

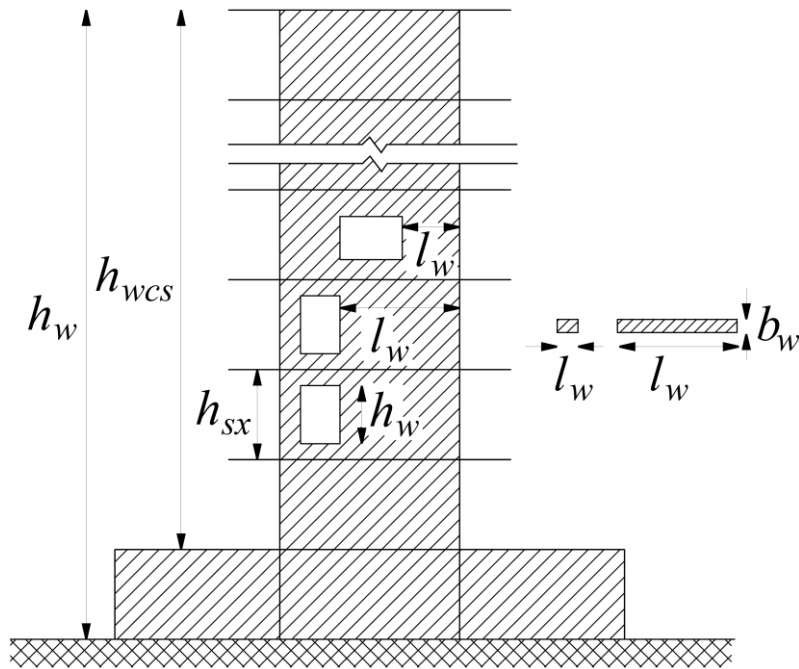


بررسی مبحث ۹ مقررات ملی ویرایش ۹۸

ضوابط طراحی دیوارها

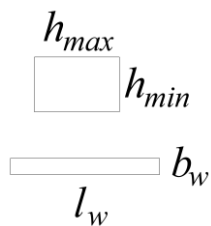
سازمان نظام مهندسی استان آذربایجان شرقی

مسعود فرزام



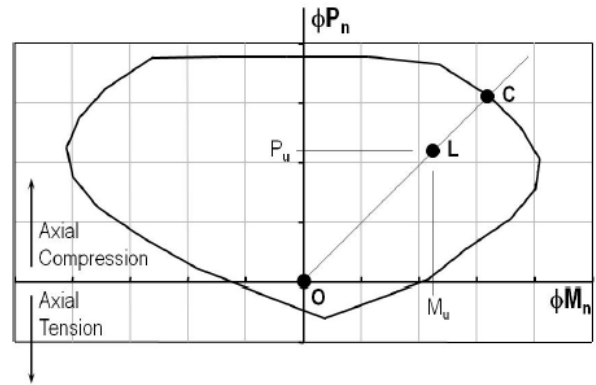
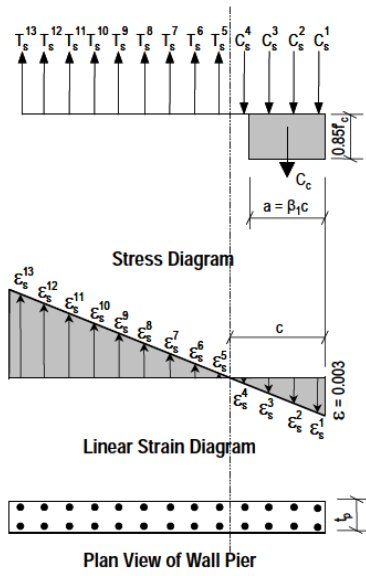
جدول ۹-۲۰-۱ ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم‌های بتن آرمه

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

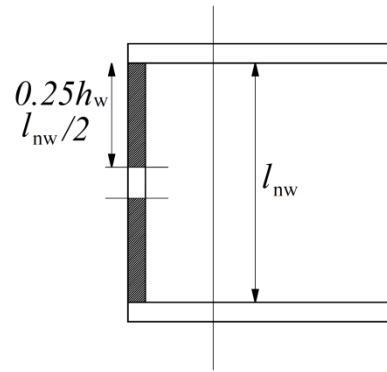
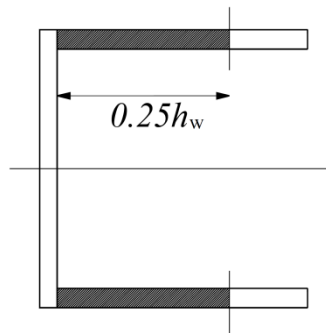


$h_{max} / h_{min} \leq 0.4$ ستون با شکل پذیری زیاد ۱-۱-۳-۶-۲۰-۹

$l_w / b_w > 2.5$ بنابراین برای دیوارها:

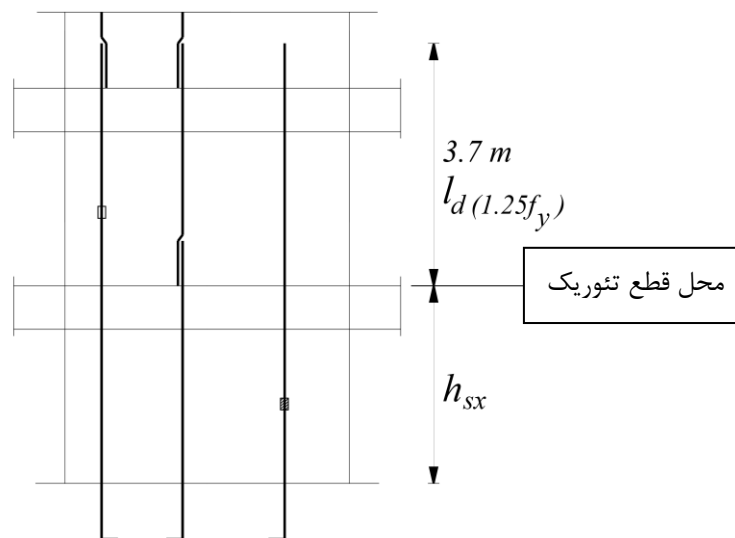


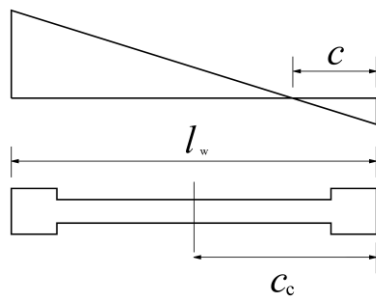
۳-۲-۷-۲۰-۹ عرض موثر بال



در این شکل h_w ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع مورد نظر است.

۴-۳-۷-۲۰-۹

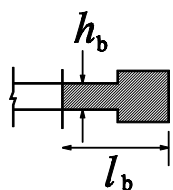




$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$

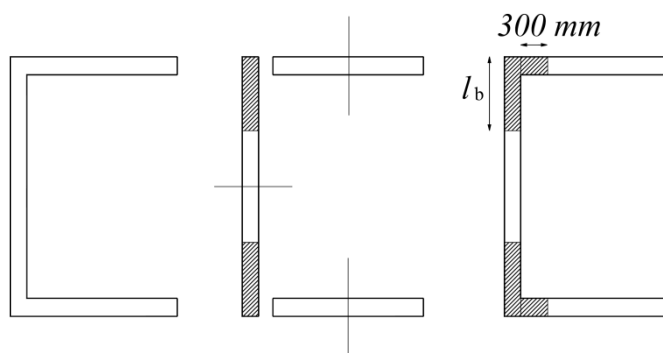
$$\frac{\delta_u}{h_{wcs}} \geq 0.005$$

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u c_c}{I_g} \geq 0.2f'_c$$

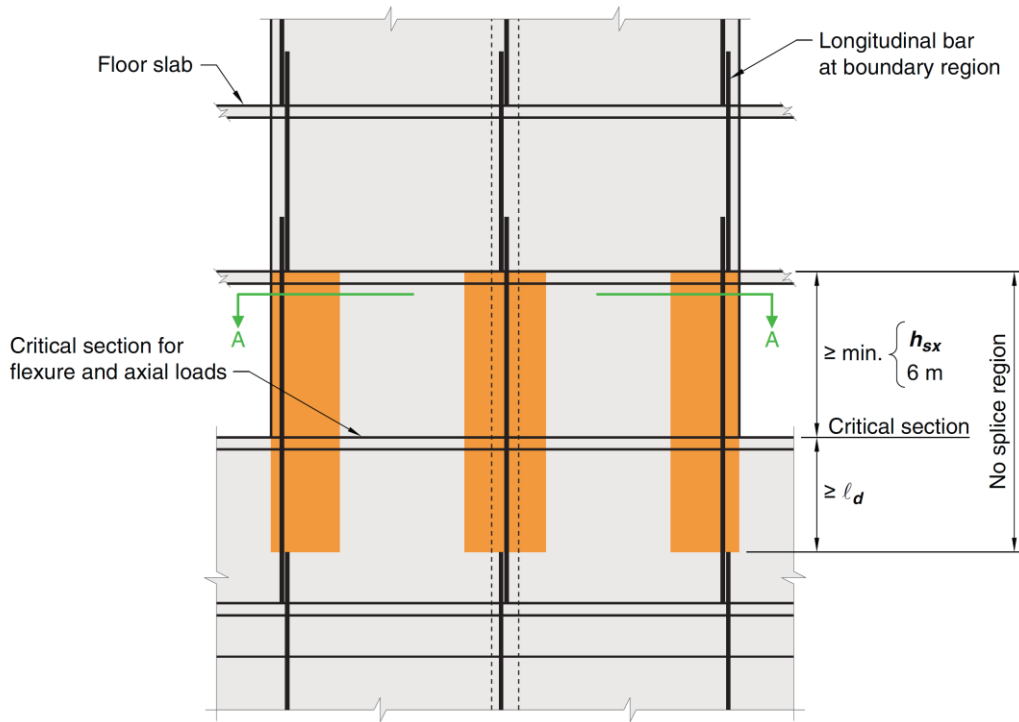


$$\left. \begin{array}{l} \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \\ \text{and} \\ \frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} \end{array} \right\} \Rightarrow h_b \geq \max(300 \text{ mm}, h_u / 16)$$

