به نام خدا

تغییرات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

ویرایش ۹۹

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

دکترای تخصصی مهندسی سازه

@ISTAINS

@Faroughi.alireza

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

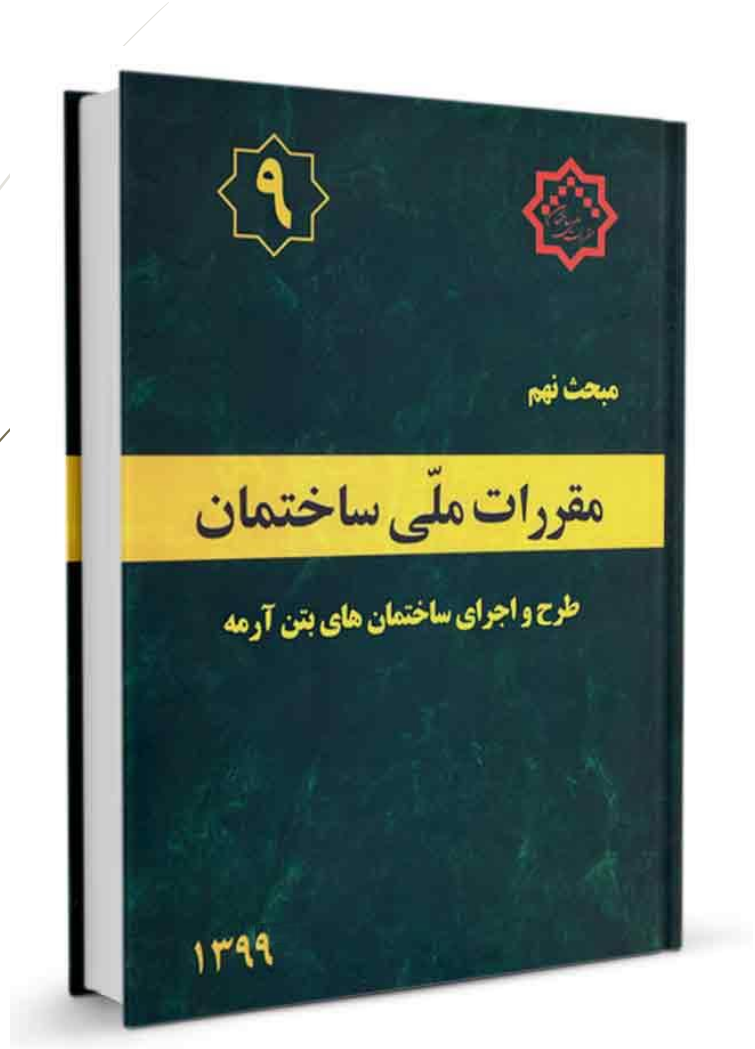
عضو کارگروه طیف ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰

عضو کمیته نرم افزار های مهندسی عمران

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

سرفصل مطالب :



تقدیر از اعضای محترم کمیته مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

سرفصل مطالب :

موارد کلی

۱- حذف ، جابجایی و اضافه شدن برخی فصول

۲- تغییر مفهوم طراحی از روش حدی به روش مقاومت

موارد خاص

۳- تغییرات ترکیبات بارگذاری

۴- تغییرات مربوط به ضرایب کاهش سختی (ترک خوردگی)

۵- کنترل خیز و ارتعاش

۶- طراحی دیافراگم

۷- کاشت میلگرد (مهار به بتن)

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

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

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

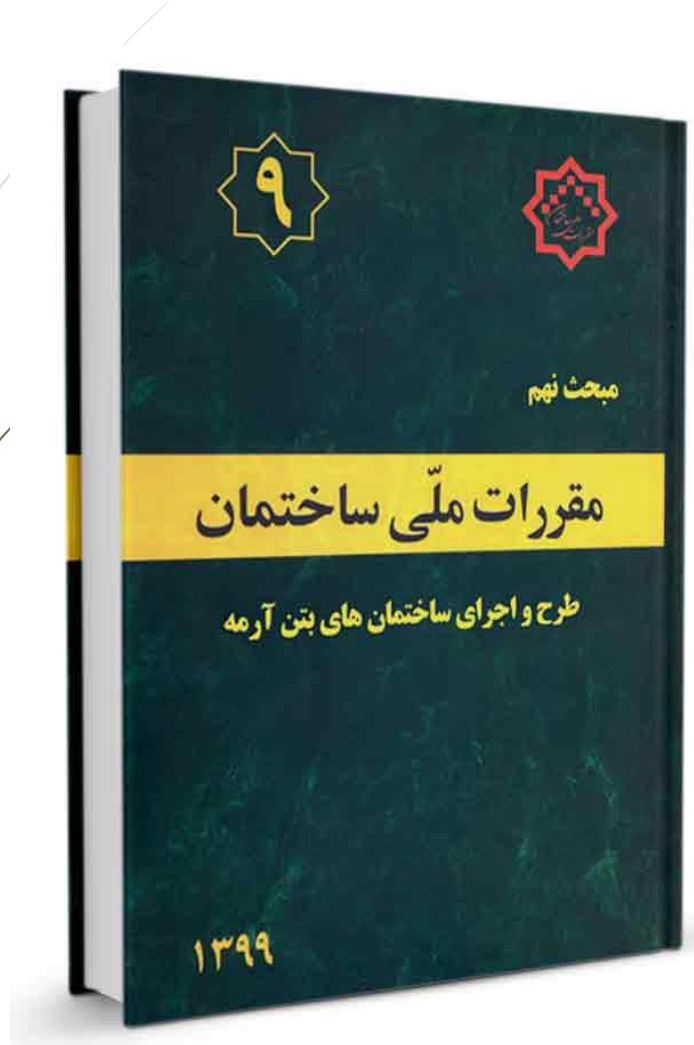
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱- حذف و جابجایی و اضافه شدن برخی فصول

فصول حذف شده یا جابجا شده به بخشهای دیگر و یا به آبا:

۹-۳ مصالح و اجزای بتن
۹-۷ اجرای بتن
۹-۸ اجرای بتن در شرایط غیر متعارف
۹-۹ بتن‌های ویژه
۹-۱۲ ضوابط قالب بندی در بتن، لوله‌ها و مجراهای مدفون و درزهای بتن
۹-۲۴ طرح و محاسبه قطعات بتن پیش تنیده



فصول اضافه شده جدید:

فصل ۹-۵- الزامات سیستم های سازه ای
فصل ۹-۱۴- دیافراگم ها
فصل ۹-۱۶- ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون
فصل ۹-۱۷- اتصالات اعضای سازه ای به یکدیگر
فصل ۹-۱۸- مهار به بتن
فصل ۹-۲۳- ارزیابی مقاومت اجزاء و سازه های ساخته شده
پیوست ۹-پ۴- روش طراحی ساده ساختمان های بتنی
پیوست ۹-پ۵- جمع شدگی و خزش بتن

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- تغییر مفهوم طراحی از روش حدی به روش مقاومت

در طراحی سازه ها عمدتاً از سه روش زیر استفاده می شود:

الف) روش طراحی تنش (مقاومت) مجاز ASD

ب) روش طراحی مقاومت نهایی USDM-LRFD

ج) روش طراحی حالات حدی LSD

اساس طراحی:

طراحی سازه صرف نظر از نوع فلسفه حاکم بر آن، باید حاشیه امنیت لازم برای برقراری ایمنی در مقابل بارهای وارده را ایجاد کند.

به همین منظور، اثرات هم زمان احتمال افزایش بارها و احتمال کاهش مقاومت عضو نسبت به مقادیر مفروض اولیه باید ایجاد شود.

بر همین اساس داریم :

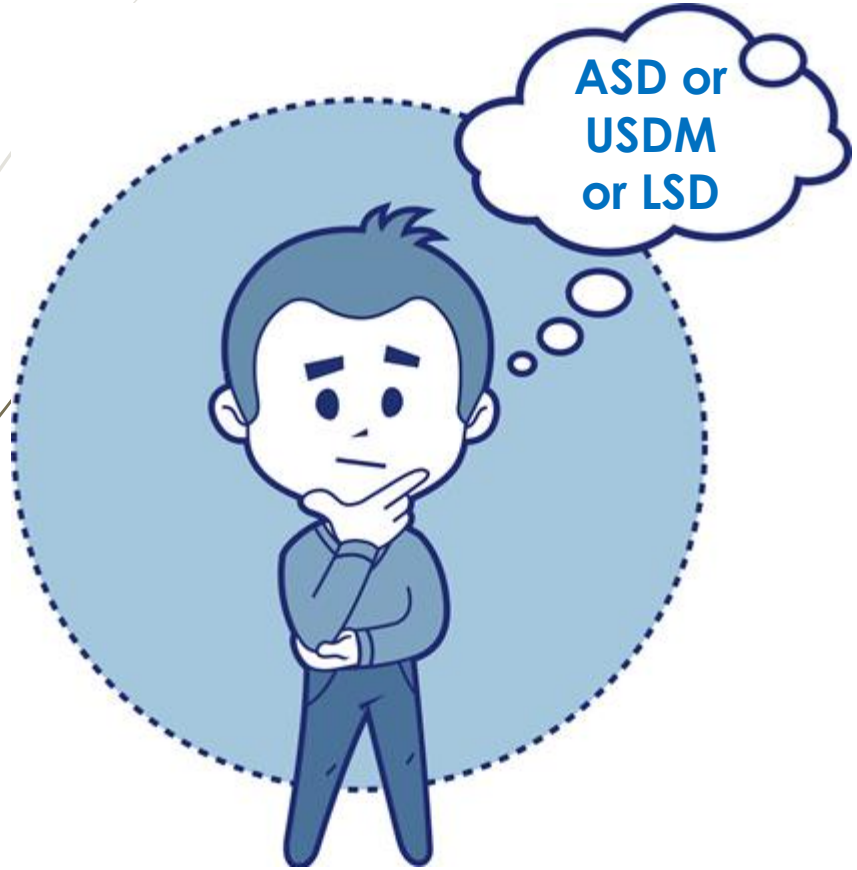
$$\Phi R \geq \Omega S$$

R,S به ترتیب بار و مقاومت نهایی و Ω, Φ به ترتیب ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار هستند که بر اصول علم آمار و احتمال استوارند.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- تغییر مفهوم طراحی از روش حدی به روش مقاومت



الف) روش طراحی تنش یا مقاومت مجاز (ASD):

در این روش با توجه به رابطه قبل با انتقال ضرایب داریم:

$$(\Phi/\Omega)\ R \geq S$$

به طور مثال برای $\Omega=1.5, \Phi=0.9$ داریم:

$$0.6R \geq S$$

ب) روش طراحی مقاومت (USDM,LRFD):

در اینجا همان رابطه اصلی (مبنا) وجود دارد بنابراین داریم:

$$\Phi R \geq \Omega S$$

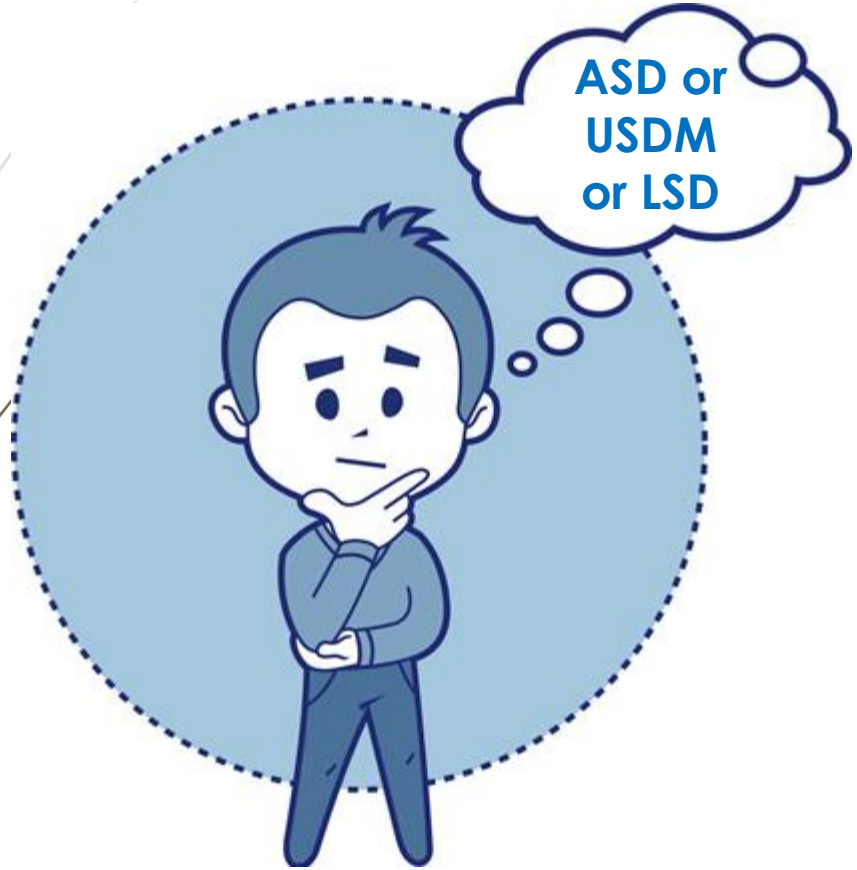
به طور مثال برای $\Omega=1.5, \Phi=0.9$ داریم:

$$0.9R \geq 1.5S$$

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- تغییر مفهوم طراحی از روش حدی به روش مقاومت



ج) روش طراحی حالت حدی(LSD):

در این روش طراحی قسمتی از ضریب اطمینان در بارها اثر داده می شوند و قسمتی از ضرایب اطمینان در مقاومتها .یعنی هم بارها بزرگ می شوند و هم مقاومتها کاهش داده می شود. بنابراین عدم اطمینانی که در طراحی وجود دارد هم ناشی از بارها و هم ناشی از مقاومت هاست. بنابراین بهتر است هر دو عدم اطمینان به صورت جداگانه در نظر گرفته شود.

۹-۱-۳ مبانی طراحی (ویرایش ۹۲)

۹-۱-۳-۱ در این مبحث مبنای طراحی ساختمان‌ها برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، بررسی و کنترل آنها در حالت‌های حدی است. روش کلی طراحی مبتنی بر جنبه‌های احتمالاتی است که با اعمال ضرایب جزئی ایمنی به مقادیر مشخصه بارها و آثار موثر بر ساختمان طبق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان و مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد، در محاسبه منظور می‌شوند.

۹-۱-۵-۱ روش طراحی در این مبحث «روش طرح مقاومت» است. **(ویرایش ۹۹)**

Ø ضریب کاهش مقاومت است که بر اساس رفتار عضو در برابر تلاش وارده تعیین می‌شود.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۳- ترکیبات بارگذاری

(مبحث ۶ ویرایش ۹۲)

۱) $۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r$ یا S یا R)

۲) $D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r$ یا S یا R)+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۳) ۰٫۸۵D+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۴) $۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r$ یا S یا R) +۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

۵) ۰٫۸۵D+۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

۶) $D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r$ یا S)+T

۷) ۱٫۲۵D+۱٫۵T

استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴

۳-۱۲-۲
در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آیین‌نامه بتن ایران "آبا" طراحی می‌شوند، مقـادیر بار زلزله باید در ضریب ۰/۸۵ ضرب شده و در ترکیبات بار مورد استفاده قرار گیرد.

(مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره‌ی رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
(۱-۷-۹)	D	1) $U=1.4D$
(۲-۷-۹)	L	2) $U=1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۳-۷-۹)	L_r or S or R	3) $U=1.2D+1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R)+(1.0L \text{ or } 0.5(1.6W))$
(۴-۷-۹)	W	4) $U=1.2D+1.0L+1.6W+0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۵-۷-۹)	E	5) $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
(۶-۷-۹)	W	6) $U=0.9D+1.6W$
(۷-۷-۹)	E	7) $U=0.9D+1.0E$

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۴- کاهش سختی (ضرایب ترک خوردگی)

جدول ۹ ۶ ۲ الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییرشکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییرشکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار می‌توان ممان اینرسی کلیه‌ی اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی موثر همه اعضا تحت بار را منظور می‌نماید، محاسبه نمود.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

نکته اول:

۹-۶-۵-۴-۱-۲ در مواردی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، ستون‌ها و طبقات سازه را می‌توان مهار شده در نظر گرفت؛ در غیر این صورت این ستون‌ها و یا طبقات، مهار نشده تلقی می‌شوند.

الف – افزایش لنگرهای انتهایی ستون‌ها در اثر تحلیل مرتبه‌ی دوم از ۵ درصد لنگرهای انتهایی ستون‌ها در تحلیل مرتبه‌ی اول بیش‌تر نباشد.

ب – شاخص پایداری Q، مطابق با تعریف بند ۹-۶-۵-۴-۲-۱، از ۰/۰۵ بیش‌تر نباشد.

مطابق تعریف ACI 318 سازه **مهار شده** Braced Frame با سازه **بدون حرکت جانبی** (قابـل ملاحظه) Nonsway Frame متفاوت است. کنترل شاخص پایداری از رابطه Θ (یا Q) از معیار **مهارشدگی** متفاوت است. شاخص پایداری مبتنی بر اثرات قابل ملاحظه P-Delta و برای تفکیک روشهای طراحی **ستون** استفاده شده و موید مهارشده یا مهارنشده بودن طبقه نمی باشد!

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}\right]_i$$ ←

مهارشدگی نیازمند دیواهای برشی سختی است که تغییر شکل سازه را به طور قابـل ملاحظـه ای کاهش دهد.

A braced frame is something along the lines of a frame that has a wall inserted to take almost all of the lateral load (i.e. a relative stiff shear wall). This is where R6.3.1.1 comes into play. If the stiffness of the wall is high enough and the wall takes the vast majority of the lateral load, it is unlikely that the columns will crack very much, thus a stiffness of Ig would seem appropriate for the columns. Non-sway is a situation where a specific column does not see a large amount of P-delta effects, which could occur in both a shear wall lateral system or a stiff moment frame lateral system.

ACI 318-19

R6.3—Modeling assumptions

R6.3.1 *General*

For braced frames, relative values of stiffness are important. A common assumption is to use $0.5I_g$ for beams and I_g for columns.

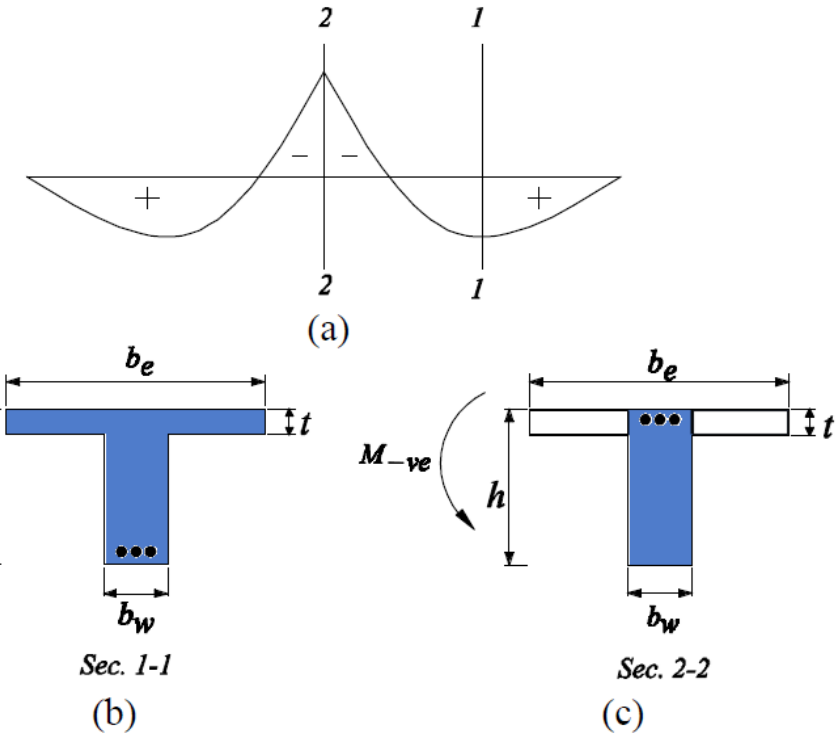
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

نکته دوم:

۴- کاهش سختی (ضرایب ترک خوردگی)

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول‌های ۹-۶-۲ (الف) و یا ۹-۶-۲ (ب) محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.



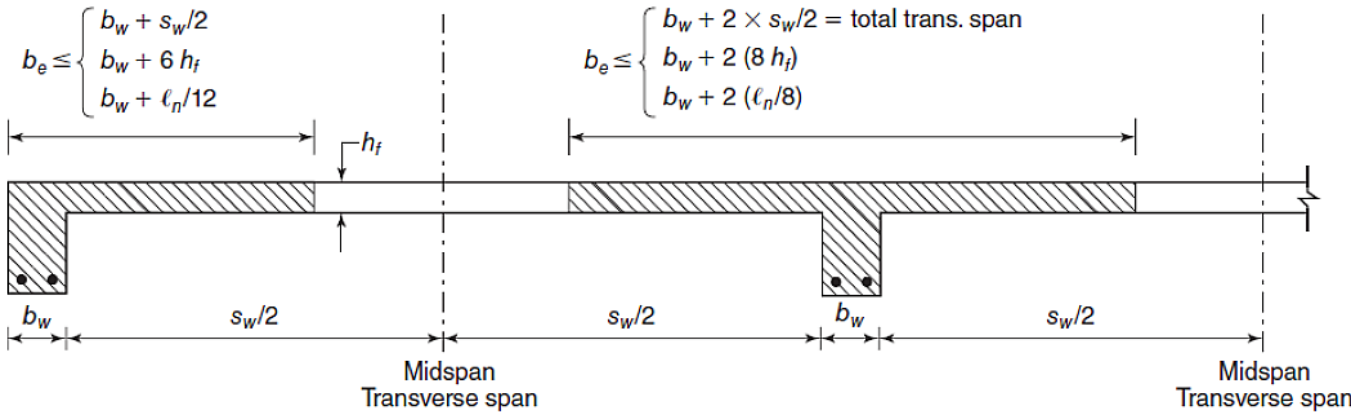
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۴- کاهش سختی (ضرایب ترک خوردگی)

جدول ۹-۶-۱ محدودیت ابعاد برای عرض موثر بال از بر جان تیر T شکل

وضعیت	عرض موثر بال، از بر جان تیر	
بال در دو طرف جان	کم‌ترین از:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
بال در یک طرف جان	کم‌ترین از:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$



ℓ_n = clear length of beam span (longitudinal span)

s_w = clear transverse span between webs

منابع معرفی شده برای ویرایش ۹۹

۴- ضوابط انجمن آمریکایی مصالح و آزمایش‌ها (ASTM)،

۵- مجموعه‌ی ۶ جلدی آیین نامه‌های انجمن بتن آمریکا (ACI Manual of Concrete Practice)،

۶- آیین نامه‌ی بتن آمریکا (ACI 318-19 و یا ویرایش‌های جدیدتر آن)،

۷- آیین نامه‌های اروپایی بتن (Euro Code 2 – Parts 1,2,3 و CEB-FIP Model Code 2010)،

۸- آیین نامه‌ی بتن کانادا (A23.3-2014)،

۹- آیین نامه‌ی بتن استرالیا (AS 3600-2009)،

۱۰- آیین نامه‌ی بتن نیوزلند (NZS 3101-2006).

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۴- کاهش سختی (ضرایب ترک خوردگی)

راه کار اول:

نتیجه:

از آنجا که کاهش عرض موثر باعث کاهش سختی در حدود ۱.۲ تا ۱.۲۵ می گردد، می توان مقطع تیر را به صورت مستطیلی و با ضریب کاهش سختی زیر مدل کرد:

0.7/1.25=0.56

NZS 3101:Part 1:2006

9.3.1.3 *Effective moment of inertia in T-beams and L-beams*

In calculating the effective moment of inertia of cracked sections, the effective width of the overhanging parts of flanged members shall be one-half of that given by either 9.3.1.2(a) or (b).

مشابه نظرات فوق در کتاب بتن پائولی هم ***برای ترکیبات بار شامل اثرات زلزله*** اینطور آمده است:

For (*) Flexural strength	Stiffness
$\leq b_w + 16h_s$	$\leq b_w + 8h_s$
$\leq b_w + \ell_{ny}$	$\leq b_w + \ell_{ny}/2$
$\leq \ell_x/4$	$\leq \ell_x/8$

For (*) Flexural strength	Stiffness
$\leq b_w + 6h_s$	$\leq b_w + 3h_s$
$\leq b_w + \ell_{ny}/2$	$\leq b_w + \ell_{ny}/4$
$\leq b_w + \ell_x/12$	$\leq b_w + \ell_x/24$

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

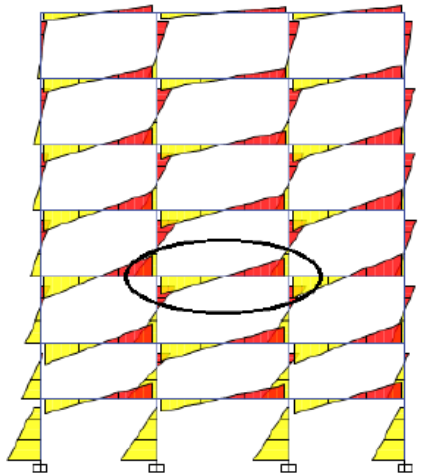
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

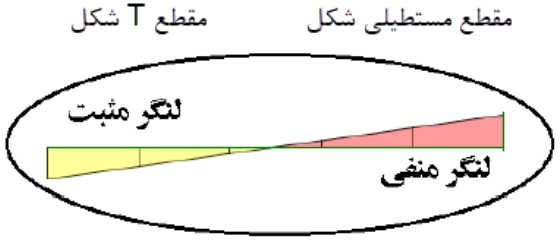
۴- کاهش سختی (ضرایب ترک خوردگی)

24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Table 24.2.3.5 for the critical positive and negative moment sections.

$$I_{e,avg} = \frac{I_{e,\ pos} + I_{e,\ neg}}{2}$$

۹-۱۹-۲-۲-۳ - در تیرها و دال‌های یک طرفه پیوسته، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط وزن دار ممان اینرسی‌های مؤثر عضو در وسط دهانه و در بر تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۹-۲) تعیین می گردد.





