نکات طراحی دیوار برشی بتنی

بر اساس پیش نویس مبحث نهم و ACI318-2019

مسعود حسین زاده اصل

ویرایش بهار ۱۳۹۸

Masoud Hoseinzadeh Asl

www.hoseinzadeh.net

بنام خدا

فهرست مطالب

۱ شکل پذیری ۱

۲ ابعاد ۲

۲-۱ هندسه دیوار برشی ٤

۲-۲ حداقل ضخامت دیوار برشی ٥

۲-۳ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی ٦

۳ محل قطع عملی میلگرد قائم دیوار و طول وصله ۱۰

۴ وصله میلگردهای افقی دیوار برشی ۱۰

۵ نیاز یا عدم نیاز به سنجاق در جان دیوار ۱۱

۶ المان های مرزی ۱۳

۶-۱ در چه دیوارهایی استفاده از جزء مرزی الزامی است ۱٤

۶-۱ ارتفاعی از سازه که می توان جزء مرزی ویژه را قطع کرد ۱٥

۶-۲ تعیین طول و عرض اجزاء مرزی ۱٦

۶-۳ فواصل تنگها در اجزای مرزی ۱۸

۶-۱ حجم و جزئیات تنگها در اجزای مرزی ۱۹

۶-۲ فواصل تنگها در مواردی که نیاز به جزء مرزی نیست ۲۲

۶-۱ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی ۲۳

۷ مدلسازی دیوار ۲٤

۷-۱ ترسیم دیوارها ۲٥

۷-۲ برچسب دیوار ۲۷

۸ تعریف ترکیب بارها ۲۹

۹ ضرایب ترک خوردگی دیوارها ۳۰

۱۰ کنترل ترک خوردگی دیوار ۳٤

۱۰-۱ ترکیب بار کنترل ترک ۳٦

۱۱ تنظیم پارامترهای طراحی ۳۸

۱۲ انتخاب روش طراحی ٤۰

۱۲-۱ استفاده از روش Simplified C and T Section ٤۰

۱۲-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section ٤۱

۱۲-۳ استفاده از روش General Reinforcing Pier Section ٤۱

۱۲-۴ طراحی به روش General Reinforcing Pier Section ٤۲

۱۳ ضوابط سیستم دوگانه (قانون ۲۵% و ۵۰%) ٤٧
۱۳-۱ مراحل کنترل ضابطه ۲۵ درصد ٤٨
۱۳-۲ سازه هایی که قاب نمی تواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند. ٤٩
۱۴ توزیع دیوار برشی در ارتفاع ٥٥
۱۵ اندرکنش دیوار و قاب ٥٦
۱۶ تیر همبند (COUPLING BEAM) ٥٧
۱۶-۱ سختی خمشی تیرهای همبند ٥٨
۱۶-۲ جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند ٥٩

شکل پذیری

در پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷) دیوار برشی متوسط حذف شده است.

۹-۲۰-۲-۱-۲ سیستم های سازه ای که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می شوند باید یکی از سیستم های توصیه شده در مقررات ملی ساختمان باشند. در این سیستم ها باید ضوابط عنوان شده در جدول ۹-۲۰-۱ رعایت شوند.

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		

بنابراین پس از تصویب مبحث نهم ویرایش جدید، مجاز به استفاده از سیستم های با دیوار برشی متوسط نخواهیم بود:

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	~~۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط~~	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	~~۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط~~	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

ابعاد

۹-۲۰-۷ دیوارهای سازه‌ای باشکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۱ (الف) ضوابط این بند باید در طراحی دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد، ویا اجزاء آنها شامل تیرهای هم بند، و قطعات قائم و افقی دیوارها (شکل۲۰-۱) و نیز دیوار پایه ها که به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور میشوند استفاده شود. دیوار پایه ها حالت خاصی از قطعات قائم دیواری هستند که ابعاد آنها (مطابق تعریف در فصل ۹-۲) به گونه ای است که حداکثر برش در آنها از طریق تشکیل لولای خمیری در دو انتها ی دیوارپایه تعیین می شود. رعایت بند ۹-۲۰-۷-۲ در همه دیوارها و دیوار پایه ها با شکل پذیری زیاد الزامی است.

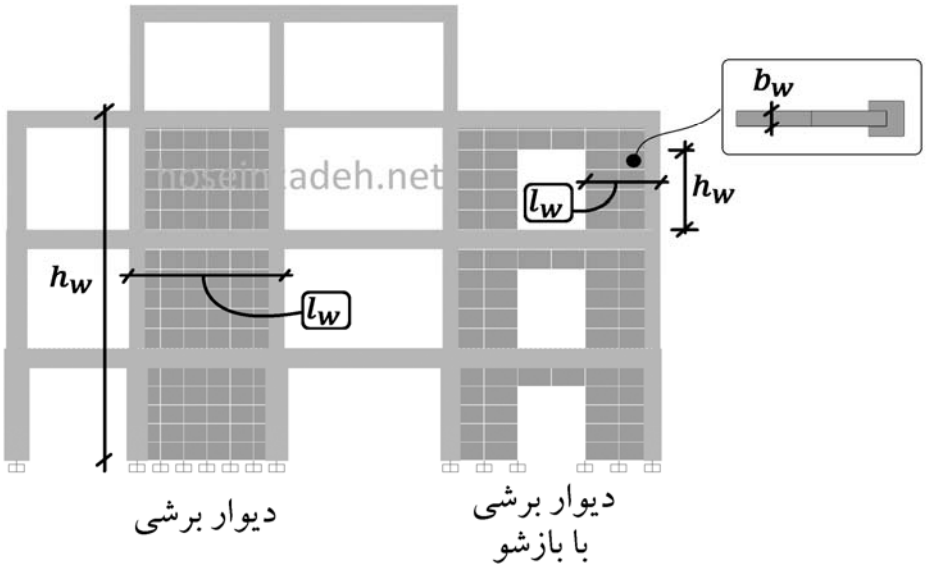
۹-۲۰-۷-۱ (ب) درقطعات قائم دیوار، ضوابط طراحی بر اساس دو نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ و $\frac{l_w}{b_w}$ و مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین میشود:

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 $(\boldsymbol{l_w/b_w}) \leq 6$ 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.

h_w ارتفاع آزاد، l_w طول افقی و b_w عرض قسمت جان در مقاطع دیوار یا دیوارپایه تشکیل شده ازجان و بال ویا ضخامت در دیواریا دیوارپایه با مقطع مستطیلی است.



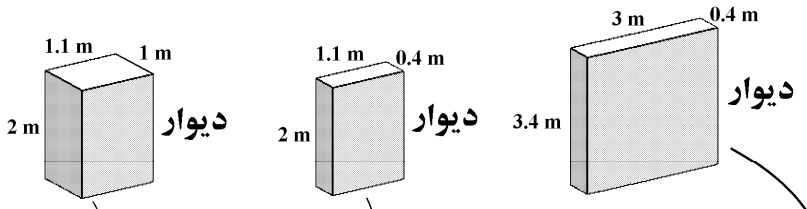
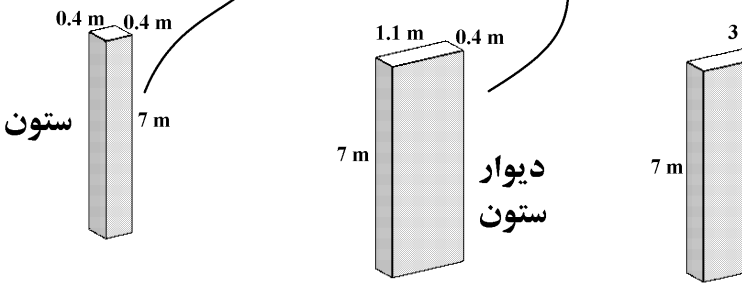
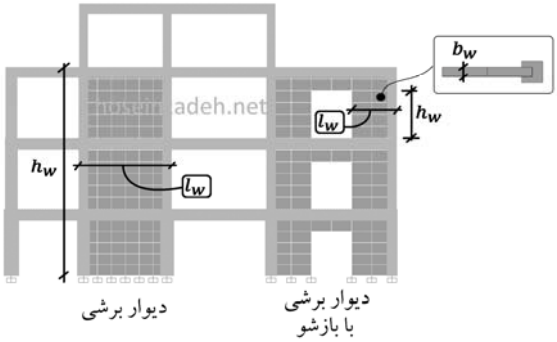


Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments[1]

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, (h_w/ℓ_w)	Length of vertical wall segment/wall thickness (ℓ_w/b_w)		
	$(\ell_w/b_w) \le 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \le 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \ge 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

[1] h_w is the clear height, ℓ_w is the horizontal length, and b_w is the width of the web of the wall segment.





۹-۲۰-۷-۶-۱ در دیوار پایه ها باید ضوابط مربوط به ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد، موضوع بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲، ۹-۲۰-۶-۳-۳، و ۹-۲۰-۷-۴، و با منظور نمودن سطوح فوقانی وتحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان برگره ها، رعایت شوند. در دیوار پایه هائی که در آنها $\frac{l_w}{b_w} > 2.5$ است میتوان بجای استفاده ازبندهای مربوط به ستونها، ضوابط (الف) تا (ج) این بند را بکار برد:

الف- نیروی برش طرح باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۴-۲-۱و با منظور نمودن برگره های فوقانی وتحتانی مطابق فوق محاسبه شود. در مواردی که، بر اساس ضوابط مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان، سیستم سازه ای مقاوم در برابر زلزله باید برای زلزله تشدید یافته طراحی شود، نیازی نیست این برش از Ω_0 برابر برش ضریب دار بدست آمده از تحلیل سازه برای اثرات زلزله بیشتر منظور شود.

ب- مقدار V_n و آرماتورهای برشی باید مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹ محاسبه شوند.

پ- میلگردهای عرضی باید از نوع دورگیر باشند، به جز در مواردی که از آرماتورهای برشی افقی تک ساق و فقط در یک سفره به موازات l_w استفاده شده باشد. این آرماتورها ی تک ساق باید در دو انتها به خم های ۱۸۰ درجه ای که آرماتورهای طولی انتهای دیوار پایه را در بر میگیرد، ختم شوند.

ت- فاصله قائم آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از ۱۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

ث- آرماتورهای عرضی باید حد اقل تا ۳۰۰ میلیمتر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا وپائین دیوار پایه ادامه یابند.

ج- پیش بینی اجزاء مرزی ویژه، در صورتیکه بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ نیاز باشد، الزامی است.

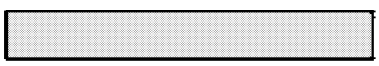
۲-۱ هندسه دیوار برشی

- شکل مستطیلی: طراحی آن اسان می باشد و اجرا نیز به لحاظ قالب بندی راحت می باشد. در این حالت باید توجه کرد که به لحاظ عملکردی بهتر است ضخامت دیوار بیش از اندازه کم نباشد.

- دیوار دمبلی شکل (Bar bell):
  - این امکان پیش میاید که میلگردها در دو انتهای دیوار متمرکز شود و مقاومت خمشی افزایش یابد.
  - پایداری دیوار افزایش می یابد.
  - امکان مهار مناسب میلگردهای تیرهای کناری متصل به دیوار
  - به لحاظ معماری ممکن است خوش آیند نباشد.
  - افزایش هزینه قالب بندی

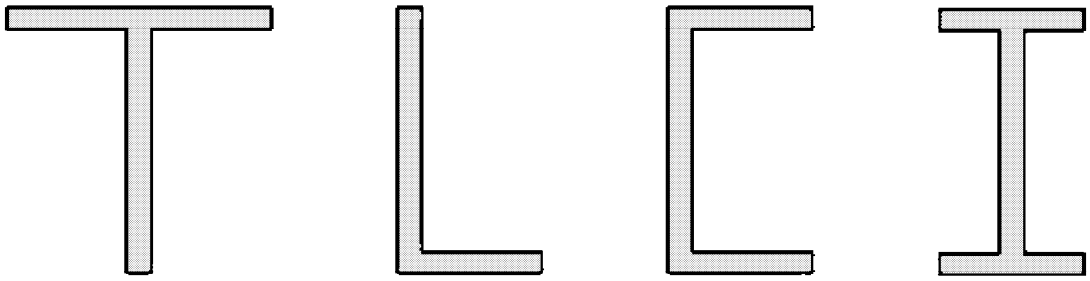
- دیوارهای U,T,L شکل: با ترکیب اضلاع دیوار برشی می توان دیوارهایی به شکل های T، U و یا L شکل ایجاد کرد.

- هسته دیوار برشی (core wall): در اطراف راه پله ها، آسانسور ها و فضاهای مشابه می توان یک هسته دیوار برشی ایجاد کرد. این هسته ها را می توان توسط تیرهای همبند به هم متصل کرد.

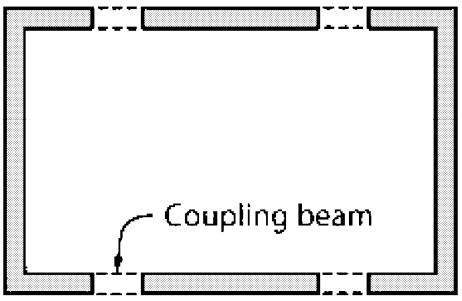


(a) Rectangular shape

(b) "Bar bell" shape



(c) Flanged walls in common T, L, C, and I shapes



(d) Possible configuration of a core wall

۲-۲ حداقل ضخامت دیوار برشی

در مبحث نهم حداقل ضخامت دیوار برشی برابر 150 mm ذکر شده است. منتها طراحان به لحاظ اجرایی معمولا کمتر از 200 mm در نظر نمی گیرند.

۹-۲۰-۷-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) زیر باید رعایت شود:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

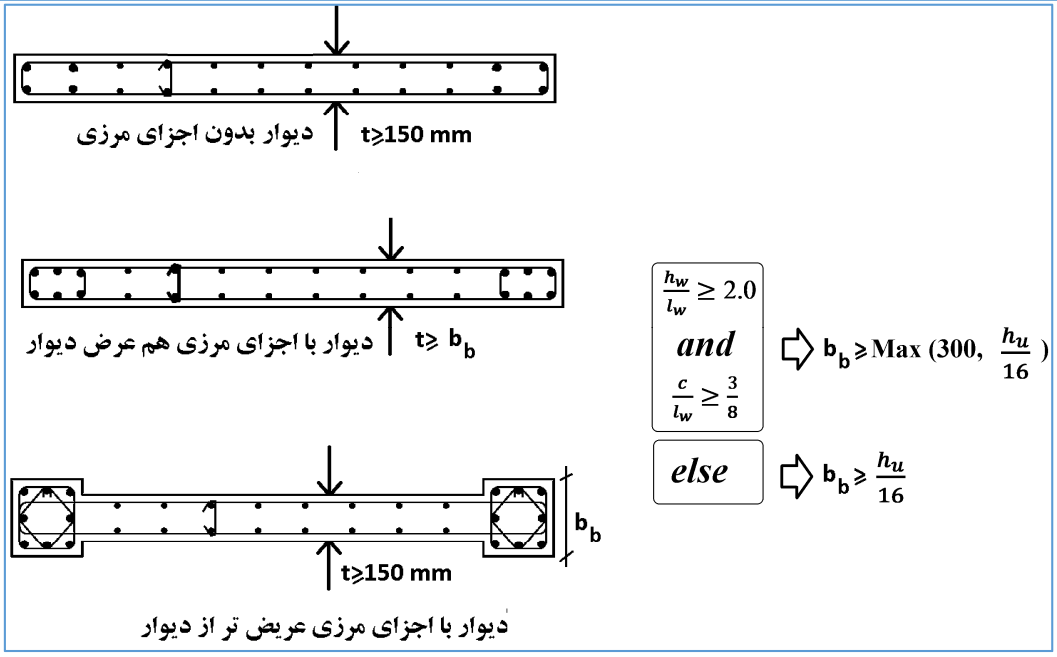
ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴پ باشد.

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

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

ب- عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طول افقی، که مطابق بند (الف) بدست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود، نیز می شود، نباید از $\frac{h_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها یا دیوار پایه هائی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و بصورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه ای طراحی شده اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طولی که مطابق بند (الف) محاسبه شده، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

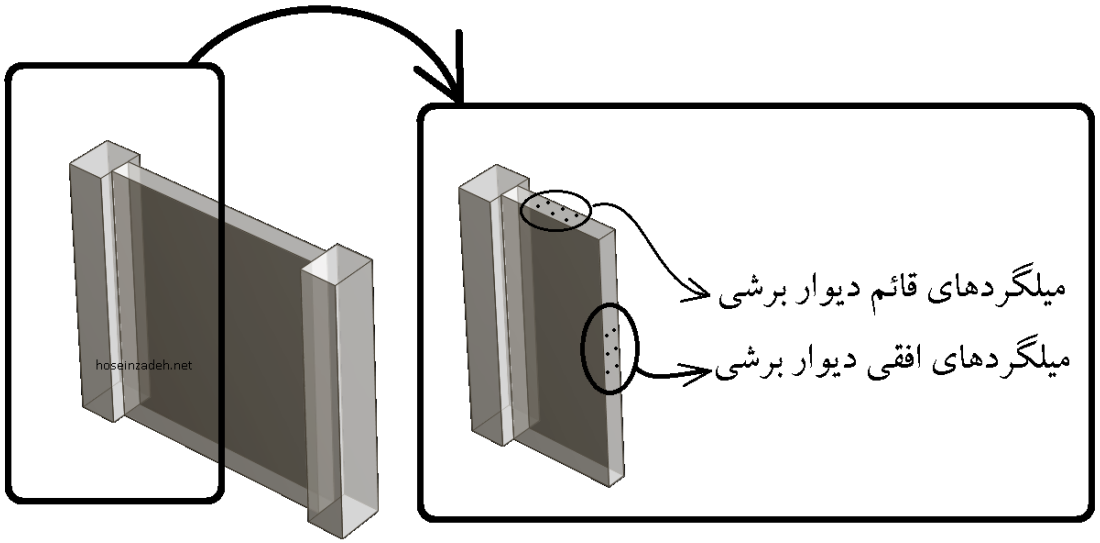


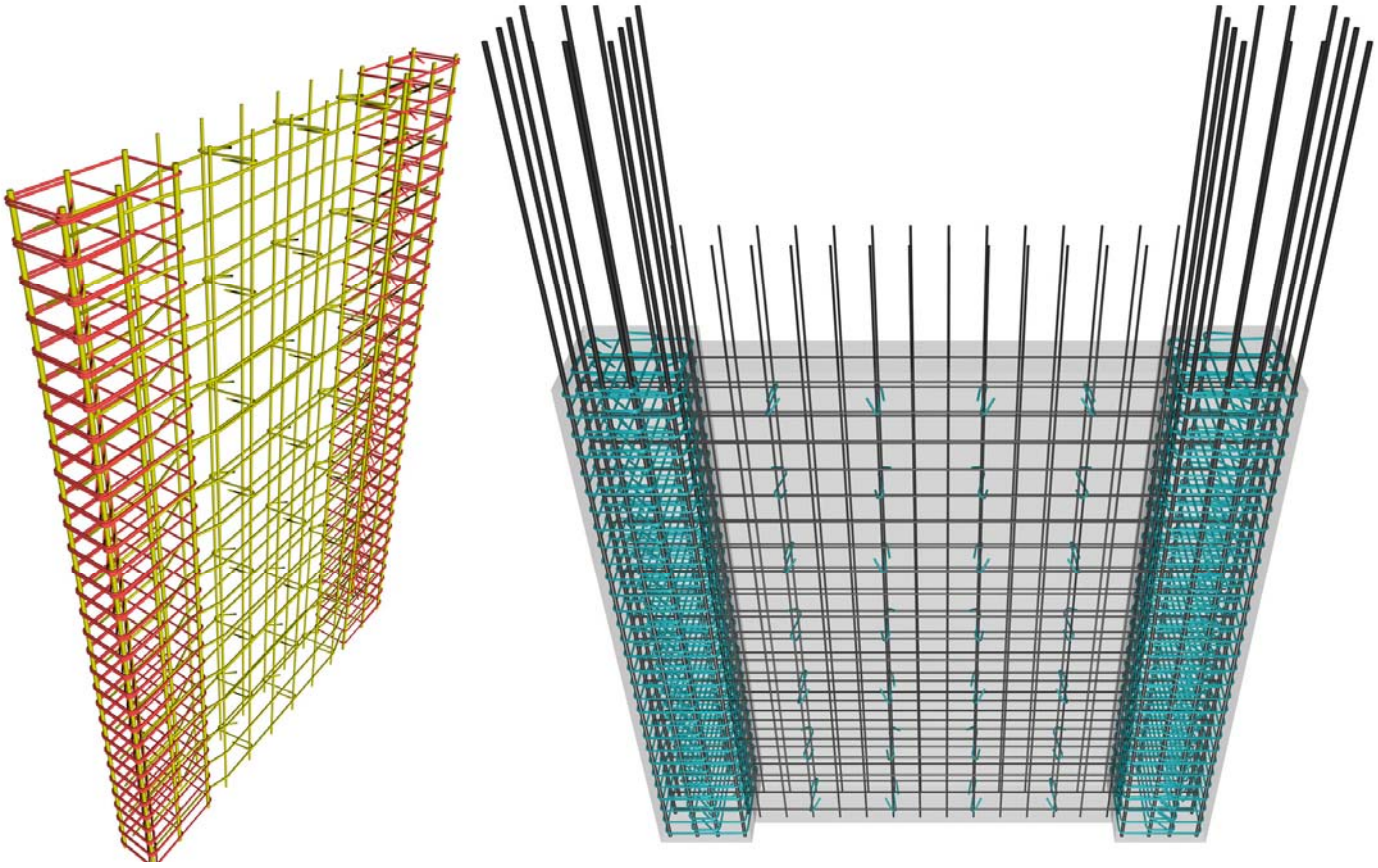
توصیه پروفسور Moehle برای حداقل ضخامت دیوار برابر 200 mm می باشد:

Mehle, 2014:

Although ACI 318 has no prescriptive minimum thickness, 8 in (200 mm) is a practical lower limit for special structural walls. Construction and performance generally are improved if wall thickness is at least 12 in (300 mm) where special boundary elements are used and at least 10 in (250 mm) elsewhere. Walls that incorporate coupling beams require minimum thickness around 14 in (350 mm) to accommodate reinforcement and required cover and bar spacing, although 16 in (400 mm) is a practical minimum where diagonally reinforced coupling beams are used. Flanges and enlarged boundary sections are helpful to stabilize boundaries and anchor reinforcement from adjacent members

۲-۳ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی





حداقل میلگرد افقی

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

۹-۲۰-۷-۳-۱- در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتوربه کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، مگر آنکه نیروی برشی طرح موجود در مقطع دیوار، V_u ، از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیازافقی، ρ_t ، ویا قائم، ρ_l در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۳-۶ رعایت شود.

$$\rho_{\text{افقی}} \geq 0.0025$$

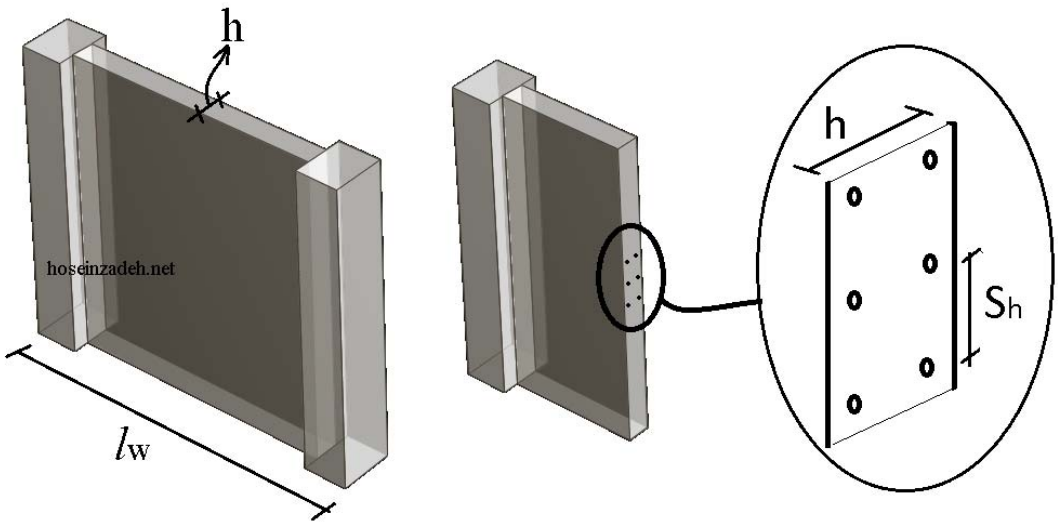
- این محدودیت توسط نرم افزار کنترل می شود و در صورتی که درصد میلگرد افقی محاسباتی کمتر از 0.25 درصد باشد، مقدار حداقل نمایش داده میشود.

حداکثر فواصل میلگردهای افقی:

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

۹-۲۰-۷-۳ آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله مرکز تا مرکز میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلی‌متر اختیار شود. میلگردهائی که از آنها برای تامین V_n استفاده میشود باید بصورت ممتد بوده ودرسطح صفحه برش توزیع شوند.



حداکثر میلگرد افقی:

وظیفه اصلی میلگردهای افقی تحمل برش می باشد و مقاومت برشی دیوار نیز بر اساس آنها تعیین می شود. با افزایش نیروی برشی دیوار، آرماتور برشی مورد نیاز نیز افزایش می یابد. منتها اجازه نداریم مقاومت برشی دیوار را ($V_n = V_s + V_c$) را بیش از $0.83\sqrt{f_c'}hd$ در نظر بگیریم که h ضخامت دیوار و d=0.8L می باشد:

۹-۱۳-۵-۳-۲ در طراحی دیوارها برای برش داخل صفحه، h مقدار ضخامت دیوار است و d را می‌توان برابر با $0.8l_w$ در نظر گرفت. مقدار d به طور معمول فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز نیروی آرماتورهای کششی است. درنظر گرفتن مقادیر بیشتری برای d در شرایطی که مرکزِ سطح تحت کشش براساس تحلیل همسازی کرنش‌ها محاسبه شود، مجاز می‌باشد.

۹-۱۳-۵-۳-۳ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید از مقدار $0.83\sqrt{f'_c}hd$ بیشتر منظور شود.

۹-۱۳-۵-۳-۴ مقدار V_n باید از رابطه زیر محاسبه شود:

$$V_n = V_c + V_s \qquad \textbf{(۹-۱۳-۲)}$$

11.5.4 *In-plane shear*

11.5.4.3 V_n at any horizontal section shall not exceed $0.83\sqrt{f_c'}hd$

11.5.4.4 V_n shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (11.5.4.4)$$

- مورد فوق توسط نرم افزار کنترل می شود. در صورتی که برش وارد بر دیوار بیش از مقدار فوق باشد، نرم افزار مقدار آرماتور برشی را نمایش نمی دهد و در عوض پیغام OS صادر می کند.

حداقل درصد میلگرد قائم:

۹-۲۰-۷ دیوارهای سازه‌ای باشکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتوربه کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، مگر آنکه نیروی برشی طرح موجود در مقطع دیوار، V_u ، از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیازافقی، ρ_t ، ویا قائم، ρ_l در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۳-۶ رعایت شود.

۹-۱۳-۶-۳ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u \geq 0.5\phi V_c$ است، حداقل ρ_l و ρ_t باید برابر با مقادیر (الف) و (ب) زیر منظور شود:

الف- حداقل ρ_l باید برابر با بزرگترین دو مقدار محاسبه‌شده از رابطه (۹-۱۳-۴) و ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود، ولی، لازم نیست از مقدار ρ_t محاسبه شده در بند ۹-۱۳-۶-۲ بیشتر اختیار شود.

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

ب- حداقل ρ_t باید برابر با ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود.

11.6.2 If in-plane $V_u \geq 0.5\phi V_c$, (a) and (b) shall be satisfied:

(a) ρ_ℓ shall be at least the greater of the value calculated by Eq. (11.6.2) and 0.0025, but need not exceed ρ_t in accordance with Table 11.6.1.