$$l_b = \max(c / 2, c - 0.1l_w)$$

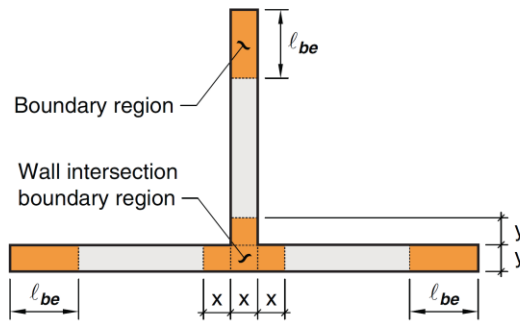


میلگردهای طولی المان مرزی

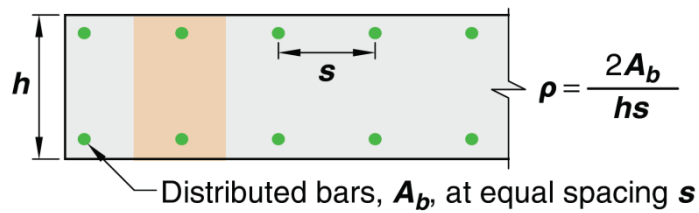
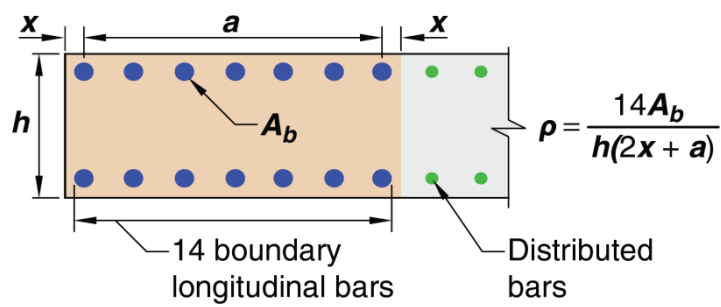


Note: For clarity, only part of the required reinforcement is shown.

(a) Elevation



(b) Section A-A



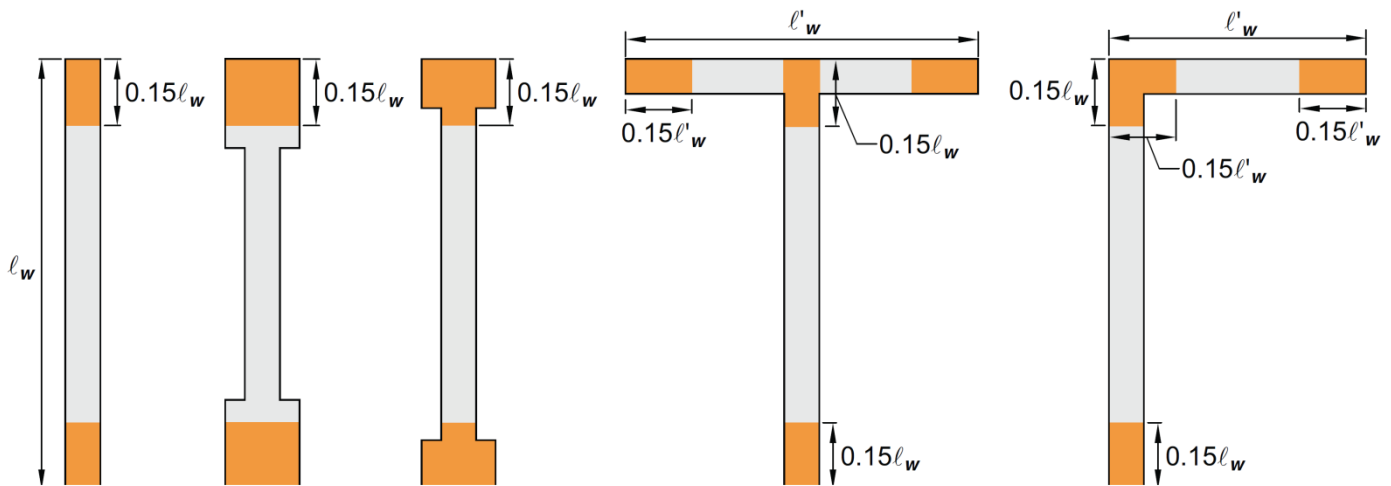
۹-۲۰-۷-۳-۵ دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارند، و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در آن‌ها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه‌ی قائم دیوار بوده و شرایط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

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

$$\text{برابر با ضخامت دیوار، برابر } \frac{0.50\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ باشد.}$$

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

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

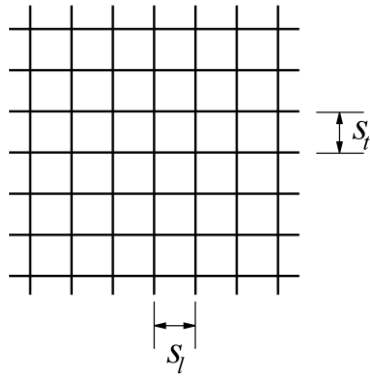


$$\rho \geq \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \begin{cases} f'_c = 28 \\ f_y = 400 \end{cases} \rightarrow \rho \geq 0.0066$$

$$V_u \leq 0.083\sqrt{f'_c}A_{cv} \rightarrow \begin{cases} d_b \leq 16 \text{ \& } f_y \geq 420 \rightarrow \rho_l = 0.0012 \\ d_b \leq 16 \text{ \& } f_y < 420 \rightarrow \rho_l = 0.0015 \\ d_b > 16 \rightarrow \rho_l = 0.0015 \end{cases}$$

$$V_u > 0.083\sqrt{f'_c}A_{cv} \rightarrow$$

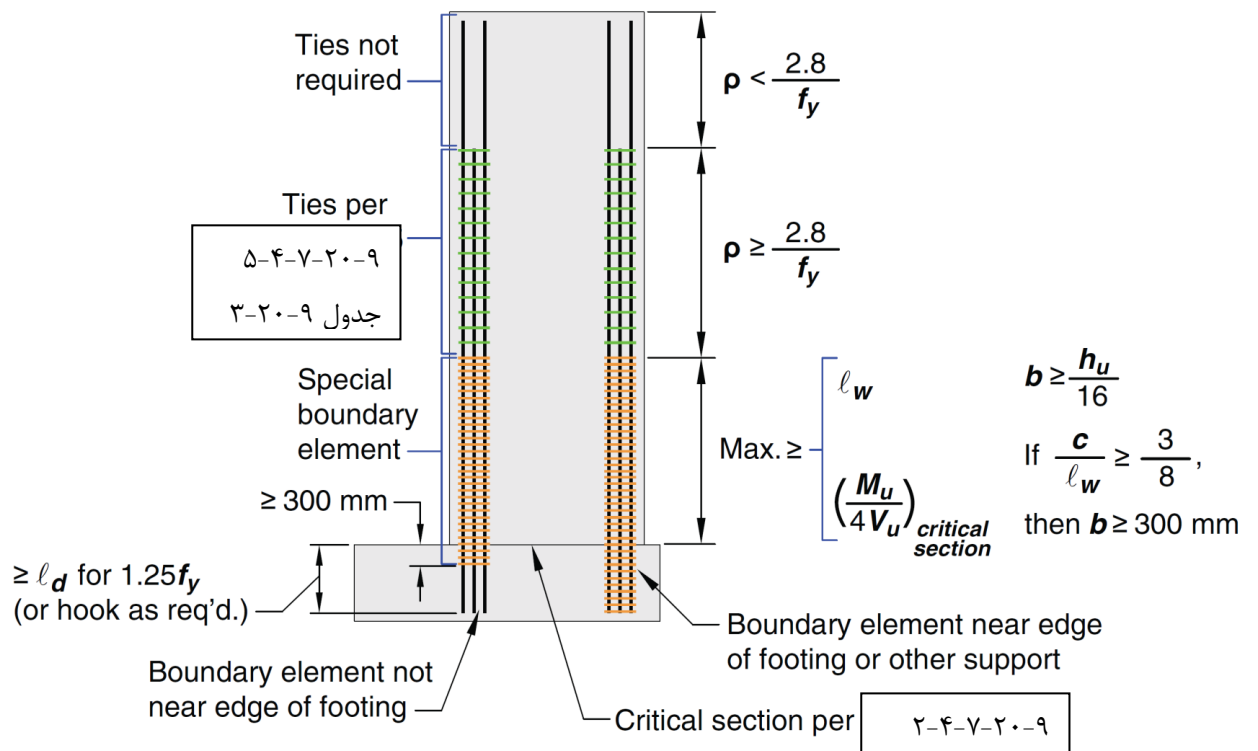
$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_l - 0.0025) \quad (۴-۱۳-۹)$$