با توجه به اینکه ضرایب کاهش سختی عمدتا در تغییرمکان موثر است و کنترل تغییرمکان جانبی تنها تحت اثر بار زلزله خواهد بود و همچنین در این حالت نمودار ممان تیر به قرار زیر یعنی نیمی در لنگر منفی و نیمی در لنگر مثبت است :

راه کار دوم:

بنابراین با توجه به بند بالا میتوان نوشت:

(0.7+0.35)/2 = 0.525

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

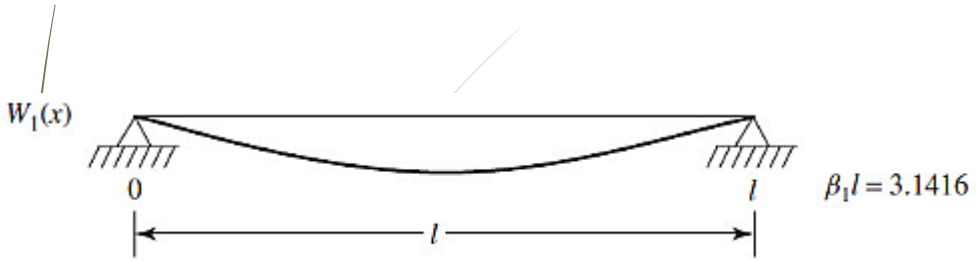
۵- کنترل خیز و ارتعاش

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

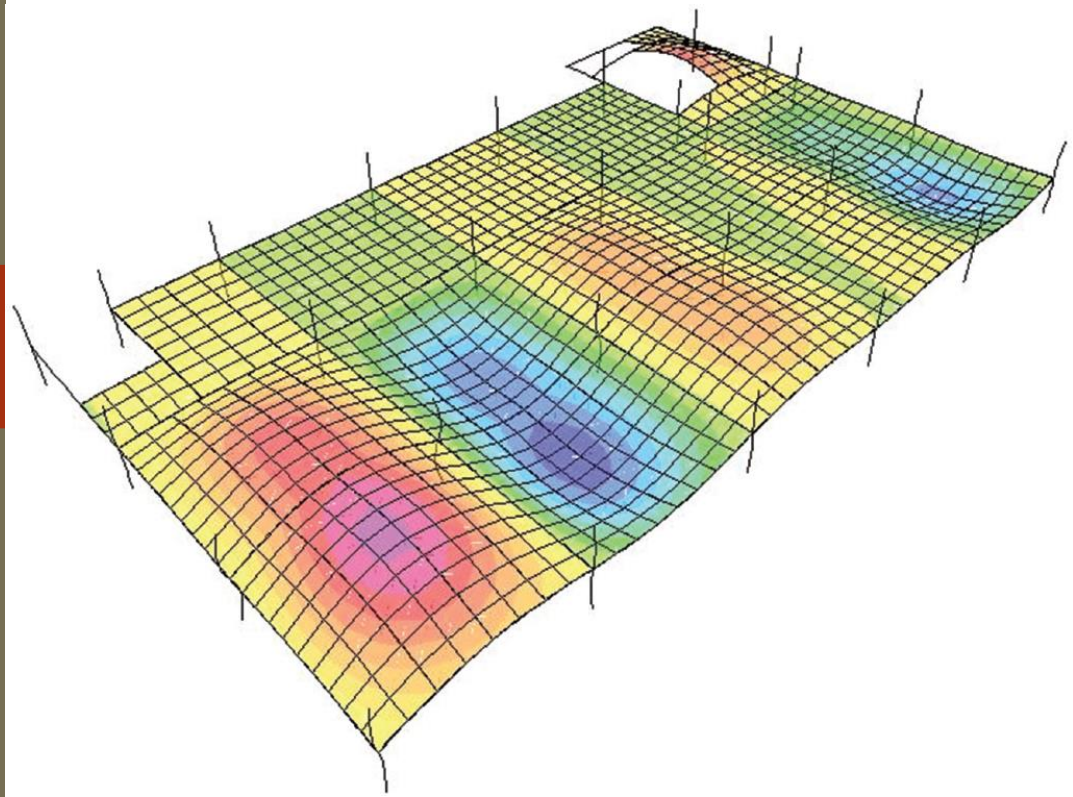
کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.

حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۴ کم‌تر باشد:

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz



$$\omega_n = (\beta_n l)^2 (EI/\rho A L^4)^{1/2}, \beta_n l = n\pi.$$



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۵- کنترل خیز و ارتعاش

در محاسبه‌ی فرکانس دوره ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجـه قـرار گیـرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضـرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

۹-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. هم‌چنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی ۱/۴ برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود.

برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای، f، می‌توان از رابطه‌ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \qquad (۹-۱۹-۶)$$

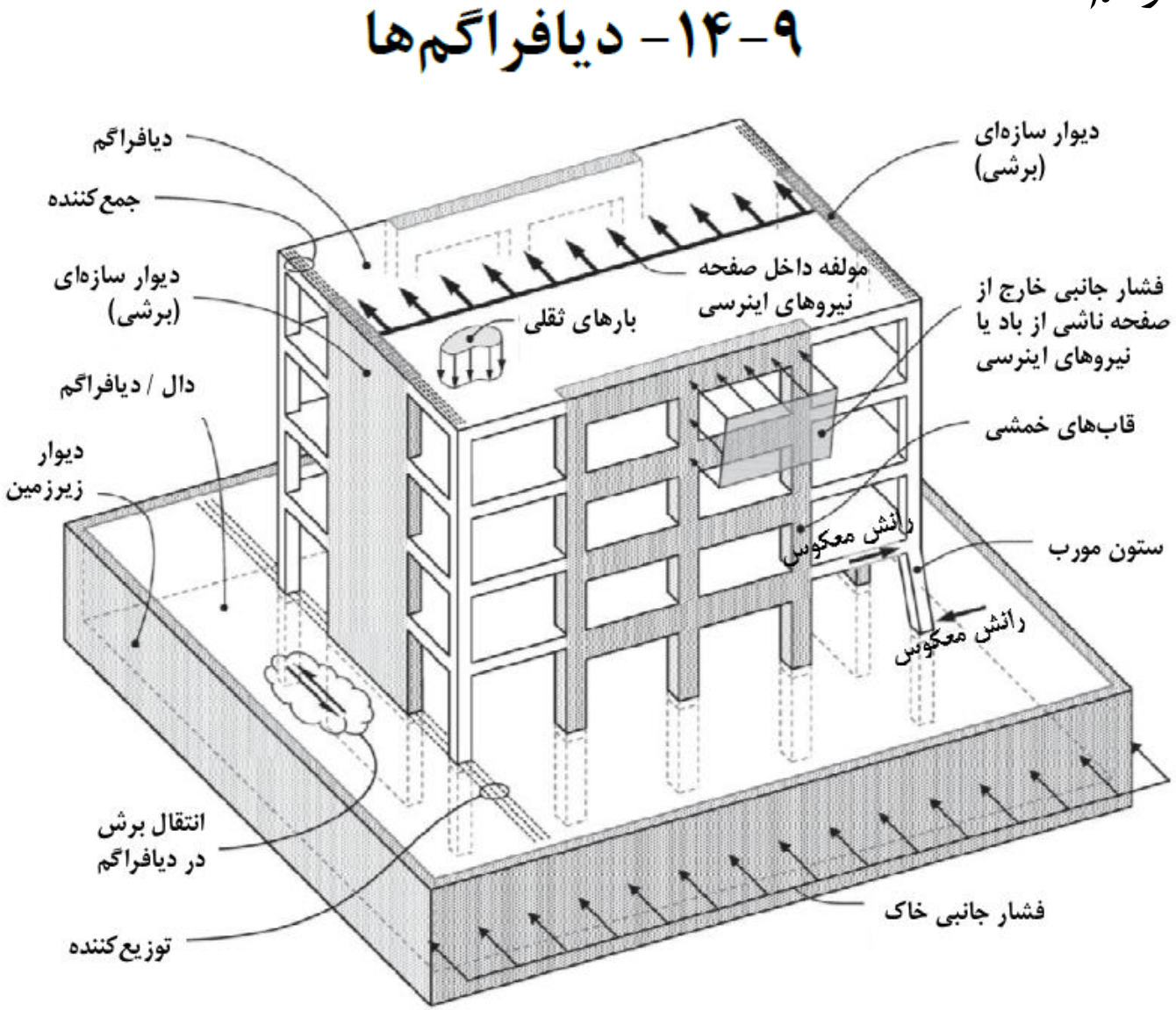
با جایگذاری فرکانس ساختمان اداری و مسکونی (تیر با بارگسترده یکنواخت) :

مقدار Δis برابر ۱۲.۶ (یا ۱۳) میلیمتر خواهد بود!

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

معرفی

دیافراگم، سیستمی افقی یا نزدیک به افقی است که نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را به اجـزای قـائم مقـاوم در برابـر بـار جانبی منتقل می‌نماید. این سیستم ممکن است از جان(دال)، جزء لبه، جمع‌کننده و کلاف تشکیل شود.

PEER/ATC 72-1

رابطه	شرح	کاربرد
دیافراگم صلب	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 المان های قائم توزیع می‌گردد.	این فرض متداول‌ترین رویکرد مدلسازی دیافراگم‌های بتنی و بتن روی عرشه‌ی فولادی می‌باشد. به طور گسترده در نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای تجاری موجود برای ساختمان‌ها استفاده می‌گردد.
دیافراگم نیمه‌صلب	در مدل تحلیلی، سختی دیافراگم محدود گنجانده شده است. سختی بر مبنای ضخامت، ابعاد و مشخصات مصالح دیافراگم محاسبه می‌شود.	واقعی‌ترین مدل، اما برای به کار بردن (اعمال)، زمان‌بر تر و دشوارتر. موجود در بعضی نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای سه بعدی. باید به منظور مدل کردن دیافراگم‌ها در آثار backstay مورد استفاده قرار گیرد.
دیافراگم انعطاف‌پذیر	فرض می‌شود دیافراگم در مقایسه با المان‌های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ای بی‌نهایت انعطاف‌پذیر باشد. دهانه‌های دیافراگم دهانه‌های ساده‌ی برشی در نظر گرفته می‌شوند و توزیع نیروهای جانبی بین المان‌های قائم بر مبنای جرم مربوطه است.	عموماً برای دیافراگم بتن و بتن روی عرشه‌ی فولادی کاربردی نیست. به طور متداول برای دیافراگم‌های چوبی و عرشه‌های فولادی بدون رویه (ی بتنی) مورد استفاده قرار می‌گیرند. عموماً به جای نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای با محاسبات دستی یا صفحه گسترده (مثل اکسل) استفاده می‌شوند.

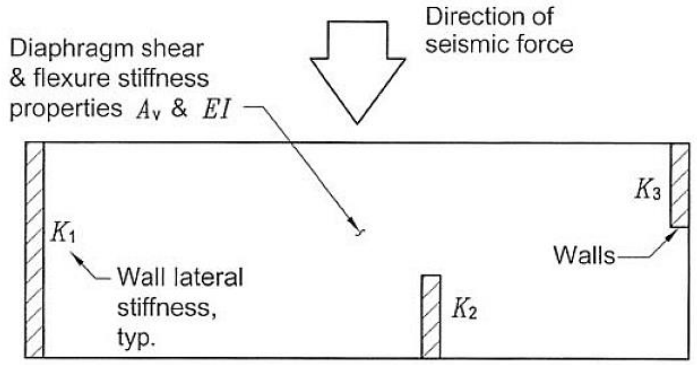
انواع دیافراگم :

در گام اول ارزیابی دیافراگم به بررسی رفتار آن پرداخته می شود. اصولا سه نوع رفتار برای دیافراگم تعریف می شود:
۱- رفتار صلب ۲- رفتار نیمه صلب و ۳- رفتار نرم یا انعطاف پذیر.

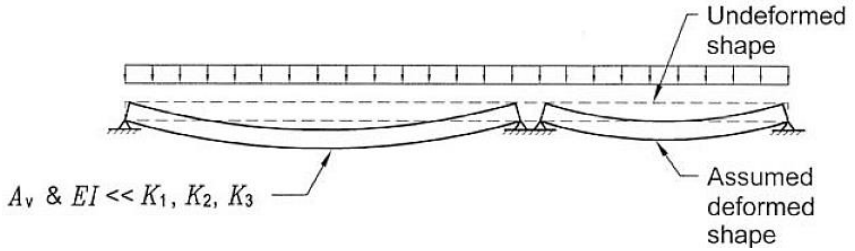
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

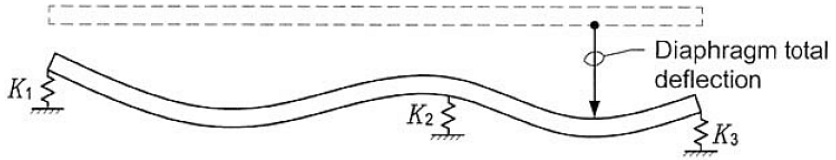
۶- طراحی دیافراگم:



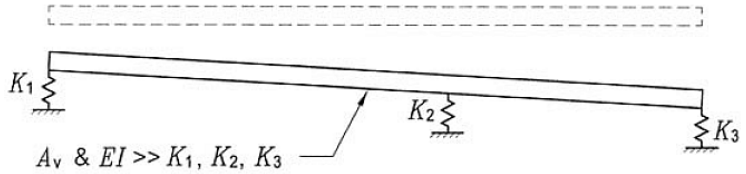
(a) EXAMPLE DIAPHRAGM PLAN



(b) FLEXIBLE DIAPHRAGM MODEL



(c) SEMI-RIGID DIAPHRAGM MODEL



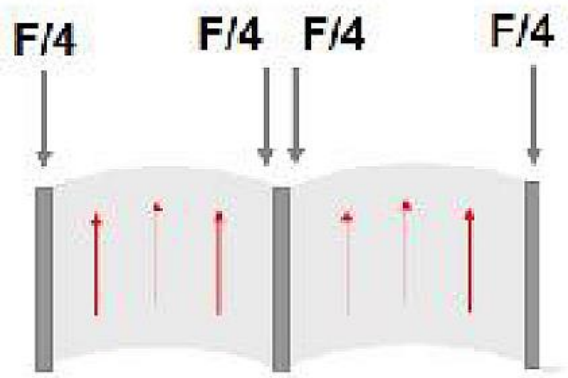
(d) RIGID DIAPHRAGM MODEL

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

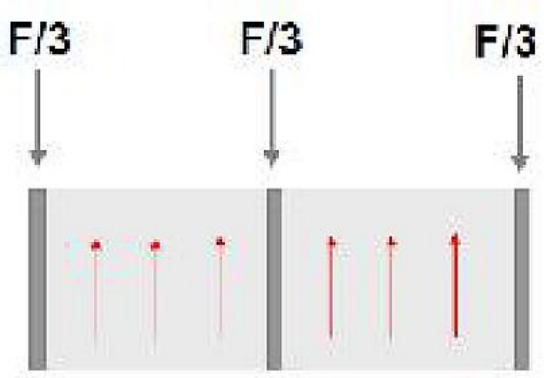
انعطاف پذیری



FLEXIBLE
Center Wall Shear = F/2

توزیع به نسبت جرم

صلب



RIGID
Center Wall Shear = F/3

توزیع به نسبت سختی

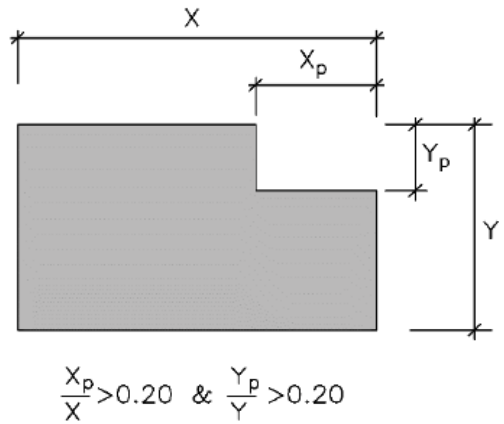
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

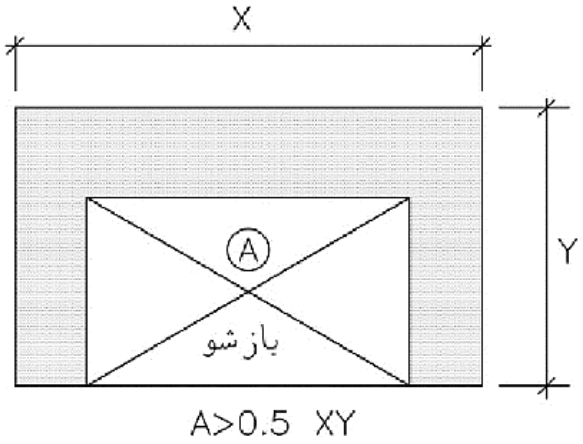
۶- طراحی دیافراگم:

کجا باید از دیافراگم نیمه صلب استفاده کرد؟

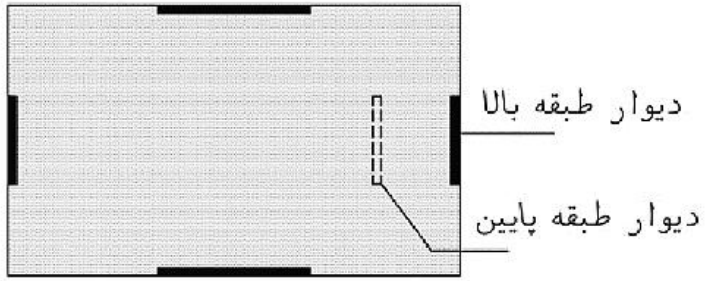
مطابق ASCE7-16 و ATC 72-1 در نامنظمی در پلان با شرایط زیر بهتر است از قیود دیافراگم نیمه صلب استفاده شود :



الف – نامنظمی هندسی



پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



ت – نامنظمی خارج از صفحه

مشابه مورد Backstay effect
(اثر اهرمی):

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله
استاندارد ۲۸۰۰
(ویرایش ۴)

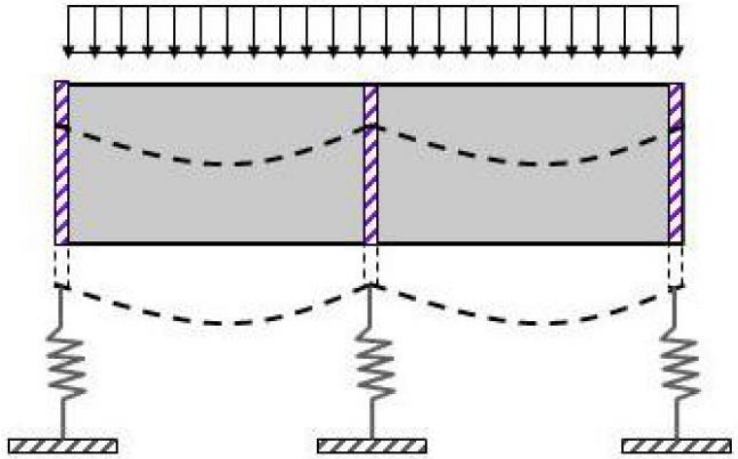
پیوست ۴

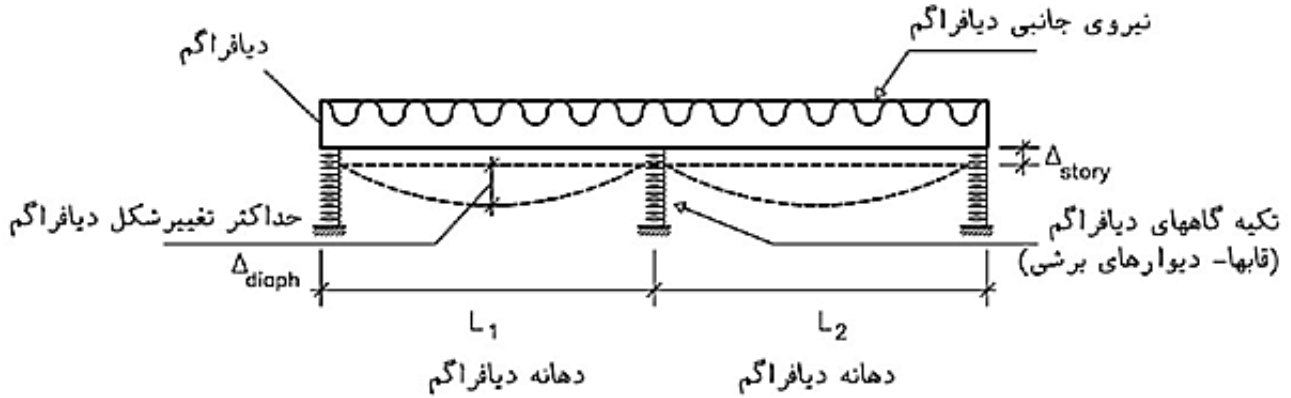
دیافراگم‌ها

۶- طراحی دیافراگم:

شرط صلبیت و نحوه محاسبه آن :

در روبرو پلان یک دیافراگم تحت بار جانبی گسترده نمایش داده شده است. اعضای باربرجانبی (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)





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

بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم‌ها با توجه به نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ به سه دسته نرم، نیمه‌صلب وصلب تقسیم می‌شوند.

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

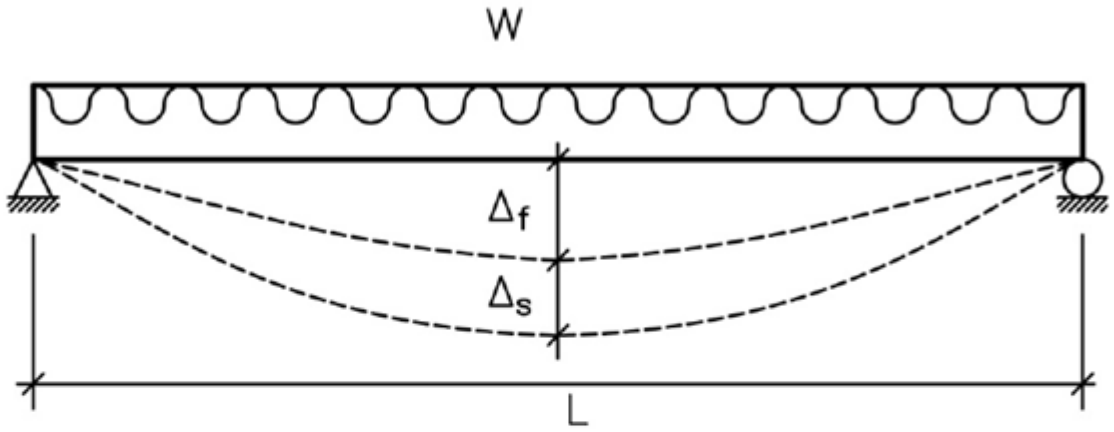
آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله
استاندارد ۲۸۰۰
(ویرایش ۴)

پیوست ۴

دیافراگم‌ها

۶- طراحی دیافراگم:

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



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

w = بار گسترده یکنواخت

E= مدول ارتجاعی ماده

I= گشتاور ماند مقطع

تغییر شکل برشی $\Delta_s = \frac{\alpha wL^2}{8AG}$

α: ضریب فرم

A: سطح مقطع کل دیافراگم

G: مدول برشی بتن

w: بار جانبی یکنواخت

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

۹-۱۴-۴-۲-۴ طراحی دیافراگم و اجزاء تشکیل‌دهنده آن از جمله جمع‌کننده‌ها، فارغ از عملکرد صلب یا انعطاف‌پذیر آن، ضروری است.

اجزای تشکیل‌دهنده دیافراگم شامل موارد زیر می‌باشد:

- **دال (بدنه دیافراگم)**

دال‌ها سیستم‌های پوشش کف هستند که عمدتاً برای تحمل بارهای ثقلی به‌کار برده می‌شوند. علاوه بر آن، دال‌ها می‌توانند با عملکرد میانصفحه‌ای، 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 بخش‌های ساختمان عمل نمایند.

جان یا دال دیافراگم می‌تواند از نوع بتنی درجا، بتنی پیش‌ساخته، کف‌فلزی بدون پوشش یا با پوشش، خرپای فولادی یا طاق ضربی باشد.

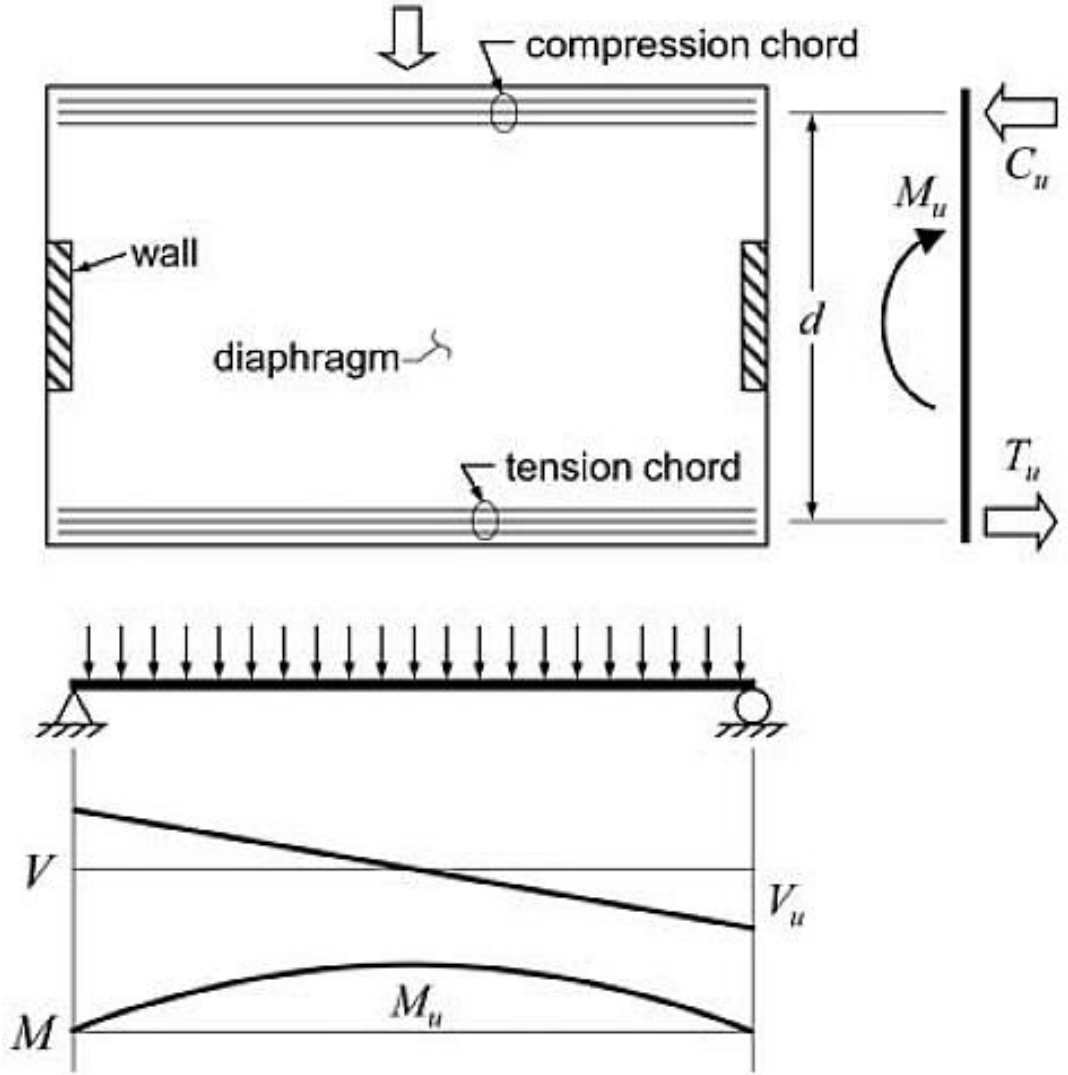
- **تیر لبه (Chord) – عملکرد و نیروها**

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

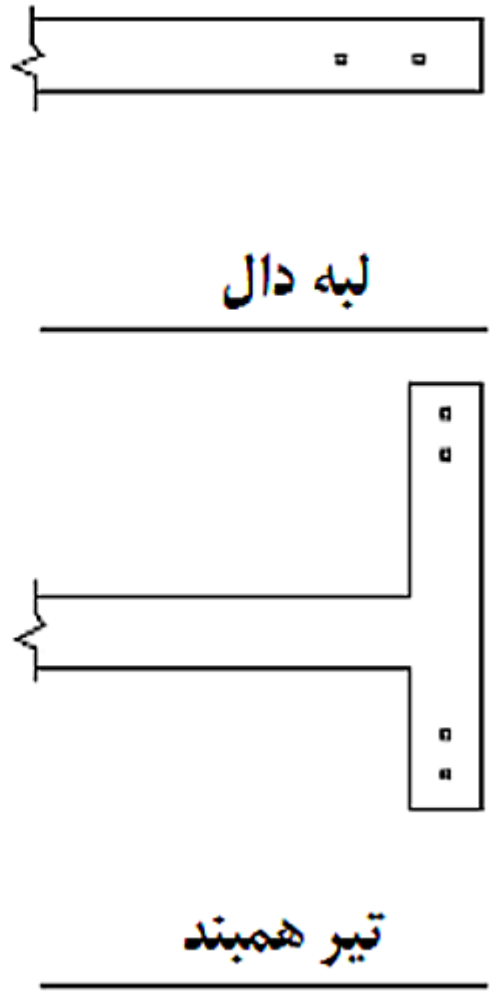


Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

انواع تیر لبه به قرار زیر است :



نکته:

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

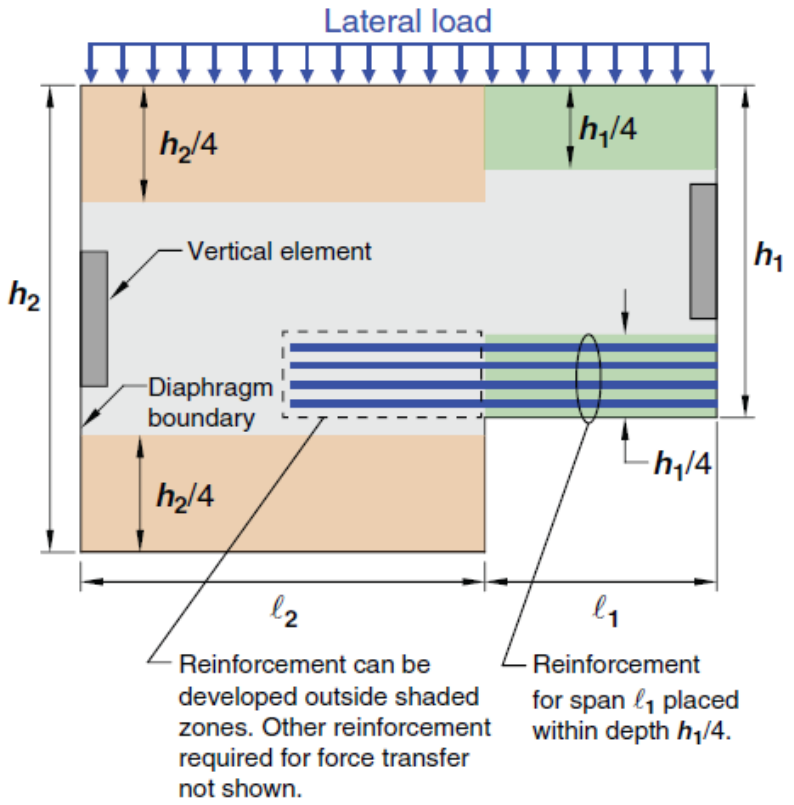
(۵-۷-۸-۲۰-۹)

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

۹-۱۴-۵-۲-۳ آرماتورها و اتصال‌دهنده‌های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به‌کار برده می‌شوند، 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 اندازه‌گیری می‌شود. چنانچه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش‌هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته ولی در محدوده $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.



