



به نام خدا

جزئیات آرماتور بندی با توجه به سطح شکل پذیری

سازه های بتنی - دال و دیافراگم

زمستان ۱۴۰۳

علیرضا فاروقی

دکترای تخصصی مهندسی سازه



ISTAINS



Faroughi.alireza

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

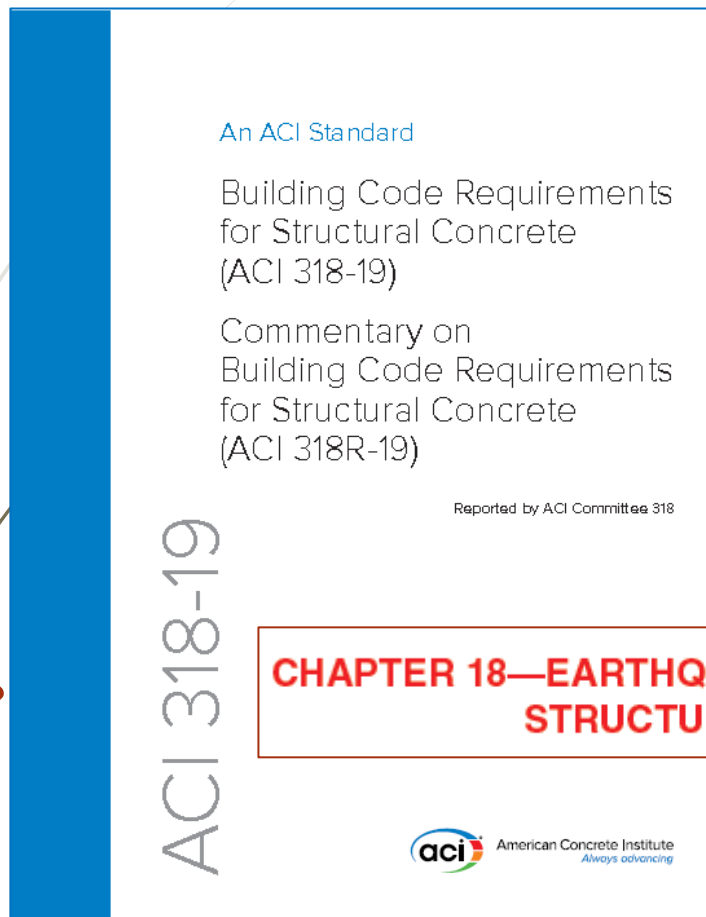
عضو کارگروه تدوین ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰

عضو کارگروه فصل بیستم آبا (ضوابط لرزه ای) ویرایش ۱۴۰۰

عضو کمیته ایرانی نرم افزار های مهندسی و کارگروه بتن

عضو کمیته فنی استاندارد ملی بارهای طراحی سازه های غیرساختمانی

آیین نامه های مورد استفاده:

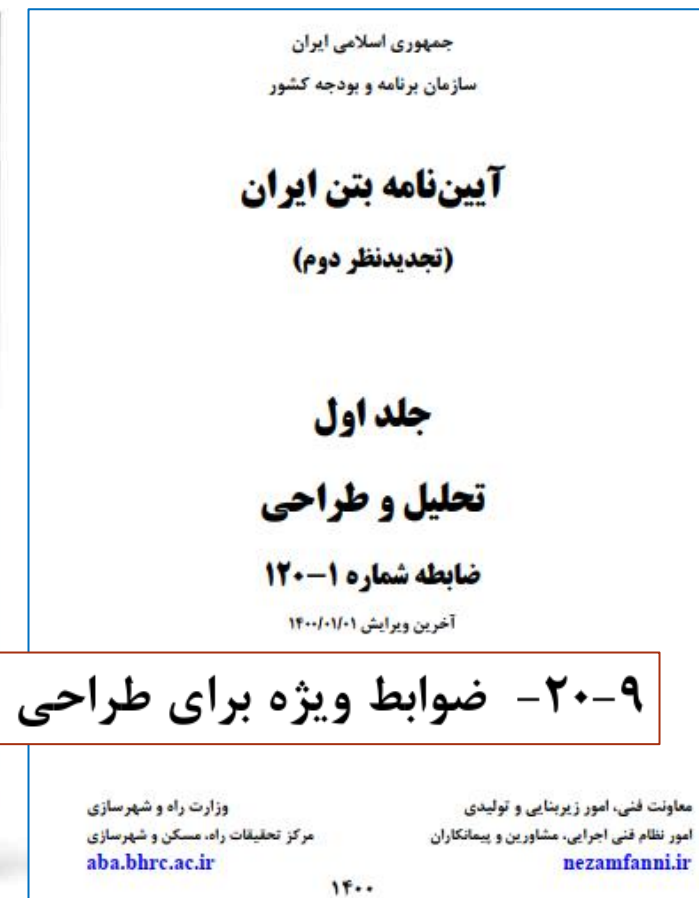


CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

ACI 318 –19



مبحث نهم -۹۹



۹-۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

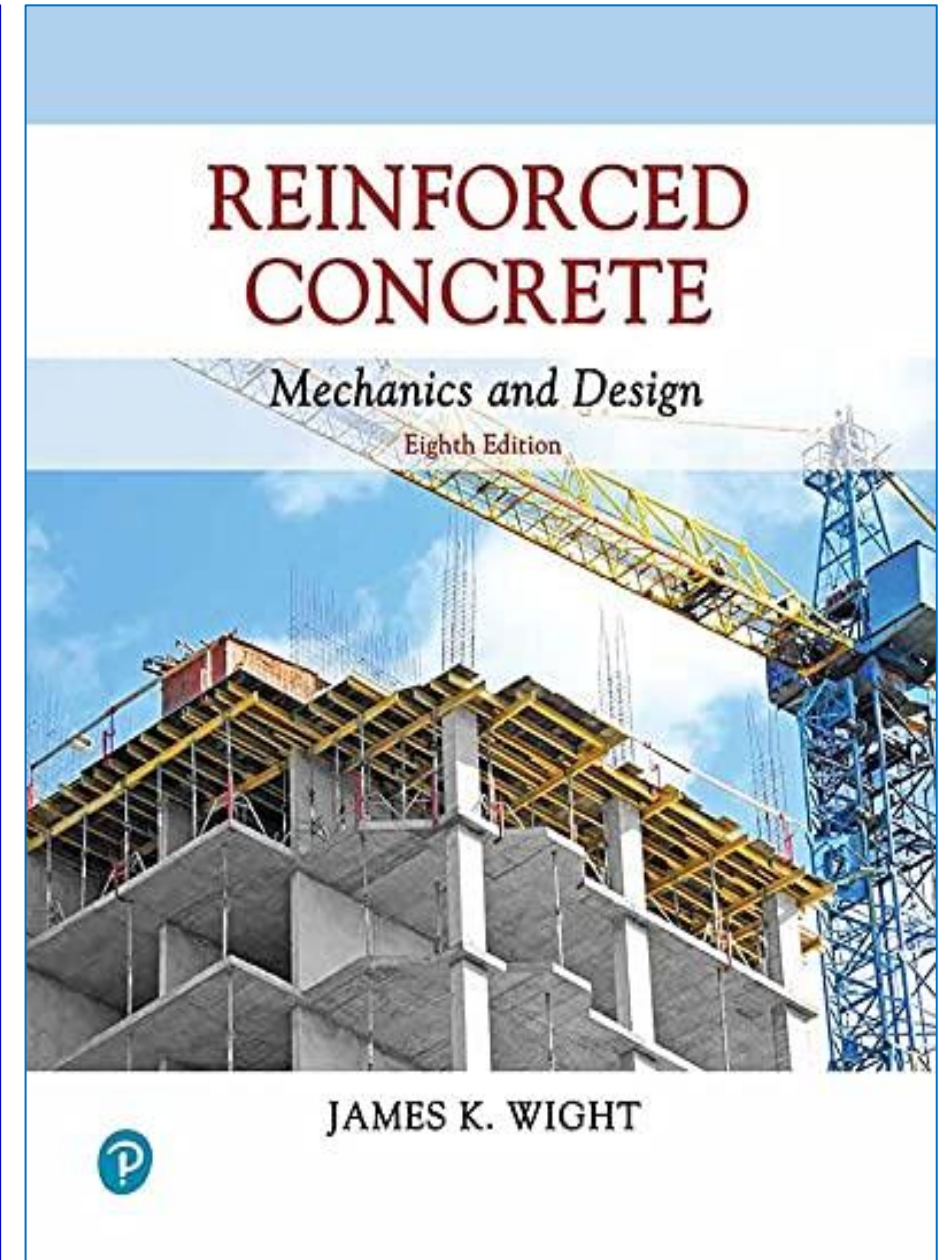
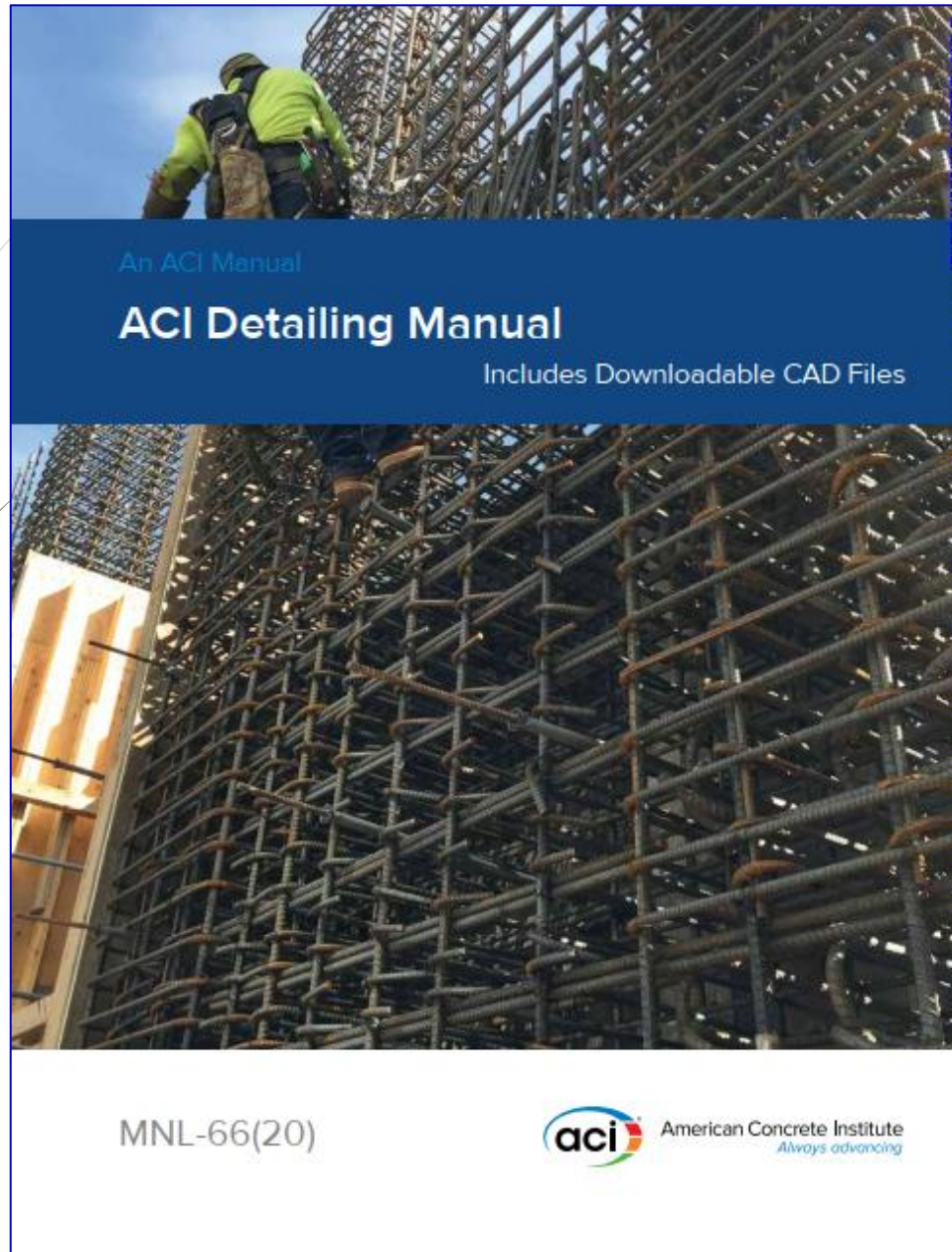
آبا-۱۴۰۰ (وی رای ش ۱۴۰۲/۰۹/۳۰)

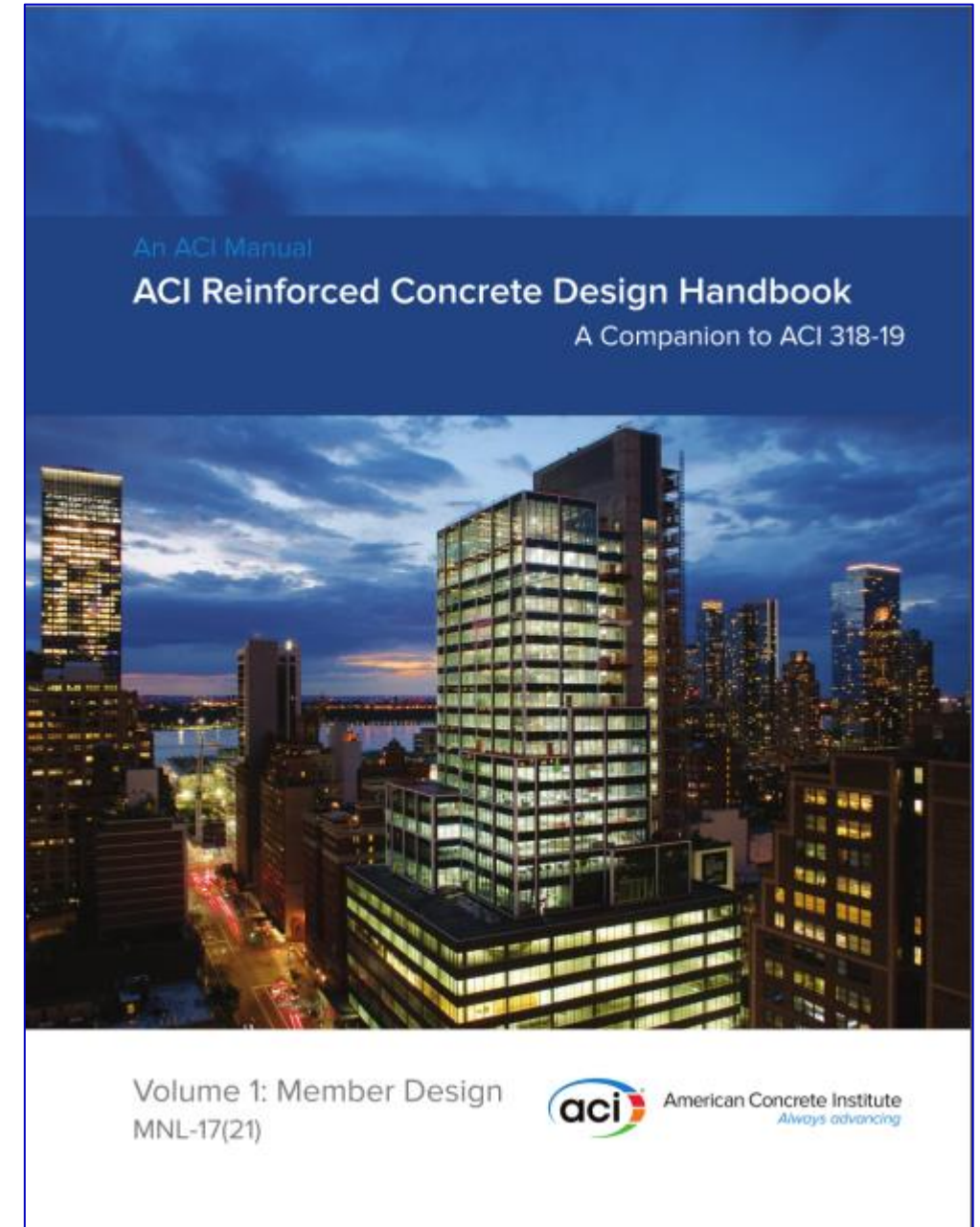
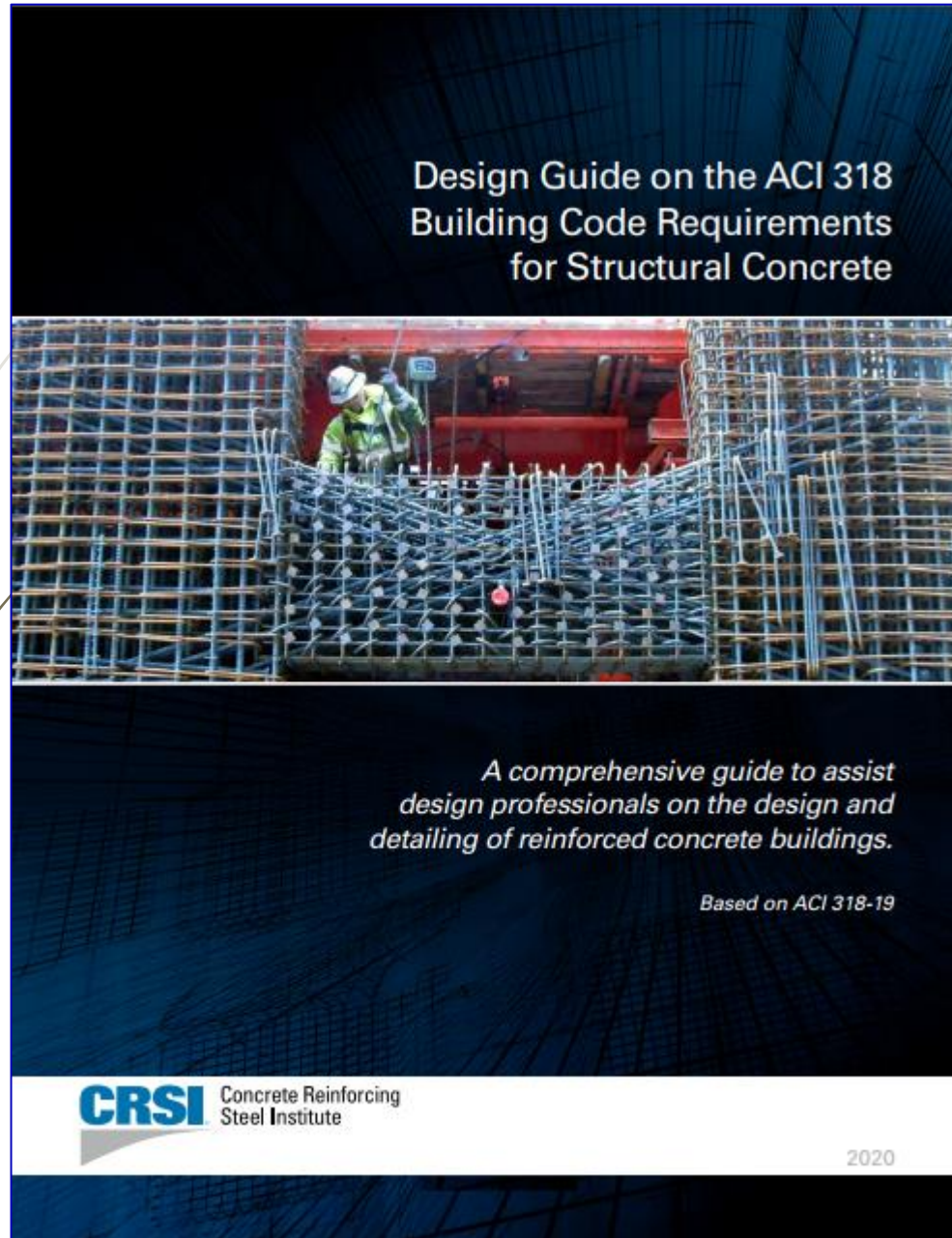
جزئیاتی برای اجرا که

ضوابط لرزه ای آن به فصل

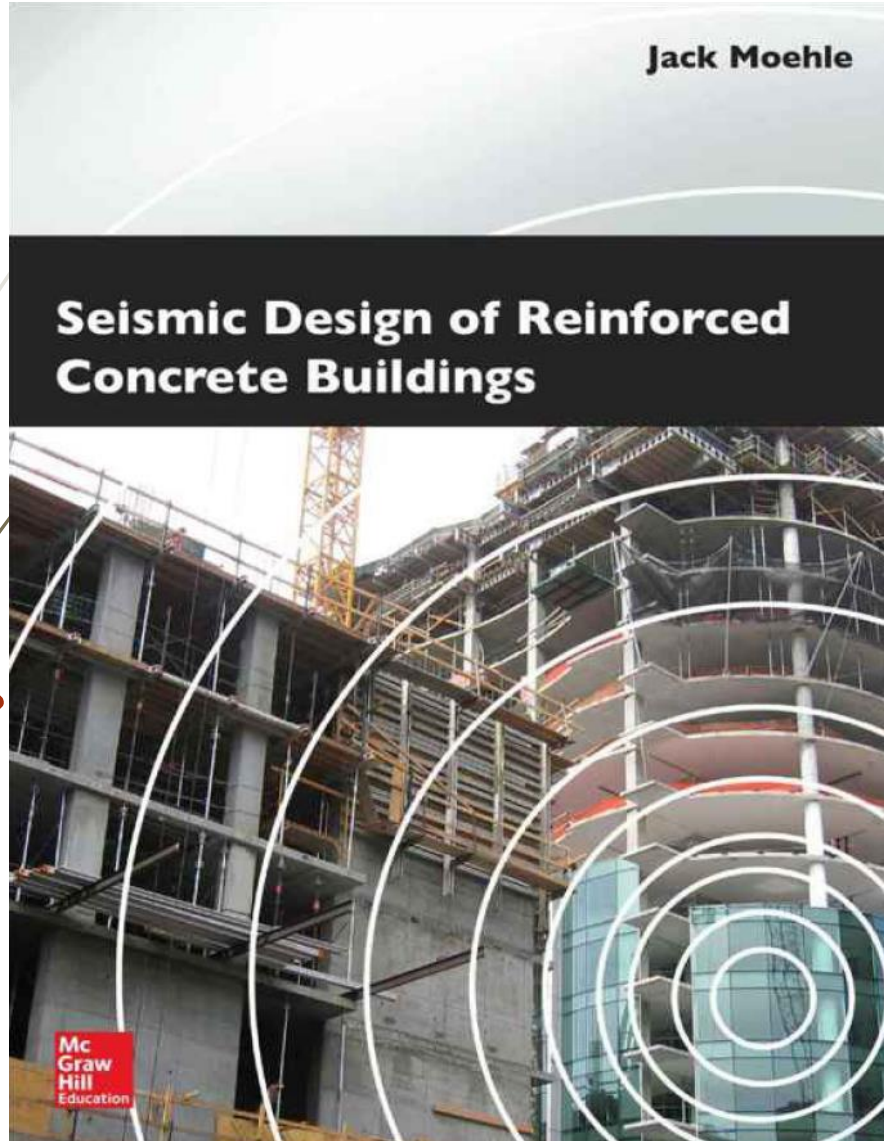
ACI 318 - هجدهم

19 ارجاع شده است.