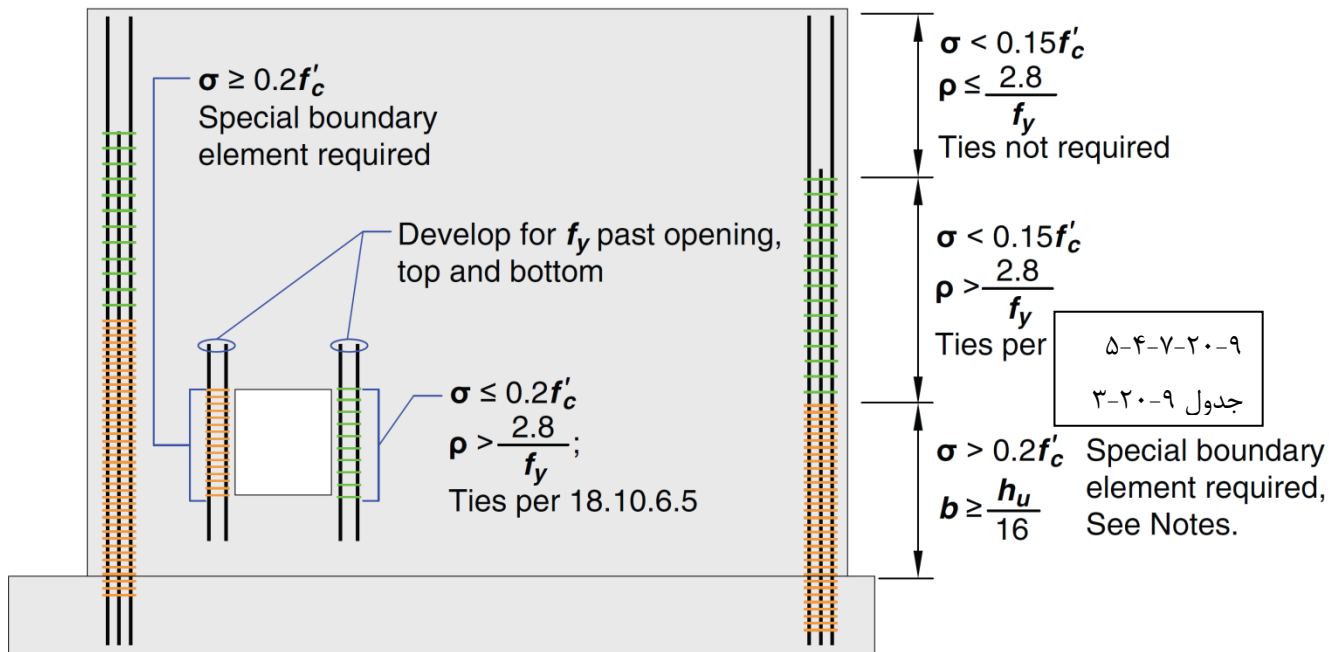


$$s_l \leq 350 \text{ mm}, s_t \leq 350 \text{ mm}$$

$$h_w / l_w < 2 \rightarrow \rho_l \geq \rho_t$$

میلگردهای عرضی المان مرزی





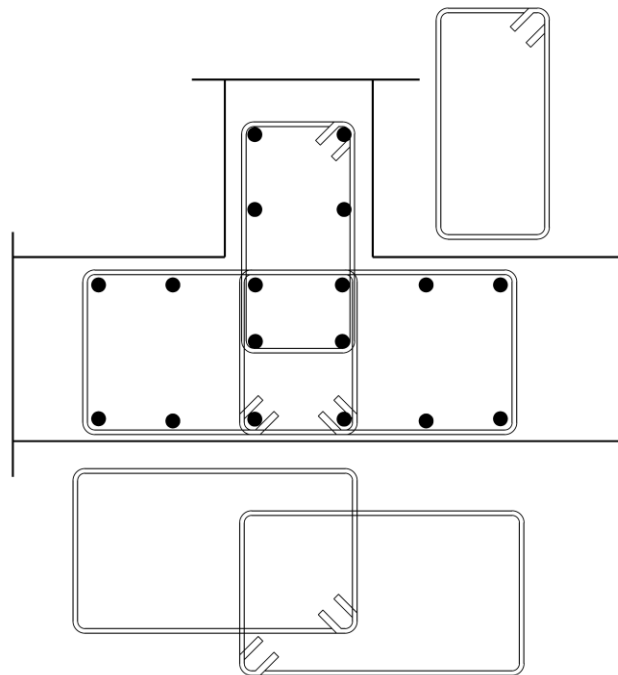
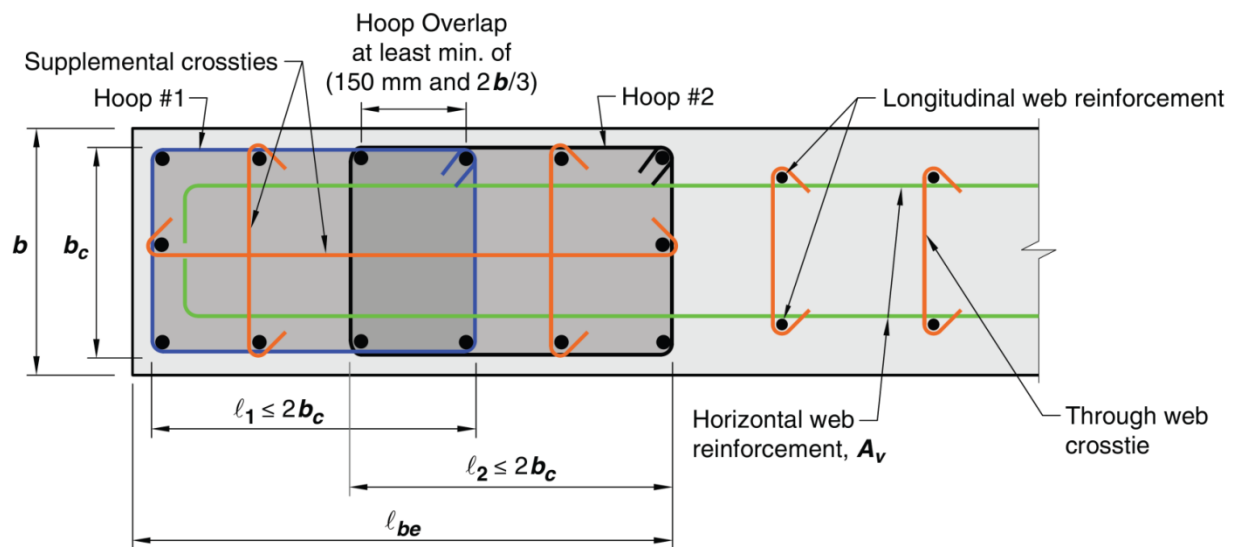
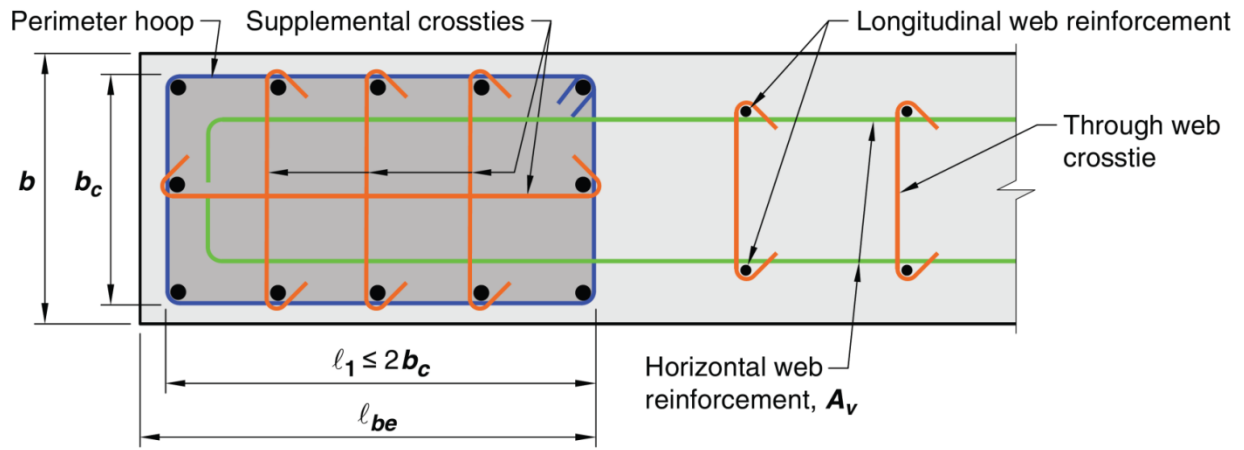
Notes: Requirement for special boundary element is triggered if maximum extreme fiber compressive stress $\sigma \geq 0.2f'_c$. Once triggered, the special boundary element extends until $\sigma < 0.15f'_c$. Since $h_w/\ell_w \leq 2.0$, 18.10.6.4(c) does not apply.

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

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

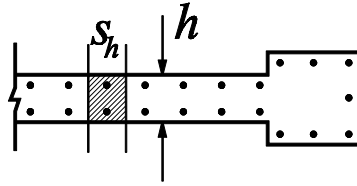
[۱] d_b قطر کوچک‌ترین آرماتور اصلی خمشی است.

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



اگر میلگردهای قائم در محاسبه خمش در نظر گرفته نشده باشند و $\rho > 0.01$

$$s \leq \min(16d_{bt}, 48d_{br}, 450 \text{ mm})$$



مقدار میلگرد عرضی در المان مرزی

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \end{cases}$$

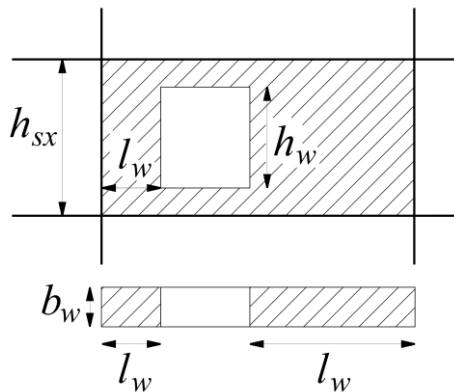
$$100 \leq s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \leq 150$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} \rightarrow s \leq \min(h_b / 3, 150, 6d_{bt})$$

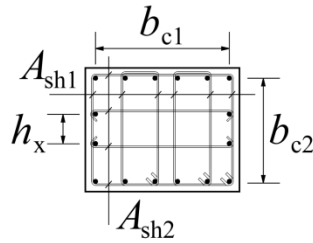
$$f_y = 520 \text{ MPa} \rightarrow s \leq \min(h_b / 3, 150, 5d_{bt})$$

۱-۷-۲۰-۹

ب- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $(l_w/b_w) \leq 2.5$ باشد، قطعه‌ی قائم دیوار یا دیوار پایه (شکل ۱-۲۰-۹) باید مشابه ستون و با رعایت بندهای ۲-۳-۶-۲۰-۹ و ۳-۳-۶-۲۰-۹ و ۴-۳-۶-۲۰-۹ طراحی شود.