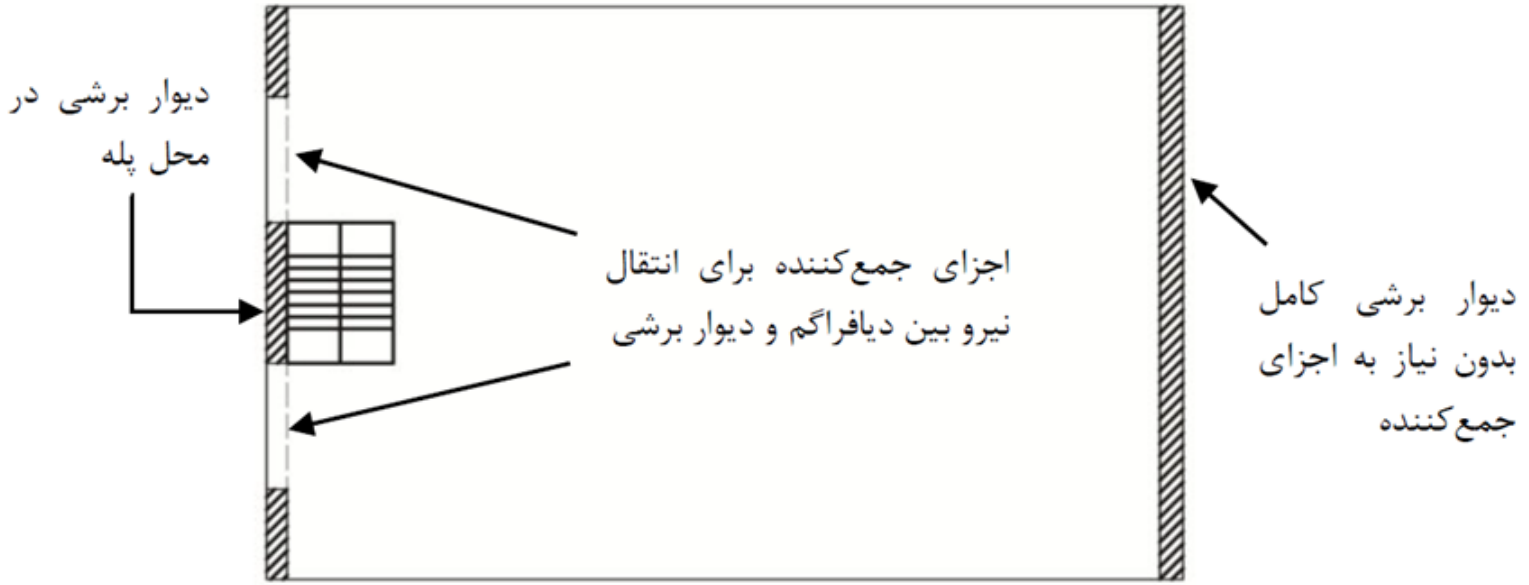
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:

- **جمع کننده (Collector) - عملکرد و نیروها**

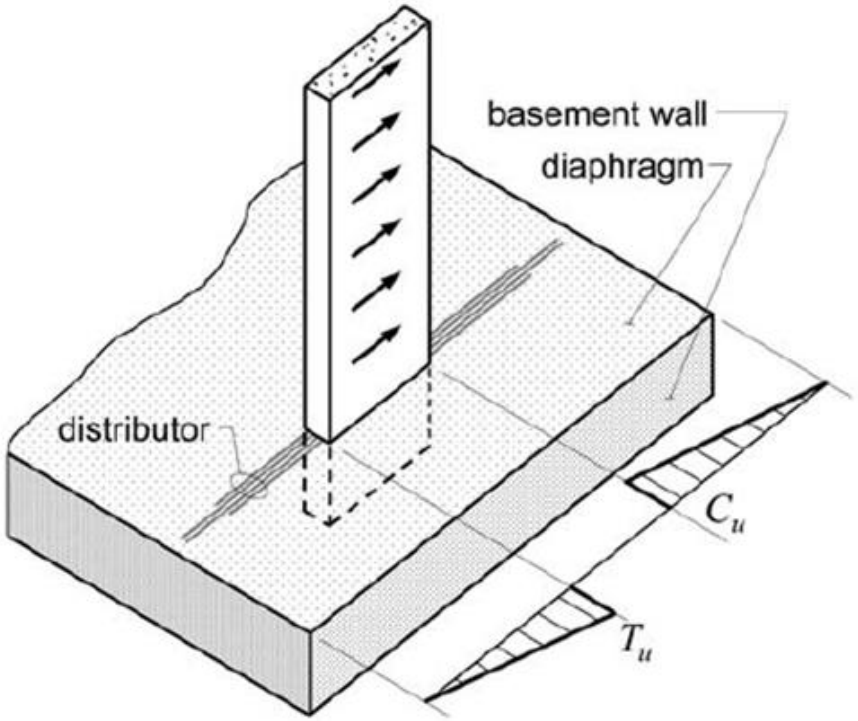
جمع‌کننده‌ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می‌باشند. نیروی جانبی زلزله در بدنه دیافراگم (به خصوص زمانیکه دهانه دیوار جابجا شود و یا امکان انتقال نیرو به دیوار به طور مستقیم از محل اتصال به دیوار امکان پذیر نباشد) توسط این اعضا از نقاط مختلف دیافراگم به سیستم باربر جانبی منتقل می‌گردند. همچنین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



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی دیافراگم:



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 درفشار برای جمع کننده ها طراحی نمود.

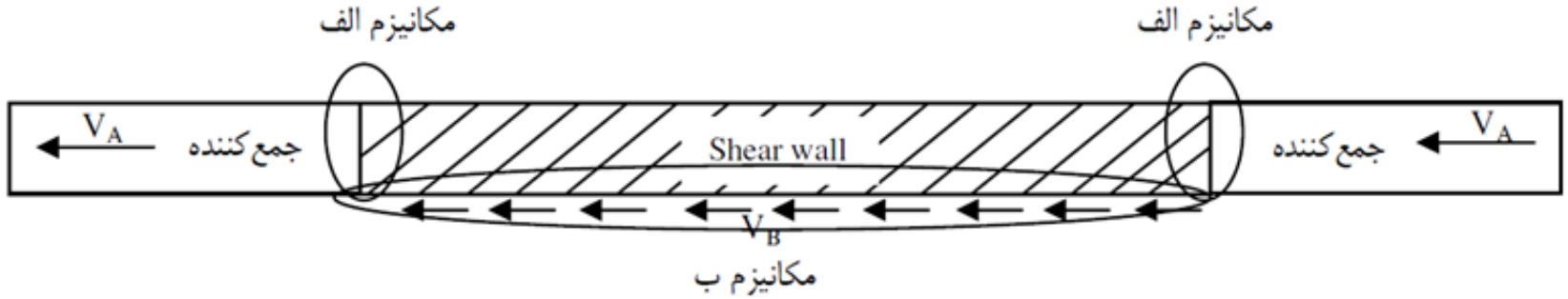
در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش موجود در دیافراگم به سیستم مقاومت جانبی متصور می‌باشد:

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی 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 جمع‌کننده 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. درصورت 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.*

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

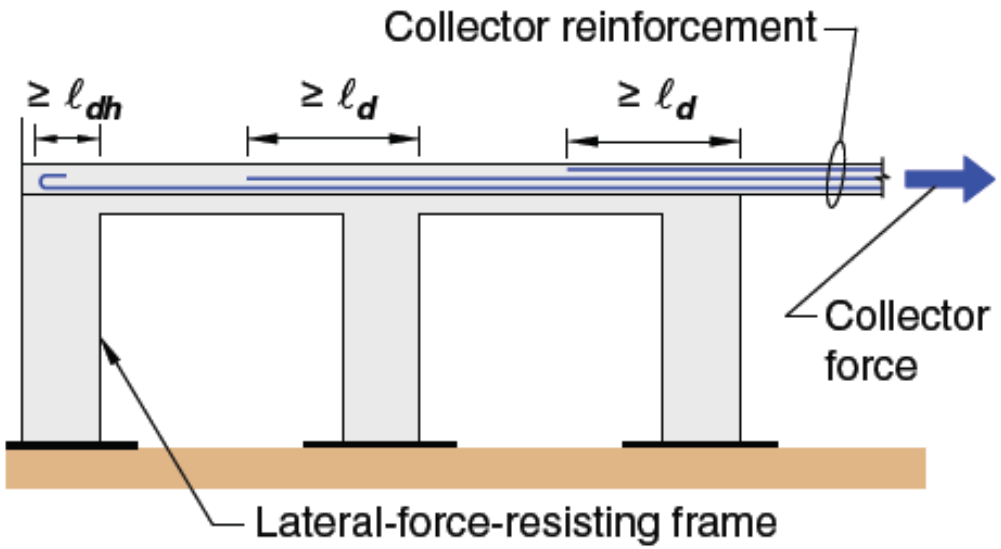
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۶- طراحی 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 باربر 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 اتصال‌دهنده‌های مکانیکی یا سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.

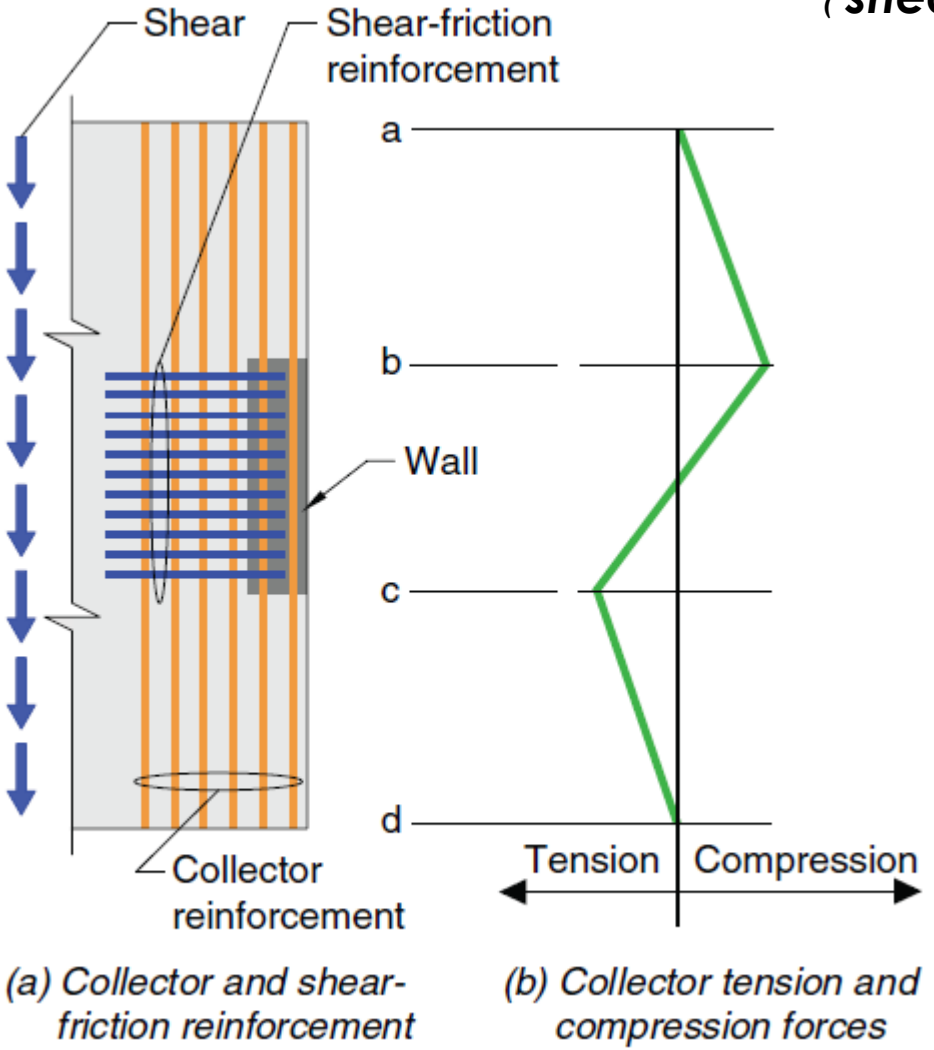


Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

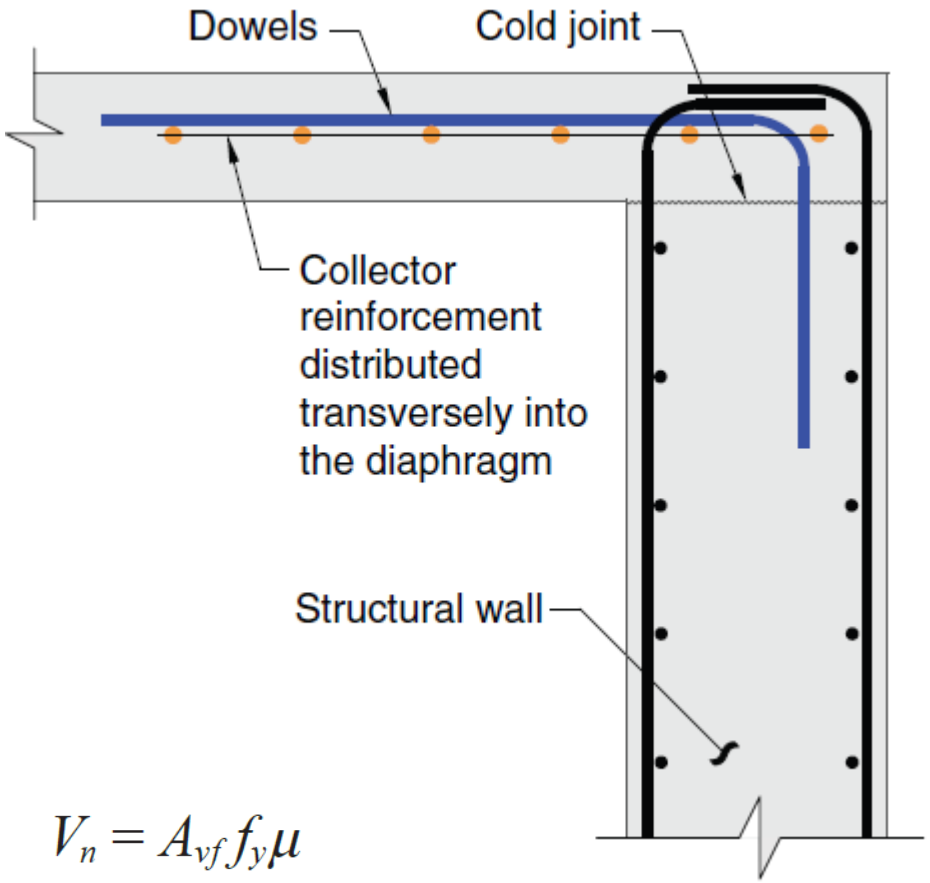
۶- طراحی دیافراگم:

- میلگرد دوخت (**shear friction reinforcement**)



(a) Collector and shear-friction reinforcement

(b) Collector tension and compression forces



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

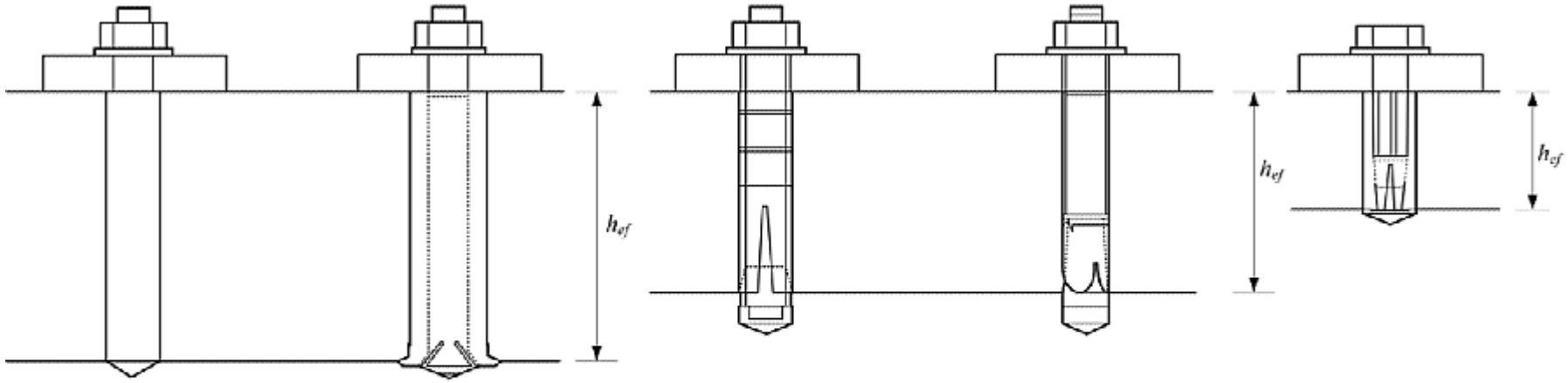
A_{vf} refers to the distributed vertical reinforcement in the wall web; in a wall with boundary elements, A_{vf} can be conservatively calculated as if the distributed vertical web reinforcement continues uninterrupted into the boundary elements.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

۹-۱۸ مهار به بتن



مهار انبساطی ضربه‌ای
نصب با اعمال جابجایی

مهار انبساطی گوه‌ای
نصب با اعمال پیچش

مهار انبساطی غلاف‌دار
نصب با اعمال پیچش

مهار زیرچاکی

مهار چسبی

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

جدول ۹-۱۸-۱. مقاومت مهار برای انواع حالات گسیختگی.

نوع بار	حالت گسیختگی	بند	نوع مهار			مهار تک	مهار گروهی	
			مهار تعبیه-شده	مهار کاشتنی انبساطی و زیرچاکی	مهار چسبی		هر مهار	مهارها در یک گروه مهار
کشش	مقاومت فولاد مهار	۹-۱۸-۴-۱	■	■	■	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی مخروطی بتن	۹-۱۸-۴-۲ *	■	■	■	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت بیرون کشیدگی بتن	۹-۱۸-۴-۳	■	■		$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت بیرون‌زدگی جانبی بتن	۹-۱۸-۴-۴	■	■		$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی بتن	۹-۱۸-۴-۵ **			■	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی در کشش دائمی	۹-۱۸-۴-۶			■	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	
برش	مقاومت فولاد مهار	۹-۱۸-۵-۱	■	■	■	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی لبه بتن	۹-۱۸-۵-۲ *	■	■	■	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
	مقاومت قلوه‌کنی بتن	۹-۱۸-۵-۳	■	■	■	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

* این ضوابط فقط برای مهارهای با قطر کمتر یا مساوی ۱۰۰ میلیمتر قابل اعمال است.

** این ضوابط فقط برای مهارهای با طول مدفون $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ قابل اعمال است.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

جدول ۹-۱۸-۲- ضریب کاهش مقاومت مهارها

مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می‌شود			
حالت گسیختگی		بار	φ
مقاومت عضو فولادی شکل‌پذیر کنترل کننده مقاومت مهار است		کششی	۰/۷۵
		برشی	۰/۶۵
مقاومت عضو فولادی ترد کنترل کننده مقاومت مهار است		کششی	۰/۶۵
		برشی	۰/۶۰
مقاومت مهار با یکی از حالات گسیختگی بتن کنترل می‌شود			
نوع مهار		بار	φ
			با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی[۲] بجز برای گسیختگی بیرون‌کشیدگی و قلوه‌کنی بتن
			بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون‌کشیدگی یا قلوه‌کنی بتن
تمامی انواع مهارها		برشی	۰/۷۵
مهارهای تعبیه‌شده			۰/۷۰
مهارهای کاشتنی	گل‌میخ‌های سردار، پیچ‌های سردار، یا پیچ‌های قلاب‌دار	کششی	۰/۷۵
	گروه ۱. حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد		۰/۷۵
	گروه ۲. حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط[۱]		۰/۶۵
	گروه ۳. حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم[۱]		۰/۵۵

[۱] میزان حساسیت و قابلیت اعتماد مهار کاشتنی باید بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین شود.

[۲] نیازی به طراحی آرماتورهای اضافی نیست و تامین آرماتور حداقل آئین‌نامه طبق الگوهای نشان داده شده در شکل ۹-۱۸-۳ کافی است.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

۹-۱۸-۴-۵ مقاومت پیوستگی مهارهای چسبی در کشش

۹-۱۸-۴-۵-۱ مقاومت اسمی پیوستگی N_a برای مهارهای چسبی تکی و N_{ag} برای مهارهای گروهی، به صورت زیر محاسبه می‌شود

الف- برای مهارهای تکی

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۹-۱۸-۱۳)$$

۹-۱۸-۴-۵-۲ مقاومت پایه پیوستگی در کشش برای یک مهار تکی، در بتن ترک خورده N_{ba} نباید مساوی یا بیشتر از مقدار رابطه زیر در نظر گرفته شود

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad (۹-۱۸-۱۷)$$

در این رابطه τ_{cr}، تنش پیوستگی مشخصه، تنش متناظر احتمال شکست ۵ درصد است که بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تائید تعیین می‌شود.

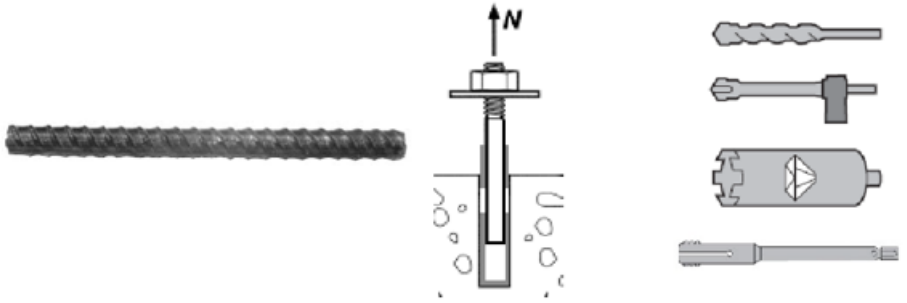
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

نکته : سه جمله اول رابطه ۹-۱۸-۳ مربوط به اثرات نزدیکی میل مهار به لبه و یکدیگر هستند و اینجا برابر ۱ فرض می شوند.

نمونه محاسبات بر مبنای چسب هیلتی HY 200



EU Metric Reinforcing Bars | Bond Strength | Carbide Bit or Hilti Hollow Carbide Bit or Diamond Core Bit + Roughening Tool

TABLE 17—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR EU METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT (OR HILTI HOLLOW CARBIDE DRILL BIT) OR CORE DRILLED WITH A DIAMOND CORE BIT AND ROUGHENED WITH A HILTI ROUGHENING TOOL[1]

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Reinforcing bar size							
				10	12	14	16	20	25	28	32
Minimum Embedment		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	70 (2.8)	75 (3.0)	80 (3.1)	90 (3.5)	100 (3.9)	112 (4.4)	128 (5.0)
Maximum Embedment		$h_{ef,max}$	mm (in.)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.0)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.7)	560 (22.0)	640 (25.2)
Temperature range A[2]	Characteristic bond strength in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	7.4 (1,075)	7.5 (1,080)	7.5 (1,085)	7.5 (1,090)	7.5 (1,095)	5.8 (840)	5.8 (845)	5.9 (850)
	Characteristic bond strength in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)	10.8 (1,560)

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

Permissible Installation Conditions	Dry concrete	Anchor Category	-	1				
		ϕ_d	-		0.65			
	Water saturated concrete	Anchor Category	-	2				
		ϕ_{ws}	-	0.55				
Reduction for seismic tension	Hammer drilled	$\alpha_{N,seis}$	-	0.80			0.85	
	Core drilled + roughening	$\alpha_{N,seis}$	-	N/A	0.71	0.77	0.86	0.78

ضریب مربوط به داخل یا خارج سازه، این ضریب به طور خودکار در جدول ۹-۱۸-۴ اعمال شده است اما اینجا باید اعمال شود.

ضریب مربوط به اثرات لرزه ای که در پانویس جدول۹-۱۸-۴ برابر ۰,۸ قید شده است.