سایر مراجع لرزه ای:



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



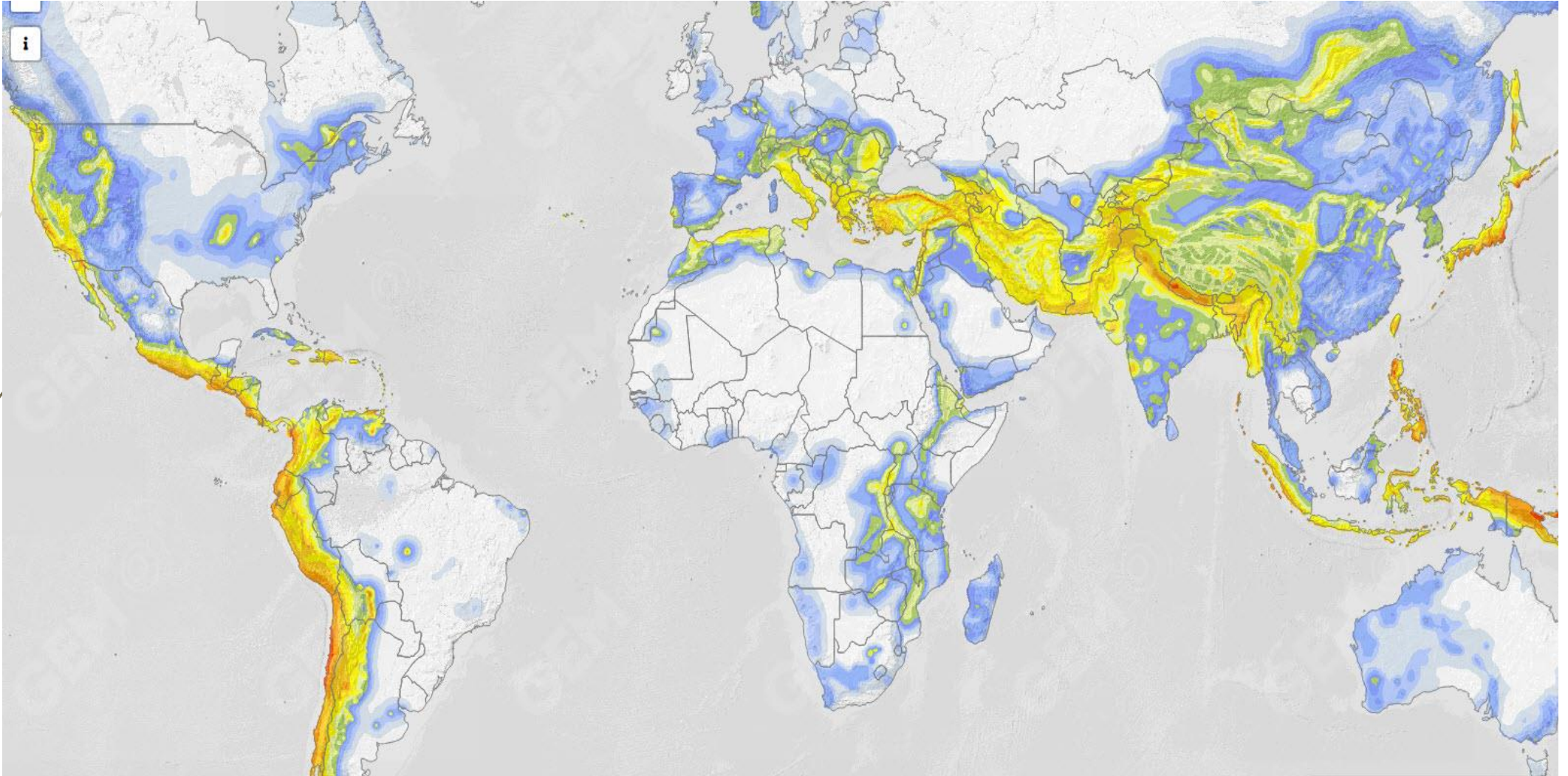
NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1



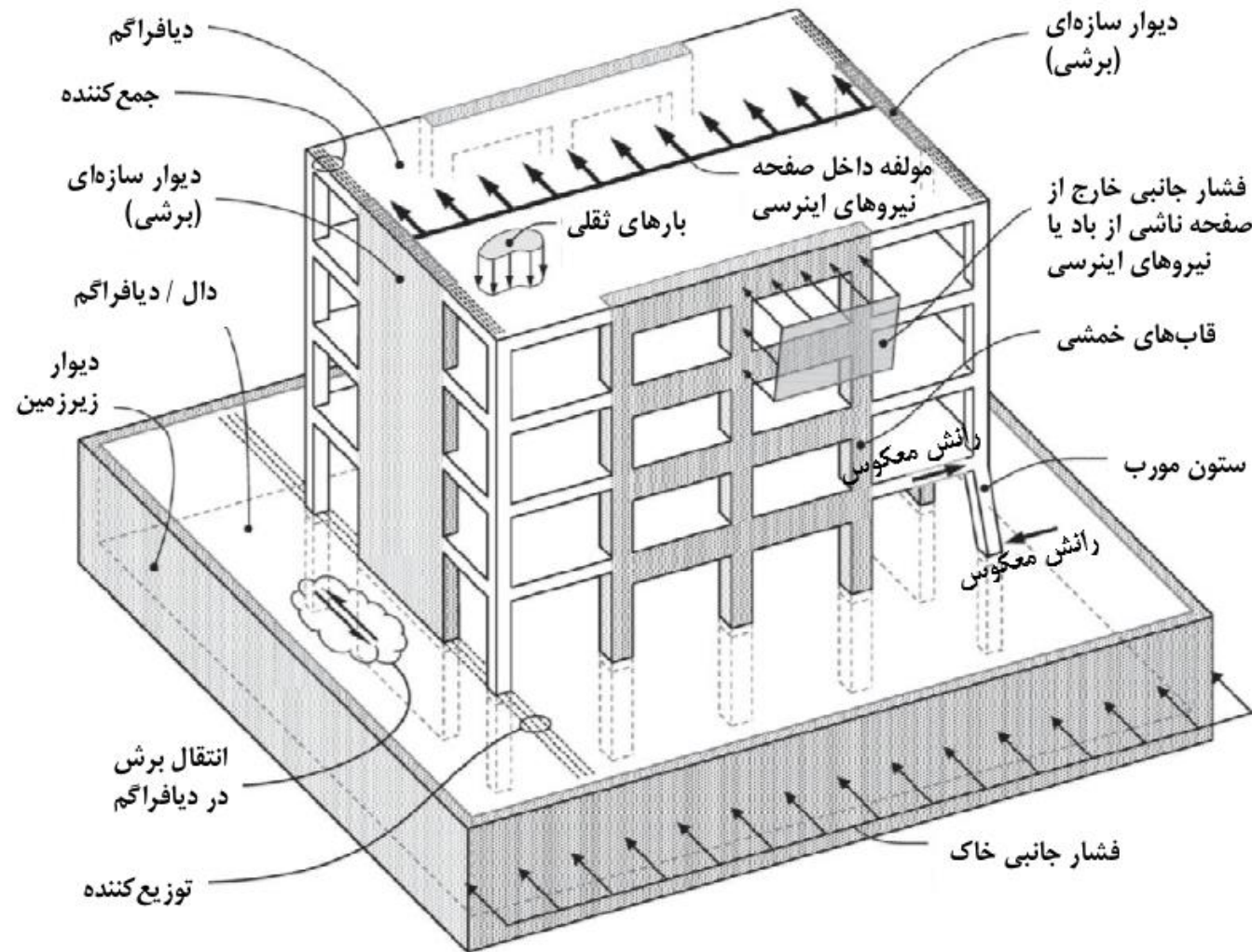
Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames
A Guide for Practicing Engineers
SECOND EDITION

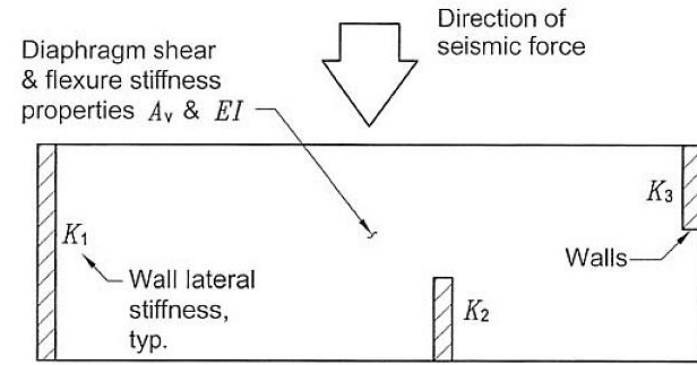
Jack P. Moehle
John D. Hooper

چرا طرح لرزه ای؟

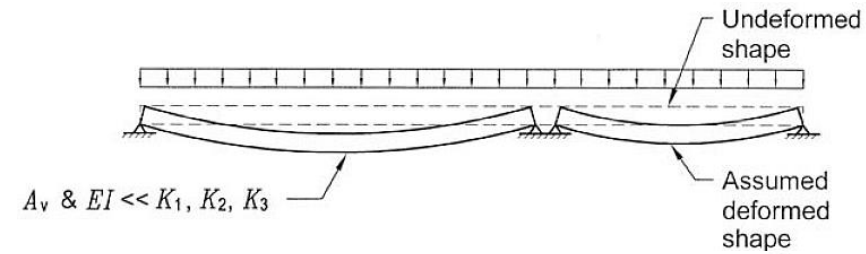


۹-۱۴- دیافراگم‌ها

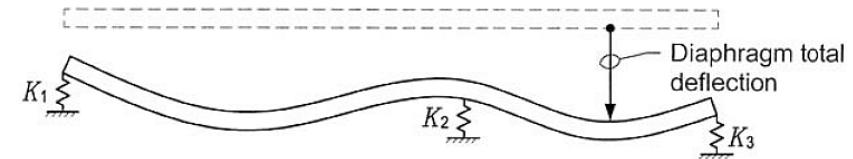




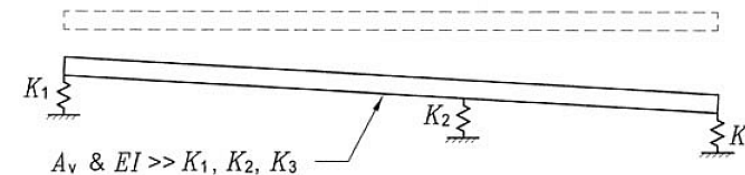
(a) EXAMPLE DIAPHRAGM PLAN



(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

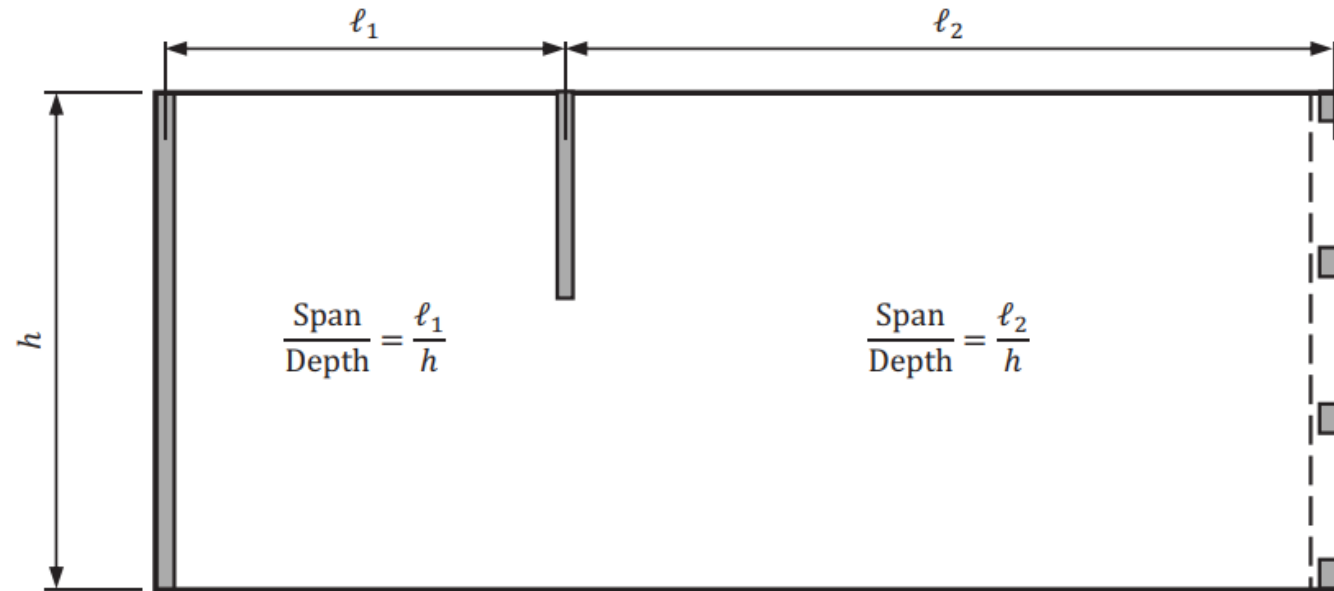
دیافراگم‌ها

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

CRSI Concrete Reinforcing Steel Institute

- 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.



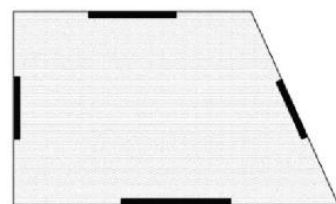
ضوابط لرزه ای دیافراگم

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.

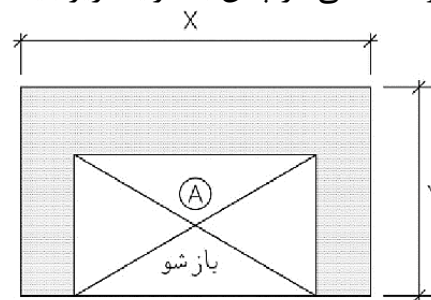
کجا باید از دیافراگم نیمه صلب استفاده کرد؟

مطابق ASCE7-16 و ATC 72-1 در نامنظمی در پلان با شرایط زیر باید از قیود دیافراگم نیمه صلب استفاده شود:



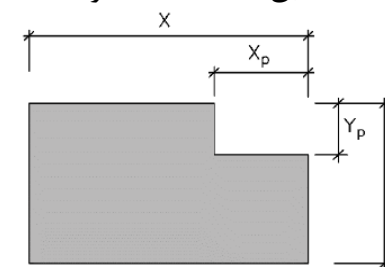
دیوار

ث - نامنظمی سیستم های غیر موازی



$$A > 0.5 \ XY$$

پ - ۱ نامنظمی دیافراگم (در مساحت)



$$\frac{X_p}{X} > 0.20 \ \& \ \frac{Y_p}{Y} > 0.20$$

الف - نامنظمی هندسی

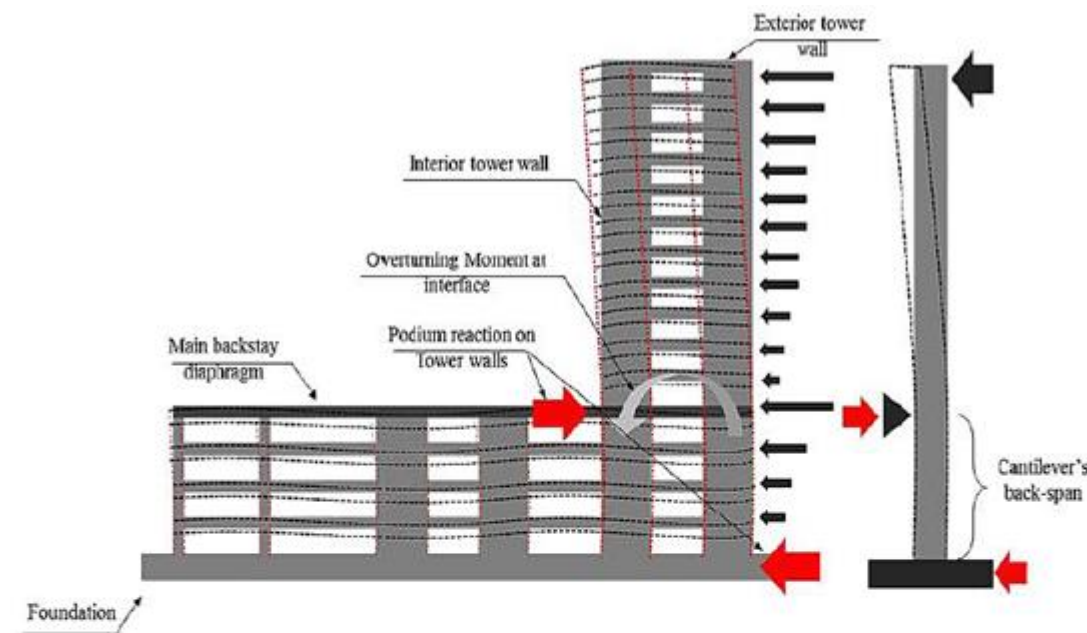
A.6.2 Building Code Requirements

PEER/ATC 72-1

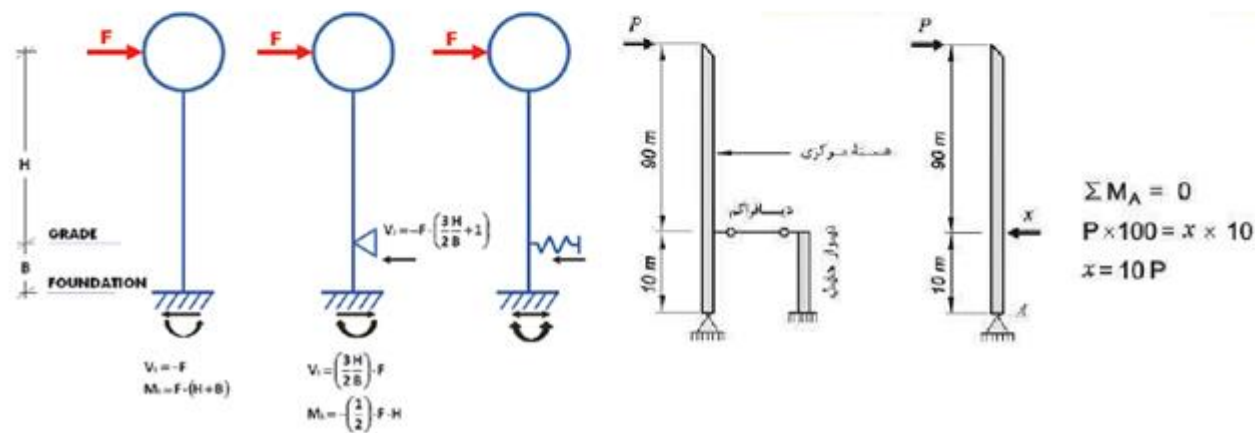
Prior to 2005, building codes did not regulate the choice between diaphragm modeling assumptions. Beginning with ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2006), use of a rigid diaphragm assumption for concrete diaphragms required that no horizontal irregularities be present in the building. Diaphragms in buildings not meeting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

