی باشد.



دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۹-۲-۵-۲ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، کوچکتر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$)، و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می باشند، استفاده گردد.



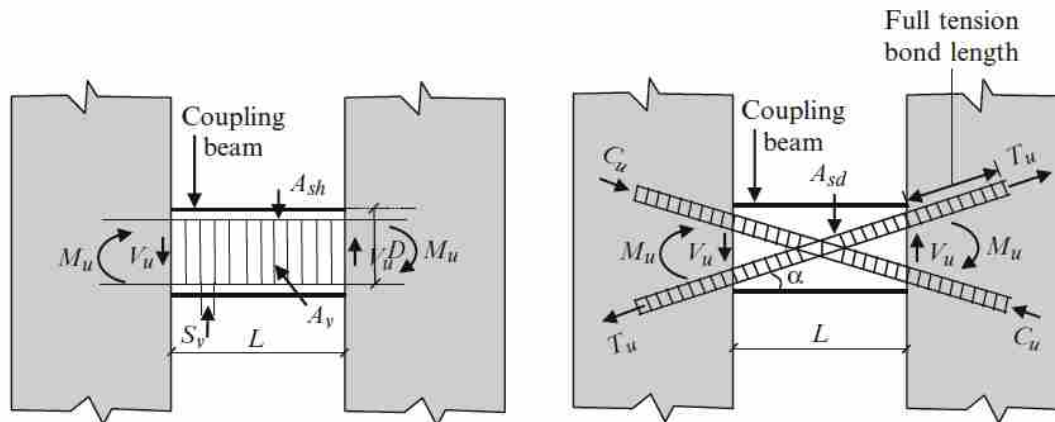
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۷- طراحی تیرهای همبند (در دیوارهای کوپله)

۲۰-۷-۵-۳ در تیرهای همبندی که هیچ کدام از شرایط بندهای ۲۰-۷-۵-۱ یا ۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، می توان از دو گروه میلگردهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده اند و یا از آرماتورهایی مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۶-۲ تا ۲۰-۶-۴ و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه های ستونی، استفاده نمود.

