

به نام خدا



سازمان نظام مهندسی ساختمان

استان خراسان
شمالی

جزئیات آرماتور بندی با توجه به سطح شکل پذیری

سازه های بتنی

زمستان ۱۴۰۰

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 :

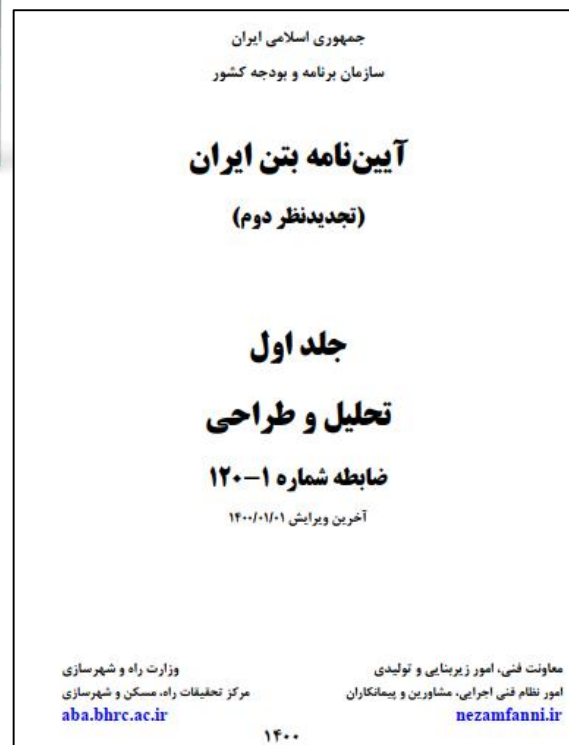
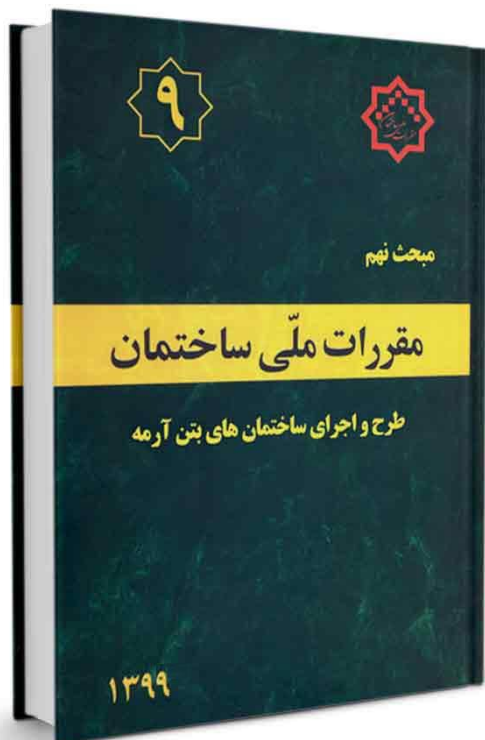
۱- طراحی لرزه ای و آرماتورگذاری دیافراگم

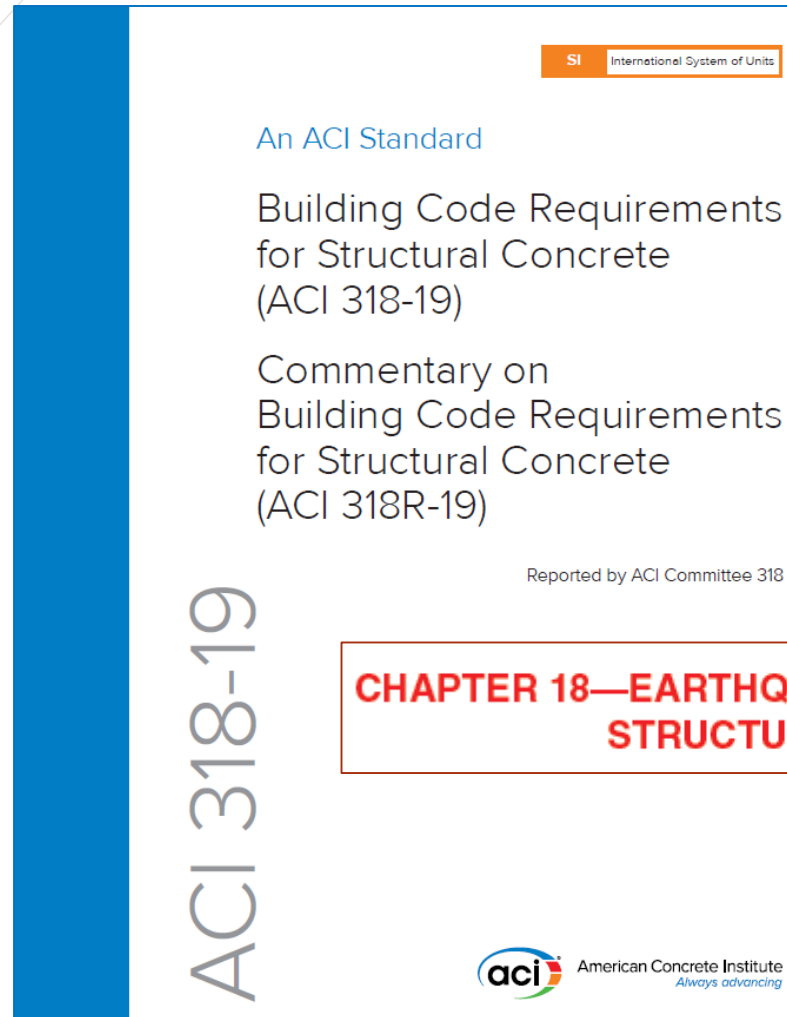
۲- اهم ضوابط لرزه ای و آرماتورگذاری قابهای خمشی تیر - ستونی متوسط

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

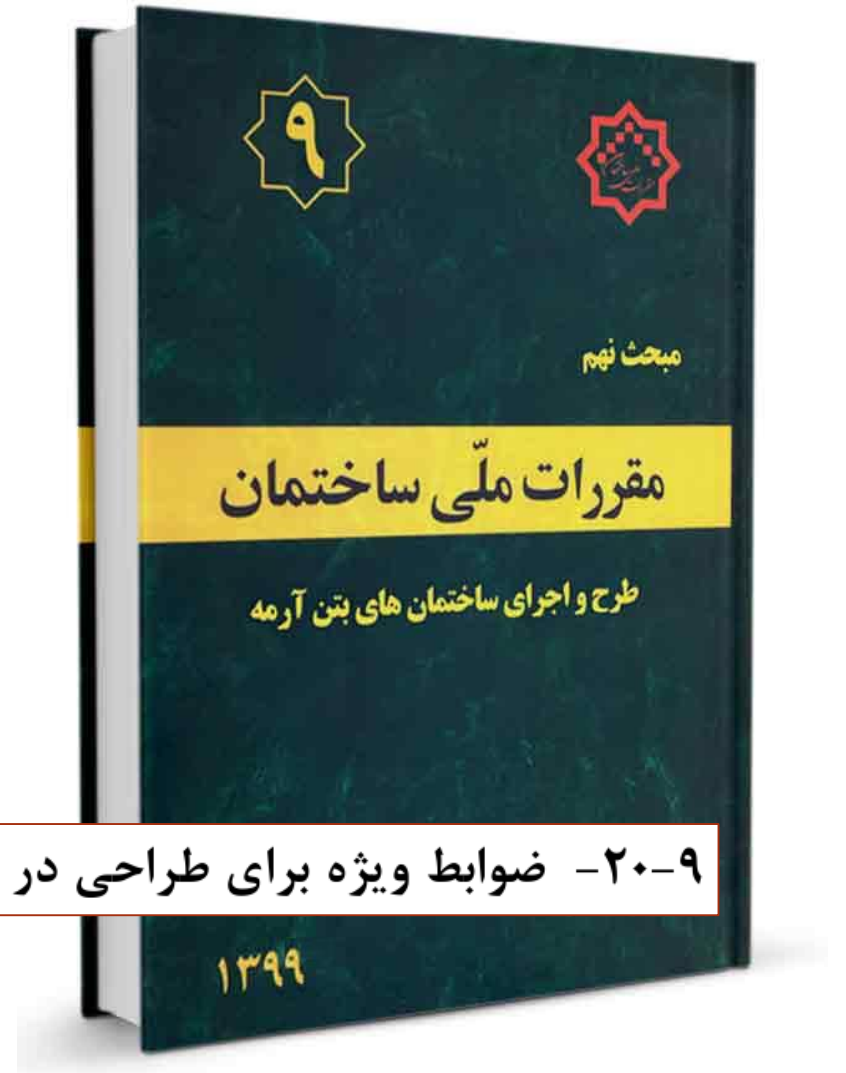
۵- اهم ضوابط لرزه ای و آرماتورگذاری دیوارهای برشی (ویژه)، المانهای مرزی

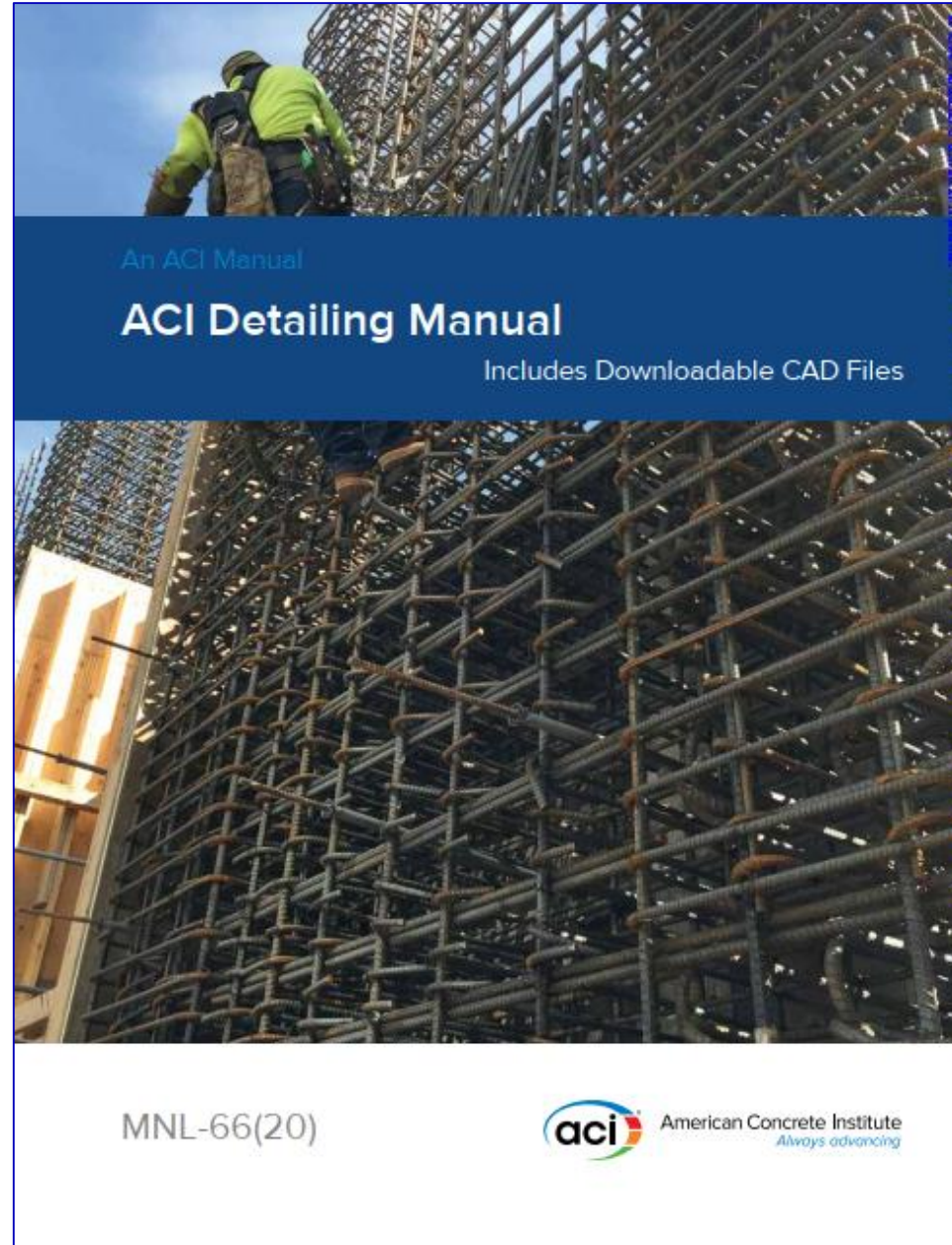




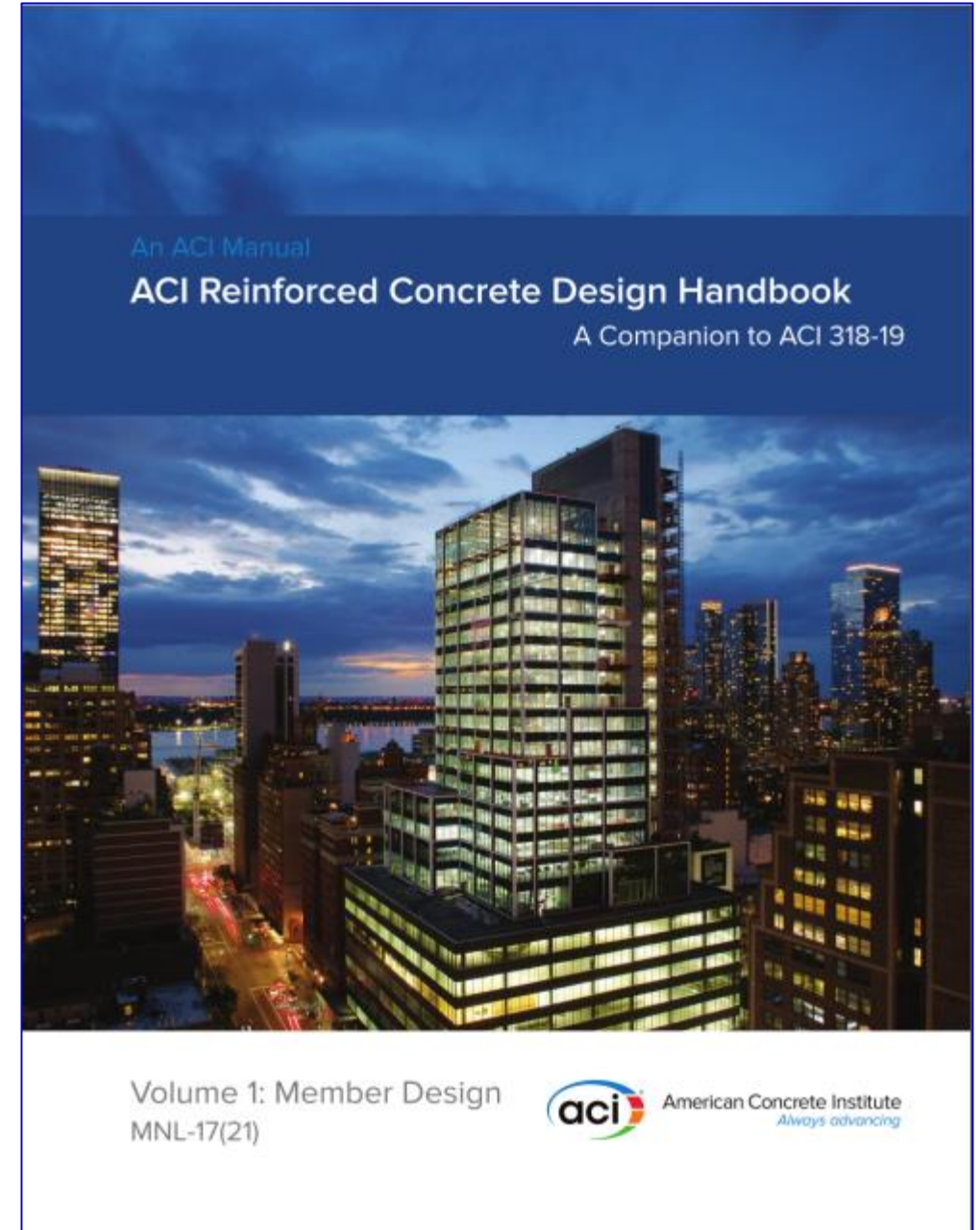
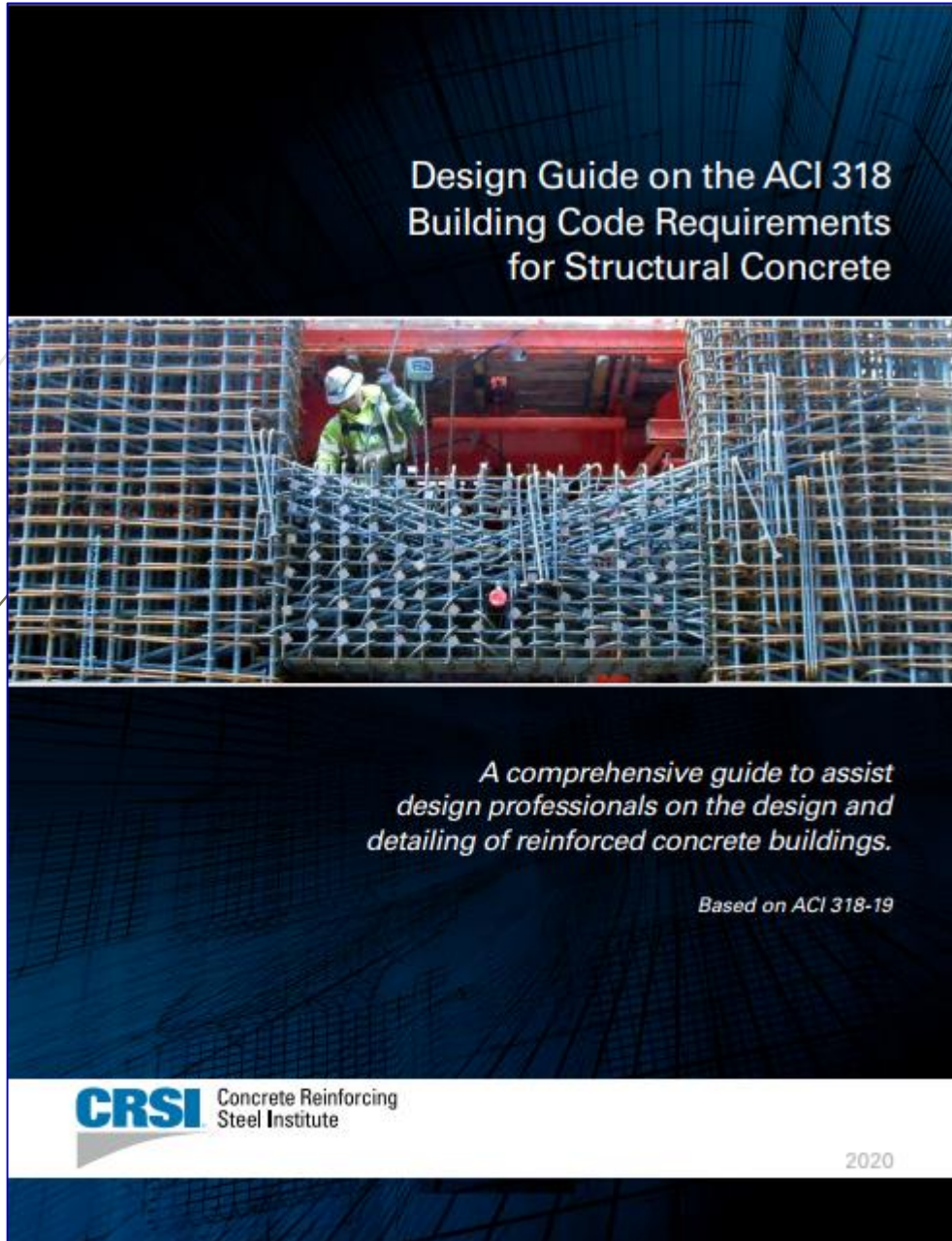
**CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT
STRUCTURES**

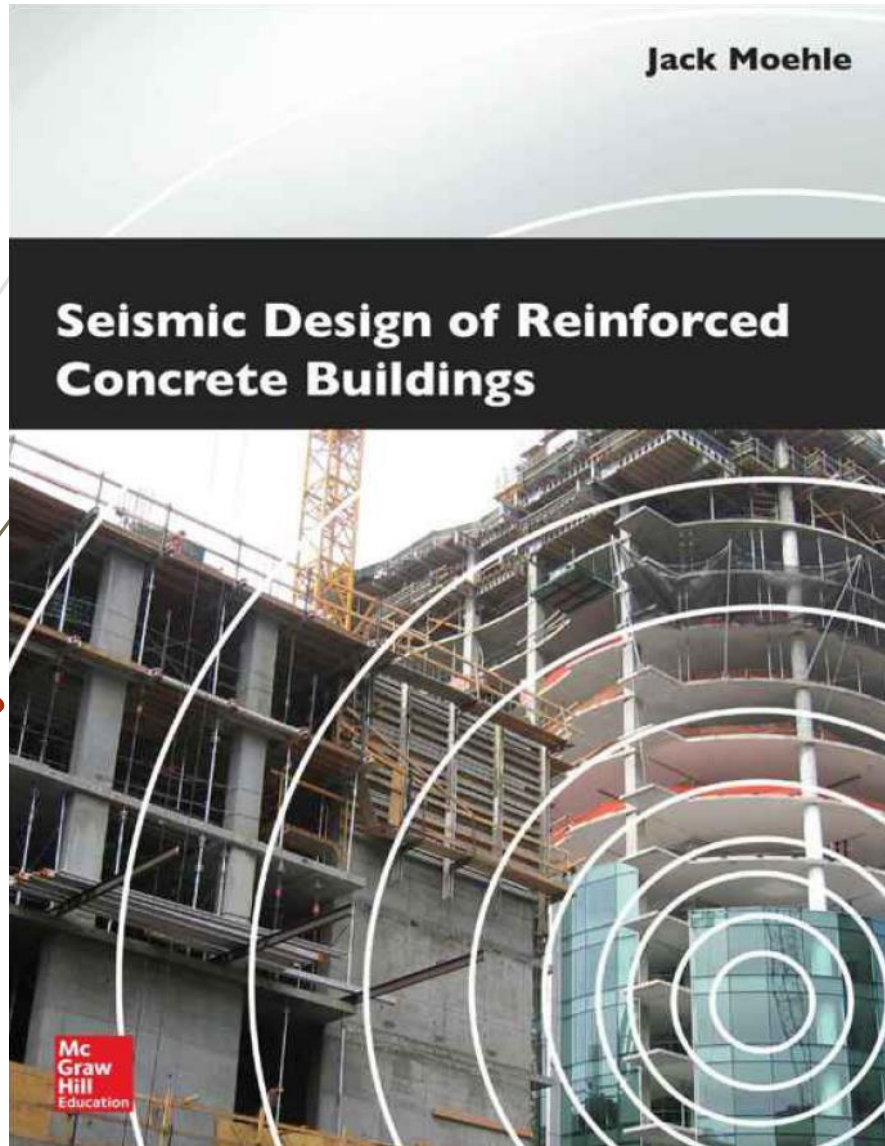
۹-۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله





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



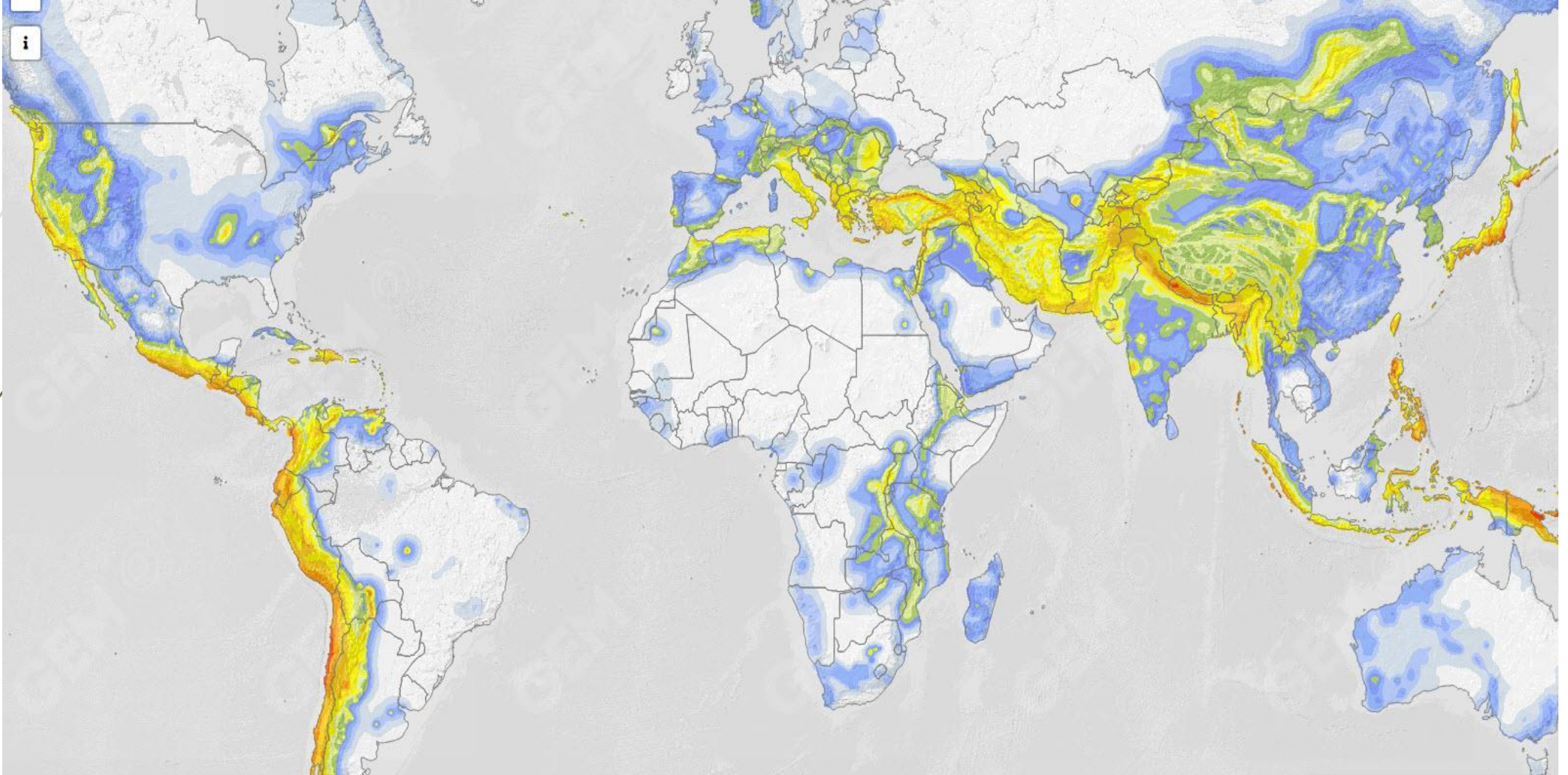
Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames

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>



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
زیاد (ویژه)	متوسط	کم (معمولی)	
بند ۶-۲۰-۹	بند ۵-۲۰-۹	بند ۳-۲۰-۹	قابهای خمشی
بند ۷-۲۰-۹	-	بند ۴-۲۰-۹	دیوارهای سازه‌ای
بند ۸-۲۰-۹	بند ۸-۲۰-۹	-	دیافراگم‌ها و خرپاها
بند ۹-۲۰-۹			شالوده‌ها

۱- آیین نامه کانادا

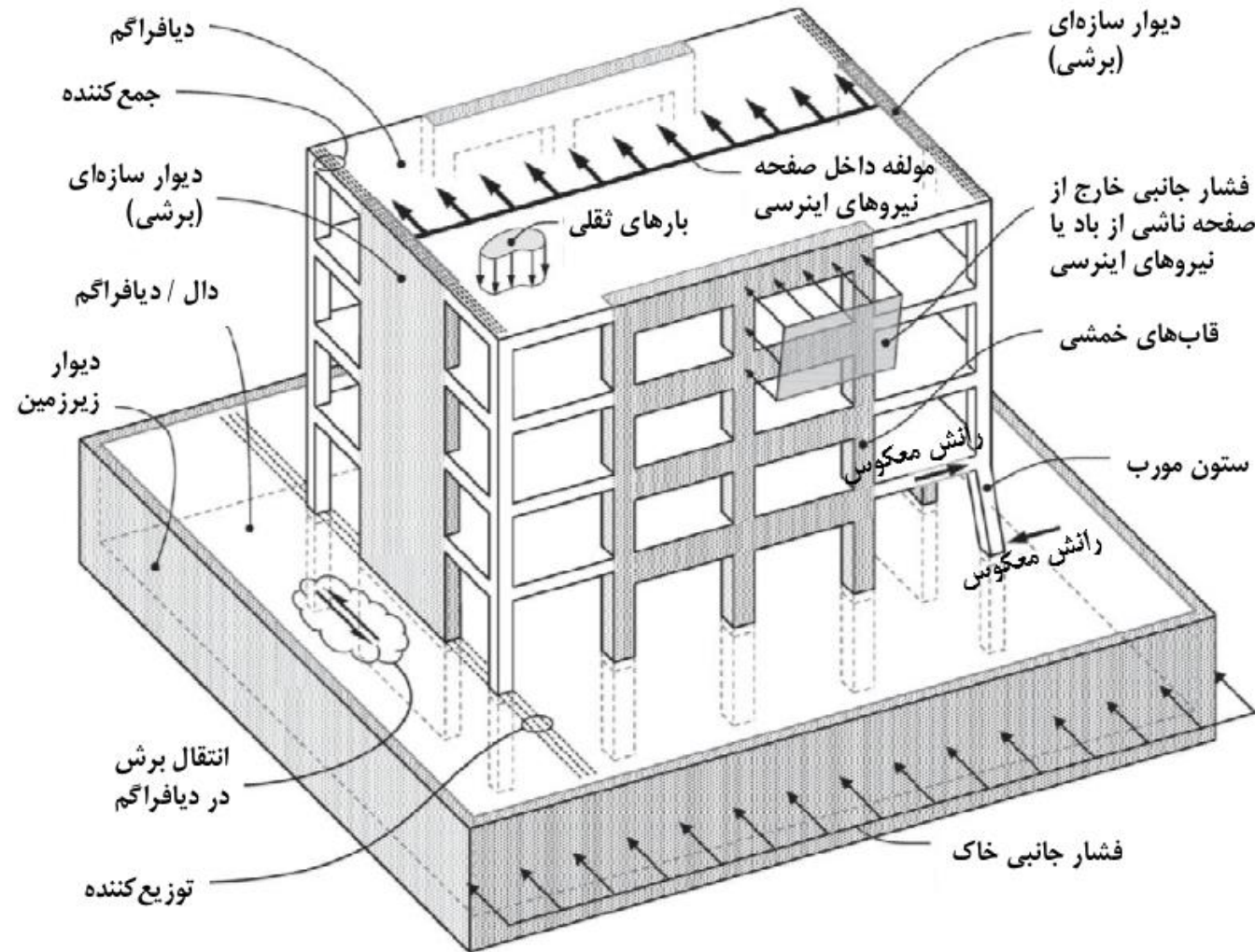
۱-۱- آیین نامه بارگذاری ۲۰۱۵

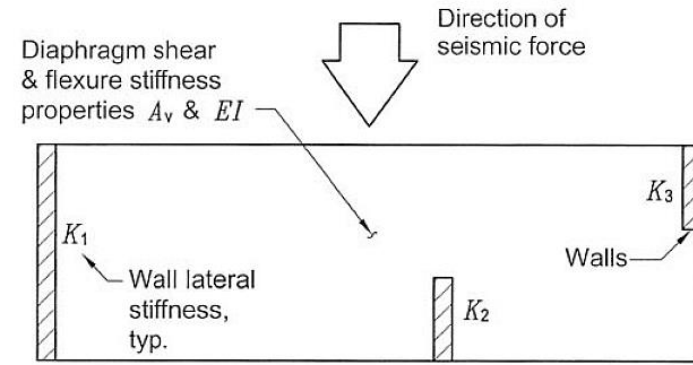
الف- رابطه بار جانبی:

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

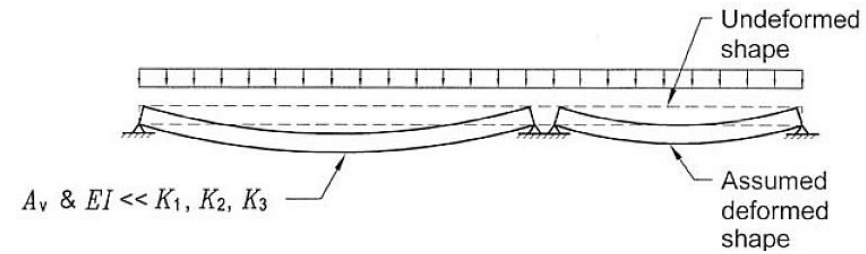
Systems	Rd	Ro	R
Ductile coupled walls	4	1.7	6.8
Ductile partially coupled walls	3.5	1.7	5.95
Ductile shear walls	3.5	1.6	5.6
Moderately ductile-fully coupled shear walls	2.5	1.4	3.5
Moderately ductile-partially coupled shear walls	2	1.4	2.8
Moderately ductile shear walls	2	1.4	2.8

۹-۱۴- دیافراگم‌ها

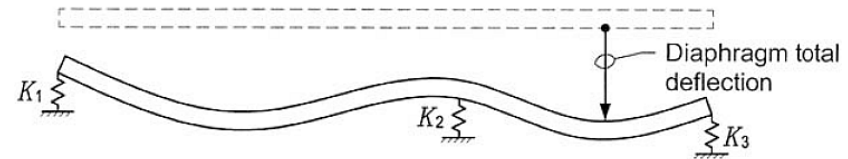




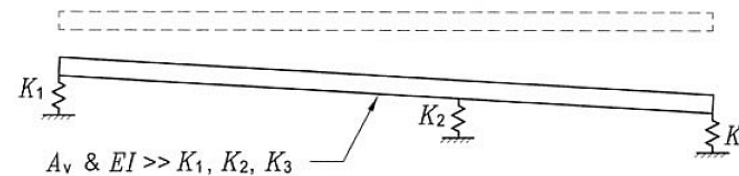
(a) EXAMPLE DIAPHRAGM PLAN



(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

پیوست ۴

دیافراگمها

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 می شود. دیافراگمهای از نوع دال بتنی یا ورقهای فلزی همراه با بتن آرمه 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.

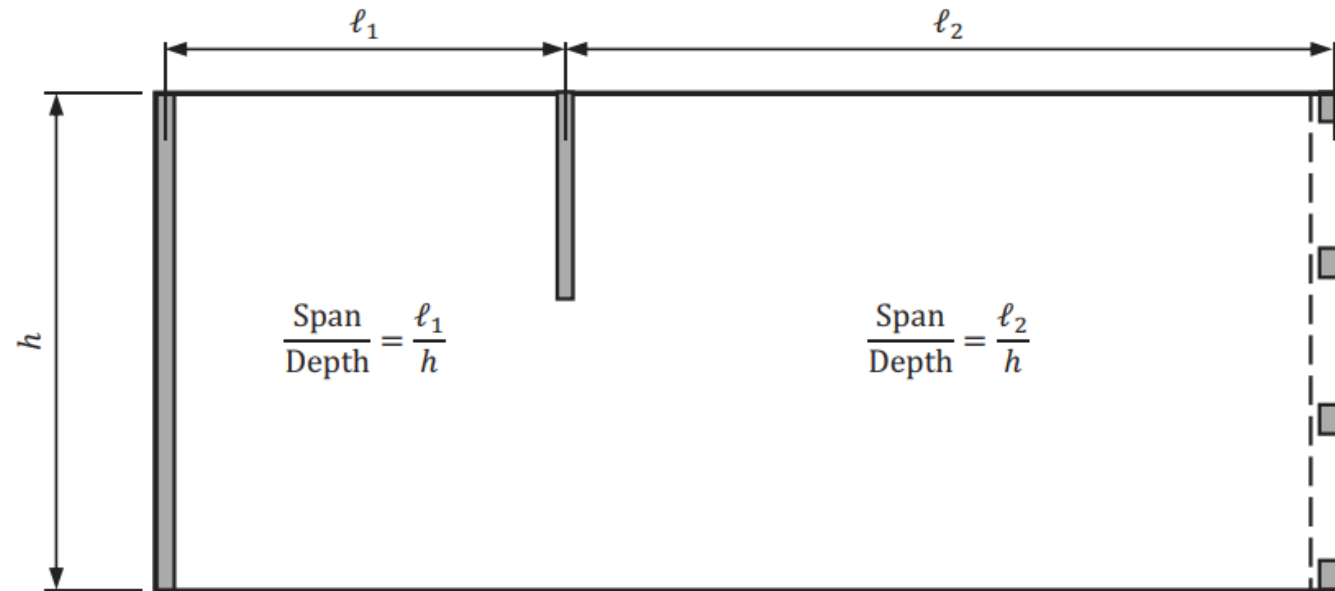
۳- انواع دیافراگمها از نظر صلبیت و انعطاف پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند تکیه گاههای دیافراگم (تیر ورق) عمل می نمایند. جامع ترین 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 سه بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه جویی در وقت در دیافراگمهای متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک بهم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می باشند، مطلوب تر است از روشهای ساده شده استفاده شود.

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.



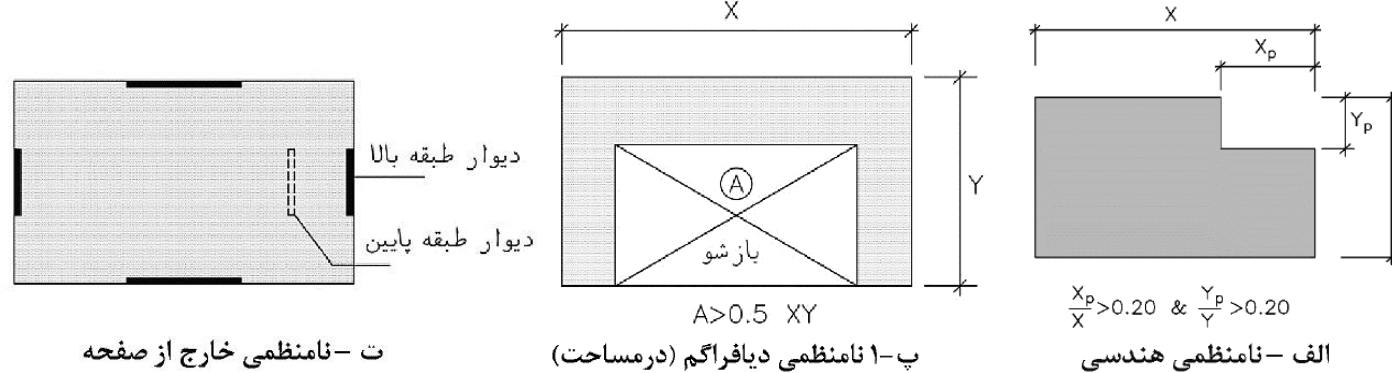
ضوابط لرزه ای دیافراگم

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:

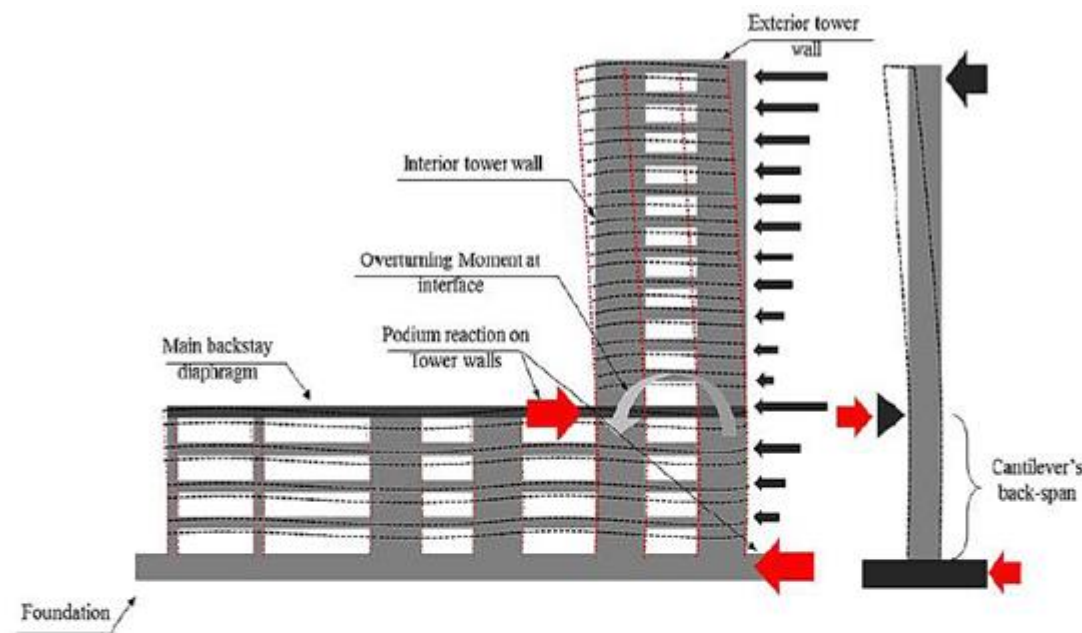
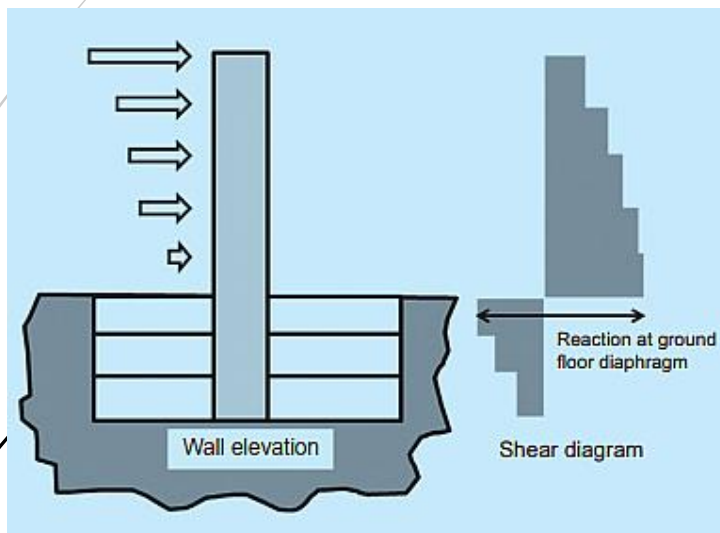


A.6.2 Building Code Requirements PEER/ATC 72-1

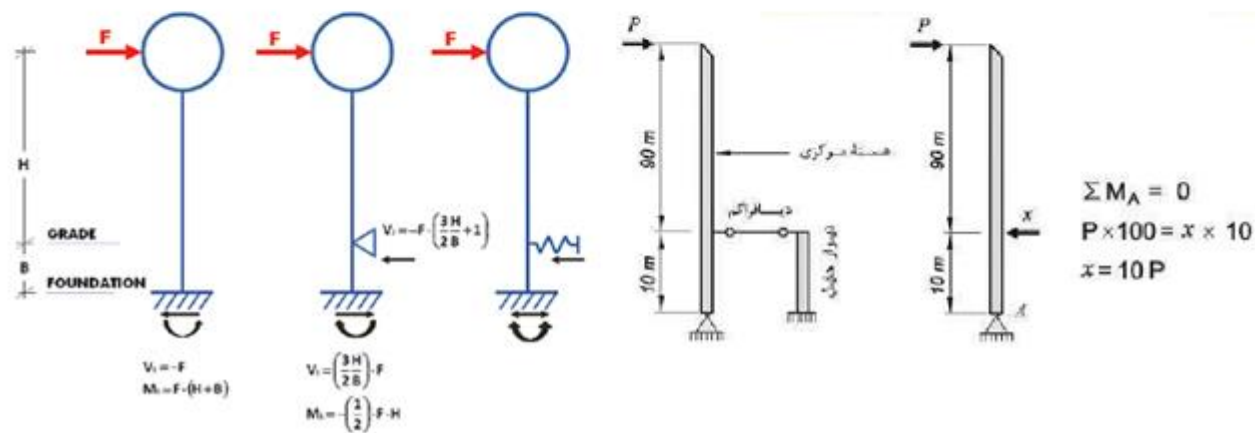
Prior to 2005, building codes did not regulate the choice between diaphragm modeling assumptions. Beginning with ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2006), use of a rigid diaphragm assumption for concrete diaphragms required that no horizontal irregularities be present in the building. Diaphragms in buildings not meeting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

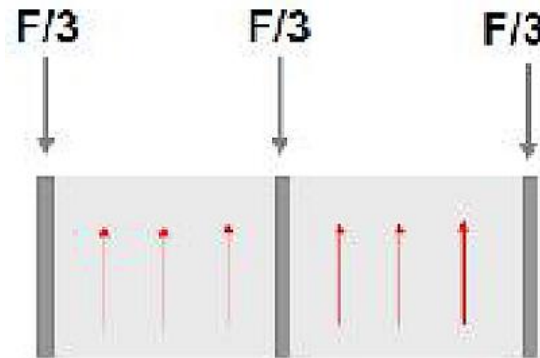
PEER/ATC 72-1

کاربرد	شرح	رابطه	کاربرد	شرح	رابطه
عموماً برای دیافراگم بتن و بتن روی عرشه‌ی فولادی کاربردی نیست. به طور متداول برای دیافراگم‌های چوبی و عرشه‌های فولادی بدون روبه (ی بتنی) مورد استفاده قرار می‌گیرند. عموماً به جای نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای با محاسبات دستی یا صفحه گسترده (مثل اکسل) استفاده می‌شوند.	فرض می‌شود دیافراگم در مقایسه با المان‌های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ای بی‌نهایت انعطاف پذیر باشد. دهانه‌های دیافراگم دهانه‌های ساده‌ی برشی در نظر گرفته می‌شوند و توزیع نیروهای جانبی بین المان‌های قائم بر مبنای جرم مربوطه است.	دیافراگم انعطاف پذیر	این فرض متداول ترین رویکرد مدلسازی دیافراگم‌های بتنی و بتن روی عرشه‌ی فولادی می‌باشد. به طور گسترده در نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای تجاری موجود برای ساختمان‌ها استفاده می‌گردد.	فرض می‌شود دیافراگم در مقایسه با المان‌های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ای بی‌نهایت صلب باشد. توزیع نیروهای جانبی بر مبنای سختی نسبی المان‌های قائم است. اختلاف‌های بین مرکز جرم و سختی منجر به پیچش پلان می‌شود که بین المان‌های قائم توزیع می‌گردد.	دیافراگم صلب
			کاربرد	شرح	رابطه



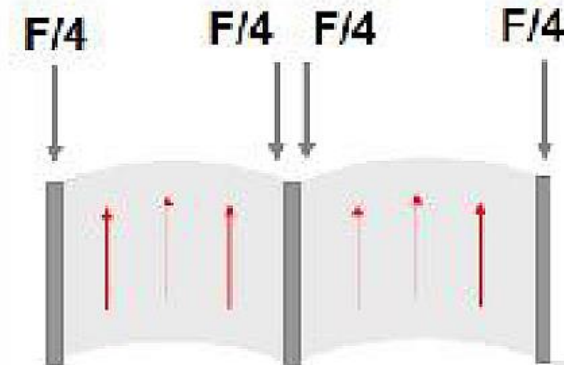
در مدل تحلیلی، سختی دیافراگم محدود گنجانده شده است. سختی بر مبنای ضخامت، ابعاد و مشخصات مصالح دیافراگم محاسبه می‌شود.	واقعی ترین مدل، اما برای به کار بردن (اعمال)، زمان بر تر و دشوار تر. موجود در بعضی نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای سه بعدی. باید به منظور مدل کردن دیافراگم‌ها در آثار backstay مورد استفاده قرار گیرد.	دیافراگم نیمه صلب
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------

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

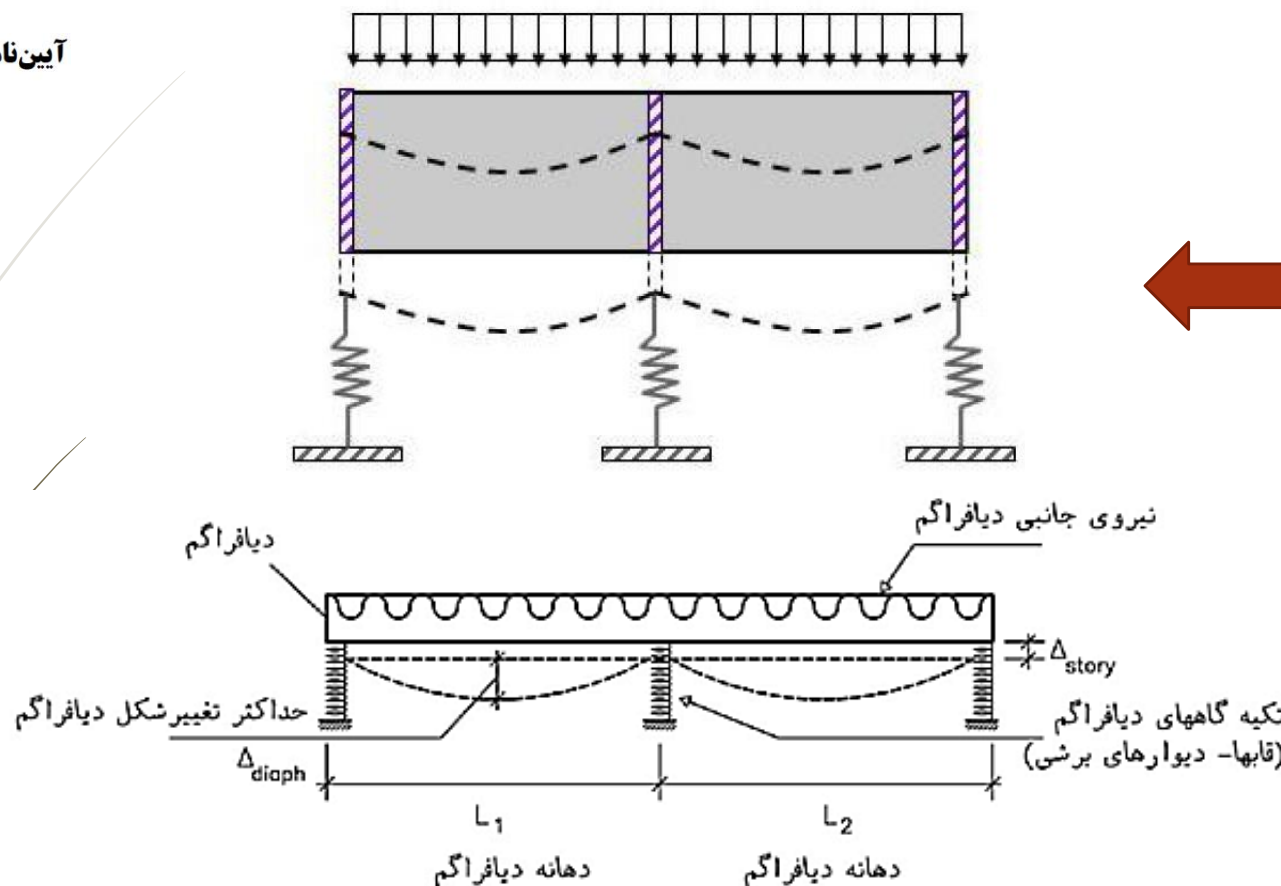
آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۴)

پیوست ۴

دیافراگم ها



شرط صلبیت و نحوه محاسبه آن :
در روبرو پلان یک دیافراگم تحت بار جانبی گسترده نمایش داده شده است. اعضای باربر جانبی (قاب های خمشی، دیوار های برشی، مهاربندها) تکیه گاه های این سقف هستند که متناسب با سختی خود، همانند فنر معادل شده اند: (مقطع سقف نیز مانند تیر مدل شده است)

ASCE7

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

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

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

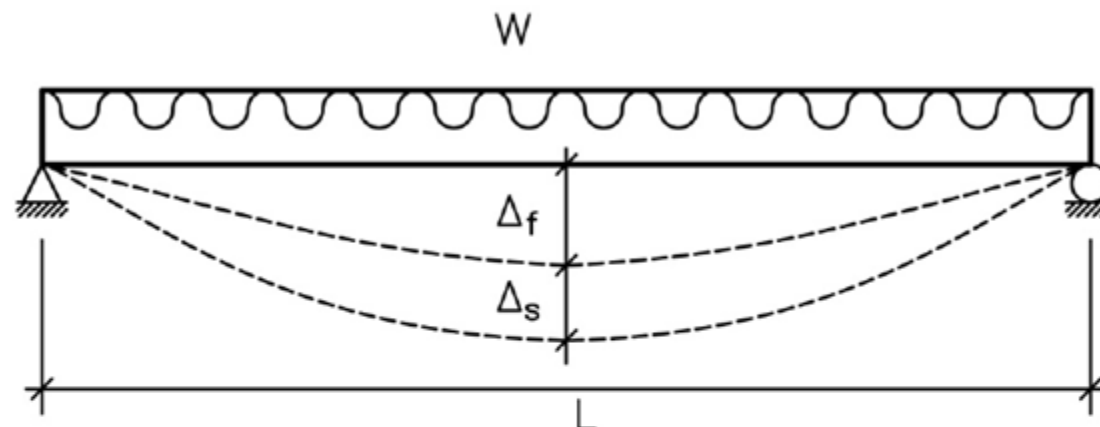
استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۴)

پیوست ۴

دیافراگم ها

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



تغییر شکل خمشی $\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$

تغییر شکل برشی $\Delta_s = \frac{\alpha wL^2}{\lambda AG}$

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

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

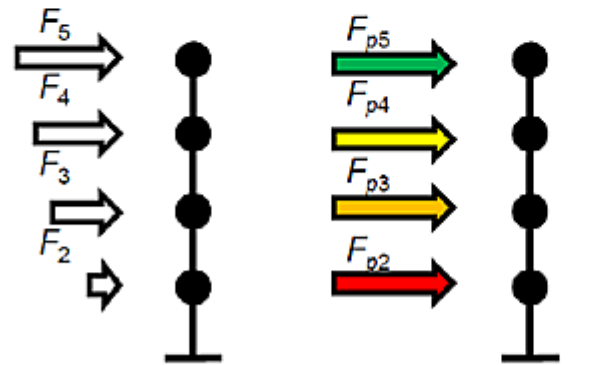
Floor and roof diaphragms shall be designed to resist design seismic forces from the structural analysis, but shall not be less than that determined in accordance with Eq. 12.10-1 as follows:

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

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.