:Backstay effect

رانش معكوس



By Nat Tocci, P.E. and Sanya Levi



ضوابط لرزه ای دیافراگم

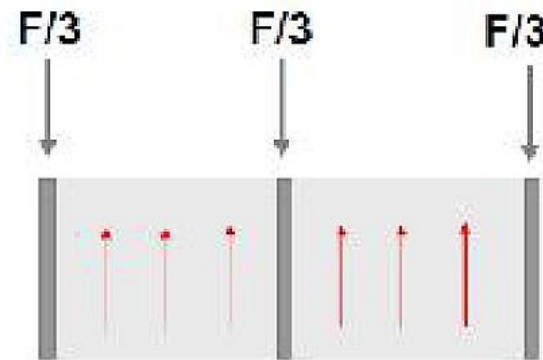
معرفی

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

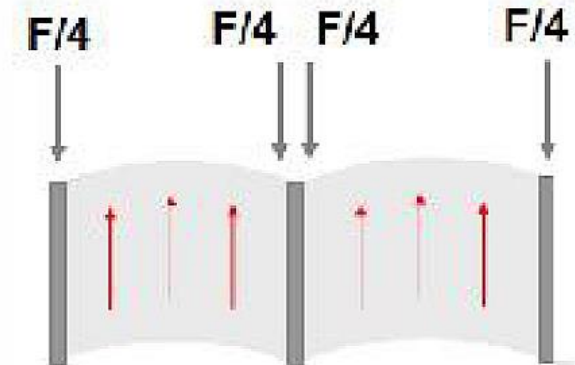
کاربرد	شرح	رابطه	کاربرد	شرح	رابطه
عموماً برای دیافراگم بتن و بتن روی عرشه ی فولادی کاربردی نیست. به طور متداول برای دیافراگم های چوبی و عرشه های فولادی بدون رویه (ی بتنی) مورد استفاده قرار می گیرند. عموماً به جای نرم افزارهای تحلیل سازه ای با محاسبات دستی یا صفحه گسترده (مثل اکسل) استفاده می شوند.	فرض 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.	دیافراگم انعطاف پذیر	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.	دیافراگم صلب	
			در مدل تحلیلی، سختی دیافراگم محدود گنجانده شده است. سختی بر مبنای ضخامت، ابعاد و مشخصات مصالح دیافراگم محاسبه می شود.	دیافراگم نیمه صلب	
			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 : $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5$

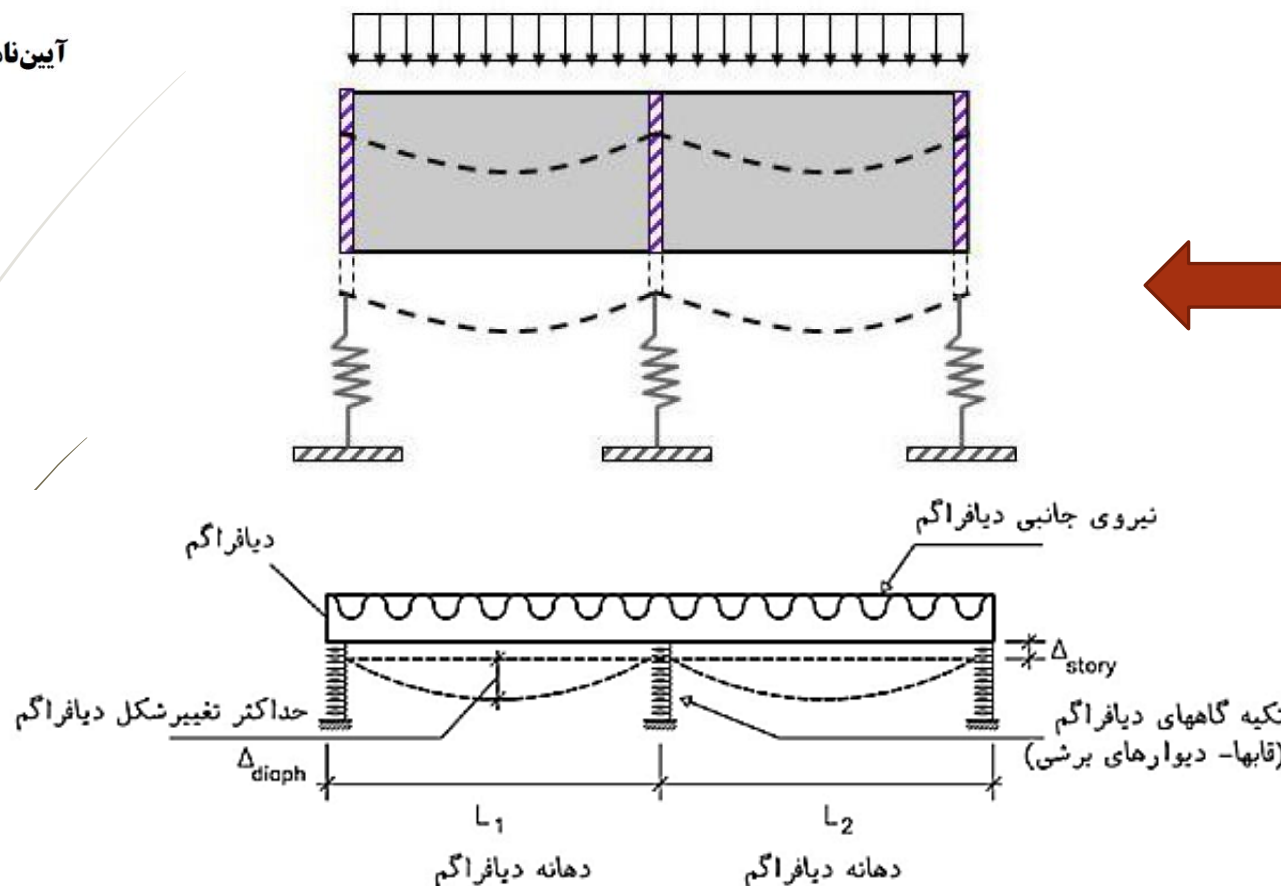
آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

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

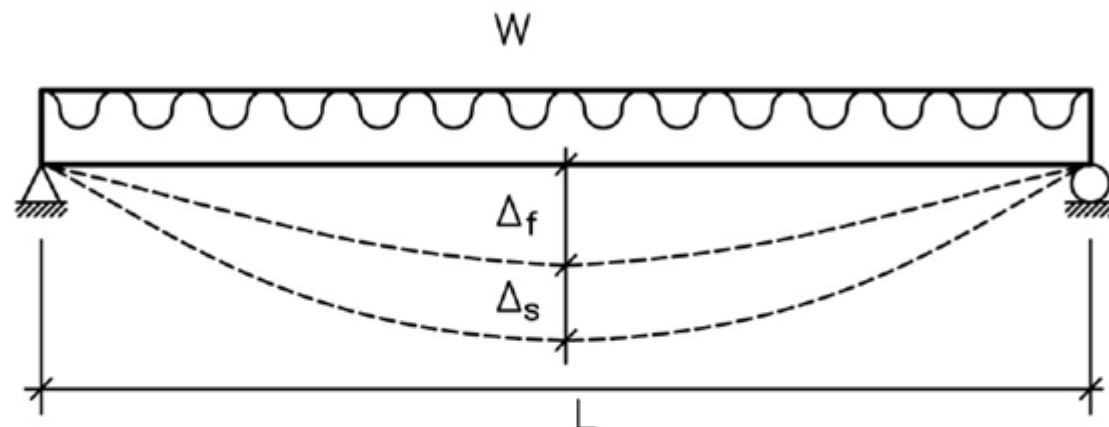
استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۴)

پیوست ۴

دیافراگم ها

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



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

w = بار گسترده یکنواخت

E = مدول ارتجاعی ماده

I = گشتاور ماند مقطع

α : ضریب فرم

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

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

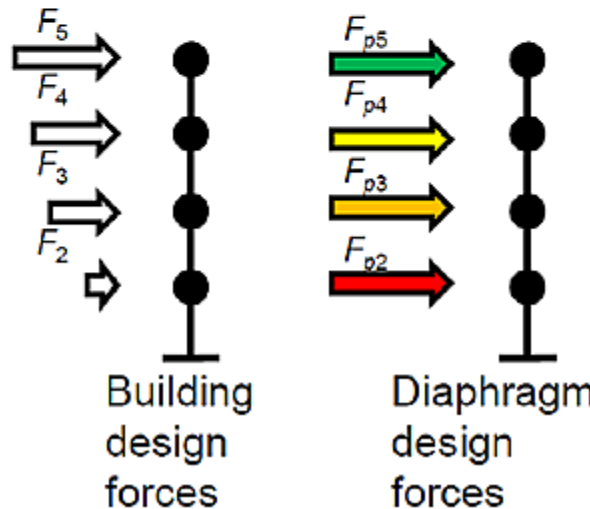
Floor and roof diaphragms shall be designed to resist design seismic forces from the structural analysis, but shall not be less than that determined in accordance with Eq. 12.10-1 as follows:

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

۸-۳ دیافراگم ها و جمع کننده ها
(۱۵-۳)

نکته : (اگر یک دیافراگم وجود داشته باشد)

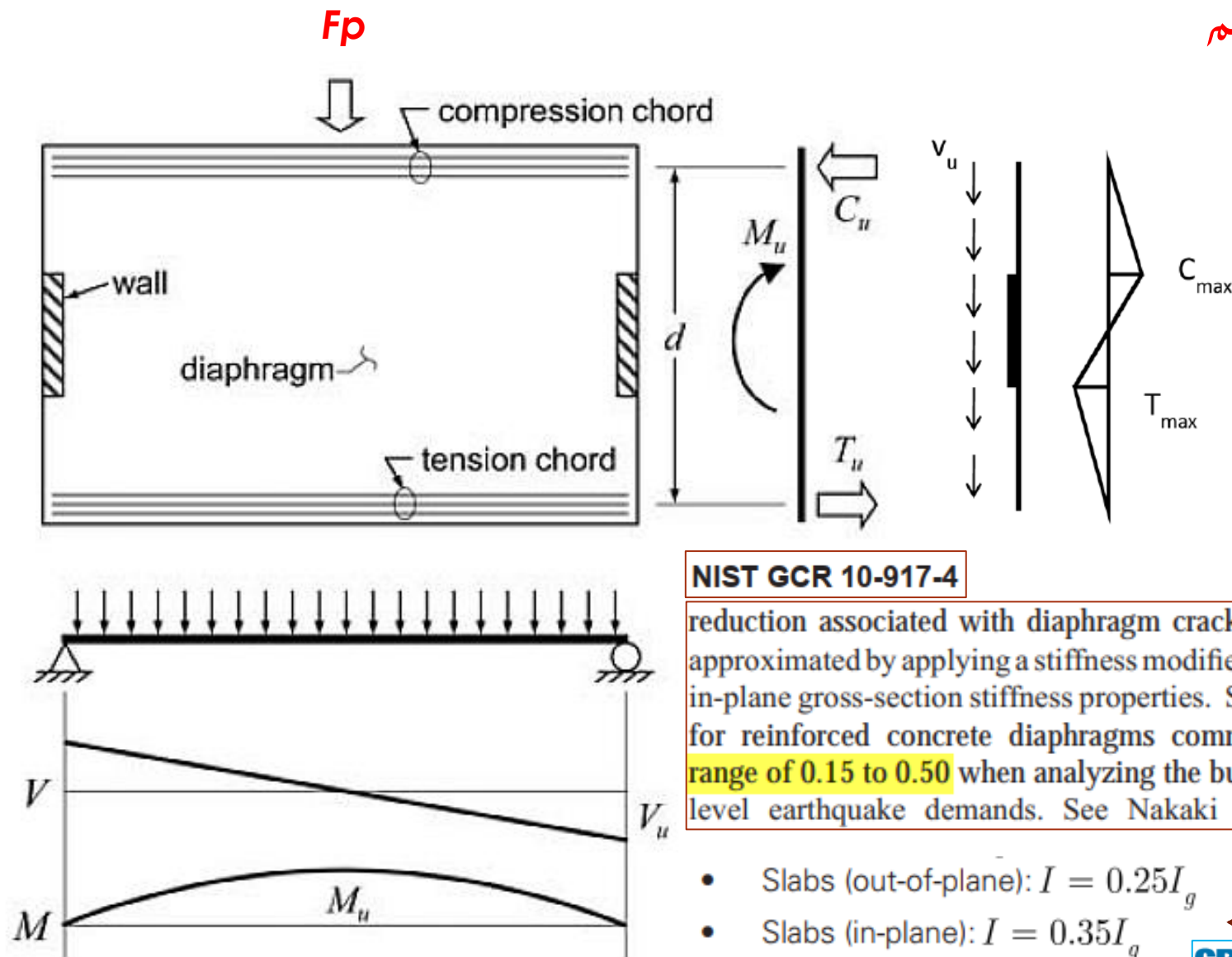
- ۱- بیشترین نیروی وارد بر دیافراگم در تراز بام و برابر نیروی جانبی بام F_n است.
- ۲- کمترین نیروی وارد بر دیافراگم برابر با $C.W1$ در پایین ترین تراز است.



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



NIST GCR 10-917-4

reduction associated with diaphragm cracking commonly is approximated by applying a stiffness modifier to the diaphragm in-plane gross-section stiffness properties. Stiffness modifiers for reinforced concrete diaphragms commonly fall in the **range of 0.15 to 0.50** when analyzing the building for design-level earthquake demands. See Nakaki (2000).

- Slabs (out-of-plane): $I = 0.25I_g$
- Slabs (in-plane): $I = 0.35I_g$

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.

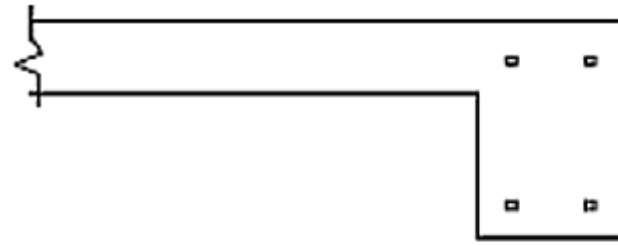
جان یا دال دیافراگم می تواند از نوع بتنی درجا، بتنی پیش ساخته، کف فلزی بدون پوشش یا با پوشش، خرپای فولادی یا طاق ضربی باشد.

- تیر لبه (Chord) – عملکرد و نیروها

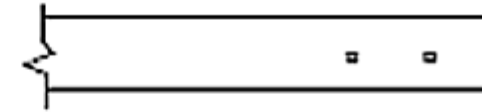
همانگونه که از نام آن روشن است، تیرهایی هستند که در لبه های بیرونی دال و لبه بازشوهای داخلی اجرا می گردند. این تیرها با هدف تأمین ظرفیت خمشی داخل صفحه دیافراگم در راستای اعمال نیرو می باشد. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل زیر نشان داده شده است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

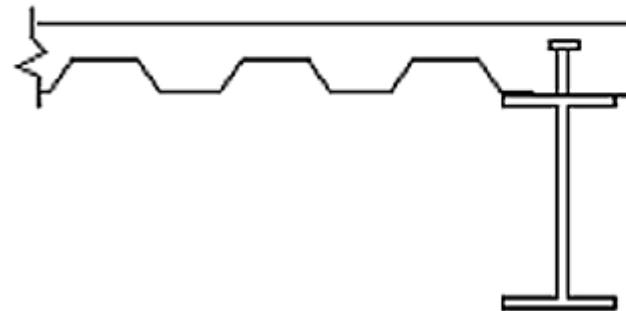
انواع تیر لبه به قرار زیر است :



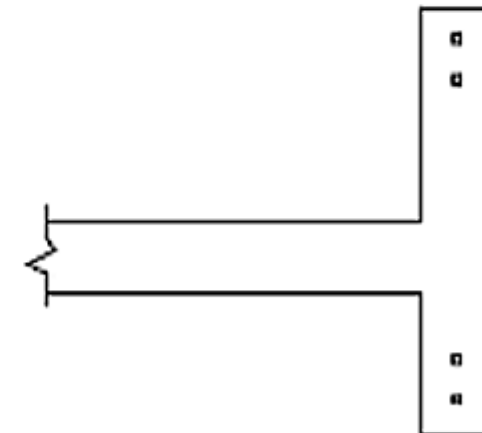
تیر کناری



لبه دال



تیر مرکب



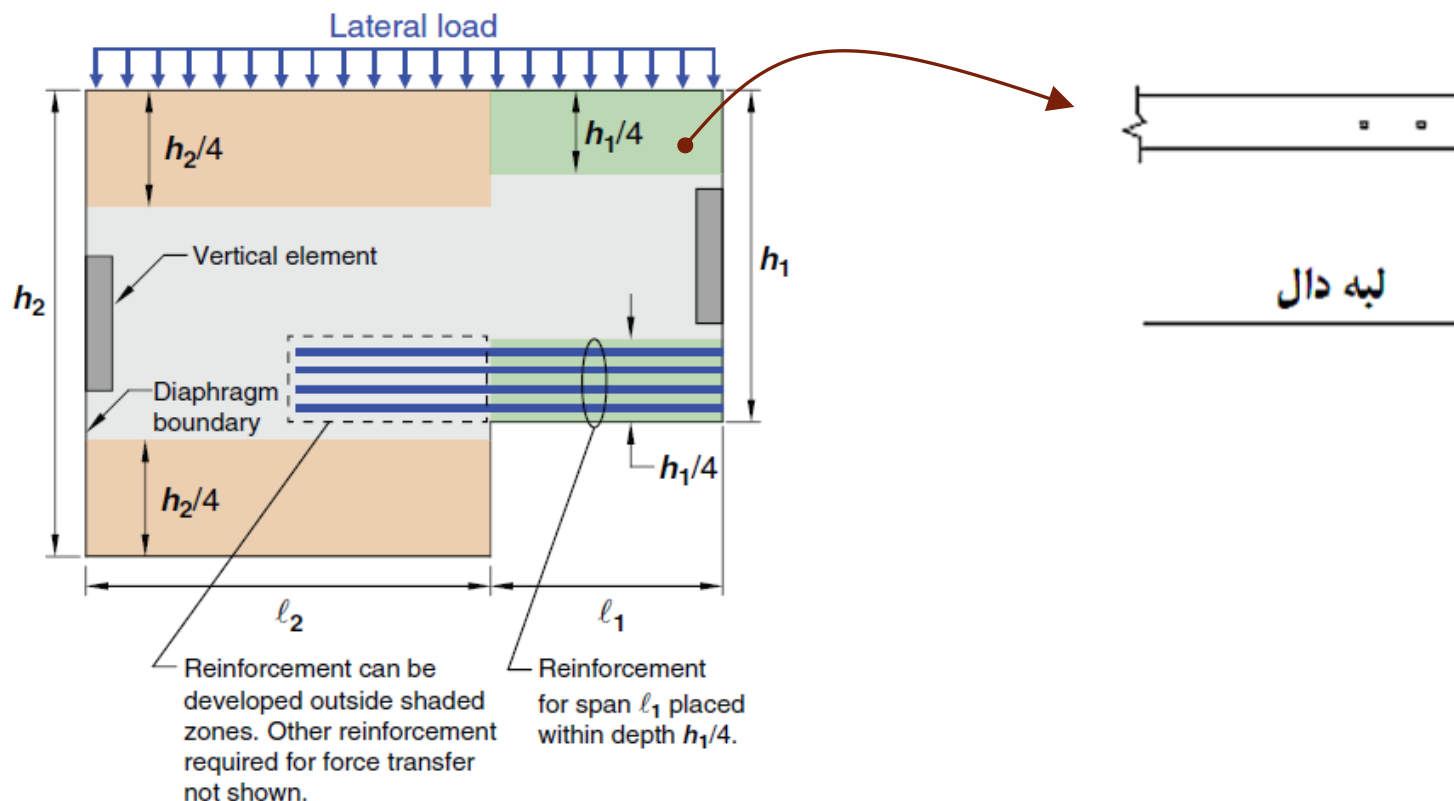
تیر همبند

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

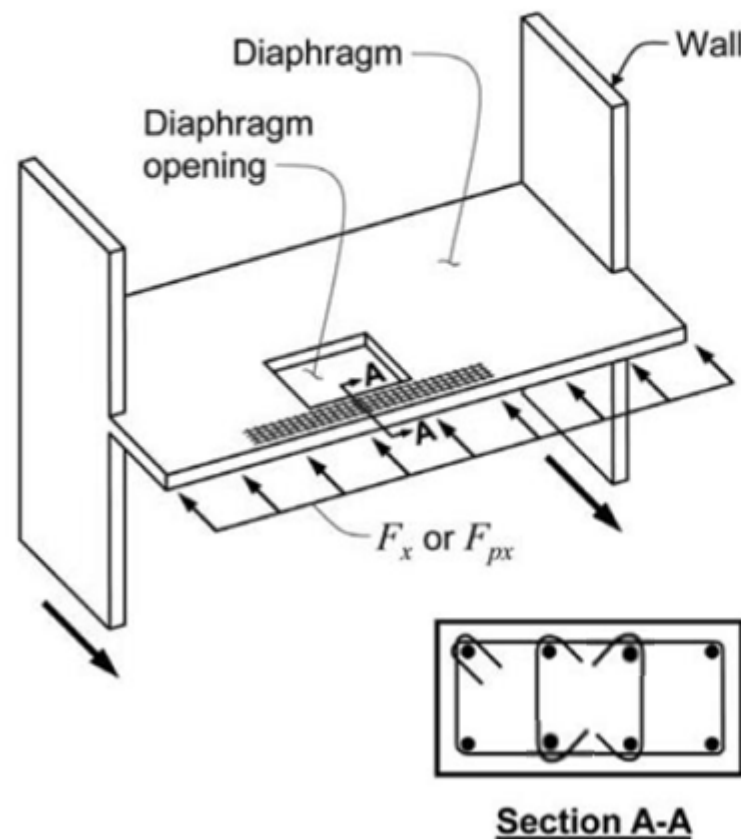
۹-۱۴-۵-۲-۳ آرماتورها و اتصال دهنده های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به کار برده می شوند، باید در محدوده $\frac{h}{4}$ از لبه کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه گیری می شود. چنانچه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، 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 $0.5f'_c$