ضوابط آرماتورهای طولی و عرضی
قاب ویژه

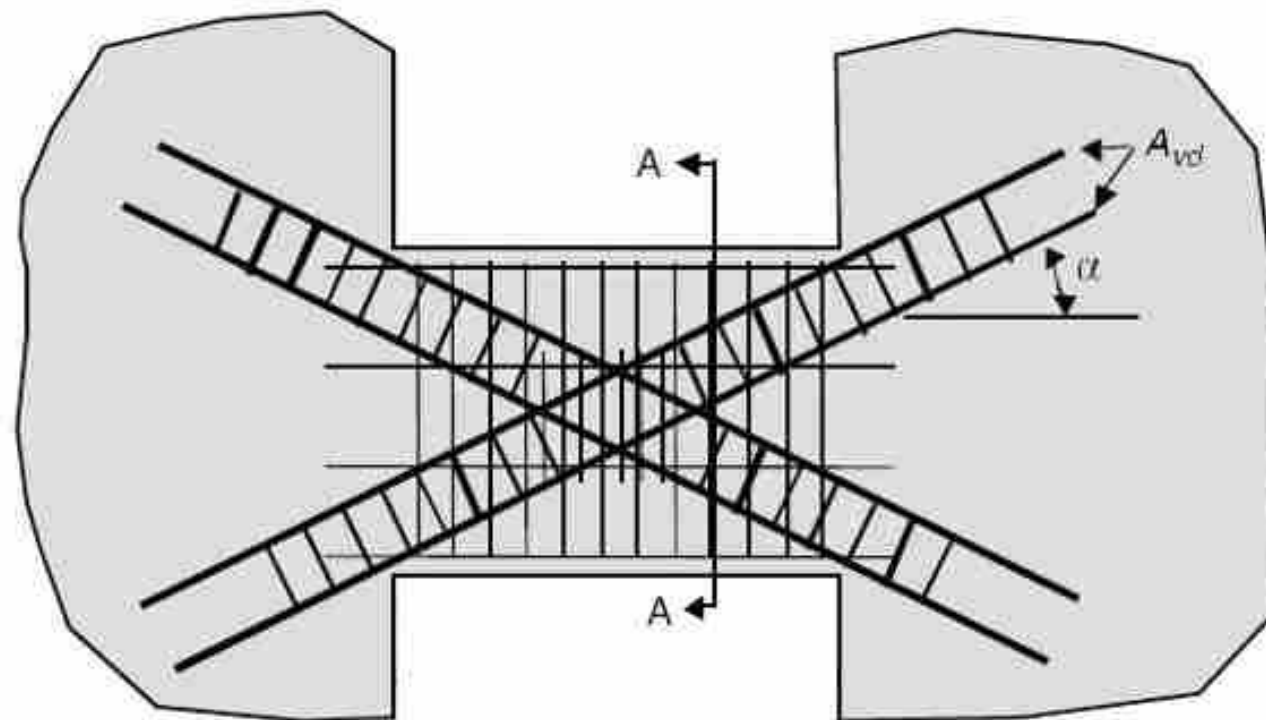


اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۷- طراحی تیرهای همبند (در دیوارهای کوپله)

دو نوع آرماتورگذاری برای میلگردهای قطری و تیر همبند در این حالت متصور است:



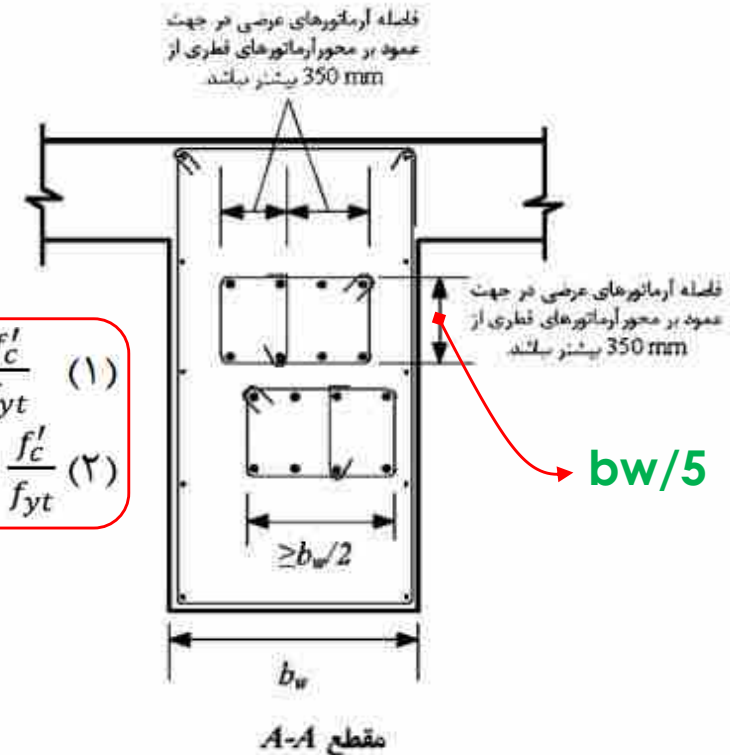
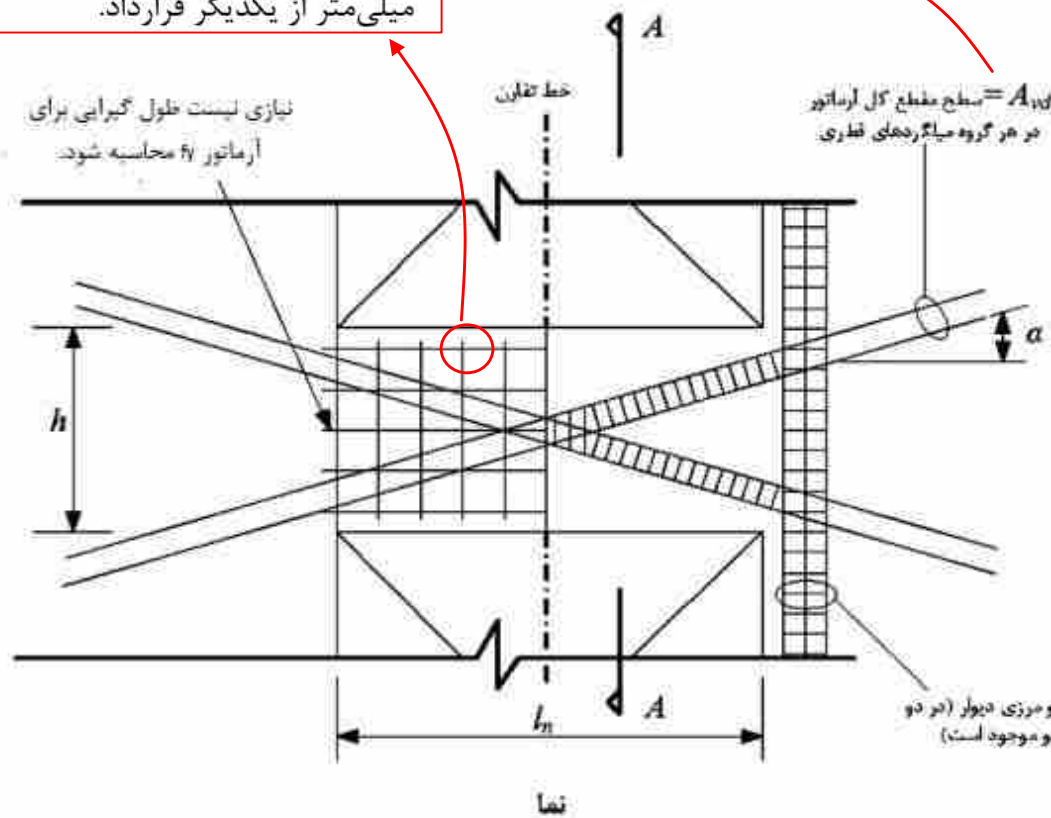
اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه) محصور شدگی تیر همبند (روش سخت تر - تمرکز بر میلگردهای قطری)