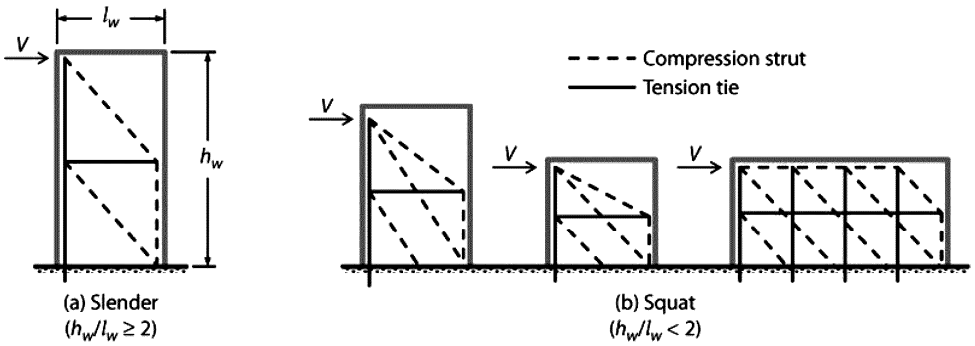
$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_t - 0.0025) \qquad (11.6.2)$$

(b) ρ_t shall be at least 0.0025

- در روابط فوق، hw ارتفاع کل سازه می باشد.
- طبق رابطه فوق در سازه های کوتاه (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} < 0.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم بیش از آرماتور افقی بدست می آید که در این صورت مقدار آنرا برابر با درصد میلگرد افقی در نظر می گیریم.
- طبق رابطه فوق در سازه های بلند (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} > 2.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم برابر 0.0025 خواهد بود.

نتیجه: آیین نامه معتقد است برای دیوارهای کوتاه حداقل میلگرد قائم افزایش یابد. علت: در دیوارهای کوتاه برای تحمل برش علاوه بر میگرد افقی نیاز به میلگرد قائم نیز خواهیم داشت. به توضیحات زیر توجه نمایید:

- نحوه شکست دیوار برشی بر اساس نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ تغییر می کند.
- دیوار لاغر (slender wall): دیوارهایی که در آنها $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ می باشد را می توان لاغر نامید. در این دیوار بین نقطه اعمال نیرو تا تکیه گاه به جای تشکیل یک دستک قطری فشاری، ممکن است دو یا چندین دستک قطری در ارتفاع دیوار تشکیل شود. در این حالت علاوه بر دستک های فشاری قطری، مطابق شکل سمت چپ دستک های کششی افقی نیز خواهیم داشت (خطوط ممتد نشان دهنده مسیر کشش می باشند). برای مقابله با این کشش، آرماتورهای افقی در جان دیوار لازم خواهد بود.
- دیوار چاق (squat wall): در این دیوارها ($\frac{h_w}{l_w} < 2$) نیروی جانبی می تواند مستقیما از طریق دستک فشاری قطری به تکیه گاه منتقل شود. با کاهش لاغری دیوار، مطابق شکل سمت راست، تعداد دستک های قطری افزایش می یابد و برای حفظ تعادل در این دیوارها اجزای قائم کششی لازم خواهد بود. بنابراین در این دیوارها برای تحمل برش آرماتورهای قائم نیز لازم خواهند بود.



در رابطه با حداقل درصد میلگرد قائم در دو انتهای دیوار به بند زیر باید توجه شود. این بند در ACI318-2014 قید نشده بود و جدیدا در ACI318-2019 (و پیش نویس مبحث نهم) اضافه شده است:

۹-۲۰-۷-۳-۵ دیوارها یا دیوارپایه هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار ادامه داشته و به گونه ای طراحی شده اند که در آنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه قائم دیوار بوده و شرایط (الف) تا (ت) در آنها رعایت شوند:

الف- در صورت نیاز به اجزاء مرزی بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴، در صد آرماتورهای طولی در اجزاء مرزی نباید از $\frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y}$ کمتر باشد.

0.0064

S400 C25

ب – در صورت عدم نیاز به اجزاء مرزی بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴ در صد حد اقل آرماتورهای طولی در ناحیه ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی برابر با ضخامت دیوار برابر $\frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y}$ می باشد.

پ – آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بندهای (الف) و (ب) باید به اندازه حد اقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

ت – نباید بیشتر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بندهای (الف) و (ب) در یک مقطع قطع شوند.

حداکثر درصد میلگرد قائم:

با توجه به بند زیر از مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲ (که برای سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد هر دو الزامی می باشد). درصد میلگرد در دیوار نباید بیش از ۴ درصد باشد و با توجه به اینکه این درصد در محل وصله نیز باید رعایت شود، عملا این مقدار به ۲ درصد کاهش می یابد.

۹ – ۲۰ – ۴ – ۳ – ۲ – ۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیـوار نبایـد از چهار درصد بیشتر باشد.

به پرسش و پاسخ از دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان توجه نمایید:

آیا مطابق بند 9-23-4-3-2-2 مبحث نهم رعایت سقف چهار درصد آرماتور در کل مقطع دیوار برشی منظور است و یا این محدودیت می‌بایست به تنهایی نیز در المان‌های مرزی رعایت گردد؟

در المان‌های مرزی نیز به تنهایی باید رعایت شود.

مشاهده: 177 مرتبه **تاریخ نمایش:** 1395/02/14 **آخرین ویرایش:** 1395/02/14

نکته: در پیشنویس مبحث نهم ویرایش ۹۷، مشابه این بند وجود ندارد. ولی توصیه می شود در المان مرزی حداکثر ۶ درصد و در جان دیوار حداکثر ۴ رعایت شود (با احتساب وصله پوششی، به ترتیب ۳ و ۲ درصد)

انتشار مطالب این جزوه "با ذکر منبع" بلامانع است https://telegram.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

محل قطع عملی میلگرد قائم دیوار و طول وصله

۹-۲۰-۷-۳-۴ میلگردها در دیوارهای سازه ای باید به گونه ای وصله یا مهار گردند که مطابق بندهای ۹-۲۱-۳ و ۹-۲۱-۴ و موارد (الف) تا (پ) این بند، در آنها امکان ایجاد تنش کششی تسلیم، f_y ، بوجود آید:

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.

پ –درنواحی 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 نواحی بحرانی شامل قسمت های ذکر شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (الف) و قسمت هایی باندازه ضخامت دیوار از بر دیوار در هر کدام از دیوارهای متقاطع در هر جهت می باشد.

وصله میلگردهای افقی دیوار برشی

با توجه به بندهای زیر از مبحث نهم (پیشنویس نهایی) و نیز ACI-318-2019 (پیشنویس) توصیه می شود، میلگردهای افقی دیوار برشی به صورت پیوسته اجرا شوند و از وصله پوششی در میلگردهای افقی دیوار پرهیز شود.

۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله مرکز تا مرکز میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلی‌متر اختیار شود. میلگردهائی که از آنها برای تامین V_n استفاده میشود باید بصورت ممتد بوده ودرسطح صفحه برش توزیع شوند.

18.10.2.1 The distributed web reinforcement ratios, ρ_ℓ and ρ_t, for structural walls shall be at least 0.0025, except that if V_u does not exceed $\lambda\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$, ρ_t shall be permitted to be reduced to the values in 11.6. Reinforcement spacing each way in structural walls shall not exceed 18 in. Reinforcement contributing to V_n shall be continuous and shall be distributed across the shear plane.

آیا می توان در دیوارهای برشی با نیروی کم از تنها یک شبکه میلگرد استفاده کرد؟

۹-۲۰-۷-۳-۳ در دیوارهایی که در آنها $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ و یا $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ باشد، به کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

نیاز یا عدم نیاز به سنجاق در جان دیوار

پیشنویس مبحث نهم (ویرایش ۹۷):

۹-۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

۹-۱۳-۷-۴-۱ در مواردی‌که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری نیاز است و یا سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع $0.01A_g$ بیشتر است باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.

CHAPTER 11—WALLS

11.7—Reinforcement detailing

11.7.4 *Lateral support of longitudinal reinforcement*

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for axial strength or if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

در صورتی که هر دو شرط زیر برقرار باشد، قرار دادن سنجاق (خاموت) در جان دیوار الزامی نیست:

- درصد میلگرد قائم دیوار کمتر از یک درصد باشد.

و

- آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری نیاز نباشد.

مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

طبق مبحث نهم در صورتی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، قرار دادن سنجاق (خاموت) در جان دیوار الزامی نیست:

- درصد میلگرد قائم دیوار کمتر از یک درصد باشد.

یا

- آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری نیاز نباشد.

فواصل تنگ های عرضی جان دیوار

James K. Wight (2016):
Distributed wall steel placed in two separate curtains can be tied through the thickness of the wall using stirrups or through-the-wall cross-ties engaging reinforcement on both faces of the wall. Although the ACI Code does not specify what fraction of the bars should be tied in this manner, it is customary for such ties to engage every second or third bar each way on both faces [18-21].

به شکل زیر توجه کنید. عدم وجود تنگ کافی موجب کمانش میلگردهای طولی شده است.

توصیه پروفسور **Moehle** برای نحوه قرار گیری آرماتورهای دیوار:

Moehle, 2014:

13.2.6 Wall Reinforcement

Figure 13.12 illustrates typical reinforcement for a rectangular special structural wall. As a minimum, a wall must have distributed web reinforcement in both horizontal and vertical directions. Commonly, walls also have vertical reinforcement concentrated at wall boundaries to provide additional resistance to moment and axial forces. Longitudinal boundary element reinforcement usually is enclosed in transverse reinforcement to confine the concrete and restrain longitudinal bar buckling. In some practices, crossties also are used to restrain buckling of web vertical reinforcement.

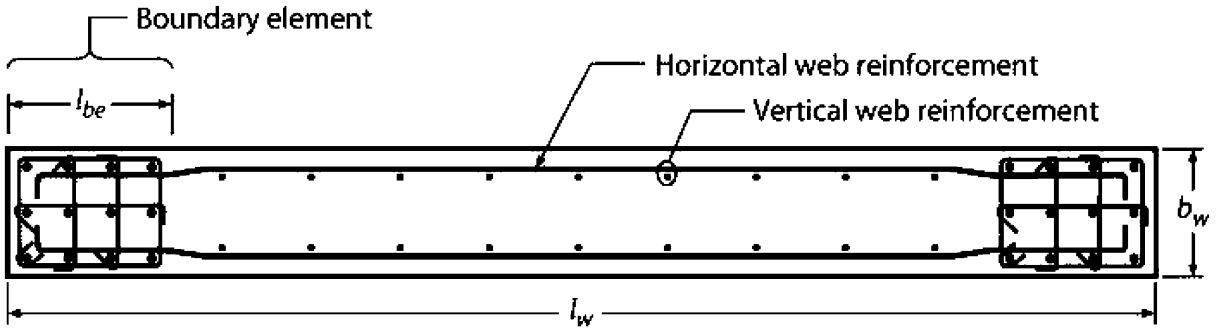
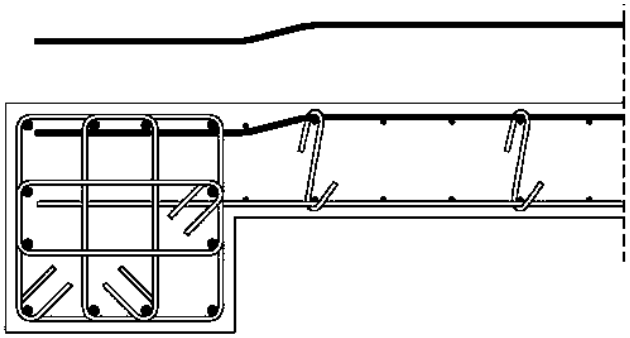


FIGURE 13.12 Typical reinforcement for rectangular wall.

In U.S. practice, the distributed web reinforcement ratios, ρ_l for vertical reinforcement and ρ_t for horizontal reinforcement, must be at least 0.0025, except ρ_l and ρ_t are permitted to be reduced if $V_u \le A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, , psi $(A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}/12, \text{MPa})$. See Table 13.1. Reinforcement spacing each way is not to exceed 18 in (457 mm). At least two curtains (layers) of reinforcement are required if $V_u > 2A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, psi $(A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}/6, \text{MPa})$ or $h_w/l_w \ge 2.0$, in which h_w and l_w refer to height and length of the entire wall, respectively. Reinforcement ρ_t also is to be designed for wall shear forces. Finally, if $h_w/l_w \le 2$, ρ_l is not to be less than the provided ρ_t. ACI 318 has no requirements about which distributed reinforcement (vertical or horizontal) should be in the outer layer, although lap splices of vertical reinforcement will perform better if horizontal bars are placed outside the vertical bars as shown in Figure 13.12.

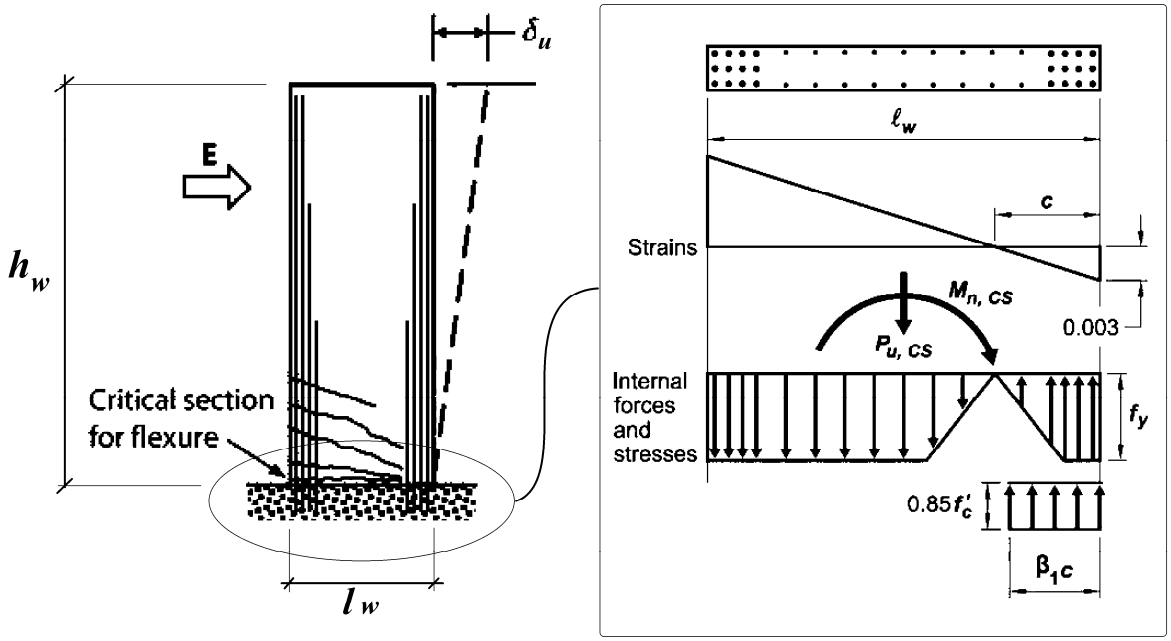


المان های مرزی

به شکل زیر توجه کنید. فشار بالا در انتهای دیوار موجب از بین رفتن پوشش بتن شده و سپس میلگردهای طولی کمانش کرده اند.
نتیجه: در دیوارهایی که تنش فشاری در انتهای آنها قابل توجه است، باید میلگردهای طولی آن توسط تنگهای بسته محصور شوند (مانند ستونها).

با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در پای دیوار و با فرض اینکه طول مفصل پلاستیک در ارتفاع دیوار برابر $\frac{l_w}{2}$ فرض شود، دوران در مقطع دیوار برابر $\frac{0.003\times\frac{l_w}{2}}{c}$ خواهد بود. از طرفی در صورتی که تغییرمکان جانبی غیر خطی بام برابر $1.5\delta_u$ باشد، دوران پلاستیک تحت این تغییر شکل برابر خواهد $\frac{1.5\delta_u}{h_w}$ بود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$\frac{0.003\times\frac{l_w}{2}}{c}=\frac{1.5\delta_u}{h_w} \quad \rightarrow \quad c=\frac{0.003\times\frac{l_w}{2}}{\frac{1.5\delta_u}{h_w}}\cong\frac{l_w}{600\times\frac{1.5\delta_u}{h_w}}$$



- دقت: h_w ارتفاع کل دیوار (شامل تمامی طبقات) می باشد.

۶-۱ در چه دیوارهایی استفاده از جزء مرزی الزامی است

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

۹-۲۰-۷-۴-۱ نیاز به اجزاء مرزی ویژه در لبه دیوارها بر اساس یکی از ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ تعیین میشود. علاوه بر آن، ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۴ و ۹-۲۰-۷-۴-۵ نیز باید رعایت گردند.

۹-۲۰-۷-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه هائی که درآنها $h_w / l_w \geq 2.0$ بوده و از شالوده سازه تا بالای آن بصورت پیوسته ادامه داشته و در آنها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

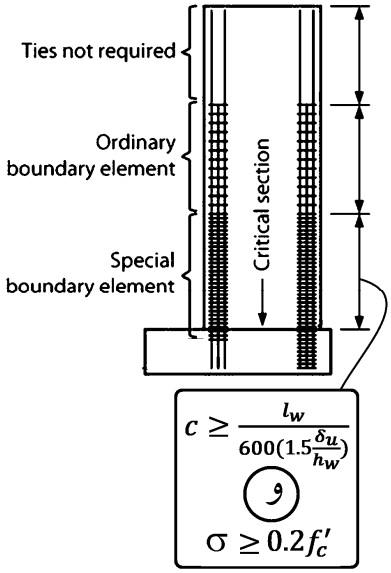
الف- در مواردی که رابطه زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزاء مرزی ویژه تقویت شوند.

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \Rightarrow c \geq \frac{l_w}{600(1.5\frac{\delta_u}{h_{wcs}})} \qquad (۱۲-۲۰-۹)$$

در رابطه فوق، c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی هم ساز با تغییر مکان جانبی طرح δ_u محاسبه میشود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰/۰۰۵ منظور شود.

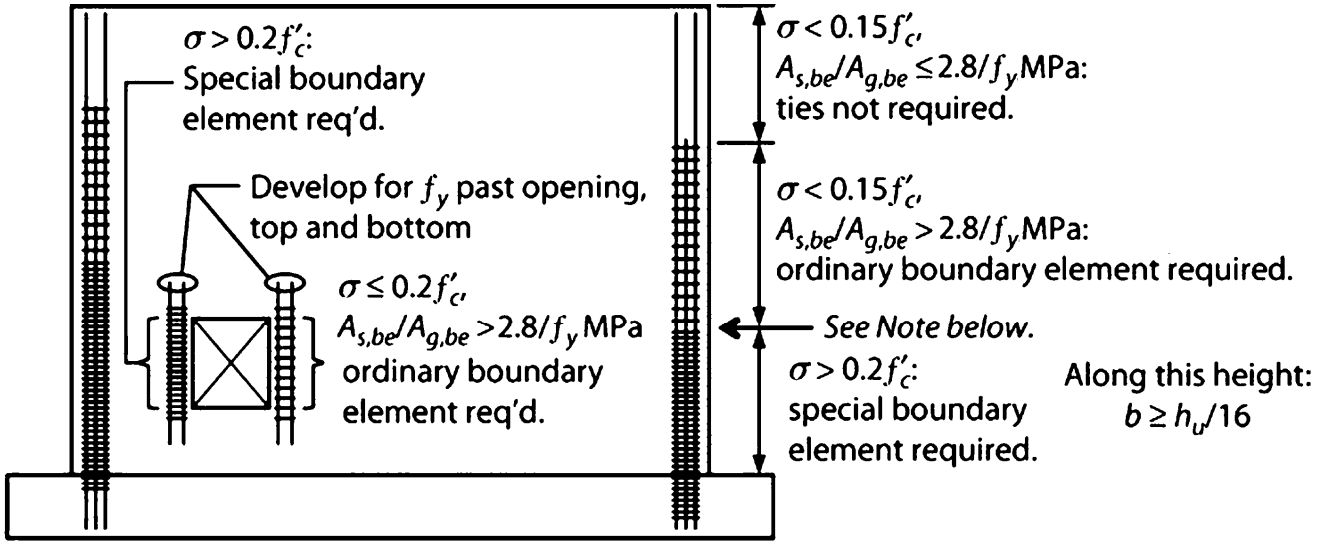
ب- در مواردی که بر اساس ضابطه (الف) به اجزاء مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه اجزاء مرزی باید، به جز در مواردی که دربند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (چ) اجازه داده شده است، در امتداد قائم در بالا وپایین مقطع بحرانی، حد اقل به اندازه بزرگترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ ، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ بوده و یا $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\,\delta_u/h_{wcs}$ صادق باشد. مقدار δ_c/h_{wcs} از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100}\left(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{l_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_u}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right) \geq 0.015$$



۹-۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزاء مرزی ویژه می توان بجای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثرترکیبات بارهای ضریب دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f'_c$ بیشتر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش‌بینی شود. این اجزاء را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f'_c$ کمتر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ لحاظ شود.



Note: Requirement for special boundary element is triggered if $\sigma > 0.2f'_c$.
Once triggered, the special boundary element extends until $\sigma < 0.15f'_c$.

۱-۶ ارتفاعی از سازه که می توان جزء مرزی ویژه را قطع کرد

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

۹-۲۰-۷-۴-۱ نیاز به اجزاء مرزی ویژه در لبه دیوارها بر اساس یکی از ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ تعیین میشود. علاوه بر آن، ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۴ و ۹-۲۰-۷-۴-۵ نیز باید رعایت گردند.

۹-۲۰-۷-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه هائی که درآنها $h_w / l_w \geq 2.0$ بوده و از شالوده سازه تا بالای آن بصورت پیوسته ادامه داشته و در آنها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

الف- در مواردی که رابطه زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزاء مرزی ویژه تقویت شوند.

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \Rightarrow c \geq \frac{l_w}{600(1.5\frac{\delta_u}{h_{wcs}})} \qquad (۹-۲۰-۱۲)$$

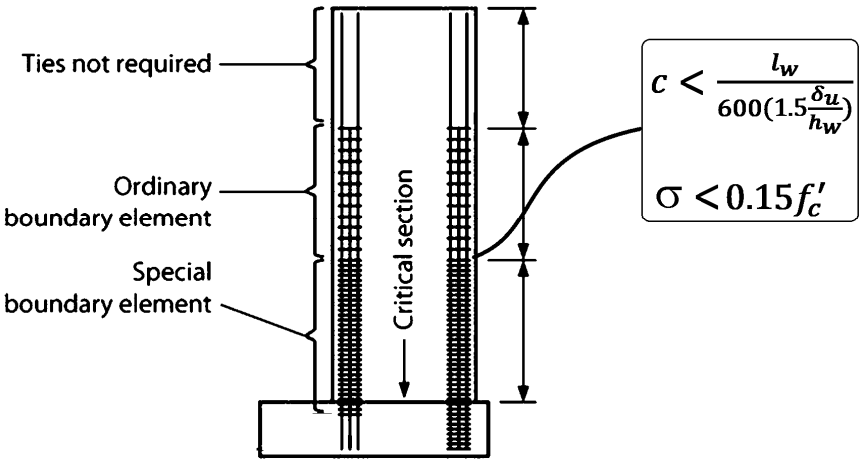
در رابطه فوق، c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی هم ساز با تغییر مکان جانبی طرح δ_u محاسبه میشود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰/۰۰۵ منظور شود.

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه (الف) به اجزاء مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه اجزاء مرزی باید، به جز در مواردی که دربند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (چ) اجازه داده شده است، در امتداد قائم در بالا وپایین مقطع بحرانی، حد اقل به اندازه بزرگترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ بوده و یا $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\,\delta_u/h_{wcs}$ صادق باشد. مقدار δ_c/h_{wcs} از رابطه زیر محاسبه می شود:

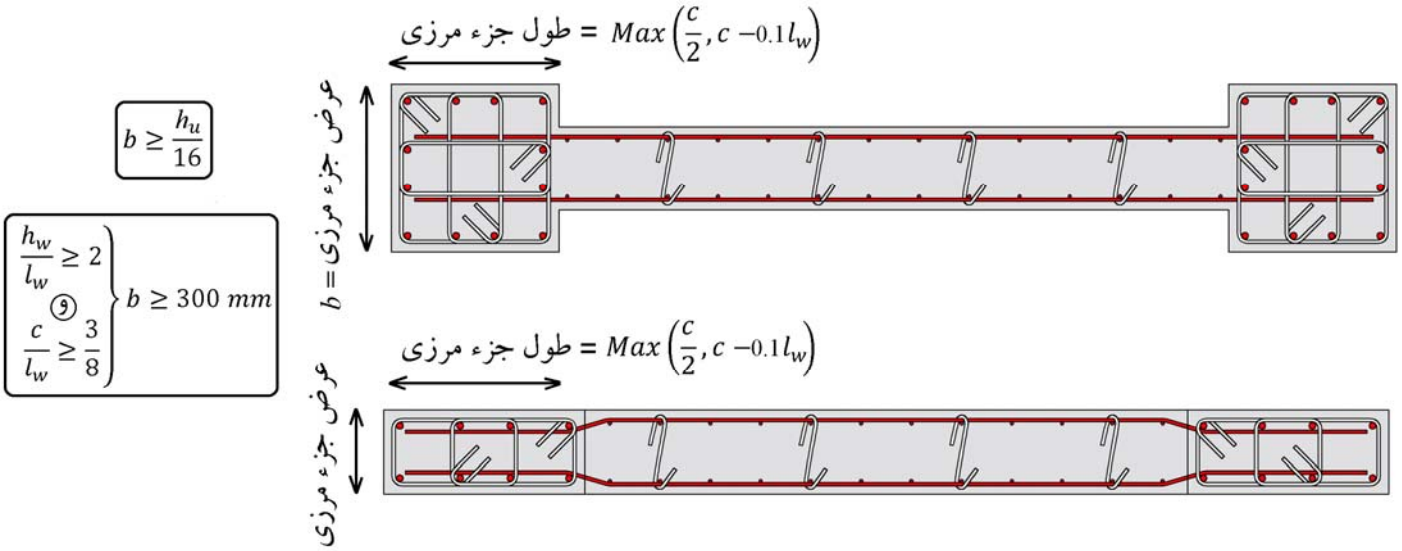
$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100}\left(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{l_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_u}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right) \geq 0.015$$

۹-۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزاء مرزی ویژه می توان بجای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثرترکیبات بارهای ضریب دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f'_c$ بیشتر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش‌بینی شود. این اجزاء را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f'_c$ کمتر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ لحاظ شود.