$$\begin{cases} h_w / l_w \geq 2.0 \\ l_w / b_w \leq 2.5 \end{cases} \rightarrow \text{special column}$$



$$\begin{cases} P_u \leq 0.3f'_c A_g \\ \text{or} \\ f'_c < 70 \end{cases} \rightarrow h_x \leq 350 \text{ mm} \rightarrow \frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u > 0.3f'_c A_g \\ \text{or} \\ f'_c \geq 70 \end{cases} \rightarrow h_x \leq 200 \text{ mm} \rightarrow \frac{A_{sh}}{sb_c} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{cases}$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

$$100 \leq s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \leq 150$$

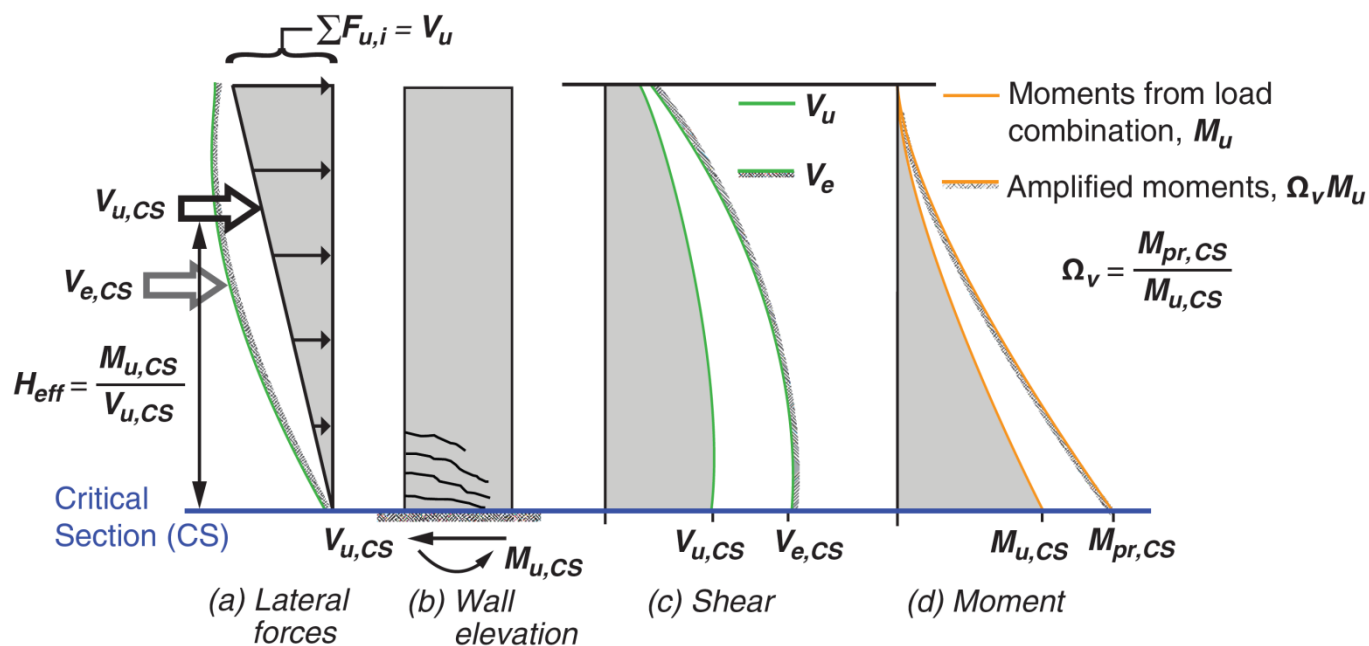
$$f_y = 420 \text{ MPa} \rightarrow s \leq \min(b_w / 4, 150, 6d_{bl})$$

$$f_y = 520 \text{ MPa} \rightarrow s \leq \min(b_w / 4, 150, 5d_{bl})$$

توجه: استاندارد ۲۸۰۰

۹-۳ افزایش بار جانبی در اعضای خاص

در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند، ستون ها، تیرها، خرپاها و یا کف هایی که این اعضا را تحمل می کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.



$$V_a = \omega_v V_d, \omega_v = \begin{cases} 0.9 + N/10 & N \leq 6 \\ 1.3 + N/30 & N > 6 \end{cases}$$

Blakeley et al. (1975)

$$\Omega_v = \begin{cases} 1.6 + 0.7(\gamma_w - 1) + 0.2(T - 0.5) & \text{if } 0.5 \leq T \leq 1.5 \\ 1.8 + 0.7(\gamma_w - 1) - 0.1(T - 1.5) & \text{if } 1.5 \leq T \leq 3.5 \end{cases}$$

Luu et al. (2014)

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + N/10 & \text{if } N \leq 6 \\ 1.3 + N/30 & \text{if } 6 \leq N \leq 15 \end{cases}$$

NZS 3101 (NZS 2006)

$$\omega = \begin{cases} 0.9 + N/10 & \text{if } N \leq 5 \\ 1.2 + N/25 \leq 1.8 & \text{if } N \geq 5 \end{cases}$$

CEB (1985)

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{q M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2}, \quad 1.5 \leq \varepsilon \leq q$$

CEN (2004) (Eurocode 8)

$$\omega_v = \begin{cases} 1.0 & \text{if } T_a \leq T_L \\ 1.0 \leq 1.0 + 0.25(R_d R_o / \gamma_w - 1) \leq 1.5 & \text{if } T_a \geq T_U \end{cases}$$

CSA A23.3 (CSA 2014)

$$T_L = 0.5 \text{ s}, T_U = 1.0 \text{ s if } \frac{S_a(0.2)}{S_a(2.0)} < 10, T_L = 0.2 \text{ s}, T_U = 0.5 \text{ s if } \frac{S_a(0.2)}{S_a(2.0)} \geq 10$$

Fatemi et al. 2020

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

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18-20-9)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۹-۲۰-۴ تعیین می‌شود.

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

Ω_v	هندسه‌ی دیوار
بیشترین مقدار M_{pr}/M_u و 1.50 در ترکیب باری که بزرگ‌ترین Ω_v را حاصل نماید.	$h_{wcs}/l_w > 1.50$
1.0	$h_{wcs}/l_w \leq 1.50$

در صورتی که $h_{wcs}/l_w < 2$ باشد، مقدار ω_v را می‌توان برابر ۱/۰ فرض نمود. در غیر این

صورت ω_v از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad - \text{ اگر } n_s \leq 6 \text{ باشد:}$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.80 \quad - \text{ اگر } n_s > 6 \text{ باشد:}$$

برای ساختمان هایی که در آن ها n_s بزرگتر از ۶ است در صورتیکه محاسبات سازه با روش دینامیکی خطی انجام شده باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر به دست

$$\omega_v = 1.20 + \frac{n_s}{50} \leq 1.80 \quad \text{می آید منظور شود.}$$

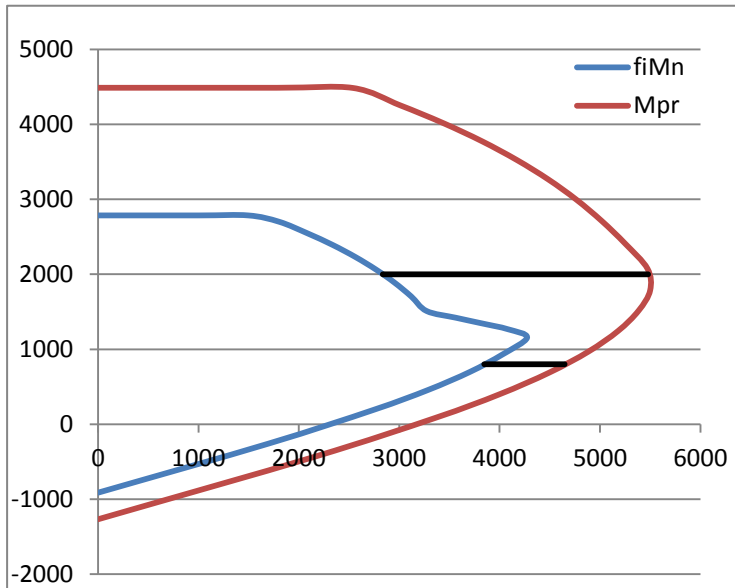
مقدار n_s نباید کمتر از $0.00028h_{wcs}$ منظور شود. (h_{wcs} بر حسب میلیمتر است)

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

Chapter 18 applies to earthquake loads only. For wind loads Chapter 11 is applicable.

Please note that this is not an official ACI interpretation. The Institute shall not be liable for any loss or damage arising therefrom. Reference to this response shall not be made in any contract documents.