در اطراف محیط مقطع تیر باید
مقداری آرماتور طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر
امتداد برابر با حداقل $0.002b_ws$ و به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی متر از یکدیگر قرارداد.

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 6d_b \\ s_0 \end{array} \right.$$

$$100 \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150$$



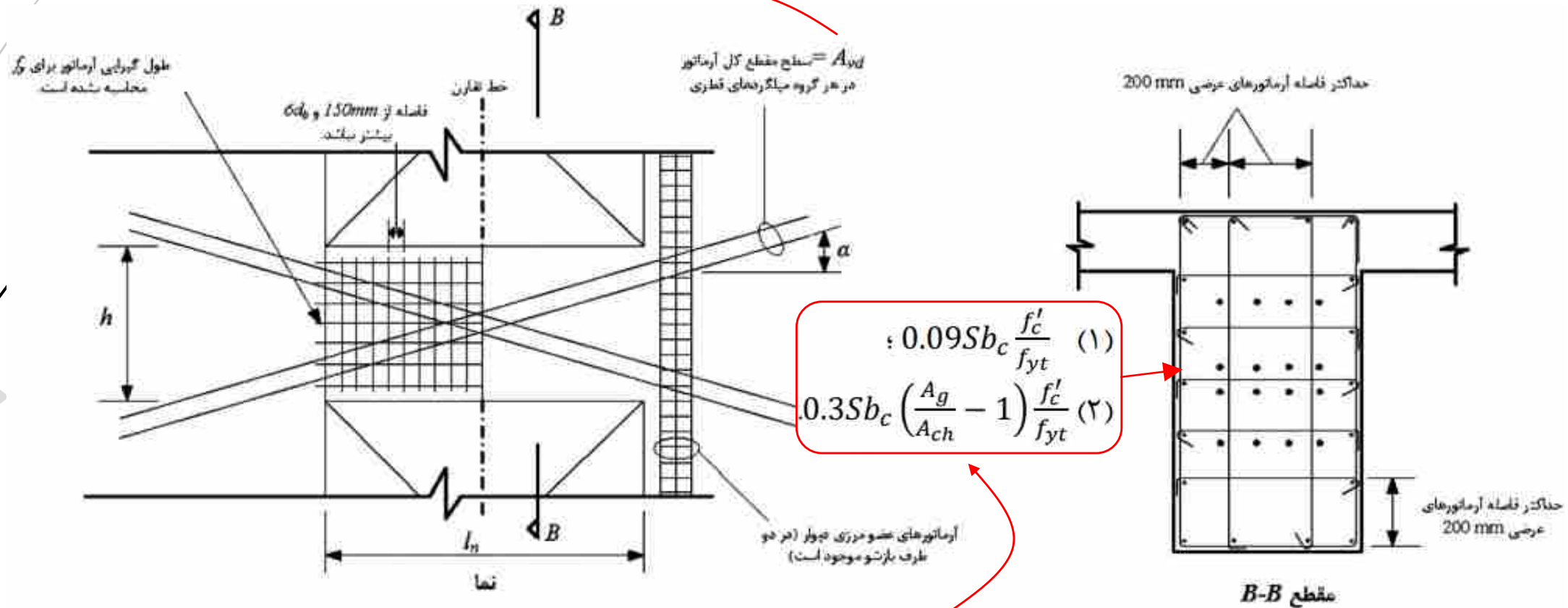
$$0.09Sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (1)$$