۲-۶ تعیین طول و عرض اجزاء مرزی



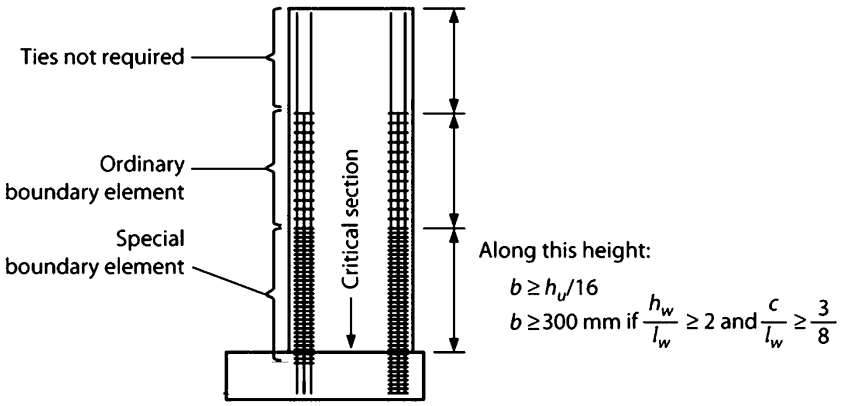
۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

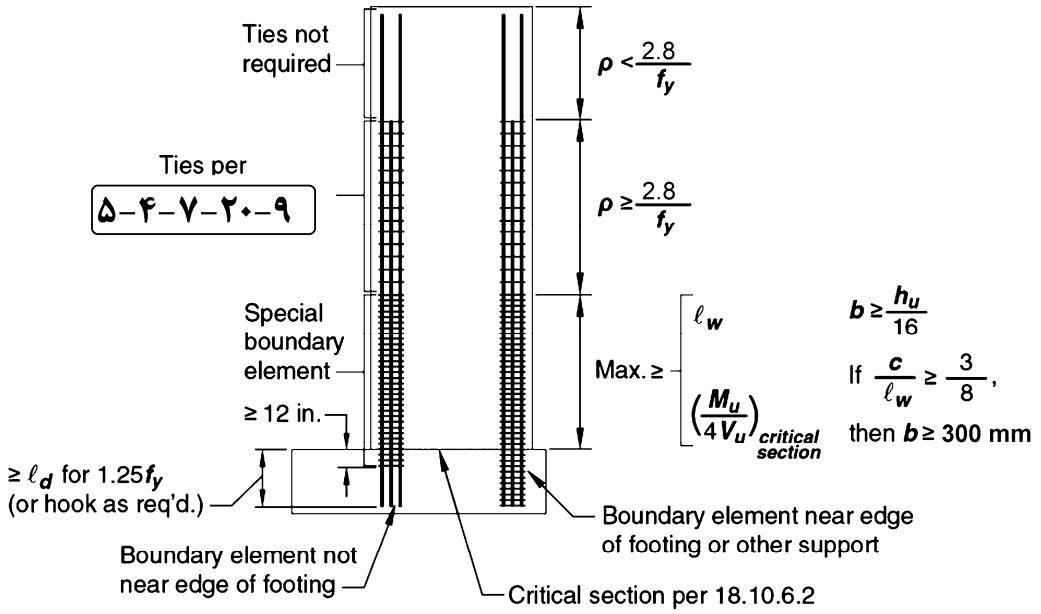
۹-۲۰-۷-۴-۴ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

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

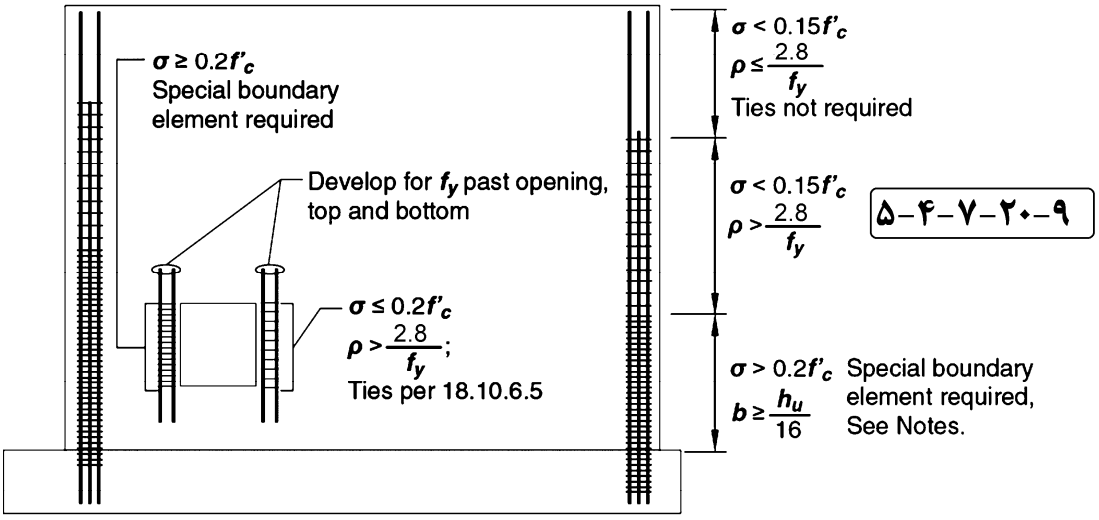
ب- عرض جزء مرزی، b، در طول افقی، مطابق بند (الف) بدست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود، نیز می شود، نباید از $\frac{h_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها و دیوار پایه هائی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و بصورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه ای طراحی شده اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض جزء مرزی، b، در طولی که مطابق بند (الف) محاسبه شده، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.





(a) Wall with $h_w/\ell_w \geq 2.0$ and a single critical section controlled by flexure and axial load designed using 18.10.6.2, 18.10.6.4, and 18.10.6.5



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.

(b) Wall and wall pier designed using 18.10.6.3, 18.10.6.4, and 18.10.6.5.

۳-۶ فواصل تنگها در اجزای مرزی

۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط(الف) الی (ج) در نظر گرفته شوند:

الف- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با دورپیچ های تکی و یا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند، دورگیرهای دایره ای، ویا دورگیرهای با خطوط مستقیم تکی ویا چند قطعه ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

ب- دورگیرهای های با خطوط مستقیم ویا قلاب های دوخت باید در محل های خم در بر گیرنده آرماتورهای طولی باشند.

پ- قطر قلاب های دوخت، در صورتی که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ در آنها رعایت شود میتواند برابر یا کوچکتر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب های دوخت متوالی باید بطور یک در میان در راستای میلگردهای طولی ودر پیرامون مقطع جابجا شوند.

ت- در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم ویا قلاب های دوخت استفاده میشود، باید بوسیله آنها شرایط تکیه گاهی جانبی برای آرماتورهای طولی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۴ بوسیله آنها فراهم شود.

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x، که به قلاب های دوخت ویا گوشه دورگیرها متکی هستند از یکدیگر بیشتراز ۳۵۰ میلیمتر نباشد.

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

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

ث- آرماتورهای عرضی جزء مرزی باید ضوابط مندرج در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) الی (ث) و نیز بند ۹-۲۰-۶-۳-۳ را ارضاء نماید فاصله آرماتورهای عرضی، که بر اساس شرط (الف) بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ حساب شده است، برابر با یک سوم کمترین بعد عضو مرزی باشد. فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی باید مطابق جدول ۹-۲۰-۳ **باشد.**

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

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار d_b (1) ۶ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار d_b ۸ و ۲۰۰ میلیمتر
۵۵۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار d_b ۵ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار d_b ۶ و ۱۵۰ میلیمتر

[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.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله سفره میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

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

پ- مقدار s_0 که از رابطه زیر محاسبه می شود باید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد ولی نیازی نیست که کمتر از ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (۹-۲۰-۱)$$

۶-۱ حجم و جزئیات تنگها در اجزای مرزی

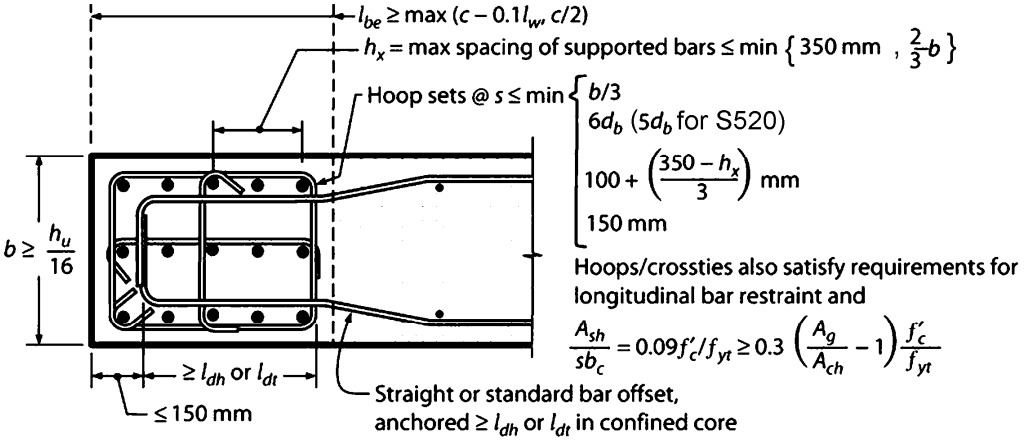
۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

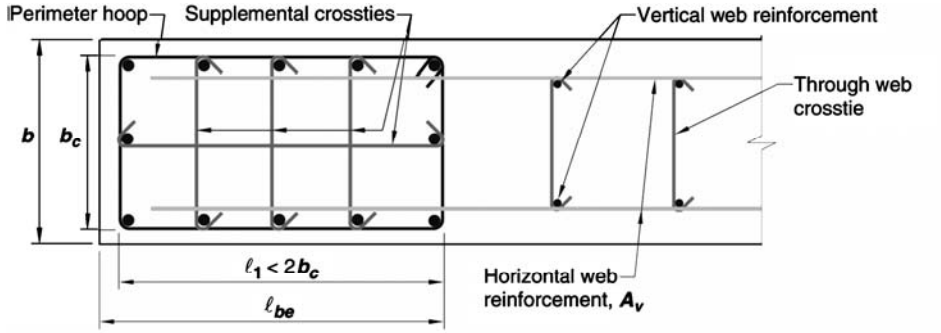
ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید بگونه ای باشد که آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی به قلابهای زلزله بر جانبی در یک سنجاقک ویا گوشه یک دورگیر متکی باشند. فاصله افقی بین آرماتورهای طولی متکی به قلاب نباید از ۳۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی بیشتر باشد. طول هر ساق یک دور گیر نباید از دو برابر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

- در صورت استفاده از دورگیرهای با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین مقدار $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

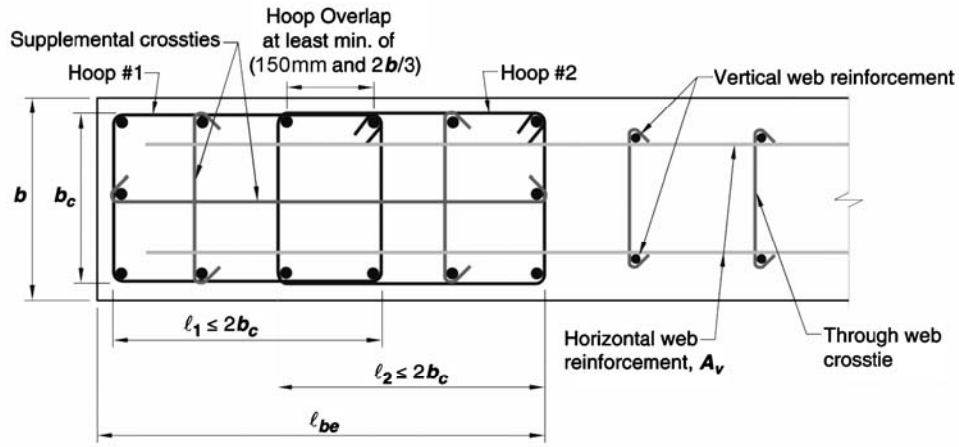
- در صورت استفاده از دورپیچ ها ویا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.



(a) Special boundary element



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



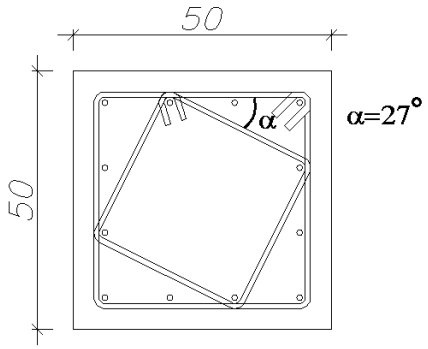
(b) Overlapping hoop with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement.

مثال۱:

ابعاد مقطع المان مرزی متعلق به یک دیوار برشی ویژه 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 =$ 5890mm^2 می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f_c' = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در طول المان مرزی محاسبه نمایید.



پاسخ: با فرض استفاده از طرح شکل مقابل داریم:

$$h_x = \frac{2}{3}(500 - 80 - 20 - 25) = 250\ mm < min\left(\frac{2}{3} \times 500, 300\right)\ OK.$$

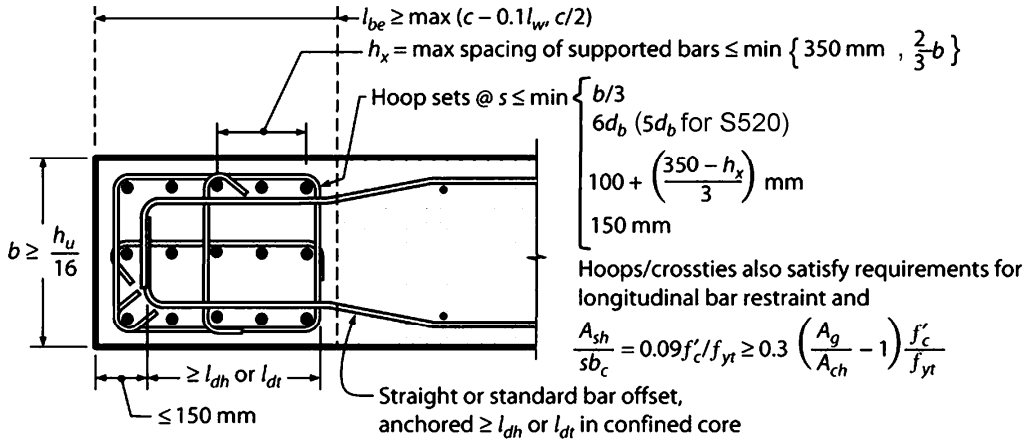
$$\left.\begin{array}{c} \frac{b}{3} = \frac{500}{3} = 166\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 250}{3}\right) = 133\ mm \rightarrow s_0 = 133\ mm \end{array}\right\} S_{max} = 133\ mm$$

$$\left.\begin{array}{c} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\frac{500^2}{(500-80)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0104 \\ 0.09\ \frac{25}{F_{yt}} = 0.0075 \end{array}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = \pi \times 5^2(2 + Sin\alpha + Cos\alpha) = 262.6\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.62}{s} > 0.0104\ \rightarrow s \leq 59\ mm\ \rightarrow Use\ s = 50\ mm$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 50 mm انتخاب شود.

- مقدار s=50 mm به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ φ10 از تنگ φ12 استفاده شود. و یا اینکه Fy تنگها افزایش یابد.
- برخلاف ستونهای قابهای خمشی، میلگردهای عرضی در المان مرزی در کل ارتفاع طبقه باید به صورت سراسری ادامه یابند



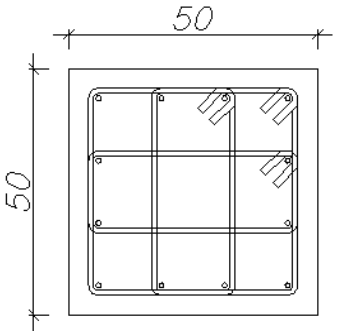
(a) Special boundary element

مثال۲:

تکرار مسئله قبل با طرح متفاوت.

فرض کنید آرایش میلگردهای عرضی مطابق شکل زیر باشد. و از آرماتور عرضی با قطر $\varphi 12$ باشد.

$$f_c' = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$



پاسخ: با فرض استفاده از طرح شکل مقابل داریم:

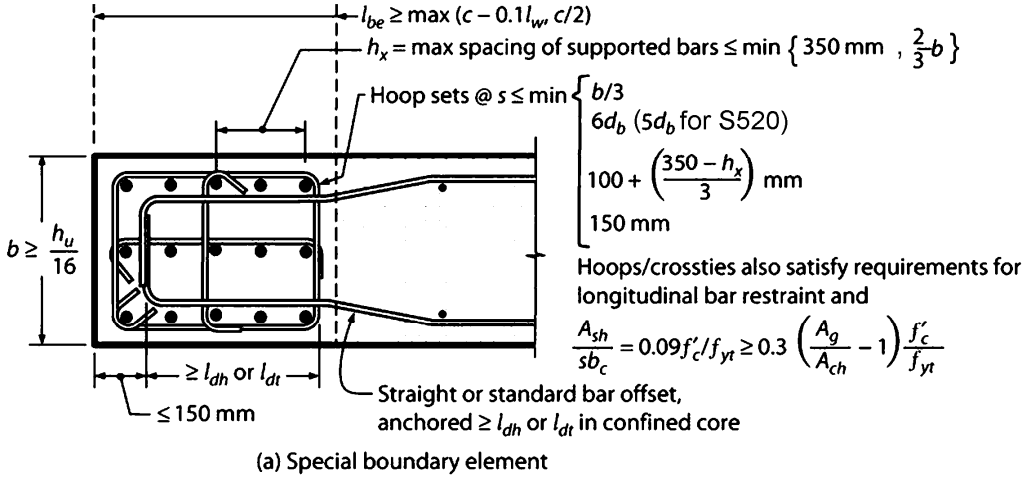
$$h_x = \frac{500 - 80 - 24 - 25}{3} = 124\ mm < min\left(\frac{2}{3} \times 500, 300\right)\ OK.$$

$$\left.\begin{gathered} \frac{b}{3} = \frac{500}{3} = 166\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3}\right) = 175\ mm \rightarrow s_0 = 150\ mm \end{gathered}\right\} S_{max} = 150\ mm$$

$$\left.\begin{gathered} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\frac{500^2}{(500-80)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0104 \\ 0.09\ \frac{25}{F_{yt}} = 0.0075 \end{gathered}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = 4 \times \pi \times 6^2 = 452.16\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{1.076}{s} > 0.0104 \rightarrow s \le 103\ mm \rightarrow Use\ s = 100\ mm$$

- دقت شود که مهار تمامی آرماتورهای عرضی موجب خواهد شد بتن ریزی مقطع با مشکل مواجه شود.



(a) Special boundary element

۲-۶ فواصل تنگها در مواردی که نیاز به جزء مرزی نیست

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

۹-۲۰-۷-۴-۵ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیازی نباشد، ضوابط (الف) و (ب) باید رعایت شوند:

الف- در مواردی که نسبت آرماتورهای طولی عضو مرزی دیوار از $\frac{2.8}{f_y}$ تجاوز نماید، آرماتورهای عرضی عضو مرزی، مطابق شکل ۲۰-۲، باید در طولی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (الف) ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) الی (ث) را ارضاء نمایند. فاصله عمودی این آرماتورهای عرضی باید مطابق با جدول ۹-۲۰-۳ باشد.

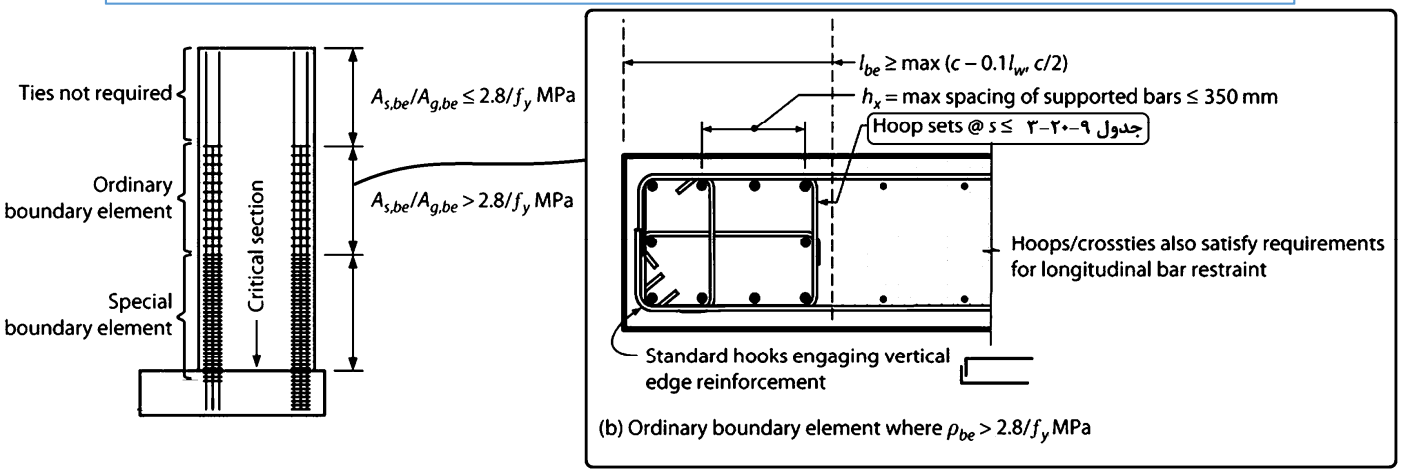
جدول ۹-۲۰-۳ – فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار d_b (1) ۶ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار d_b ۸ و ۲۰۰ میلیمتر
۵۵۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار d_b ۵ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار d_b ۶ و ۱۵۰ میلیمتر

[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.

ب- در دیوارها، بجز در مواردی که V_u در صفحه دیوار از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ کمتر است، آرماتورهای افقی که به لبه های انتهائی دیوارهای بدون اجزاء مرزی ختم میشوند باید دارای قلاب انتهایی استاندارد که آرماتورهای طولی لبه را در بر میگیرد، باشند. بجای قلاب انتهایی استاندارد فوق میتوان از آرماتورهای U شکل که هم قطر وهم فاصله با آرماتورهای عرضی بوده و به آنها وصله شده است، استفاده نمود.

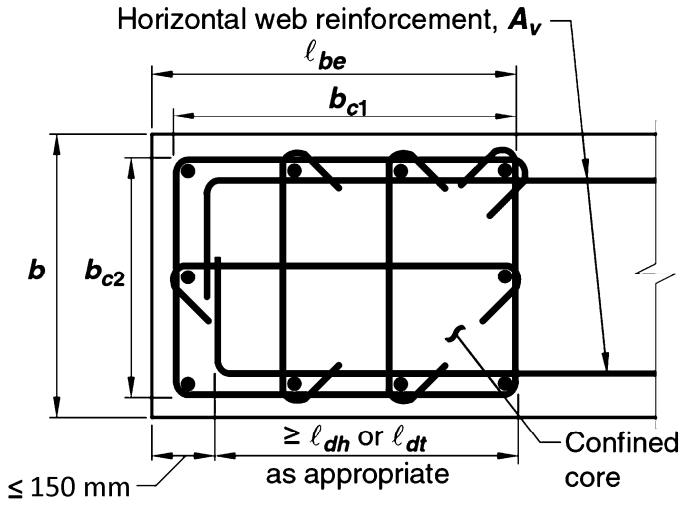


۶-۱ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی

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

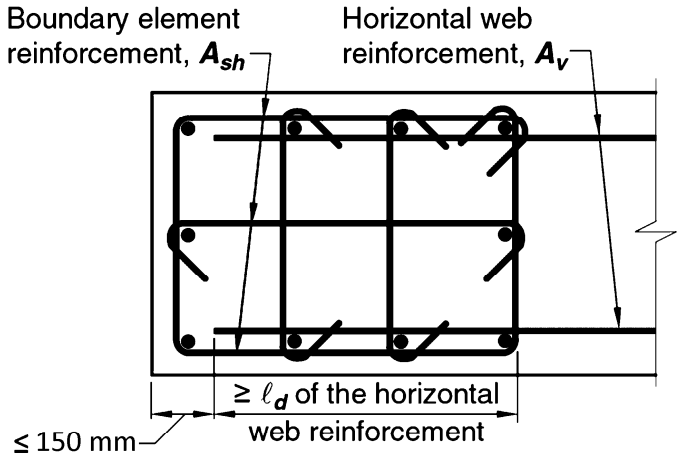
۹-۲۰-۷-۴-۴ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

ح- ارماتورهای افقی در جان دیوار باید تا ۱۵۰ میلیمتری انتهای دیوار ادامه یابند. این ارماتورها باید در هسته محصور شده اجزاء مرزی با استفاده از قلابهای استاندارد و یا آرماتورهای سر دار، به گونه ای مهار شوند که بتوانند تنش حد تسلیم، f_y راتحمل نمایند. در صورتی که عضو مرزی محصور شده دارای طول کافی برای مهار آرماتورهای افقی دیوار بدون قلاب انتهائی باشند، و $\frac{A_s f_y}{s}$ آرماتور افقی جان بزرگتر از $\frac{A_s f_{yt}}{s}$ آرماتور عرضی عضو مرزی، موازی با آرماتور جان، نباشد، می توان از آرماتورهای افقی بدون قلاب استاندارد و یا غیر سر دار استفاده نمود.



(a)

Option with standard hooks or headed reinforcement



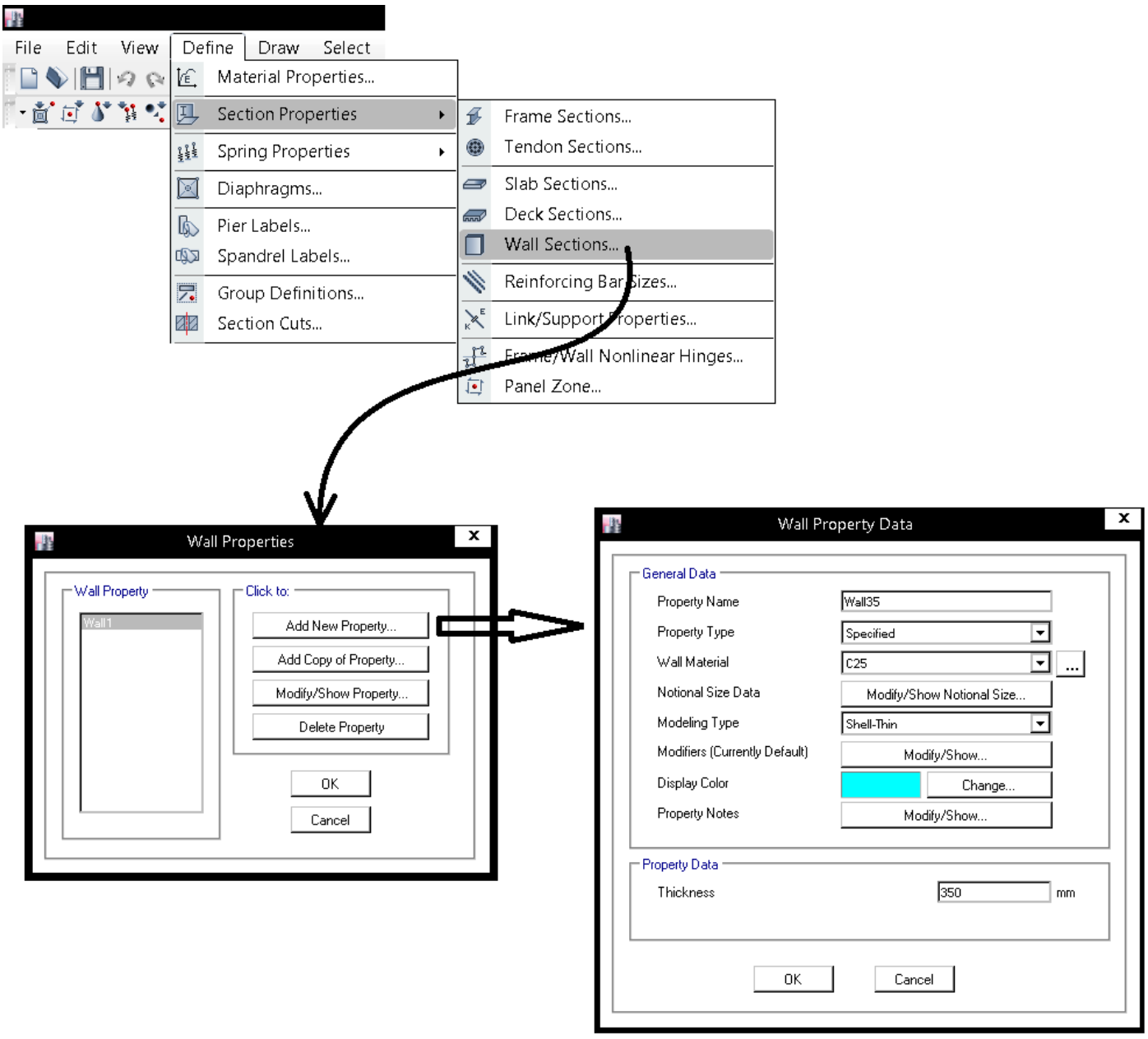
(b)

Option with straight developed reinforcement

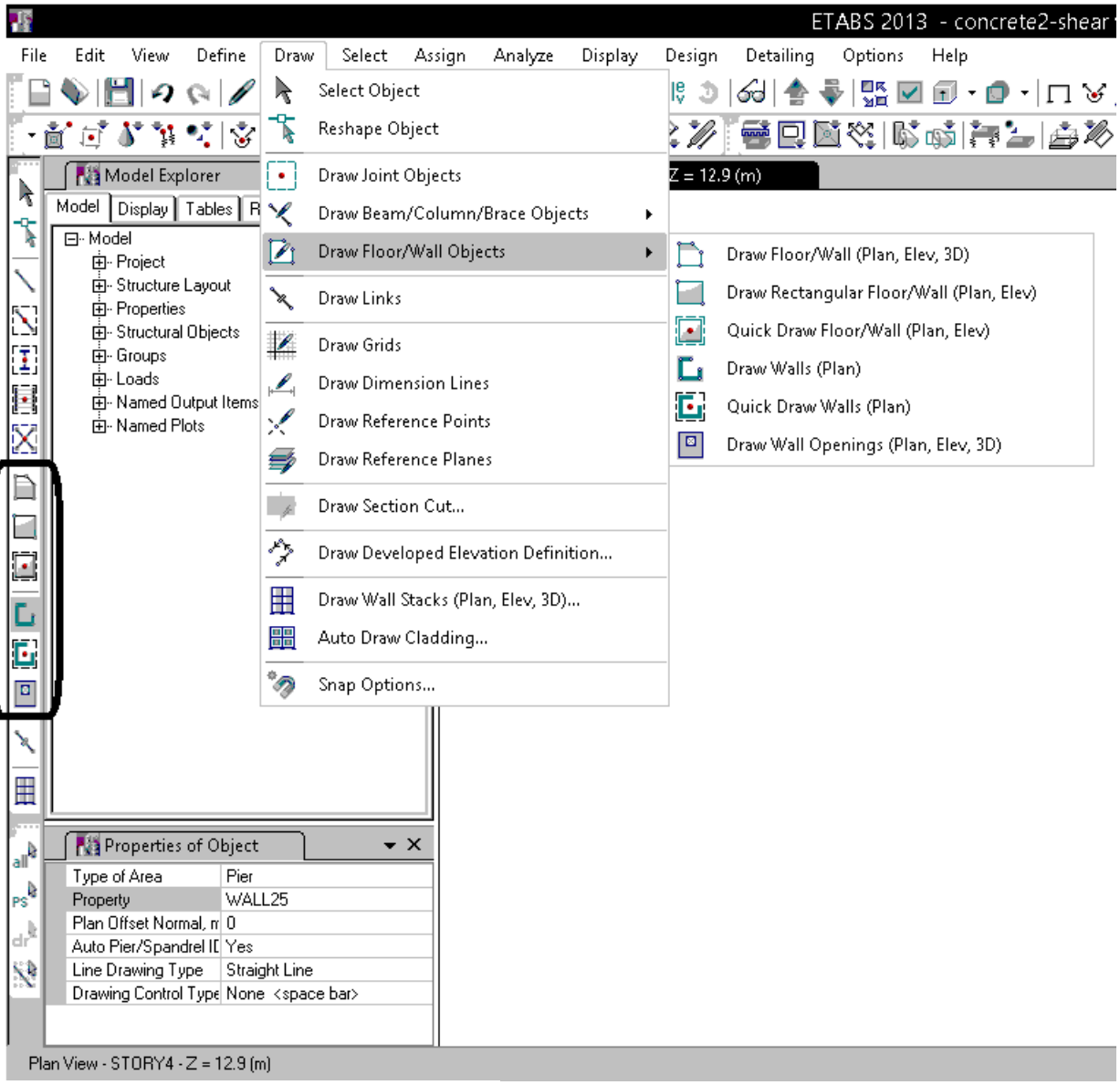
مدلسازی دیوار

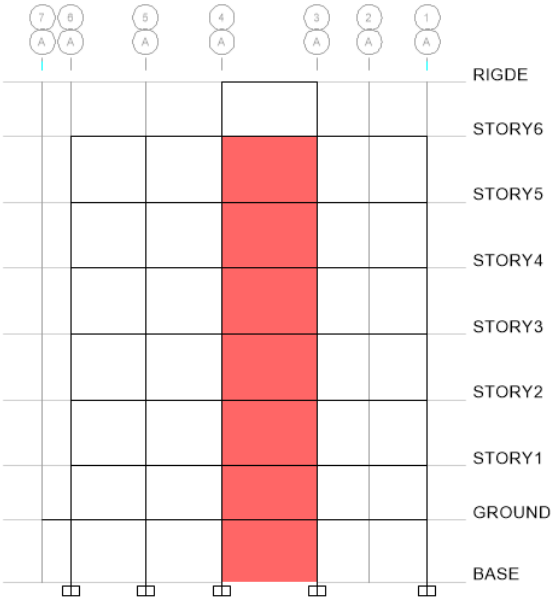
برای تعریف دیوار می توان مطابق شکل زیر عمل کرد. در این قسمت تنها ضخامت دیوار تعیین می شود.