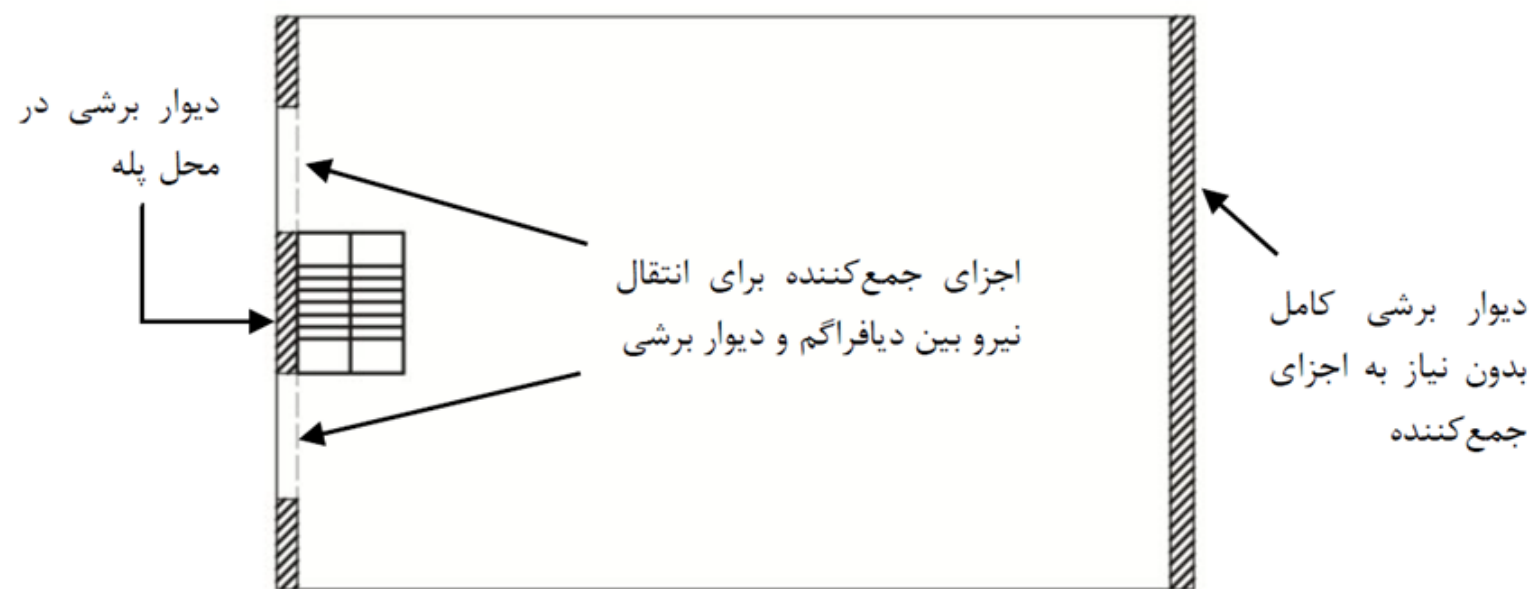
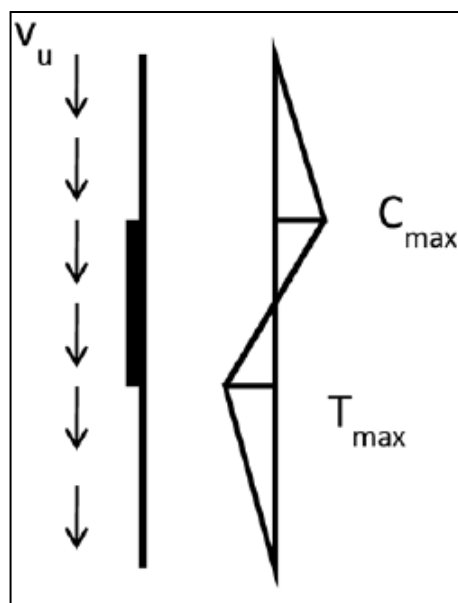
ویژه بیشتر شود نیاز به خاموت گذاری است.

ضوابط لرزه ای دیافراگم

• جمع کننده (Collector) - عملکرد و نیروها

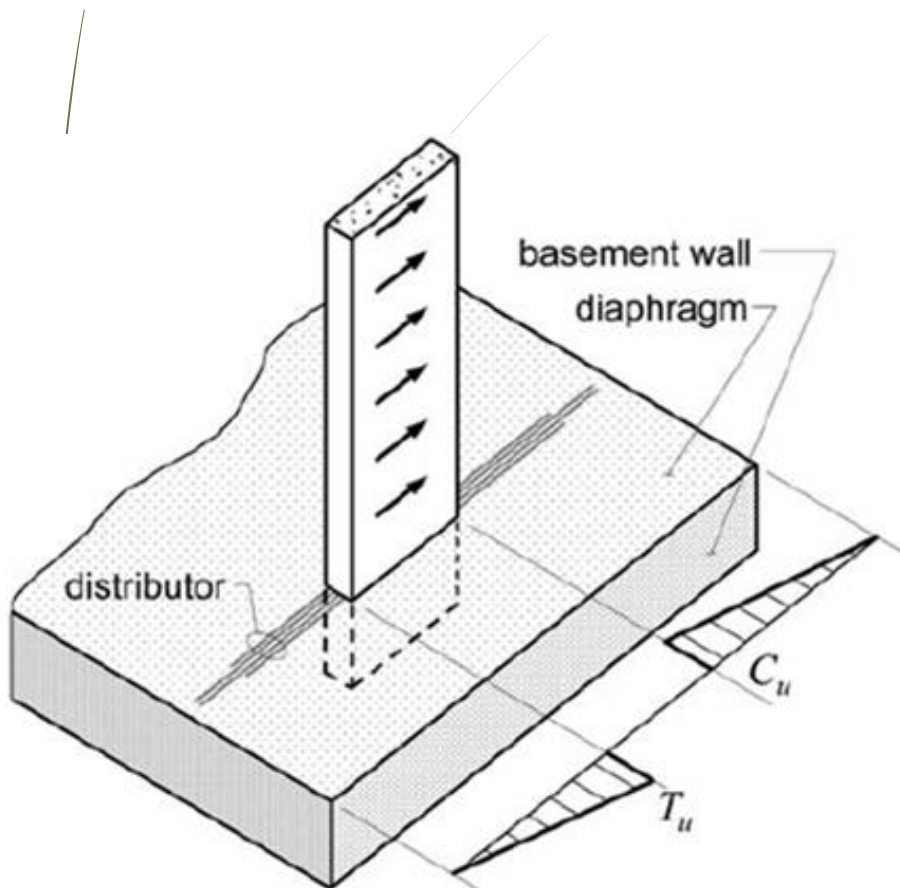
جمع کننده ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می باشند. نیروی جانبی زلزله در بدنه دیافراگم (به خصوص زمانیکه دهانه دیوار جابجا شود و یا امکان انتقال نیرو به دیوار به طور مستقیم از محل اتصال به دیوار امکان پذیر نباشد) توسط این اعضا از نقاط مختلف دیافراگم به سیستم باربر جانبی منتقل می گردند. همچنین 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 درحین 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.

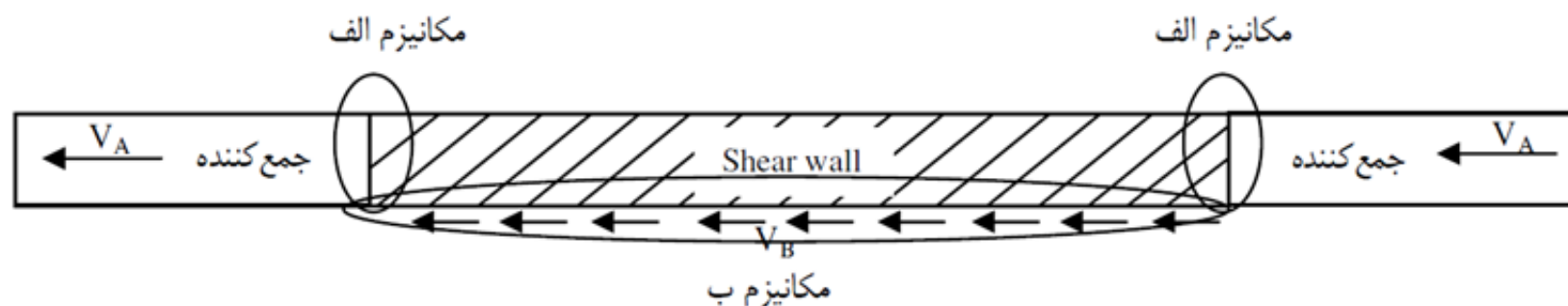
در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش موجود در دیافراگم به سیستم مقاومت جانبی متصور می‌باشد:

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.

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؛

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!

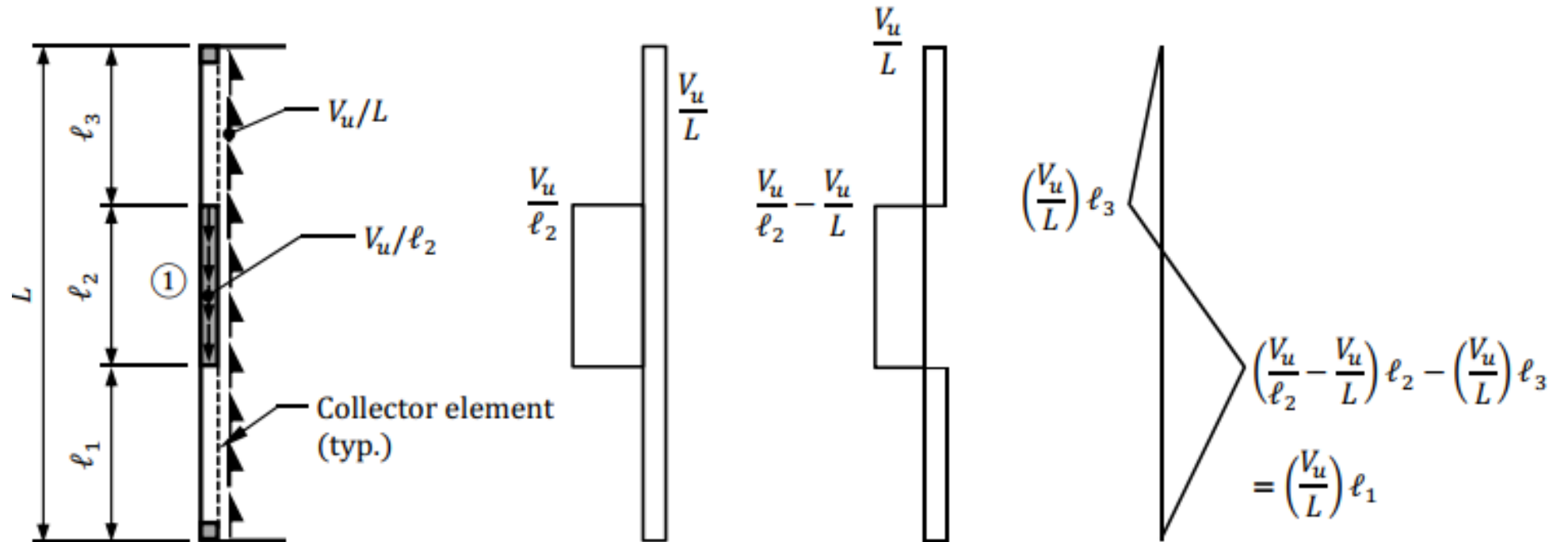


مکانیزم انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی

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

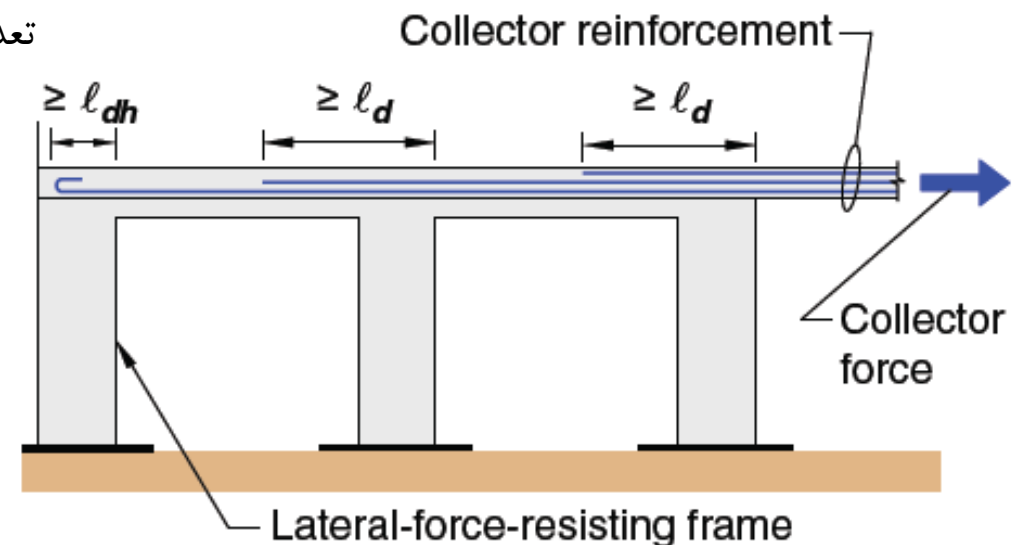
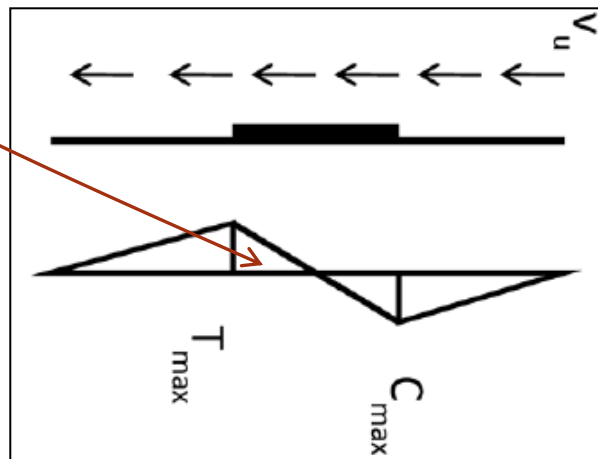
ضوابط لرزه ای دیافراگم

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.

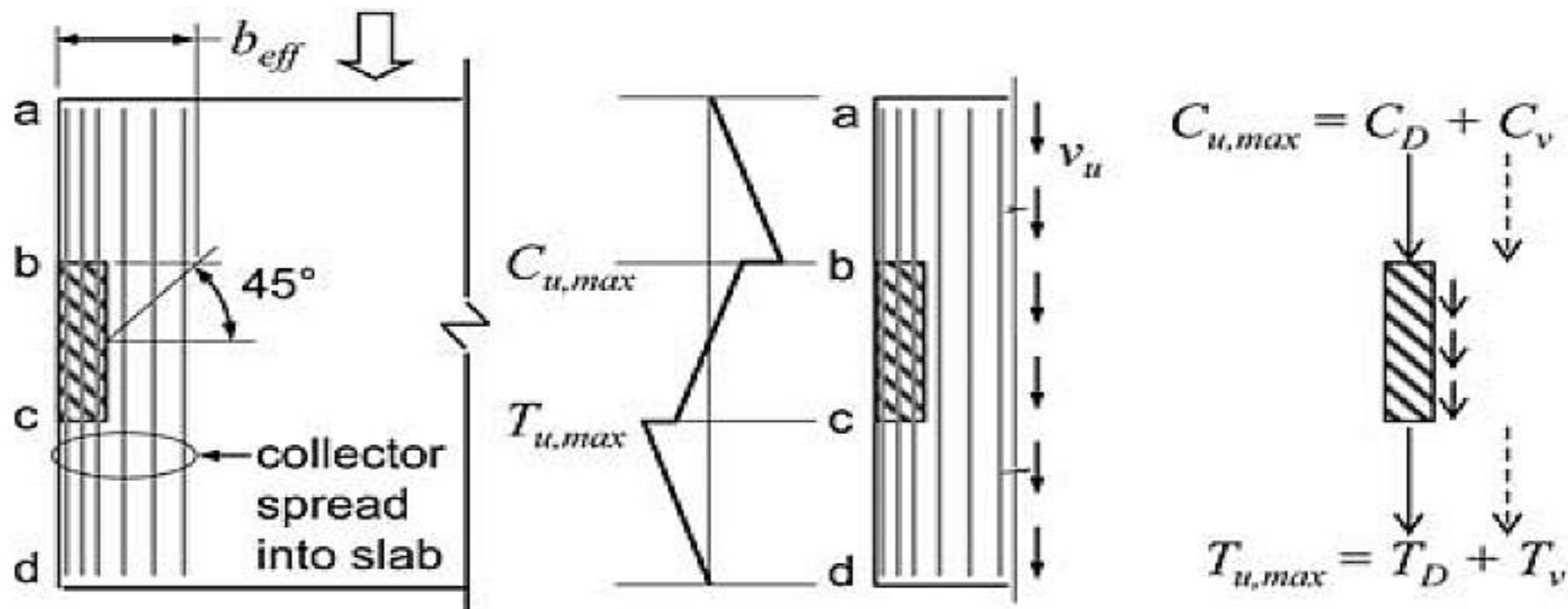
ب- طول مورد نیاز برای انتقال نیروهای طراحی به اعضای قائم، از طریق برش اصطکاکی (مطابق بند ۹-۸-۸)، در اتصال دهنده های مکانیکی یا سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.

بنابراین متناسب با کاهش نیروی موجود در آرماتورهای جمع کننده تعدادی در طول دیوار ادامه و برخی که نیاز نیستند می توانند قطع شوند.