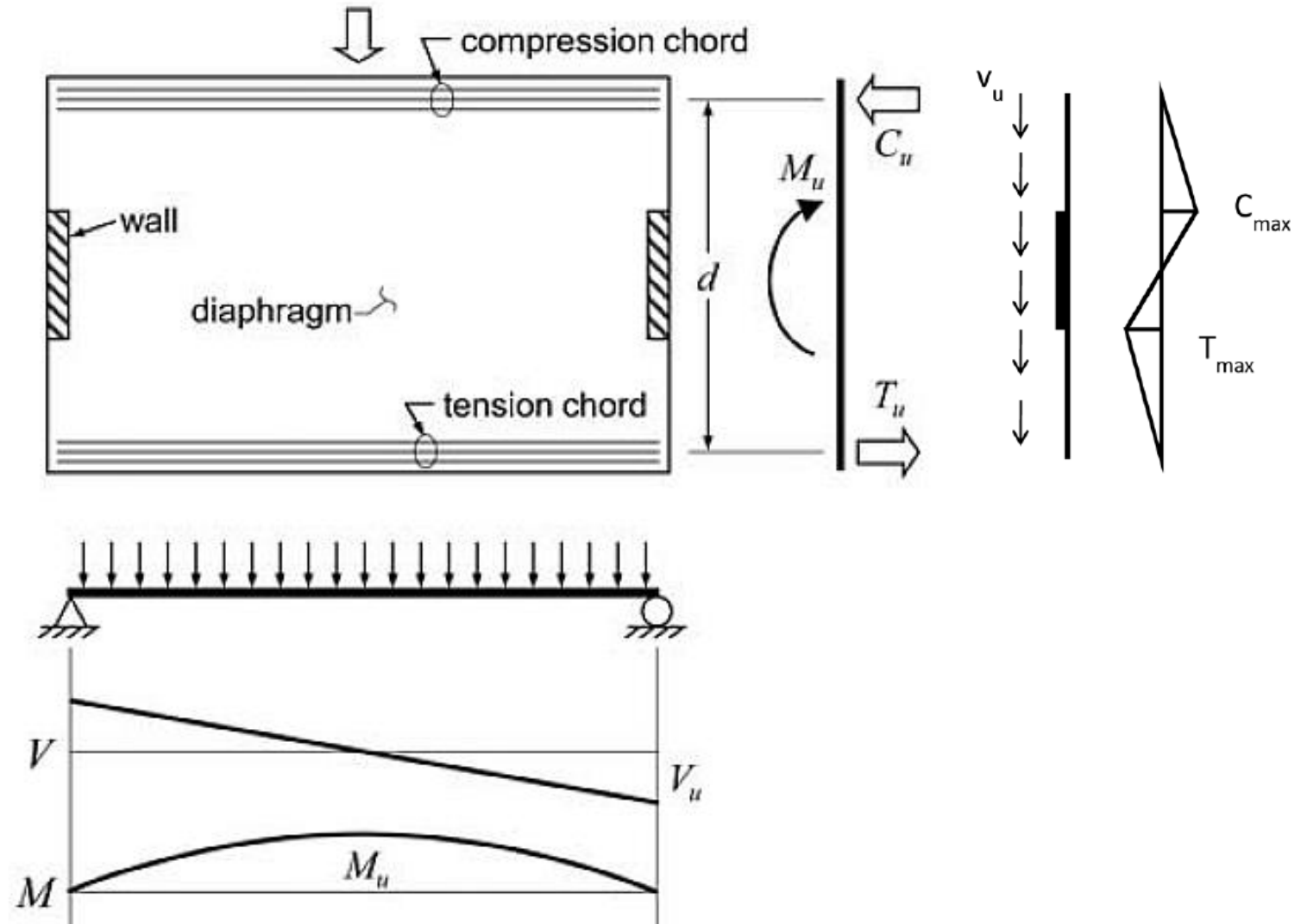
Building design forces

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)

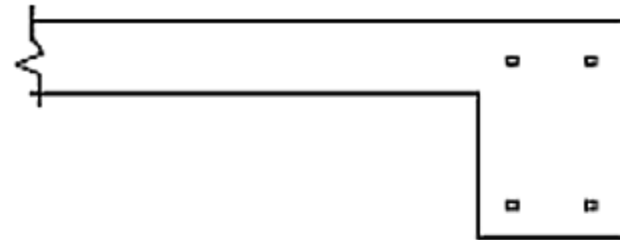
دال ها سیستم های پوشش کف هستند که عمدتاً برای تحمل بارهای ثقلی به کار برده می شوند. علاوه بر آن، دال ها می توانند با عملکرد میانصفحه ای، نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را از یک جزء قائم مقاوم جانبی به اجزای دیگر منتقل نمایند و همچنین به عنوان مهاربندی خارج از صفحه برای سایر بخش های ساختمان عمل نمایند.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

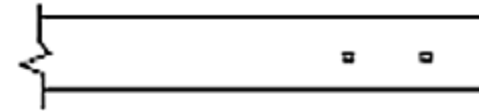
همانگونه که از نام آن روشن است، تیرهایی هستند که در لبه های بیرونی دال و لبه بازشوهای داخلی اجرا می گردند. این تیرها با هدف تأمین ظرفیت خمشی داخل صفحه دیافراگم در راستای اعمال نیرو می باشد. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل زیر نشان داده شده است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

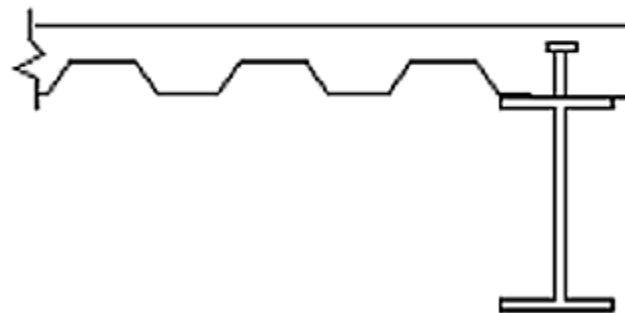
انواع تیر لبه به قرار زیر است :



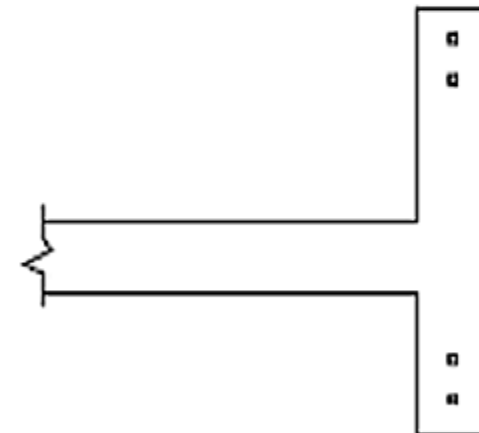
تیر کناری



لبه دال



تیر مرکب



تیر همبند

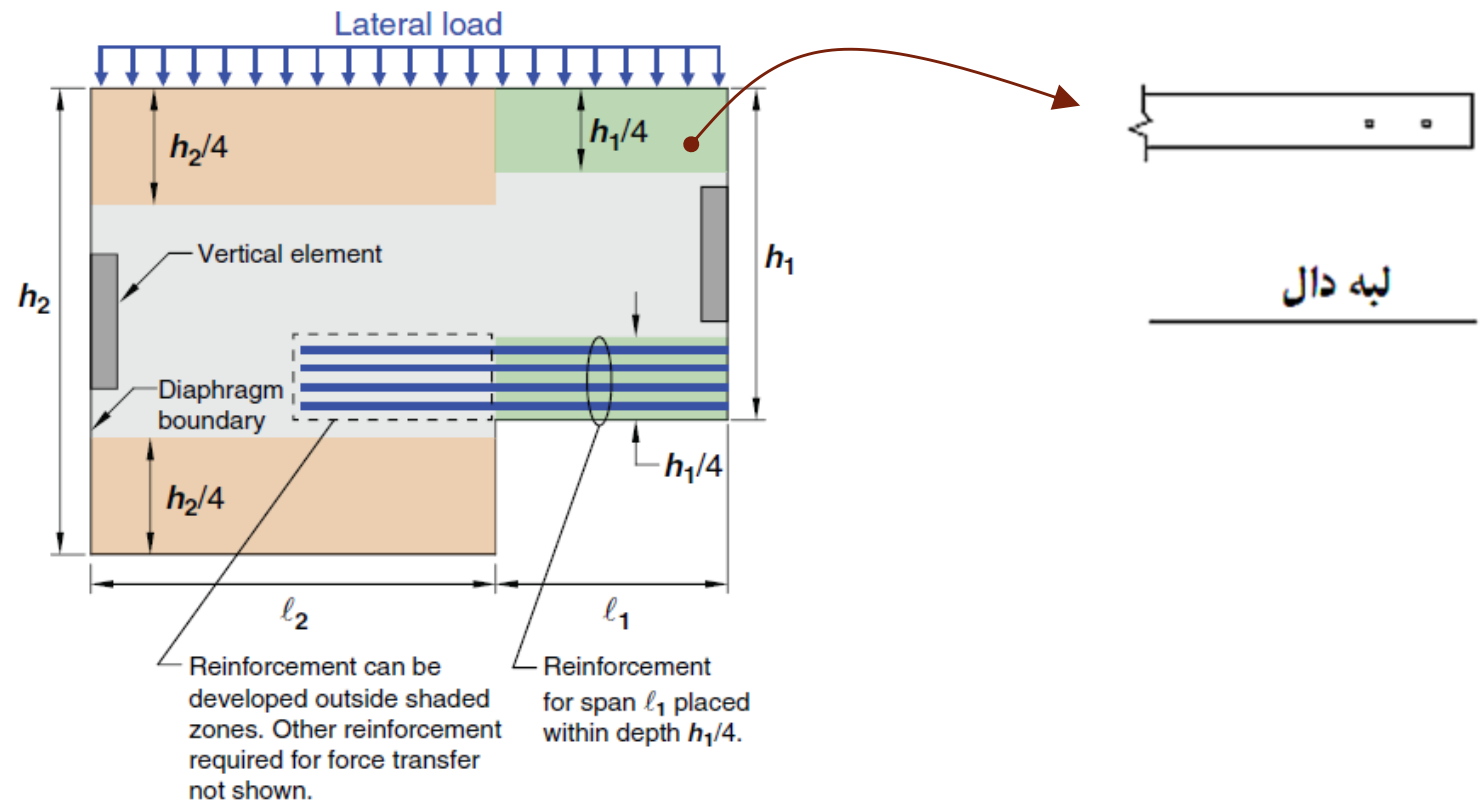
نکته:

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 انجام شود.

(۹-۲۰-۸-۷-۵)

ضوابط لرزه ای دیافراگم

۳-۲-۵-۱۴-۹ 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.

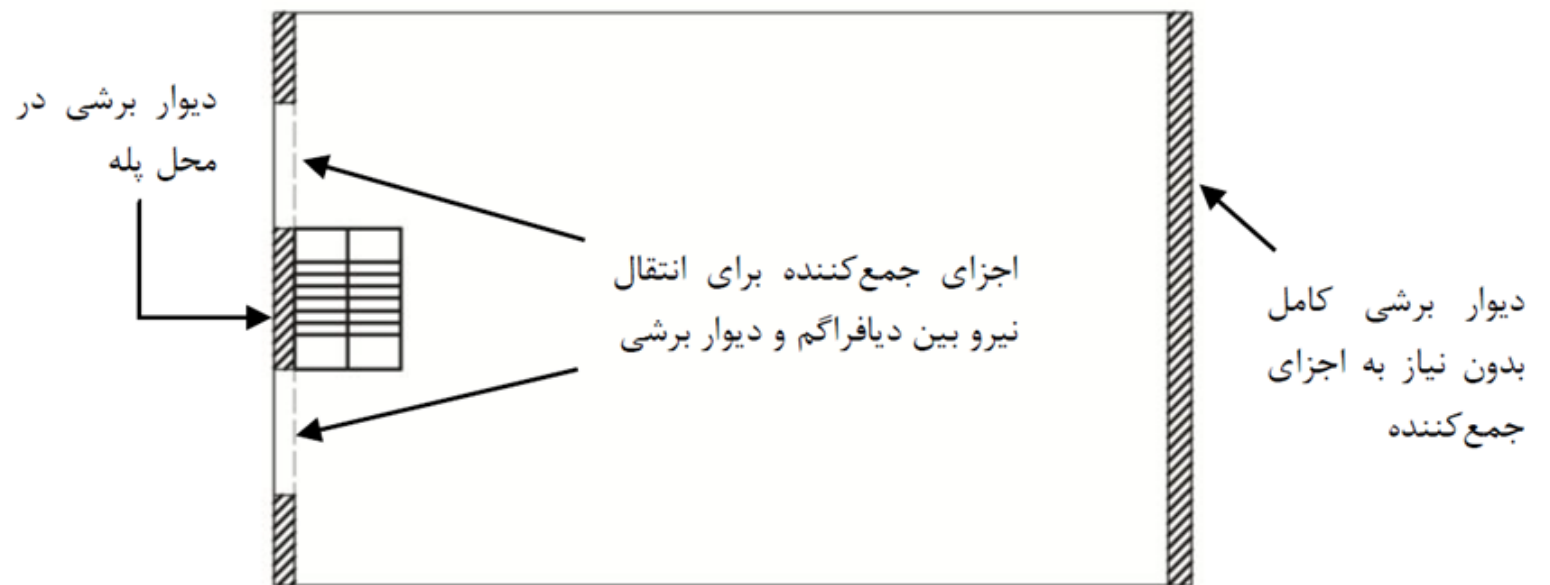
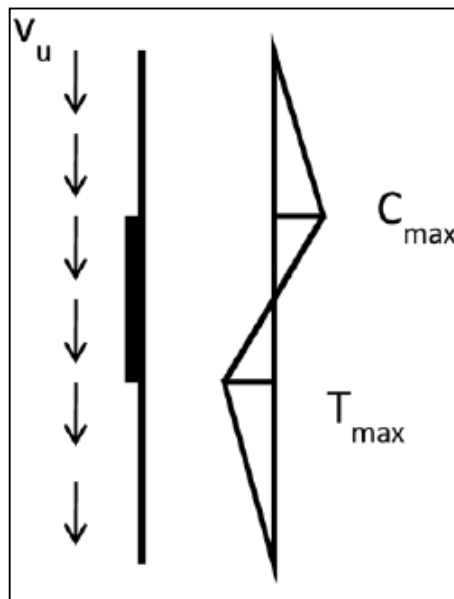


ضوابط لرزه ای دیافراگم

• جمع کننده (Collector) - عملکرد و نیروها

جمع کننده‌ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می‌باشند. 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 می‌گردند. همچنین اگر دیوارهای پیرامونی حائل وجود داشته باشد نیاز به توزیع کننده - توزیع نیرو از دیوار به دیافراگم - خواهد بود.

(برشگیر)



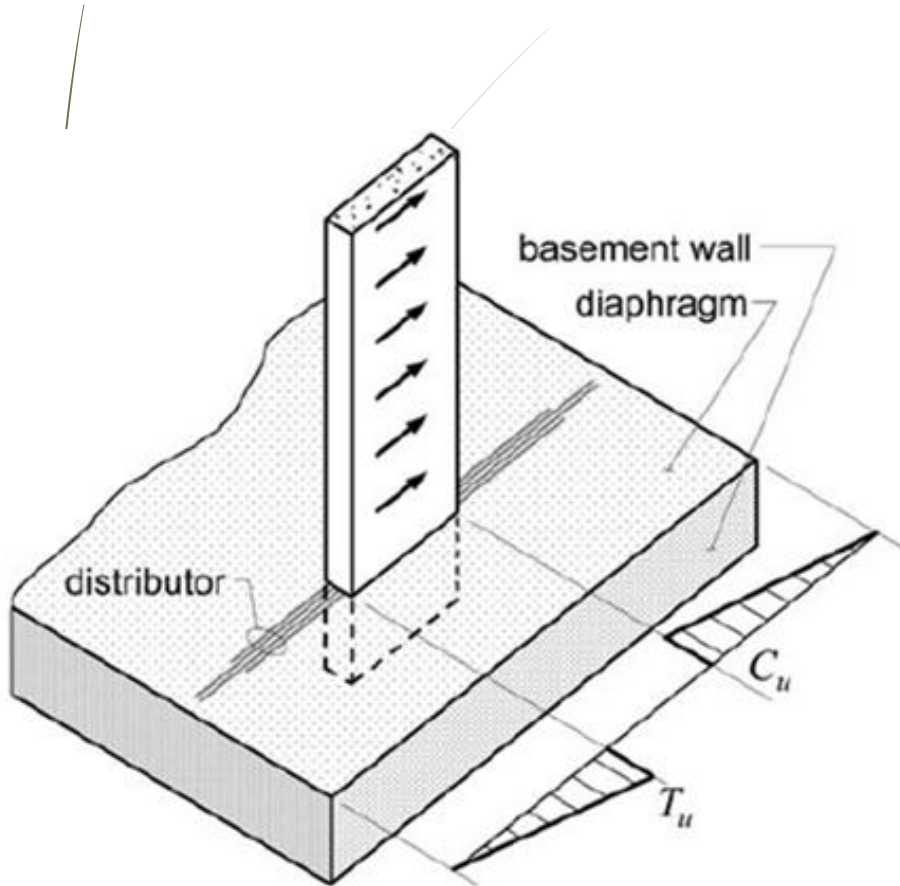
ضوابط لرزه ای دیافراگم

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.

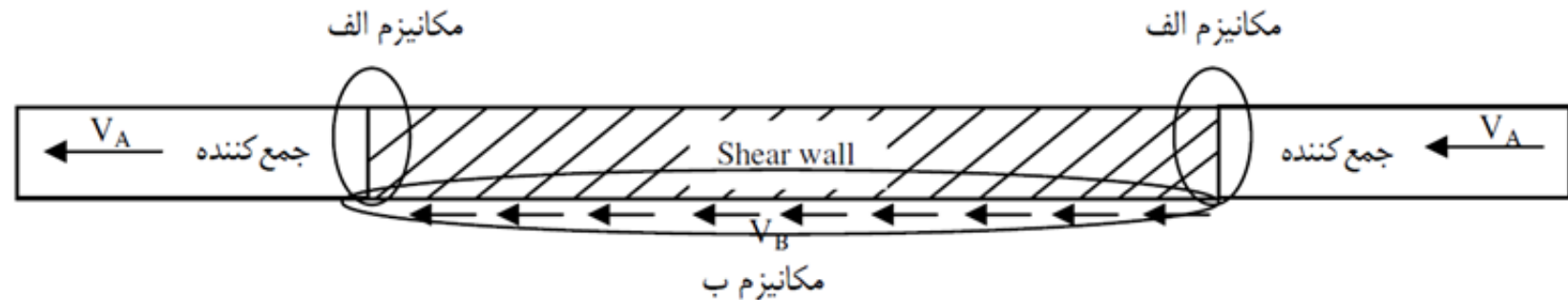
جریان برش در محور (امتداد) اعضای باربر جانبی باعث پدید آمدن نیروهای محوری در اعضای این محور (و برش در لبه دال مجاور) می‌شود که مسیر انتقال برش دیافراگم به اعضای باربر جانبی هستند. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل فوق نشان داده شده است. در اینجا نیز مانند لبه تیر، باید میلگرد طولی برای کشش و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

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



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

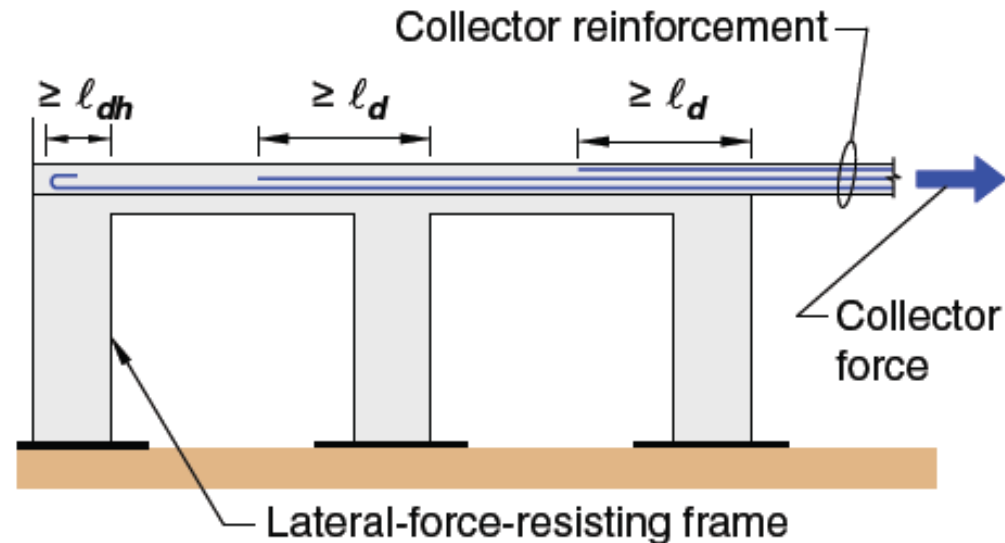
چنانچه روش ب به تنهایی میسر نباشد (و یا برای احتیاط) می توان از روش الف و یا ترکیب هر دو روش استفاده نمود. در صورت وجود تیر در امتداد مهاربند یا دیوار برشی این اعضا جمع کننده بوده د غیر اینصورت لبه دال این وظیفه را انجام خواهد داد. متذکر می شود این اعضا برای زلزله تشدید یافته (با ضریب Ω) طراحی می گردند.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

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:

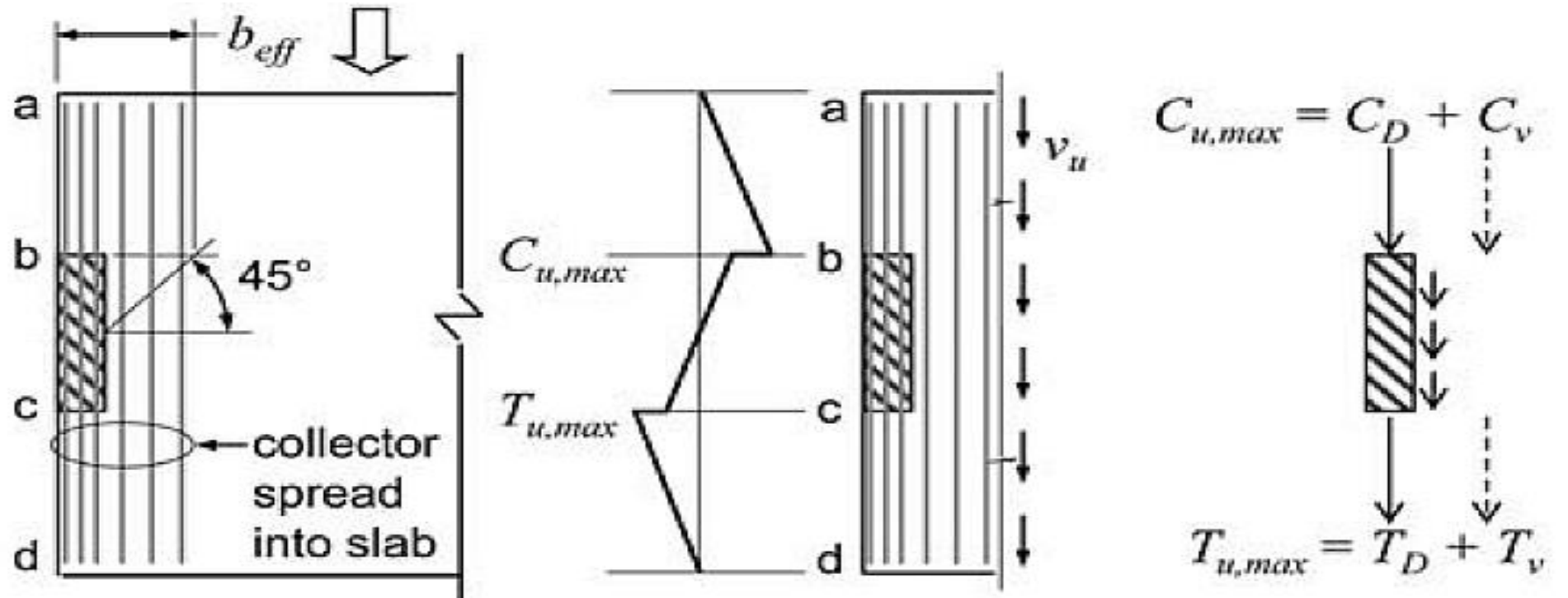
الف- طول مورد نیاز برای گیرایی آرماتور در کشش.