For **SI**: 1 inch ≡ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.
For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

[1] Bond strength values correspond to concrete compressive strength f'_c = 2,500 psi (17.2 MPa). For concrete compressive strength, f'_c, between 2,500 psi (17.2 MPa) and 8,000 psi (55.2 MPa) [minimum of 24 MPa is required under ADIBC Appendix L, Section 5.1.1], the tabulated characteristic bond strength may be increased by a factor of $(f'_c / 2{,}500)^{0.1}$ [For SI: $(f'_c / 17.2)^{0.1}$]. See Section 4.1.4 of this report for bond strength determination.
[2] Temperature range A: Maximum short term temperature = 130°F (55°C), Maximum long term temperature =110°F (43°C).
Temperature range B: Maximum short term temperature = 176°F (80°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).
Temperature range C: Maximum short term temperature = 248°F (120°C), Maximum long term temperature = 162°F (72°C).
Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diumal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

مطابق بند ۹-۱۸-۸-۲-۳ با عمال ضرایب و ضریب ۰,۷۵ مربوط به زمانی که اثر زلزله بیش از ۲۰ درصد است.

$$5.8*0.65*0.85*(30/17.2)*0.75=4.19 \text{ mpa}$$

$$h_{cf} = \frac{0.9 \times f_y \frac{d_a^2}{4} \times \pi}{4.19 \times 0.65 \times \pi \times d_a} = 33 d_a$$

$$\frac{20 d_a}{330 d_a} \approx 0.6$$

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

www.hilti.it — **Profis Anchor 2.8.4**

Company:	[redacted]	Page:	1
Specifier:		Project:	[redacted]
Address:		Sub-Project I Pos. No.:	
Phone I Fax:		Date:	10/21/2019
E-Mail:			

Specifier's comments: All input data and results must be checked

1 Input data

Anchor type and diameter:	**HIT-HY 200 + Rebar 25mm**
Effective embedment depth:	$h_{ef,act}$ = 500 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Material:	B500B
Evaluation Service Report:	ESR-3187
Issued I Valid:	4/1/2019 | 3/1/2020
Proof:	Design method ACI 318-14 / Chem
Stand-off installation:	e_b = 0 mm (no stand-off); t = 1 mm
Anchor plate:	l_x x l_y x t = 500 mm x 500 mm x 1 mm; (Recommended plate thickness: not calculated
Profile:	no profile
Base material:	cracked concrete, C35/45, f_c' = 5,076 psi; h = 2,000 mm, Temp. short/long: 40/24 °C
Installation:	**hammer drilled hole, Installation condition: Dry, Installation direction: vertical downward**
Reinforcement:	tension: condition A, shear: condition A; no supplemental splitting reinforcement present edge reinforcement: none or < No. 4 bar
Seismic loads (cat. C, D, E, or F)	Tension load: yes (17.2.3.4.3 (b))

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۷- کاشت میلگرد:

Company: [redacted]
Specifier:
Address:
Phone I Fax:
E-Mail:

Page: 3
Project:
Sub-Project I Pos. No.: [redacted]
Date: 10/21/2019

3.2 Bond Strength

$N_a = \left(\frac{A_{Na}}{A_{Na0}}\right) \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba}$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.1a)

$\phi N_a \geq N_{ua}$ — ACI 318-14 Table 17.3.1.1

A_{Na} = see ACI 318-14, Section 17.4.5.1, Fig. R 17.4.5.1(b)

$A_{Na0} = (2 c_{Na})^2$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.1c)

$c_{Na} = 10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100}}$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.1d)

$\psi_{ec,Na} = \left(\frac{1}{1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}}\right) \leq 1.0$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.3)

$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{c_{Na}}\right) \leq 1.0$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.4b)

$\psi_{cp,Na} = \text{MAX}\left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{c_{Na}}{c_{ac}}\right) \leq 1.0$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.5b)

$N_{ba} = \lambda_a \cdot \tau_{k,c} \cdot \alpha_{N,seis} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef}$ — ACI 318-14 Eq. (17.4.5.2)

Variables

$\tau_{k,c,uncr}$ [N/mm²]	d_a [mm]	h_{ef} [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\alpha_{overhead}$	$\tau_{k,c}$ [N/mm²]
11.59	25	500	∞	1.000	6.23

$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	c_{ac} [mm]	λ_a	$\alpha_{N,seis}$
0	0	812	1.000	0.850

Calculations

c_{Na} [mm]	A_{Na} [mm²]	A_{Na0} [mm²]	$\psi_{ed,Na}$
308	378,689	378,689	1.000

$\psi_{ec1,Na}$	$\psi_{ec2,Na}$	$\psi_{cp,Na}$	N_{ba} [kN]
1.000	1.000	1.000	207.811

Results

N_a [kN]	ϕ_{bond}	$\phi_{seismic}$	$\phi_{nonductile}$	ϕN_a [kN]	N_{ua} [kN]
207.811	0.650	0.750	1.000	101.308	100.000

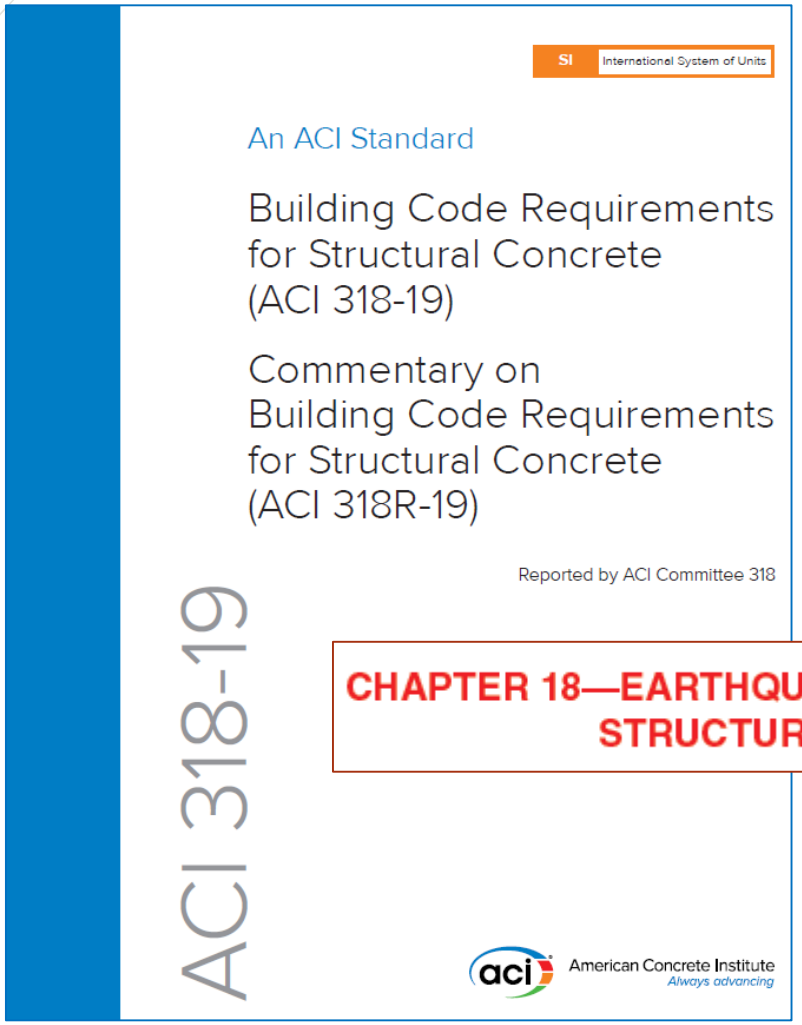
$$\frac{25^2}{4} \times \pi \times 400 \times 0.9 = 176.72\ kN$$

$$\frac{101.308}{176.72} \approx 0.57$$

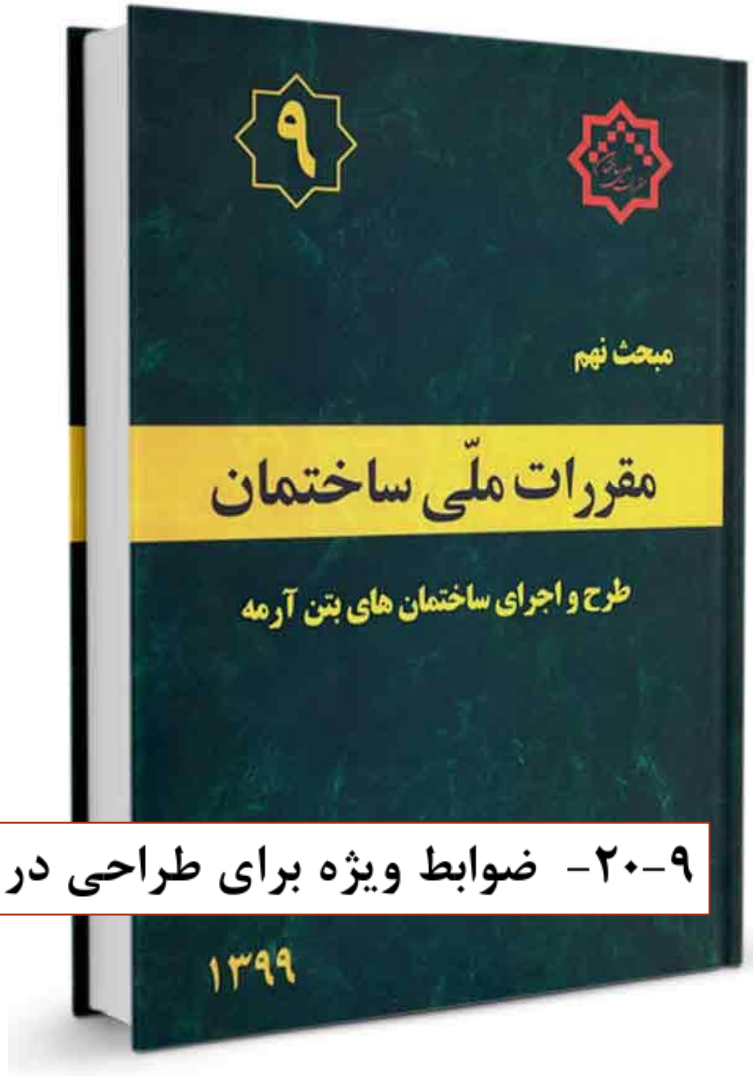
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر –ستونی متوسط



CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

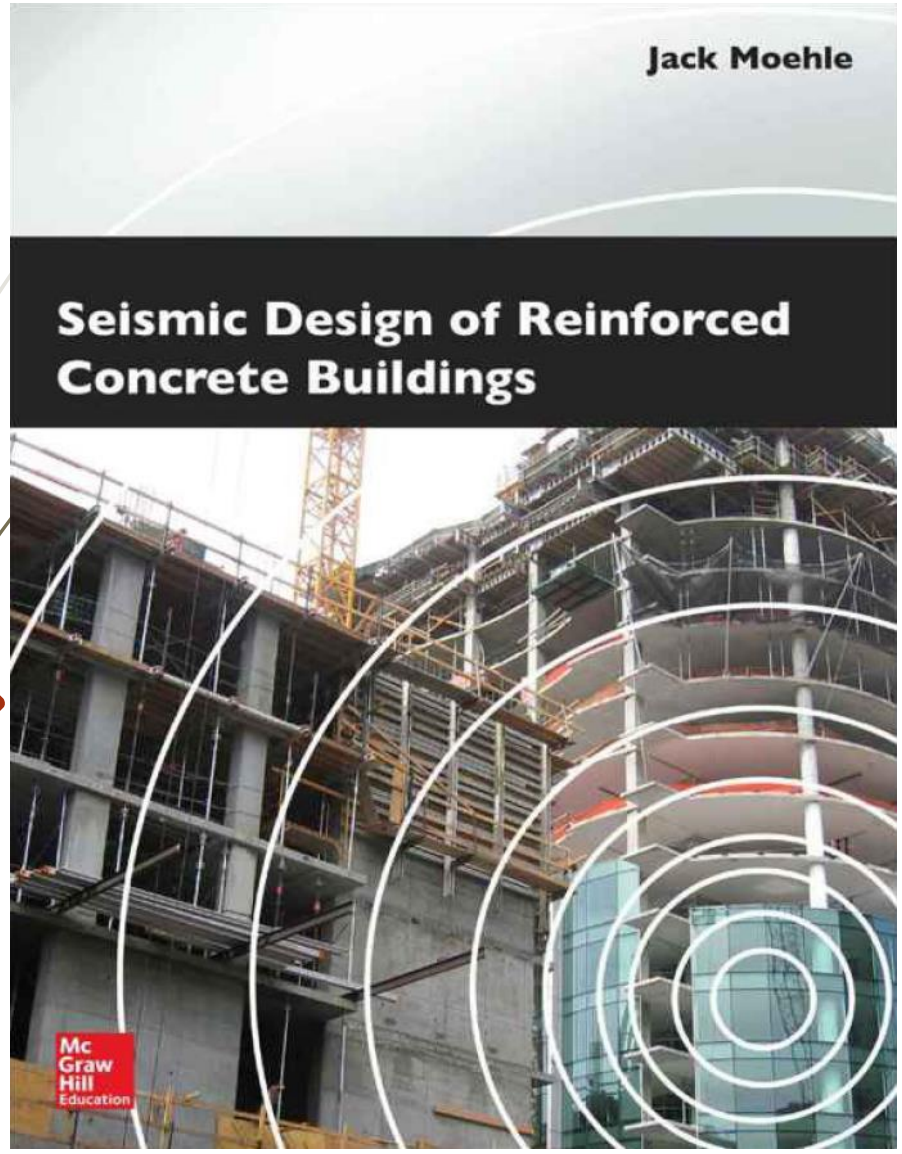


۹-۲۰- ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر –ستونی متوسط



He has been a member of the ACI 318 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 **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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

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

آیین 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.

۱- آیین نامه کانادا

۱-۱- آیین نامه بارگذاری ۲۰۱۵

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

الف- رابطه بار جانبی:

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- آیین نامه نیوزیلند

۲-۱- آیین نامه بارگذاری

در این آیین نامه نیز همانند آیین نامه کانادا دیوار برشی متوسط داریم و بار جانبی از تقسیم نیروی الاستیک بر یک ضریب رفتارشکلپذیری(kμ) متناسب با ضریب شکل پذیری سازه (μ) محاسبه می گردد:

5.2.1.1 *Ultimate limit state*

For the ultimate limit state, the horizontal design action coefficient, $C_d(T_1)$, shall be as given by Equation 5.2(1):

$$C_d(T_1) = \frac{C(T_1)S_p}{k_\mu} \qquad \ldots 5.2(1)$$

For soil classes A, B, C and D

$$k_\mu = \mu \quad \text{for } T_1 \geq 0.7 \text{ s}$$

$$= \frac{(\mu-1)T_1}{0.7}+1 \quad \text{for } T_1 < 0.7 \text{ s}$$

For soil class E

$$k_\mu = \mu \quad \text{for } T_1 \geq 1\text{s or } \mu < 1.5$$

$$= (\mu-1.5)T_1+1.5 \quad \text{for } T_1 < 1\text{s and } \mu \geq 1.5$$

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

Table 2.5 – Maximum available structural ductility factor, μ, to be assumed for the ultimate limit state

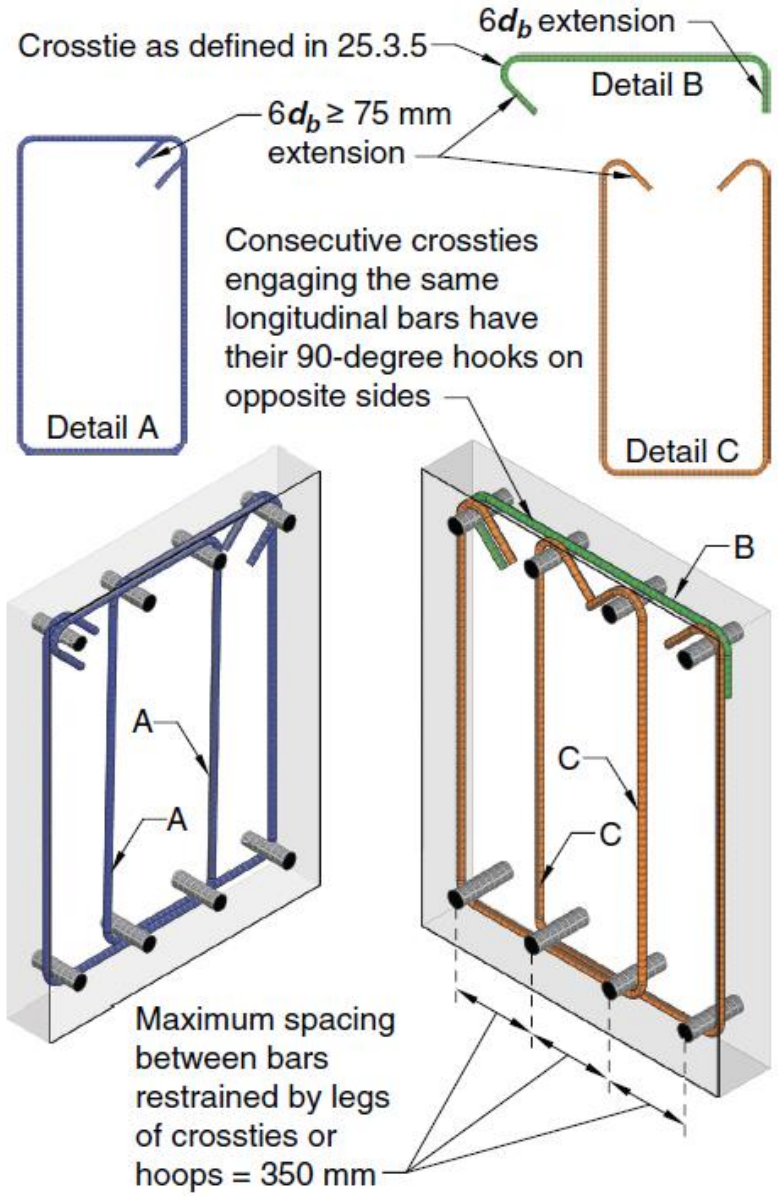
Type of structure	Reinforced concrete	Prestressed concrete with bonded non-prestressed reinforcement
1. Nominally ductile structures	1.25	1.25
2. Structures of limited ductility		
(a) Moment resisting frame	3	3
(b) Walls	3	3
(c) Cantilever face loaded walls (single storey only)	2	2
3. Ductile structures		
(a) Moment resisting frame	6	5
(b) Wall		
(i) Two or more cantilevered	$\frac{5}{\beta_a}$	As for reinforced concrete
(ii) Two or more coupled	$\frac{5}{\beta_a} \le \frac{3A+4}{\beta_a} \le \frac{6}{\beta_a}$	As for reinforced concrete
(iii) Single cantilever	$\frac{4}{\beta_a}$	As for reinforced concrete

$1.0 < \beta_a = 2.5 - 0.5A_r < 2.0$
and
$\frac{1}{3} \le A = \frac{T_w L'}{M_{ow}} \le \frac{2}{3}$

این ضریب از جدول ۲,۵ آیین نامه طراحی سازه های بتن آرمه نیوزیلند (nzs.3101.1.2006) بدست می آید، در این استاندارد نیز این ضریب در سیستم های شکل پذیر (Ductile) درصورت وجود حداقل ۲ دیواربرشی، تا ۱,۶۷ برابر بیشتر است اما تفاوت مهم این است که حداکثر ارتفاع مجاز این سیستم فقط ۱۵متر است

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

(مبحث ۹ ویرایش ۹۲)

۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

(مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

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

۹-۲۱-۶-۴ دورگیر

۹-۲۱-۶-۴-۱ دورگیرها باید متشکل از تنگهای بسته یا پیچیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می‌توان از چند جزء که هر یک دارای قلاب لرزه‌ای در دو انتها است، ساخت.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

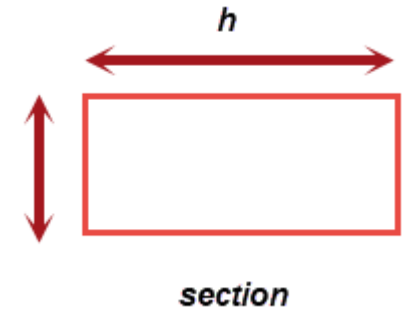
۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

تفکیک ستون و دیوار

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

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

$b < 0.33\,h$



wall

column

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی ستون

(مبحث ۹ ویرایش ۹۲)

۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ خاموت‌ها و فواصل‌آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

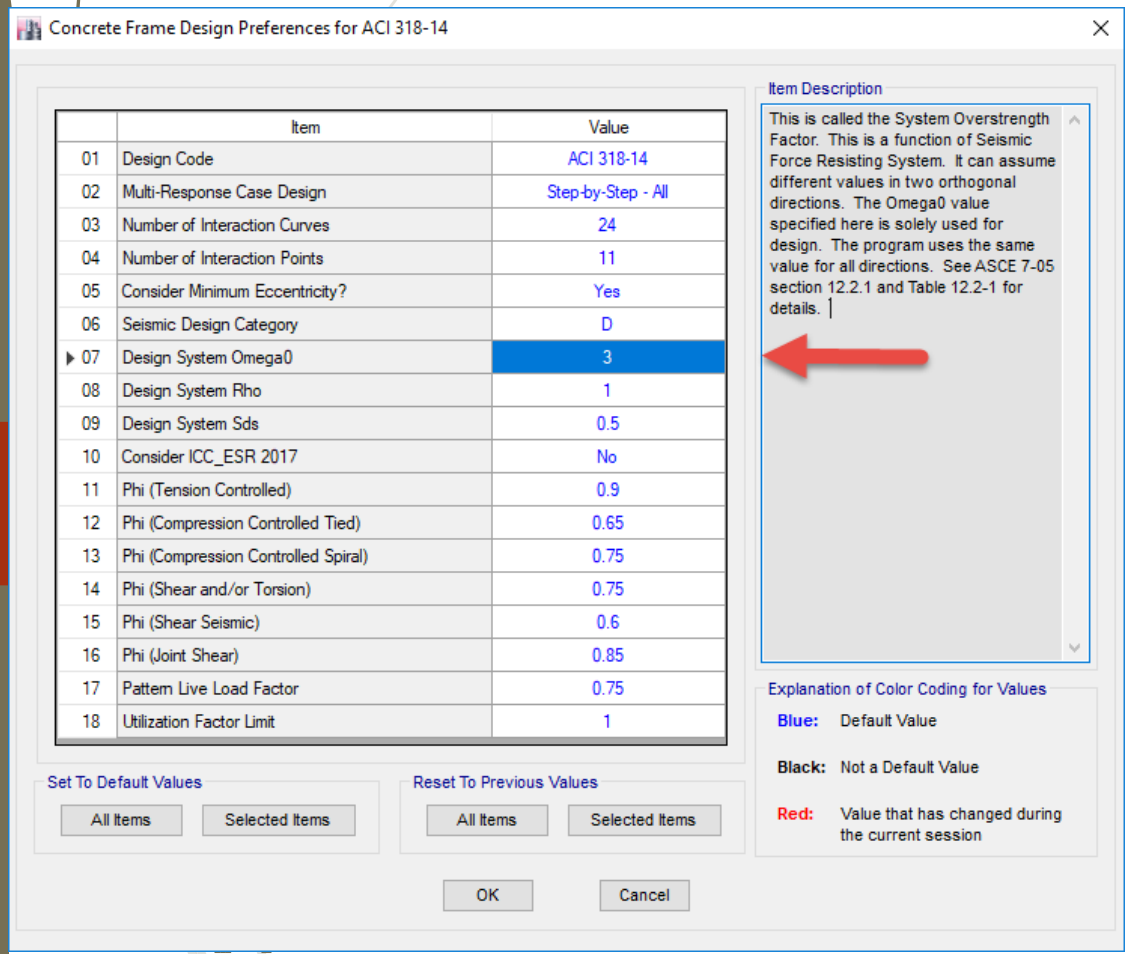
(مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_o باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله آنها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

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، $\emptyset V_n$، نباید از کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) کمتر در نظر گرفته شود:

ب- حد اکثر برش بدست آمده از ترکیبات بارگذاری ضریب دار شامل زلزله که در آنها بجای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جایگزین شده باشد.



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط (مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

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

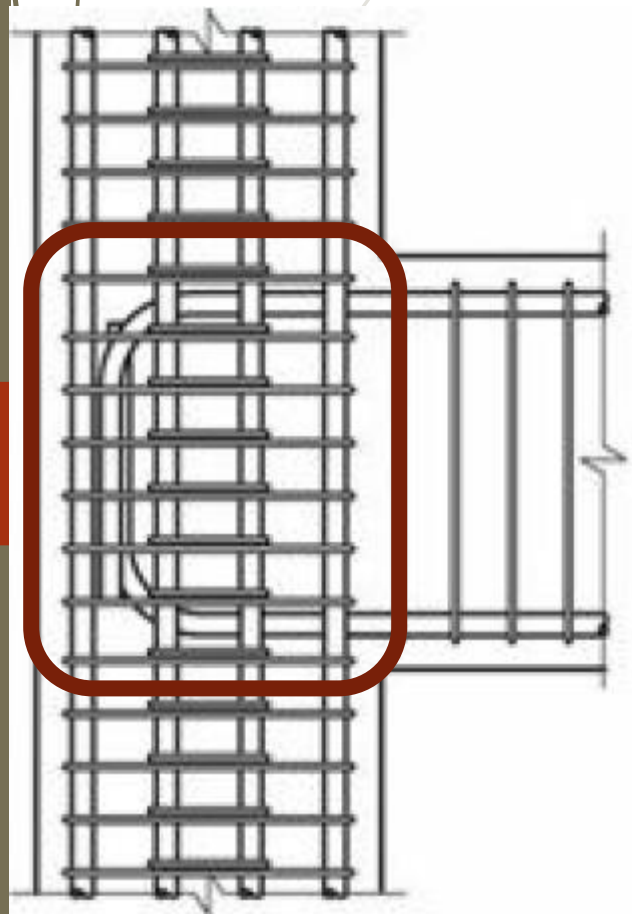
۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_o

۹-۲۳-۳-۴ اتصالات تیر به ستون‌ها در قاب‌ها (مبحث ۹ ویرایش ۹۲)

۹-۲۳-۳-۴-۱ در اتصالات تیرها به ستون‌ها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می‌شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی نمود:

الف- سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۱۵-۱۳) باشد.

ب- مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دو سوم مقدار آرماتور عرضی‌در ناحیه ℓ_0 ستون، مطابق بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ باشد. فاصله سفره‌های این آرماتور از یکدیگر نباید بیشتر از یک و نیم برابر فاصله سفره‌های نظیر در ناحیه ℓ_0 اختیار شود.