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 نیرو

سهم
آرماتورهای
خارج از عرض دیوار

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

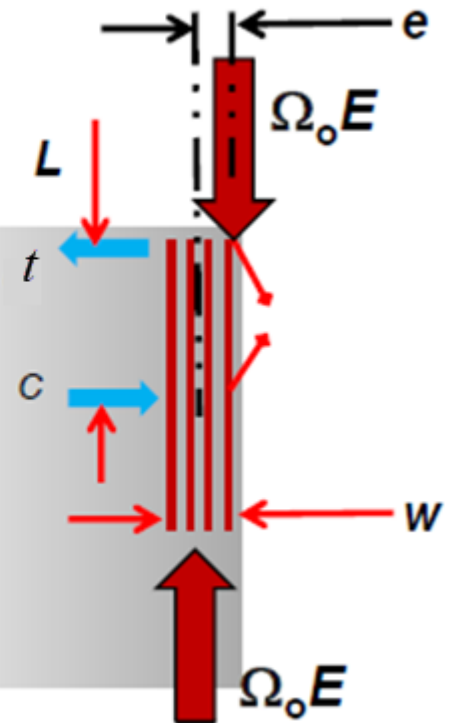
$$\Omega_o E / (wt) = \leq 0.5 f'_c$$

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

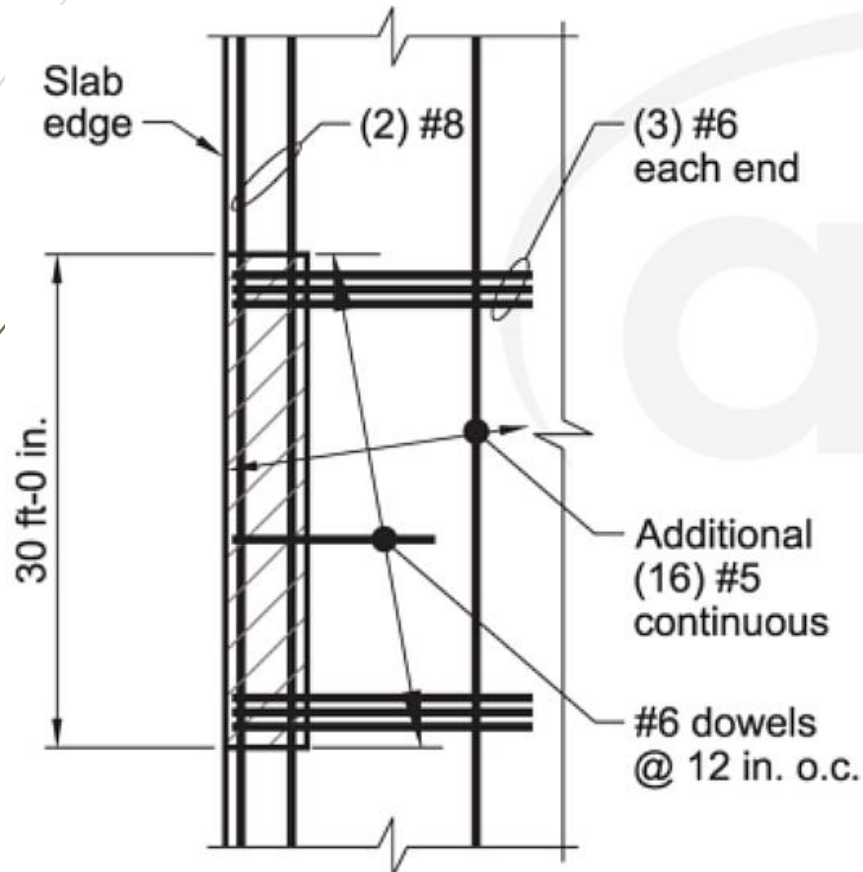
$$e = w/2$$

Local chord force:

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

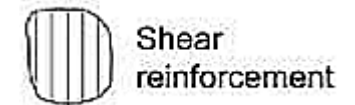


توزیع آرماتور

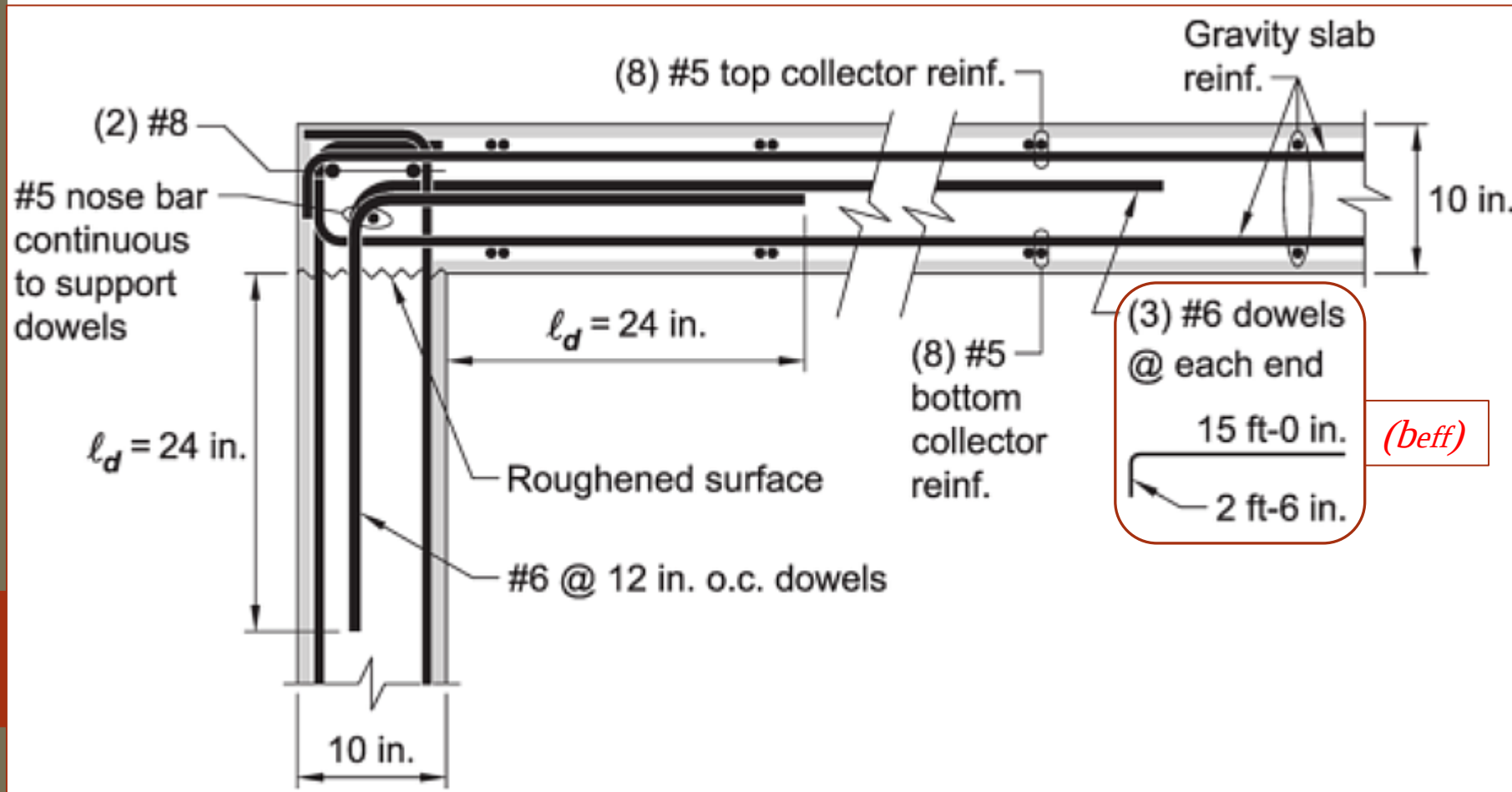
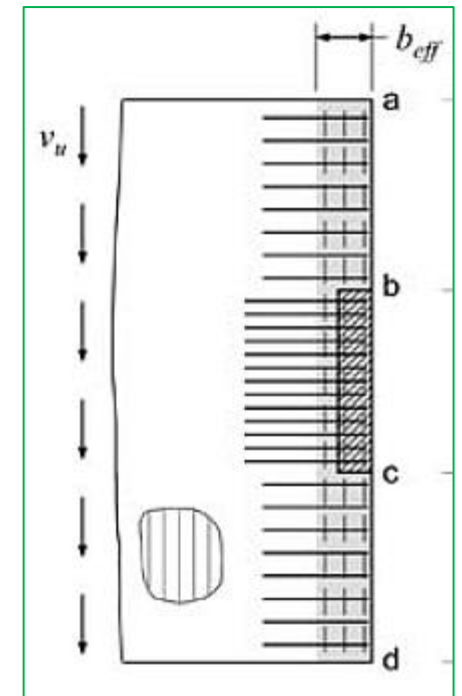


ضوابط لرزه ای دیافراگم

آرماتور برش تیری:



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



۹-۱۴-۵-۳-۸ در کلیه‌ی 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:

ضوابط لرزه ای دیافراگم

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

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

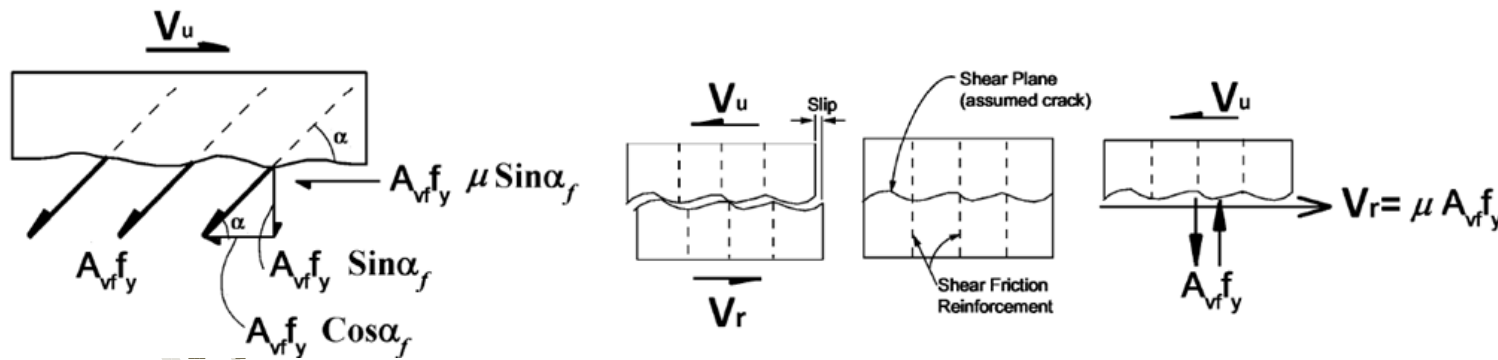
SHEAR FRICTION

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

در این حالت فرض می‌شود که یک ترک در مقطعی ناخواسته مطابق شکل زیر ظاهر شود. با شروع لغزش در امتداد ترک، زبری سطوح در حال تماس ایجاد نیرویی مینماید که تمایل به جدا کردن دو قطعه از یکدیگر دارد. در این صورت میلگردهای موجود در مقطع ($A_v f$) با عمل فوق **مخالفت** می‌نمایند. جدا شدنی حدود ۰.۲ میلیمتر برای جاری کردن میلگردی با تنش جاری شدن ۴۰۰ نیوتن بر میلیمتر مربع کافی میباشد نیروی کششی $A_v f_y$ تولید شده در میلگردها، نیروی **گیره ای قائم بر سطحی** ایجاد میکند که **بوجود آورنده مقاومت اصطکاکی $\mu \cdot A_v f_y$** در مقطع می‌شود (مشابه **پیشتنیده کردن پیچها**). چنانچه کشش ایجاد شده باعث ترک خوردگی و باز شدن ترک‌ها شود، موثر نیست (برش آزاد می‌شود مانند کشش خارجی در پیچ) اما اگر خمش باشد، از آنجا که کوپل نیرو در مقطع فشار تولید می‌کند و فشار هم برابر $A_s F_y$ است لذا می‌توان معادل آن را فرض نمود اما اگر آرماتور فشاری هم موجود

باشد (مانند دال دولایه یا دیوار برشی) لذا آن نیز اضافه می‌شود معادل آرماتور کششی و هم آرماتورهای فشاری موثر هستند. (کل آرماتور مقطع).

اثر برش ثقلی (برون صفحه) هم باید لحاظ شود ($V_g > 0.5 V_n$)



طراحی پیچ

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۷

n_s = تعداد صفحات لغزش

نکته :

مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌گردد.

مقاومت پیچ‌های لغزش بحرانی

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nv} می‌باشد

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو $\phi=1$
- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو $\phi=0.85$
- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند $\phi=0.7$

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلزدار تمیز و رنگ شده): $\mu=0.3$
- برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده): $\mu=0.5$

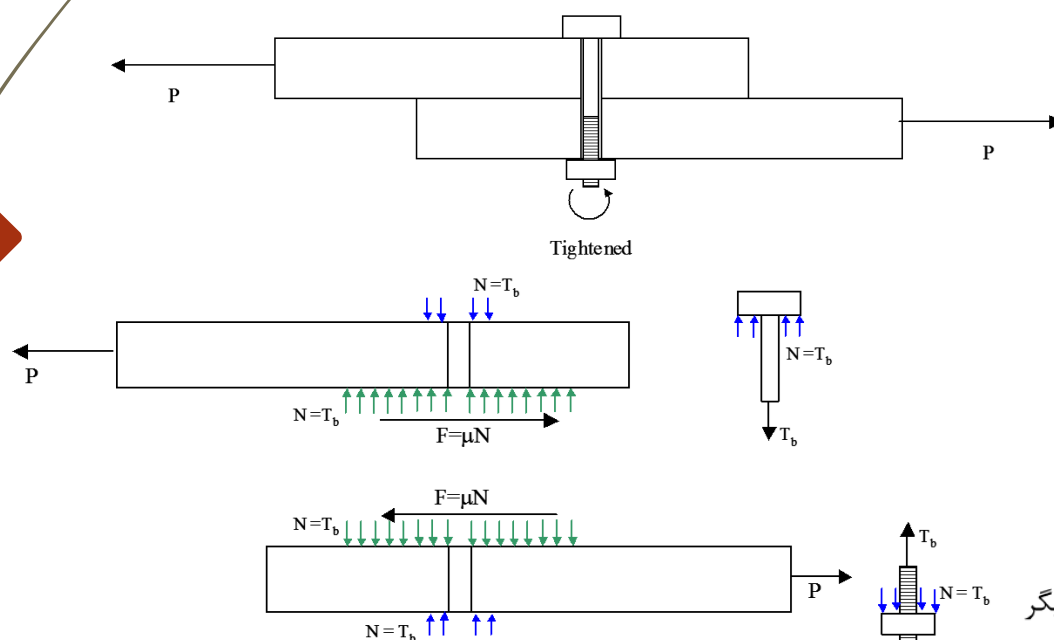
رنگ نشده

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $1/13$

h_f = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 0.85

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10-9-2-10)$$





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.

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

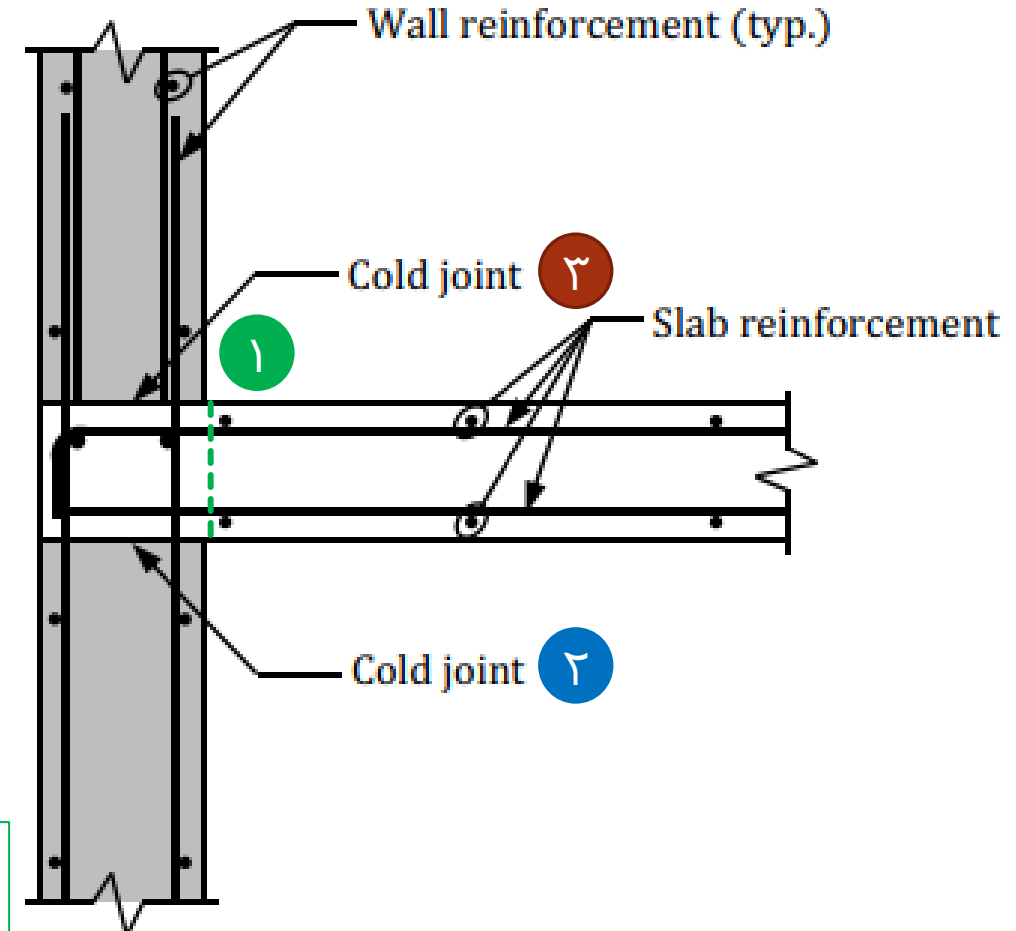
۱

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

ضوابط لرزه ای دیافراگم

۸-۸-۹ مقاومت برش اصطکاکی

$$\phi V_n \geq V_u$$

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 زنگ بوده، و انتقال برش توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم های جوش شده انجام می شود.

λ = 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.

۸-۸-۹-۲-۳ 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

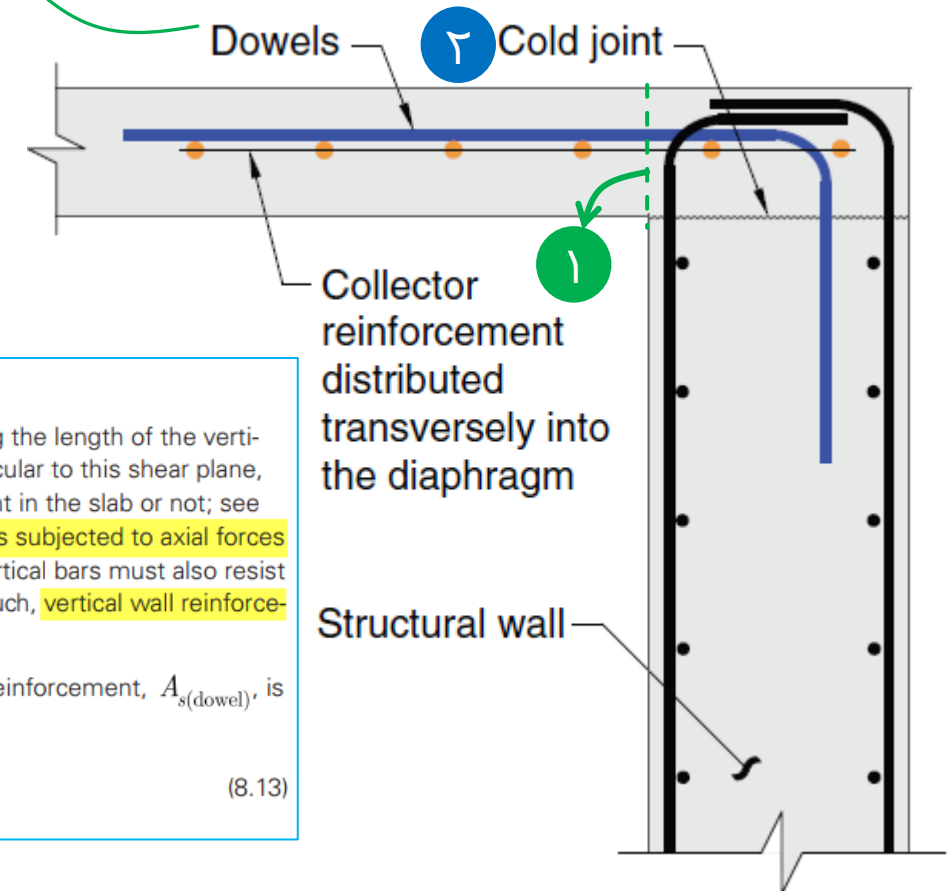
مضرس شده باشد، باید از کم ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

عملکرد شاخه ای
میلگرد
(0.6Fy)

@hoseinzadehasl

ضوابط لرزه ای دیافراگم

• میلگرد دوخت (shear friction reinforcement)



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

In cases where the width of the collector is equal to the width of the vertical element of the LFRS, $V_{u(\text{total})}$ 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, $V_{u(\text{total})}$ is equal to $V_u + T_v + C_v$.

Jack Moehle

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 $C_{u,\text{max}} + T_{u,\text{max}} + v_u t l_{bc}$. (Note that the terms $C_{u,\text{max}}$ and $T_{u,\text{max}}$ 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 $1/4$ in (6 mm) as required by ACI 318, the friction coefficient is $\mu = 1.0\lambda$.