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

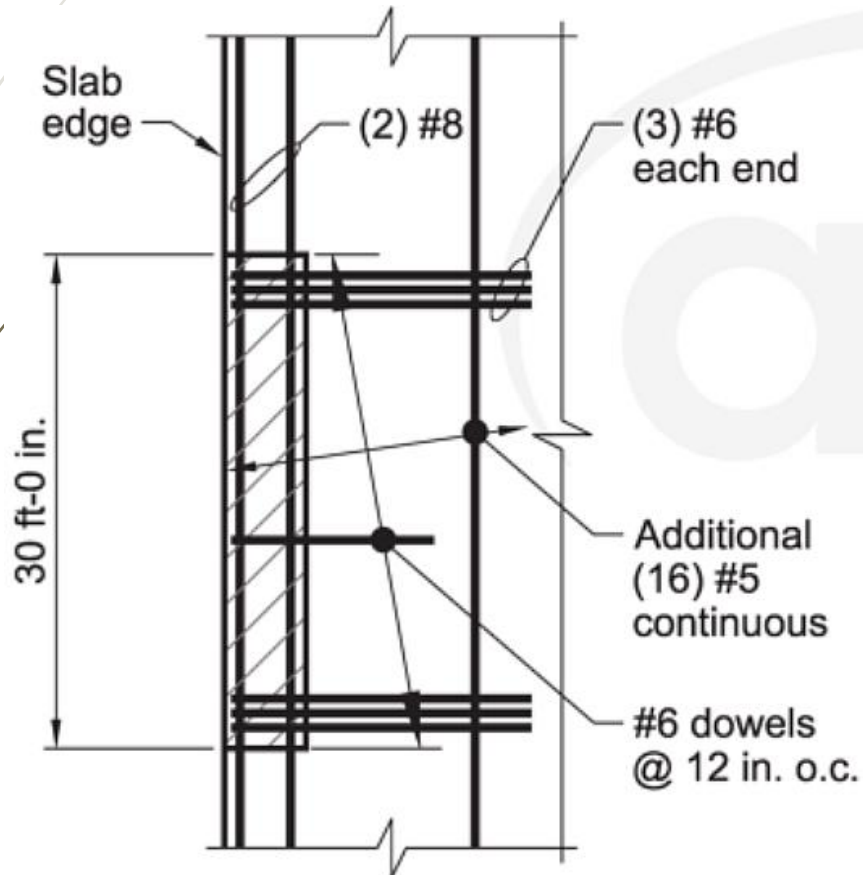
در این حالت (عرض جمع کننده بیشتر از دیوار مثلا در دالهای تخت) نیروی های C_v و T_v به علت خروج از محوریت دیوار، باعث بوجود آمدن یک لنگر اضافه نیز در طول دیوار می شوند:



لذا یک سری میلگردهای 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



توزیع نیرو

$$\Omega_o E / A = \leq 0.5 f'_c$$

(unconfined concrete)

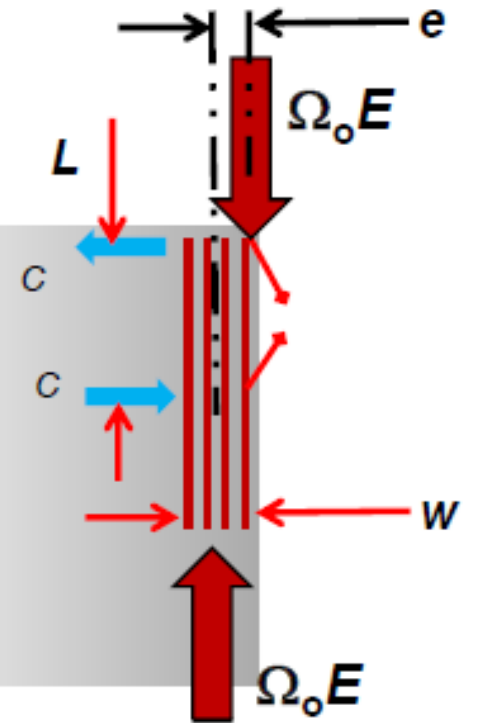
$$\Omega_o E / (wt) = \leq 0.5 f'_c$$

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

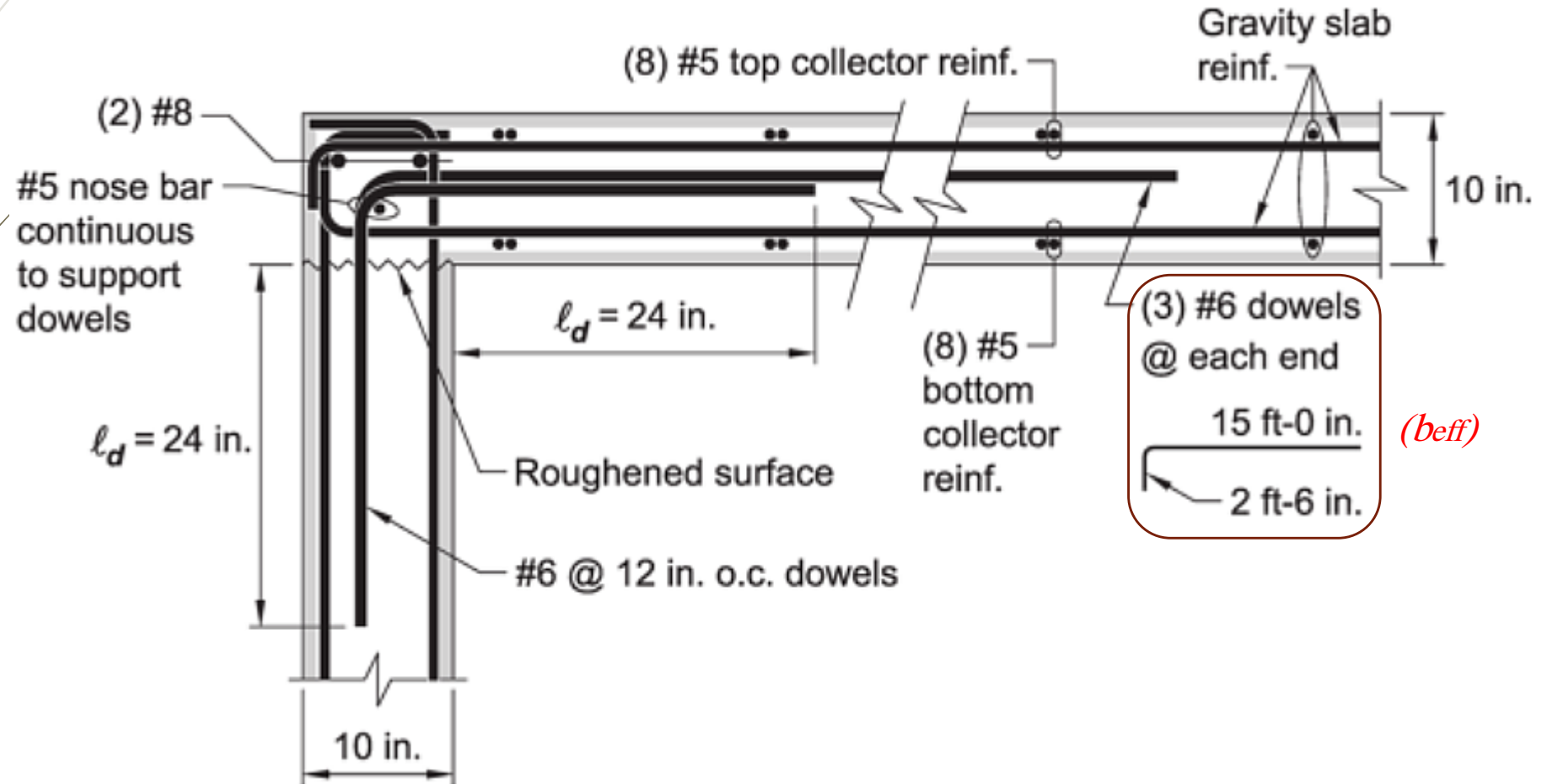
$$e = w/2$$

Local chord force:

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



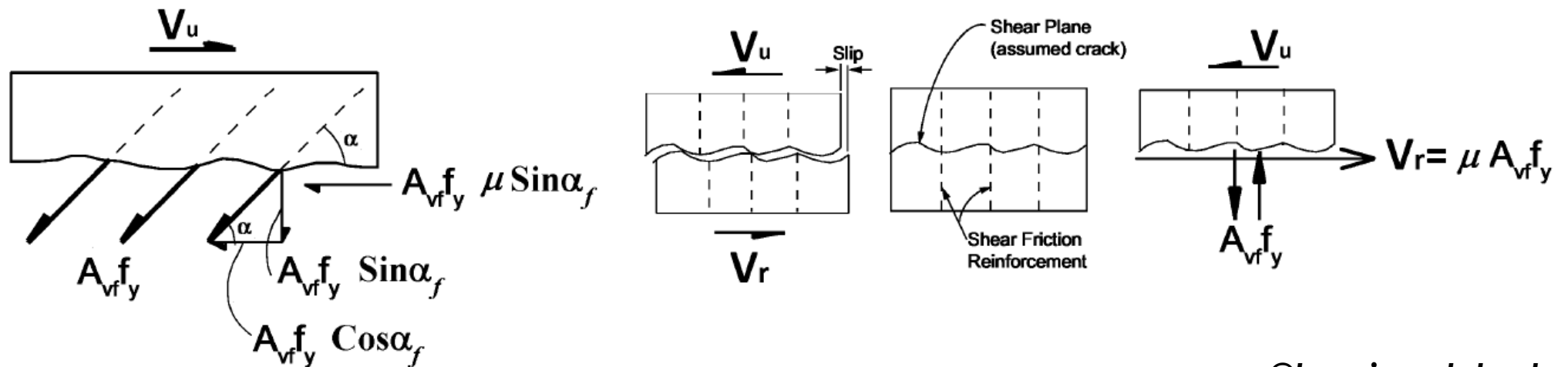
ضوابط لرزه ای دیافراگم



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:

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



ضوابط لرزه ای دیافراگم

۸-۸-۹ مقاومت برش اصطکاکی

۰/۷۵

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n =$$

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 صفحه‌ی 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 عمده 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 سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.

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

۸-۸-۹-۲ مقدار V_n در عرض صفحه‌ی برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در رابطه‌های (۸-۹-۳۷) بیش تر شود. اگر

بتن‌های با مقاومت‌های مختلف در مجاورت یک دیگر اجرا شوند، کم‌ترین مقدار f'_c باید در این رابطه‌ها 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 کم‌ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

ضوابط لرزه ای دیافراگم

۳۷-۸-۹

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

A_c سطح مقطع بتنی که
در انتقال برش مقاومت می کند

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

ب- در سایر موارد؛ کمترین از مقادیر زیر:

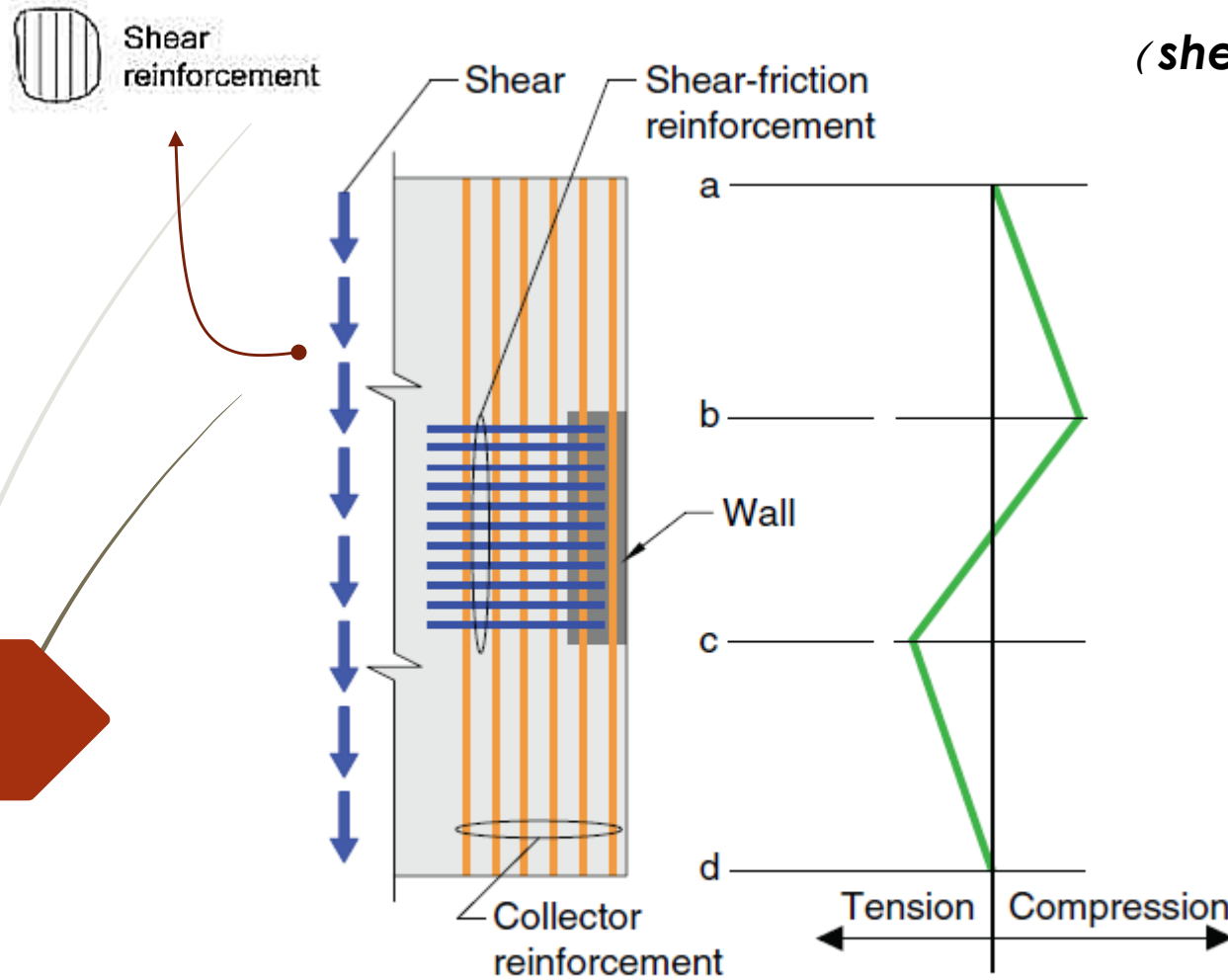
۳-۱-۸-۸-۹ مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه ی برش اصطکاکی اسمی V_n ، بر اساس
حدود ارائه شده در فصل ۹-۴ نباید از حداکثر ۴۲۰ مگاپاسکال بیشتر شود.

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 آرما تور برش
اصطکاکی A_{vf} را کاهش داد.

۵-۲-۸-۸-۹ در مواردی که صفحه ی برشی زیر اثر نیروی کششی قرار دارد، آرما تور لازم برای
تحمل بار کششی را باید به آرما تور A_{vf} لازم برای تحمل برش اضافه کرد.

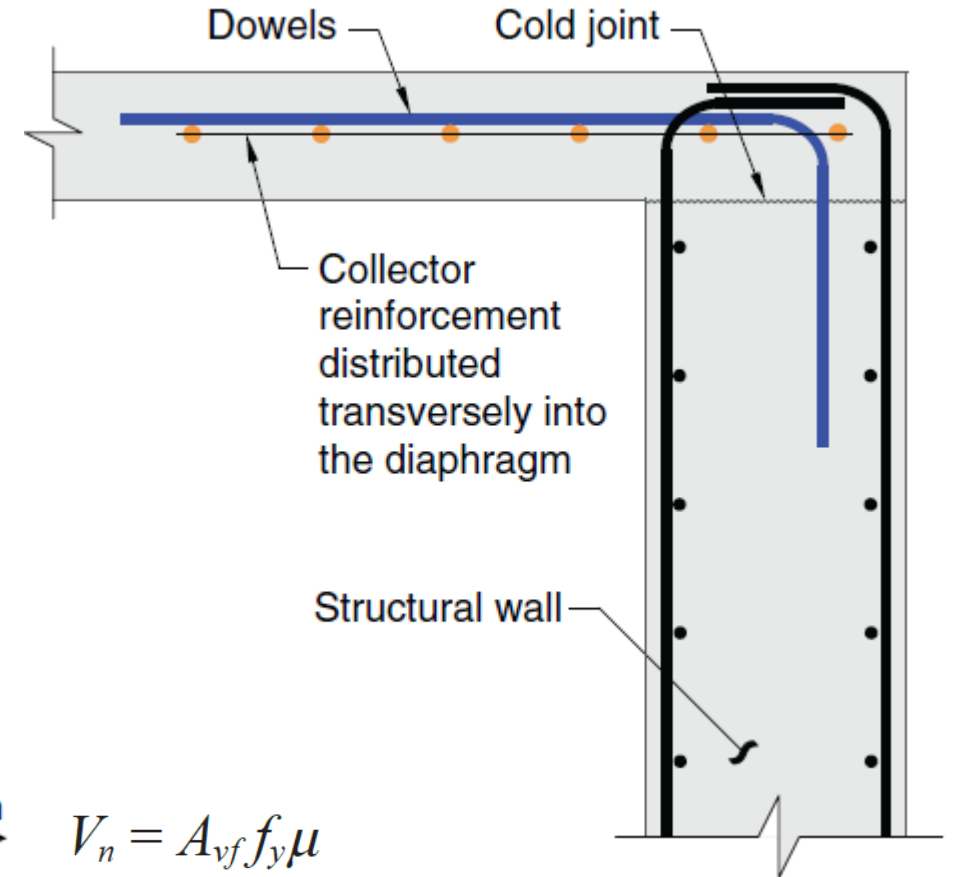
ضوابط لرزه ای دیافراگم

• میلگرد دوخت (shear friction reinforcement)



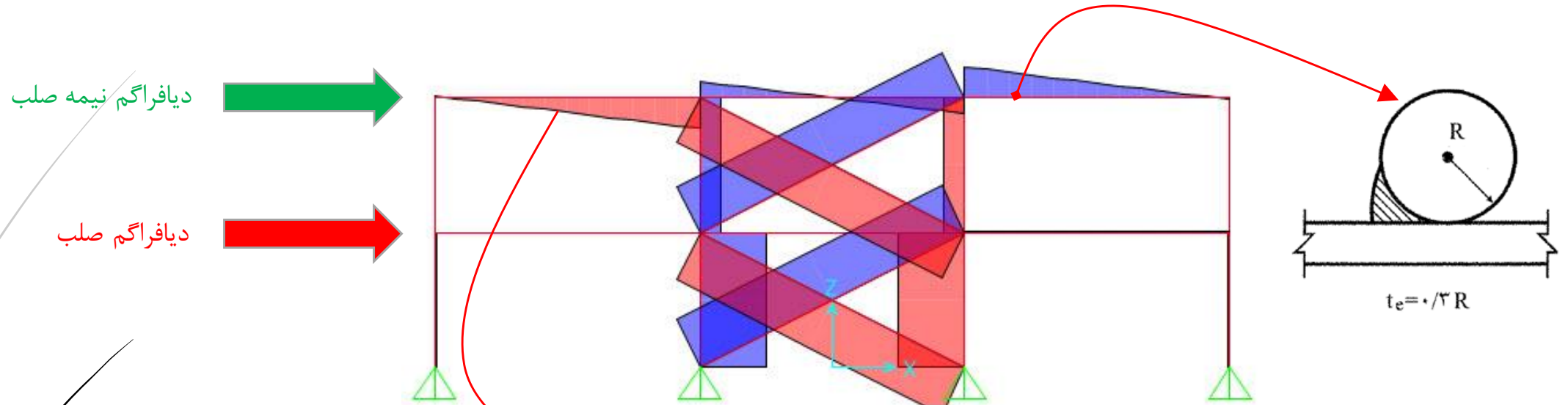
(a) Collector and shear-friction reinforcement

(b) Collector tension and compression forces



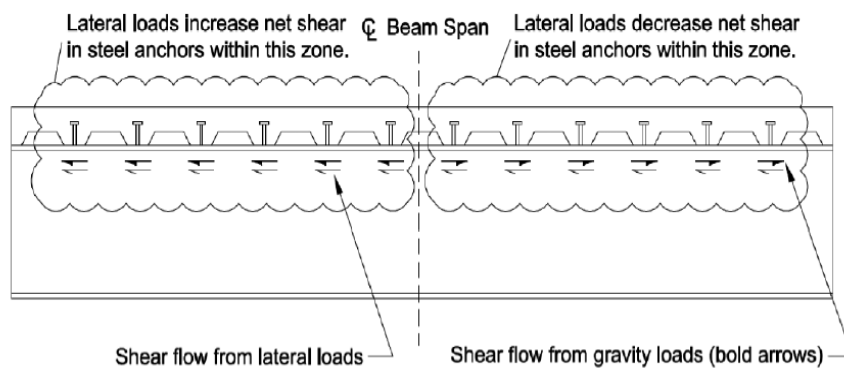
$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

A_{vf} refers to the distributed vertical reinforcement in the wall web; in a wall with boundary elements, A_{vf} can be conservatively calculated as if the distributed vertical web reinforcement continues uninterrupted into the boundary elements.



نیروی محوری وقتی بار در تمام طول قاب اعمال شده است

جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک



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

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک؛ μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
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.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و به صورت عمودی زیر نشده باشد.	0.6λ
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.	0.7λ

ضوابط لرزه ای

نوع میلگرد

محدودیت استفاده از میلگرد **A4** در سیستم سازه‌ای با شکل‌پذیری 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 (شکل‌پذیری 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 لرزه‌ای 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 f_y یا f_{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		
	سایر موارد	۵۵۰		
آرماتورهای محصور کننده، ویا آرماتورهای تکیه‌گاهی آرماتورهای طولی	سیستم‌های ویژه لرزه‌ای	۷۰۰	همه رده‌های آجدار	(۲)
	دورپیچ‌ها	۷۰۰		
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	-
برش	قاب‌ها لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	-
	تمام اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰		
	دورپیچ‌ها	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	-
	برش اصطکاک	۴۲۰		
	خاموت‌ها، بست‌ها، تنگ‌ها	۴۲۰		
پیچش	آرماتورهای طولی و عرضی	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	-

ضوابط لرزه‌ای 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 لرزه‌ای بوده، و انتهای دیگر آن باید دارای قلاب با زاویه‌ی حداقل ۹۰ درجه باشد.

پ- قلاب باید در برگیرنده‌ی میلگرد طولی پیرامونی مقطع باشد.

ت- انتهای با خم ۹۰ درجه‌ی دو سنجاقی متوالی که میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور

یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند؛ مگر آن که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ یا

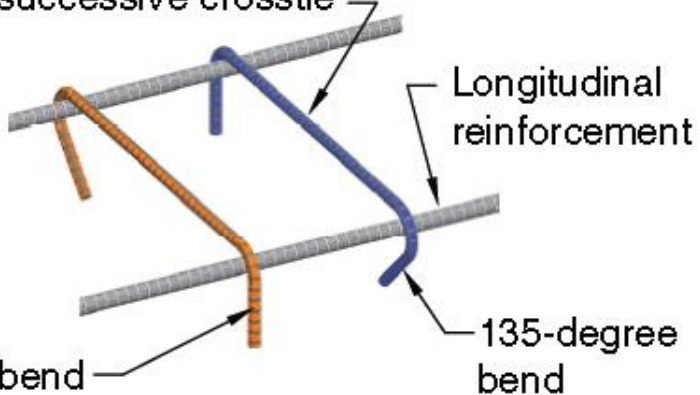
۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ تامین شوند.

قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیشتر بر روی خاموت‌ها، دورگیرها و یا سنجاقی‌ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیشتر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آنها رو به داخل باشد.

seismic hook

قلاب لرزه‌ای

Alternate hook position of each successive cross-tie



90-degree bend

Longitudinal reinforcement

135-degree bend

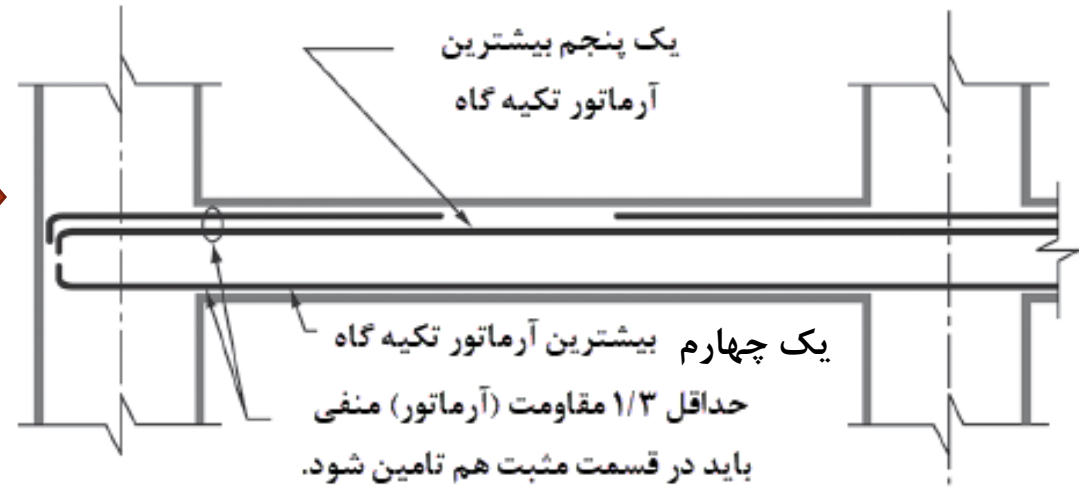
۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

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.

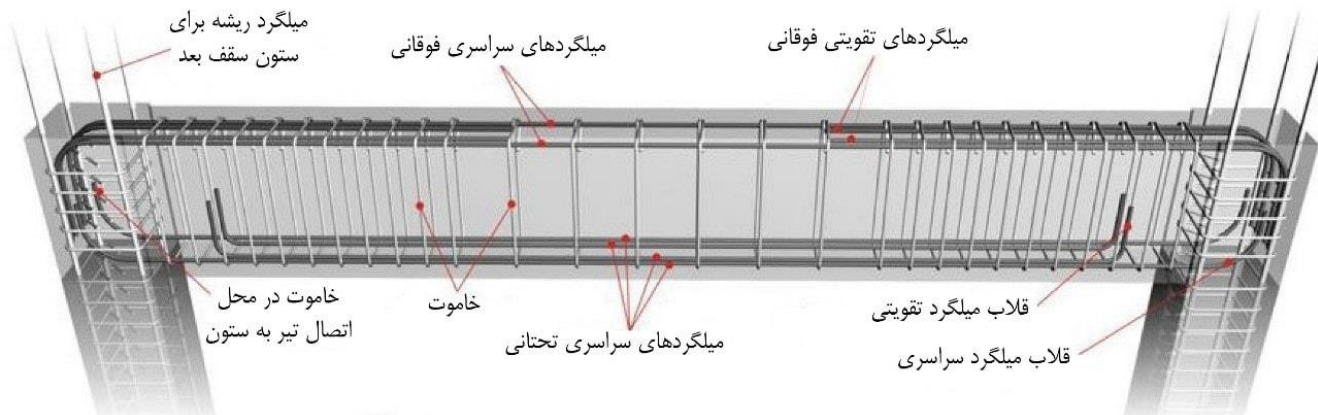
ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.



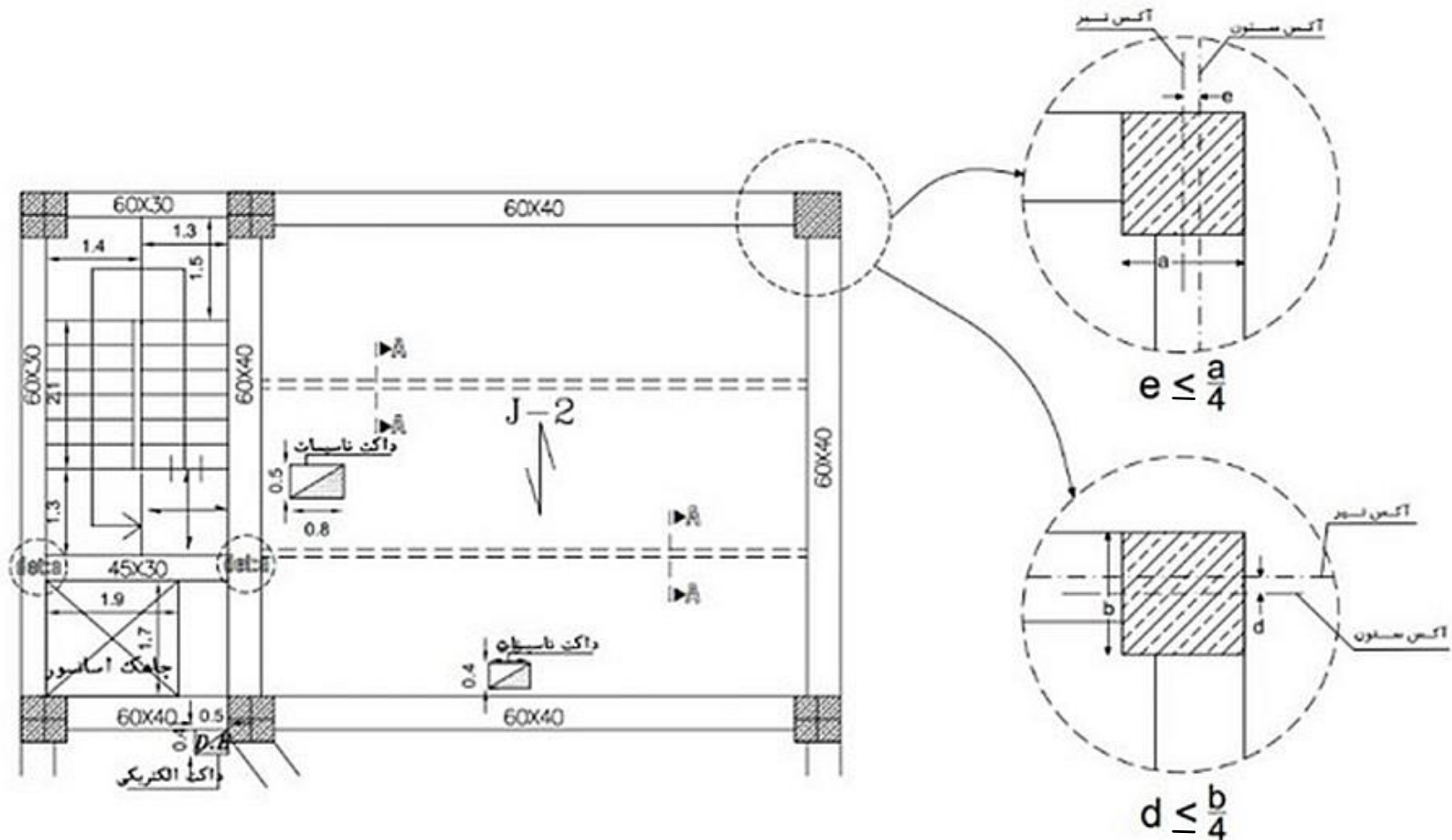
۹-۲۰-۵-۲ آرماتورهای طولی

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.

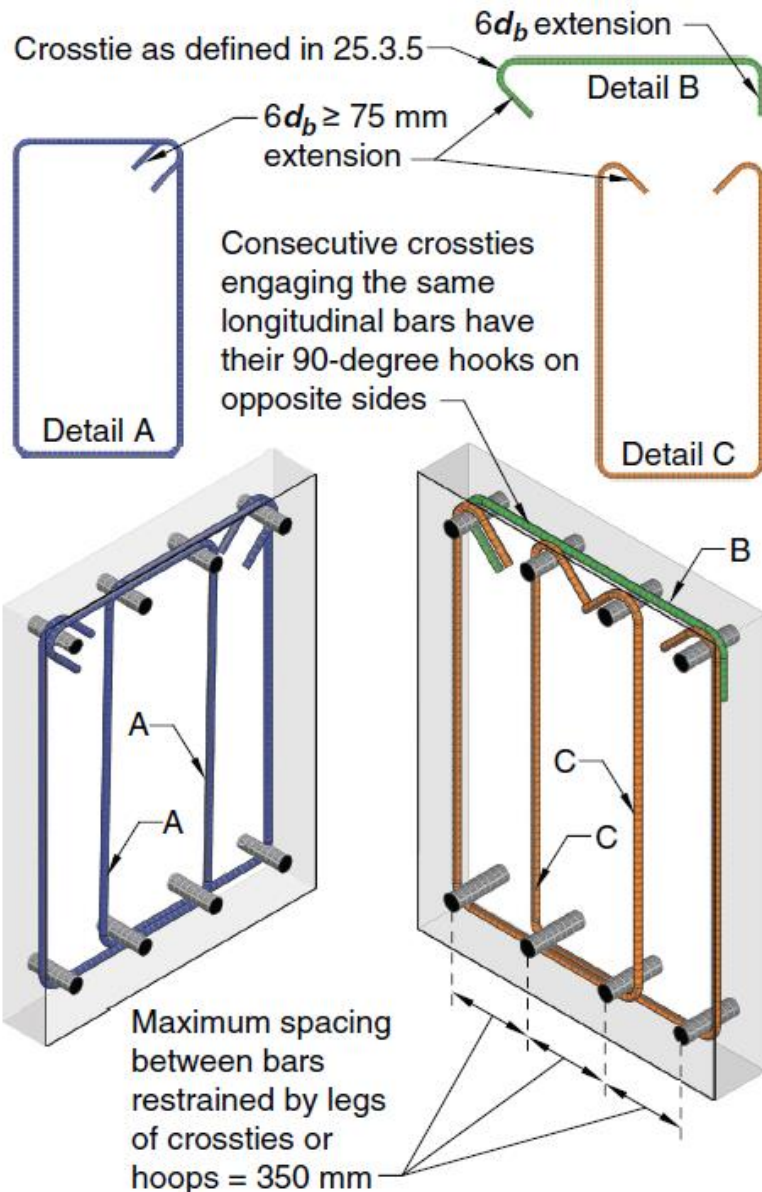
۹-۲۰-۵-۲-۲ در هر طرف تیر در بر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه گاه در دو انتهای تیر کمتر باشد.



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.



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.

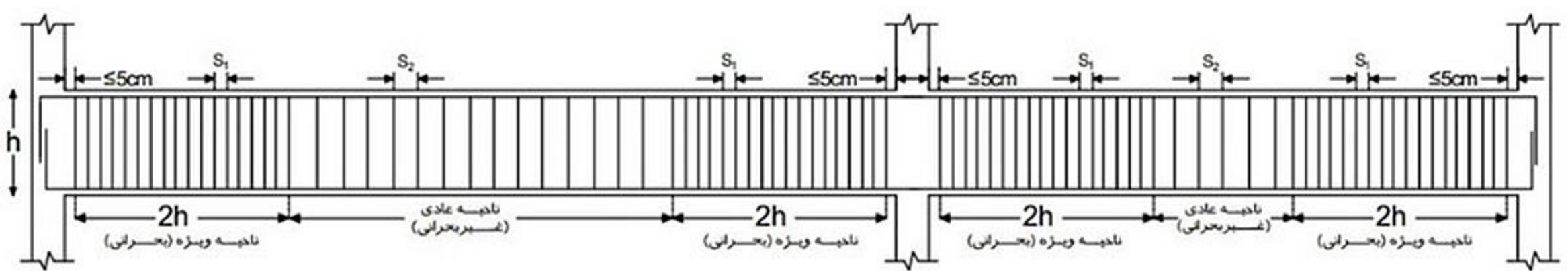
ب - فاصله ی دورگیرها از یک دیگر بیش تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

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.

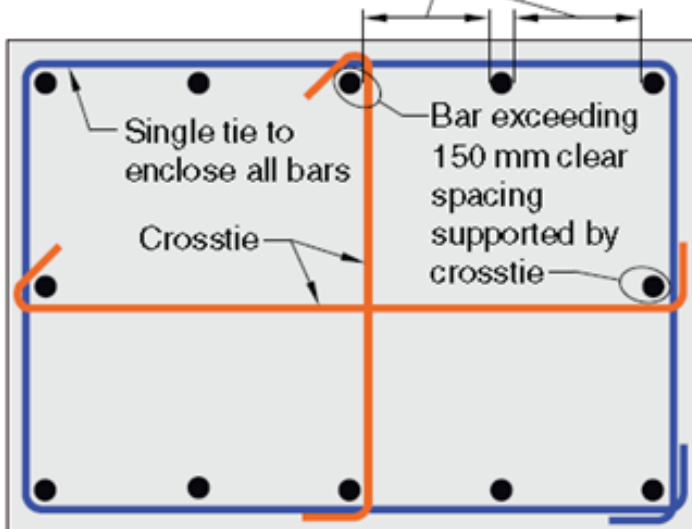
ضوابط لرزه ای - آرماتورگذاری عرضی



فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی و غیربحرانی

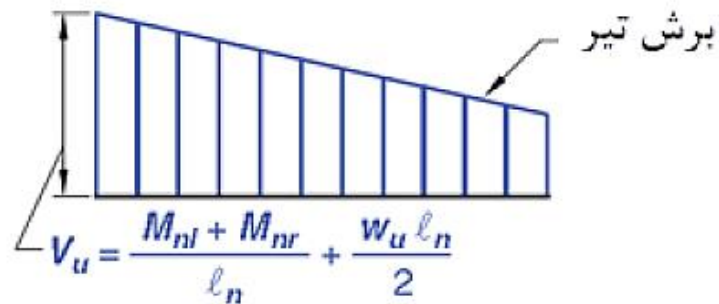
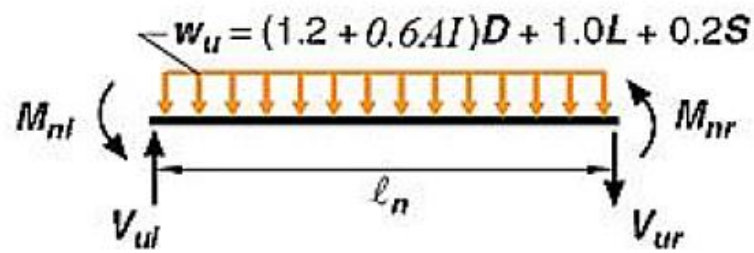
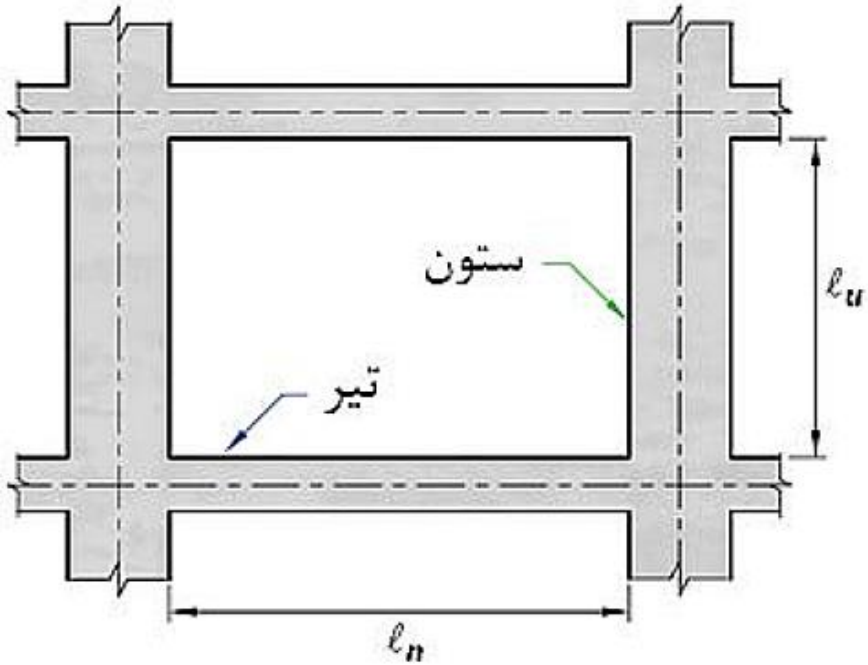
$$\begin{cases} S_1 \leq \min \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, \min, 24d_b, \text{عرضی}, 30 \text{ cm} \right\} \\ S_2 \leq \frac{d}{2} \end{cases}$$

Bars not to exceed 150 mm clear spacing without support



در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب دار در آنها از $0.10A_g f'_c$ ۴-۳-۲-۵-۲۰-۹ بیشتر 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.

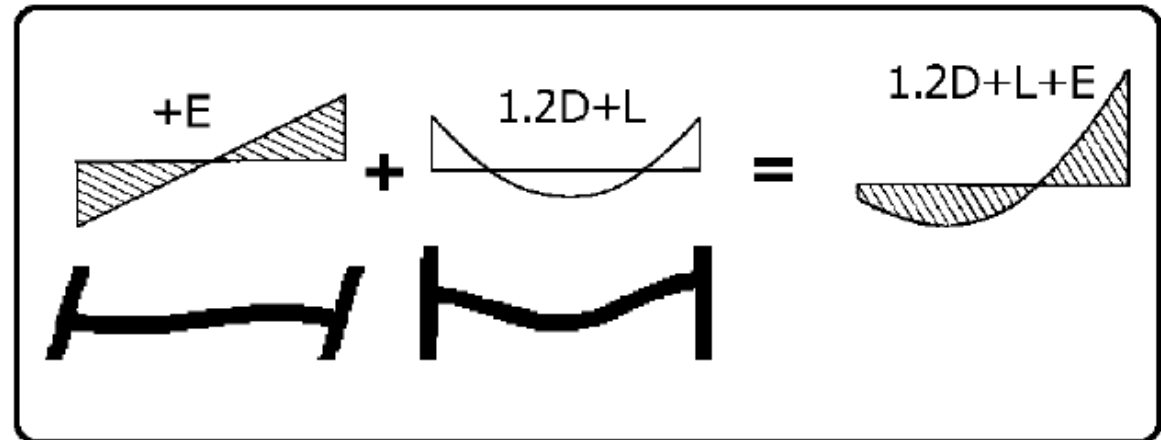


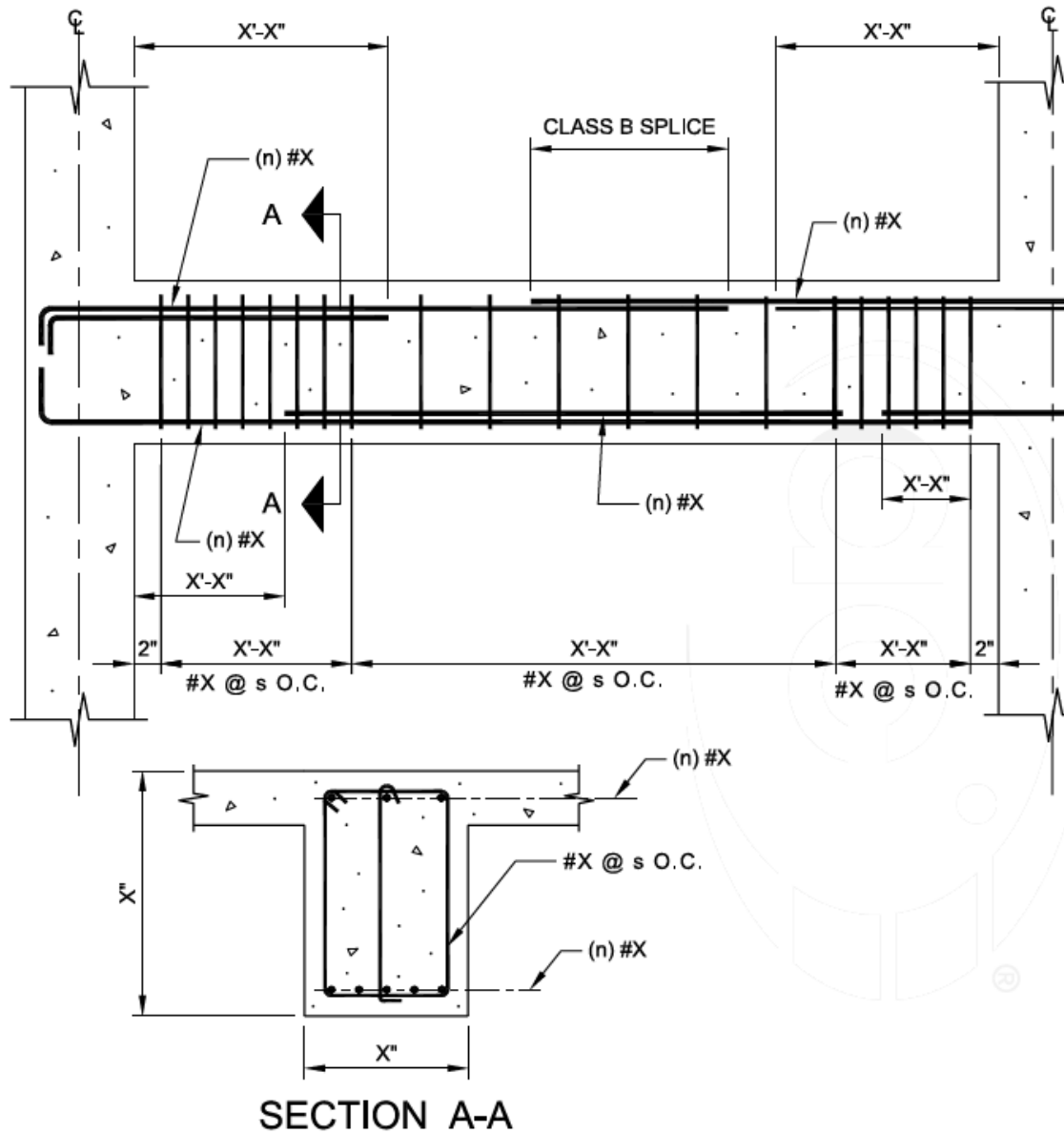
۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

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 ثقیلی ضریب دار و مولفه‌ی 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؛ $\Phi=1, M_n I (f_s=f_y)$

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی 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 ساقتها در آرماتور گذاری عرضی تیر (یادآوری)

۳-۵-۶-۱۱-۹ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ 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 ساقتها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ 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 ساقتها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

ضوابط لرزه ای - ستونها

۳-۵-۲۰-۹ ستونها در قابهای با شکل پذیری متوسط

۱-۳-۵-۲۰-۹ محدودیت‌های هندسی

در ستونها محدودیت‌های 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.

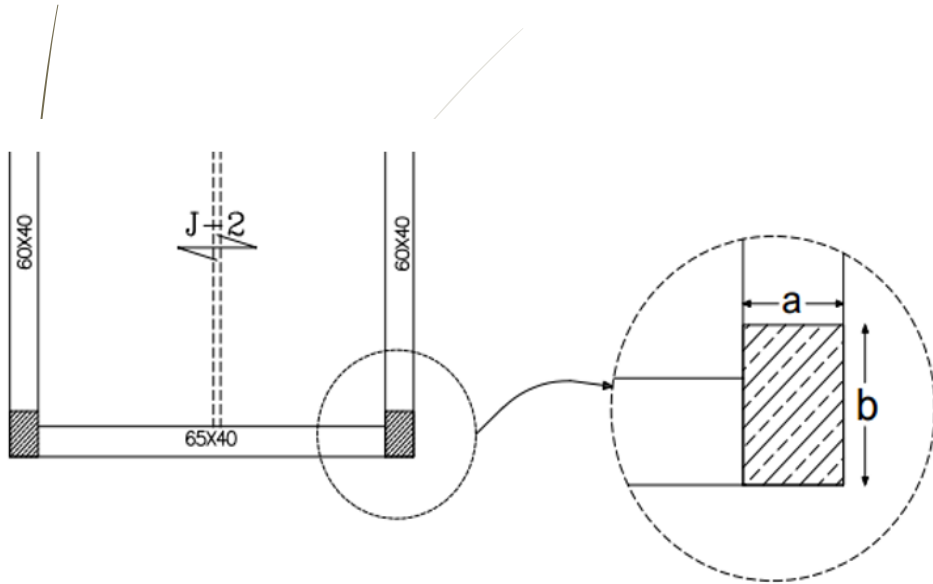
ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{1}{۲۵}$ کمتر باشد.

۲-۳-۵-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

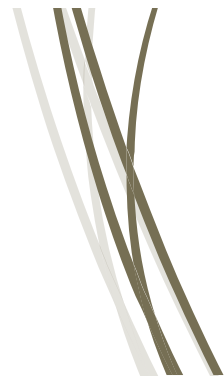
در ستونها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون

نباید کمتر از یک درصد و بیش‌تر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل

وصله‌ها نیز رعایت شود.