با تشکر از آقای مهندس رضائی "گروه طراحی و تضمین کیفیت سازان"



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

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

P_u (ton)	$M_{pr} / \phi M_n$	$D/C = M_u / \phi M_n$		ω_v	V_e $= \Omega_v \omega_v V_u$	$\phi V_n(98) / \phi V_n(92)$		ETABS		
		0.97	0.9							
		$\Omega_v = M_{pr} / M_u$		ns=15				$\phi(\text{seismic})$		
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

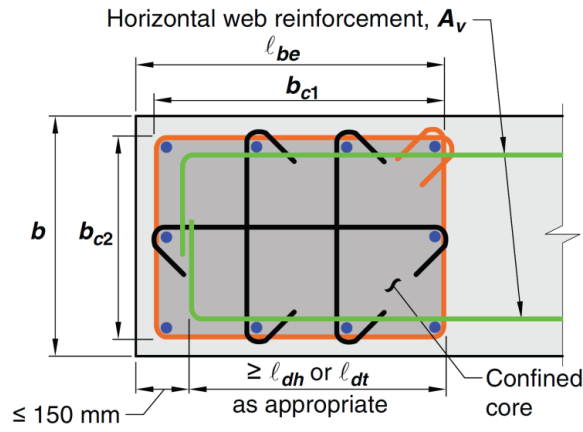
$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$h_w / l_w \leq 1.5 \Rightarrow \alpha_c = 0.25$$

$$h_w / l_w \geq 2.0 \Rightarrow \alpha_c = 0.17$$

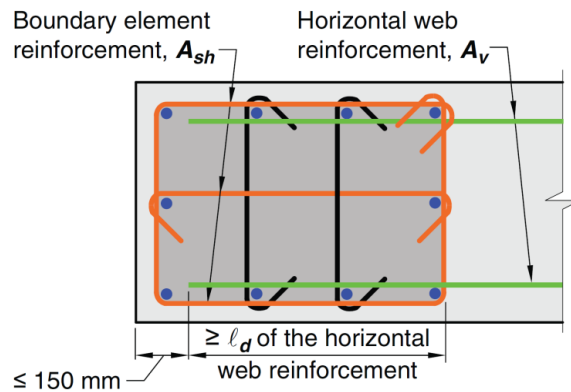
$$V_n \leq 0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$$

$$V_n \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cv}$$



(a)

Option with standard hooks or headed reinforcement

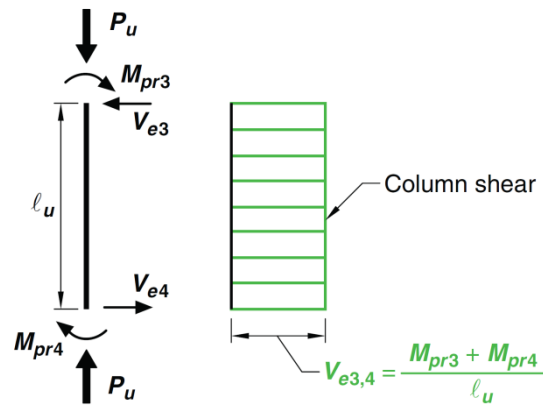


(b)

Option with straight developed reinforcement

ب-۱-۷-۲۰-۹

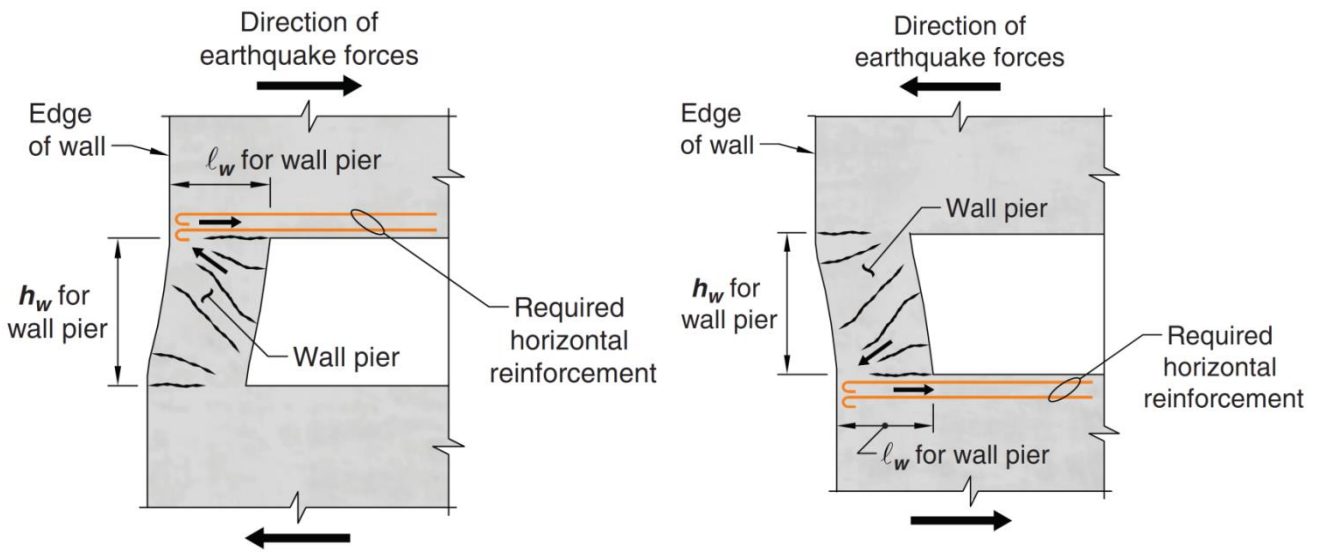
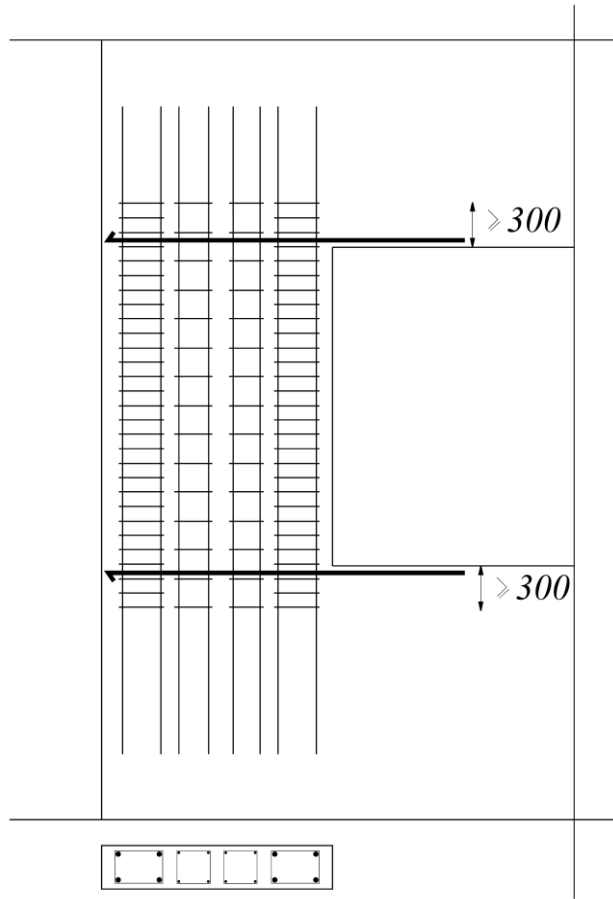
$$\begin{cases} h_w / l_w \geq 2.0 \\ l_w / b_w \leq 2.5 \end{cases} \rightarrow \text{special column}$$



ب-۱-۷-۲۰-۹

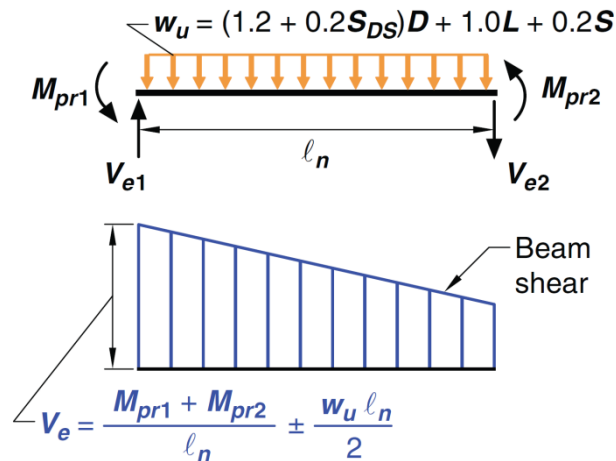
$$\begin{cases} h_w / l_w \geq 2.0 \\ 2.5 < l_w / b_w \leq 6 \end{cases} \rightarrow \text{special column or wall}$$

$$V_e \leq \Omega_0 V_u$$

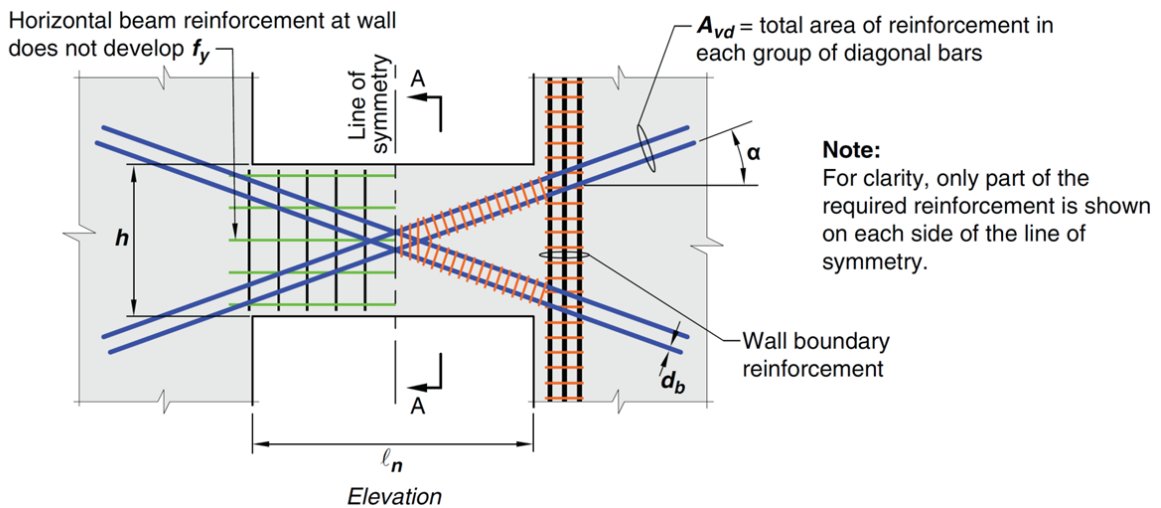


۵-۷-۲۰-۹ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۱-۵-۷-۲۰-۹ در تیرهای همبند که در آن‌ها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگ‌تر از ۴ می‌باشد، ($\frac{l_n}{h} \geq 4$)، باید الزامات بند ۲-۶-۲۰-۹، با فرض آن که لبه‌های دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی عمل می‌کنند، رعایت شوند. در صورتی که بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط بند ۱-۱-۲-۶-۲۰-۹ (ب) و (پ) نمی‌باشد.