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, $A_{s(\text{dowel})}$, is determined by Equation (8.9):

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

ضوابط لرزه ای دیافراگم



۳

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_ℓ . 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} :

$$A_{vf} \geq \frac{V_{u(\text{above})} / \ell_w}{\phi \mu f_y} \quad \text{Vu(above): نیروی برشی موجود در دیوار بالا که باید به دیوار پایینی و در نهایت به پی انتقال یابد} \quad (8.15)$$

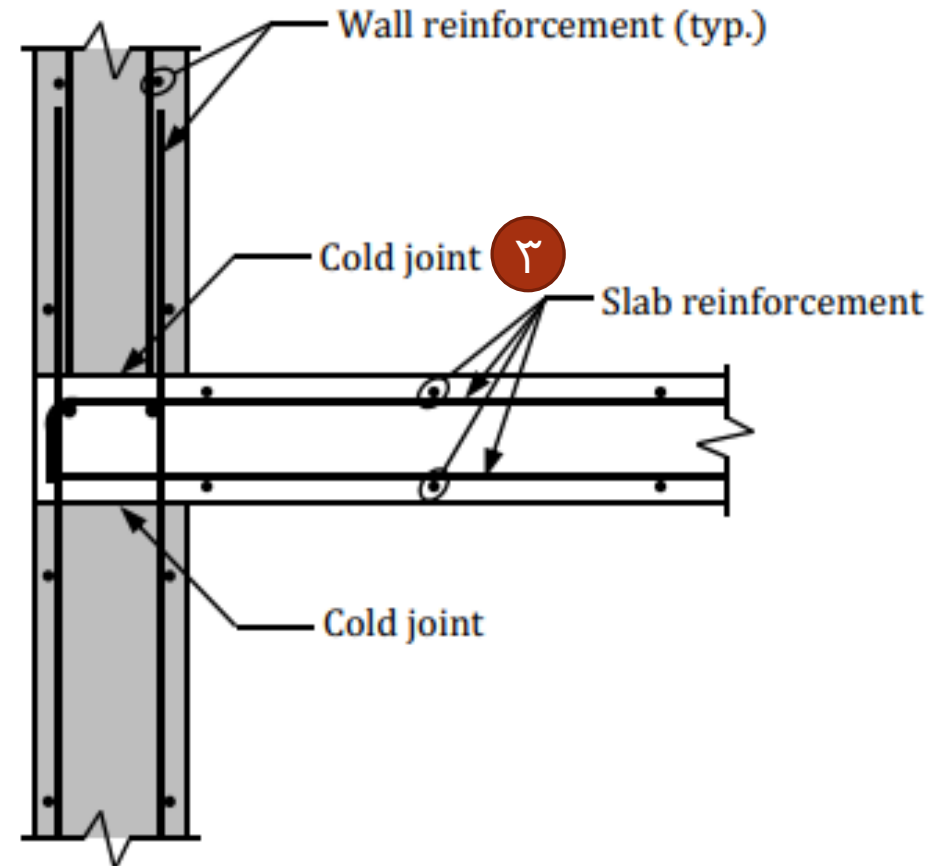
Where the tension forces in the vertical reinforcement of the wall are not nominal, the total area of reinforcement crossing this joint, $A_{\ell(\text{total})}$, must be equal to the area of the reinforcement A_{vf} determined by Equation (8.15) plus A_ℓ (see ACI 22.9.4.6):

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

R22.9.4.6 Tension across the shear plane may be caused by restraint of deformations due to temperature change, creep, and shrinkage.

Where moment acts on a shear plane, the flexural compression and tension forces are in equilibrium and do not change the resultant compression $A_v f_y$ acting across the shear plane or the shear-friction resistance. It is therefore not necessary to provide additional reinforcement to resist the flexural tension stresses, unless the required flexural tension reinforcement exceeds the amount of shear-transfer reinforcement provided in the flexural tension zone (Mattock et al. 1975).

وقتی لنگر بر صفحه برش عمل می‌کند، نیروی فشاری ناشی از خمش و نیروی کششی در تعادل با یک دیگر بوده و تغییری در برآیند فشاری $A_v f_y$ که در عرض صفحه برش عمل می‌کند، و یا مقاومت برش-اصطکاک، ایجاد نمی‌کنند. بنابراین نیازی به فراهم کردن آرماتورهای اضافی برای تحمل تنش‌های کششی ناشی از خمش نیست؛ مگر آن که آرماتورهای مورد نیاز جهت کشش ناشی از خمش، از میزان آرماتورهای انتقال برش که در ناحیه کشش ناشی از خمش فراهم شده است، فراتر رود. ت-۸-۸-۲-۵



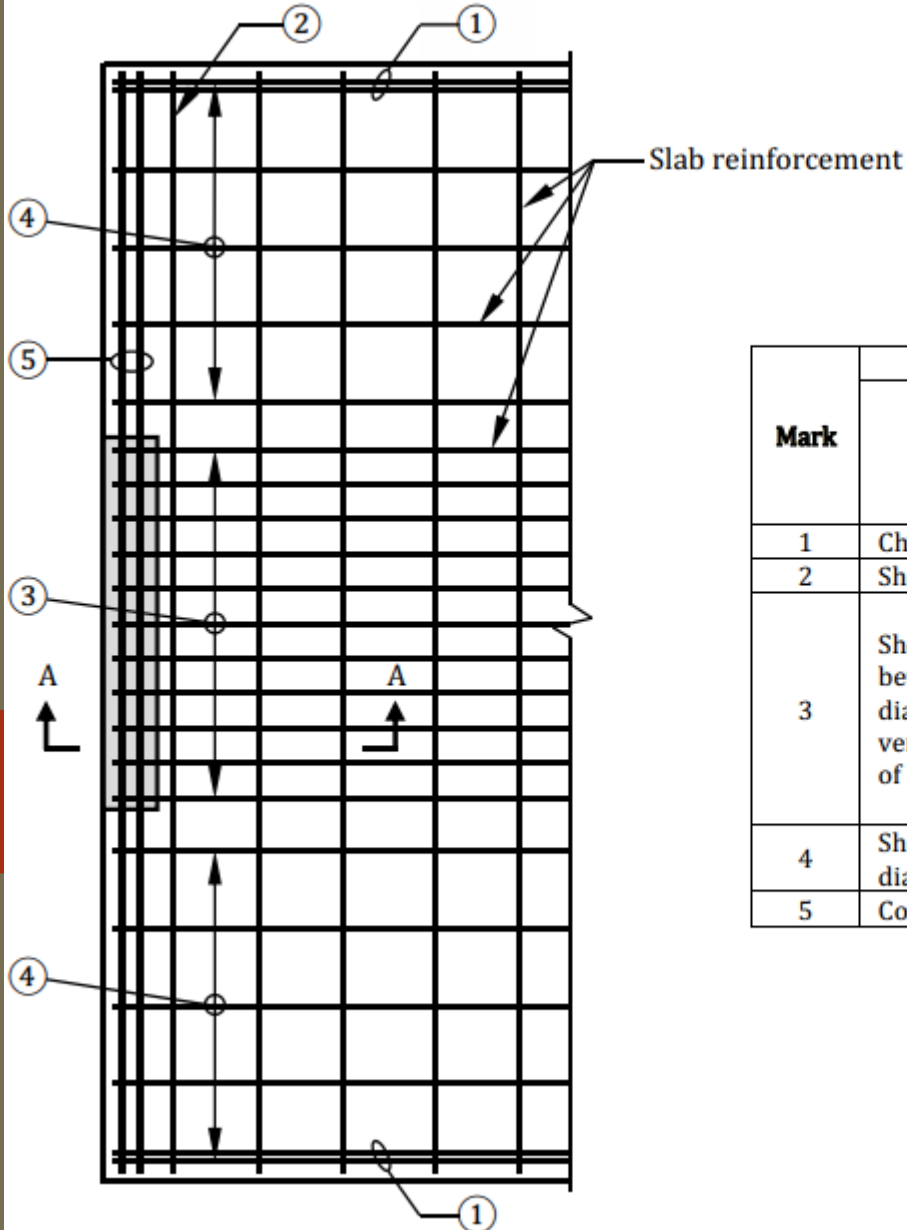
ضوابط لرزه ای دیافراگم



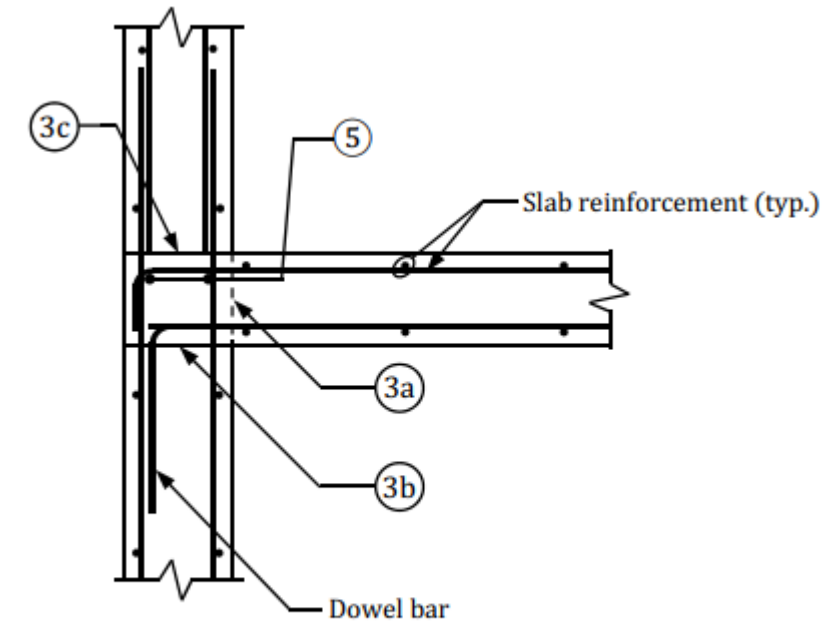
Table 8.2 Required Shear Transfer Reinforcement

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 ۲	$A_{s(dowel)} \geq \frac{V_{u(total)} / \ell_w}{\phi \mu f_y}$	
		Reinforcement in slab ⁽²⁾ ۱	$A_{s(slab)} \geq \frac{V_{u(total)} / \ell_w}{\phi \mu f_y}$	
	Top surface of slab	Wall vertical reinforcement ۳	$A_{\ell(total)} \geq \frac{V_{u(above)} / \ell_w}{\phi \mu f_y} + A_{\ell}$	—
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	



Method A

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:

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

$$P_u = 0.9D$$

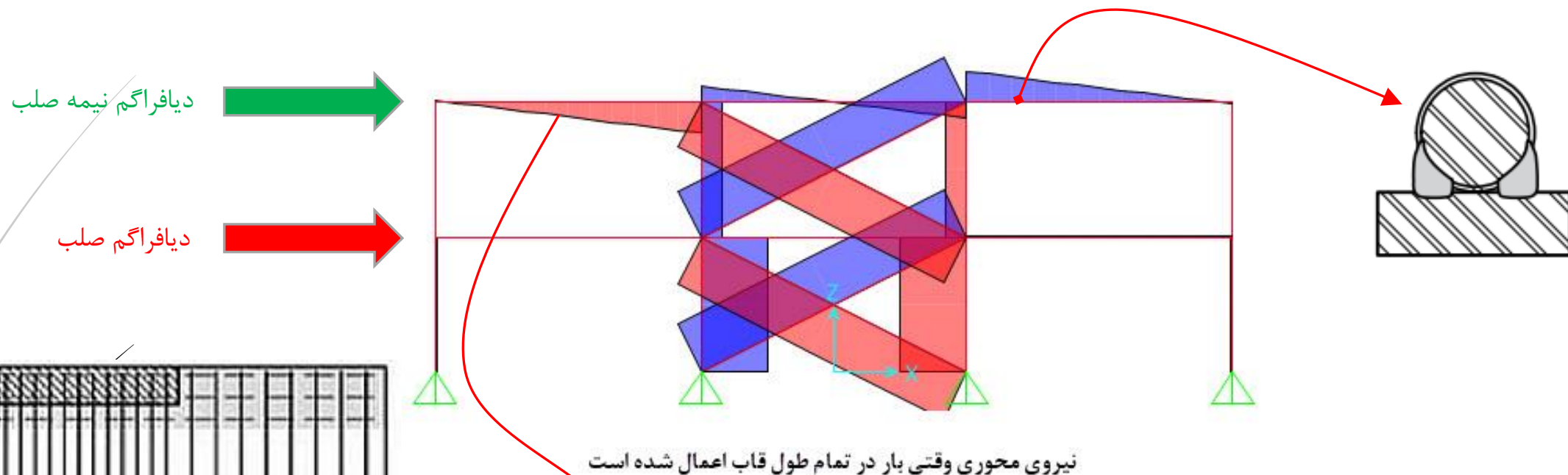
۳-۱-۸-۸-۹ مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه ی برش اصطکاکی اسمی V_n ، بر اساس حدود ارائه شده در فصل ۹-۴ نباید از حداکثر ۴۲۰ مگاپاسکال بیشتر شود.

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.

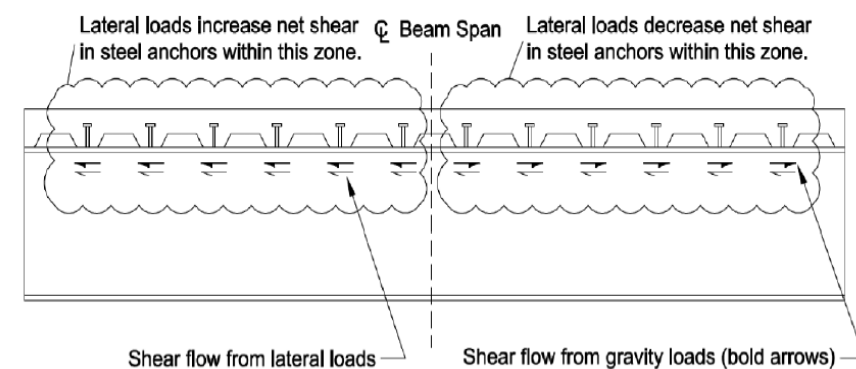
۵-۲-۸-۸-۹ در مواردی که صفحه ی برشی زیر اثر نیروی کششی قرار دارد، آرماتور لازم برای

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



جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

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



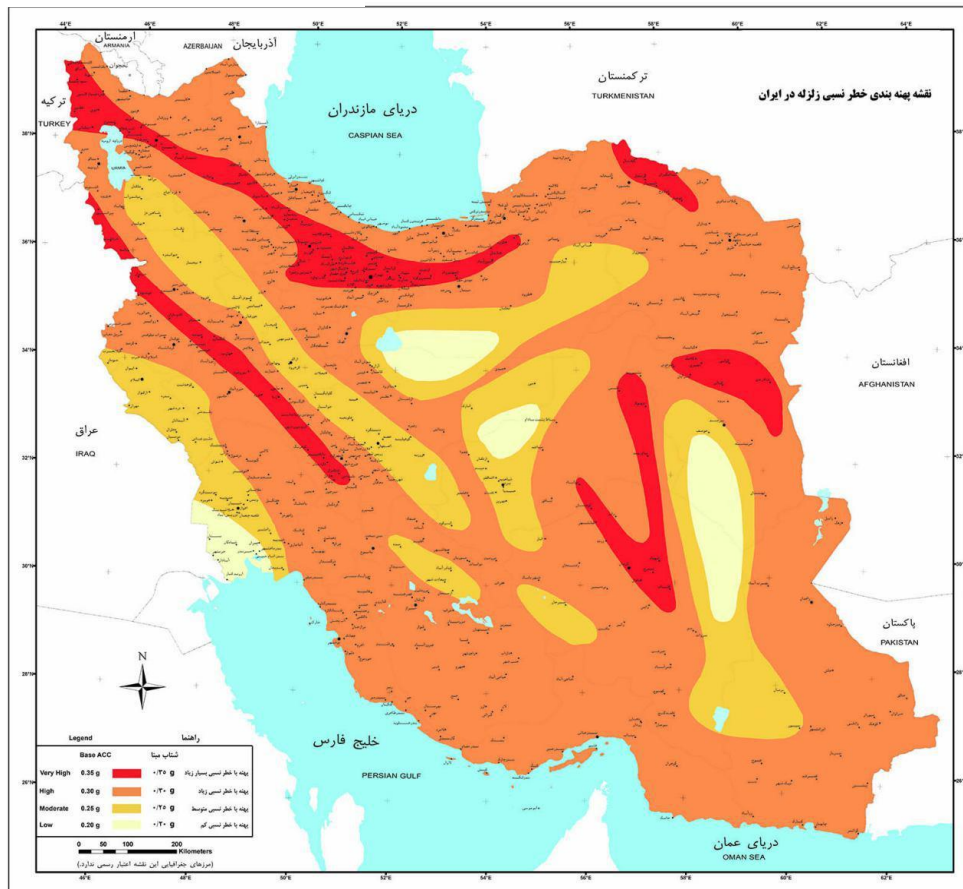
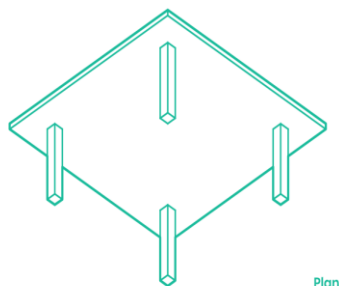
AISC360-16 Fig. C-I7.1. Shear flow at collector beams.

اهم ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر - ستونی متوسط

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

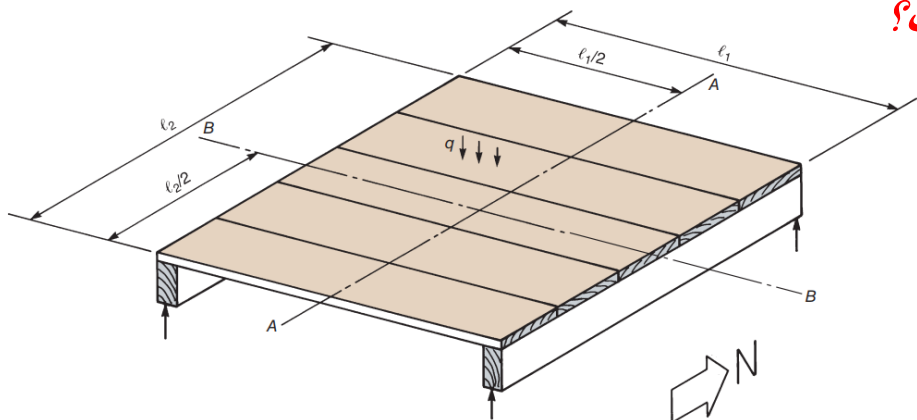
۹-۲۰-۵-۵ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال

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

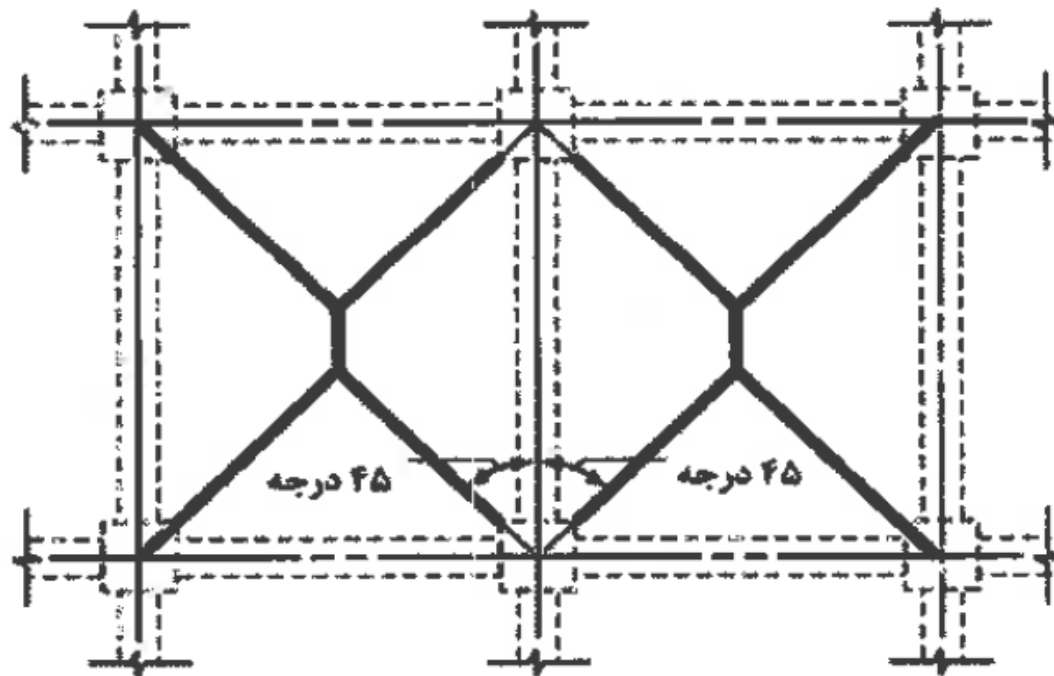


ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۴	آبادان	خوزستان	*		
۴۸	اراک	مرکزی		*	
۵۱	اردبیل	اردبیل		*	
۶۲	ارومیه	آذربایجان غربی		*	
۸۶	اصفهان	اصفهان		*	
۱۱۵	اهواز	خوزستان		*	
۶۷	بندر عباس	هرمزگان		*	
۷۱	بندر انزلی	گیلان		*	
۹۳	بوشهر	بوشهر		*	
۱۶	همدان	همدان		*	
۴	یزد	یزد		*	
۳۹	نوشهر	مازندران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

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



۹-۱۰-۱۱-۲ تیرهایی که در آنها نسبت $\alpha_f l_2 / l_1$ 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.



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

جدول ۹-۱۰-۱۱ قسمتی از برش که توسط تیر تحمل می‌شود

ضریب توزیع	$\alpha_f l_2 / l_1$
۱	۱
۱	≥ 1

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

دال بدون تیر چیست؟

۶-۱۰-۹ ضوابط کلی طراحی دالها

۱-۶-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال

۱-۱-۶-۱۰-۹ در دالهای دوطرفه بدون تیرهای داخلی بین تکیه گاه ها در تمامی لبه ها، و با حداکثر نسبت دهانه ی بزرگ به دهانه ی کوچک برابر با ۲، حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت های بند (الف) تا (پ) زیر را برآورده کند، مگر این که محدودیت های مربوط به خیز محاسبه شده در بند ۲-۶-۱۰-۹ برآورده شود.