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



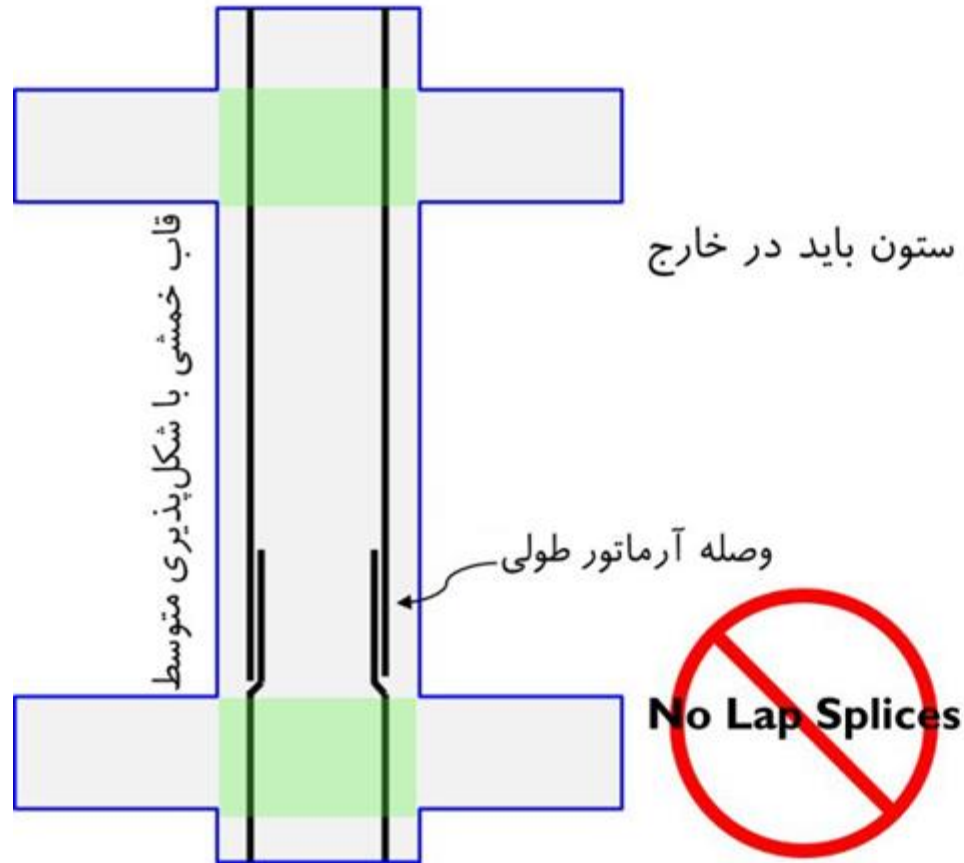
@AlirezaeiChannel

ضوابط لرزه ای - ستونها

محل وصله آرماتور طولی ستون قاب خمشی متوسط

ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

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



@AlirezaeiChannel

ضوابط لرزه ای - ستونها

۹-۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی

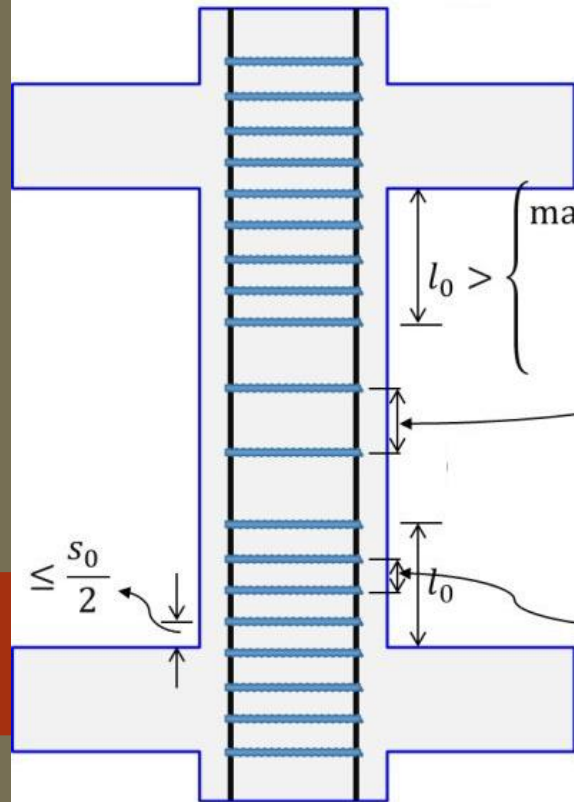
دقت نمائید برخلاف قاعده معرفی شده برای تیر، از سنجاقی با خم ۹۰ درجه در یک انتها نمی توان برای بستن سمت باز یک تنگ استفاده نمود. در دورگیرها همه ضوابط تنگ ها نیز باید رعایت گردد.

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.



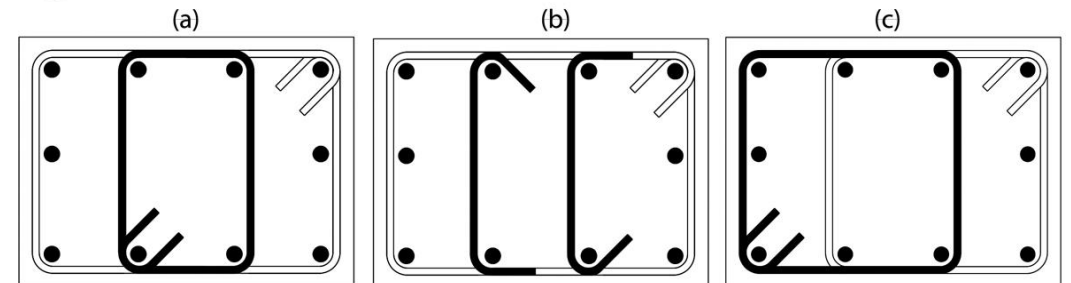
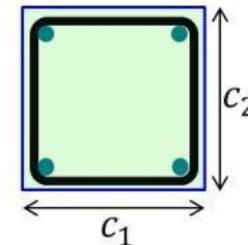
ویرایش ۹۹ مبحث نهم:

حدافل قطر آرماتور عرضی ستون = $\begin{cases} \text{اگر قطر آرماتور طولی کمتر مساوی ۳۲ باشد } \varnothing 10 \\ \text{اگر قطر آرماتور طولی بیشتر مساوی ۳۴ باشد } \varnothing 12 \end{cases}$

$$l_0 > \begin{cases} \max(C_1 \text{ or } C_2) \\ \frac{1}{6} l_n \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd \rightarrow \min \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \\ V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd \rightarrow \min \begin{cases} d/4 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

$$s_0 \leq \begin{cases} \min\left(\frac{c_1}{2} \text{ or } \frac{c_2}{2}\right) \\ F_y \leq 420 \text{ Mpa} \begin{cases} \text{آرماتور طولی } 8d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \\ F_y \geq 520 \text{ Mpa} \begin{cases} \text{آرماتور طولی } 6d_b \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$



ضوابط لرزه ای - ستونها

SECTION 1—ACI 315R-18






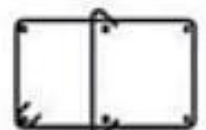

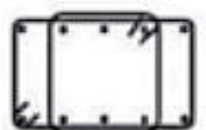
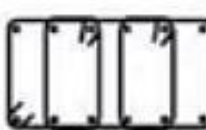
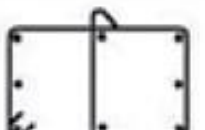

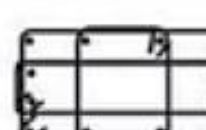
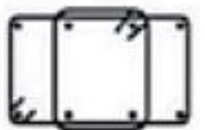
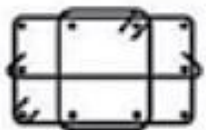

TYPE	4 BAR COL	6 BAR COL	8 BAR COL	10 BAR COL	12 BAR COL
A					
B					
C					
D					

Fig. 5.5.1—Column tie arrangement schedule.

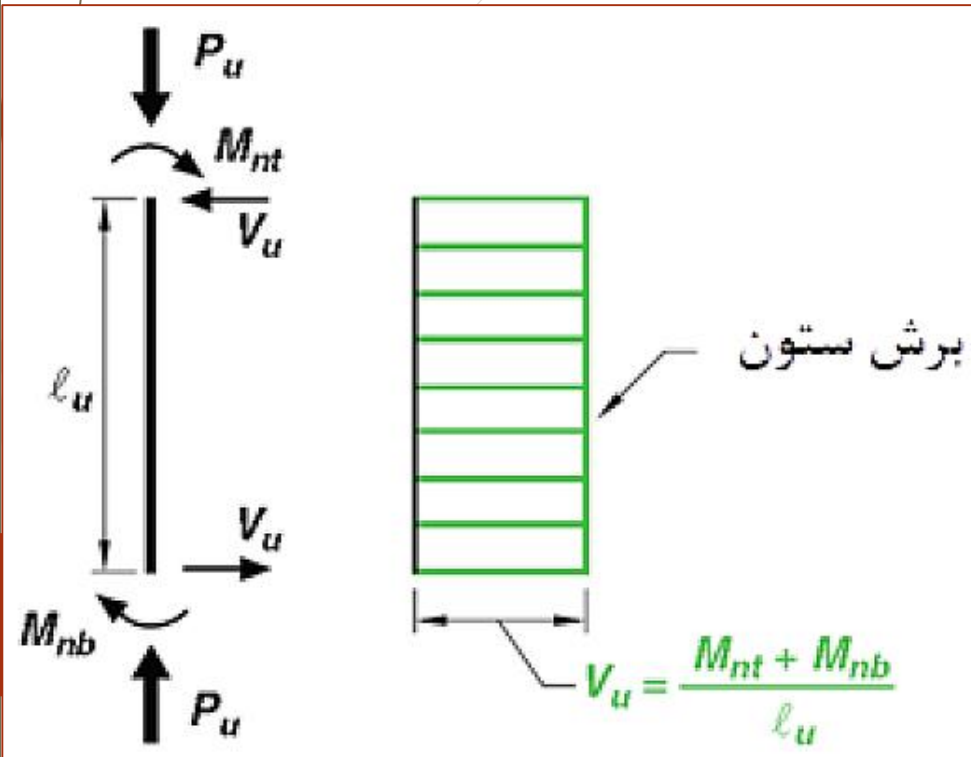
ضوابط لرزه ای - ستونها

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

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ 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 ثقیلی 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.



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

ضوابط لرزه‌ای - ستونها

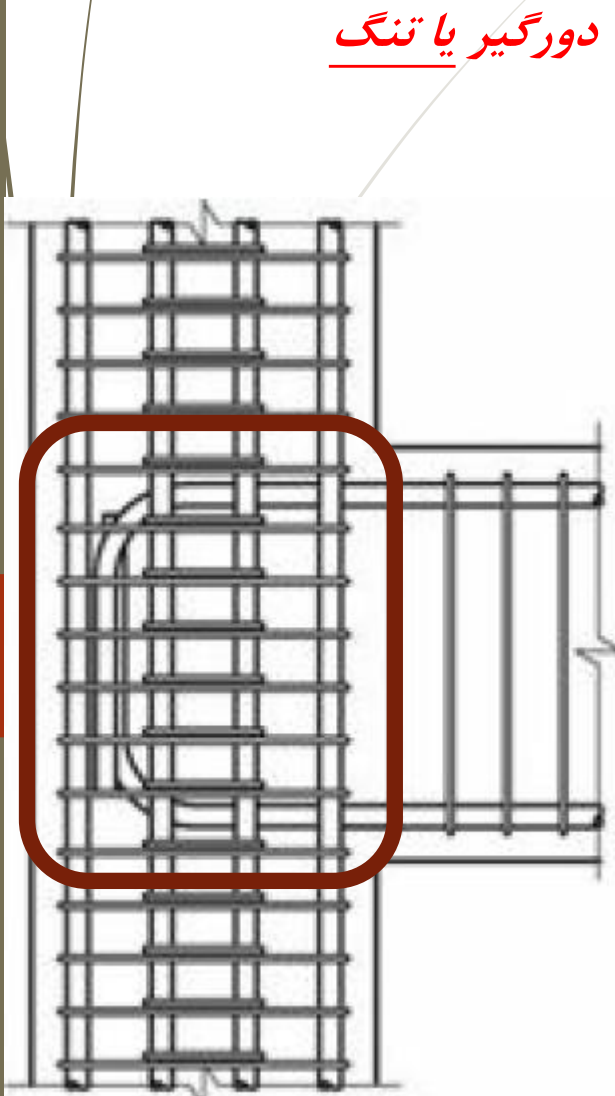
۴-۵-۲۰-۹ ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

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 (پ) 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

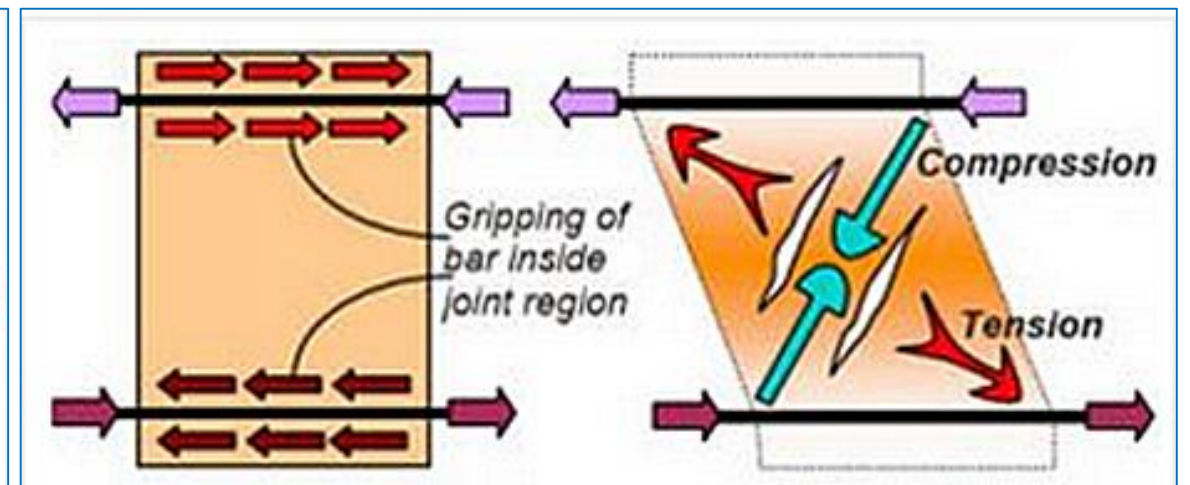
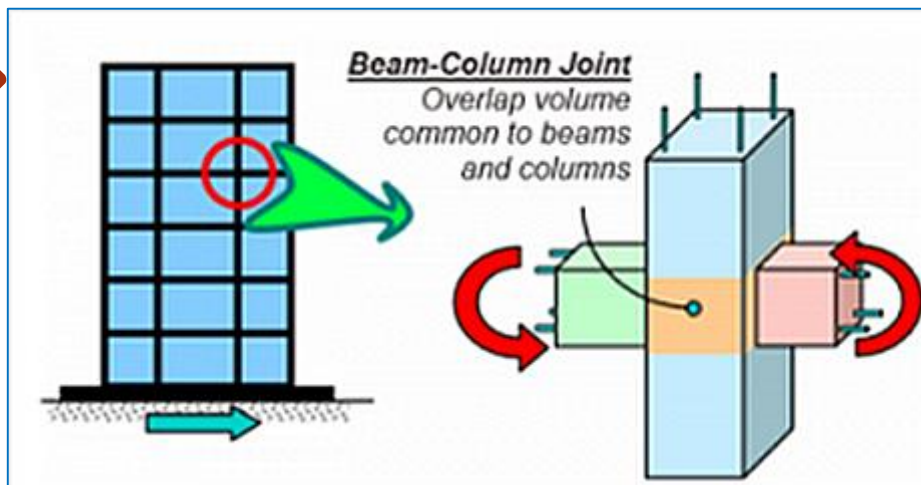
۱-۷-۴-۵-۲۰-۹ مقاومت برشی اتصالات درجا ریخته تیر به ستون باید در رابطه $\phi V_n \geq V_u$ صادق باشد.

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

۳-۷-۴-۵-۲۰-۹ ϕ بر اساس بند ۴-۷-۹ برای برش تعیین می شود. $\phi = 0.75$

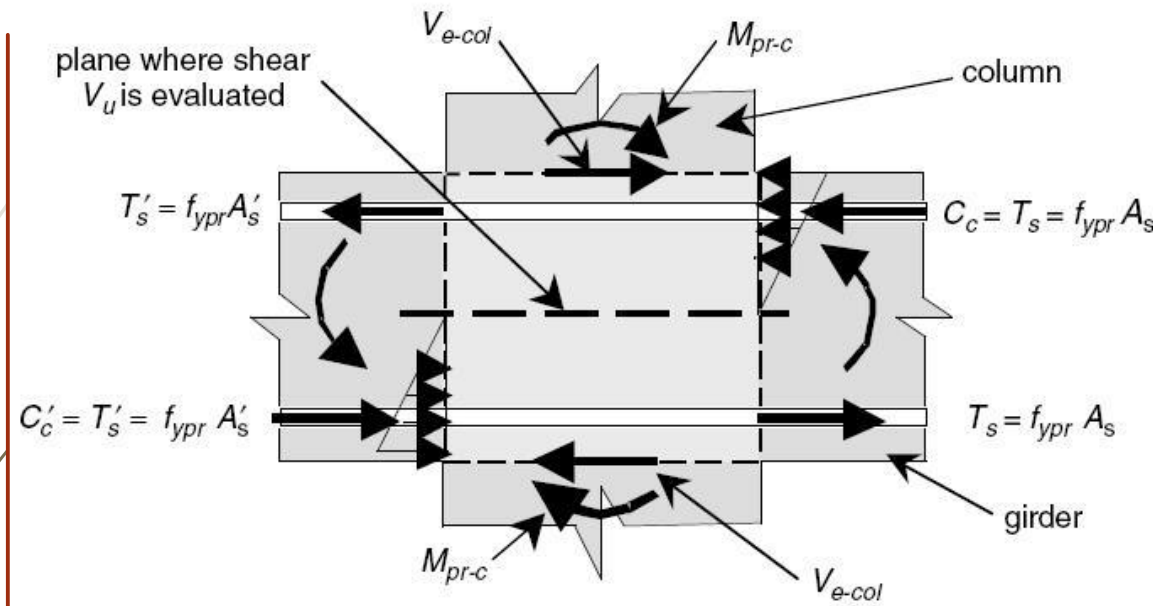
۴-۷-۴-۵-۲۰-۹ V_n در ناحیه گره بر اساس بند ۴-۵-۶-۲۰-۹ تعیین می شود.

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.

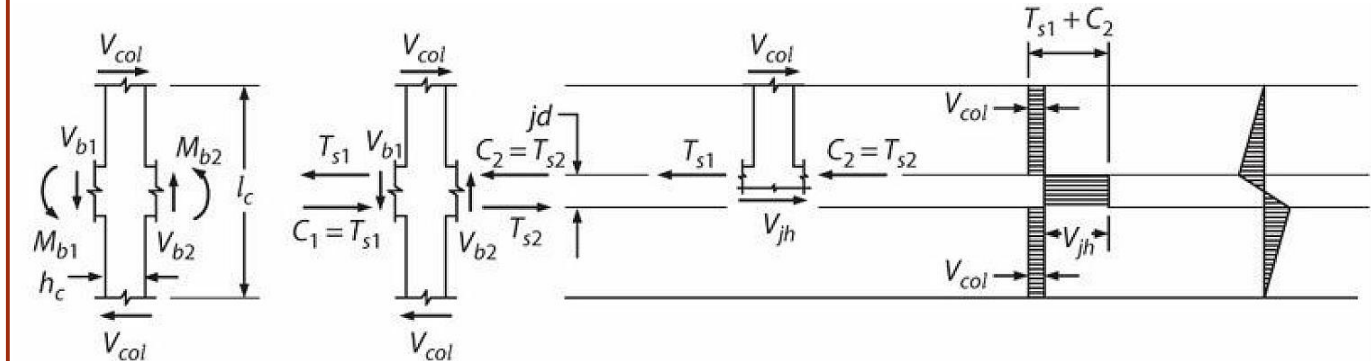


ضوابط لرزه ای - ستونها

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



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



(c) Moments and shears on column (d) Beam tension-compression couples (e) Joint shear (f) Column and joint shears (g) Column and joint moments

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

ACI 352R-02

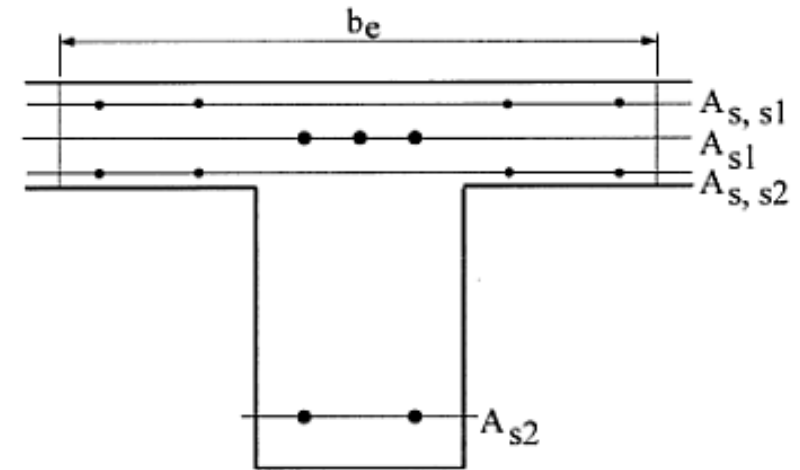
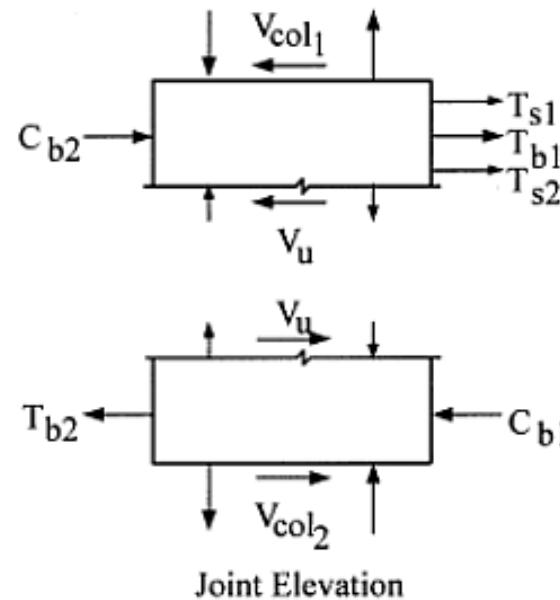
**Recommendations for Design of
Beam-Column Connections in
Monolithic Reinforced Concrete Structures**

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

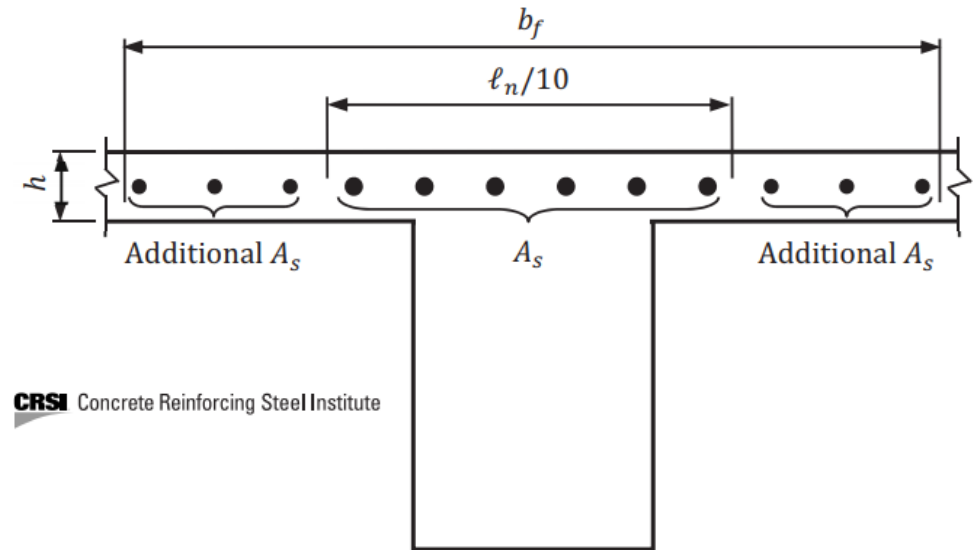
۲۰-۶-۳-۳ در قسمت هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه گاه عرضی مطابق بند ۴-۲-۶-۲۱ باشند. فاصله مرکز تا مرکز آرماتورهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند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

در تیرهای T شکل

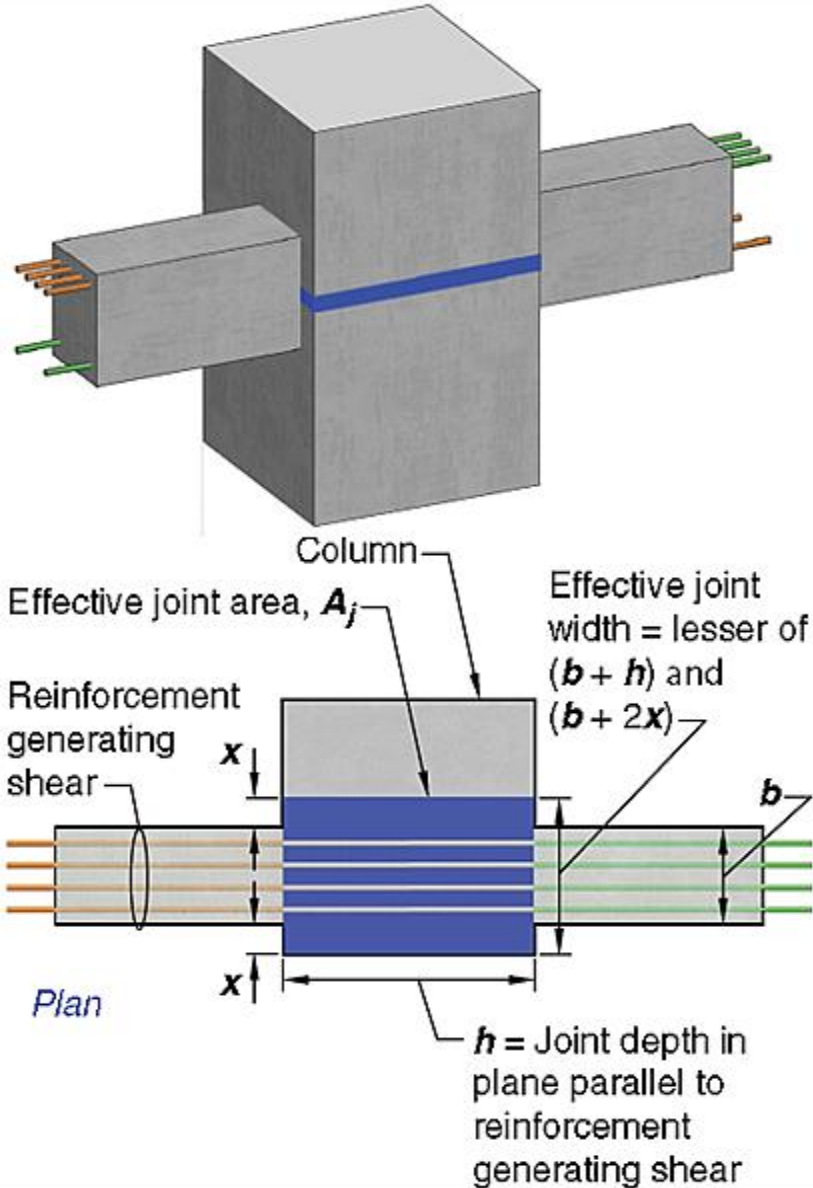
در صورتی که دال در اثر لنگرهای وارد در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۳-۳-۶، که مهار آنها در حد تسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظور گردند.