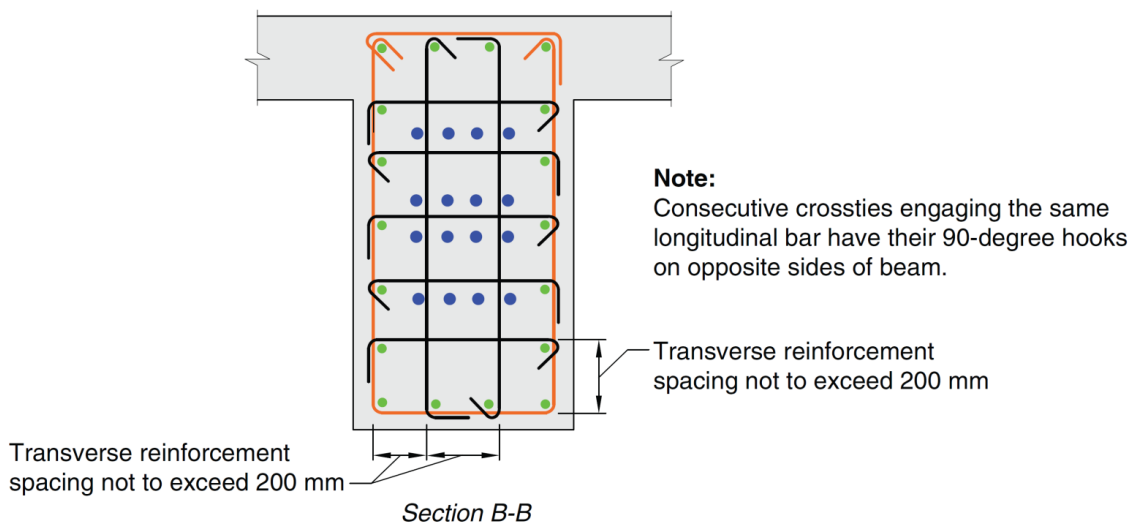
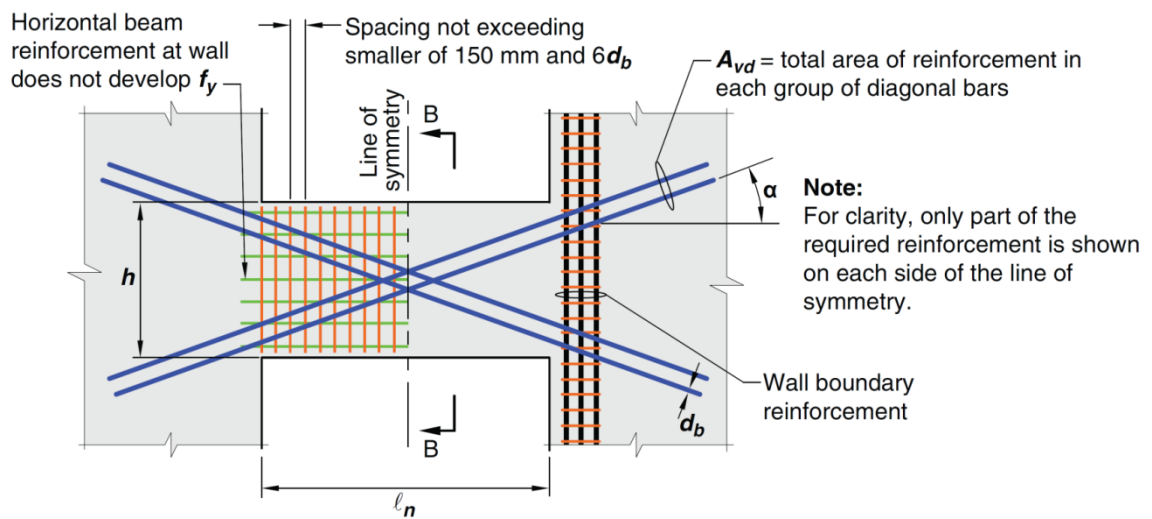
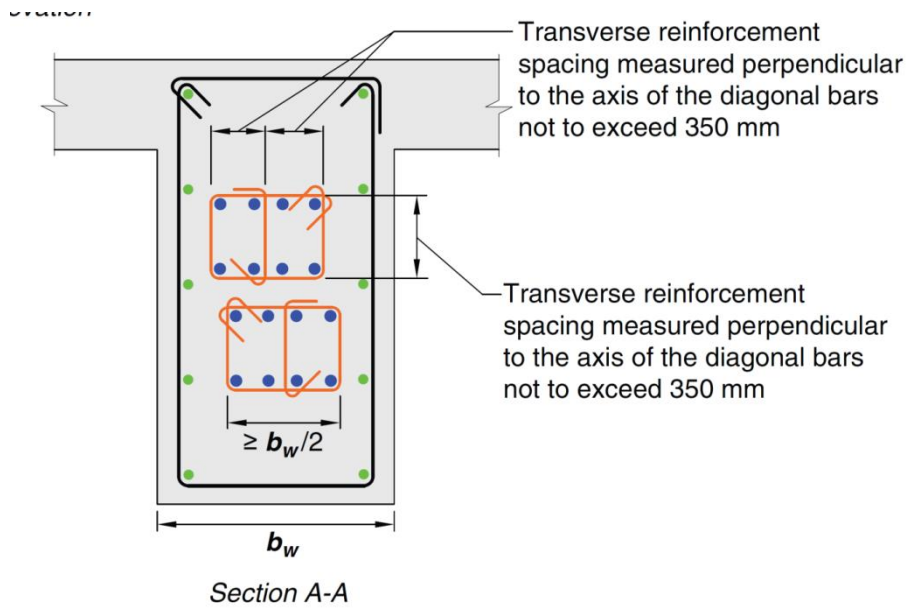


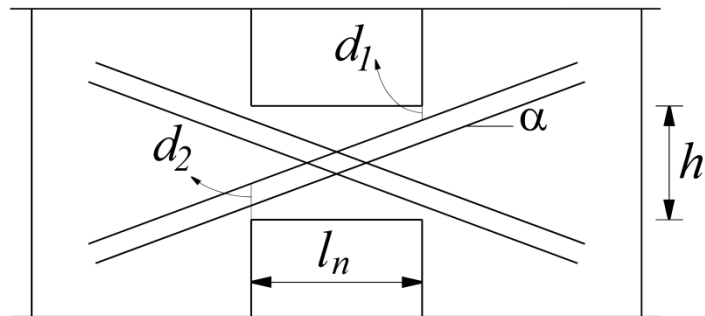
۲-۵-۷-۲۰-۹ در تیرهای همبند که در آن‌ها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع، کوچک‌تر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$)، و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می‌باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می‌باشند، استفاده گردد. در صورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، توانایی باربری قائم آن‌ها، امکان خروج اضطراری از ساختمان، و یا انسجام اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات آن‌ها به سازه حفظ گردند، رعایت این ضابطه الزامی نیست.



۵-۴-۷-۹

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای همبندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.





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

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

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

رعایت شوند.

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

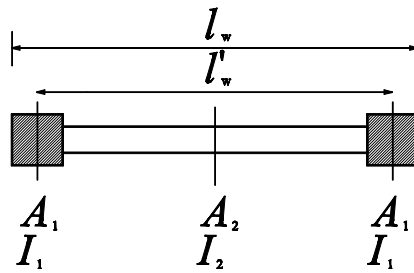
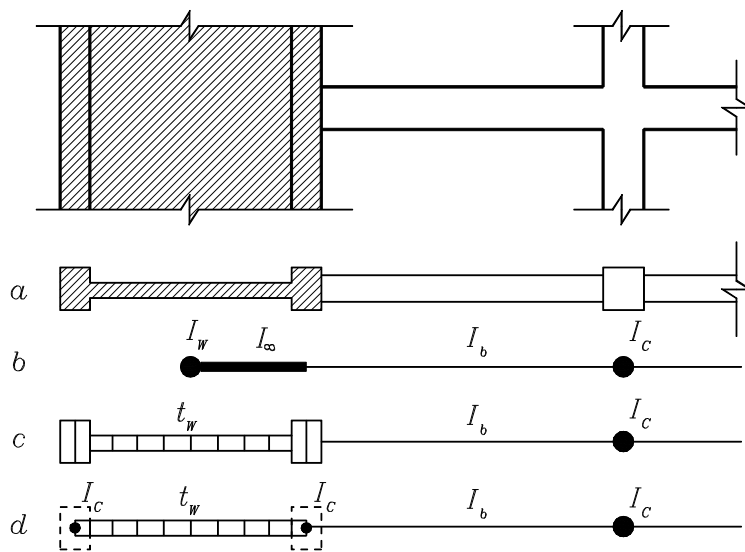
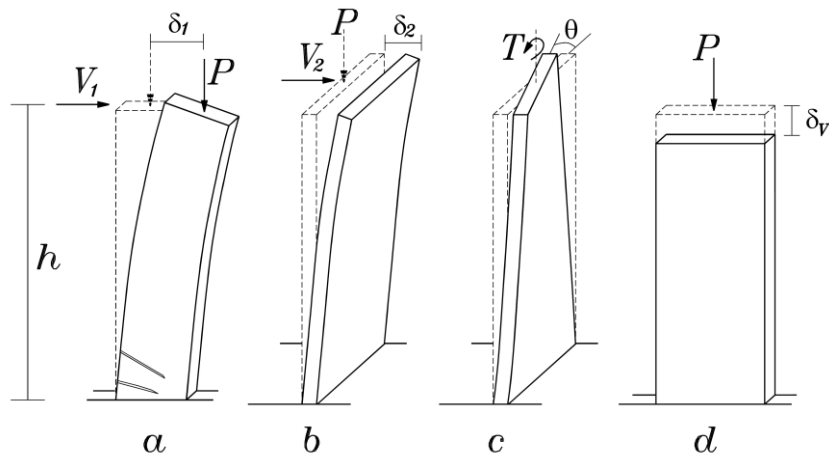
الف- در تیرهای همبند در تمام طبقات ساختمان باید نسبت $l_n/h \geq 2$ رعایت شود.

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

ساختمان رعایت شود.

پ- رعایت بند ۹-۲۰-۷-۶ برای هر دو انتهای تیرهای همبند ضروری است.