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

ACI 318-19

۹-۲۰-۵-۴-۷ برش در ناحیه اتصال تیر به ستون (مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

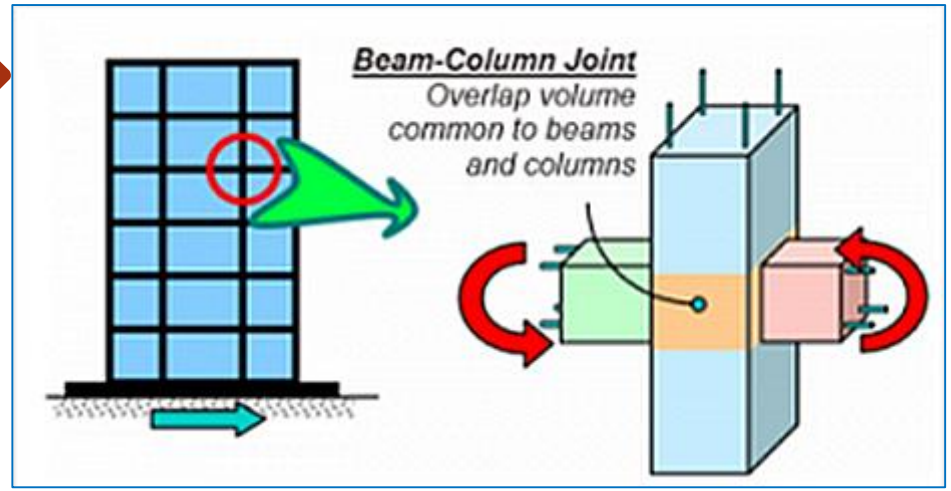
۹-۲۰-۵-۴-۷-۱ مقاومت برشی اتصالات درجا ریخته تیر به ستون باید در رابطه $\emptyset V_n \geq V_u$ صادق باشد.

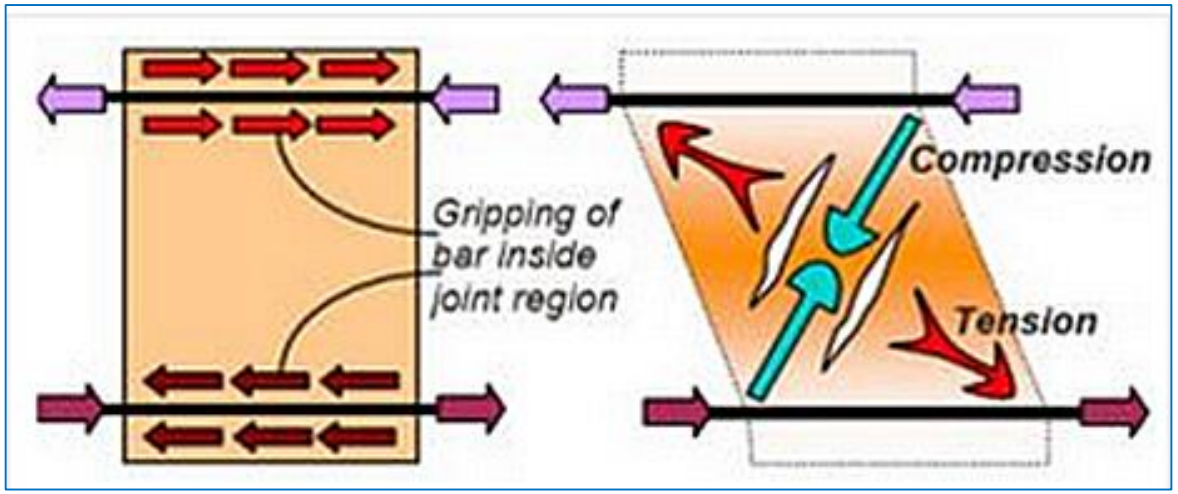
۹-۲۰-۵-۴-۷-۲ V_u در ناحیه گره بر اساس بند ۹-۲۰-۳-۳ تعیین می شود.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۳ $\emptyset$ بر اساس بند ۹-۷-۴ برای برش تعیین می شود. ⇦ $\phi = ۰/۷۵$

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

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



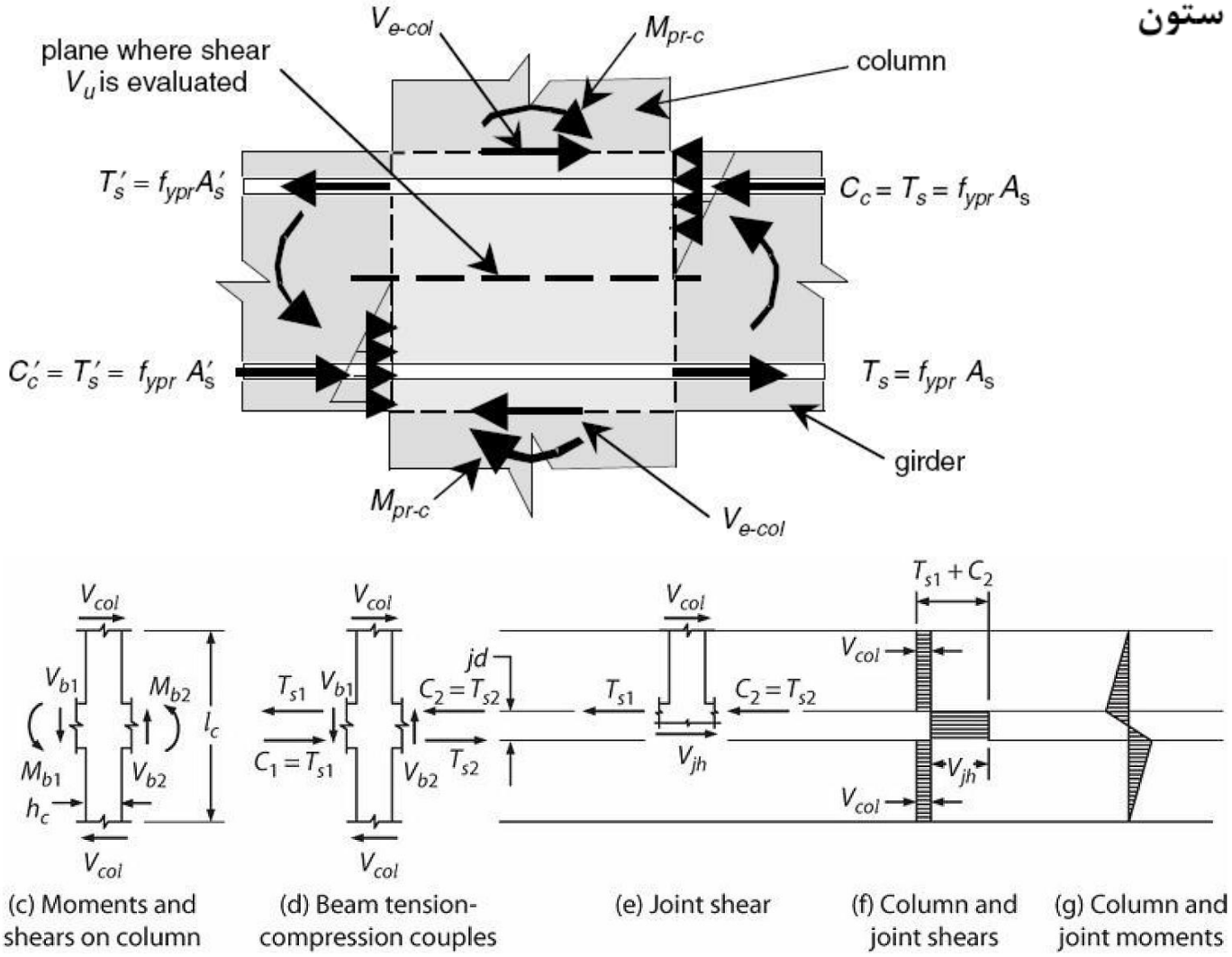


Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر –ستونی متوسط

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



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

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر – ستونی متوسط

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

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

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

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

نتیجه نهایی:

کنترل دقیق این ضوابط فعلا در ETABS امکان پذیر نیست. بهترین راهکار فعلی به قرار زیر است:

۱-استفاده از آیین نامه ACI 2014

۲- انتخاب ستونها در دسته شکل پذیر ویژه

۳- اصلاح ضریب کاهش مقاومت برشی به ۰.۷۵

16	Phi (Joint Shear)	0.75

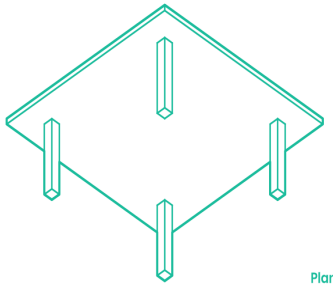
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

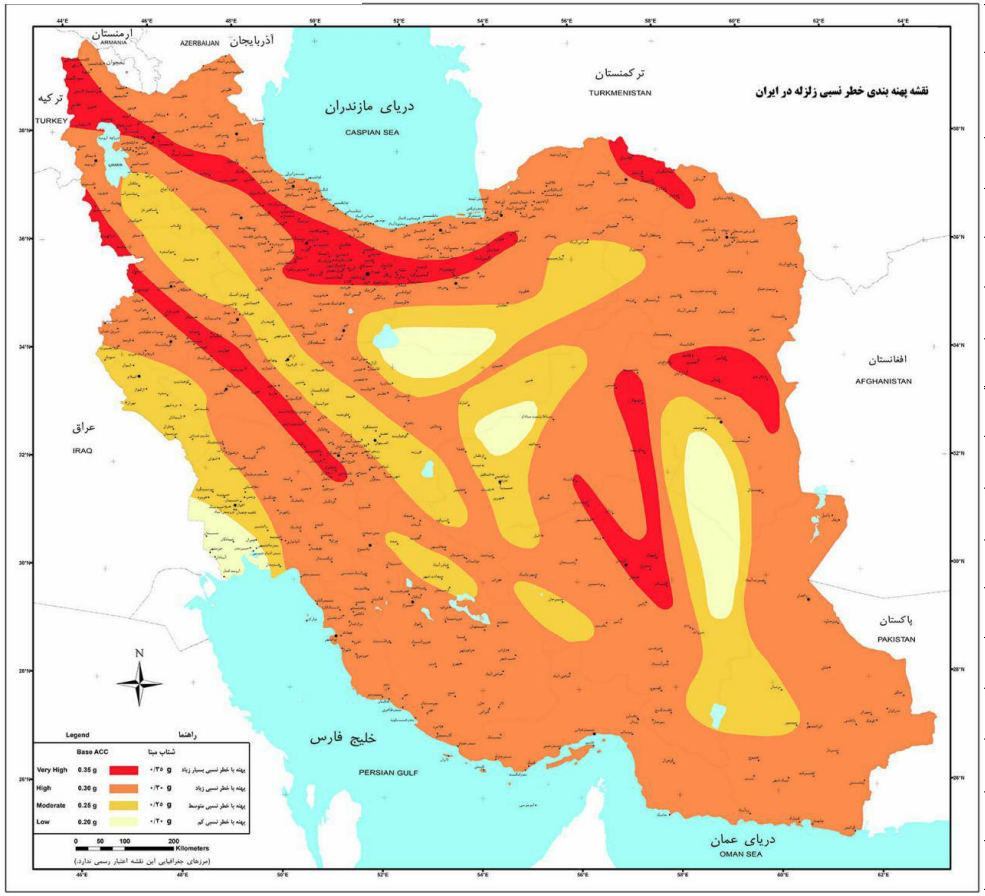
۸- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای قابهای خمشی تیر –ستونی متوسط

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق 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



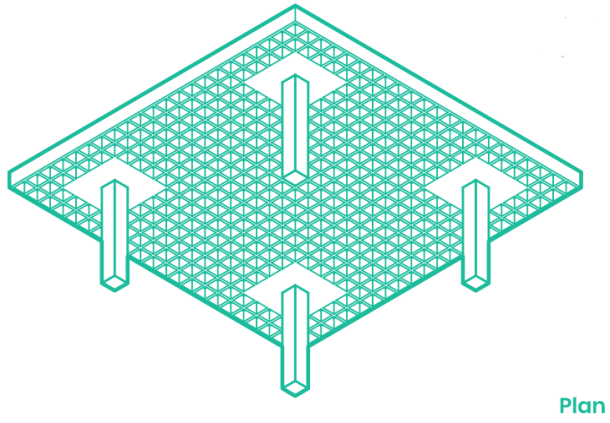
ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴	آبادان	خوزستان	*			
۴۸	اراک	مرکزی		*		
۵۱	اردبیل	اردبیل			*	
۶۲	ارومیه	آذربایجان غربی			*	
۸۶	اصفهان	اصفهان		*		
۱۱۵	اهواز	خوزستان		*		
۶۷	بندر عباس	هرمزگان			*	
۷۱	بندر انزلی	گیلان			*	
۹۳	بوشهر	بوشهر			*	
۱۶	همدان	همدان			*	
۴	یزد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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

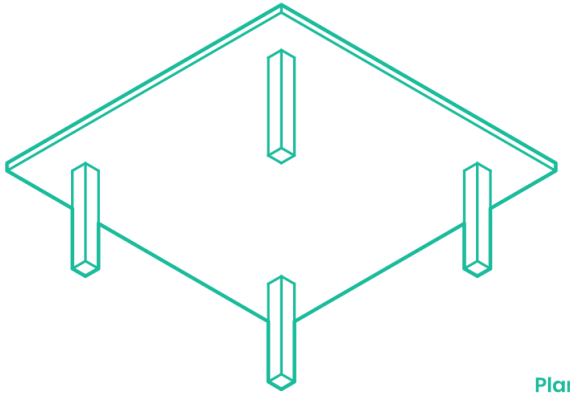
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

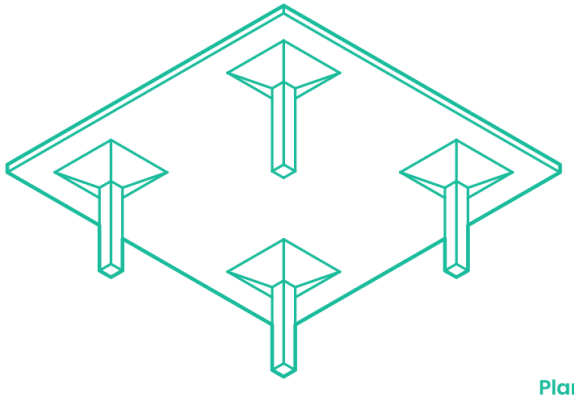
۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر



دال تخت مشبک (وافل)



دال تخت (کوبیاکس، یوبوت، پس کشیده و ...)



دال تخت با کتیبه یا سر ستون قارچی شکل

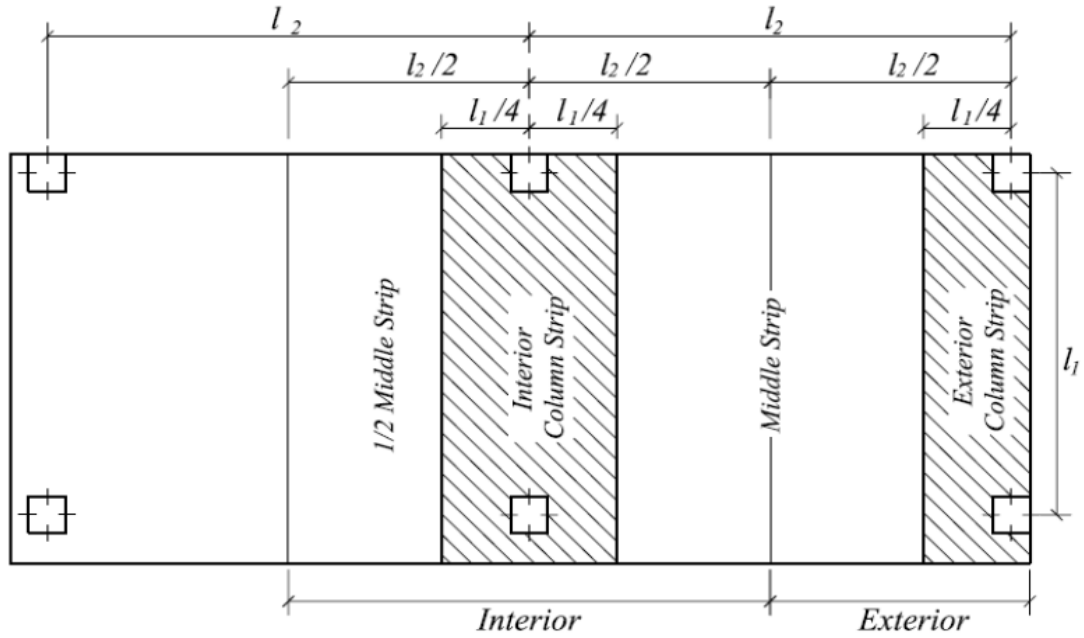
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

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 ۹-۱۰-۲-۵ قرار داده شوند.



۹-۱۰-۲-۵ نوار ستون

به قسمتی از نوار دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها 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.

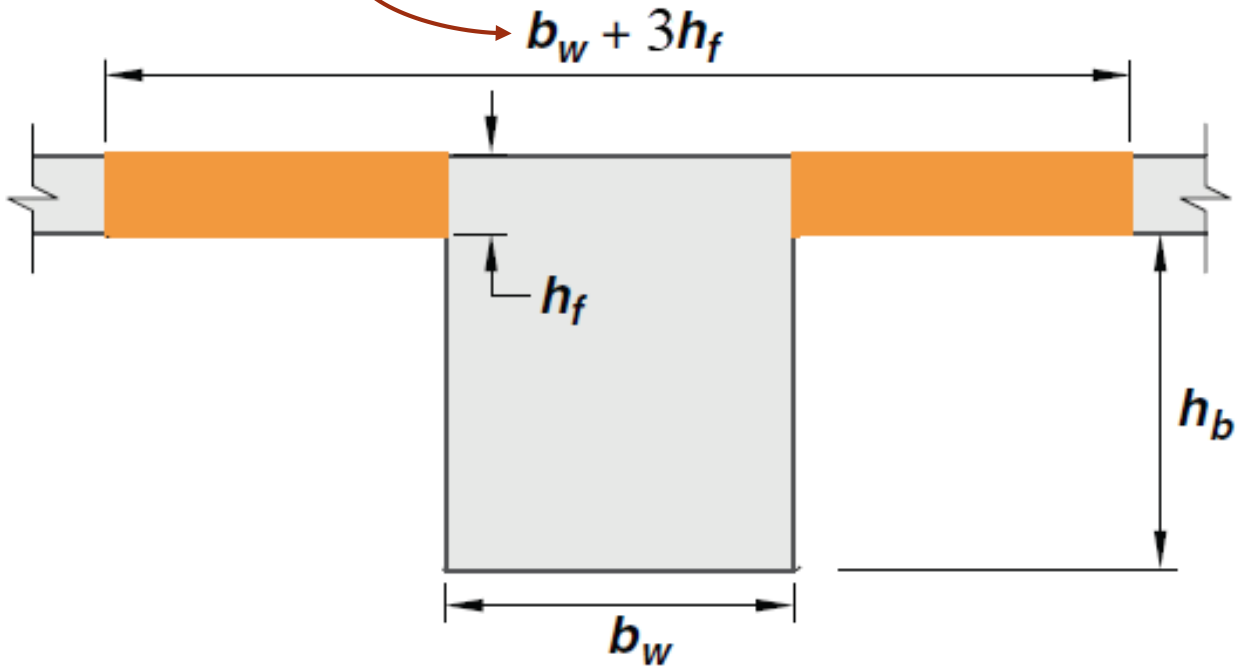
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۳ حد اقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه گاهها باید در محدوده عرض موثر دال، که در بند ۹-۱۰-۶-۴-۳ تعیین شده است، قرار داده شود.



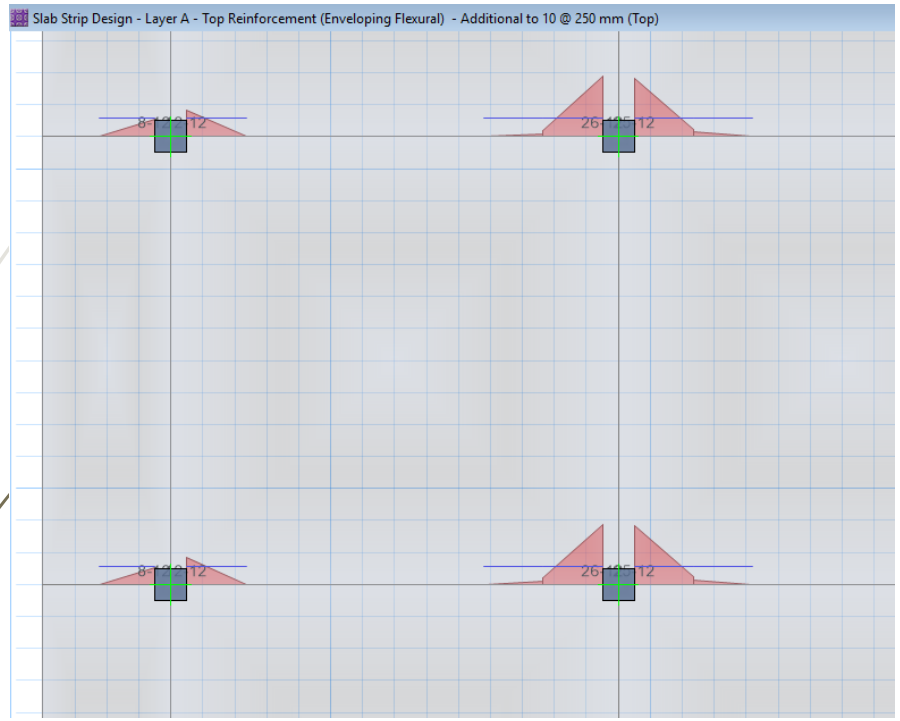
۹-۲۰-۵-۵-۴ حد اقل یک چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه گاه باید در تمام طول دهانه دال بصورت ممتد ادامه داده شود.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

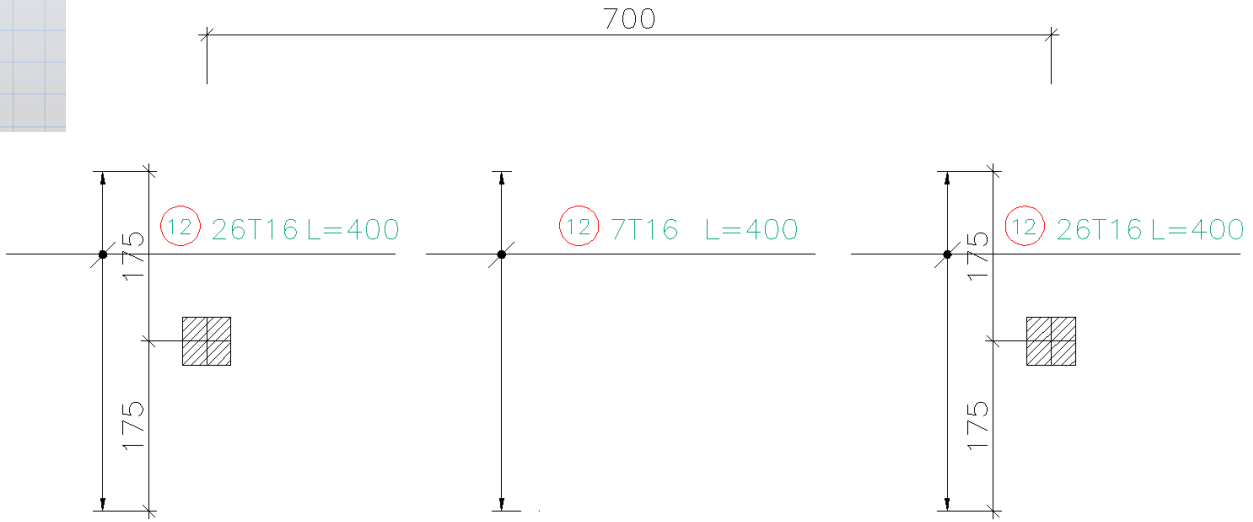
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر



به طور مثال در شکل روبرو بعد از طراحی نوارهای میانی ستون ، میزان میلگرد مورد نیاز در تکیه گاه در ناحیه فوقانی در راستای افقی برابر با ۲۶ عدد میلگرد ۱۲ می باشد ، حال می بایست در نقشه های اجرایی این آرماتور های به صورت ذیل نمایش داده شوند.



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۶-۵-۳-۱-۳ در تحلیل دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر که جزئی از سیستم باربر جانبی زلزله منظور می‌شوند، ممان اینرسی I برای دال‌ها را باید بر اساس مدلی که با نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌ها مطابقت قابل قبولی داشته باشند، به دست آورد. I برای سایر اعضا باید بر اساس بندهای ۹-۶-۵-۳-۱-۱ و ۹-۶-۵-۳-۱-۲ محاسبه شود.

ACI 318-19: BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE

6.6.3.1.3 For factored lateral load analysis of two-way slab systems without beams, which are designated as part of the seismic-force-resisting system, ***I*** for slab members shall be defined by a model that is in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis and ***I*** of other frame members shall be in accordance with 6.6.3.1.1 and 6.6.3.1.2.

R6.6.3.1.3 Analysis of buildings with two-way slab systems without beams requires that the model represents the transfer of lateral loads between vertical members. The model should result in prediction of stiffness in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis. Several acceptable models have been proposed to accomplish this objective (Vanderbilt and Corley 1983; Hwang and Moehle 2000; Dovich and Wight 2005).

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER

Title no. 97-S39

Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames

by Shyh-Jiann Hwang and Jack P. Moehle

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

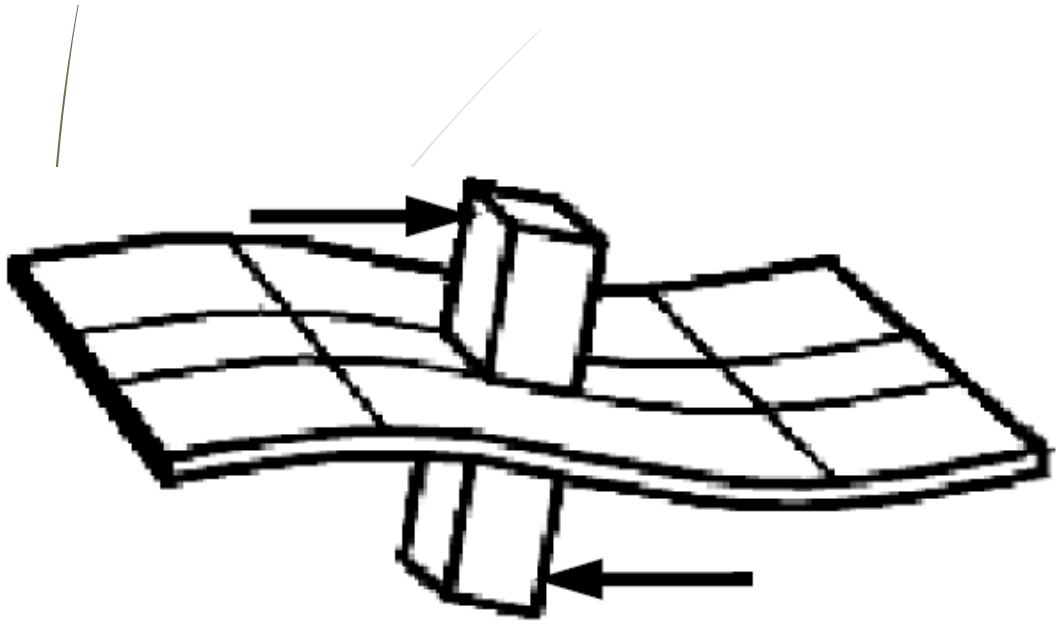
slab geometry, and material properties. Specifically, for a slab having $f'_c = 4000$ psi, $f_y = 60$ ksi, the slab stiffness reduction factor is given by

$$\beta = 5\frac{c}{\ell} - 0.1\left(\frac{LL}{40} - 1\right) \geq \frac{1}{3} \qquad (3)$$

in which LL is the service live load in unit of lb/ft^2 (40 lb/ft^2 = 1915 Pa), and β is the ratio of the cracked to gross-section stiffnesses of the slab-beam in the effective beam width model. Further approximation aimed toward simplicity and conservatism results in the expression

$$\beta = 4\frac{c}{\ell} \geq \frac{1}{3} \qquad (4)$$

The lower bound value given by Eq. (3) and (4) (that is, $\beta = 1/3$) matches that recommended by Vanderbilt and Corley.[1]



نتیجه گیری :

همانطور که در ۲ مرجع از ۳ مرجع یاد شده دیده می شود، حداقل ضریب ترک خوردگی برای دالهای تخت تحت بارهای جانبی برابر ۰.۳۳ است.