۳-۱۹ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۴-۳-۱۹ 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 ۱-۳-۱۹ 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

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

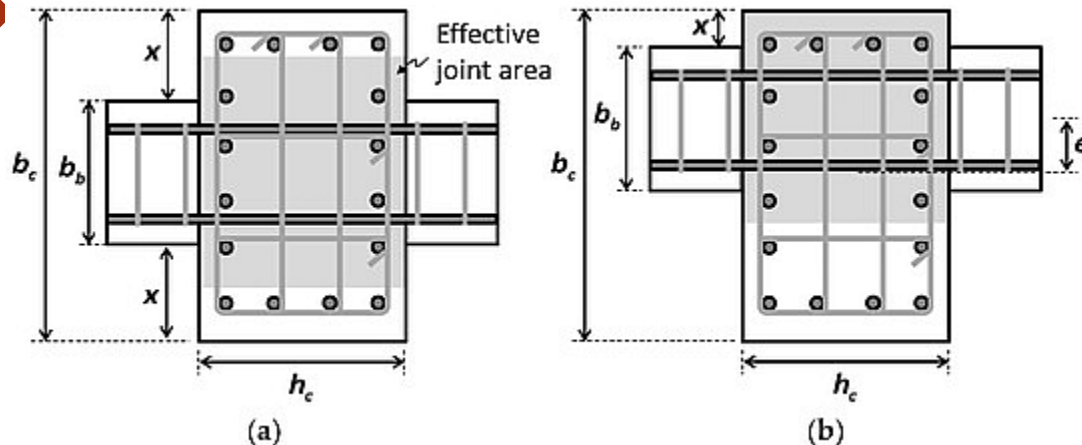
IESC.BHRC.AC.IR

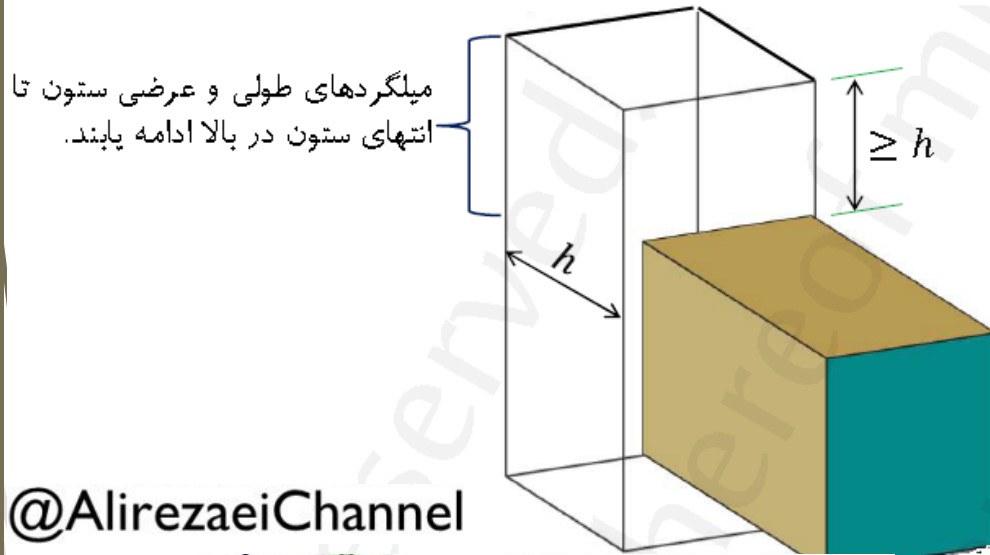
سامانه اطلاع رسانی
کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی

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_j را همواره برابر سطح مقطع ستون در نظر می گیرد لیکن مقدار صحیح A_j 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_j محاسبه شده ETABS (برابر سطح مقطع ستون) به A_j 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.

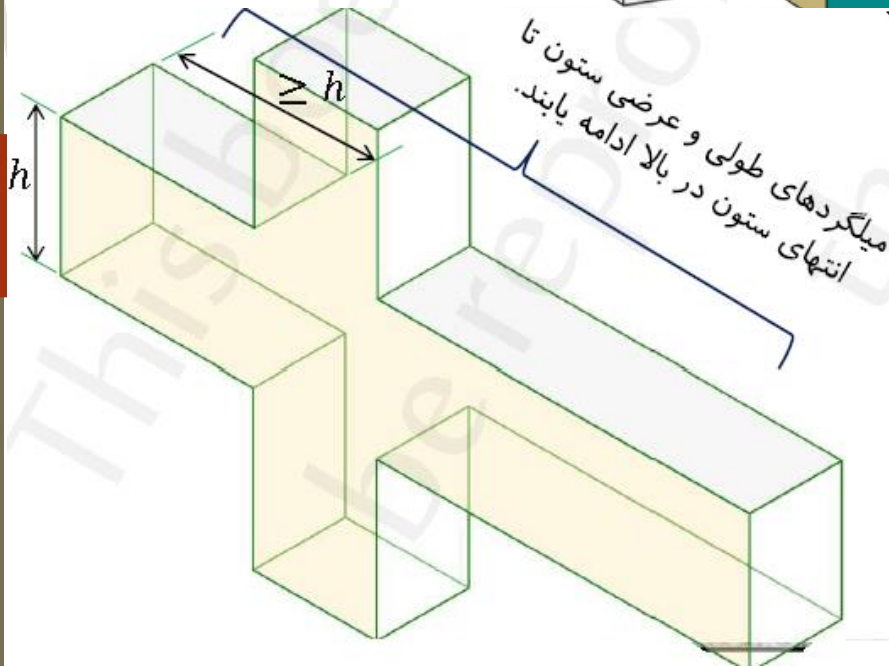




۹-۱۶-۲-۶ پیوستگی ستونها

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.



۹-۱۶-۲-۷ پیوستگی تیرها

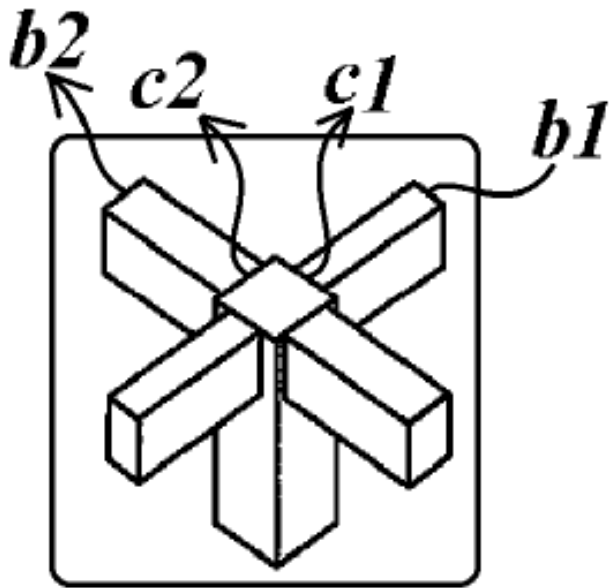
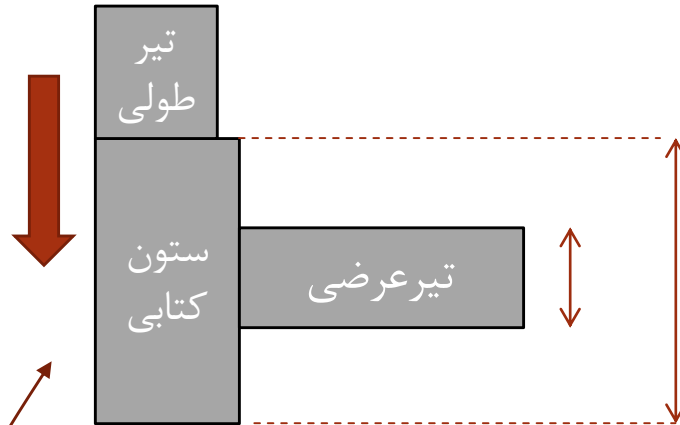
الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

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



۸-۲-۱۶-۹ 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 داشته 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.





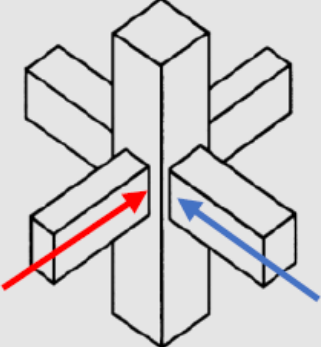
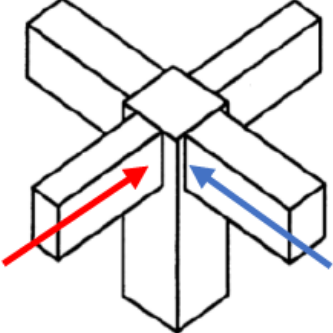
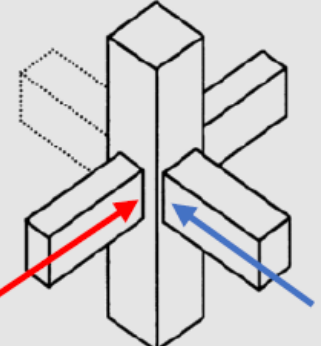
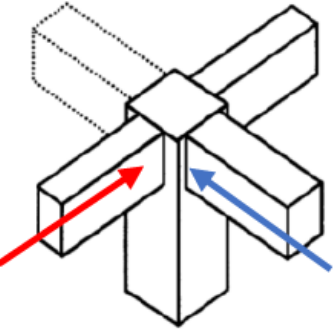
$$b1 \geq \frac{3}{4} c1$$
$$b2 \geq \frac{3}{4} c2$$

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

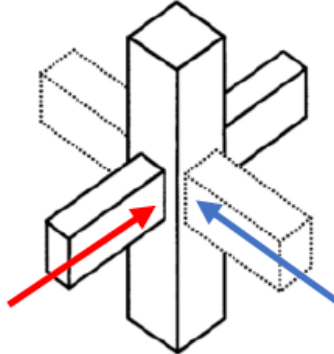
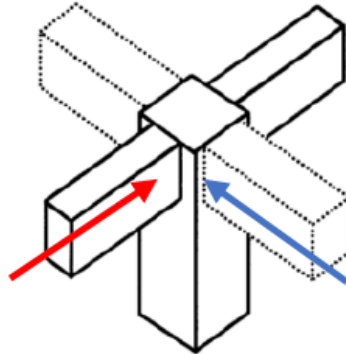
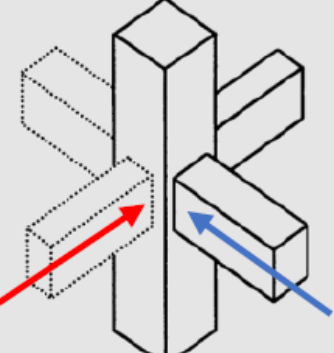
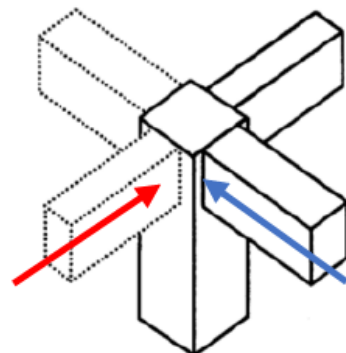
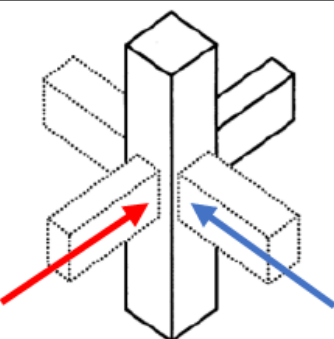
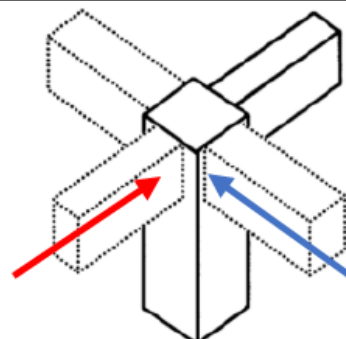
مقدار مقاومت برشی بتن در سطر دوم و سوم و پنجم جدول ۹-۲۰-۲ از مبحث نهم و همچنین در جدول آیین نامه ACI318M-2019 به جای ۱/۲ باید ۱/۲۵ باشد. این عدد از تبدیل واحدها بدست می آید.

پاییز ۱۳۹۹

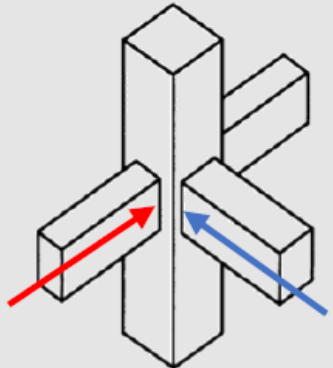
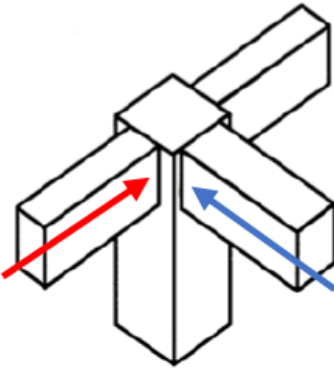
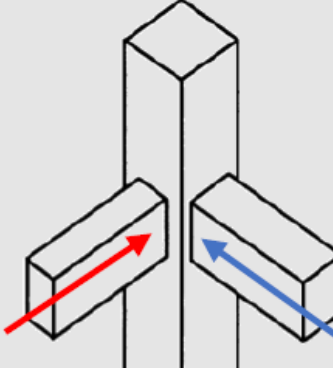
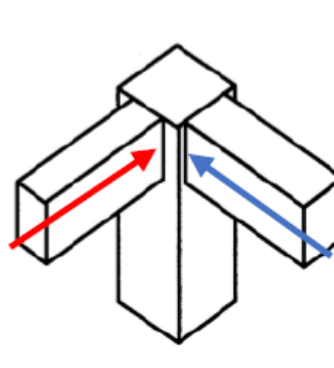
صمدآقازاده - پویا آقازاده

		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	
		$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ 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

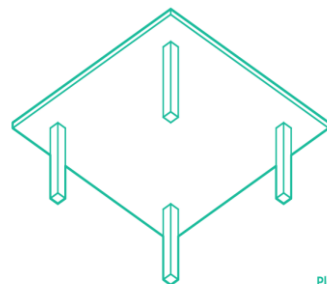
6		$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.25\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019
7		$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$1.00\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019		$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019	$0.7\sqrt{f'_c}A_j$ ACI318-2019

اهم ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر - ستونی متوسط

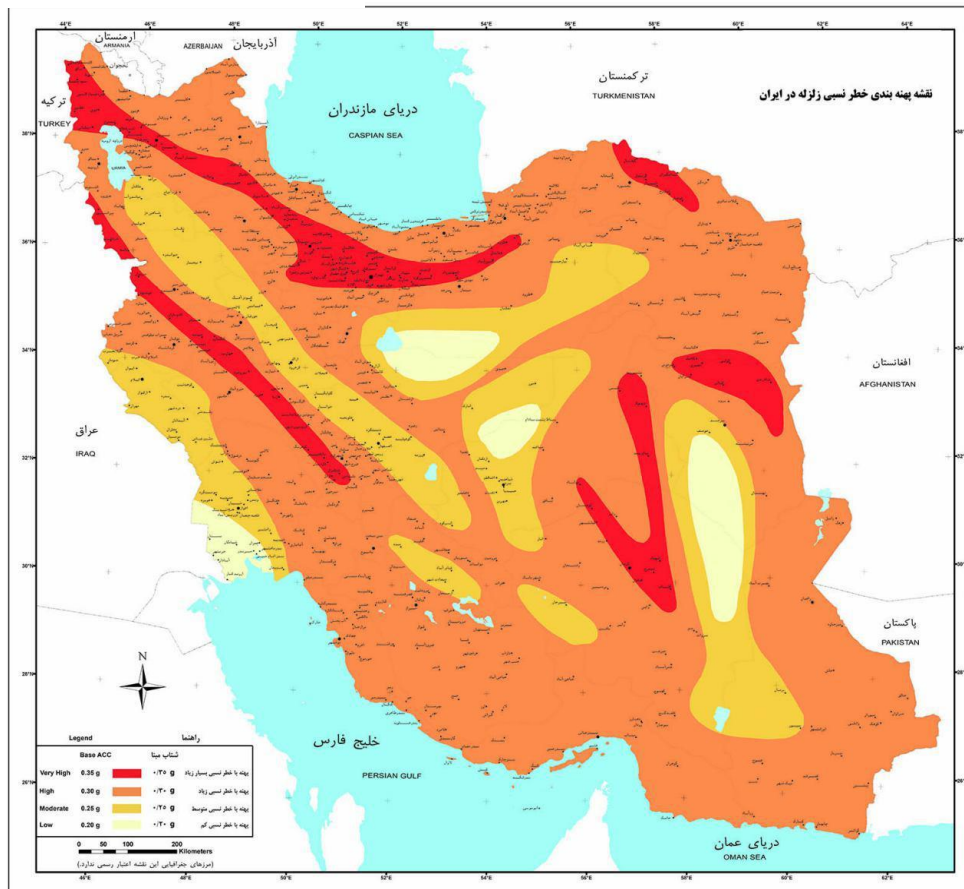
۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

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

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



Plan

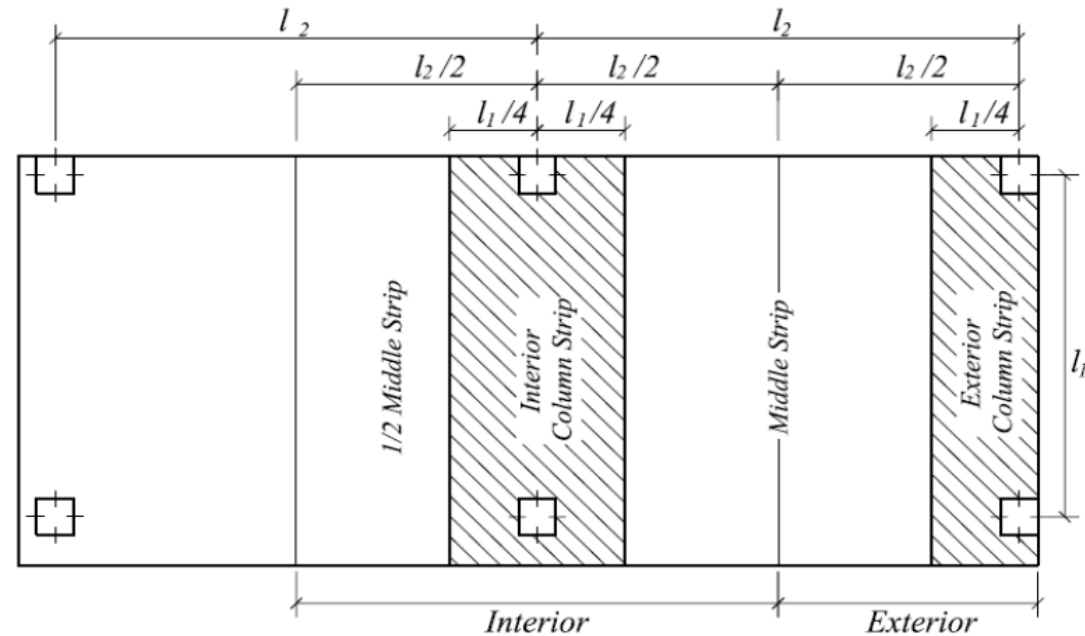


ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۴	آبادان	خوزستان	*		
۴۸	اراک	مرکزی		*	
۵۱	اردبیل	اردبیل		*	
۶۲	ارومیه	آذربایجان غربی		*	
۸۶	اصفهان	اصفهان		*	
۱۱۵	اهواز	خوزستان		*	
۶۷	بندر عباس	هرمزگان		*	
۷۱	بندر انزلی	گیلان		*	
۹۳	بوشهر	بوشهر		*	
۱۶	همدان	همدان		*	
۴	یزد	یزد		*	
۳۹	نوشهر	مازندران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

ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - 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.



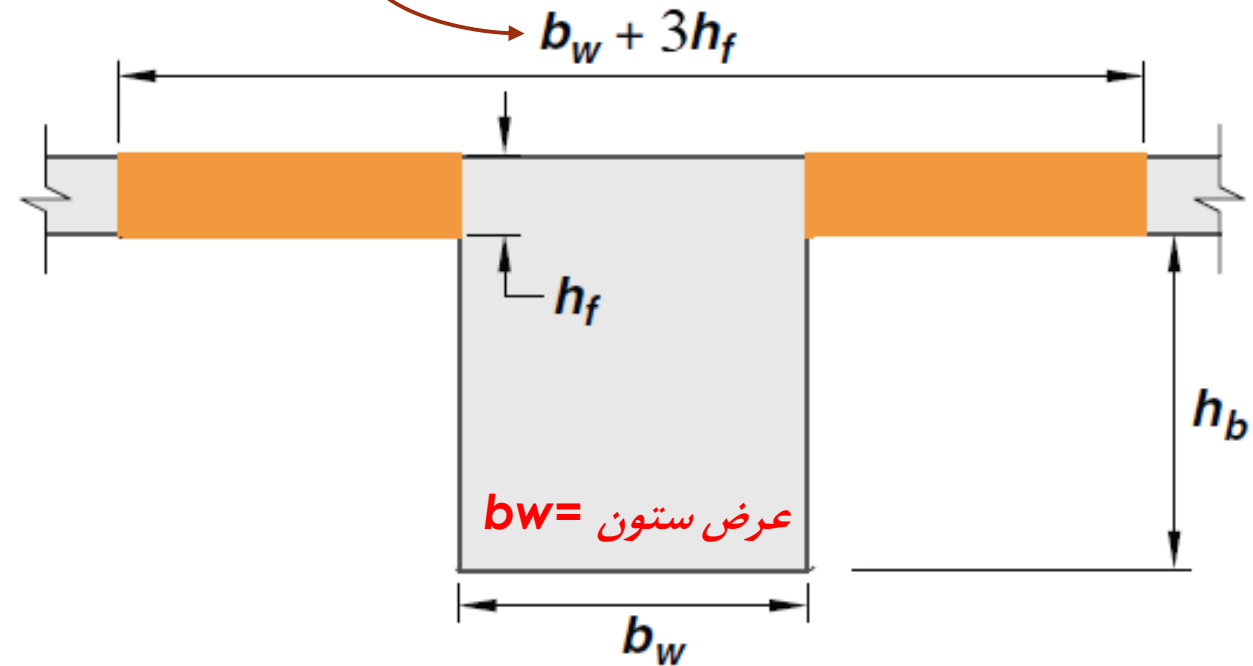
۹-۲۰-۱۰-۵ نوار ستون

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

۵-۵-۲۰-۹ دال های دو طرفه بدون تیر

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



۴-۵-۵-۲۰-۹ 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 اعضایی 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