الف- برابر با مقادیر جدول ۱-۱۰-۹؛

ب- برای دال های بدون کتیبه برابر با ۱۲۵ میلی متر؛

جدول ۲-۱۰-۹ حداقل ضخامت دال های دوطرفه با تیرهای بین تکیه گاه ها در همه ی لبه ها

حالت	حداقل مقدار h (میلی متر)	$\alpha_{fm}^{[1]}$
(الف)	بند ۱-۱-۶-۱۰-۹	$\alpha_{fm} \leq 0.2$
(ب) و [۲]	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$
(پ)	۱۲۵	
(ت) و [۲]	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9 \beta}$	$2 < \alpha_{fm}$
(ث)	۹۰	

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه ی چشمه است.

۶-۲-۹-۱۰-۹ در دال هایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه گاهی عملکرد یکپارچه دارند، باید نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود بر هم، در رابطه ی زیر صدق کنند:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (۴-۱۰-۹)$$

مقادیر α_{f1} و α_{f2} بر اساس رابطه ی زیر محاسبه می شوند:

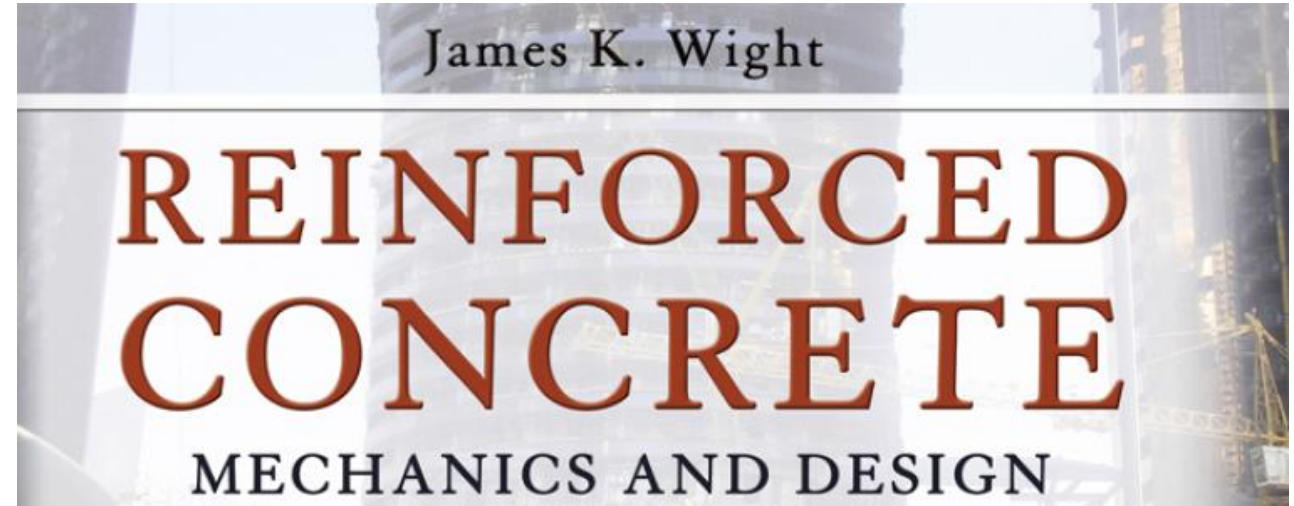
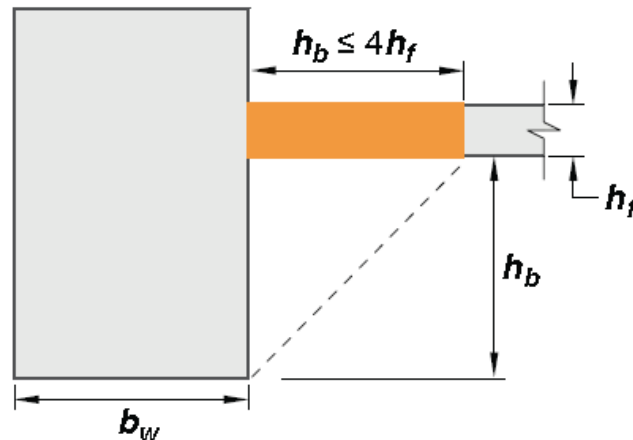
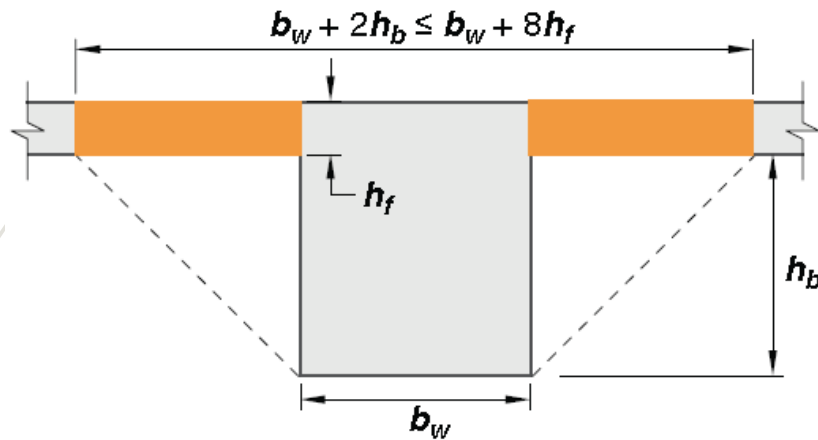
$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (۵-۱۰-۹)$$



$$\alpha_f = \text{ratio of flexural stiffness of beam section to flexural stiffness of a width of slab bounded laterally by centerlines of adjacent panels, if any, on each side of the beam} \quad \left| \quad \alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \right.$$

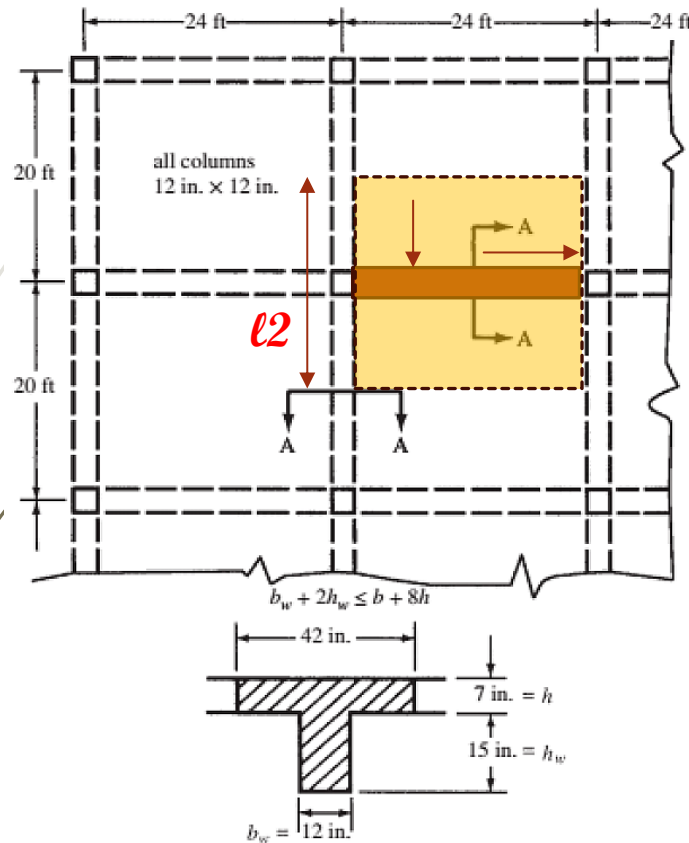
بنابراین دال بدون تیر دالی است که متوسط نسبت آلفا در چهار طرف آن زیر ۰.۲ باشد. چنانچه ارتفاع تیر و سقف هم اندازه باشد این ضریب (الف) زیر این عدد بدست می آید.

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

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

$$\alpha_1 l_2 / l_1 = 2.63 \times \frac{20}{24} = 2.2$$

نکته :

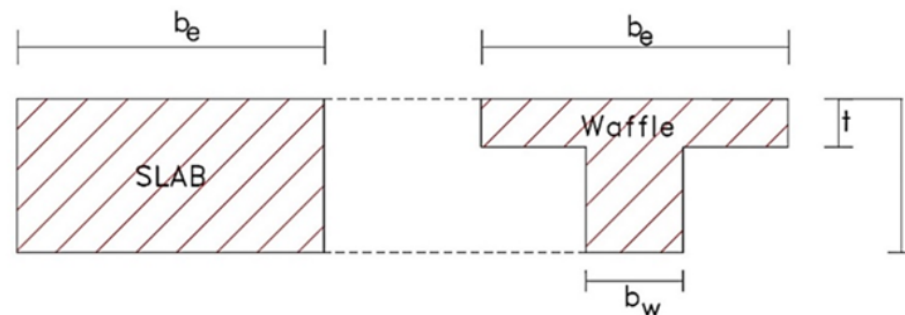
این ضریب باید برای هر دو راستا محاسبه گردد. این بدین معنا است که بار در سطح هاشور خورده در راستای قائم ابتدا به تیر و بعد به ستون منتقل می شود و به طور مستقیم در عرض l_2 (هاشور خورده و در عرض نوار ستونی) به صورت افقی از دال به ستون منتقل نمی شود.

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

سایر سقفهای متعارف:

۱- سقف وافل (مشبک)

در سایر سقفها می توان ضریب کاهش سختی موثر را در ممان اینرسی سقف توپر ضرب نمود (Kf)



شکل ۳۰. معادلسازی دال وافل با دال تخت

• اصلاح سختی خمشی (معادل m_{11}, m_{22})

ضریب اصلاح سختی خمشی برابر نسبت ممان اینرسی یک واحد وافل به ممان اینرسی دال توپر محاسبه می شود:

$$k_f = \frac{I_{waffle}}{I_{slab}} = \frac{I_{waffle}}{\frac{1}{12} b_e h^3}$$

$$I_{waffle} = \left(\frac{1}{3}\right) [b_w h^3 + (b_e - b_w) t^3] - [b_w h + (b_e - b_w) t] \cdot \left[0.5 \frac{b_w h^2 + (b_e - b_w) t^2}{b_w h + (b_e - b_w) t}\right]^2$$

$b_e =$	70	cm
$b_w =$	10	cm
$t =$	7	cm
$h =$	30	cm
$I_{waffle} =$	46390.15	cm^4
$I_{slab} =$	157500	cm^4
$k_f =$	0.295	
$t_{eff} =$	19.96	cm

نسبت سختی موثر این سقفها حدود ۰.۳ است لذا ارتفاع ۱.۵ برابر تیر نسبت به ضخامت سقف در اینجا عمدتاً قابل قبول است.

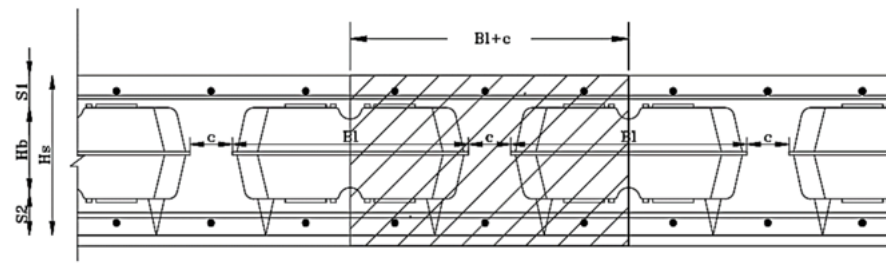
ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت) - تیر چیست؟

سایر سقفهای متعارف:

۲- سقف مجوف

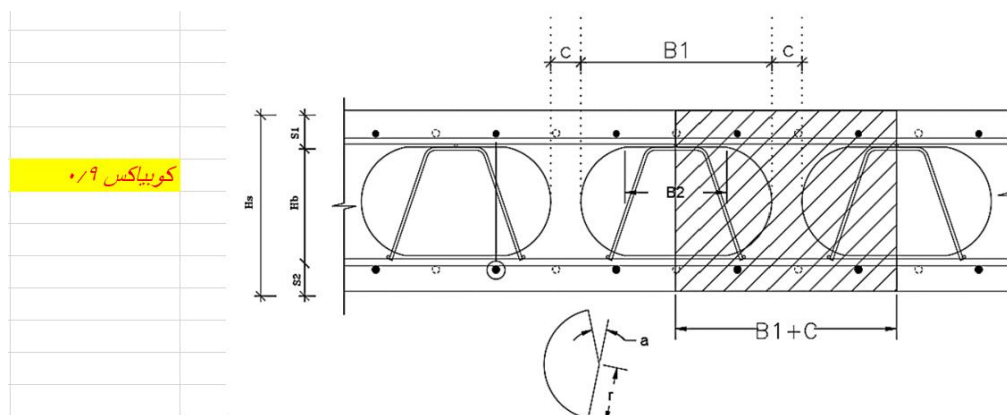
در این سقفها نسبت سختی عمدتا بیشتر از سقف وافل بوده و معمولا به قرار زیر است:

$B_1 =$	60	cm
$c =$	12	cm
$H_b =$	24	cm
$S_{1,2} =$	7	cm
$H_s =$	38	cm
$k_f =$	0.790	

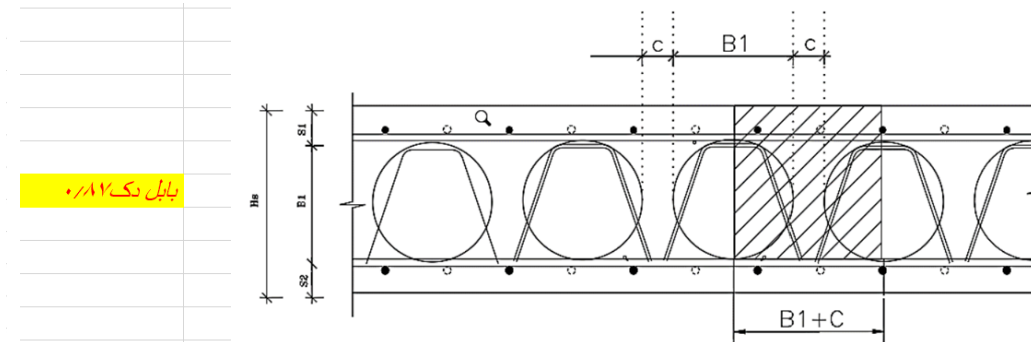


شکل ۳۲. نمونه هندسه دال یوبوت برای معادلسازی

$$k_f = 1 - \frac{B_1 H_b^3}{(B_1 + c) H_s^3}$$



کوبیاکس ۰/۹



پایل دک ۰/۱۲

نسبت سختی موثر این سقفها بین ۰.۸ (یوبوت) تا ۰.۹ (کوبیاکس) است لذا ارتفاع بیشتر از ۲ برابر ضخامت سقف برای تیر در اینجا لازم است.

جدول ۱۰-۱۰ بخشی از M_u نوار ستونی در تیرها

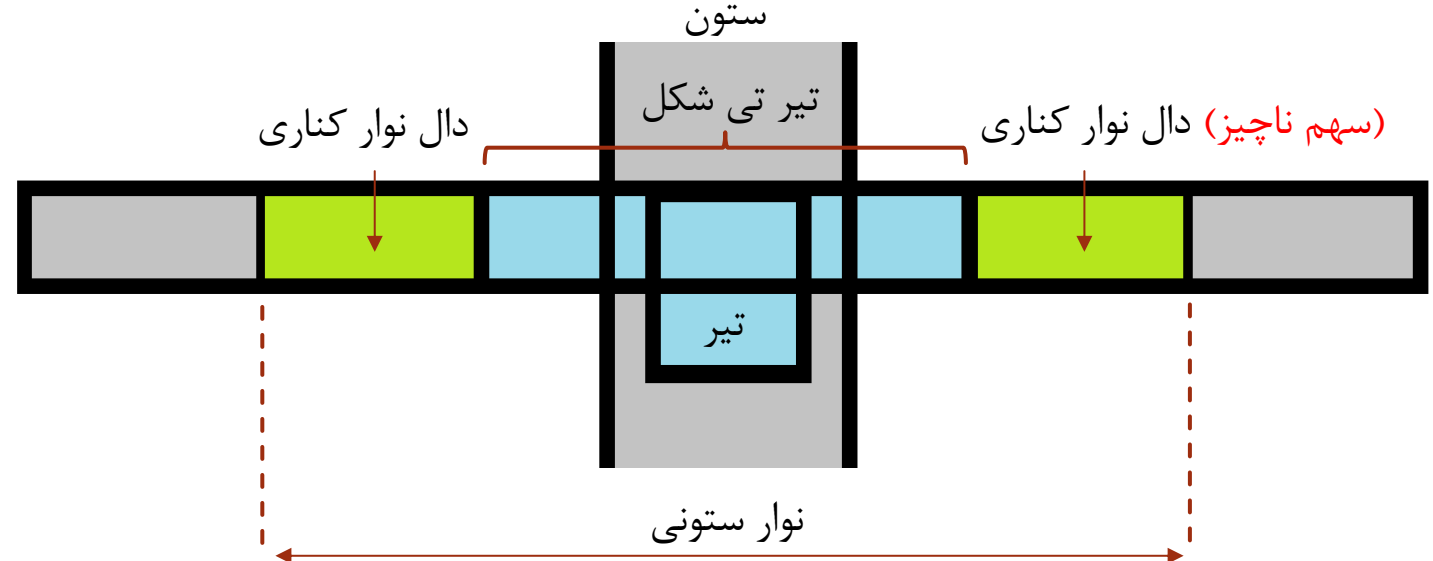
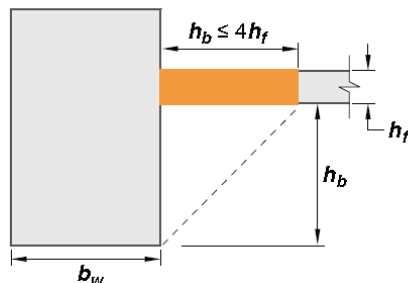
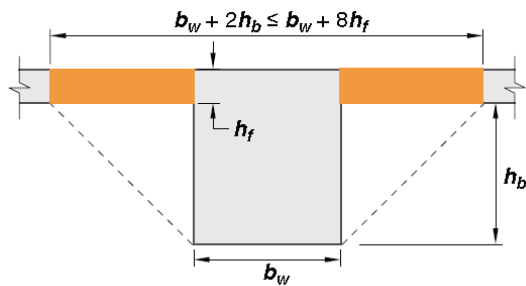
ضریب توزیع	$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$
۰/۰	۰/۰
۰/۸۵	$\geq ۱/۰$
یادداشت: بین مقادیر نشان داده شده باید درون یابی خطی شود.	

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

شرط ماندن و استفاده از سقف shell در مدل:

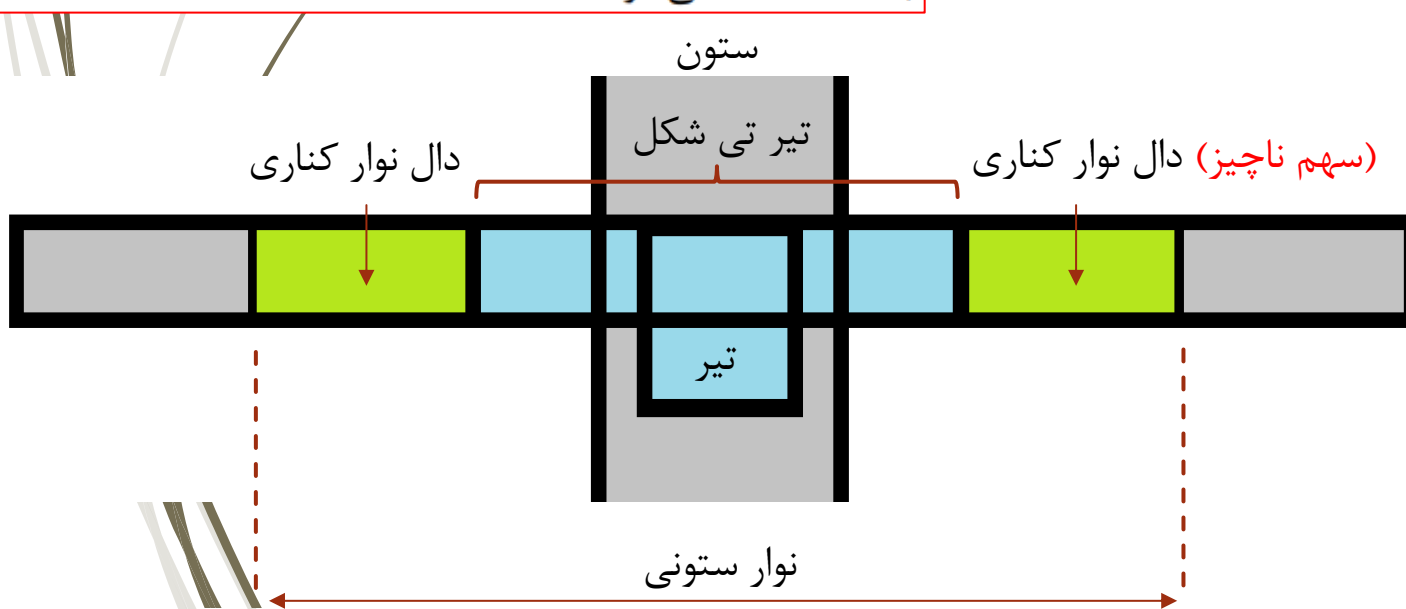
۱- نسبت آلفا در $L2/L1$ بیشتر از ۱ است: (کل نوار ستونی درگیر نیست و تیر T شکل درگیر است)

در این حالت سختی دال نسبت به تیر کم است و برش ثقلی ابتدا به تیر و بعد به ستون انتقال می یابد همچنین ۰.۸۵ درصد لنگر نوار ستونی (نوار اتصال مستقیم دال به ستون) به تیر T شکل (مقطع زیر) می رسد بنابراین **دال نوار ستونی سهم ناچیزی** دارد. لذا به جای تعریف تیر به صورت T شکل و یا افزایش ضریب سختی موثر، می توان در همه مدلها (تحلیل و طراحی) دال را با ضرایب سختی ۰.۲۵ (طراحی) و ۰.۳۵ (زمان تناوب) و تیر را مستطیلی مدلسازی نمود دقت شود. در قابهای ویژه در این حالت کنترل ضابطه **تیرقوی و ستون ضعیف و برش ظرفیتی تیر**، تیرها باید با اثرات آرماتورهای عرض موثر دال مدل شوند لذا لازم است یکبارهم تیرها به صورت T شکل مدل شود تا آرماتورهای بیشتری طراحی شده (آرماتورهای عرض موثر تیر) در این کنترل دیده شوند.