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

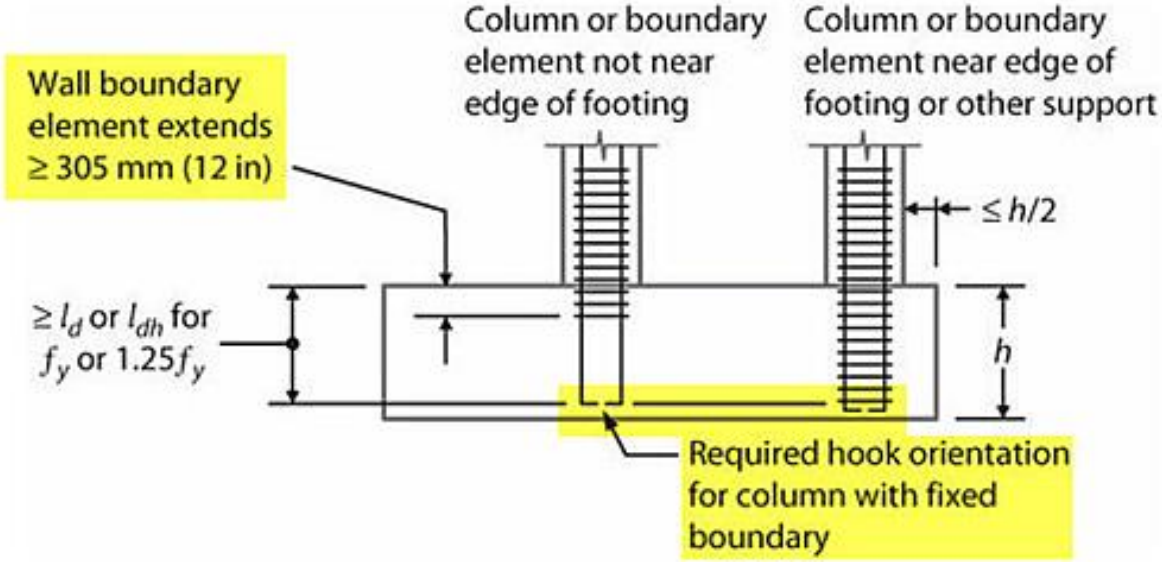
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

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

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

۹-۲۰-۹-۲-۴ در ستونها و یا اجزاء لبه دیوارهای سازه ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر است باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.

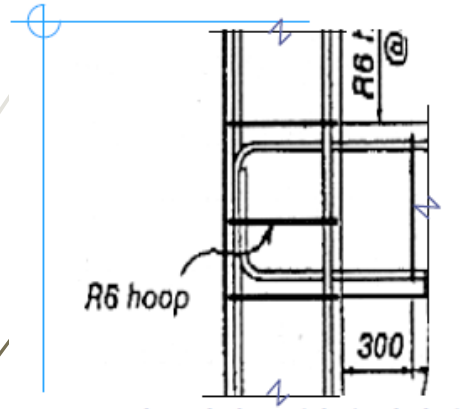


Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

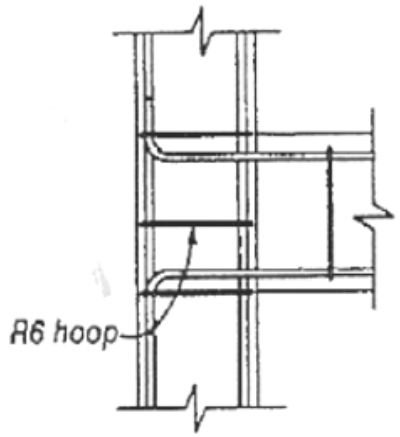
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

تست اتصالات گیردار با خم های متفاوت:

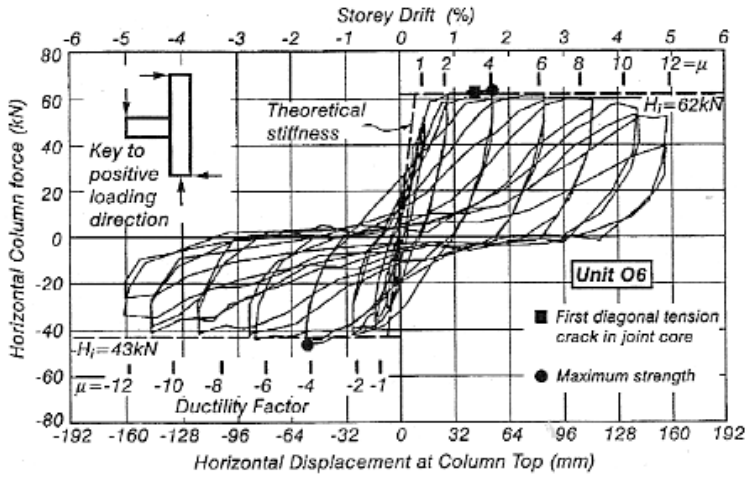
Exterior joint
hook detail

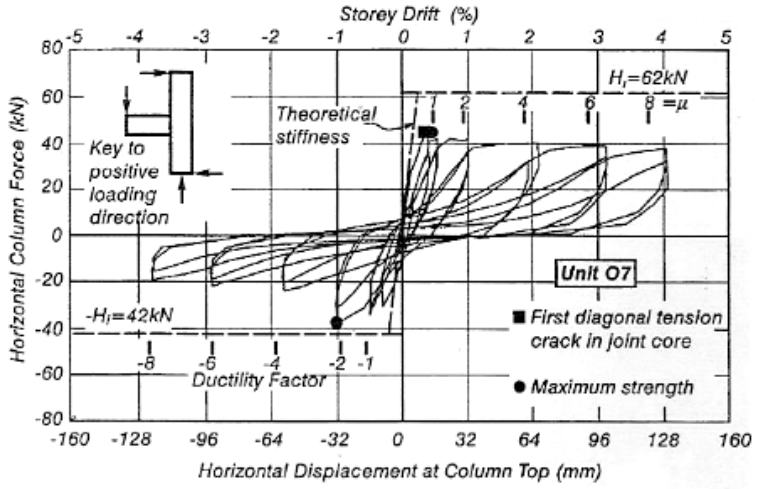


hook bent into joint



hook bent out of joint





(a) 24%-40%

(b) 82%-110%

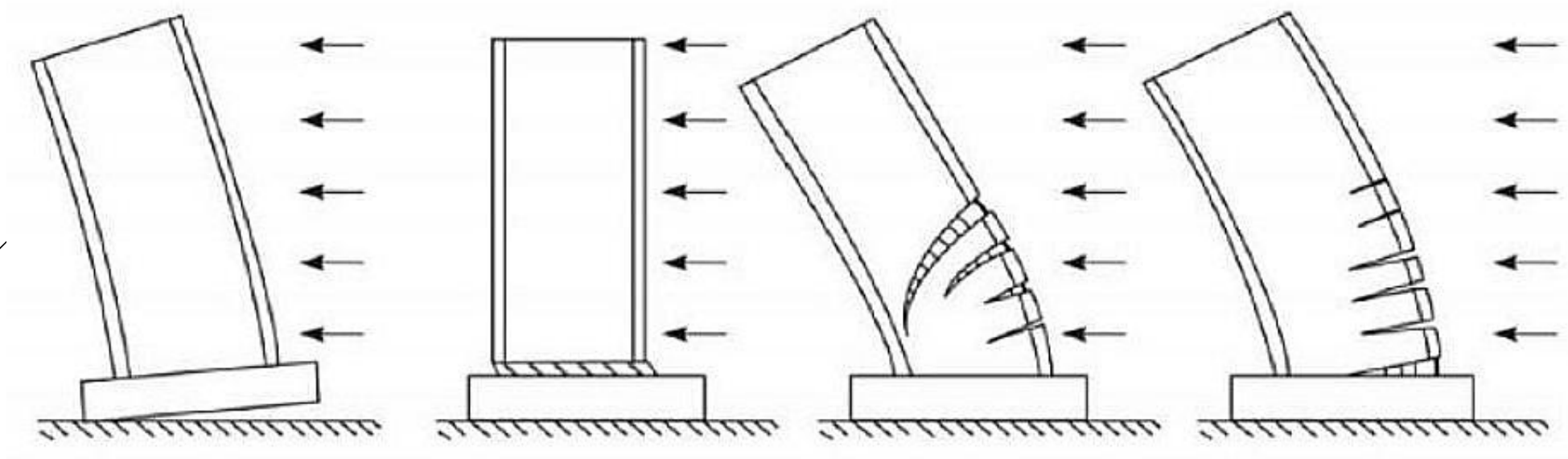
درصدگیرداری

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (مدهای خرابی)



اهم دلایل خرابی دیوارها در زلزله های اخیر:

۱- خم ۹۰ درجه میلگردهای محصور کننده

۲- هم پوشانی کم میلگردهای طولی و عرضی

۳- اندرکنش کشش و برش (خرابی برشی بعد از کشش و یا خرابی قمست کششی در برگشت به علت ضربه در فشار)

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (مدهای خرابی)

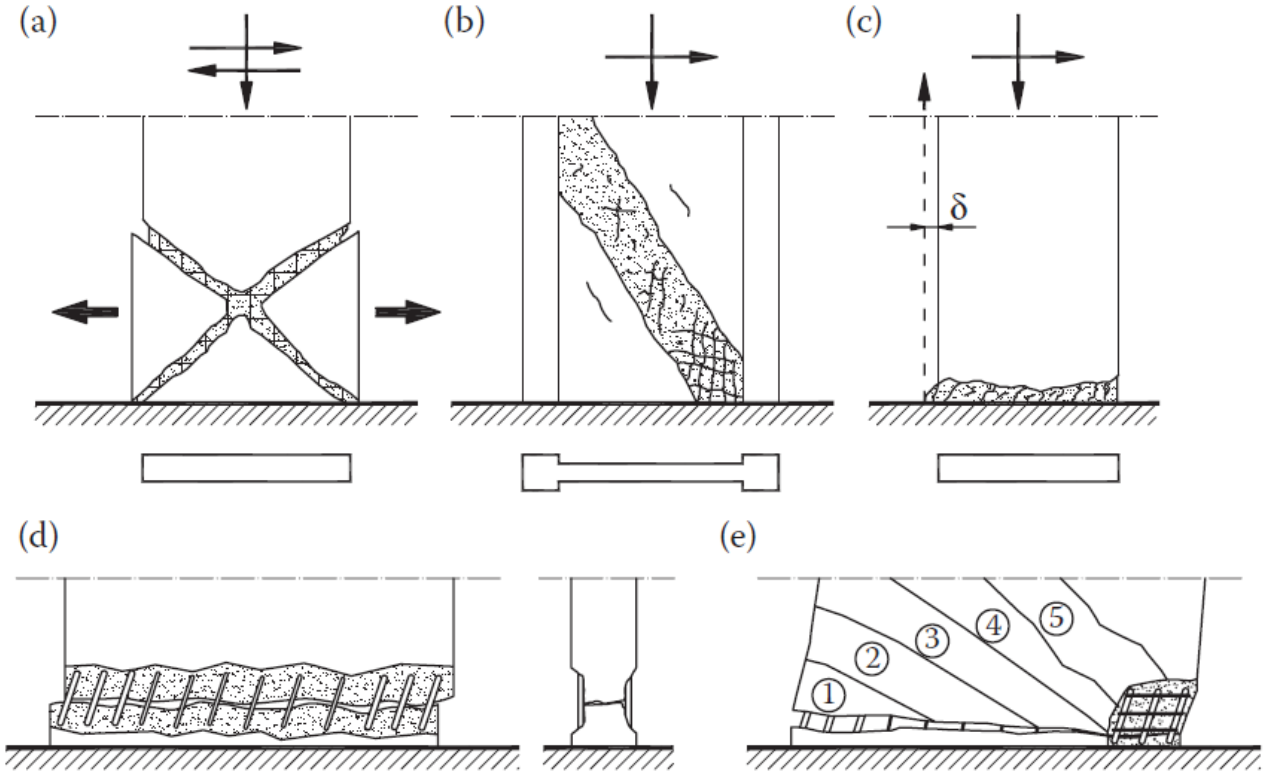


Figure 9.11 Failure modes of walls under prevailing shear: (a) diagonal tension; (b) diagonal compression; (c) sliding shear; (d) detail of sliding shear; (e) bending failure combined with sliding. (From Salonikios, T. 2007. Analytical prediction of the inelastic response of R/C walls with low aspect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

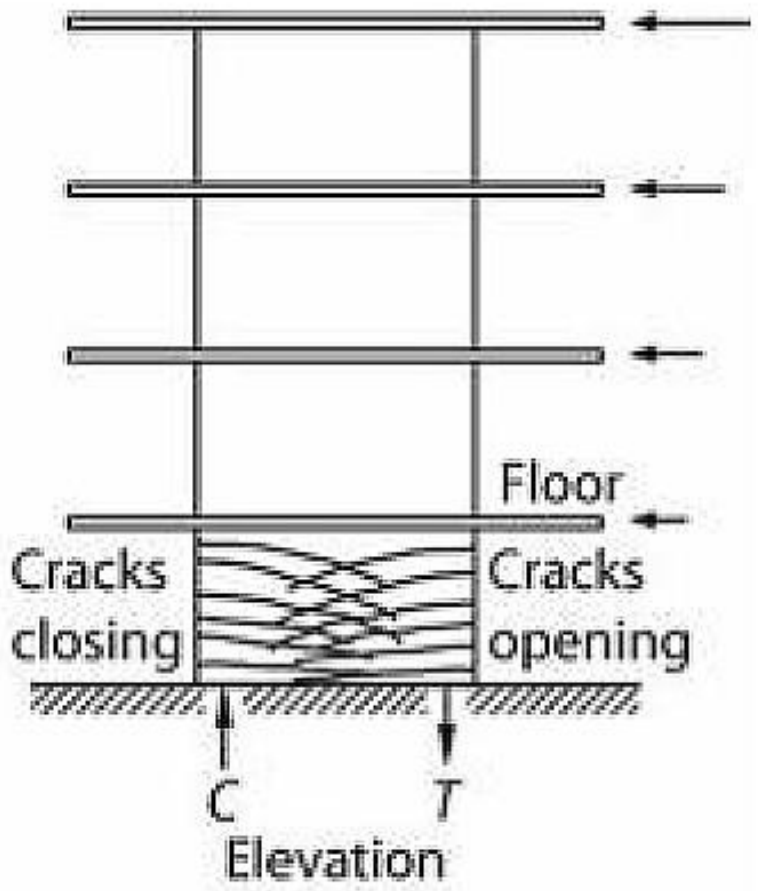
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

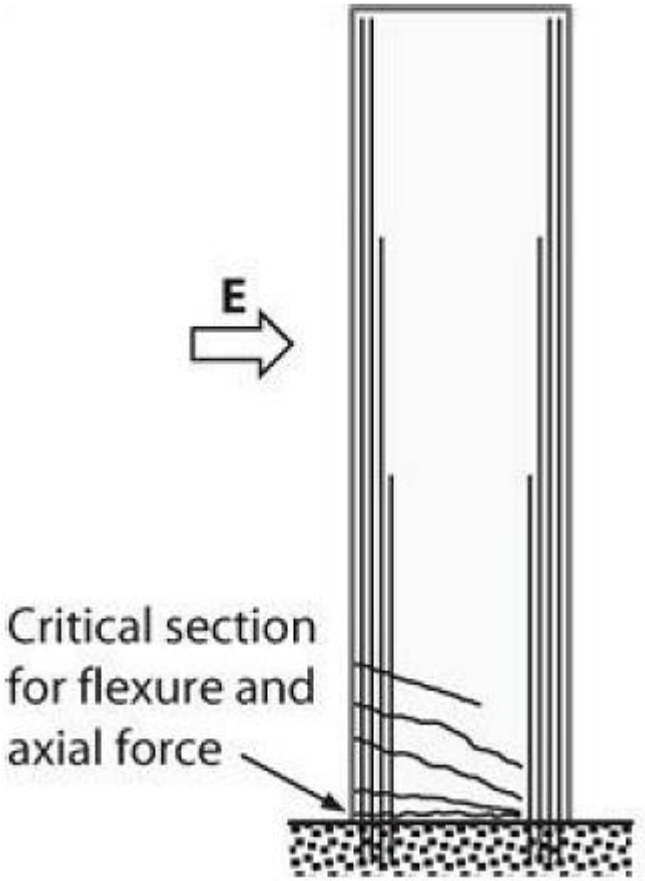
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

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

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





Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

۹-۲۰-۷-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه ای در برش

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

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \qquad (۹-۱۸-۲۰)$$

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

هندسه دیوار	Ω_v
$h_{wcs}/l_w > 1.50$	بیشترین مقدار M_{pr}/M_u و 1.50 در ترکیبات باری که بزرگترین Ω_v را بدهد
$h_{wcs}/l_w \leq 1.50$	1.0

اگر $n_s \leq 6$ باشد:

$$\omega_v = 0.9\frac{n_s}{10}$$

اگر $n_s > 6$ باشد:

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.80$$

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

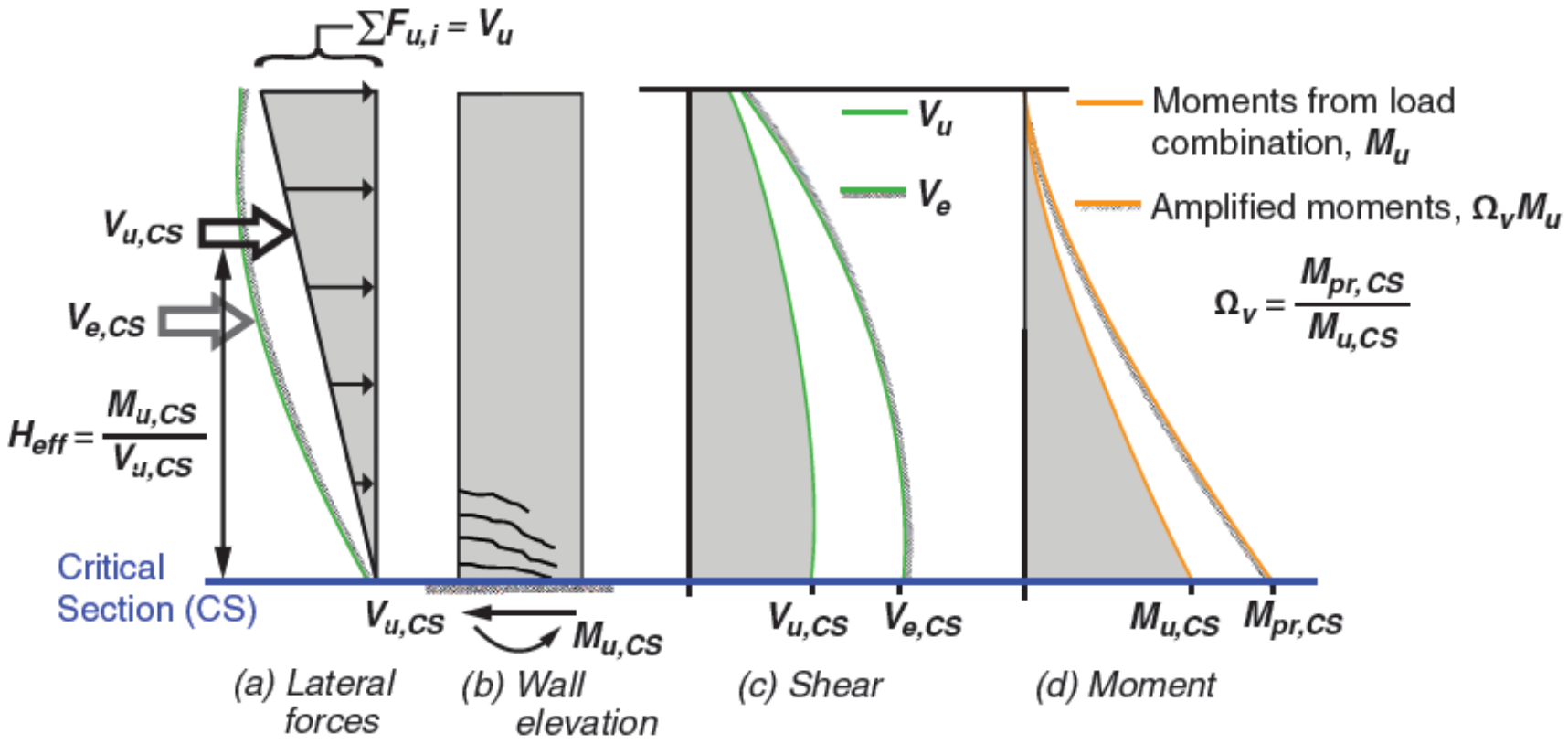
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

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

آیین نامه ACI 318-19 چند ضابطه جدید مربوط به طراحی دیوارها را شامل می شود. یکی از عمده ترین تغییرات اضافه شدن ضابطه جدیدی است که در پاره ای موارد نیازمند بزرگنمایی قابل ملاحظه نیروی برشی طراحی است (بخش ۱۸،۱۰،۳،۱). این ضابطه جدید با توجه به تجربیات بدست آمده این ۱۵ ساله اخیر با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در چندین ساختمان با هسته برشی، بیان شده است که براساس آنها نشان داده شده است که نیروهای برشی طرح ممکن است با توجه به اضافه مقاومت ذاتی دیوار و اثرات آشکار مودهای ارتعاشی بالاتر، بزرگنمایی گردد. در پاره ای حالات، نیروهای برشی طرح بیشتر از دو برابر برش طراحی آیین نامه های قبلی است.



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

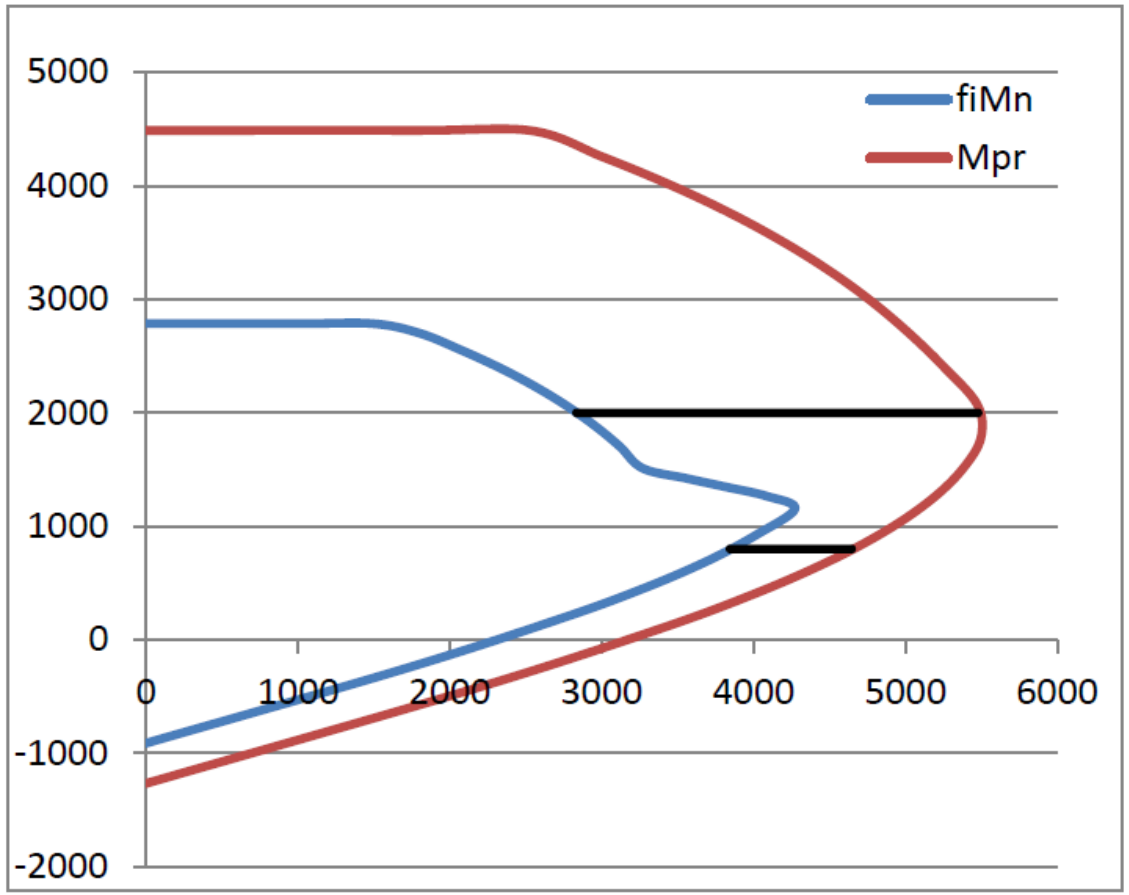
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

مقایسه اثر نیروی محوری دیوار

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



برگرفته از ارائه دکتر مسعود فرزام

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)

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

P_u (ton)	$M_{pr}/\emptyset M_n$	D/C=$M_u/\emptyset M_n$		ωv	$V_e = \Omega_v \omega_v V_u$		$\emptyset V_n(98)/\emptyset V_n(92)$		ETABS	
		0.97	0.9	ns=15					Ø(seismic)	
		$\Omega_v = M_{pr}/M_u$								
800	1.21	1.25	1.34	1.8	2.25	2.41	1.8	1.93	0.33	0.31
2000	1.93	1.99	2.15	1.8	3.00	3.00	2.4	2.4	0.25	0.25