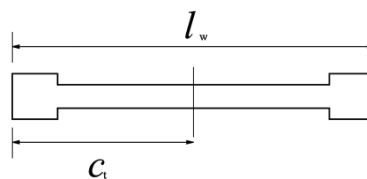




$$I_g = 2I_1 + I_2 + 2A_1(l'_w / 2)^2$$

$$0.7I_g = 2(0.7)I_1 + [(0.7)I_2] + 2(0.7)A_1(l'_w / 2)^2$$

$$0.7I_2 \rightarrow \begin{cases} 0.7f_{11} \\ 0.7f_{22} \\ 0.7f_{12} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.7I_2 \\ 0.7A_2 \end{cases}$$



$$\frac{P_u}{A_g} - \frac{M_u \cdot c_t}{I_g} \leq 0.62\sqrt{f'_c}$$

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

ضریب‌دار

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

جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

مقادیر ممان اینرسی			عضو
حداکثر	I	حداقل	
$0.875I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0.35I_g$	ستونها و دیوارها
$0.5I_g$	$(0.10 + 25\rho)(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}) I_g$	$0.25I_g$	تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی

تبصره- در اعضای خمشی ممتد میتوان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. همچنین برای M_u و P_u باید از مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر، و یا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست می‌دهد، استفاده کرد.

مقایسه سهم دیوار از نیروهای محوری در پای ساختمان در مدل‌های مختلف

مقایسه مدلها			درصد سهم دیوار از نیروی برشی پایه				تعداد طبقات
PMM/MC	MM/MC	EC/MC	مدل پیشنهادی PMM	مدل غشائی MM	مدل ترکیبی MC	ستون معادل EC	
1.14	1.05	1.17	46.13	42.58	40.61	47.43	12
1.23	1.07	1.19	48.23	41.99	39.12	46.70	20
1.44	1.19	1.39	49.56	40.88	34.43	47.88	30

جدول ۵- مقایسه زمان تناوب اصلی سازه در مدل‌های مختلف

مقایسه مدلها			زمان تناوب اصلی				تعداد طبقات
PMM/MC	MM/MC	EC/MC	PMM	MM	MC	EC	
1.00	0.99	1.05	1.1703	1.1546	1.1711	1.2343	12
1.01	0.97	1.01	2.3813	2.2739	2.3495	2.3667	20
1.00	0.93	0.97	4.0502	3.7945	4.0672	3.9353	30

Table 4-3 Reinforced concrete effective stiffness values.

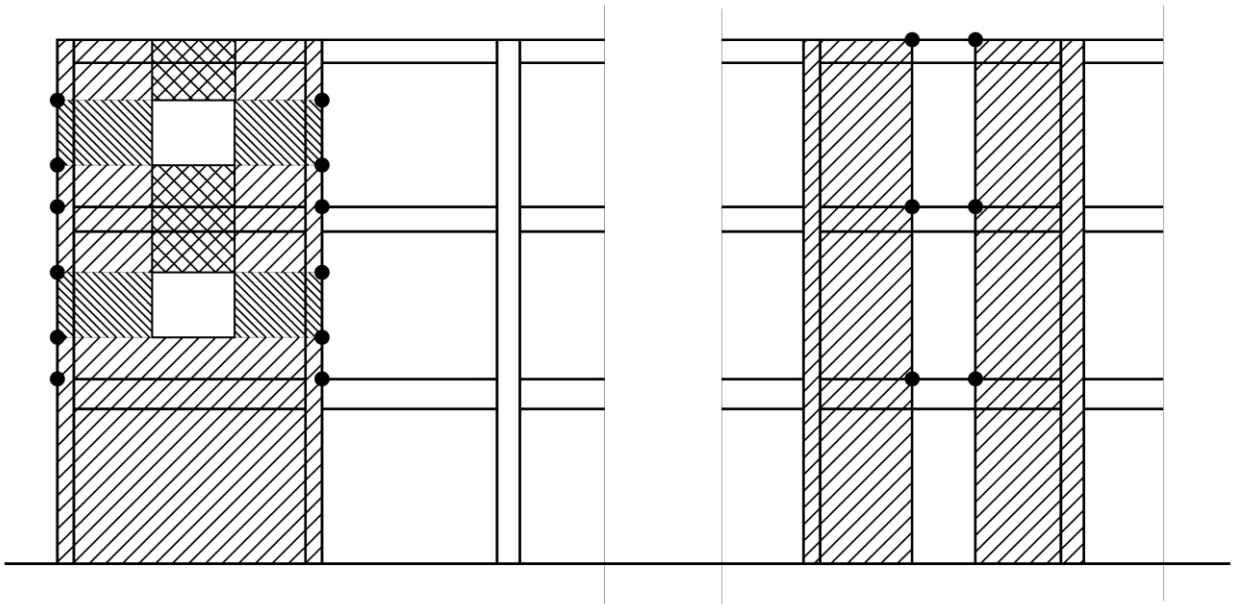
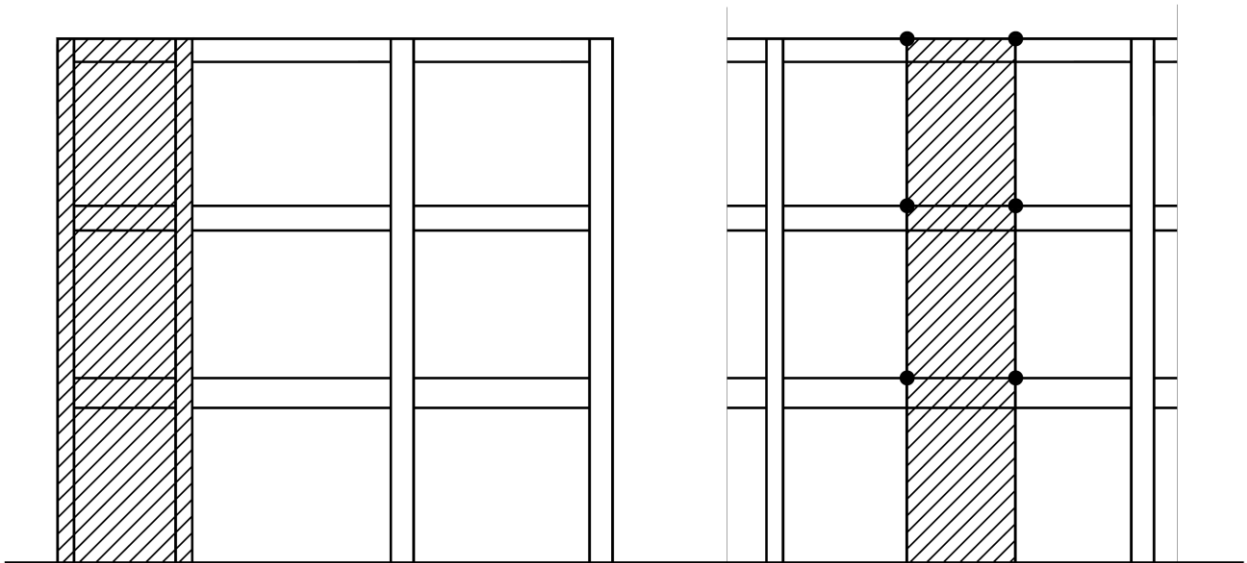
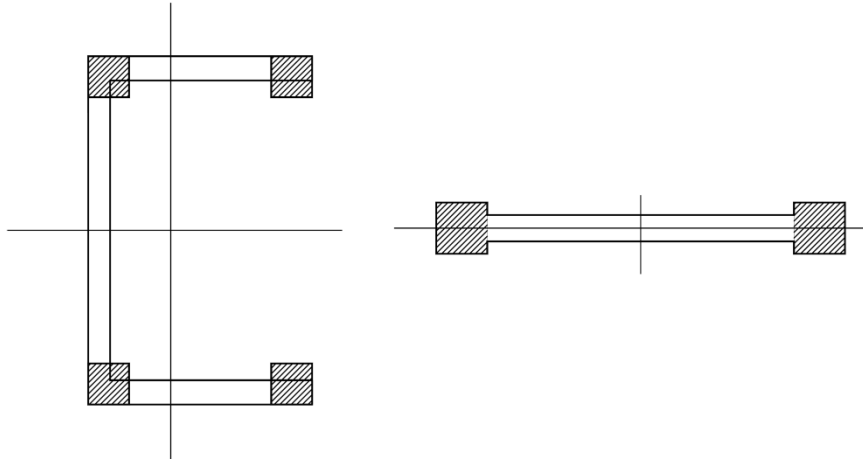
Component	Service-Level Linear Models			MCE _R -Level Nonlinear Models		
	Axial	Flexural	Shear	Axial	Flexural	Shear
Structural walls ¹ (in-plane)	$1.0E_cA_g$	$0.75E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
Structural walls (out-of-plane)	--	$0.25E_cI_g$	--	--	$0.25E_cI_g$	--
Basement walls (in-plane)	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.8E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
Basement walls (out-of-plane)	--	$0.25E_cI_g$	--	--	$0.25E_cI_g$	--
Coupling beams with conventional or diagonal reinforcement	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Composite steel / reinforced concrete coupling beams	$1.0(EA)_{trans}$	$0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)(EI)_{trans}$	$1.0E_sA_{sw}$	$1.0(EA)_{trans}$	$0.07\left(\frac{\ell}{h}\right)(EI)_{trans}$	$1.0E_sA_{sw}$
Non-PT transfer diaphragms (in-plane only) ³	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4 E_cA_g$	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.1E_cA_g$
PT transfer diaphragms (in-plane only) ³	$0.8E_cA_g$	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$0.5E_cA_g$	$0.5 E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
Beams	$1.0E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columns	$1.0E_cA_g$	$0.7 E_cI_g$	$0.4E_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.7 E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Mat (in-plane)	$0.8E_cA_g$	$0.8E_cI_g$	$0.8E_cA_g$	$0.5E_cA_g$	$0.5 E_cI_g$	$0.5E_cA_g$
Mat ⁴ (out-of-plane)	--	$0.8E_cI_g$	--	--	$0.5E_cI_g$	--