- در این تعریف تنها ضخامت دیوار و نیز نوع المان (shell-thin) تعیین می شود. نرم افزار برای "تحلیل سازه" از این مشخصات استفاده می کند.
- جزئیات میلگردهای داخل دیوار در هنگام طراحی (از طریق منوی Design) تعیین خواهد شد.

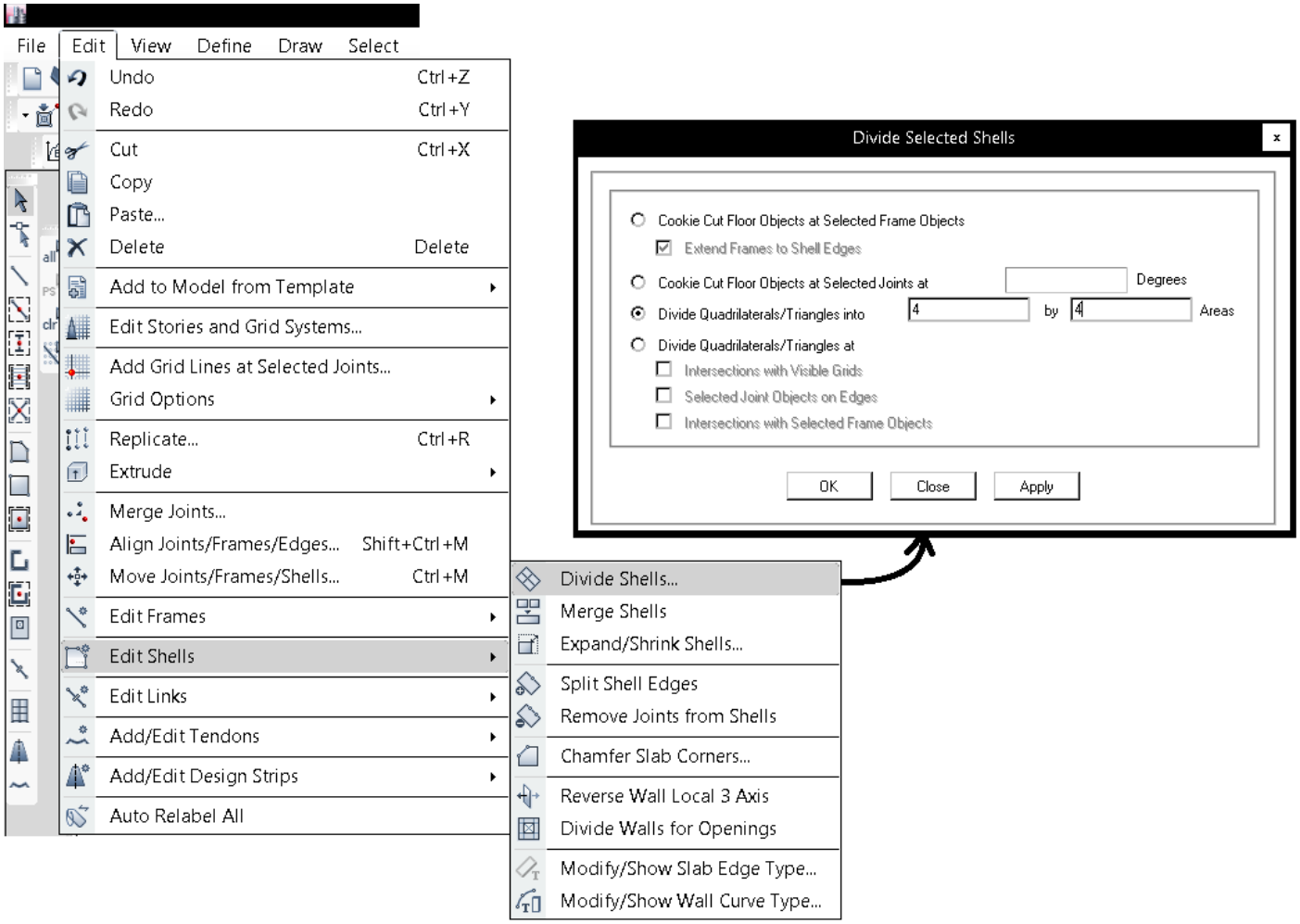


۱-۷ ترسیم دیوارها





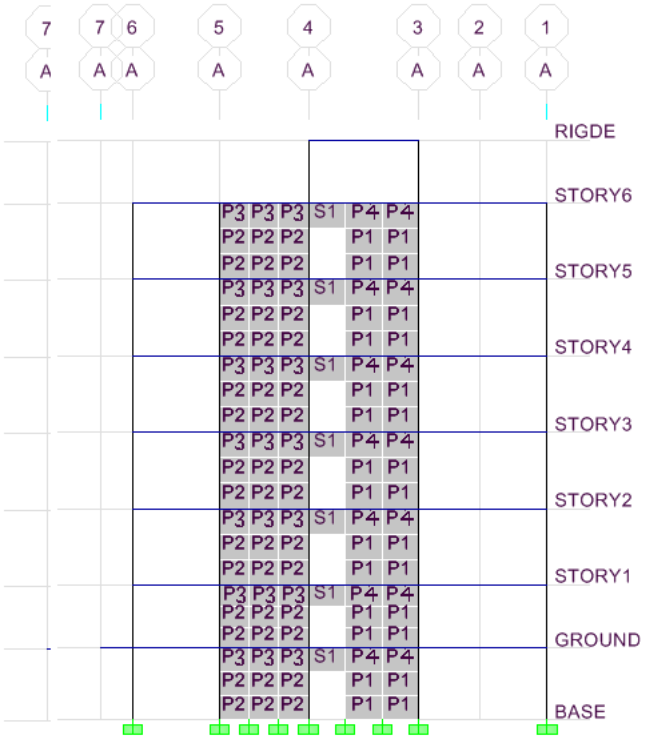
با توجه به اینکه برای تعریف دیوارها از المان shell استفاده کرده ایم، باید پس از ترسیم آنها را مش بندی کنیم:

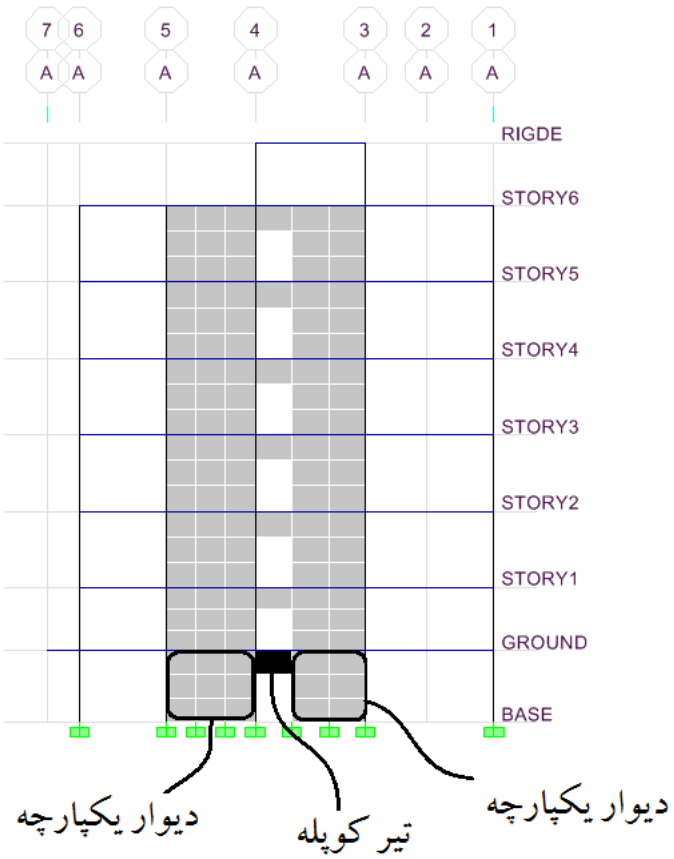


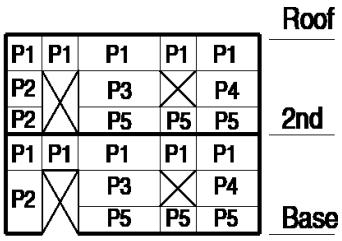
همچنین بهتر است تکیه گاهها پس از مش بندی، گیردار شوند.

۲-۷ برچسب دیوار

پس از مش بندی، دیوار به اجزای کوچکتری تقسیم می شود. بنابراین نرم افزار قادر به تشخیص ابتدا و انتهای دیوار نخواهد بود!
برای مثال در سازه زیر در داخل دیوار بازشو (در ورودی) داریم و بنابراین عملا دو دیوار مجزا داریم که توسط تیر کوپله (تیر همبند) به هم متصل شده اند. بنابراین باید برچسب دیوار ها متفاوت باشد.







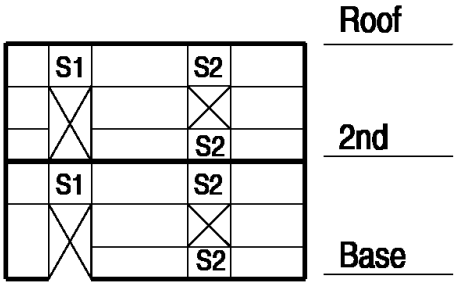
Wall Pier Labeling

- Wall pier forces are output at the top and bottom of wall pier elements. Also, wall pier design is only performed at stations located at the top and bottom of wall pier elements.

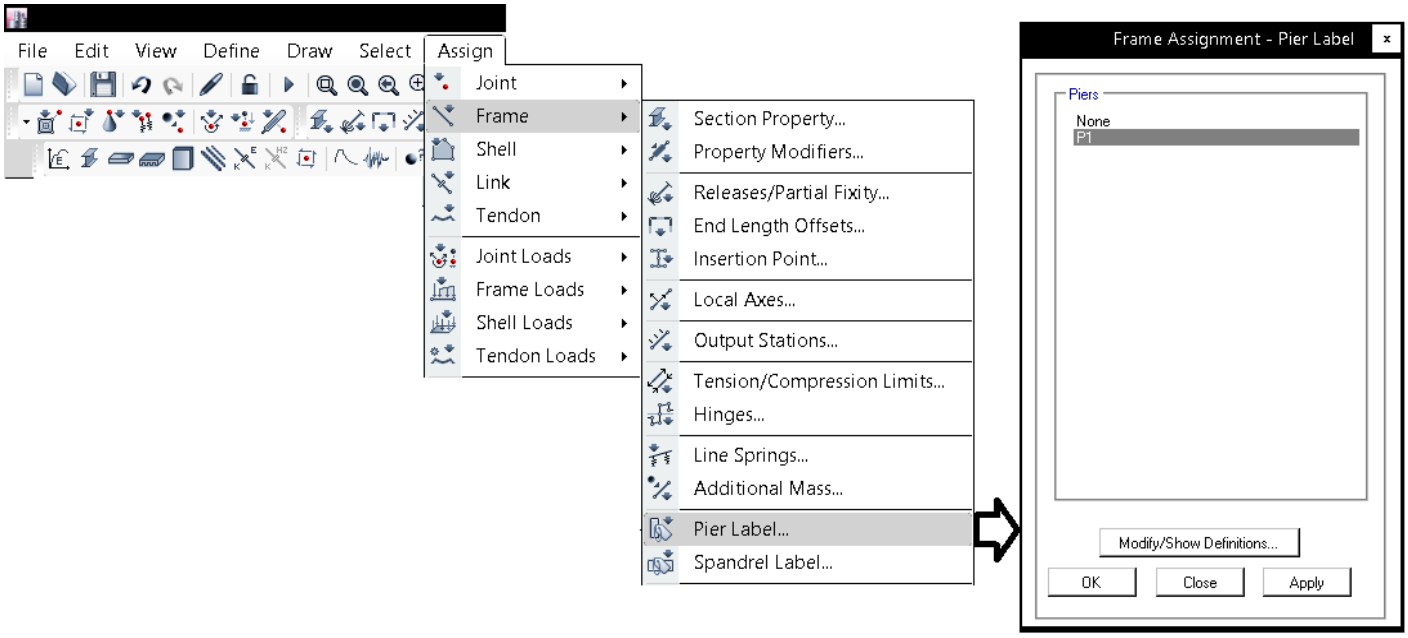
- Because the wall piers are associated with story levels, wall pier labels can repeat at different levels, as shown in the figure.

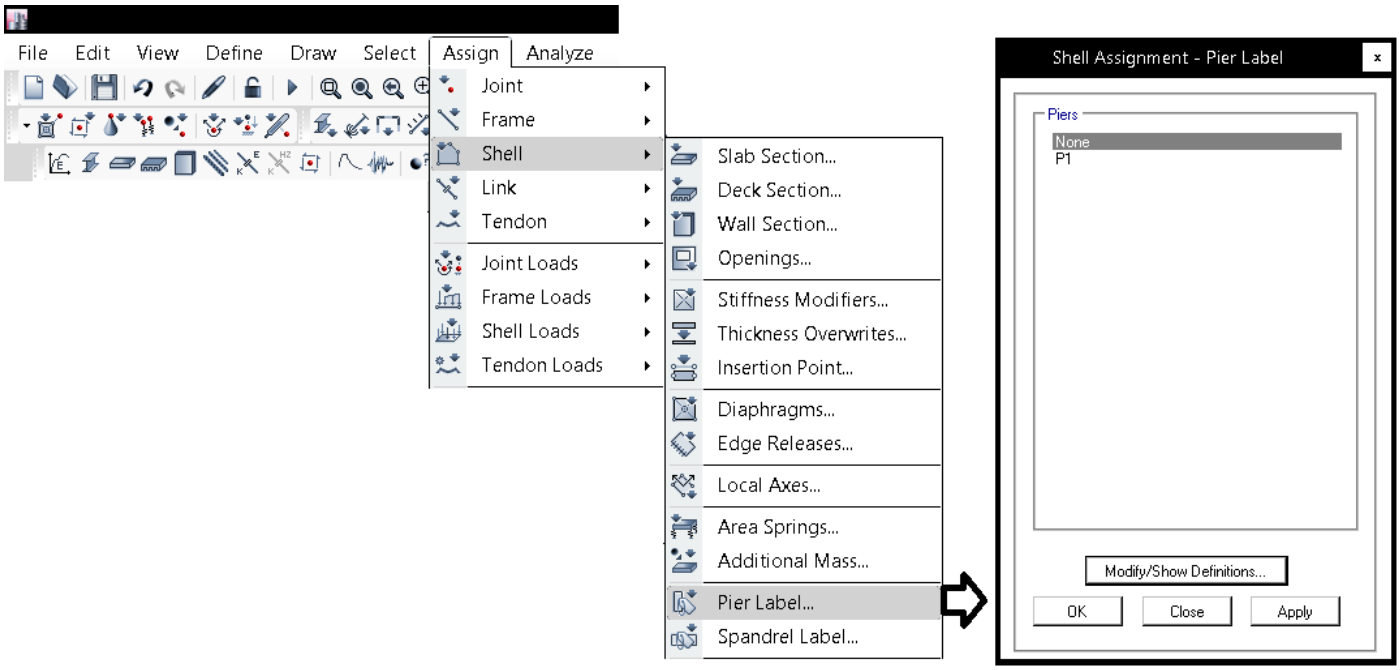
Wall Spandrel Labeling

Wall spandrel forces are output at the left and right ends of wall spandrel elements. Also, wall spandrel design is only performed at stations located at the left and right ends of wall spandrel elements.



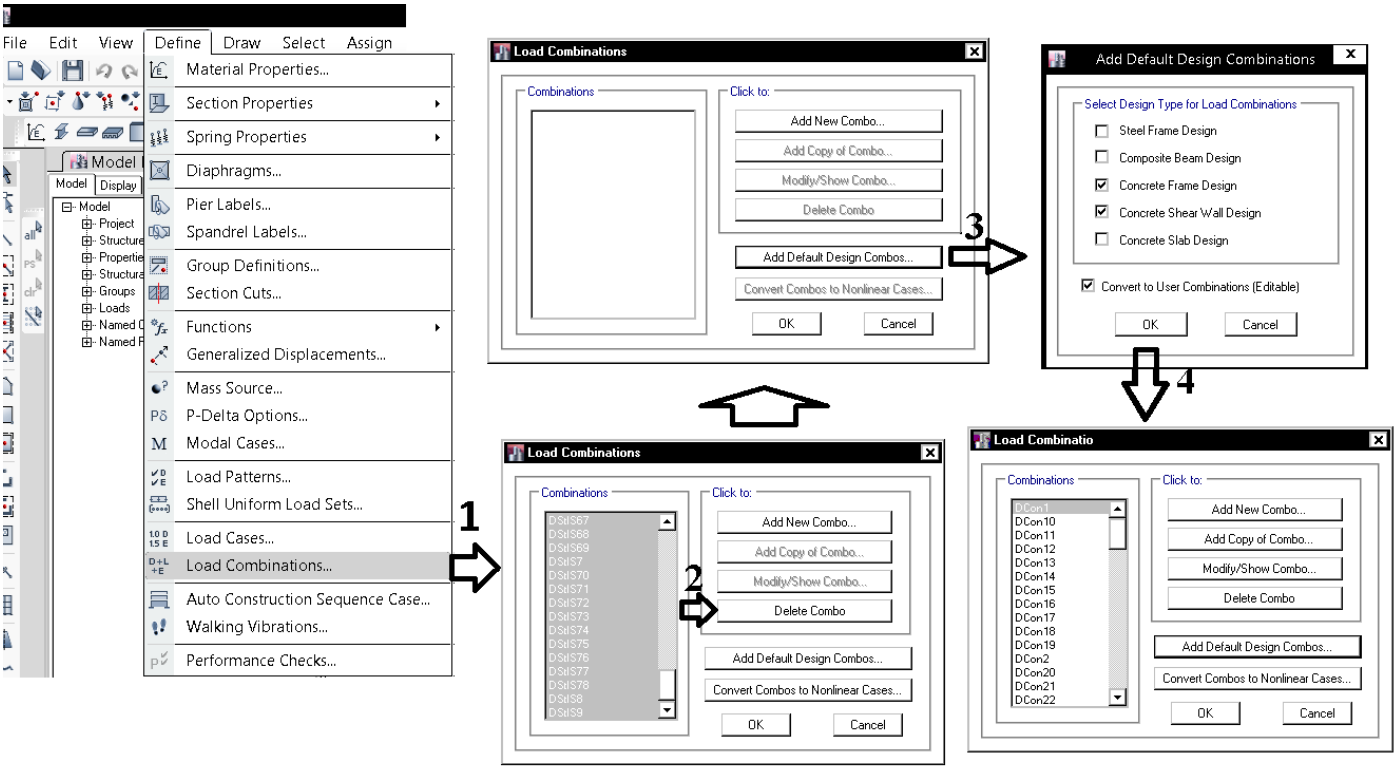
- برای برچسب گذاری دیوارها یکبار باید ستونهای کناری را برچسب گذاری کنیم و بار دیگر المانهای shell را برچسب گذاری کنیم:



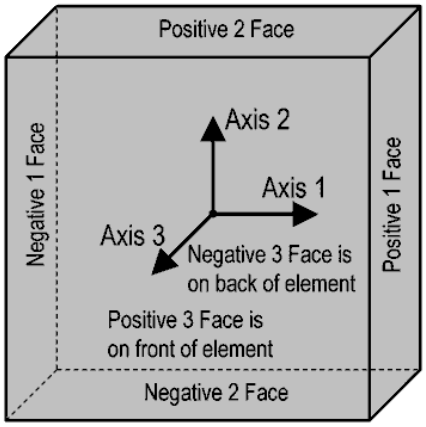


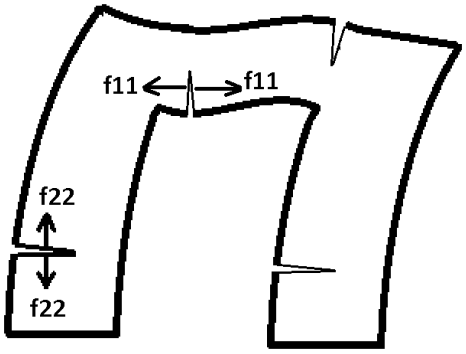
تعریف ترکیب بارها

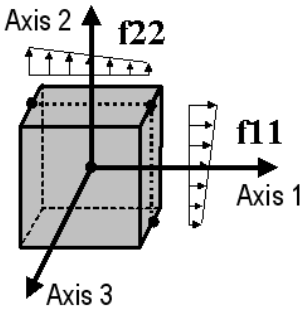
- قبل از ایجاد ترکیب بار حتما باید ضرایب Rho و Sds را در قسمت Preferences وارد کرده باشیم تا ترکیب بارها بر اساس آنها ساخته شوند.