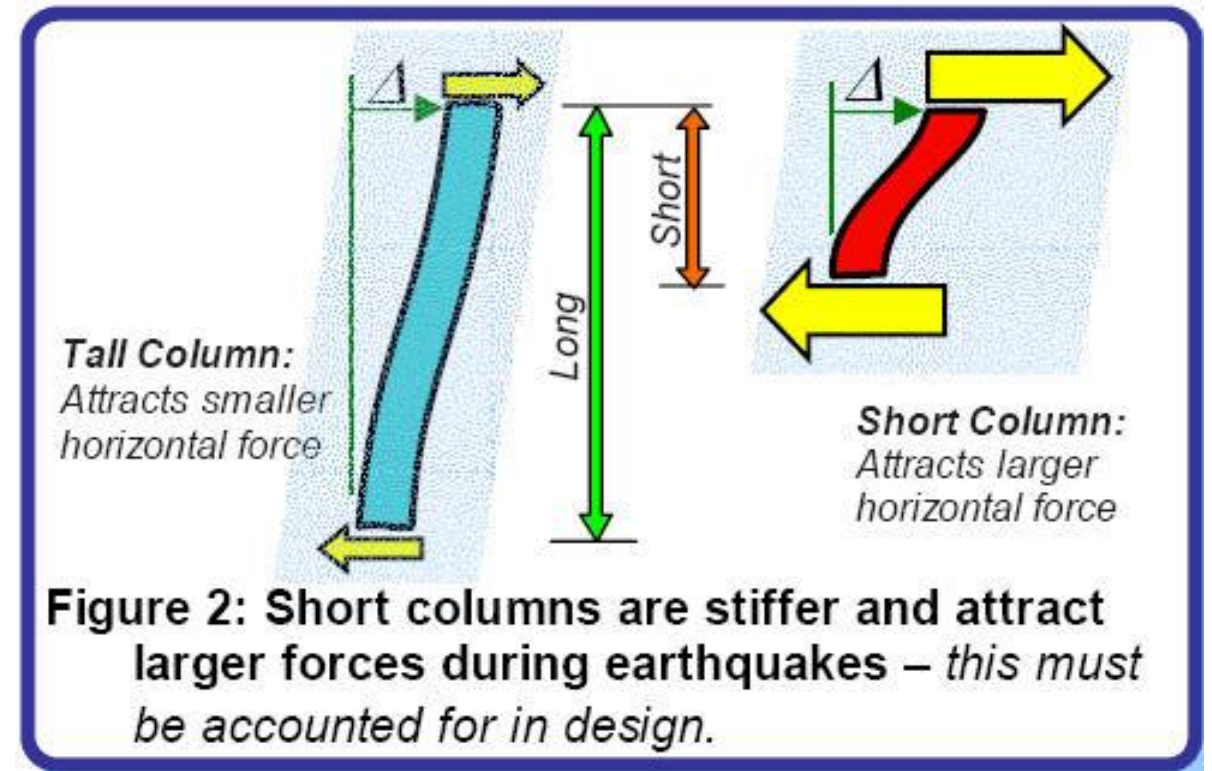
۹-۲۰-۱۰-۳-۱ طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون باید بر اساس مقدار لنگر خمشی و برش ایجاد شده در آن‌ها وقتی تحت تاثیر تغییر مکان جانبی طرح، δ_{ll} قرار گیرند، مطابق بندهای ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ انجام شود. در صورتی که اثرات δ_{ll} در محاسبات به صورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳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

الف- وقتی اتصالات این اعضا مفصل است:

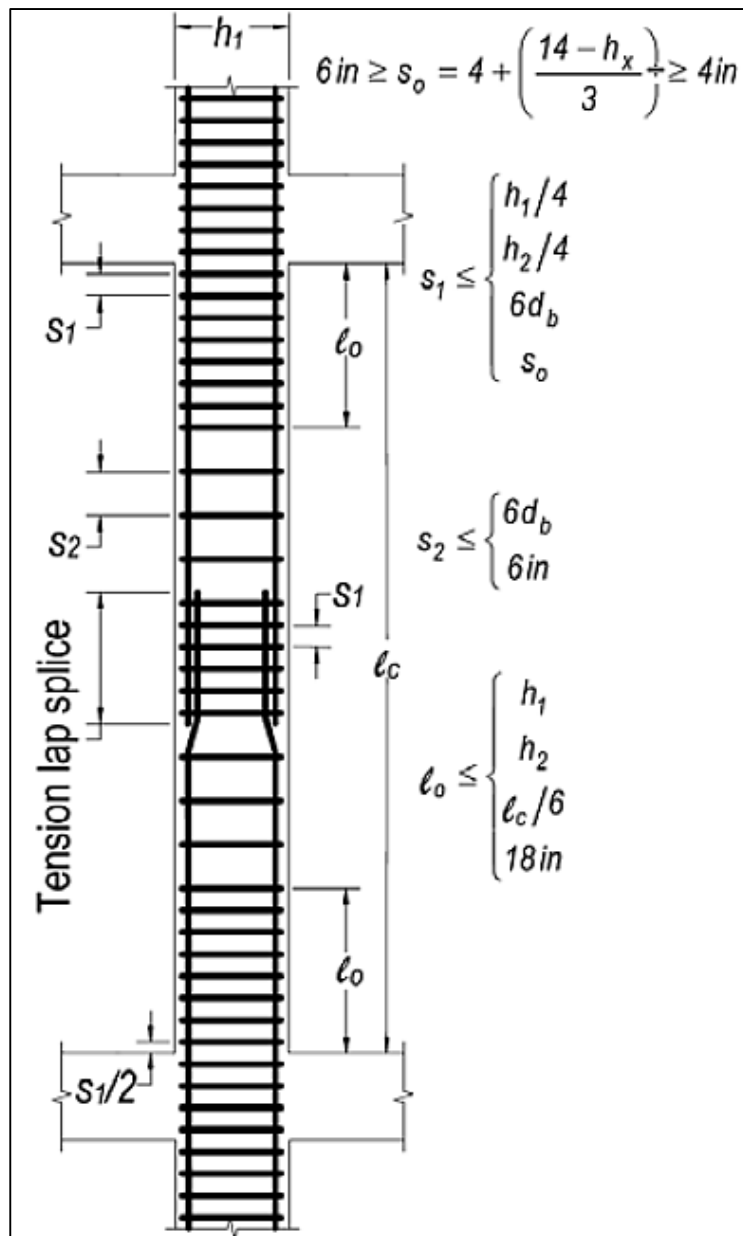
در این حالت صرفا اثرات P-Delta تشدید و اعضا کنترل می شوند.

اعضایی که جزو سیستم باربر جانبی نیستند:

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

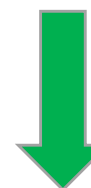


رابطه فوق بر اساس **گیرداری کامل** دو انتهای ستون است. راه ساده شده این است که بجای کنترل لنگر و برش فوق (که متناسب با سختی گره ها تغییر می کند)، ابتدا ضریب زلزله را **Cd** برابر کرده و سپس این اعضا کنترل شوند که آیا قابلیت طراحی (پاسخگویی) دارند یا خیر. اگر جوابگو بودند ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و اگر نبودند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



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

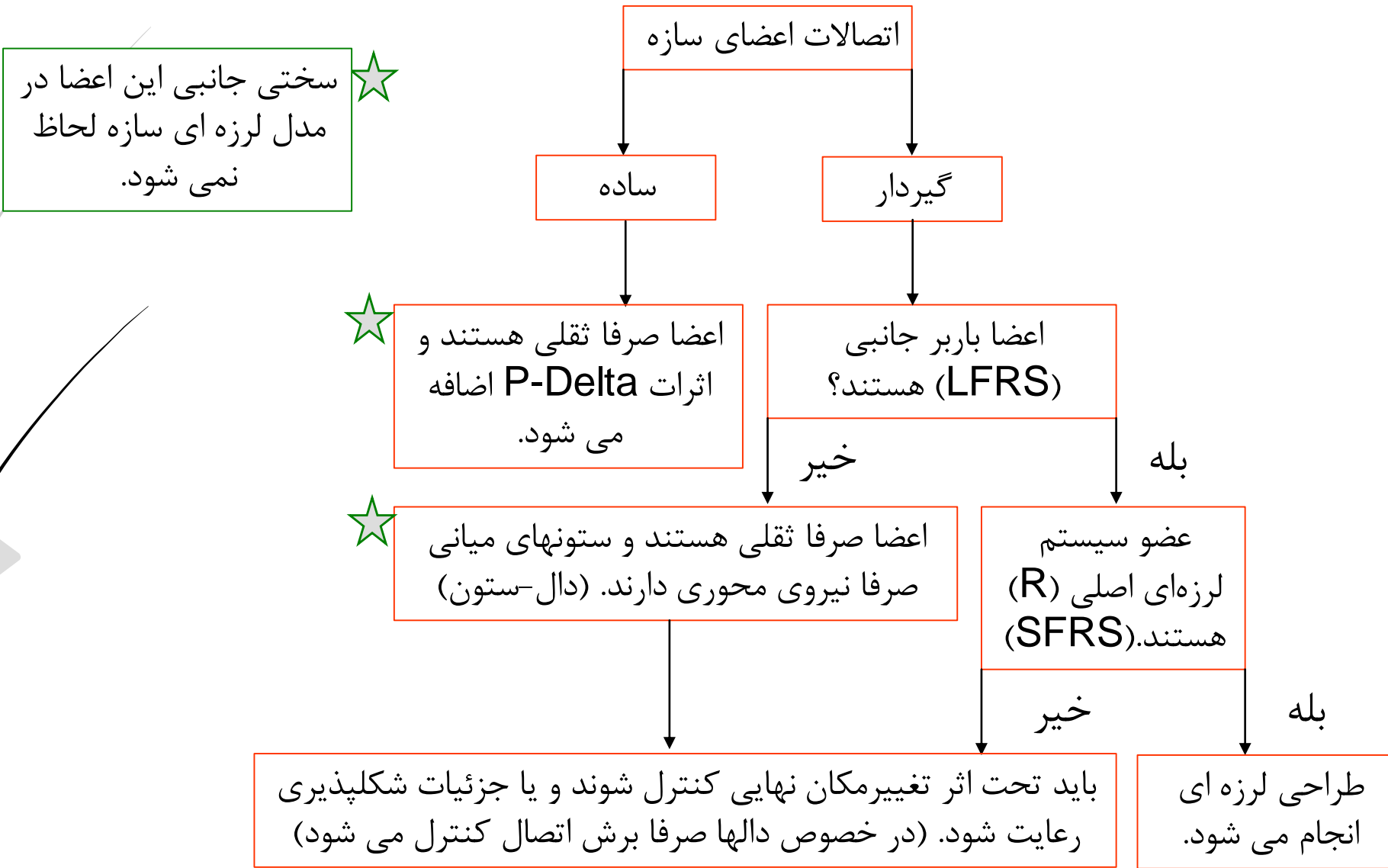
۲۰-۱۰-۳-۳ در مواردی که لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب بیشتر از ϕM_n یا ϕV_n باشند، و یا در صورتی که مقادیر لنگر خمشی یا برش مطابق بند ۲۰-۱۰-۲ محاسبه نشده باشند، باید ضوابط «الف» تا «ت» زیر رعایت شوند:



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



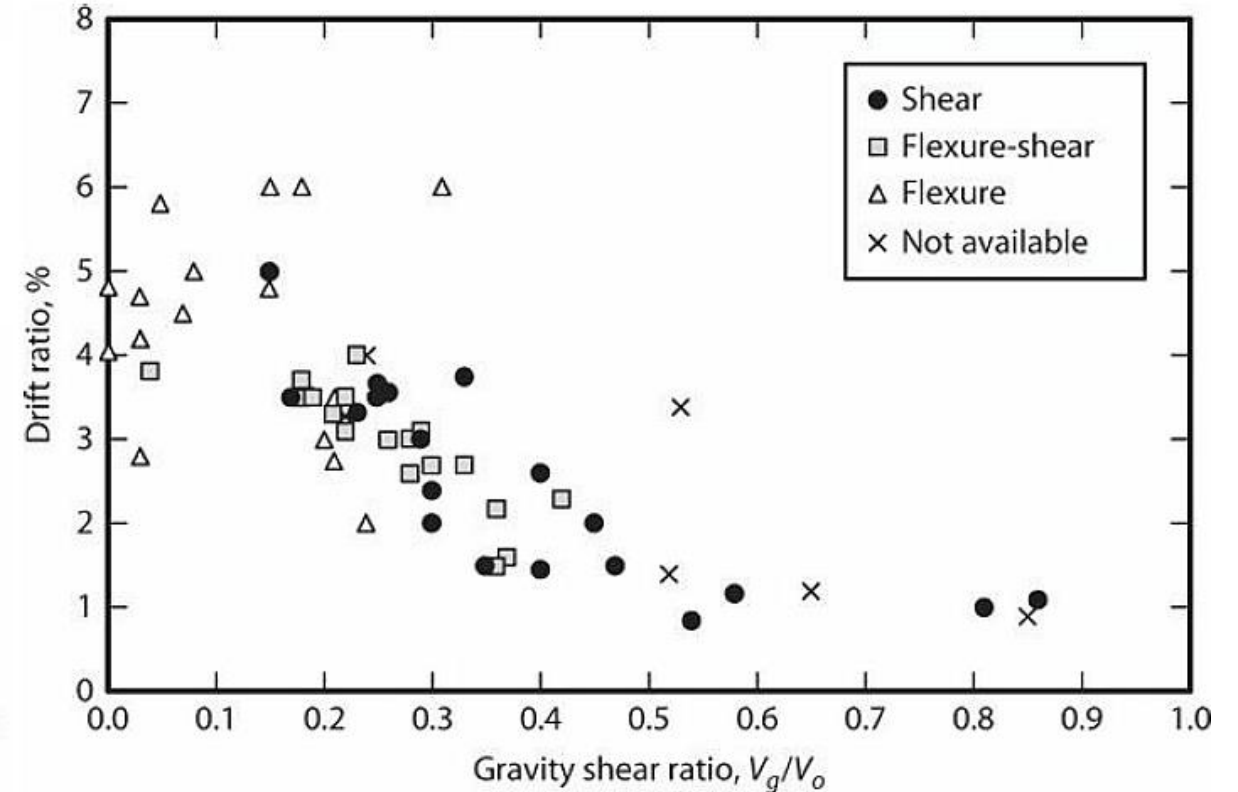
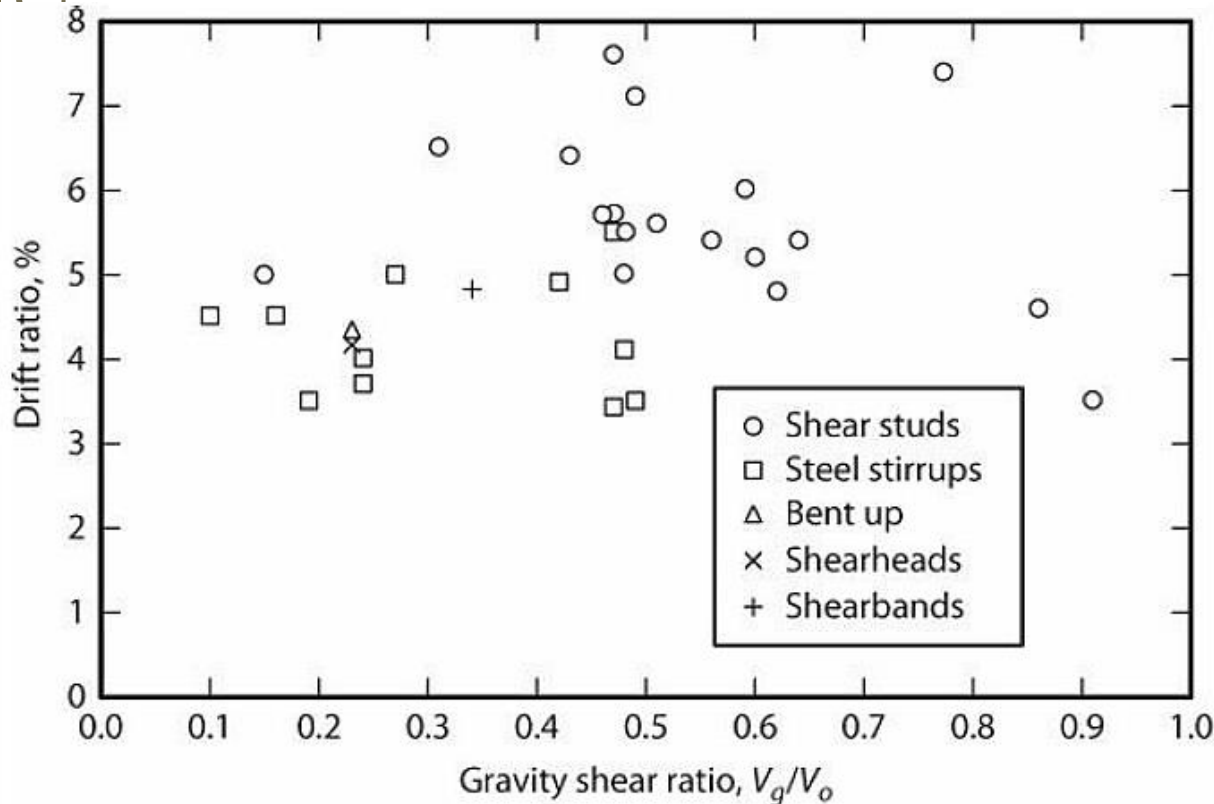
قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - غیر باربر

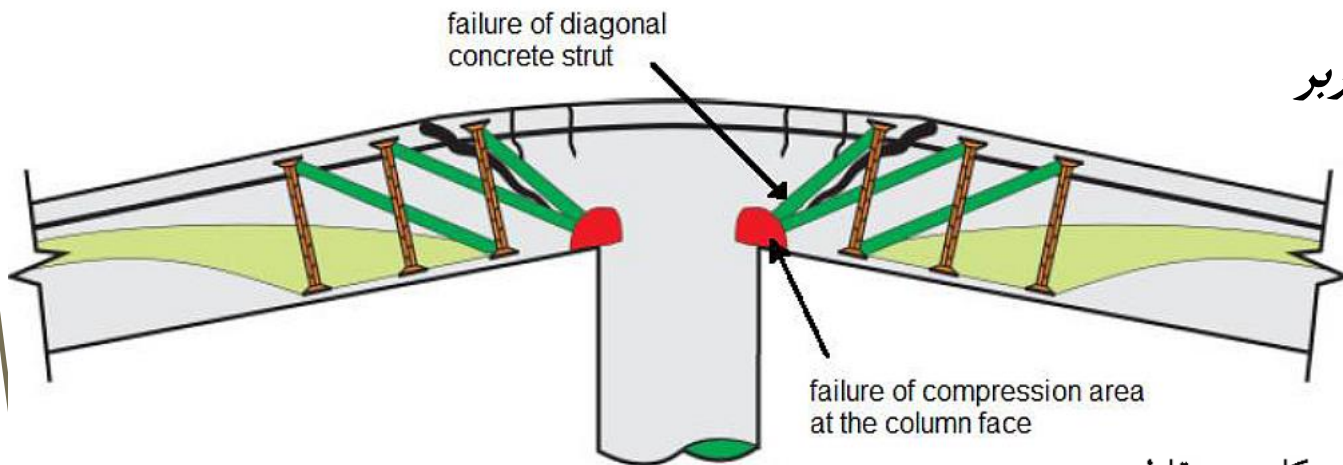
ضوابط لرزه ای دال - ستونی (دالهای تخت)

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)

۹-۲۰-۱۰-۴ اتصالات دال به ستون

تغییر مکان جانبی نسبی (واقعی) طرح

ارتفاع طبقه در طبقه X

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

بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده اند، در صورتی که $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20} \left(\frac{V_{uw}}{\phi V_c} \right)$

باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۷ و

۹-۲۰-۱۰-۵ استفاده شود. (شماره بندهای صحیح: ۹-۱۰-۷-۳-۷ و ۳-۸ است)

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

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

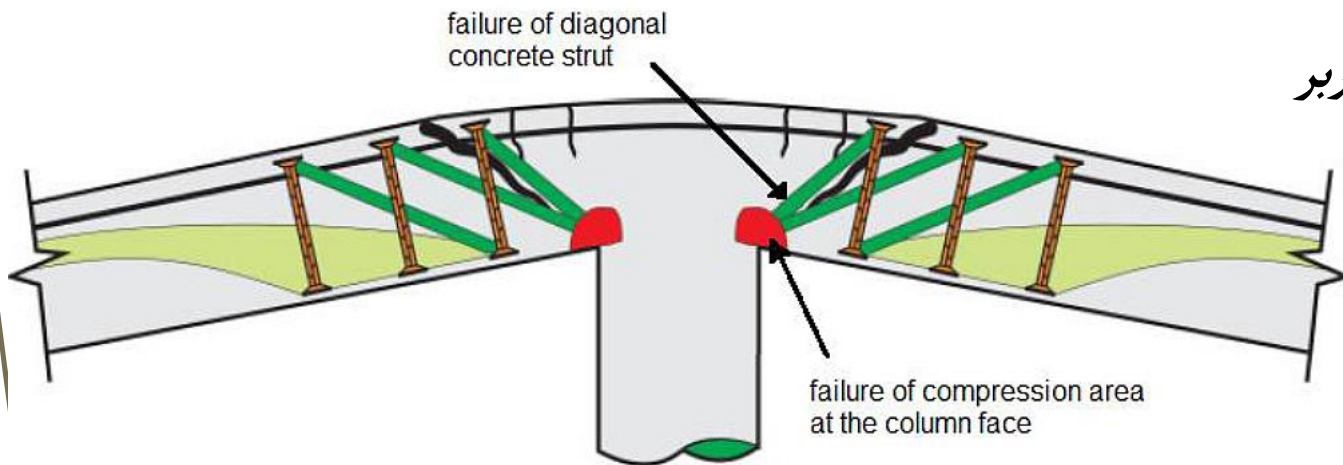
مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه ی آرماتور برشی مطابق

بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ نمی باشد.

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

$v_{ww} =$ 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

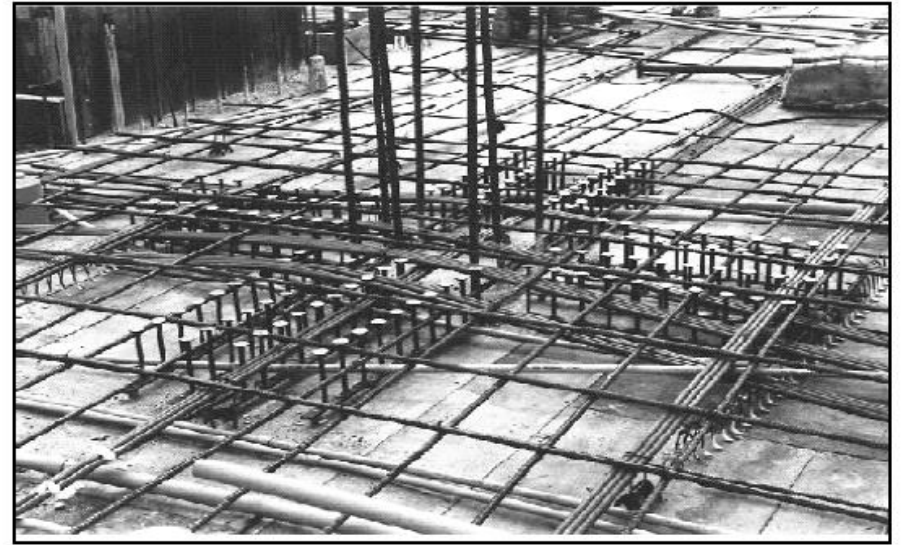
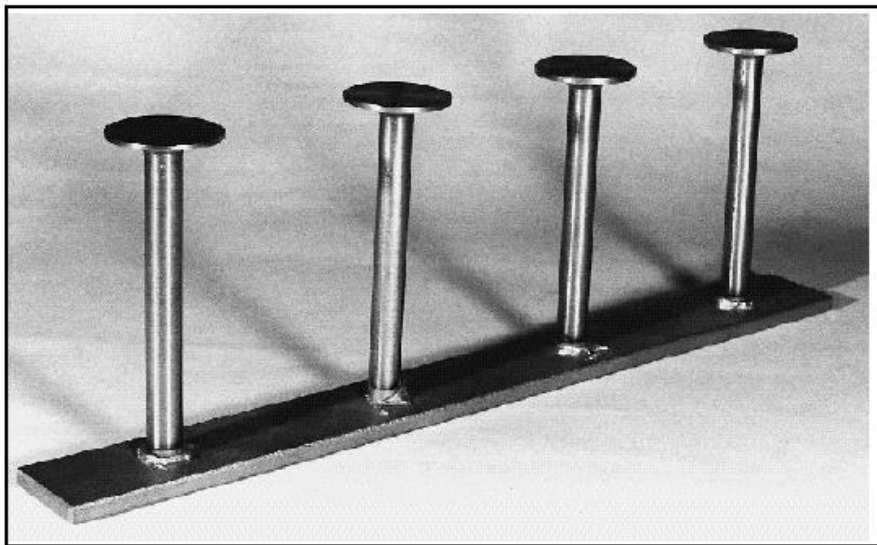
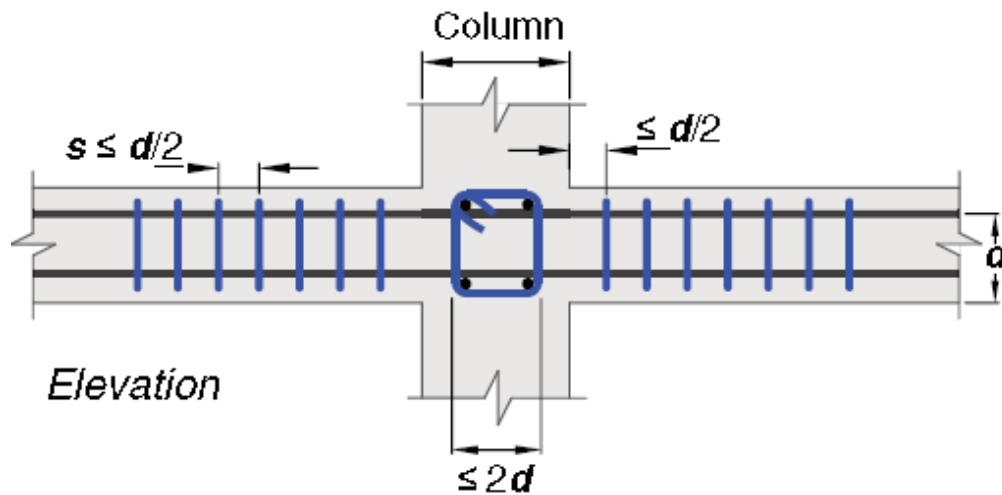


Fig. 2.15: (a) Shear Studs, and (b) Application in Flat Slab

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 ۱۰-۴ موقعیت اولین خاموت و محدودیت‌های فاصله گذاری

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