$$0.3Sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

سطح مقطع آرماتور عرضی آرماتورهای قطری A_{th}
مشابه ستونهای ویژه

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه) محصور شدگی تیر همبند (روش ساده تر - تمرکز بر تیر همبند)

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

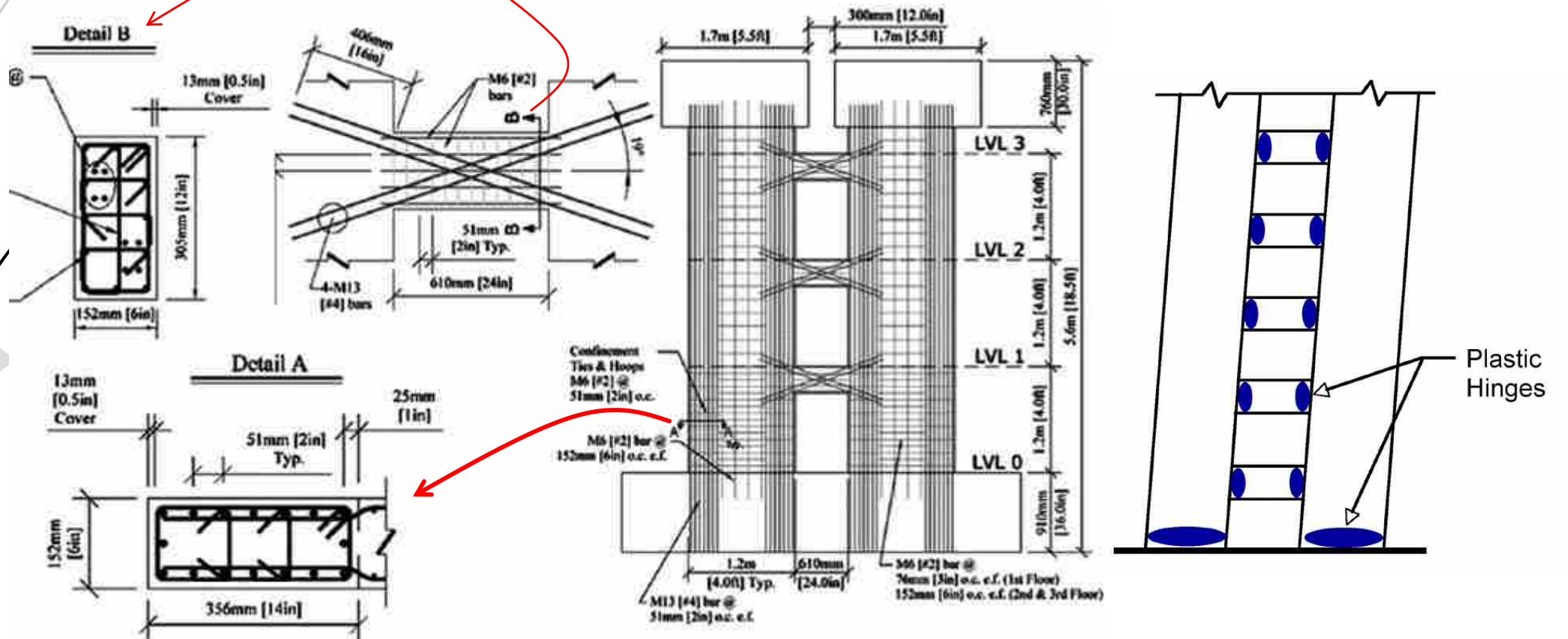


سطح مقطع آرماتور عرضی آرماتورهای تیر همبند A_{th}
مشابه ستونهای ویژه

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

جمع بندی محلهای خرابی و آرماتورگذاری - تمرکز بر تیر همبند



با تشکر از توجه شما

 **@ISTAINS**

 **@Faroughi.alireza**