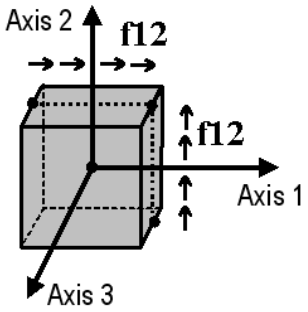


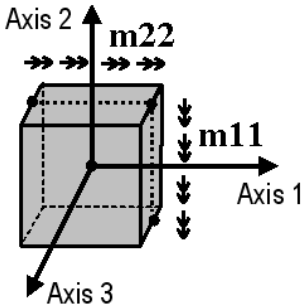
ضرایب ترک خوردگی دیوارها

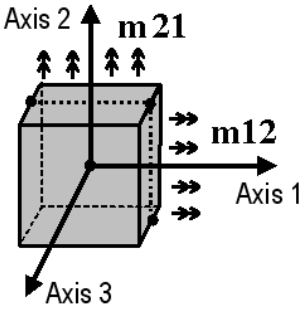


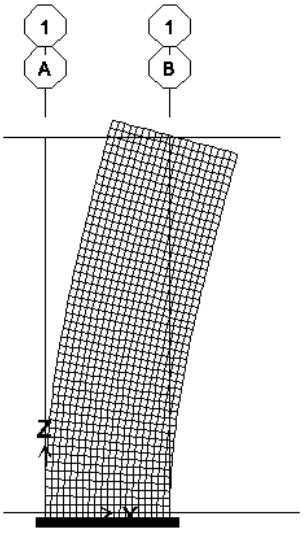




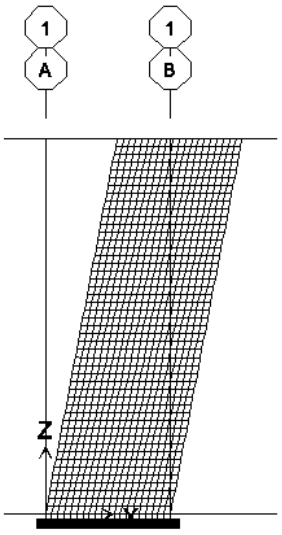




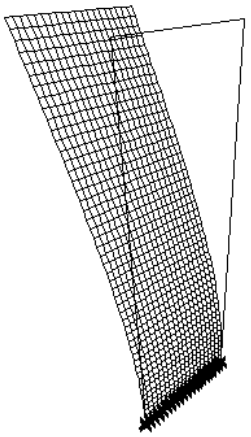




تغییر شکل خمشی داخل صفحه دیوار



تغییر شکل برشی داخل صفحه دیوار

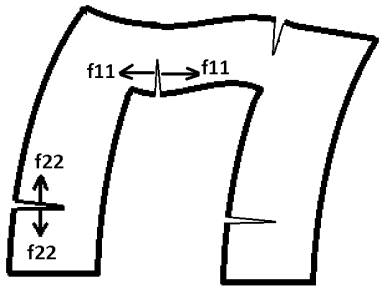


تغییر شکل خمشی خارج از صفحه دیوار

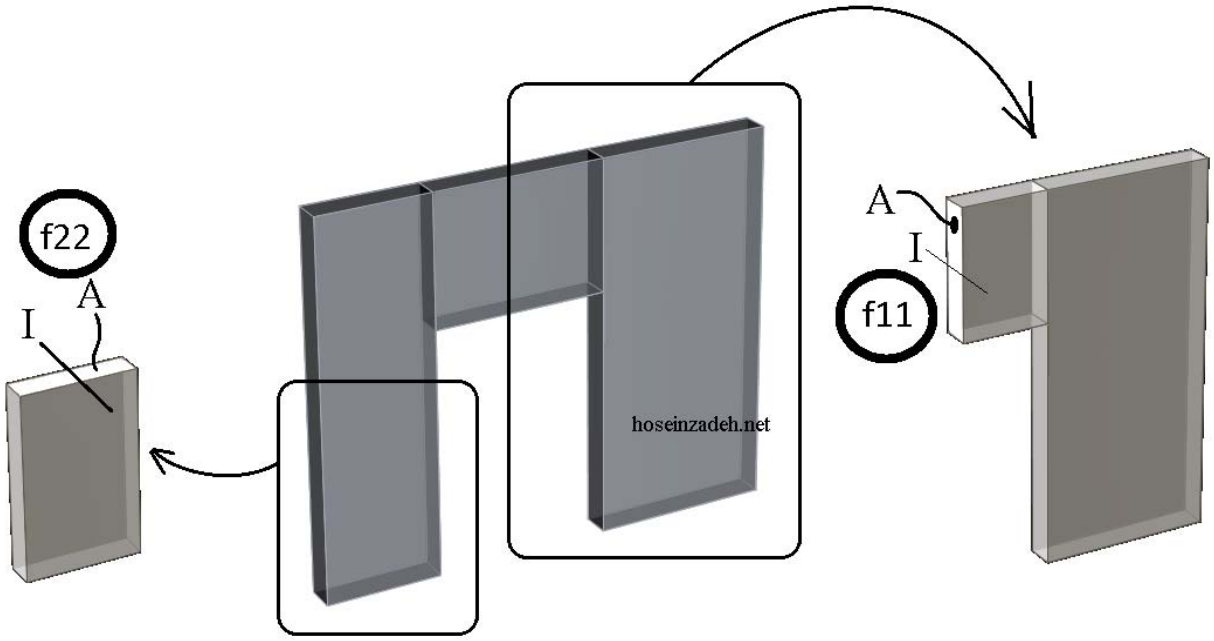
10.10.4.1 — It shall be permitted to use the following properties for the members in the structure:

(a) Modulus of elasticity ..... E_c from 8.5.1
(b) Moments of inertia, I
Compression members:
Columns ..... $0.70I_g$
Walls—Uncracked ..... $0.70I_g$
—Cracked ..... $0.35I_g$
Flexural members:
Beams ..... $0.35I_g$
Flat plates and flat slabs ..... $0.25I_g$
(c) Area ..... $1.0A_g$

جدول **۹-۶-۲ (الف)**- ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضاء در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار



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



$$\left(\text{کاهش در } f_{22}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{کاهش در ممان اینرسی دیوار حول محور قوی } I \\ \text{کاهش در مساحت دیوار } A \end{cases}$$

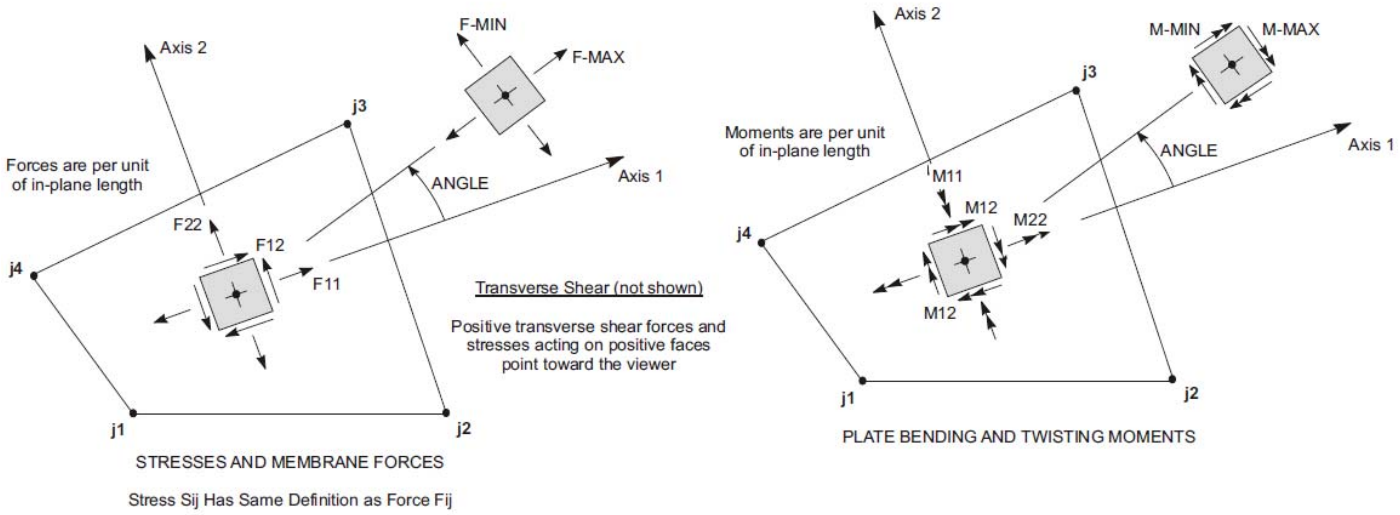
$$\left(\text{کاهش در } f_{11}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{کاهش در ممان اینرسی تیر کوپله حول محور قوی } I \\ \text{کاهش در مساحت مقطع کوپله } A \end{cases}$$

$$\left(\text{کاهش در } m_{11}, m_{22}, m_{12}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{کاهش در ممان اینرسی حول محور ضعیف حول محور ضعیف } I \\ \text{کاهش در سختی پیچشی } J \end{cases}$$

به توضیحات زیر از سایت CSI توجه نمایید. برای کاهش سختی خمشی تیرهای کوپله می توان f11 را کاهش داد و برای کاهش سختی دیوارها می توان f22 را کاهش داد:

Modeling cracked section properties for shear wall and slab

In ETABS, shell or area element has two types of stiffnesses i.e. inplane stiffness refers as f11, f22 and f12 and out-of-plane stiffness refers as m11, m22 and m12. Refer to the below Figure which shows the direction of local axes and their corresponding stiffnesses:



Figure

Shell Element Stresses and Internal Resultant Forces and Moments

For shear wall (both piers and spandrels), the flexural and axial behavior is modified by either f11 or f22 depending on the orientation of the local axis and the shear behavior is controlled by f12. In column and code terms f11 or f22 would correspond to modifications of EI or EA and f12 would correspond to modifications to GA_{shear}. The code recommendations in Section 10.10 of ACI 318 code are related to slenderness effects where flexural deformations govern so they have recommended modifying EI (corresponding to f11 or f22 for shear walls). **There is no recommendation about reducing the GA_{shear}**. You should, however, note that some of our users use modifiers for f12 also, where they expect deterioration of shear stiffness and want to be realistic in their modeling.

The above discussion applies assuming the local axes 1 and 2 of the shear wall area object are either vertical or horizontal. This is under user control. **When drawing in ETABS the default is to have the 1 axis horizontal and the 2 axis vertical. This means that the flexural modifier for EI should be applied to f22 for wall piers and to f11 for spandrels. If you apply the modifier to both f11 and f22 it hardly affects the results.**

For slabs where bending is always in the out-of-plane direction, modifiers m11, m22 and m22 are required to model cracking behavior.

Summary

Assuming beams and columns are modeled as frame then the stiffness modifier table is as follows:

ACI		ETABS
Beams.....0.35*Ig	➔	I22 = I33 = 0.35
Columns.....0.70*Ig	➔	I22 = I33 = 0.70
Walls-Uncracked.....0.70*Ig	➔	modeled as shell: f11, f22 = 0.70
Walls-Cracked.....0.35*Ig	➔	similar to Walls-Uncracked (with modifiers of 0.35)
Flat Plates & Flat Slabs....0.25*Ig	➔	modeled as membrane: f11, f22, f12 = 0.25 modeled as shell: f11, f22, f12, m11, m22, m12 = 0.25 (for both cases fxx is not important if rigid diaphragm is assigned)

NOTE:

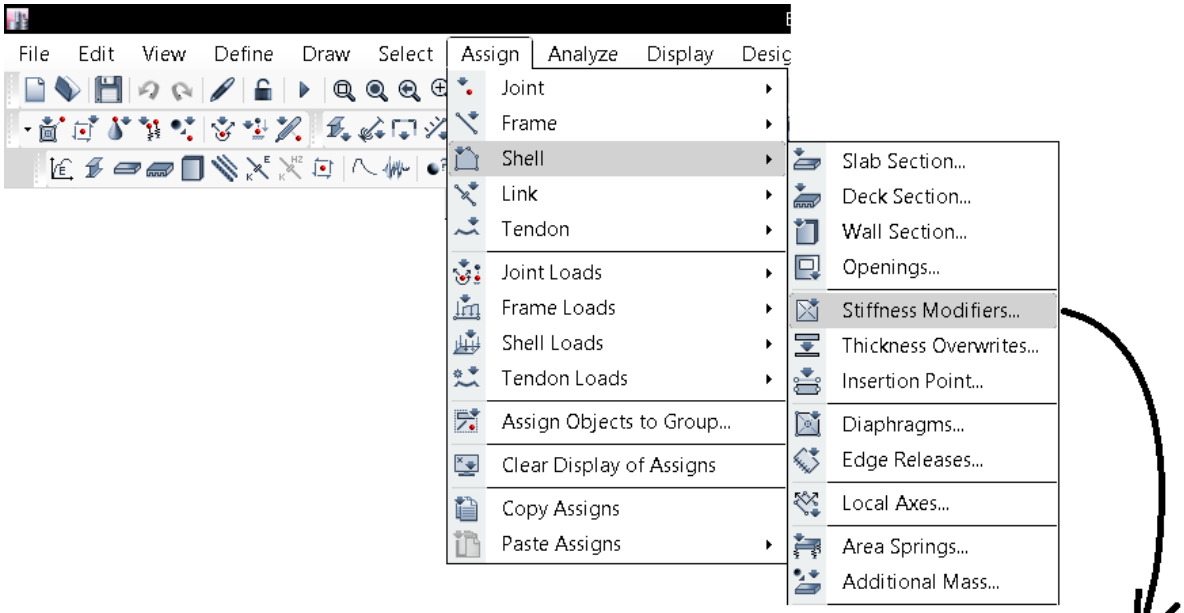
Walls are generally not designed for out-of-plane bending to avoid excessive longitudinal reinforcement. In this case, use a small modifier say 0.1 for m11, m22 and m12 so numerical instabilities could be avoided. However, use m11, m22, m12 = 0.70 (or 0.35) when considering the out-of-plane bending in wall.

مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

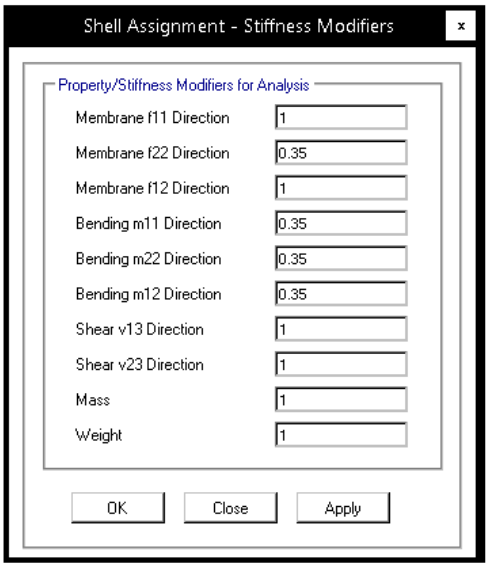
- برخی از محاسبین در کنترل دیوار از مقاومت خمشی خارج از صفحه ان صرف نظر می کنند و بنابراین برای مدلسازی دیوار از المان membrane استفاده می کنند (که به معنی صفر فرض کردن m11=m22=m12=0 می باشد). متن فوق پیشنهاد می کند اگر قصد داریم از خمش خارج صفحه دیوار برشی صرف نظر کنیم یک ضریب کم مانند 0.1 برای m11=m22=m12 وارد نماییم (به جای membrane فرض کردن دیوار).
- بنده چنین توصیه ای را (استفاده از m11=m22=m12=0.1) را مناسب نمی دانم. بهتر است در جهت خارج از صفحه نیز سختی دیوار بر اساس اینکه ترک خورده است یا نه، برابر 0.35 و یا 0.7 منظور شود.

کنترل ترک خوردگی دیوار

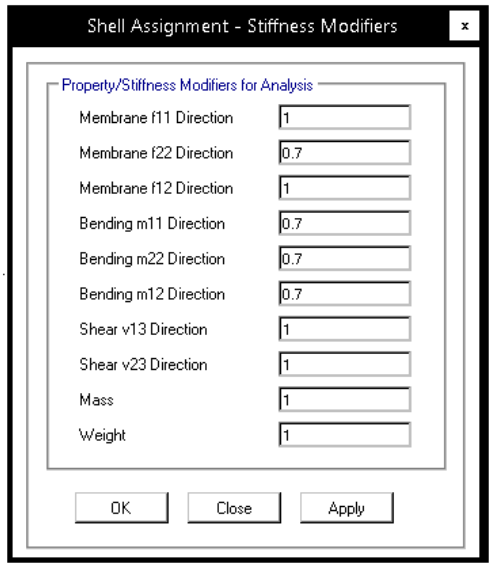
ابتدا فرض می شود که دیوارها ترک نمی خورند و برای تمامی آنها ضریب ترک خوردگی 0.7 منظور می شود:



دیوار برشی ترک خورده



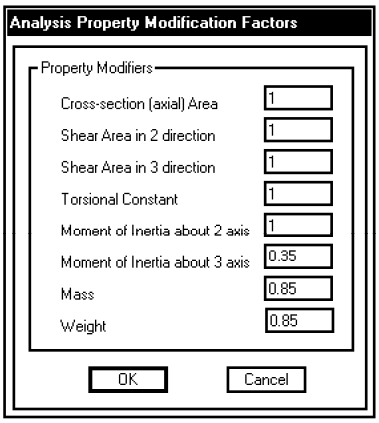
دیوار برشی ترک نخورده



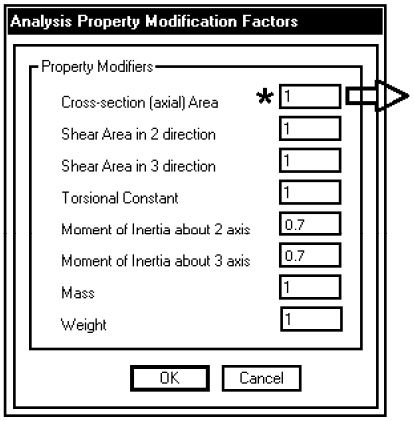
- در صورتی که کاربر علاوه بر f22، ضریب f11 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.
- در تیرهای کوپله به جای ضریب f22 ضریب f11 تاثیرگذار خواهد بود. در تیرهای کوپله نیز در صورتی که کاربر علاوه بر f11، ضریب f22 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.
- اجزاء مرزی دیوار (ستونهای اطراف دیوارها) جزئی از دیوار محسوب شده و باید سختی خمشی آنها همراه با دیوار کاهش یابد.

- سختی اعضا در سازه های دارای دیوار برشی:

Beam

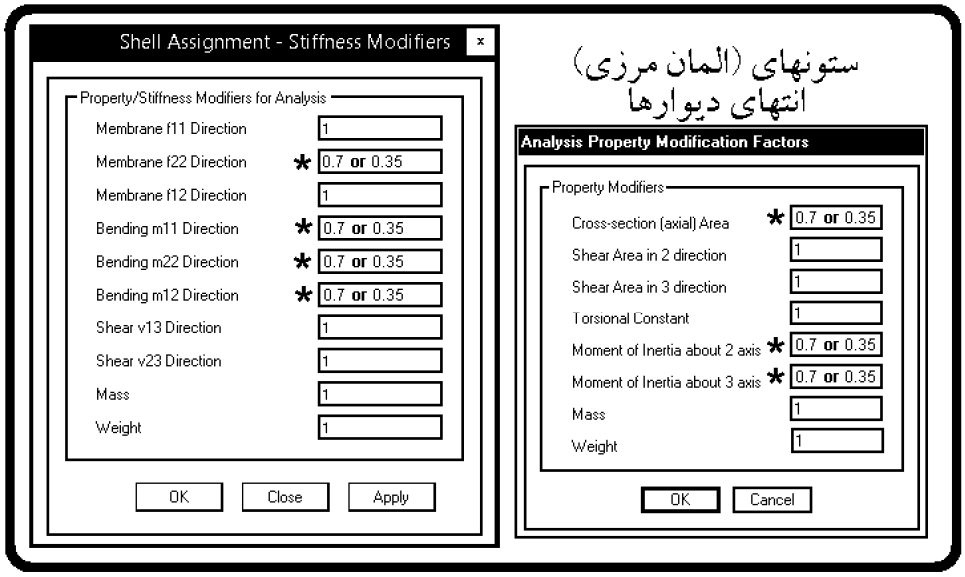


Column ستونهای مجزا



طبق ACI سختی محوری ستونها نباید کاهش یابد.
با توجه به اینکه سختی محوری دیوار (f22) را کاهش می دهیم،برای اینکه توزیع بار ثقلی بین دیوار و ستونها صحیح انجام شود، برخی همکاران سختی محوری ستونها را نیز همراه با دیوار کاهش می دهند

Wall



* اگر دیوار ترک بخورد، 0.35
واگر ترک نخورد 0.7

پس از آنالیز سازه باید ترک خوردگی دیوار بر اساس میزان تنش های کششی دیوارها کنترل شود.
مقدار تنش کششی که موجب ترک خوردن بتن می شود، طبق رابطه زیر (از مبحث ۹) محاسبه می شود:

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۳-۱۷-۹)$$

برای مثال اگر از بتن C25 استفاده شود، تنش ترک خوردگی برابر $fr = 3MPa = 30\ kg/cm^2$ خواهد بود.

۱۰-۱ ترکیب بار کنترل ترک

تحت ترکیب بارهای مختلف تنش در دیوار تغییر میکند:

$$A < 0.35 \rightarrow \begin{cases} 1.2D + L \pm E \\ 0.9D \pm E \end{cases}$$

$$A = 0.35, I = 1 \rightarrow \begin{cases} 1.41D + L \pm E \\ 0.69D \pm E \end{cases}$$

تحت ترکیب بارهای $0.9D \pm E$ و یا $0.69D \pm E$ بیشترین کشش ممکن را در دیوار خواهیم داشت. در این صورت تعداد دهانه هایی از دیوار در طبقات که ترک خورده محسوب می شوند افزایش می یابد (و ضریب سختی آنها باید به 0.35 کاهش یابد).

سوال: در سیستم دوگانه اگر دیواری ترک نخورد ولی ما آنرا ترک خورده در نظر بگیریم، در جهت اطمینان خواهد بود یا نه؟

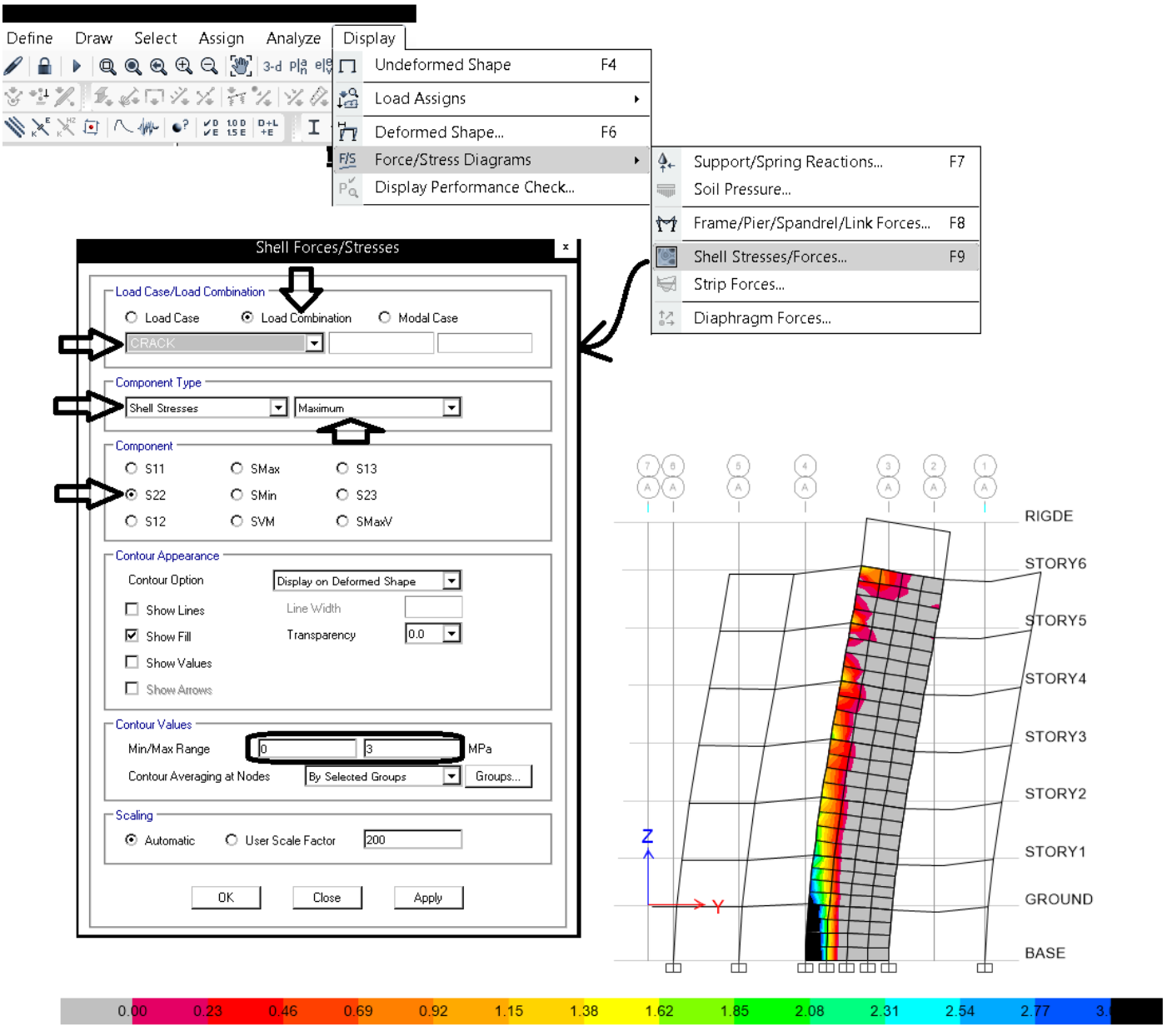
پاسخ: با ترک خورده فرض کردن دیوار (و کاهش سختی آن) سهم باربری آن از زلزله کاهش می یابد و در عوض سهم قاب از تحمل زلزله افزایش می یابد بنابراین در مورد طراحی قاب در جهت اطمینان خواهد بود و در مورد دیوار در خلاف جهت اطمینان. البته تغییرسختی دیوار پارامترهای دیگر مانند دوره تناوب سازه را نیز تغییر می دهد که می توان بر محاسبه نیروی زلزله تاثیر گذار باشد.

از نظر نگارنده بهتر است ترک خوردگی دیوارها تحت ترکیب بار $0.9D \pm E$ کنترل شود و نیازی به منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد و یا خروج از مرکزیت اتفاقی نیست (البته در این مورد آیین نامه صراحت ندارد و برخی از طراحان برای مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد از ترکیب $0.69D \pm E$ استفاده می کنند).

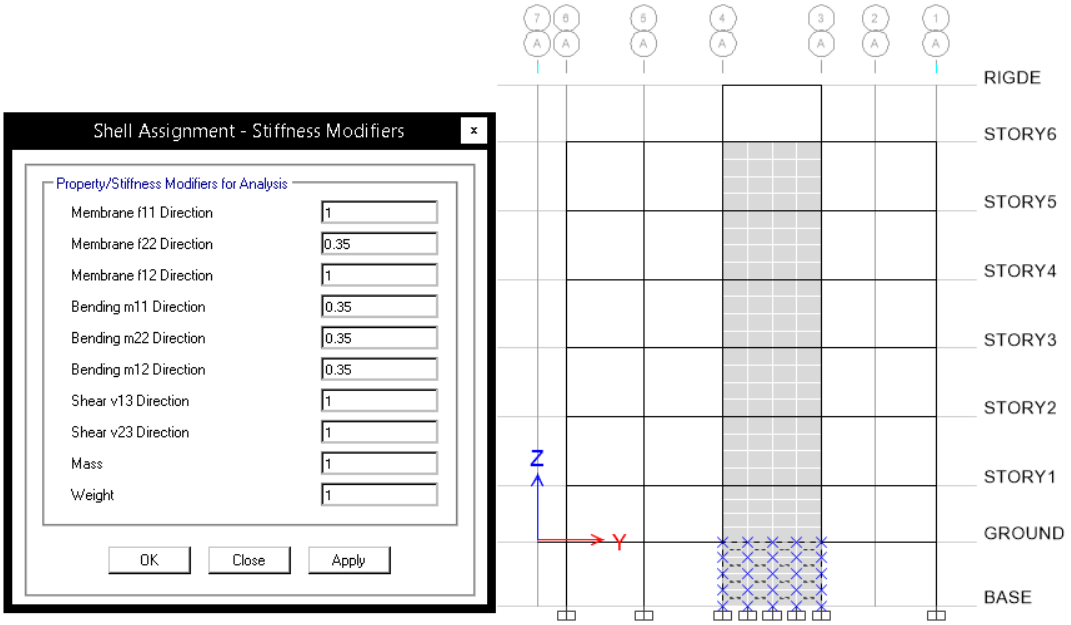
برای این منظور می توان ترکیب بارهای زیر را کنترل نمود:

0.9D±EX
0.9D±EY

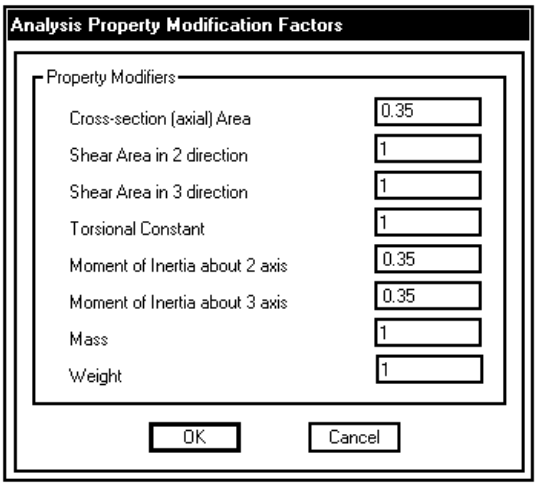
واحد سیستم را بر روی N/mm قرار داده و تنشهای موجود در دیوار را از طریق منوی زیر نمایش می دهیم:



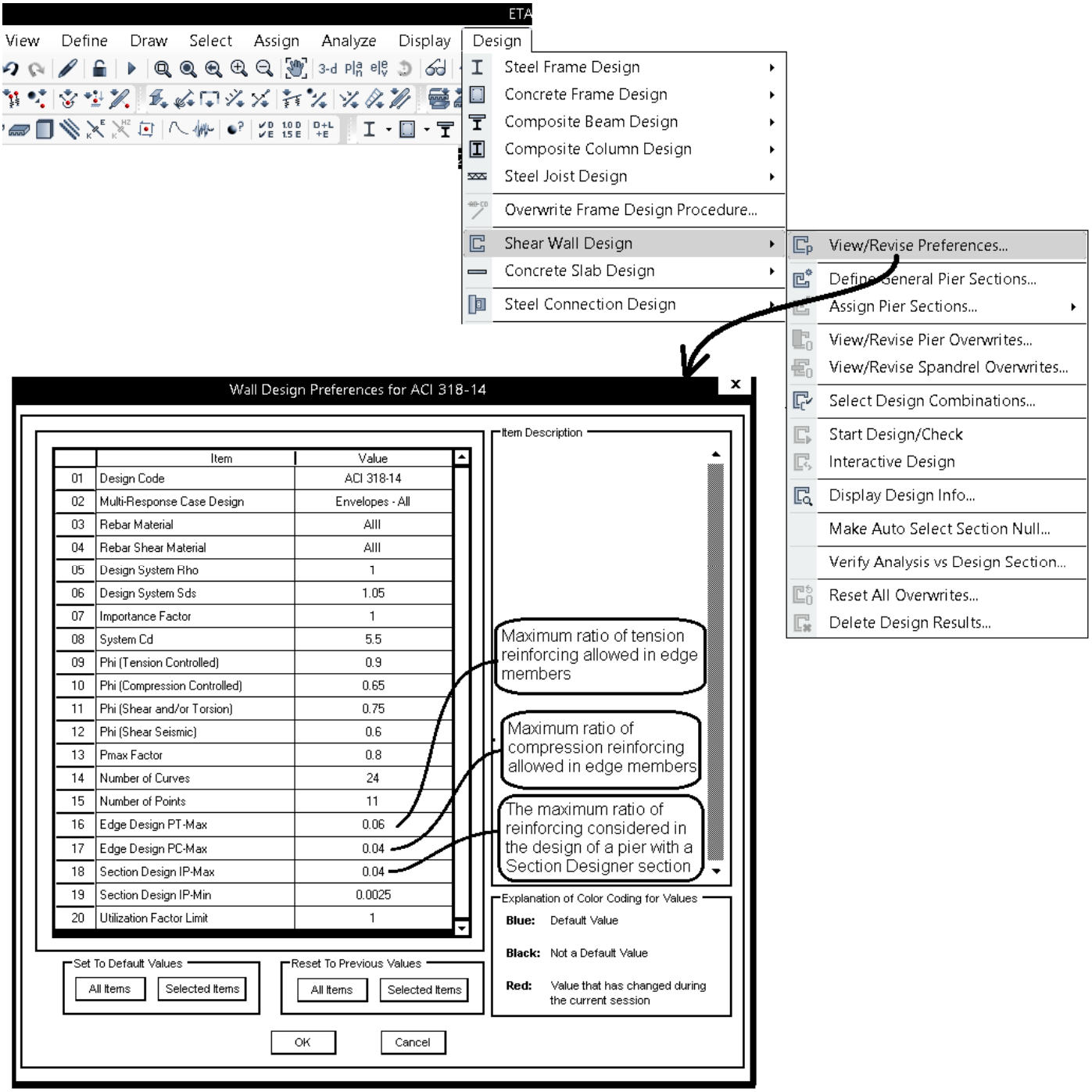
سختی خمشی دیوارهایی که تنش آنها فراتر از 3MPa می باشد، باید به 0.35I کاهش یابد:



همچنین ضریب سختی ستونهای اطراف دیوار (که در حقیقت ستون نیستند بلکه جزئی از دیوار هستند) باید به 0.35I کاهش یابند:



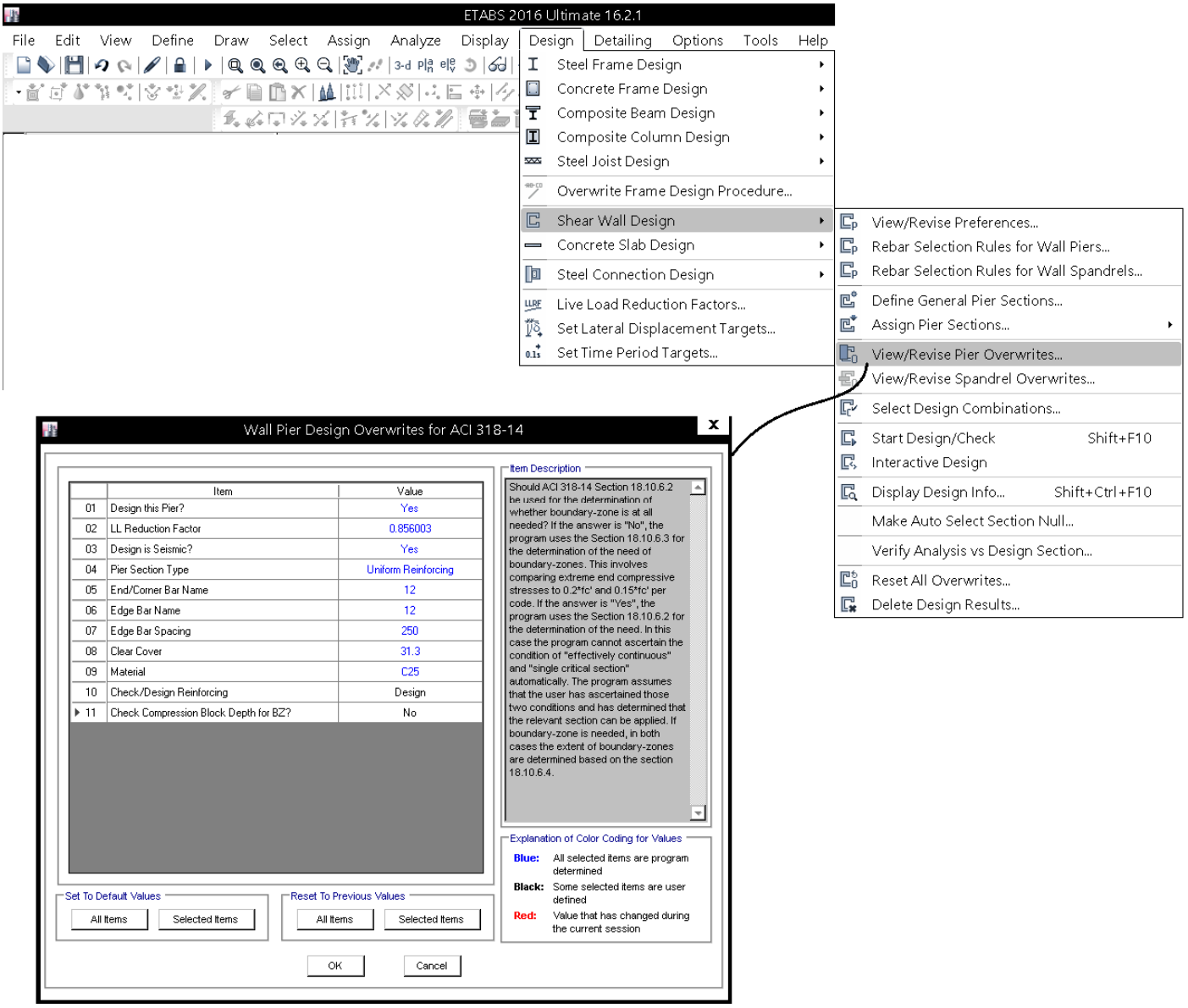
تنظیم پارامترهای طراحی



	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Rebar Material	AIII
04	Rebar Shear Material	AIII
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	1.05
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.65
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
12	Phi (Shear Seismic)	0.6
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	11
16	Edge Design PT-Max	0.06
17	Edge Design PC-Max	0.04
18	Section Design IP-Max	0.04
19	Section Design IP-Min	0.0025
20	Utilization Factor Limit	1

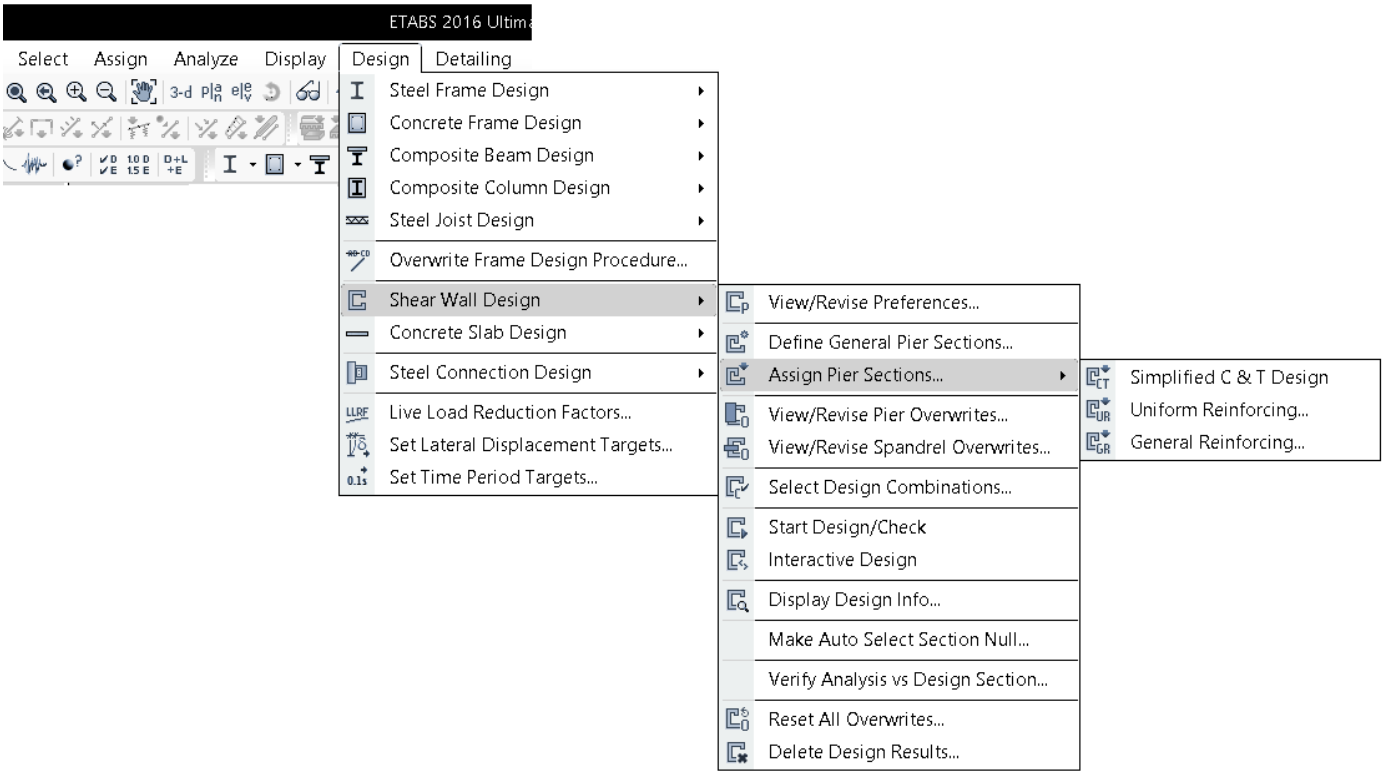
- ایتبس از پارامترهای PT-Max و PC-Max در طراحی دیوار به روش Simplified C & T استفاده می کند. در صورتی که میزان میلگرد طراحی شده از حداکثر مقدار تعریف شده در PT-Max و PC-Max فراتر رود، ایتبس ابعاد المان مرزی را در این روش افزایش می دهد.

- ایتبس از پارامترهای IP-Max و IP-Min در طراحی دیوار به روش General استفاده می کند. در صورتی که مقطع تعریف شده در Section designer به صورت design به pier نسبت داده شده باشد (نه از نوع Check) در این صورت اگر مقدار میلگرد محاسبه شده توسط ایتبس از حداکثر تعریف شده در این قسمت فراتر رود، دیوار غیر قابل قبول اعلام می شود.


ETABS 2016 Ultimate 16.2.1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Procedure...
Shear Wall Design
Concrete Slab Design
Steel Connection Design
Live Load Reduction Factors...
Set Lateral Displacement Targets...
Set Time Period Targets...
View/Revise Preferences...
Rebar Selection Rules for Wall Piers...
Rebar Selection Rules for Wall Spandrels...
Define General Pier Sections...
Assign Pier Sections...
View/Revise Pier Overwrites...
View/Revise Spandrel Overwrites...
Select Design Combinations...
Start Design/Check Shift+F10
Interactive Design
Display Design Info... Shift+Ctrl+F10
Make Auto Select Section Null...
Verify Analysis vs Design Section...
Reset All Overwrites...
Delete Design Results...
Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-14
Item Value
01 Design this Pier? Yes
02 LL Reduction Factor 0.856003
03 Design is Seismic? Yes
04 Pier Section Type Uniform Reinforcing
05 End/Corner Bar Name 12
06 Edge Bar Name 12
07 Edge Bar Spacing 250
08 Clear Cover 31.3
09 Material C25
10 Check/Design Reinforcing Design
11 Check Compression Block Depth for BZ? No
Item Description
Should ACI 318-14 Section 18.10.6.2 be used for the determination of whether boundary-zone is at all needed? If the answer is "No", the program uses the Section 18.10.6.3 for the determination of the need of boundary-zones. This involves comparing extreme end compressive stresses to 0.2*fc' and 0.15*fc' per code. If the answer is "Yes", the program uses the Section 18.10.6.2 for the determination of the need. In this case the program cannot ascertain the condition of "effectively continuous" and "single critical section" automatically. The program assumes that the user has ascertained those two conditions and has determined that the relevant section can be applied. If boundary-zone is needed, in both cases the extent of boundary-zones are determined based on the section 18.10.6.4.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session
Set To Default Values
All Items Selected Items
Reset To Previous Values
All Items Selected Items
OK Cancel

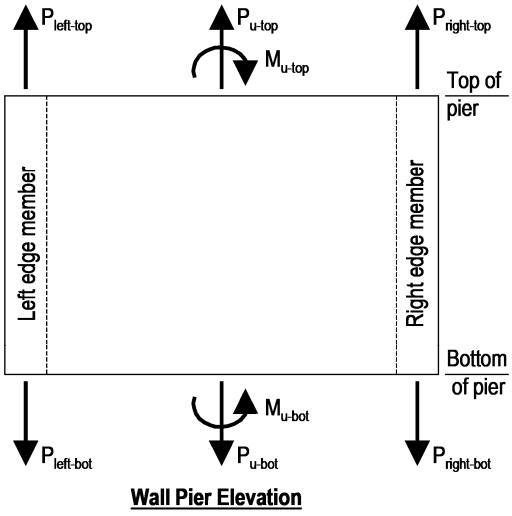
انتخاب روش طراحی

برای طراحی دیوار برشی سه روش مختلف توسط نرم افزار معرفی شده است. برای انتخاب روش ابتدا باید دیوارها را انتخاب کرده و سپس یکی از سه نوع مقطع Simplified C & T Section ، Uniform Reinforcing و یا General Reinforcing را به آنها اختصاص دهید:



۱-۱۲ استفاده از روش Simplified C and T Section

در این روش ابتدا مقدار لنگر و نیروی محوری برآیند در ابتدا و انتهای دیوار محاسبه می شود (P_{u-top} و M_{u-top} در بالای دیوار و P_{u-bot} و M_{u-bot} در پایین دیوار). سپس بر اساس رابطه زیر مقدار نیروی محوری در المانهای مرزی مشخص می شود. بر اساس نیروی محوری المانهای مرزی، مقدار آرماتور طولی لازم برای آنها محاسبه می شود.



$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

$$P_{right-top} = \frac{P_{u-top}}{2} - \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

- در این روش امکان تعریف دقیق موقعیت میلگردها در مقطع دیوار وجود ندارد و تنها مساحت کلی میلگردها در المانهای مرزی محاسبه می شود. بنابراین یک روش تقریبی می باشد.
- در این روش خمش حول محور ضعیف دیوار منظور نمی شود و از وجود آن صرف نظر می شود. بنابراین توصیه می شود در صورت استفاده از این روش از، در ترسیم دیوارها از المانهای از نوع membrane استفاده شود تا خمش حول محور ضعیف را جذب نکنند.

۱۲-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section

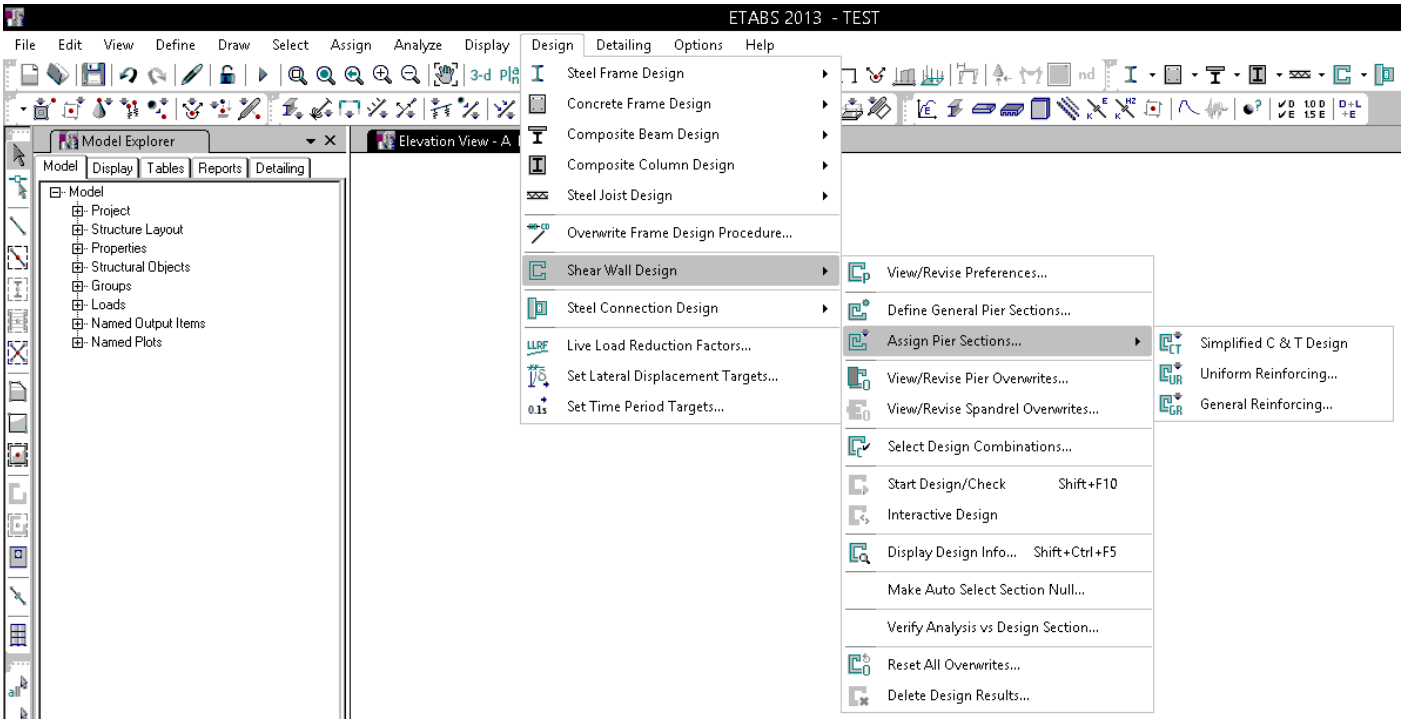
در این روش عرض دیوار ثابت فرض می شود (امکان تعریض مقطع در دو انتهای دیوار وجود ندارد). در این روش با توجه به مستطیلی فرض کردن مقطع، آنرا همانند یک ستون تحت نیروهای P-Mx-My طراحی می کند. در این حالت نمودارهای اندرکنشی برای دیوارها ترسیم می شود.

در این روش اثر لنگر حول محور ضعیف منظور میشود و بنابراین می توان برای تعریف دیوارها از المانهای shell استفاده نمود.

۱۲-۳ استفاده از روش General Reinforcing Pier Section

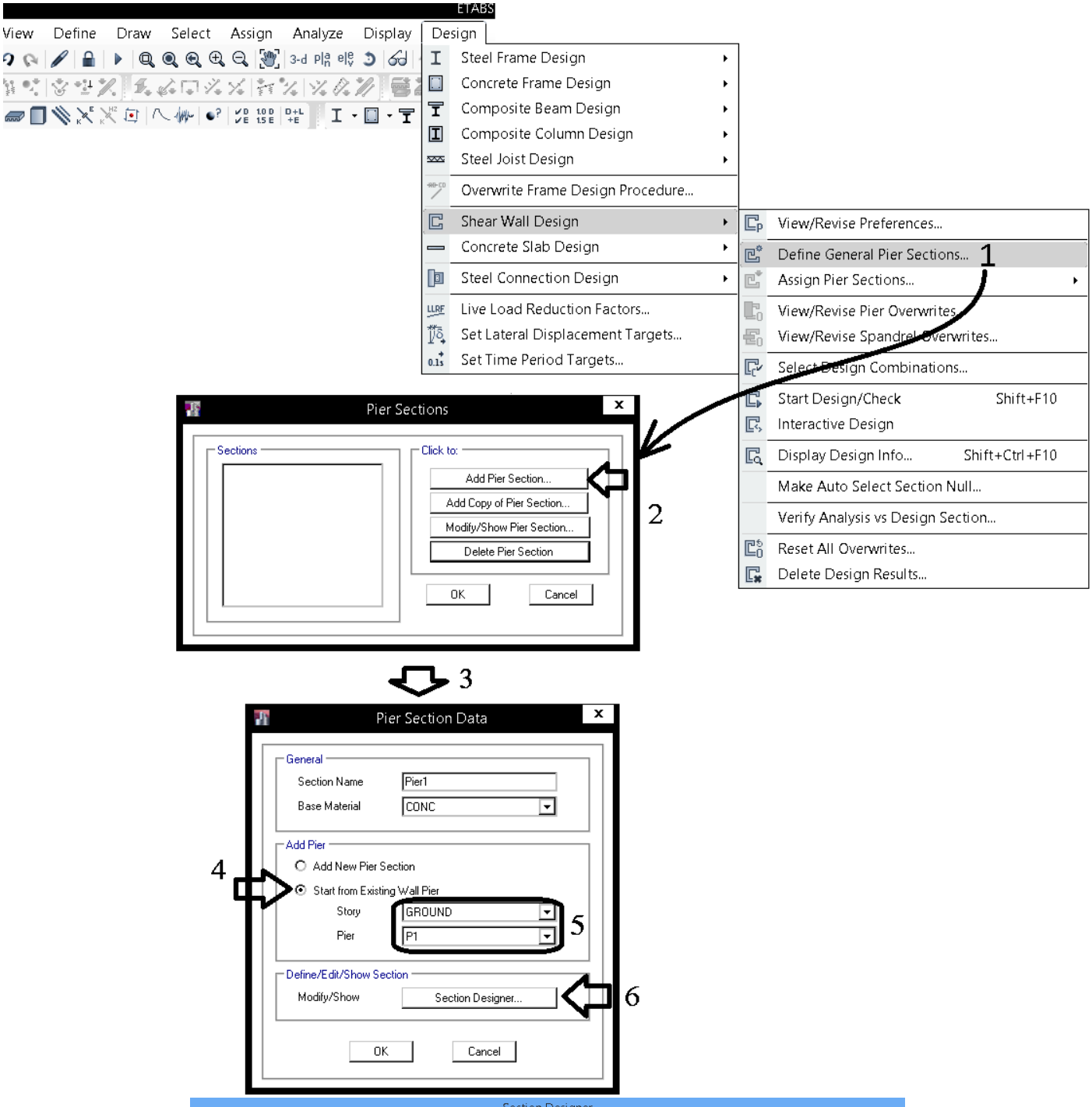
در این روش مقطع دیوار به صورت دقیق در قسمت Section designer مدل می شود و نرم افزار بر اساس آرایش آرماتورها در مقطع دیوار، آنرا کنترل می کند.

برای انجام طراحی باید المانهای دیوار را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر یکی از این سه گزینه را انتخاب نماییم:

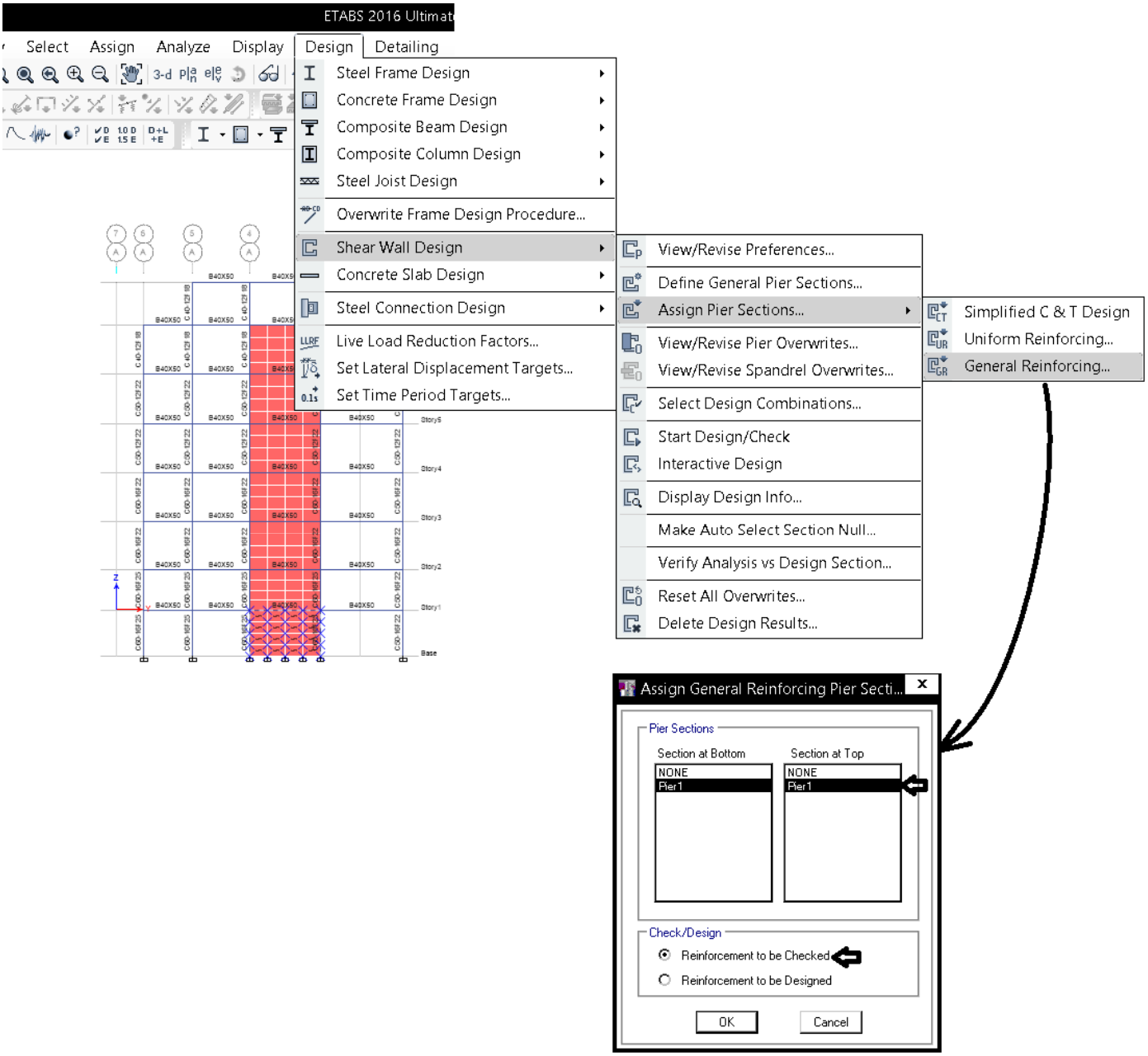


۴-۱۲ طراحی به روش General Reinforcing Pier Section

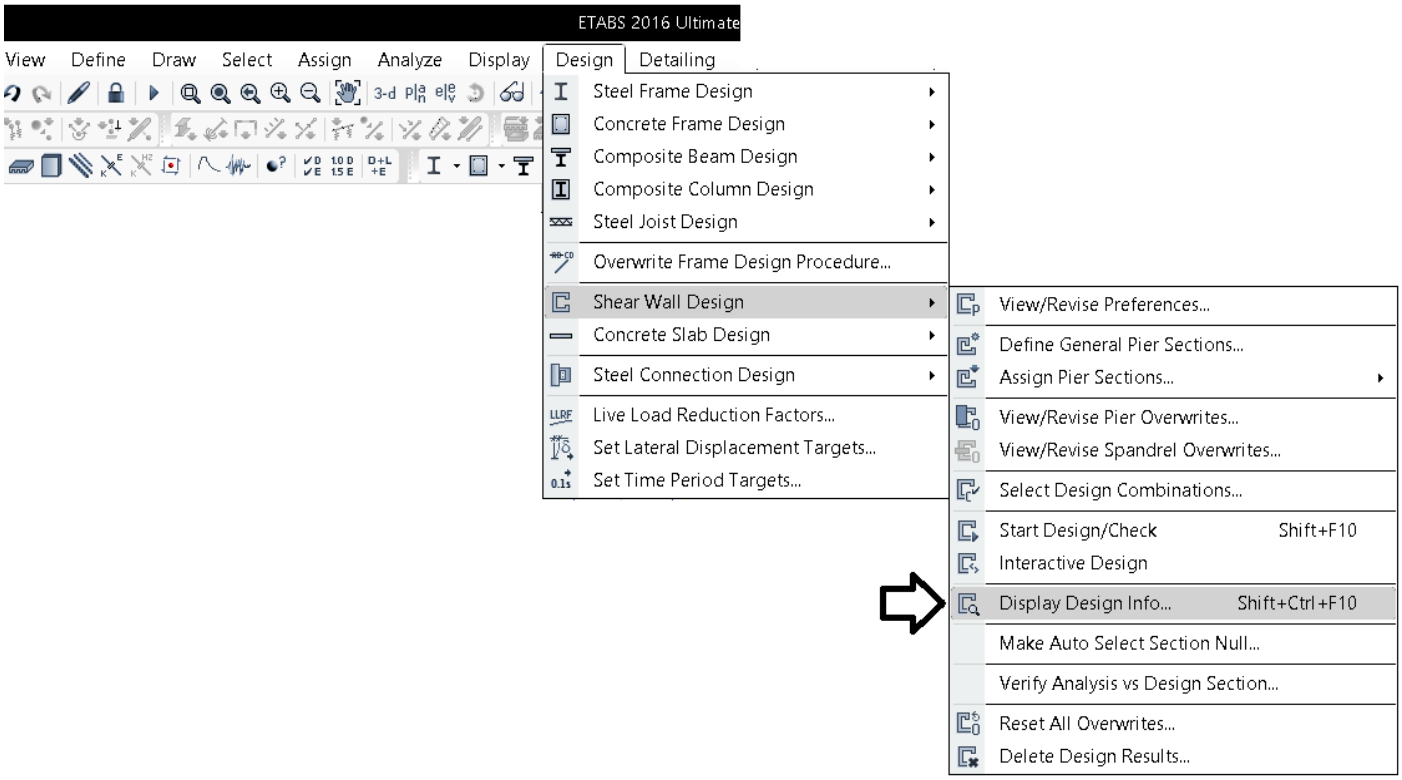
پس از برچسب گذاری باید مقطع دیوار همراه با موقعیت دقیق آرماتورها رسم شود:

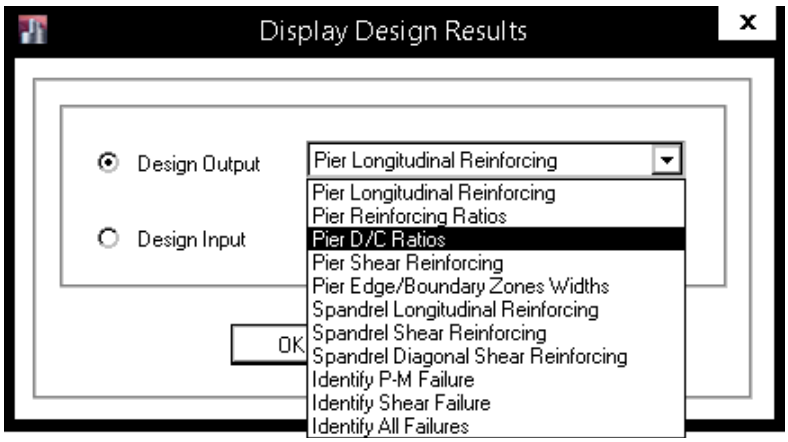


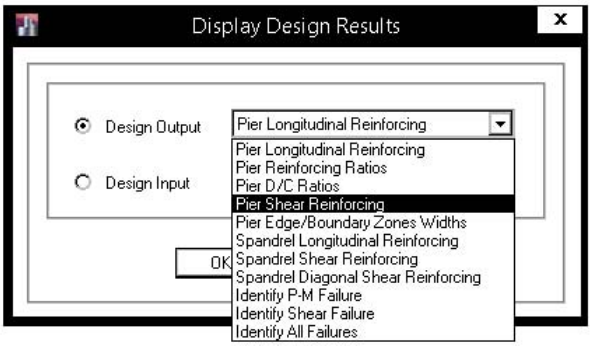
پس از تعریف مقاطع المانهای دیوار را انتخاب کرده و از منوی زیر نوع طراحی را General Reinforcing Pier Section انتخاب کرده و مقطع تعریف شده را به دیوار مورد نظر نسبت می دهیم:

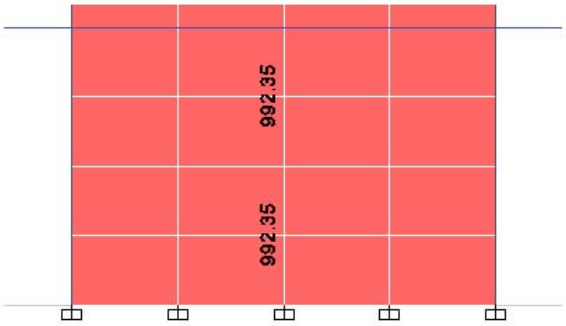


برای نمایش نسبت تنش در دیوار از منوی زیر استفاده می کنیم:



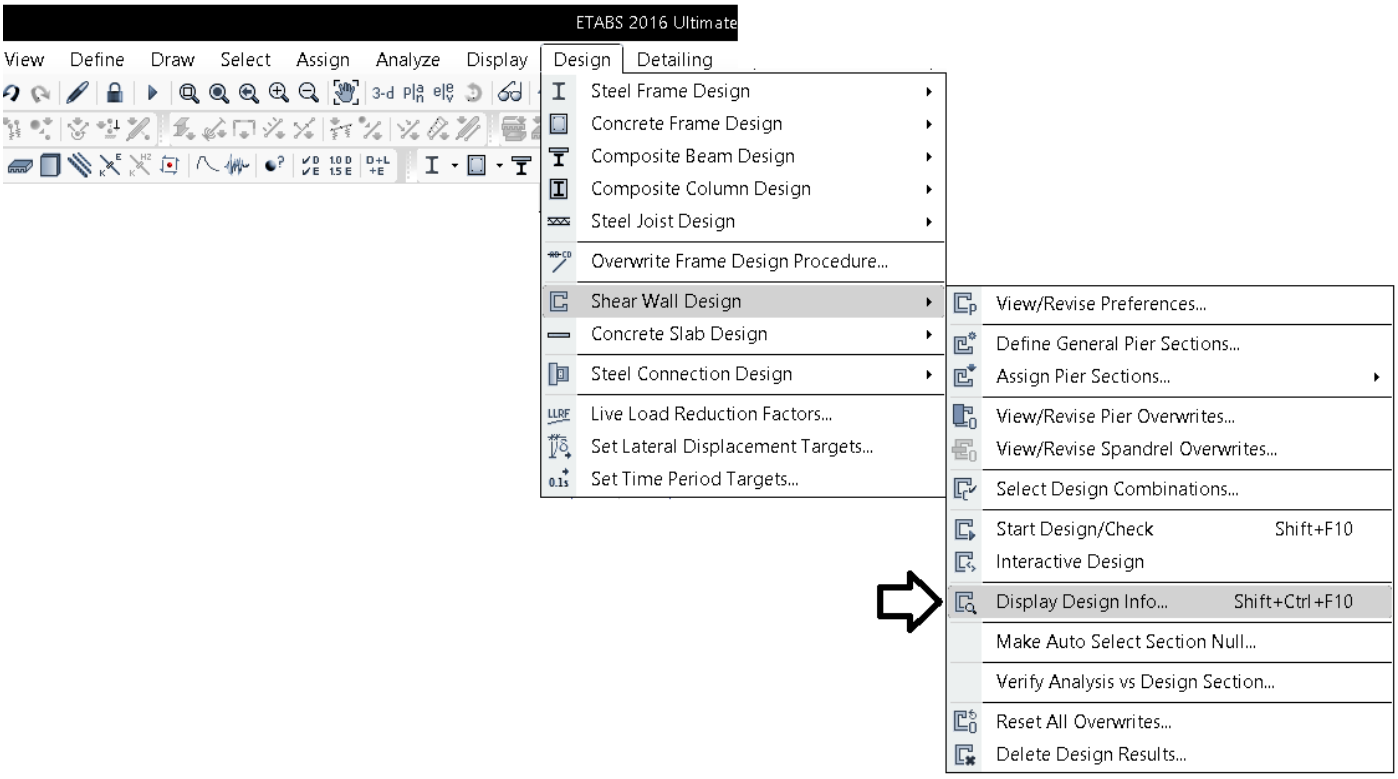


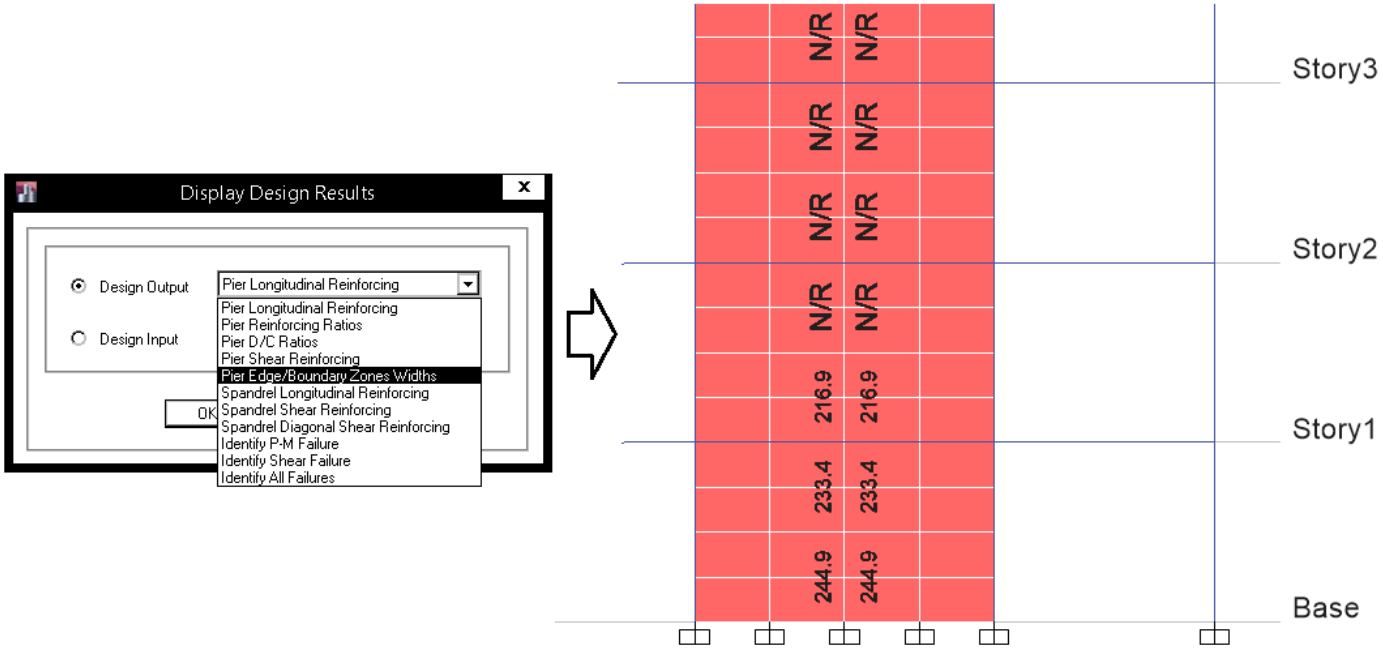




اعداد فوق آرماتورهای برشی دیوار را نشان می دهد. برای مثال در پایین دیوار مقدار A_v/s برابر $992.35\ mm^2/m$ می باشد. با توجه به اینکه از دو لایه آرماتور استفاده خواهد شد و با فرض اینکه فواصل آرماتورهای برشی (افقی) 20 cm باشد، مساحت میلگرد لازم افقی برابر $\frac{992.35}{2} \times 0.2 = 99.2235\ mm^2$ می باشد. می توان برای تامین مقدار فوق در هر لایه از Φ12@20 استفاده کرد.

برای نمایش ابعاد المان مرزی در دیوار از منوی زیر استفاده می کنیم:





ETABS 2016 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Story2	P3	0	12500	5000	350	0.554

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
23025	25	1	400	400

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 mm	Left Y_1 mm	Right X_2 mm	Right Y_2 mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	0	10000	0	15000	5000	250
Bottom	Leg 1	0	10000	0	15000	5000	250

Flexural Design for P_u, M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (mm²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u kN	M_{u2} kN-m	M_{u3} kN-m	Pier A_g mm²
Top	4063	0.0025	0.0038	UDWal9	1342.8471	-204.9543	-2829.7542	1625000
Bottom	4063	0.0025	0.0038	UDWal9	1431.6585	-157.6483	-4806.8334	1625000

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/m	Shear Combo	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	ΦV_c kN	ΦV_n kN
Top	Leg 1	625	UDWal6	1721.0357	1393.3339	695.627	1285.7095	2035.7095
Bottom	Leg 1	625	UDWal6	1941.3689	2627.8199	716.4029	1318.7595	2068.7595

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top–Left	Leg 1	Not Required	UDWal7	1938.1105	-1129.0201	2.63	5	403	1111.1
Top–Right	Leg 1	Not Required	UDWal7	1938.1105	1406.9989	2.9	5	403	1111.1
Bottom–Left	Leg 1	216.6	UDWal7	2192.75	-2165.984	3.83	5	433.2	1111.1
Botttom–Right	Leg 1	216.6	UDWal7	2192.75	2639.1623	4.29	5	433.2	1111.1

ضوابط سیستم دوگانه (قانون ۲۵% و ۵۰%)

۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده را برای ۱۰۰ درصد بارجانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

FEMA- P751:

7.4.1 Analysis of Frame-Only Structure for 25 Percent of Lateral Load

Where a dual system is utilized, *Standard* Section 12.2.5.1 requires that the moment frames themselves are designed to resist at least 25 percent of the total base shear. This provision ensures that the dual system has sufficient redundancy to justify the increase from $R = 6$ for a special reinforced concrete structural wall to $R = 7$ for a dual system (see *Standard* Table 12-2). This 25 percent analysis was carried out using the ETABS program with the mathematical model of the building being identical to the previous version except that the panels of the structural walls were removed. The boundary elements of the walls were retained in the model so that behavior of the interior frames (Frames 3, 4, 5 and 6) would be analyzed in a rational way. (It could be argued that keeping the boundary columns in the 25 percent model violates the intent of the provision since they are an integral part of the shear walls. However, in this condition, the columns are needed for the moment frames adjacent to the walls and those in longitudinal direction (which resist a small amount of torsion). Since these eight boundary columns resist only a small portion (just over 15 percent) the total base shear for the 25 percent model, the intent of the dual system requirements is judged to be satisfied. It should be noted that it is not the intent of the *Standard* to allow dual systems of co-planar and integral moment frames and shear walls.)

The seismic demands for this frame-only analysis were scaled such that the spectra base shear is equal to 25 percent of the design base shear for the dual system. In this case, the response spectrum was scaled such that the frame-only base shear is equal to $(0.25)(0.85)V_{ELF}$. While this may not result in story forces exactly equal to 25 percent of the story forces from the MRSA of the dual system, the method used is assumed to meet the intent of this provision of the *Standard*.

۱-۱۳ مراحل کنترل ضابطه ۲۵ درصد

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 25percent.edb تهیه کنید.

۲- در فایل جدید سختی دیوارها را کاهش دهید (f11=f22=f12=m11=m22=m12=0.001).

۳- ضرایب نیروی زلزله را به 25% مقدار اولیه کاهش دهید (لازم نیست ضریب رفتار سازه را تغییر دهید. همان زلزله ای را که برای سازه اصلی و با ضریب رفتار سیستم دوگانه محاسبه شده را به 0.25 ضرب کرده و به سازه اعمال نمایید).
اگر سازه اصلی بر اساس تحلیل دینامیکی طراحی شده است، در فایل ۲۵ درصد می توانید زلزله دینامیکی را بسته به مورد (بر اساس نظم سازه اولیه) با 0.25×0.85 و یا 0.25×0.9 و یا 0.25 زلزله استاتیکی همپایه نمایید. با توجه به تغییر مشخصات سازه، همپایه سازی باید مجدد در فایل ۲۵ درصد انجام شود. برای راحتی کنترل، می توان در فایل ۲۵ درصد کنترل کفایت سازه را به جای زلزله دینامیکی با زلزله استاتیکی انجام داد که البته در این صورت کاهش نیروی زلزله (تخفیف ۱۰ یا ۱۵ درصدی مربوط به زلزله دینامیکی) انجام نخواهد شد.

۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطهٔ بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

۴- طراحی سازه با همان ترکیب بارهای سازه اصلی انجام خواهد شد. برای مثال اگر در سازه اصلی از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شده است، در سازه ۲۵ درصد نیز باید از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شود.

۵- المان مرزی دیوار برشی (ستونهای اطراف دیوار برشی):

- این ستونها جزئی از دیوار محسوب شده و باید در فایل ۲۵ درصد حذف شوند. بدین منظور می توان آنها را دوسرمفصل کرد.
- منتها طبق توصیه FEMA-P751 (صفحه قبل جزوه) با حذف ستونهای اطراف دیوار رفتار قابهای خمشی غیر واقعی خواهد بود و برای اینکه یک پیش بینی صحیح از توزیع لنگرها در سازه در مدل ۲۵ درصد داشته باشیم **"درصورتی که سهم باربری جانبی ستونهای متصل به دیوار کم باشد"** میتوان در فایل ۲۵ درصد ستونهای اطراف دیوار را حذف نکرد. سهم باربری ستونهای متصل به دیوار را می توان با استفاده از section cut تعیین نمود. **"درصورتی که سهم باربری جانبی ستونهای متصل به دیوار قابل توجه باشد"** می توان ابتدا با استفاده از section cut سهم برش این ستونها از برش پایه را تعیین کرد. برای مثال فرض کنید در فایل ۲۵ درصد، ۳۲ درصد زلزله را ستونهای متصل به دیوار تحمل کنند. در این صورت می توان نیروی زلزله را برابر $\frac{0.25}{1-0.32} = 0.367$ برابر زلزله اولیه در نظر گرفت و در عوض ستونهای متصل به دیوار را حذف نکرد.

۶- اگر در داخل دیوار برشی تیری قرار گرفته است، بهتر است آن تیر نیز دوسرمفصل شود.

۷- در فایل ۲۵ درصد ممکن است پس از حذف دیوار (به خصوص دیوارهای با طول زیاد) آرماتور خمشی تیر داخل دیوار مقدار قابل توجهی بدست آید. به این میلگردها توجه نکنید. گرچه دیوار برشی در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد ولی قادر است بار ثقلی خود را به پی منتقل کند و عملا تیر مدفون در آن لازم نیست برای تحمل لنگر ناشی از وزن دیوار طراحی شود.

۸- سازه ۲۵ درصد، در کل طبقات، تحت زلزله های کاهش یافته باید پاسخگوی بارهای وارده باشد.

۹- در سازه ۲۵ درصد تنها "تحمل" سازه کنترل می شود. برای مثال نیازی به کنترل دریفت و یا نامنظمی پیچشی در سازه ۲۵ درصد نیست.

- در متن استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده که "قابهای خمشی باید مستقلا قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در **تراز پایه** باشند".

از این بند ممکن است برداشت دوگانه انجام شود:

۱- قاب خمشی تمامی طبقات باید توانایی تحمل ۲۵ درصد را داشته باشند.

۲- تنها طبقه اول لرزه ای (در تراز پایه) لازم است توانایی تحمل ۲۵ درصد داشته باشد.

به نظر مورد اول منطقی می باشد.

۱۳-۲ سازه هایی که قاب نمی تواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند.

به تبصره زیر توجه کنید:

> **پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.**
>
> **تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.**

در صورتی که تعداد قابهای خمشی کم باشد (در مقایسه با دیوار برشی) و در نتیجه نتواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند، باید سیستم را قاب ساختمانی فرض کنیم.

در این حالت ضریب رفتار سازه کاهش خواهد یافت و به جای ضریب رفتار سیستم دوگانه باید از ضریب رفتار قاب ساختمانی استفاده کنیم:

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

- بدین ترتیب در صورت عدم ارضای ضابطه ۲۵ درصد، نیروی زلزله در سازه اصلی افزایش خواهد یافت.

برای مثال اگر سیستم دوگانه با دیوار برشی ویژه و قاب خمشی ویژه را در نظر بگیریم، در صورت عدم ارضای ضابطه ۲۵ درصد، ضریب رفتار سازه از 7.5 به 6 کاهش می یابد که موجب افزایش ۲۵ درصدی در مقدار نیروی زلزله خواهد شد.

- در صورت استفاده از ضریب رفتار مربوط به قاب ساختمانی در سازه اصلی، دیگر نیازی به ساخت فایلهای ۲۵ و ۵۰ درصد نخواهد بود.

سوال:

در صورتی که سیستم باربر قاب ساختمانی محسوب شود، آیا تیرهای مربوط به قاب خمشی باید دوسرمفصل شوند (تا در تحمل بار جانبی مشارکت نداشته باشند)؟

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

طبق بند فوق در سیستم هایی که قاب ساختمانی محسوب می شوند، باید از کمک قاب خمشی صرف نظر شود و دیوار برشی به تنهایی بتواند ۱۰۰ درصد زلزله را (بدون کمک قاب) تحمل کند.

دقت نمایید که با قاب محسوب کردن سیستم و تغییر ضریب رفتار، نیروی زلزله در سازه افزایش یافته است و اگر همراه با این افزایش، از کمک قاب خمشی نیز صرف نظر شود، طرح به مقدار قابل توجهی غیر اقتصادی خواهد شد. به نظر می رسد این سخت گیری محافظه کارانه باشد.

به بند زیر از ASCE-7-2010 توجه نمایید. در این بند اشاره می کند که در صورتی که دو سیستم متفاوت (غیر از مواردی که سیستم دوگانه محسوب می شود) با هم ترکیب شود، مشخصات سازه باید بر اساس سخت گیرانه ترین ان سیستم ها انتخاب شود:

12.2.3 Combinations of Framing Systems in the Same Direction

Where different seismic force-resisting systems are used in combination to resist seismic forces in the same direction, other than those combinations considered as dual systems, the most stringent applicable structural system limitations contained in Table 12.2-1 shall apply and the design shall comply with the requirements of this section.

برای مثال اگر در یک سیستم از دیوار برشی متوسط همراه با قاب خمشی متوسط استفاده شود و قاب نتواند ضابطه ۲۵ درصد را ارضا کند، در این صورت عملا دو سیستم متفاوت زیر با هم در یک راستا ترکیب شده اند:

۱- سیستم قاب ساختمانی (با دیوار برشی بتن آرمه متوسط): $R_u = 5, \Omega_0 = 2.5, C_d = 4$

۲- سیستم قاب خمشی بتنی (متوسط): $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4.5$

بنابراین سخت گیرانه ترین ضرایب برای کل سیستم انتخاب می شود: $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4.5$

- طی مشورتی که با دوست عزیز دکتر امیرحسین شجاع داشتم، به نظر می رسد صرف نظر کردن از کمک قاب خمشی غیرمنطقی باشد و بهتر است (در صورت عدم ارضای ضابطه ۲۵ درصد) تنها ضریب رفتار سیستم اصلاح شود و نیازی به صرف نظر کردن از کمک قاب خمشی در این حالت نمی باشد.

مراحل کنترل ضابطه ۵۰ درصد:

روش اول:

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 50percent.edb تهیه کنید

۲- تمامی تیرها را انتخاب کرده و دوسرمفصل نمایید. تیرهای طره لازم نیست دوسرمفصل شوند.

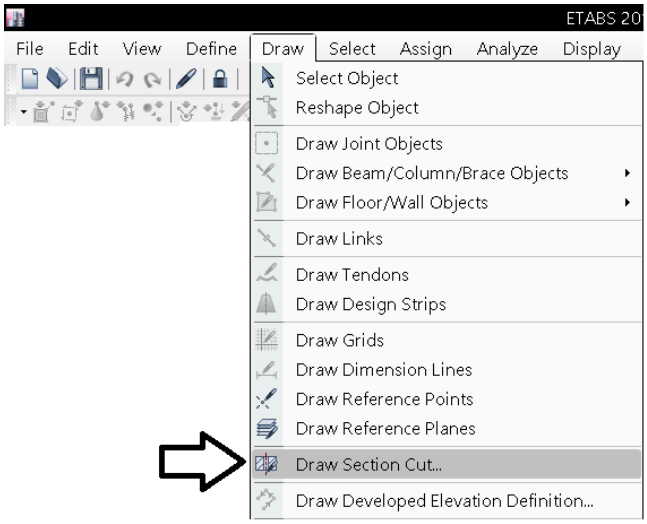
۳- تکیه گاه تمامی ستونها را در تراز پایه از حالت گیردار به حالت مفصلی ثابت تبدیل نمایید.

۴- ضرایب نیروی زلزله را به 50% مقدار اولیه کاهش دهید.

۵- کفایت دیوارهای برشی را تحت زلزله ۵۰ درصد بررسی نمایید.

- **روش دوم:**

لازم به توضیح است که روش اول که در بالا ارائه شد، در متون آیین نامه ها و یا کتب اساتید خارج از کشور و یا داخل کشور ارائه نشده است و یک روش ابداعی (و تایید نشده) می باشد. تجربه چند مورد کنترل با روش فوق، در یکی دو سال اخیر، نشان داده که این روش برای سازه های بلند ممکن است نتایج غیر معقولی داشته باشد و توصیه می کنم در صورتی که با روش اول نتواستید از سازه جواب بگیرید، از روش دوم استفاده کنید. در روش دوم با استفاده از Section cut می توان سهم برش وارد بر دیوارهای برشی (ناشی از زلزله) را تعیین کرد. اگر سهم برش دیوارها در تراز پایه بیش از ۵۰ درصد کل زلزله وارد بر طبقه باشد، بدین معناست که دیوارها به تنهایی توانایی تحمل ۵۰ درصد زلزله را دارند.



- اگر دیوار برشی موجود در سیستم ضعیف باشد و نتواند ۵۰ درصد زلزله را تحمل کند دو راهکار خواهیم داشت:

۱- مقاومت دیوارهای برشی را افزایش دهیم تا بتواند ضابطه فوق را ارضا کند.

۲- ضریب رفتار سیستم را بر مبنای قاب خمشی تعیین کرده و هم دیوار و هم قاب را بر اساس زلزله افزایش یافته (با R کاهش یافته) طراحی کنیم. البته در این حالت نیازی به حذف دیوار از سیستم نیست و دیوار و قاب با مشارکت هم زلزله را تحمل میکنند و تنها ضریب رفتار سیستم تغییر خواهد کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

کانال تلگرام:

سلام جناب دکتر وقتتون بخیر
داخل جزوه و در آخر صفحه ۴۱۷ طی بحثی به این نتیجه رسیدید که سیستم دوگانه در صورتی که شریاط ۲۵ و ۵۰ درصد رو اقنا نکنه ضریب رفتار باید طبق سیستم قاب های ساختمانی قرار بگیرید.
بعد از تغییر سیستم و تعیین ضریب رفتار تنها یک فایل برای بررسب کفایت اعضا باقی می ماند.(عدم صرف نظر از سختی قاب)در این فایل ایا نیاز هست که ستون های متصل به دیوار با توجه به اینکه میدانیم این اعضا دیگر ستون نیستند و جز از دیوار هستند رو از باربری جانبی خارج کنیم یا خیر؟
سوال دوم اینکه این گونه سیستم دوره تناوبش جگونه حساب میشه؟
تشکر

با سلام
اگر ۲۵ و یا ۵۰ درصد تامین نشه
شما عملا تنها یک فایل خواهید داشت (فایل ۱۰۰ درصد)
که در آن هم دیوار حضور دارد و هم قاب و لازم نیست عضوی حذف یا دوسرمفصل شود.

در این حالت ضریب رفتار سازه اصلی بر اساس قاب ساختمانی (اگر ۲۵ تامین نشود) و یا قاب خمشی (اگر ۵۰ تامین نشود) تعیین میشود.

منتهی دوره تناوب تجربی سازه از رابطه مربوط به سایر موارد (H^0.05۰/۰۵) محاسبه خواهد شد.