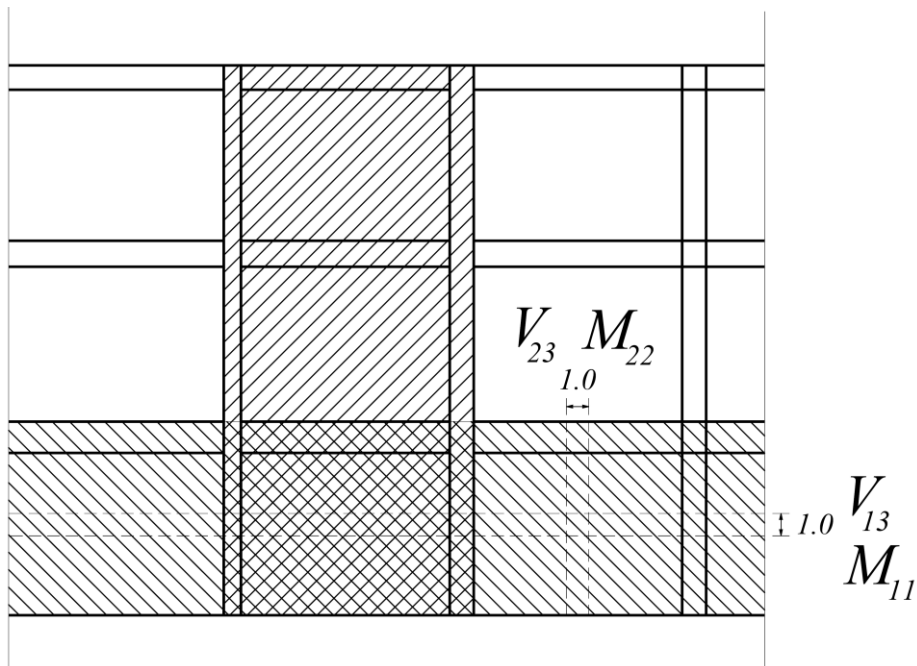
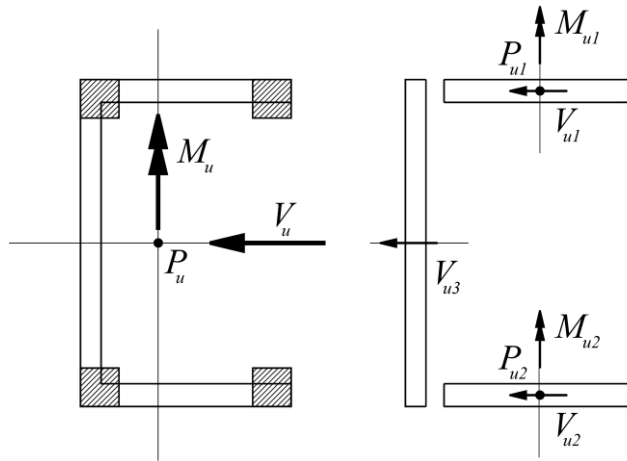
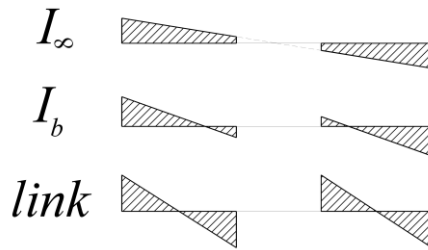
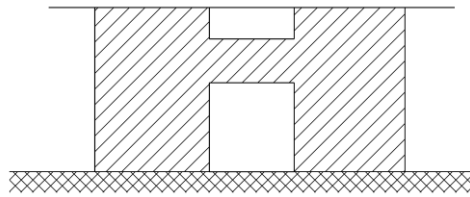
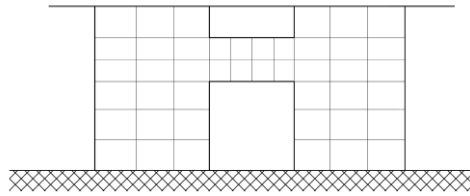
¹Values are relevant where walls are modeled as line elements. Where walls are modeled using fiber elements, the model should automatically account for cracking of concrete and the associated effects on member stiffness.

² $(EI)_{trans}$ is intended to represent the flexural rigidity of the cracked transformed section. It is acceptable to calculate the transformed section properties based on structural mechanics or to use $(EI)_{trans} = E_cI_g/5 + E_sI_s$ per ACI 318.

³ Specified stiffness values for diaphragms are intended to represent expected values. Alternative values may be suitable where bounding analyses are used to estimate bounds of force transfers at major transfer levels. For diaphragms that are not associated with major force transfers, common practice is to model the diaphragm as being rigid in its plane. Flexural rigidity of diaphragms out of plane is usually relatively low and is commonly ignored. The exception is where the diaphragm acts as a framing element to engage gravity columns as outrigger elements, in which case out-of-plane modeling may be required.

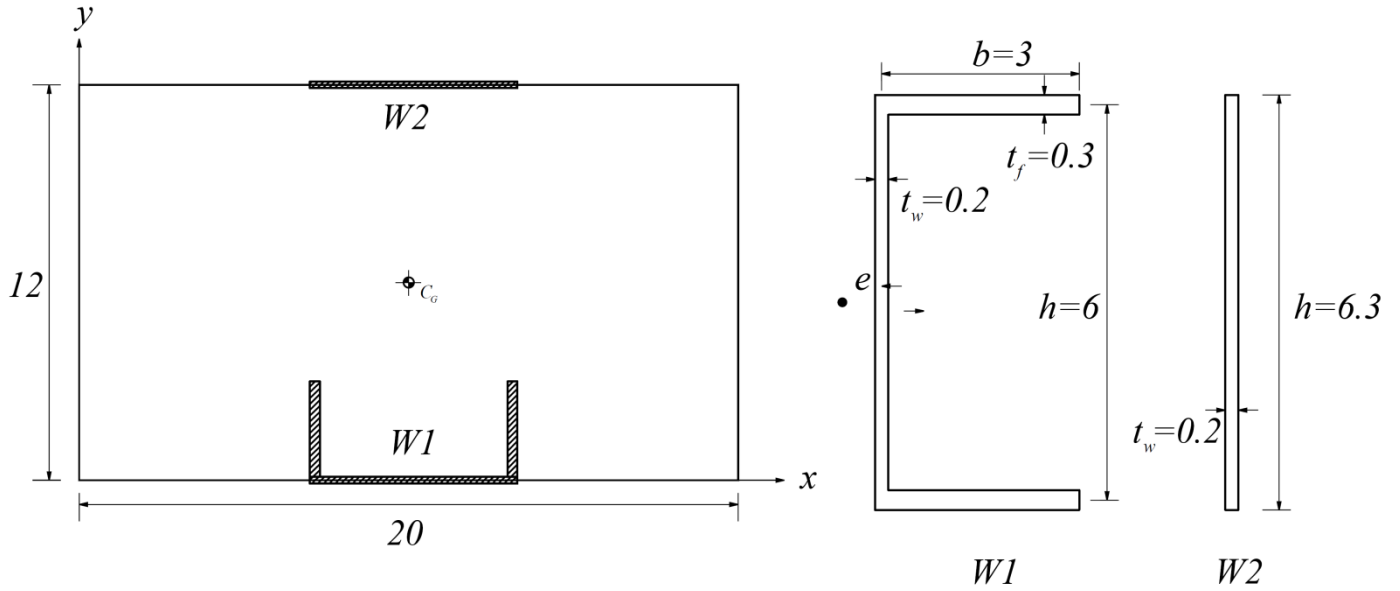
⁴ Specified stiffness values for mat foundations pertain to the general condition of the mat. Where the walls or other vertical members impose sufficiently large forces, including local force reversals across stacked wall openings, the stiffness values may need to be reduced.





مثال:

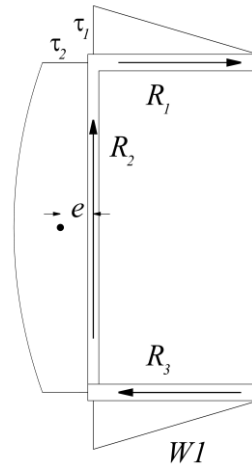
مرکز سختی مجموعه دیوارهای پلان زیر را محاسبه کنید.



مختصات مرکز جرم (10,6) می باشد.

حل:

برای دیوار W1 داریم:



$$I_1 = \frac{3.1 \times 6.3^3}{12} - \frac{2.9 \times 5.7^3}{12} = 19.84$$

$$R_1 = \frac{\tau_1 b t_f}{2} = \left(\frac{b^2 h t_f}{4I} \right) V = \left(\frac{3^2 \times 6 \times 0.3}{4 \times 19.84} \right) V = 0.204V$$

$$R_2 = V$$

$$e = \frac{R_1 h}{R_2} = 0.204 \times 6 = 1.224$$

برای دیوار دوم:

$$I_2 = \frac{0.2 \times 6.3^3}{12} = 4.167$$

مختصات مرکز سختی:

$$y_s = \frac{I_1(e) + I_2(12)}{I_1 + I_2} = \frac{19.84 \times (-1.224) + 4.167 \times 12}{19.84 + 4.167} = 1.07$$

فاصله مرکز سختی و مرکز جرم:

$$e = 6 - 1.07 = 4.93 > 0.2(12) = 2.4$$

مثال: در مثال قبلی طول دیوار ۲ را چنان تعیین کنید که خروج از مرکزیت به صفر تقلیل یابد.

حل:

$$y_s = \frac{I_1(e) + I_2(12)}{I_1 + I_2} = 6 \rightarrow \frac{19.84 \times (-1.224) + I_2 \times 12}{19.84 + I_2} = 6 \rightarrow I_2 = 23.88$$

$$I_2 = \frac{0.2 \times l_{w2}^3}{12} = 23.88 \rightarrow l_{w2} = 11.3 \text{ m}$$