۳-۱۹ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۳-۱۹-۴ در مواردی که بال‌های 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 بال‌ها توزیع شوند و در صورتی که عرض موثر تیر از $l_n/10$ بیشتر باشد، باید در طول اضافی آن آرماتور اضافی پیش‌بینی شود. فاصله این آرماتورها از یکدیگر مشمول ضوابط بند ۳-۱۹-۱ می‌شود.

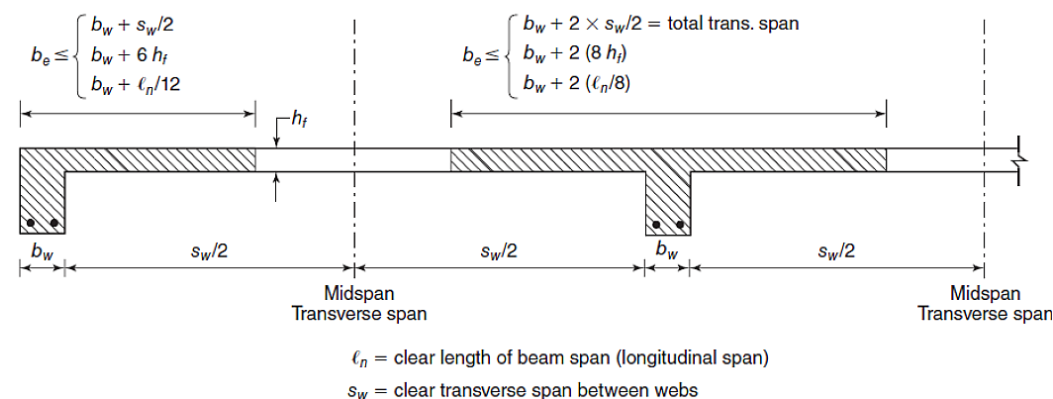


ضوابط لرزه ای قابهای خمشی دال - ستونی متوسط (دالهای تخت)

شرط ماندن و استفاده از سقف shell در مدل:

۱- نسبت آلفا در $L2/L1$ بیشتر از ۱ است: (کل نوار ستونی درگیر نیست و تیر T شکل درگیر است)

همچنین آرماتور منفی طراحی شده در مقطع T شکل باید در عرض مقطع T و با ضابطه روبرو توزیع شود. همچنین چون تیر با مقطع T شکل طراحی شده، صرفاً میلگردهای منفی عمود بر تیرها و مثبت وسط دهانه در دو راستا (که رفتارهای ثقلی دارند) می‌ماند که در مدل مجزا (یا ETABS) و در مدل دال صرفاً ثقلی طراحی می‌شوند. دقت شود اگر در مدل تیر T شکل نداشته باشیم (مثلاً قابهای خمشی متوسط) دالها برای محاسبه میلگردهای منفی موازی با تیر در محدوده عرض موثر تیر نه در دال نوار ستونی به خصوص در بار جانبی، باید در بارگذاری های لرزه ای طراحی شوند. مقطع T شکل در بار جانبی و طراحی و توزیع آرماتور مقطع زیر است:

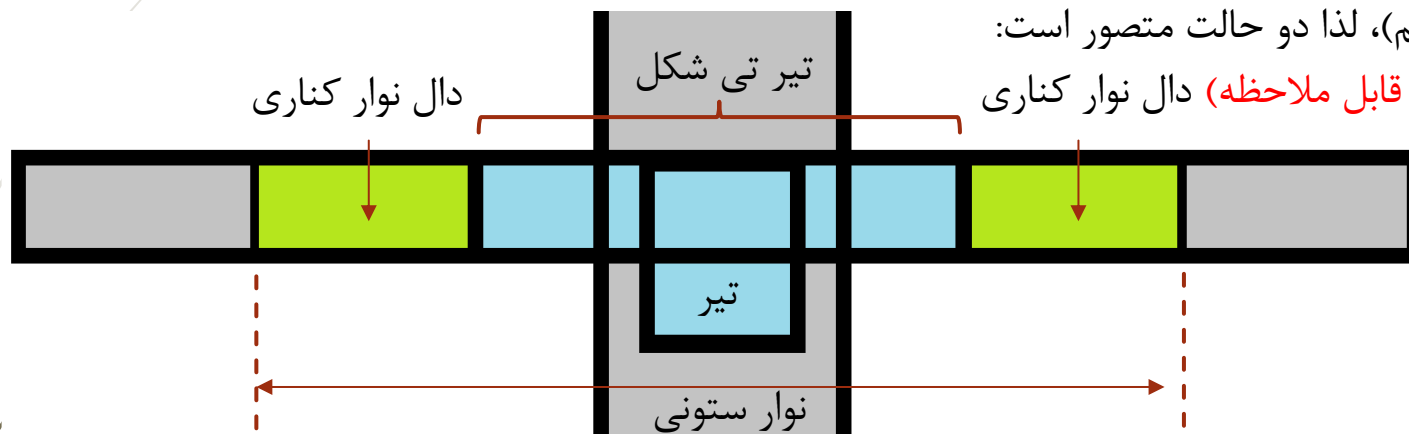


۳-۳-۶ مشخصات هندسی تیر T

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

۲- نسبت آلفا کمتر از ۱ است: (کل نوار ستونی درگیر است)

در این حالت دال (خارج از عرض تیر T شکل) درگیر است یعنی سهمی از بار از طریق **دال نوار ستونی** به ستون منتقل می شود (حتی اگر عرض بال تیر را حالت عریض تر طبق فصل ششم بگیریم)، لذا دو حالت متصور است:



۲-۱- **قاب خمشی ویژه است - در این حالت امکان حضور دال با اتصال به ستون به عنوان یک سیستم موازی با قاب تیر ستونی (به صورت دال ستون) وجود ندارد** لذا حتما باید از سیستم باربر جانبی خارج شده و اصلاح سختی تیر به روشهای قبلی (مدلسازی T شکل یا افزایش ضریب سختی) انجام شود. چون آرماتورهای منفی در عرض موثر مقطع T شکل طراحی شده دال به صورت صرفا ثقلی طراحی می شود.

۲-۲- **قاب خمشی متوسط است -** در اینجا اینکه دال ستون بتواند به عنوان بخشی از سیستم قاب **متوسط** عمل کند منع آیین نامه ای ندارد (به جز سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا با خطر نسبی خیلی زیاد که در این حالت نیز مانند بند ۲-۱ عمل می شود) هرچند به عقیده برخی طبق ۲۸۰۰ حداکثر تا ۳ طبقه مجاز است. حال دال می تواند حذف شده یا در مدل بماند. بنابراین چنانچه تصمیم به حضور دال در مدل باشد و تیر به صورت مستطیلی مدل شود حال باید علاوه بر **طراحی لرزه ای دال** (مثلا برای محاسبه آرماتورهای منفی موازی با تیر در **عرض نوار ستونی**)، ضوابط لرزه ای نیز باید رعایت گردد. ضریب ترک خوردگی دال در این حالت در مدل طراحی سازه بین ۰.۲۵ تا ۰.۵ (مثلا ۰.۳۳) و مدل پریود با افزایش ۱.۴ برابری در و کنترل دریفت ۰.۲۵ است.

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

FEMA P2006

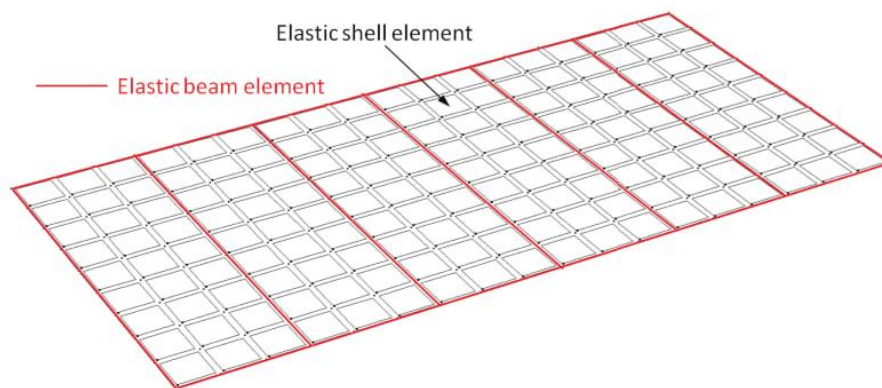


Figure 11-8 An explicitly modeled floor diaphragm with elastic shell and beam elements (each bay is divided into 9 shell elements).

- Modeling of Diaphragms:** Roof and floor diaphragms are explicitly modeled using elastic shell elements. The effective stiffness values of the shell elements are determined in accordance with ASCE 41-13 Table 10-5. In accordance with ASCE 41-13 § 10.4.4.2, the effective flexural stiffness of the slab used in the model is $1/3 E_c I_g$. Although the overall procedure is NSP, the analytical structural model is a combination of linear and nonlinear materials and elements. Thus, to account for the cracked property and other nonlinear response of the linear diaphragm model, a reduced moment of inertia of $1/3 E_c I_g$ is used. The axial

$$\beta_{\text{eff}} = 4c_1/l_1 \geq 1/3 \quad (\text{C10-3})$$

ACI 421.3R-15

Guide to Design of Reinforced Two-Way Slab Systems

7.2.2 Slab stiffness reduction—

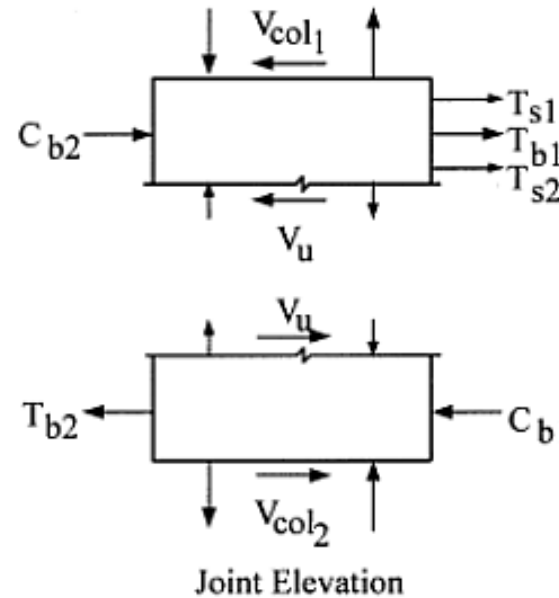
the given loading condition. When the analysis is used to determine design drifts or moment magnifications caused by wind or earthquake-induced forces, lower-bound slab stiffnesses should be assumed. When the analysis is used to study interactions of slabs with other framing elements, such as structural walls, it is appropriate to consider a range of slab stiffnesses so that the relative importance of slabs on those interactions can be assessed. For nonprestressed slabs, it is normally appropriate to reduce slab bending stiffness to between one-half and one-fourth of uncracked stiffness values based on gross section properties or based on limits prescribed in ACI 318-14, Section 6.6.3.1.1. For prestressed

به طور خلاصه باید برای کنترل دررفت و اثرات PDelta از حد پایین (۰.۲۵) و برای طراحی اعضای سازه ای مانند دیوارها بین ۰.۲۵ تا ۰.۵ فرض نمود.

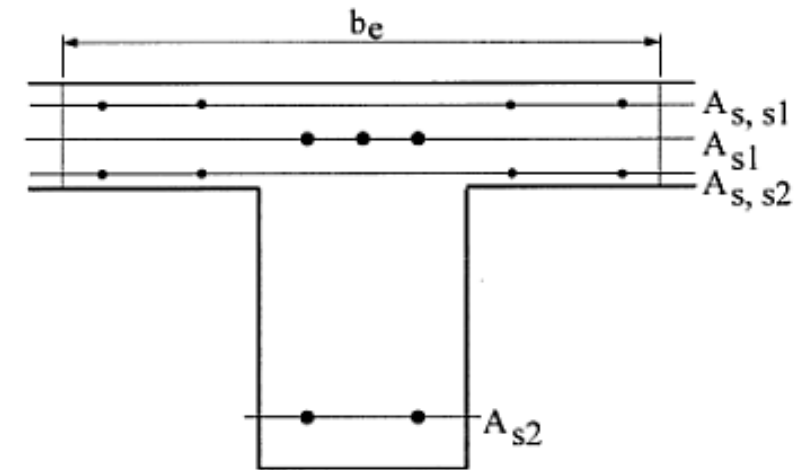
ACI 352R-02

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 ۴-۶-۲۱ 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 ۱۱-۶-۳ ضروری هستند، نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

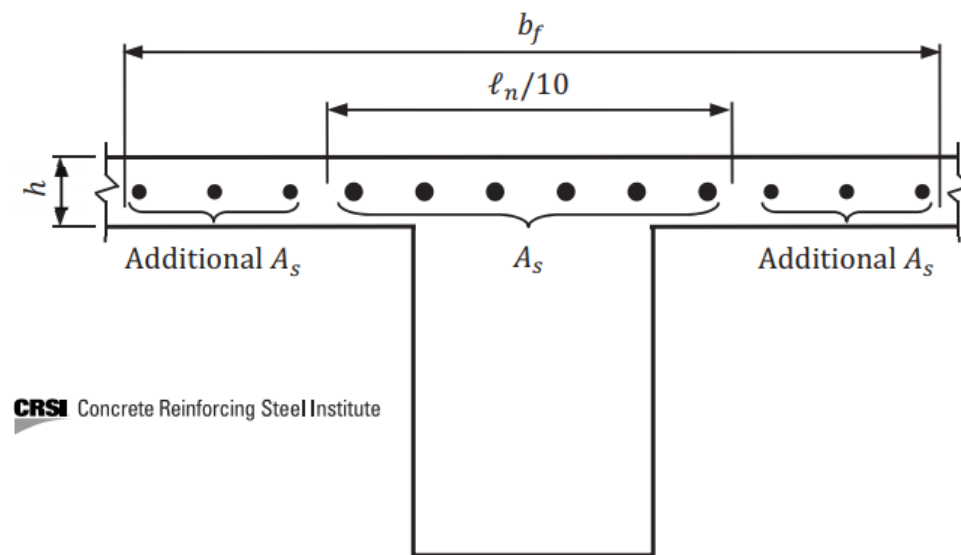
در تیرهای T شکل

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

۳-۱۹-۴ 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.



CRSI Concrete Reinforcing Steel Institute

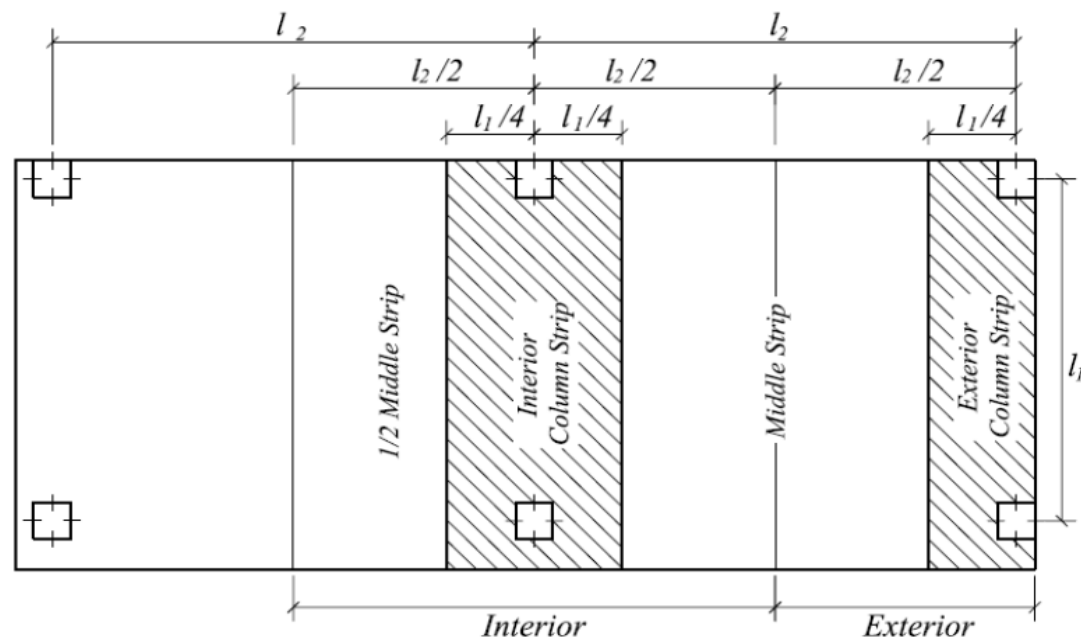
$$\text{Additional } A_s(\text{total}) \geq 0.0018[b_f - (l_n/10)]h$$

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)



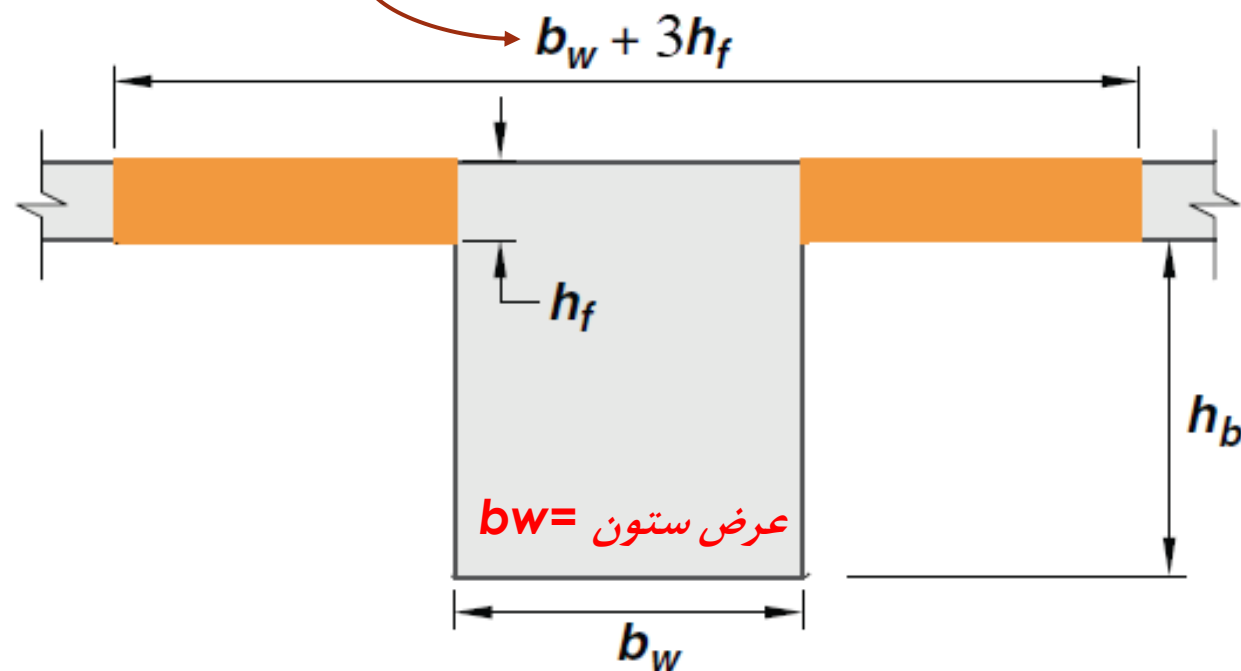
۹-۲۰-۱۰-۵ نوار ستون

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

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 ۹-۱۰-۱-۳-۴-۶ 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.

با تشکر از توجه شما

 **@ISTAINS**

 **@Faroughi.alireza**