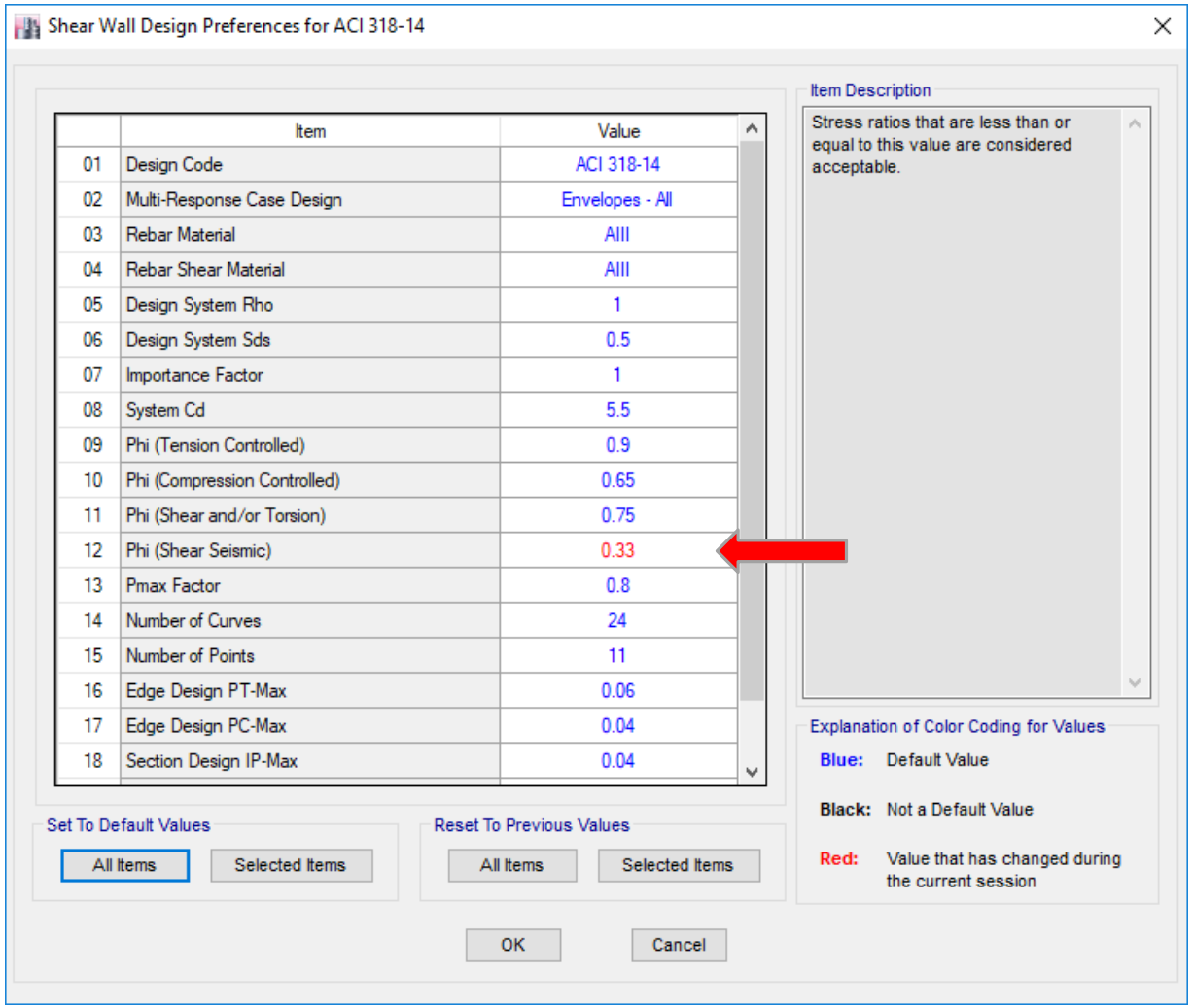
برگرفته از ارائه دکتر مسعود فرزام

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (طراحی برشی)



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

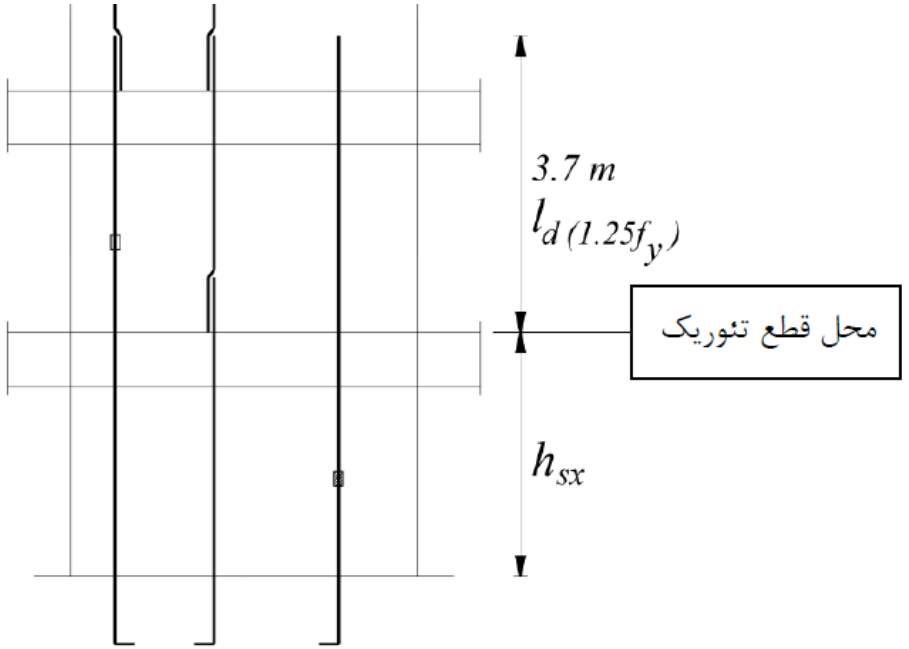
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

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

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

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



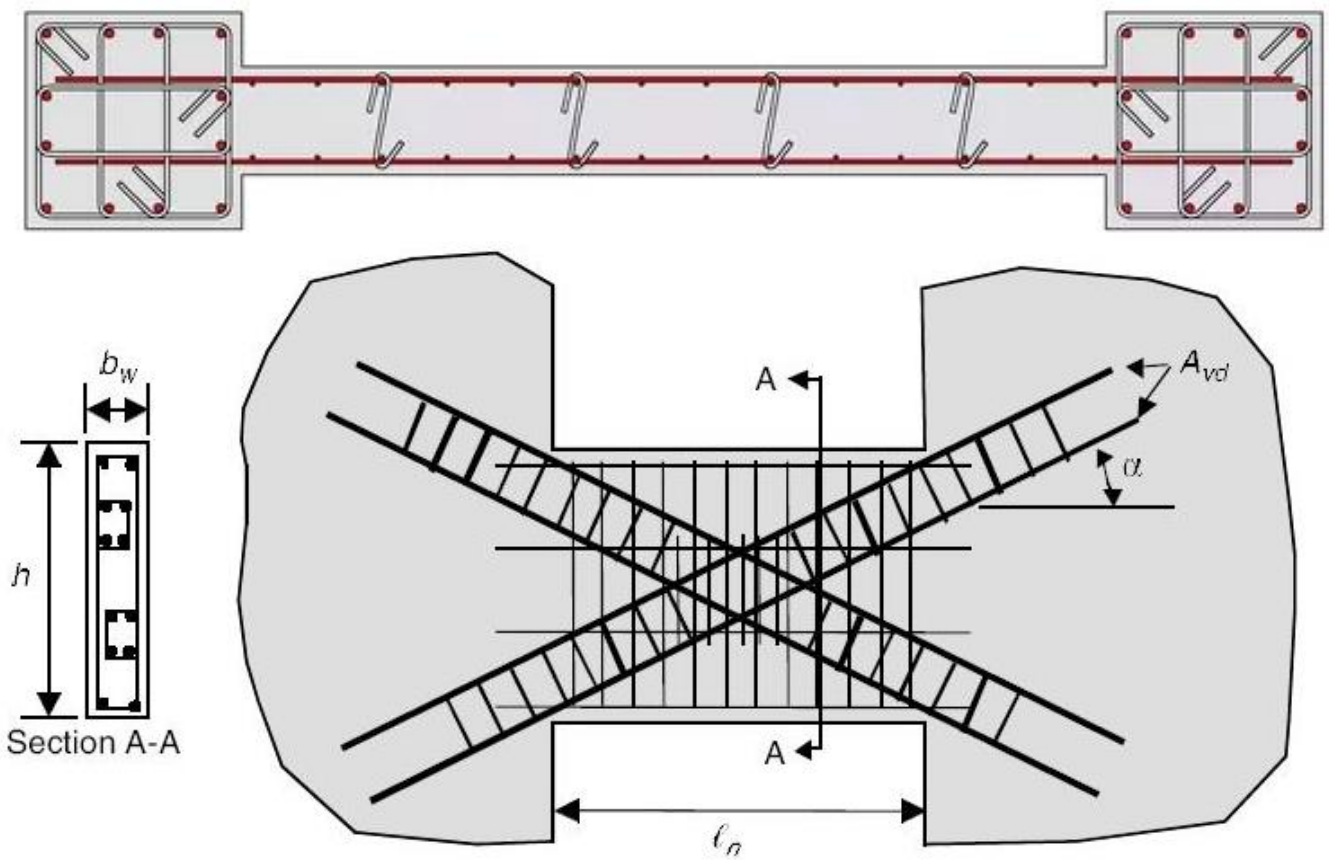
برگرفته از ارائه دکتر مسعود فرزام

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)



نکات ویژه طراحی دیوارهای برشی:

۱- طراحی اعضای مرزی

۲- طراحی تیرهای همبند

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

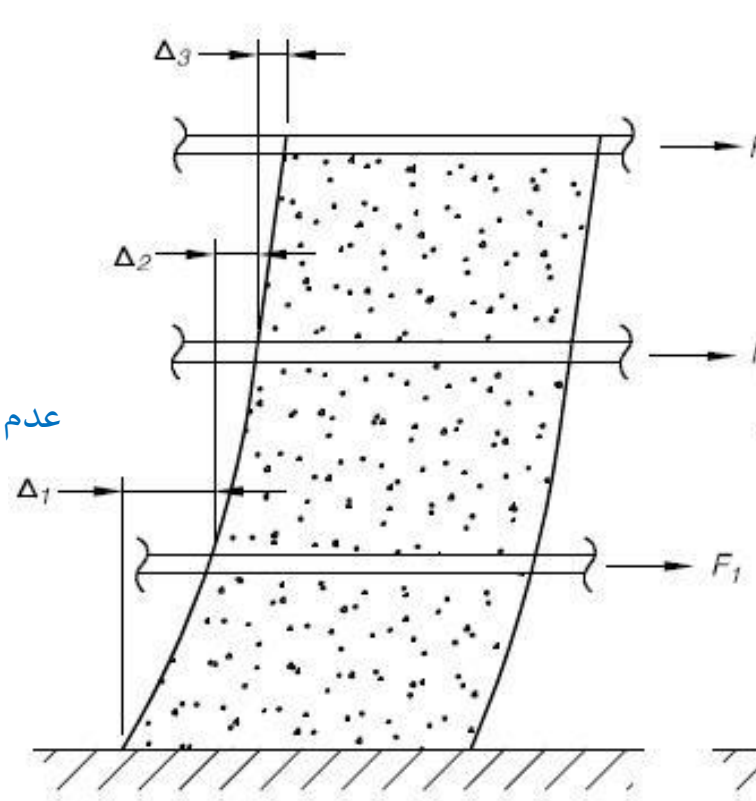
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۱- نیازمند به اعضای مرزی

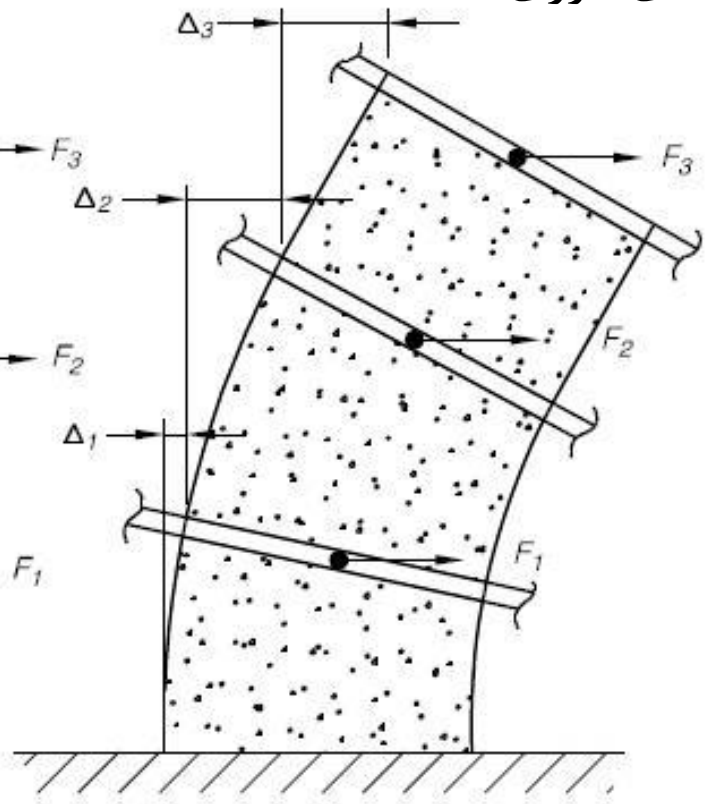
عدم نیاز به اعضای مرزی



(a) Shear Deformation

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

نیازمند اعضای مرزی



(b) Flexural Deformation

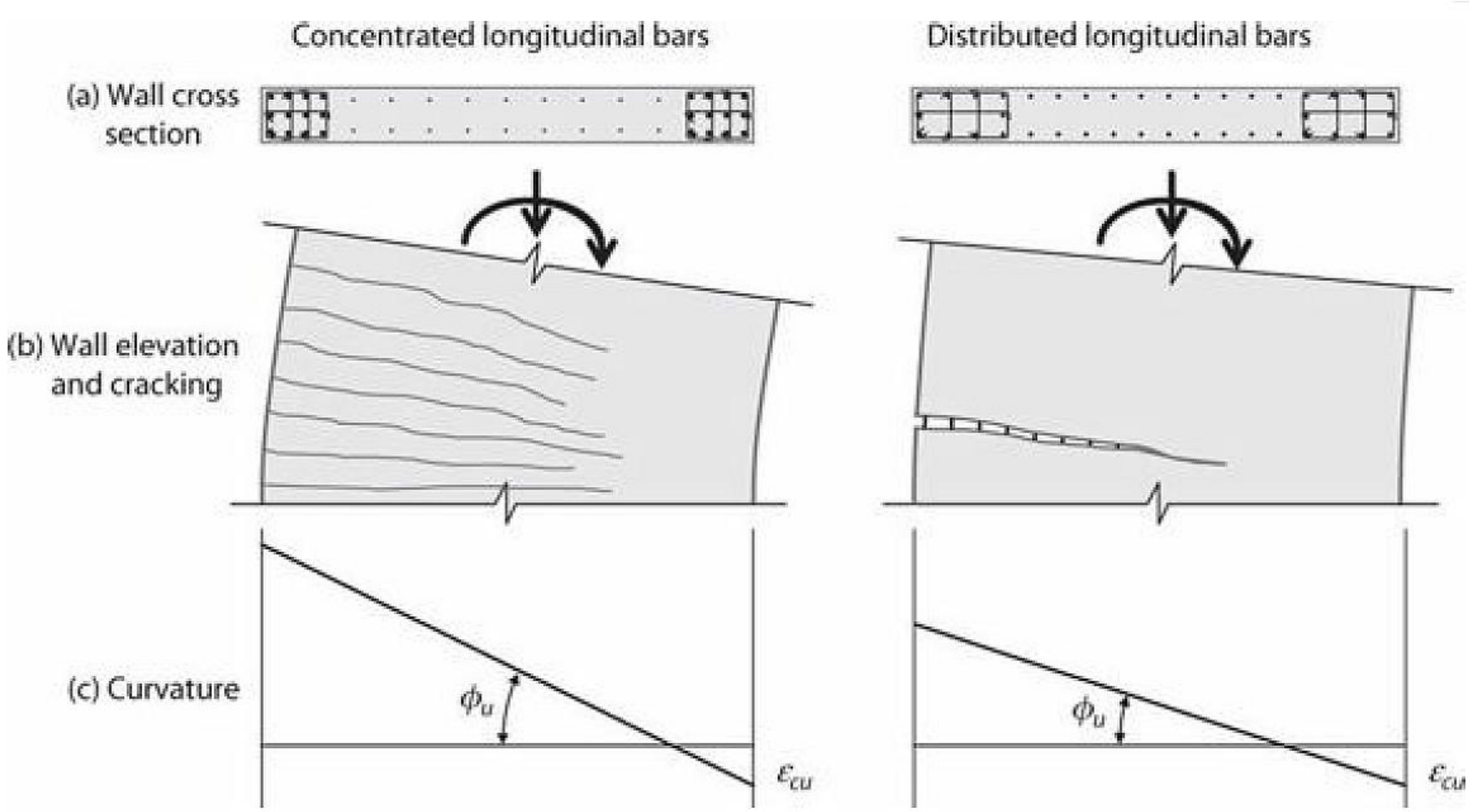
دیوارها و دیوار پایه هائی که درآنها $h_w / l_w \gg 2.0$

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۲- عملکرد اعضای مرزی در بهبود رفتار شکلپذیر

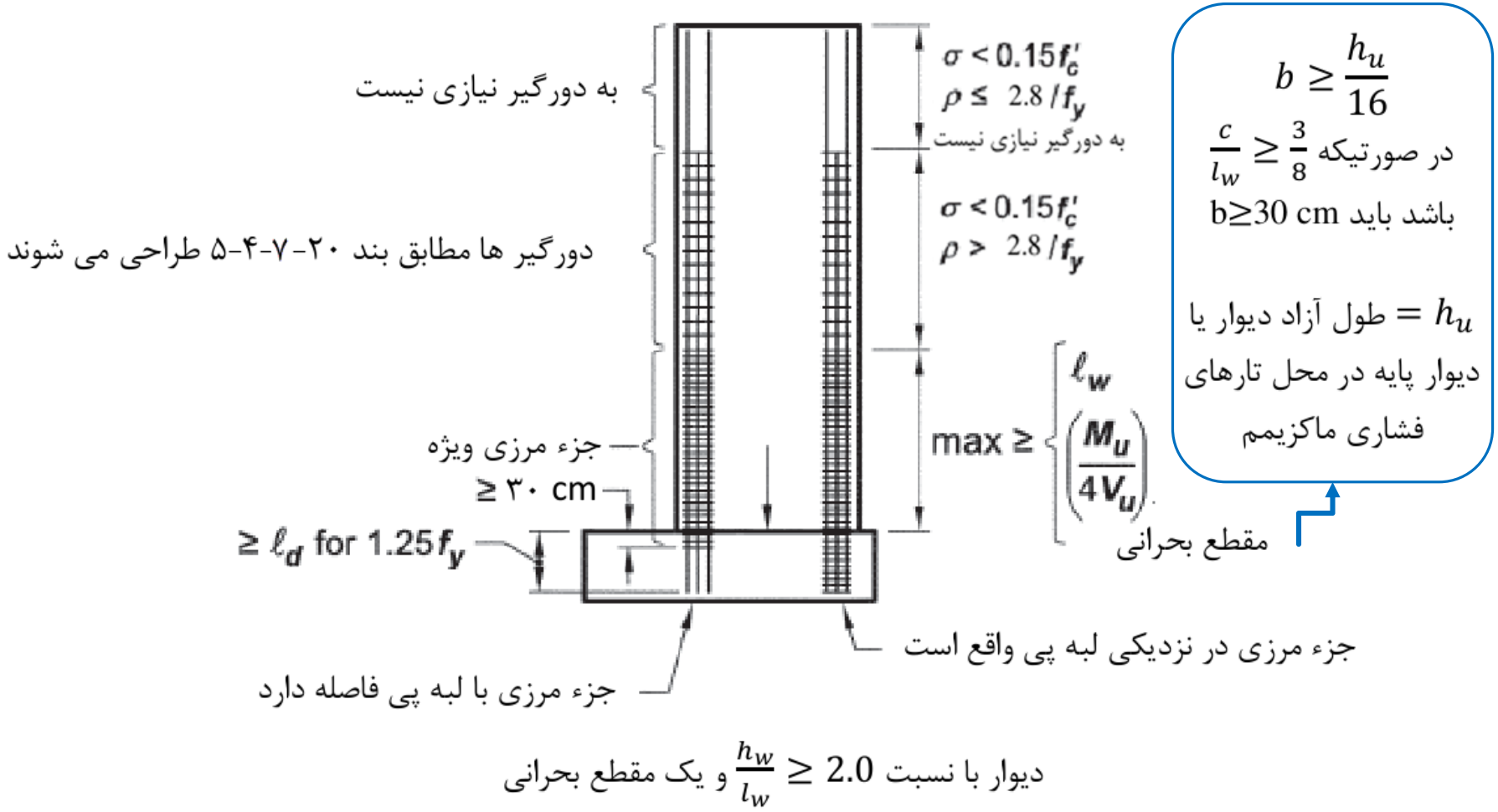


Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه) ۳- طراحی اعضای مرزی (محاسبه عرض و ارتفاع مورد نیاز)



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

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

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

دیوار با نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ و یک مقطع بحرانی

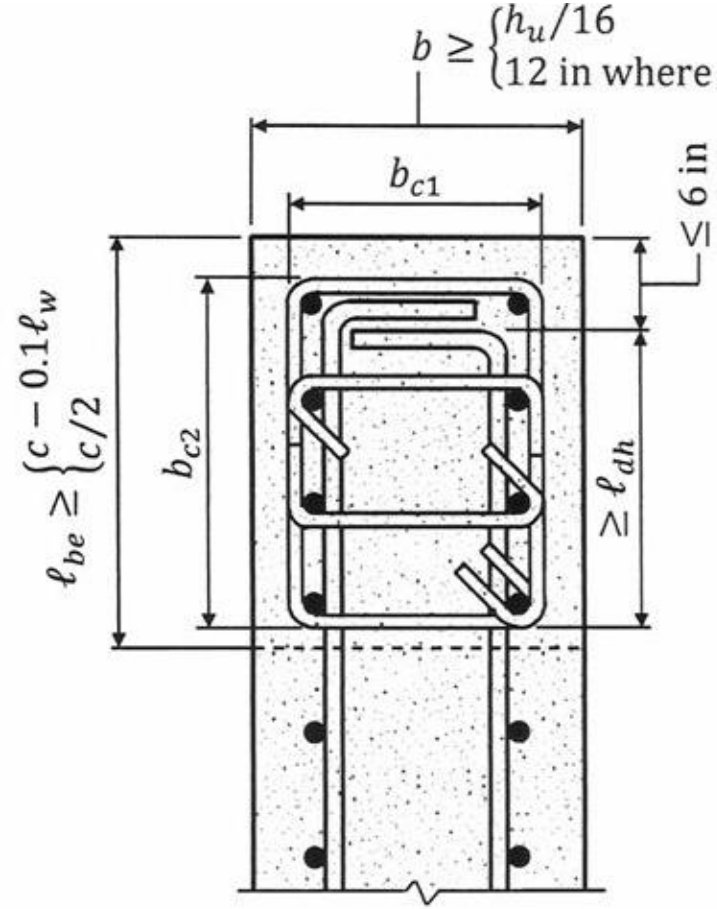
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۴- طراحی اعضای مرزی (آرماتورگذاری) ۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)



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

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

$$h_x \leq \begin{cases} 14 \text{ in} \\ 2b/3 \end{cases}$$

مشابه فواصل آرماتور عرضی ستونهای ویژه با کمی اختلاف

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

آرماتور عرضی ستونهای ویژه

$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c \leq 70$ MPa

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

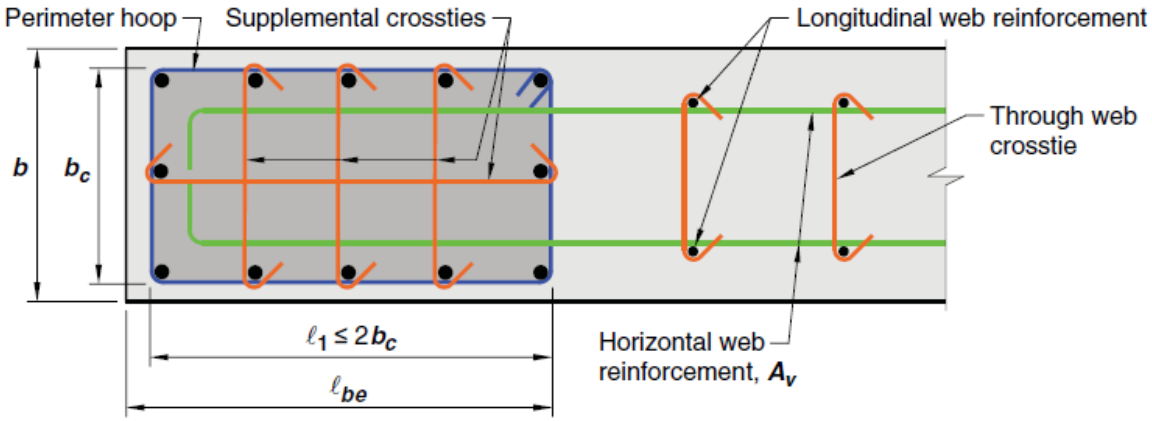
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

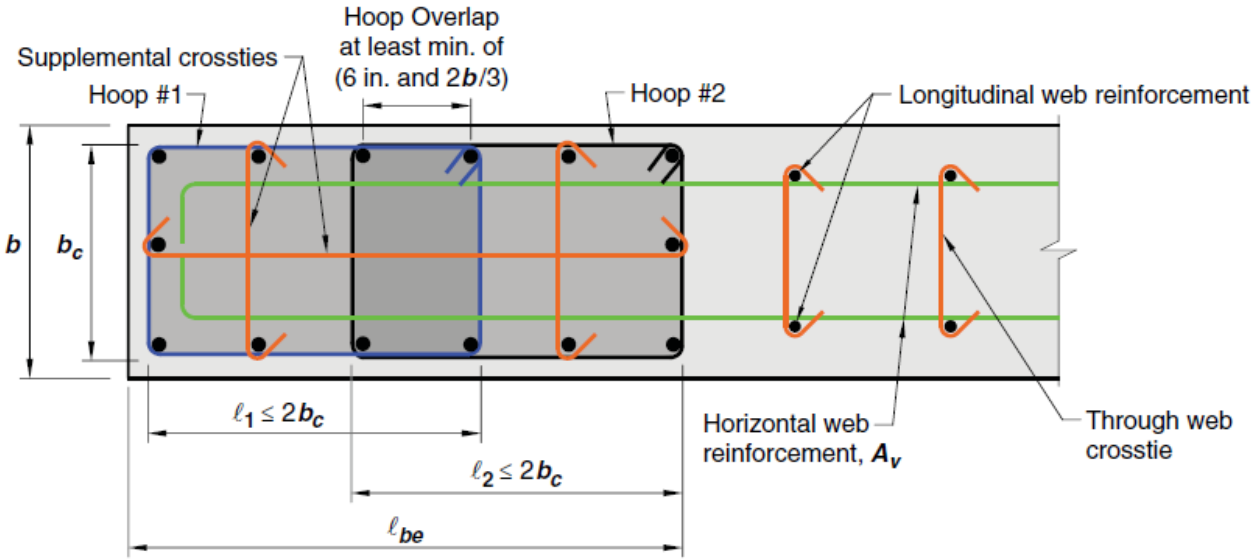
دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۴- طراحی اعضای مرزی (آرماتورگذاری) ۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید بگونه ای باشد که آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی به قلابهای زلزله بر جانبی در یک سنجاقک ویا گوشه یک دورگیر متکی باشند. فاصله افقی بین آرماتورهای طولی متکی به قلاب نباید از ۳۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی بیشتر باشد. طول هر ساق یک دور گیر نباید از دو برابر ضخامت جزء مرزی بیشتر بوده و طول پوششی دو دورگیر مجاور نباید از کوچکترین دو مقدار ۱۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی کمتر باشد. مقدار آرماتورهای عرضی مطابق زیر تعیین میشود:



(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement



(b) Overlapping hoops with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

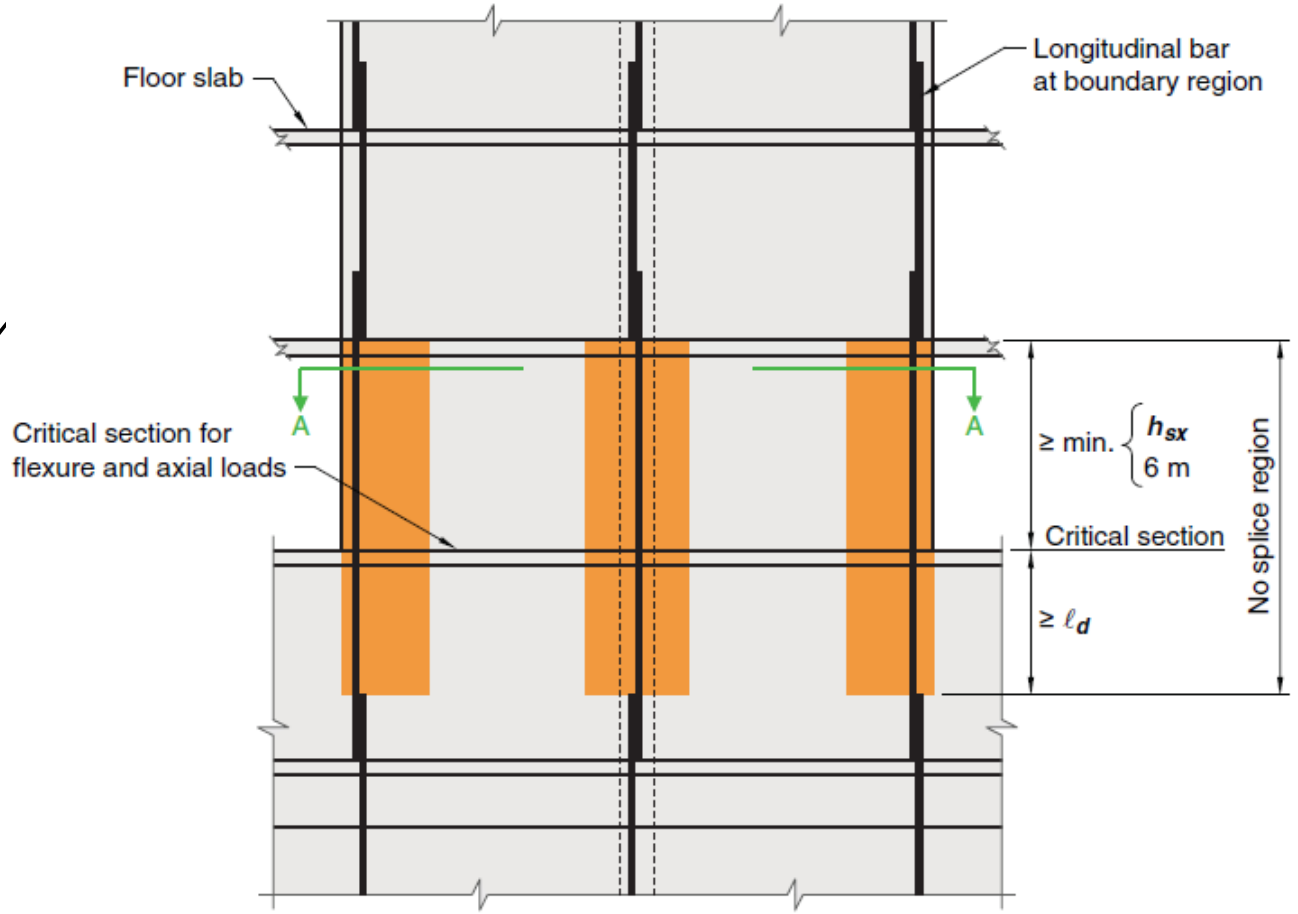
۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۵- طراحی اعضای مرزی (وصله)

۹-۲۰-۷-۳-۴

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



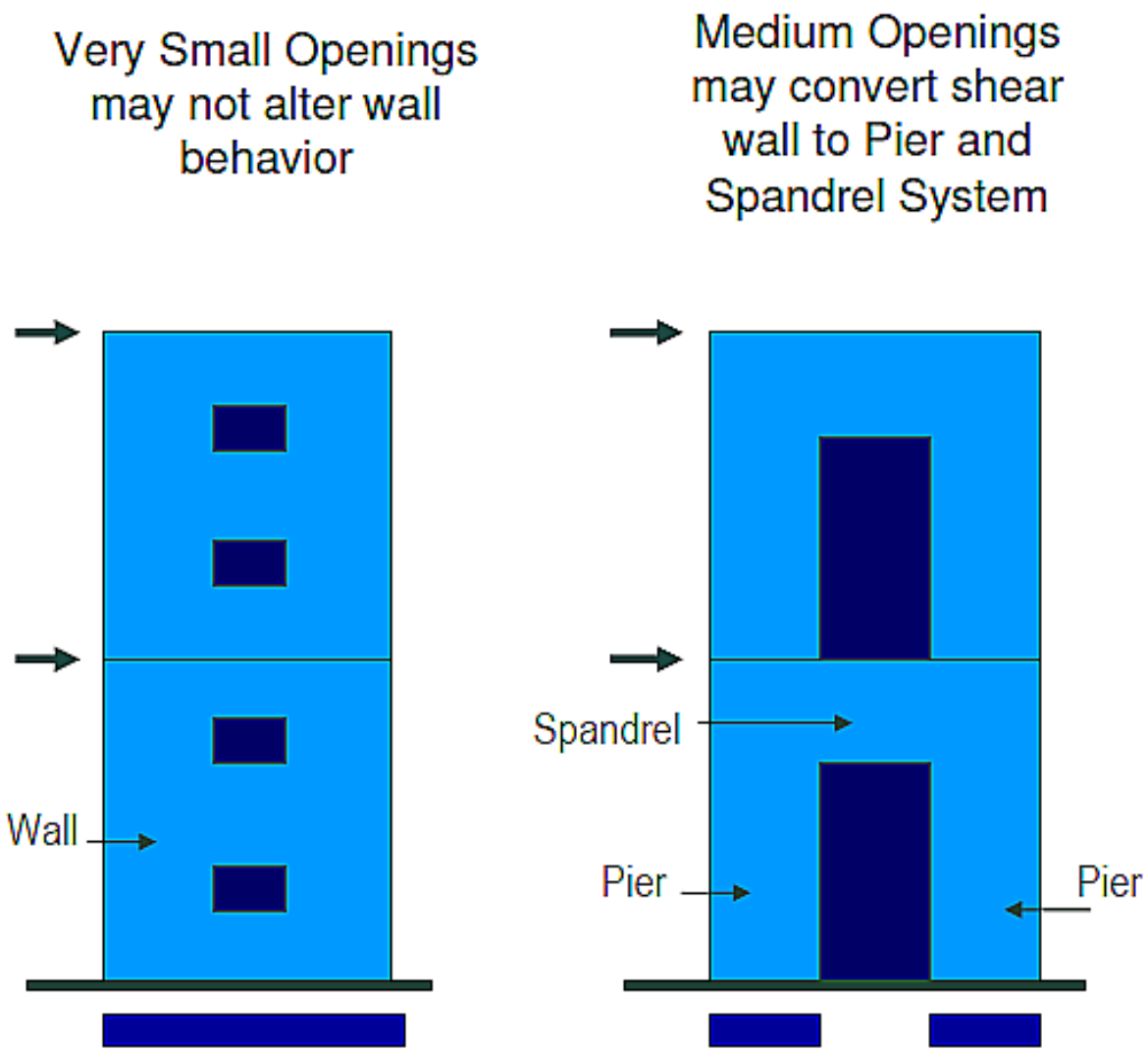
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)



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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

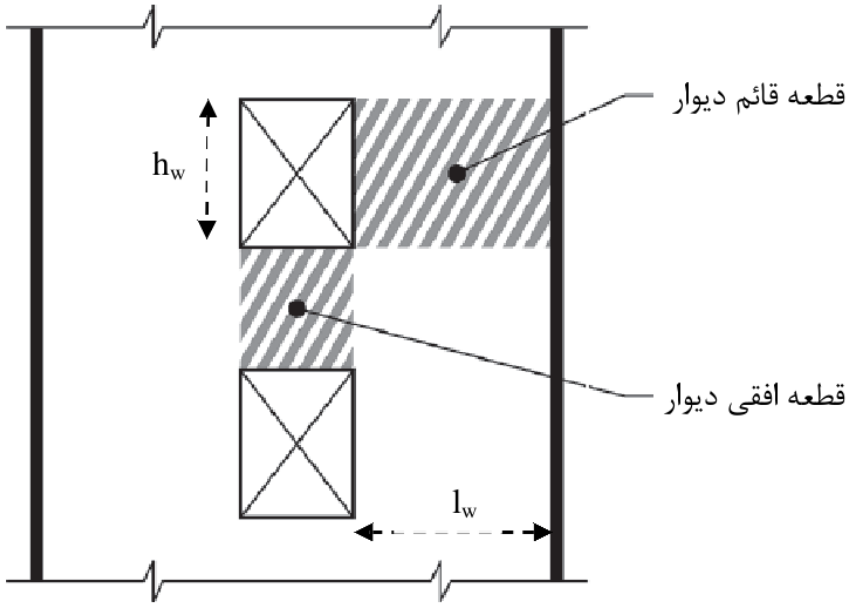
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)-

طراحی المان قائم دیوار



شکل ۹-۲۰-۱ دیوارسازه ای با بازشو

الف- در مواردی که $h_w/l_w < 2$ و یا $(l_w/b_w) > 6$ باشد، قطعه قائم دیوار (شکل۹-۲۰-۱) باید مشابه دیوار سازه ای و با رعایت بندهای ۹-۲۰-۷-۳، ۹-۲۰-۷-۴، و ۹-۲۰-۷-۹ طراحی شود.

ب- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $\boldsymbol{(l_w/b_w) \leq 2.5}$ باشد، قطعه قائم دیواریا دیوارپایه (شکل۹-۲۰-۱) باید مشابه ستون وبا رعایت بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ و ۹-۲۰-۶-۳-۳ و ۹-۲۰-۶-۳-۴ طراحی شود.

پ- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $\boldsymbol{2.5 < (l_w/b_w) \leq 6}$ باشد، قطعه قائم دیواریا دیوار پایه را میتوان بجای رعایت ضوابط قسمت (ب) این بند، با رعایت بند ۹-۲۰-۷-۶-۱ (الف) الی ۹-۲۰-۷-۶-۱ (پ) طراحی نمود.

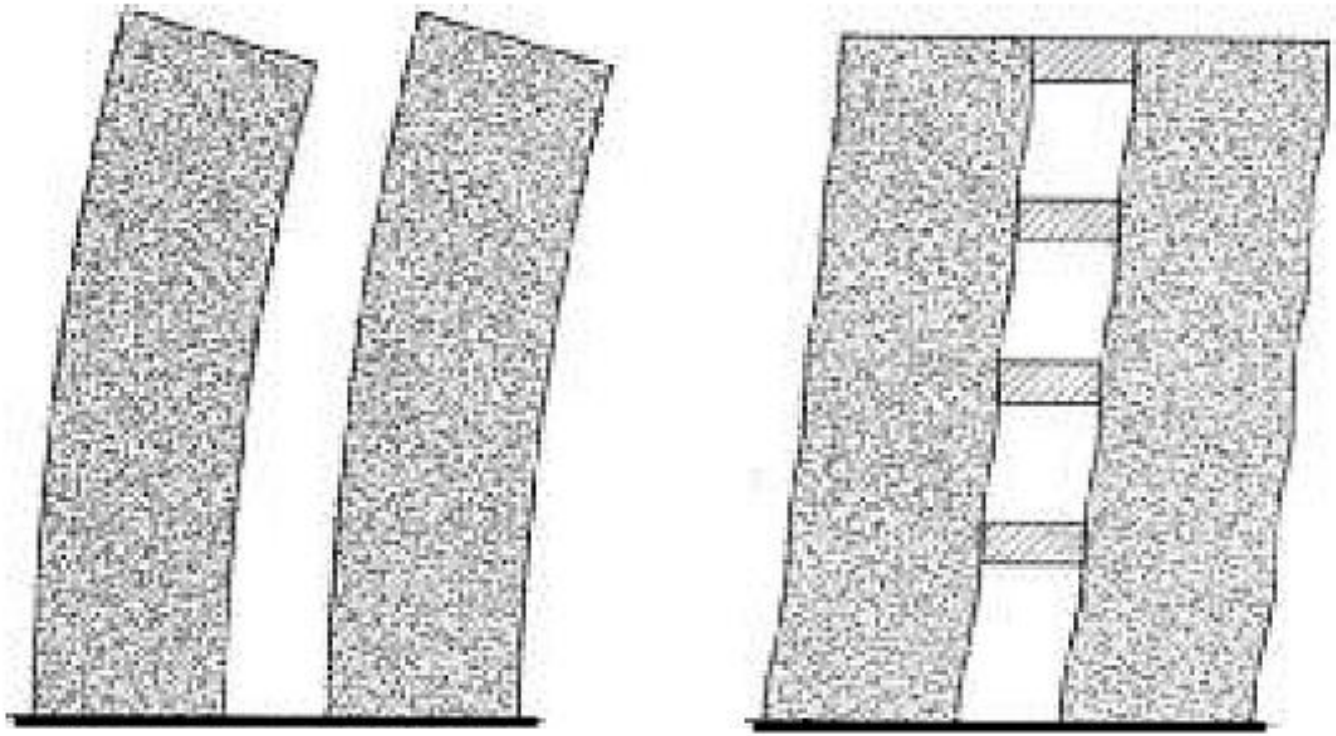
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)



عملکرد دو دیوار برشی مجزا و کوپله

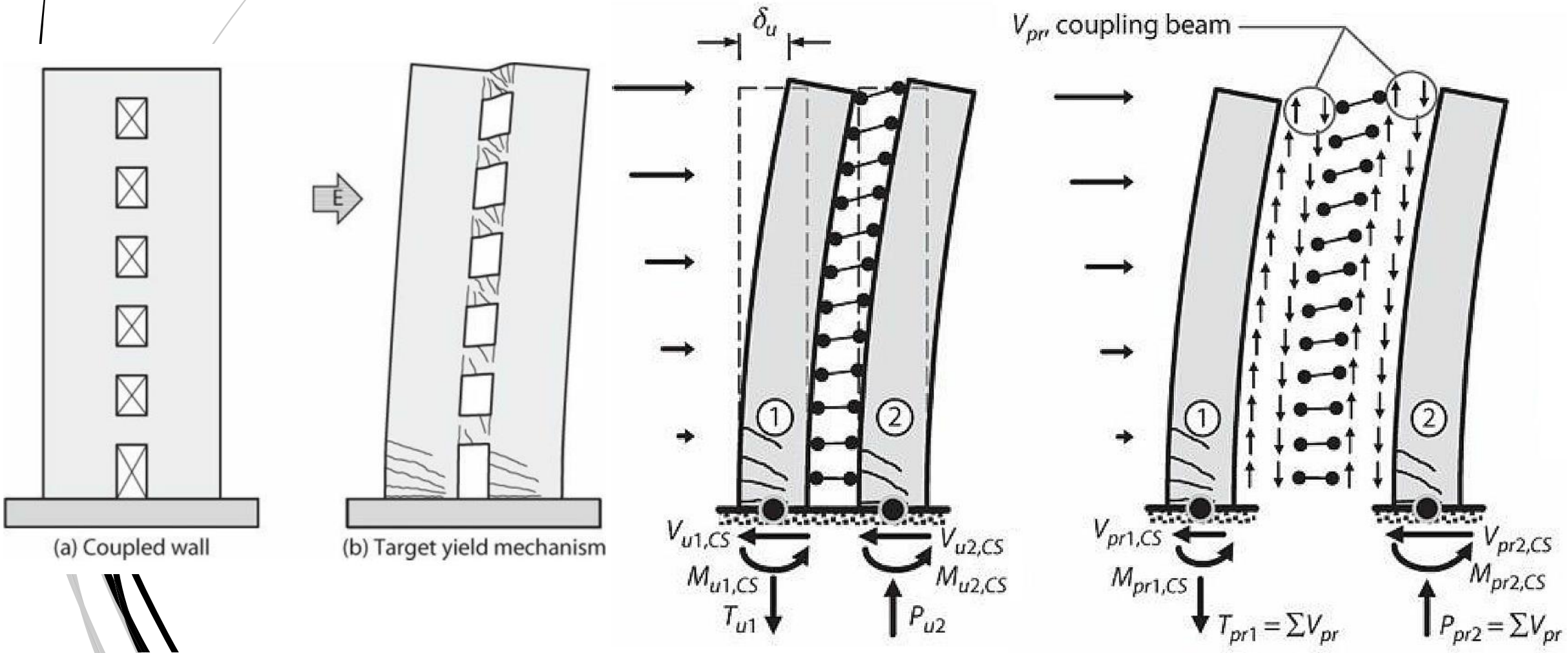
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)



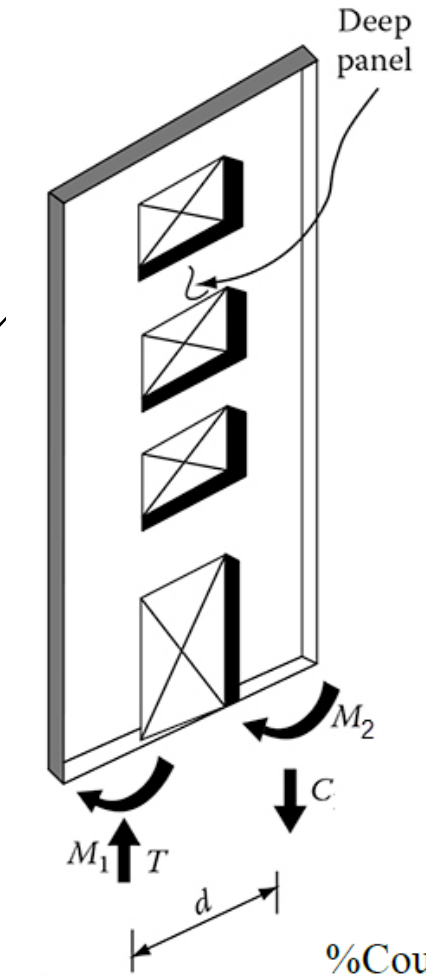
Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

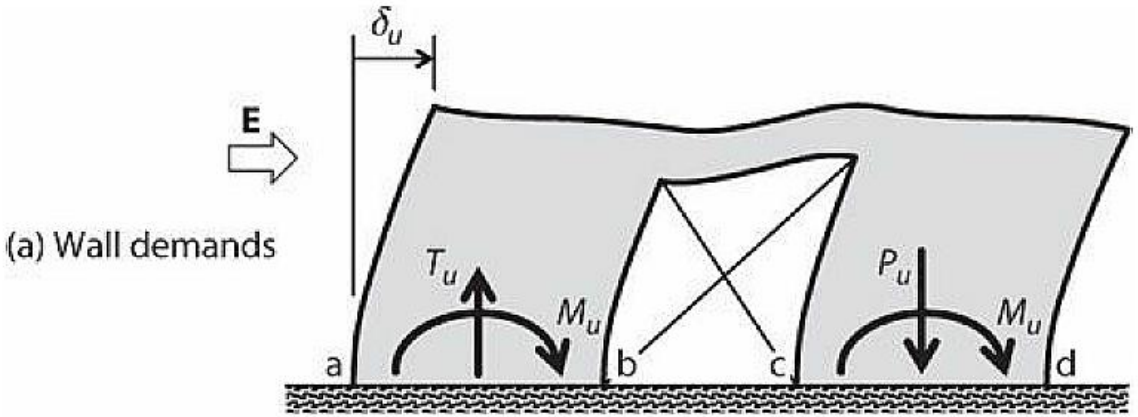
۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

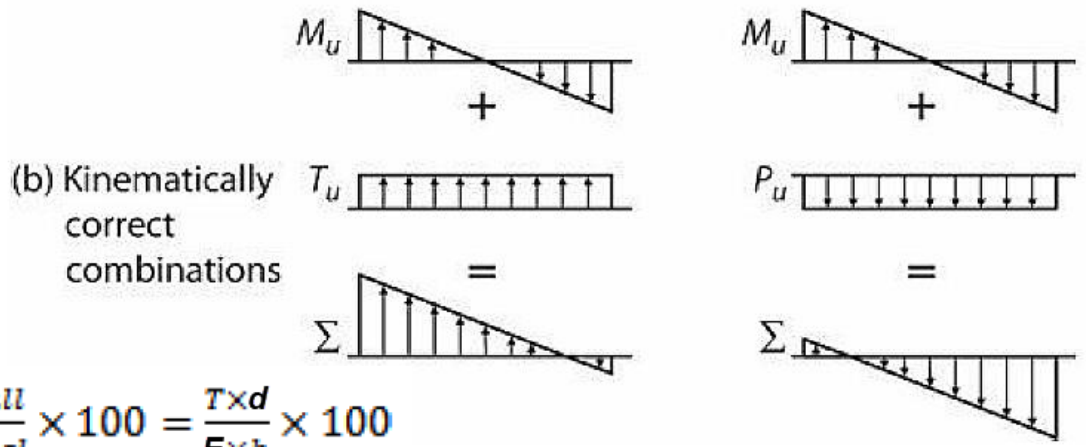
دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله) (Degree of coupling (DOC))



$$M = M_1 + M_2 + Td$$
total





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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)

BS EN 1998-1:2004
EN 1998-1:2004 (E)

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

A23.3-14
Design of concrete structures

دیوارهای برشی همبند **کامل**

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

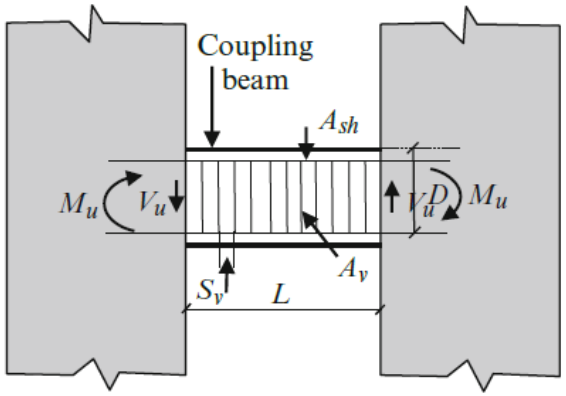
۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)

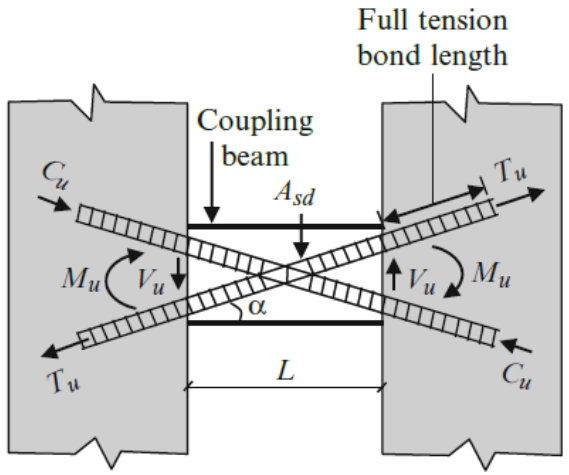
Systems	Rd	Ro	R
Ductile coupled walls	4	1.7	6.8
Ductile partially coupled walls	3.5	1.7	5.95
Ductile shear walls	3.5	1.6	5.6
Moderately ductile-fully coupled shear walls	2.5	1.4	3.5
Moderately ductile-partially coupled shear walls	2	1.4	2.8
Moderately ductile shear walls	2	1.4	2.8

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

نکته : هرچه این درصد بیشتر شود طراحی تیر همبند سخت تر می شود.

(حداکثر ۷۰٪ قابل طراحی است)





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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۶- دیوارهای بازشو دار (کوپله)

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

18.10.9 *Ductile coupled walls*

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

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

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

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

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

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

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

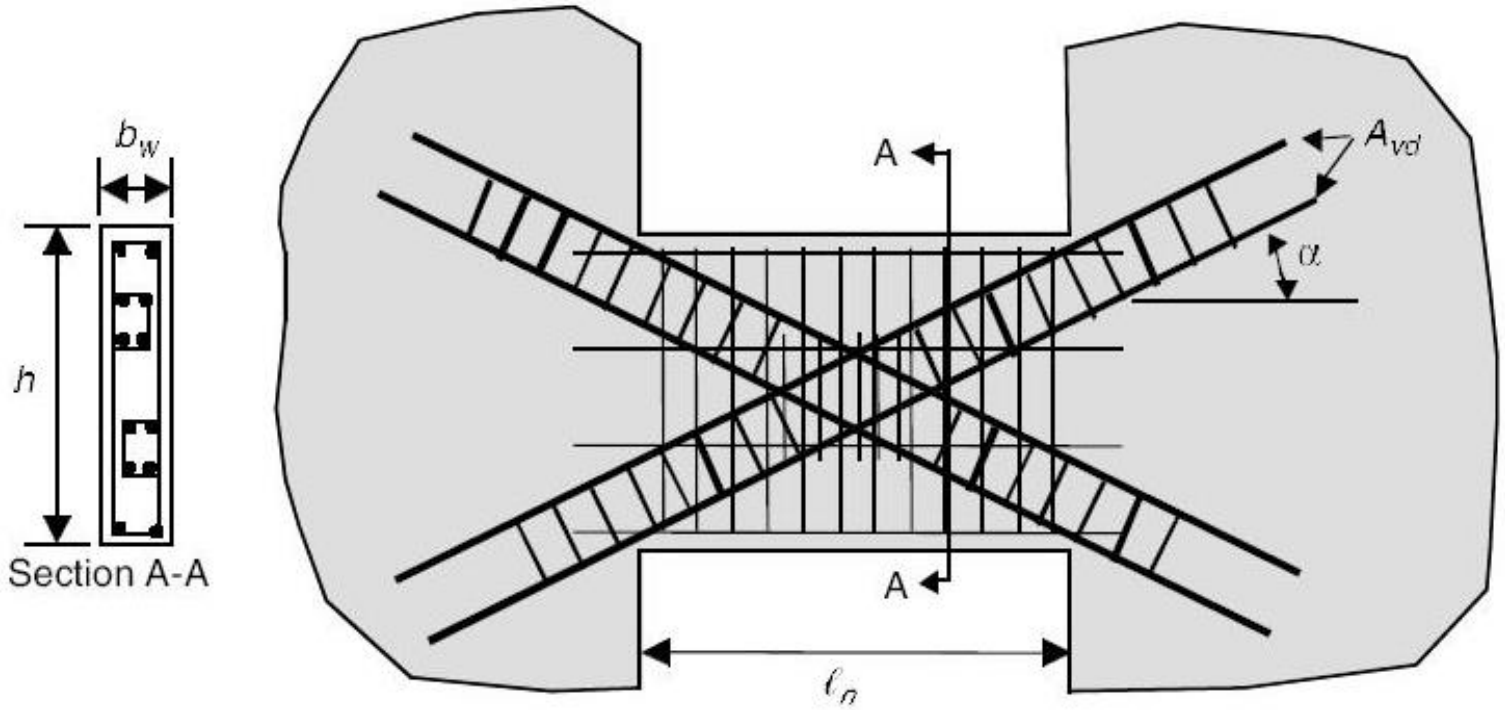
علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

۷- طراحی تیرهای همبند (در دیوارهای کوپله)

۲۰-۸-۵-۲ وقتی نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر کوچکتر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$) و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ باشد، تیرهمبند باید با دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که حول وسط تیر متقارن میباشند آرماتور گذاری شود.



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۱۰- اهم تغییرات ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

دیوارهای بتنی ویژه: (نکات ویژه)

جمع بندی