لازم به ذکر است که گاهی مهندس طراح جهت کنترل دریفت و یا منظم کردن سازه (از نظر پیچش) دیوارهای برشی کوچک در قاب خمشی بتنی قرار می دهد که در این حالت سازه مسلما ۵۰ درصد را تامین نمی کند و قاب خمشی محسوب می شود. منتهی با توجه به اینکه ابعاد دیوار قرار داده شده کوچک می باشد ، به نظر می رسد در این حالت بتوان دوره تناوب سازه را بر اساس رابطه قاب خمشی محاسبه کرد.
در این رابطه راهنمای نظام مهندسی تهران پیشنهاد خوبی ارائه کرده که منطقی و مناسب به نظر می رسد (البته در ایین نامه قید نشده):

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران	***واحد کنترل نقشه نظام مهندسی استان تهران***	ویرایش سوم اسفند ۱۳۹۶
	دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه های سازه	ISO:WI/D.C/01.01 صفحه ۶

مهاربندی شده را کنترل نمود (در صورت وجود دال بتنی، از سختی آن نیز می باید صرف نظر کرد). حذف سختی خمشی قاب با مفصلی نمودن تیرهای قاب (به استثناء تیرهای کنسولی) و کاهش سختی خمشی ستونها به میزان 0.01 می تواند انجام پذیرد. در صورتیکه دیوار برشی یا قابهای مهاربندی شده قادر به تحمل ۵۰٪ نیروی زلزله نباشد صرفاً ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار سیستم قاب خمشی متناظر در نظرگرفته شود و کماکان زمان تناوب سازه با استفاده از رابطه $0.05H^{0.75}$ محاسبه می گردد.
در مواردی که طول دیوار استفاده شده در ساختمان کوچک باشد، به نحوی که مقدار زمان تناوب سازه در راستای مورد نظر در حالت با دیوار بیش از ۱۵ درصد حالت بدون دیوار کاهش پیدا نکند، زمان تناوب سازه مذکور در راستای مربوطه می تواند از ضابطه مربوط به قاب خمشی و برابر $0.05H^{0.9}$ محاسبه گردد.

کانال تلگرام:

در سازه قاب خمشی متوسط بنده برای کنترل دریفت از دیوار برشی بطول ۲ متر استفاده کردم (فضای معماری اجازه دیواربرشی - سیستم دوگانه را نمیده) و حال این دیوار ۲ متر الزامات ۵۰% را ارضا نمیکنه و مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ باید برای تعیین ضریب رفتار ، سیستم را از نوع قاب خمشی در نظر گرفت.

حال برای تعیین زمان تناوب هم میتوان از قاب خمشی استفاده کرد یا نه؟ یا باید از سیستم دوگانه استفاده کرد؟

بعضی مهندسین معتقدن فقط باید ضریب رفتار را از قاب خمشی استفاده کرد و زمان تناوب را از سیستم دوگانه برداشت کرد؟

بعضی دیگر هم معتقدن باید زمان تناوب را از قاب خمشی استخراج کرد اما طبق ۲۸۰۰ (وجود میانقاب برای حرکت سازه) باید آن را در ۰/۸۰ ضرب کرد؟

با سلام

در این حالت شما ترکیب دو سیستم زیر را دارید:

۱-قاب خمشی متوسط

R=5
Cd=4.5
T=0.05H^0.9

۲-قاب ساختمانی با دیوار برشی متوسط

R=5
Cd=4
T=0.05H^0.75

منتها ترکیبی که شرایط سیستم دوگانه را ندارد و دوگانه محسوب نمی شود.

در این موارد باید بدترین ضرایب را از بین دو سیستم انتخاب کنید.

$$R \rightarrow Min \rightarrow 5$$
$$Cd \rightarrow Max \rightarrow 4.5$$
$$T \rightarrow Min \rightarrow 0.05H^{0.75}$$

کانال تلگرام:

با سلام و خسته نباشید. آقای دکتر در سازه های بتنی، ستون های متصل به دیوار برشی جز دیوار برشی محسوب می شود یا ستون. چرا که در برخی رفرنسها به عنوان ستون در نظر گرفته شده و طراحی می شود . از نظر اینجانب با توجه به اتصال به دیوار برشی و افزایش سختی و عدم امکان کمانش همانند ستون های معمولی، بایستی فقط به عنوان دیوار برشی مورد طراحی قرار گیرد. خواهشمند است نظر خود را اعلام نمایید با تشکر از مطالب پر بار جنابعالی.

پاسخ: با سلام، مسلما ستونهای دو انتهای دیوار برشی، جزئی از دیوار محسوب می شوند. بنابراین اگر در طراحی Frame design، نسبت تنش آنها بیش از یک باشد (ایتبس آنها را به عنوان ستون در نظر گرفته و برای آنها مجزای از دیوار نسبت تنش اعلام نماید) ، ایرادی بر سازه وارد نخواهد بود. در این حالت به این نسبت تنشها توجه نخواهید کرد. تنها باید به نسبت تنش مربوط به دیوارها توجه شود.

نکته: گرچه این ستونها جزئی از دیوار هستند ولی توصیه می کنم اجازه ندهید نسبت تنش تکی آنها (وقتی ستون طراحی شوند) بیش از یک حد فراتر رود (مثلا بیش از 1.5 نشود) علت: گرچه اینها جزئی از دیوار می باشند، ولی به هر حال توزیع تنش در طول دیوار یکنواخت نمی باشد و ممکن است به صورت موضعی تنش در این اعضا فراتر از میانگین دیوار باشد. اگر نسبت نیروها در دو انتهای دیوار از یک حدی فراتر رود، امکان بازپخش نیروها در دیوار ممکن نخواهد بود.

سوال: آیا دیوارهای U شکل یا L شکل اطراف راه پله به صورت یکپارچه pier شود یا جداگانه؟

برخی از مهندسین به استناد بندهای زیر از مبحث نهم و ACI معتقدند که بهتر است در دیوارهای U شکل، اضلاع دیوار را جداگانه pier کرد:

۹-۲۰-۷ دیوارهای سازه‌ای باشکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۲ محدودیت‌های هندسی

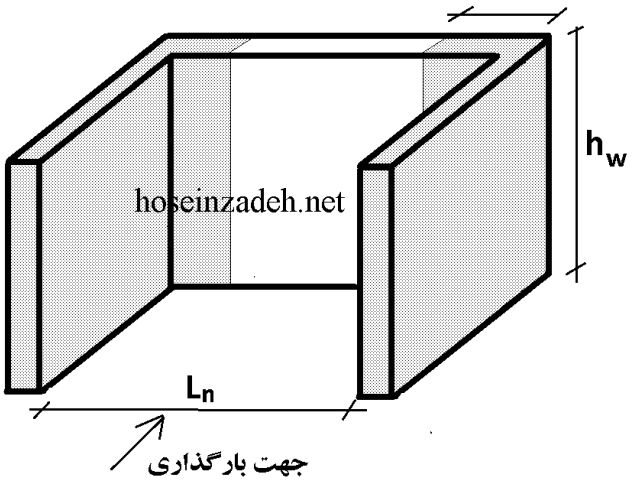
۹-۲۰-۷-۳-۲ در طراحی دیوارهای با مقطع U و T و L شکل عرض مؤثر بال، اندازه‌گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبات به کار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) زیر در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیق‌تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- یک چهارم ارتفاع کل دیوار

18.10.5.2 Unless a more detailed analysis is performed, effective flange widths of flanged sections shall extend from the face of the web a distance equal to the lesser of one-half the distance to an adjacent wall web and 25 percent of the total wall height.

$b_e = Min(L_n/2 , h_w/4)$



پرسش و پاسخ از ACI به نقل از جناب دکتر محمد جلال پور:

In section 18.10.5.2, where the code talks about L, C or T shape wall sections, does it mean that the design engineer needs to calculate the total axial and bending moment forces on the composite (C, L ot T shape) section and design the wall section as a whole or still we need to design each segment separately for the axial and moment forces acting only on that portion? C, L, or T shaped walls should be analyzed considering the entire section acting as a unit. Analysis should not be performed separately for each planar element of the wall. When performing analysis, the effective flange width should be specified according to 18.10.5.2. If a finite element analysis of the wall under applied earthquake and gravity loads is performed, then many designers consider the finite element analysis "a more detailed analysis", so that the flange width requirement of 18.10.5.2 does not apply. In that case, many designers include the entire extent of all planar wall elements in the finite element model.

با توجه به پاسخ فوق، با توجه به مش بندی المانهای دیوار برشی در ایتبس، می توان ادعا کرد که تحلیل دقیق انجام شده است (detailed analysis is performed) و بنابراین می توان کل دیوار برشی را به صورت یک pier واحد تعریف کرد.

Moehle, 2014:

In the past, demand for open space in the first story led to many older buildings in which walls from upper stories were discontinued in the first story, creating a weak first story (Figure 13.4*a*). These have performed poorly in past earthquakes (Figure 13.5). This configuration, classified by ASCE 7 as an Extreme Weak Story Irregularity, is no longer permitted in new buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F.

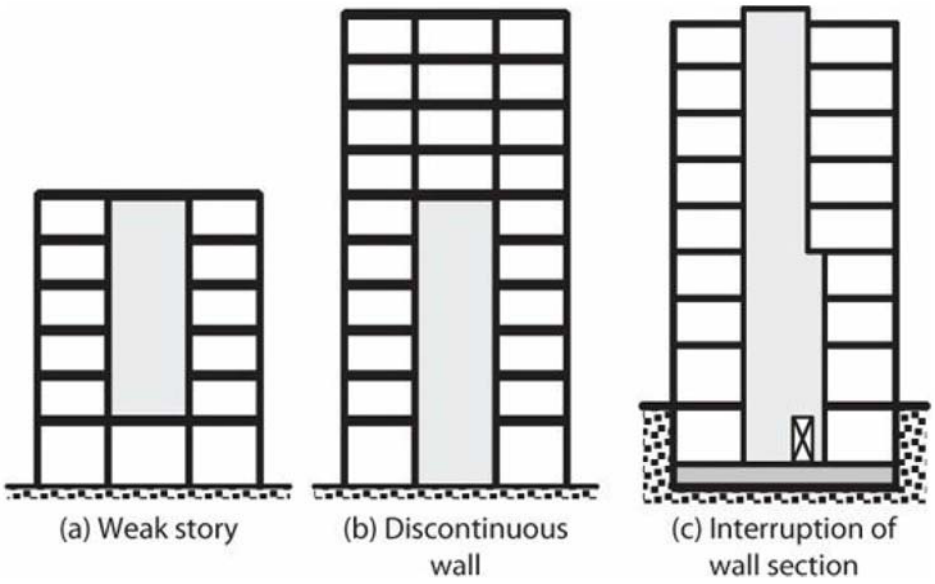


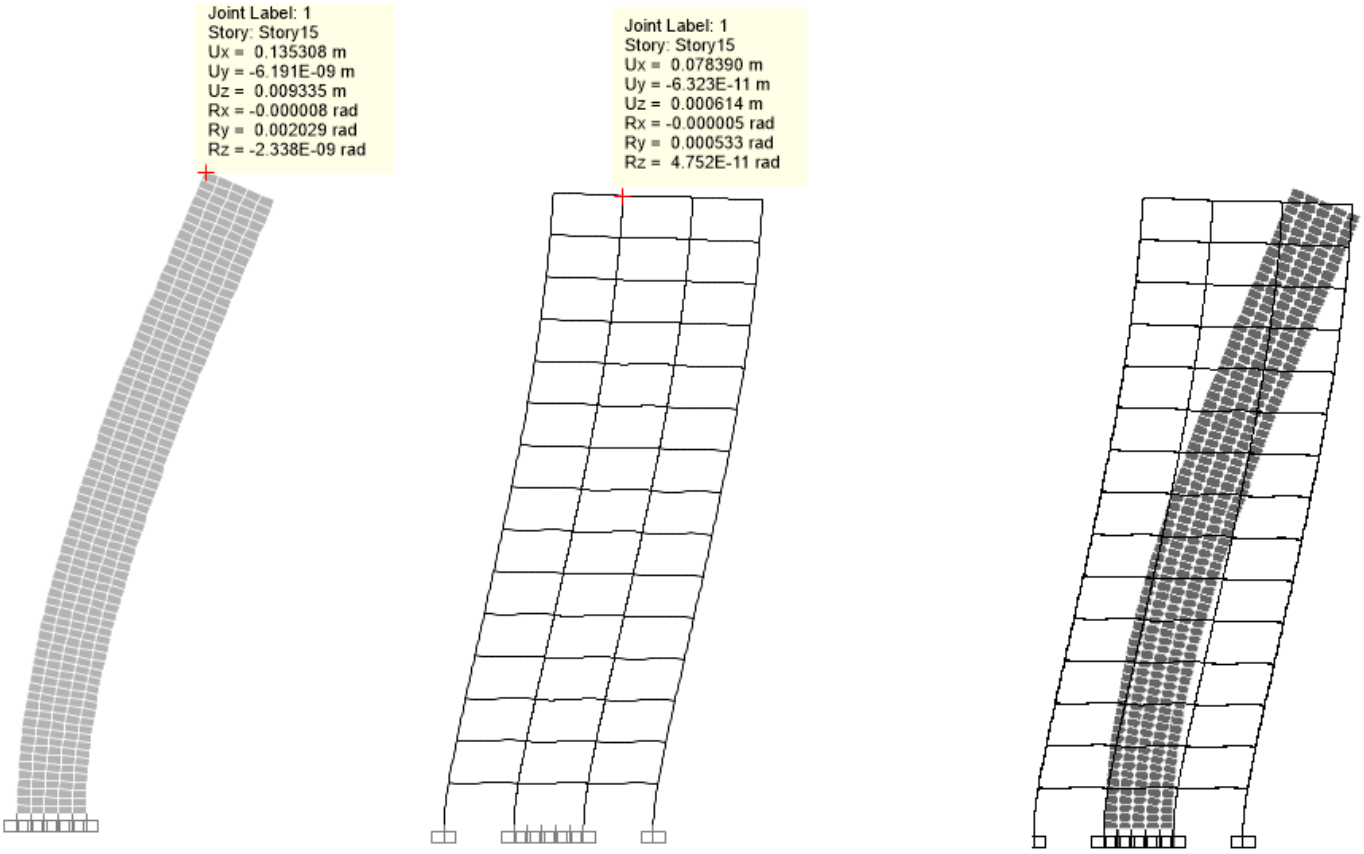
FIGURE 13.4 Wall vertical irregularities.

FIGURE 13.5 Permanent offset of weak first story due to discontinued wall, Olive View Hospital, 1971 San Fernando earthquake. (*Photograph by K. Steinbrugge, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.*)

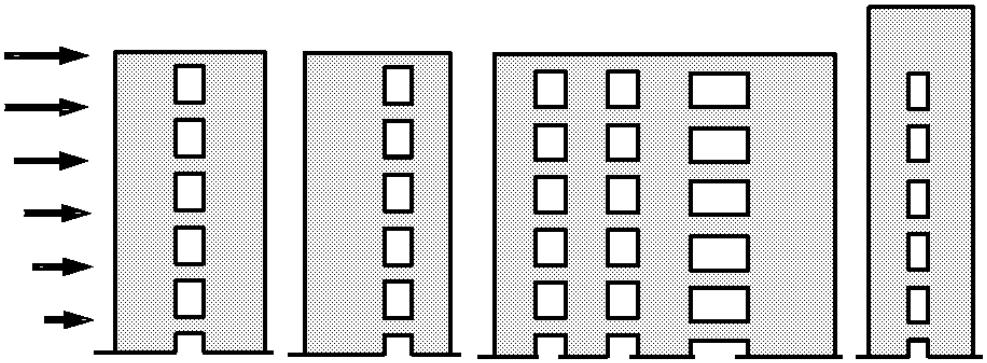
Walls extending from the foundation and discontinued at some intermediate level (Figure 13.4*b*) are permitted by most codes, but the design may be penalized by increased seismic design forces. It is preferred to have more gradual reduction in wall section (length, thickness, or both), as illustrated by Figure 13.4*c*. Such transitions in wall length or thickness may require details to enable the flow of forces near the transition. See Section 13.6.3.

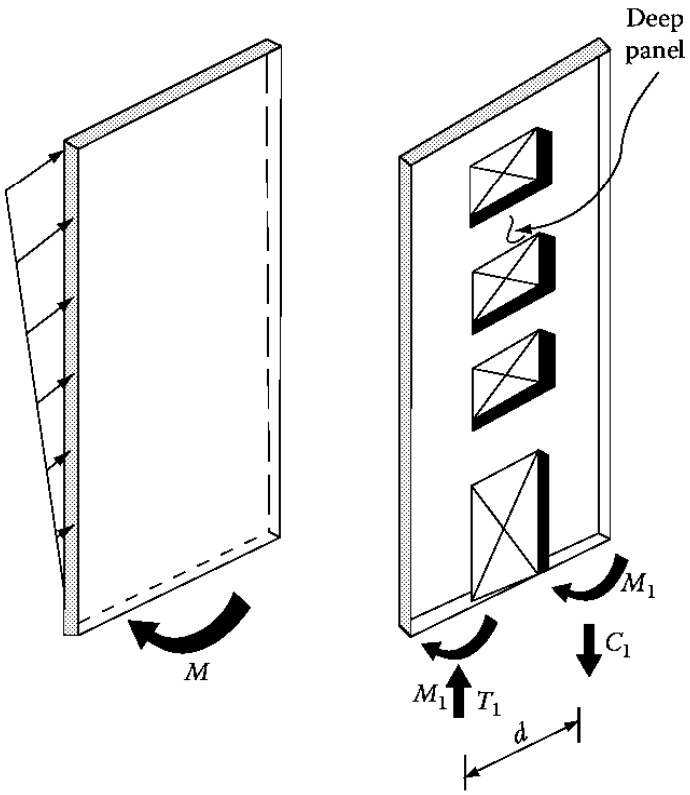
اندرکنش دیوار و قاب

در طبقات فوقانی دیوار برشی نه تنها در تحمل زلزله کمکی نمی کند، بلکه (به علت شیبی که از پایین سازه پیدا کرده است) یک کشش مضاعف به قاب خمشی وارد می کند.



تیر همبند (Coupling beam)





نرم افزار ETABS اثرات نیروی محوری، خمش حول محور ضعیف، پیچش و یا برش در راستای ضعیف را کنترل نمی کند:

In this program, wall spandrels are designed for major direction flexure and shear only. Effects caused by any axial forces, minor direction bending, torsion or minor direction shear that may exist in the spandrels must be investigated by the user independent of the program. Spandrel flexural reinforcing is designed for each of the design load combinations. The required area of reinforcing for flexure is calculated and reported only at the ends of the spandrel beam.

۱-۱۶ سختی خمشی تیرهای همبند

طبق ACI-318-14 می توان سختی اعضا را مطابق جدول زیر در نظر گرفت:

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

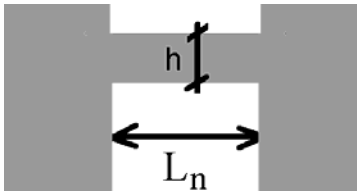
Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

در جدول فوق برای تیرهای کوپله مقدار سختی مشخصی ارائه نشده است و اگر بخواهیم طبق ACI عمل کنیم باید به ناچار مطابق تیرها، سختی تیرهای کوپله را برابر 0.35 در نظر بگیریم (f11=0.35).

به توضیحات ارائه شده توسط پروفسور Moehle توجه نمایید:

ACI 318 provides frame beam effective stiffness values, but these are not appropriate for typical coupling beams. Coupling beams are expected to sustain damage before significant yielding occurs in walls, leading to faster stiffness reduction. Coupling beam effective stiffness is further reduced because of concentrated end rotations associated with reinforcement slip from anchorage zones within the wall boundary. ATC 72 (2010) recommends effective stiffness $E_cI_e = 0.15E_cI_g$ with shear deformations calculated based on $G_c = 0.4E_c$ for $l_n/h \geq 2$ and $G_c = 0.1E_c$ for $l_n/h \leq 1.4$, with linear interpolation for intermediate aspect ratio.

به توضیحات ATC-72-1 در رابطه با تیر همبند (Coupling Beam) توجه نمایید:



In summary, yield deformations for coupling beams with $l_n/h \geq 2.0$ are dominated by flexure, and use of $E_cI_{eff} \approx 0.15E_cI_g$ and $G_c = 0.4E_c$ are appropriate. For beams with $l_n/h \leq 1.4$, deformations due to flexure and shear are about equal, nonlinear behavior is dominated by shear deformations, and use of $E_cI_{eff} \approx 0.15E_cI_g$ and $G_c = 0.1E_c$ are appropriate. Linear interpolation of effective stiffness values for clear span-to-depth ratios $1.4 \leq l_n/h \leq 2.0$ is a reasonable approach.

طبق توصیه ATC-72-1 ضرایب زیر برای تیرهای پیوند توصیه میشود:

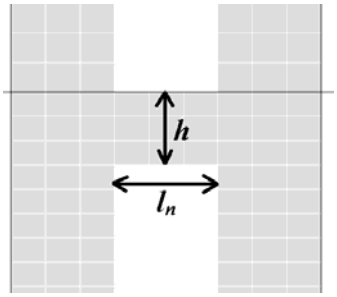
$$\frac{l_n}{h} \geq 2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 1 \end{cases}$$

$$\frac{l_n}{h} \leq 1.4 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 0.25 \end{cases}$$

- در صورتی که ضریب پواسون برابر 0.2 وارد شده باشد، مقدار مدول برشی به صورت پیش فرض برابر $G_c = 0.4E_c$ خواهد بود و بنابراین ضریب f12 را در حالت اول برابر یک فرض کرده ام.
  در حالت دوم که $\frac{l_n}{h} \leq 1.4$ و $G_c = 0.1E_c$ می باشد، می توان ضریب f12 را برابر 0.25 منظور کرد.

- برای مقادیر $2 \leq \frac{l_n}{h} \leq 1.4$ می توان درون یابی کرد.
- ضرایب m11, m22, m12 را برای هر دو حالت می توان مانند تیرها برابر 0.35 در نظر گرفت

۲-۱۶ جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند



اگر $\frac{l_n}{h} \geq 4$ (ℓ_n/h) باشد نیازی به آرماتور قطری نیست و تنها باید ضوابط تیرهای با شکل پذیری ویژه رعایت شود.

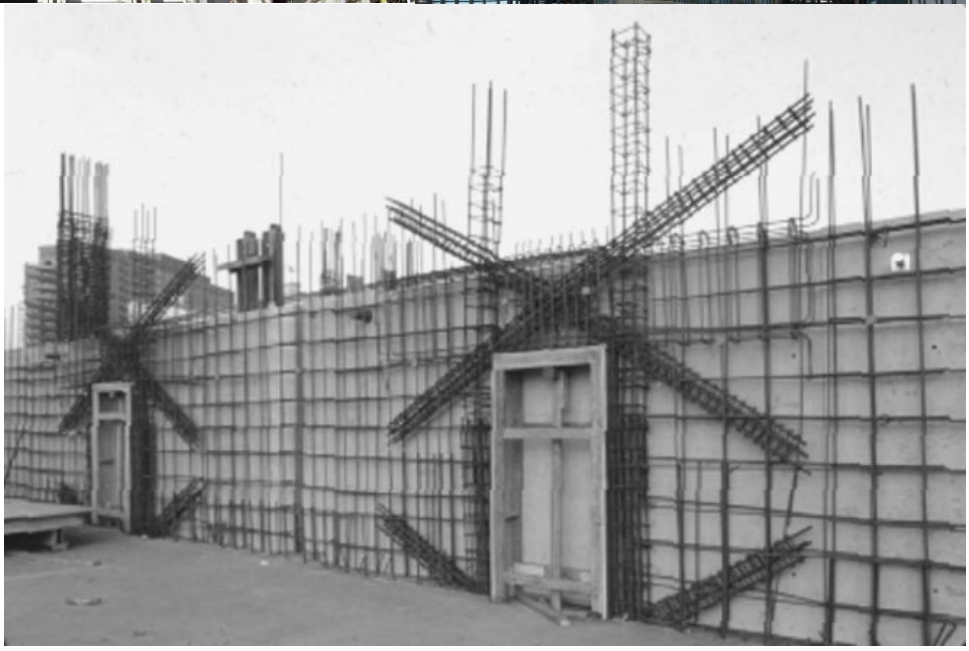
۹-۲۰-۷-۵-۱ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگتر از ۴، $(\frac{l_n}{h} \geq 4)$، می باشد بایدالزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ ، با فرض آنکه لبه های دیوارها به عنوان تکیه گاه های ستونی عمل می کنند، رعایت شود. در صورتیکه بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ (ب)و(پ) نمی باشد.

اگر $\frac{l_n}{h} < 2$ (ℓ_n/h) و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ باشد باید از آرماتور قطری به صورت ضربدری استفاده شود.

۹-۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، کوچکتر از ۲، $(\frac{l_n}{h} < 2)$ ،بوده و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می باشند، استفاده گردد.

درصورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، توانایی باربری قائم آنها ، امکان خروج اضطراری از ساختمان، ویا انسجام اجزاء غیر سازه ای و اتصالات آنها به سازه حفظ گردد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

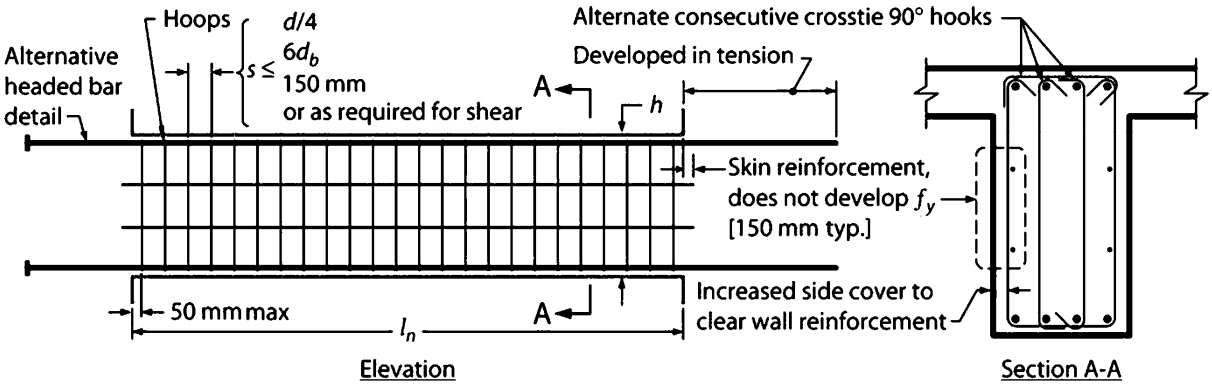
۹-۲۰-۷-۵-۳ در تیرهای همبندی که هیچکدام از شرائط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۱ یا ۹-۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، میتوان یا از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که بصورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده، ویا از آرماتورهائی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲ ، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۲-۴، و با منظورنمودن لبه دیوارها به عنوان تکیه گاه های ستونی، استفاده نمود.



اگر $\frac{l_n}{h} \geq 4$ (ℓ_n/h) باشد نیازی به آرماتور قطری نیست و تنها باید ضوابط تیرهای با شکل پذیری ویژه رعایت شود.

۹-۲۰-۷-۵-۱ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگتر از ۴، ($\frac{l_n}{h} \geq 4$)، می باشد بایدالزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ ، با فرض آنکه لبه های دیوارها به عنوان تکیه گاه های ستونی عمل می کنند، رعایت شود. در صورتیکه بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ (ب)و(پ) نمی باشد.

در مواردی که $\frac{l_n}{h} \geq 4$ باشد، جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند مشابه آرماتورگذاری تیرهای ویژه خواهد بود. در این حالت با توجه به اینکه طول تیر کوتاه می باشد، عملا امکان وصله میلگردهای طولی وجود نخواهد داشت. از طرفی به جای اینکه تنها دو انتهای تیر به طول 2h ناحیه بحرانی منظور شود، عملا بهتر است به علت طول کم تیر، کل تیر همانند ناحیه بحرانی تیرهای ویژه آرماتورگذاری شود. شکل زیر (برگرفته از Moehle) نمونه ای از آرماتورگذاری تیر همبندبا $\frac{l_n}{h} \geq 4$ را نشان می دهد:



اگر $(\ell_n/h) < 2$ و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ باشد باید از آرماتور قطری به صورت ضربدری استفاده شود.

۹-۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، کوچکتر از ۲، ($\frac{l_n}{h} < 2$)، بوده و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می باشند، استفاده گردد.

درصورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، توانایی باربری قائم آنها ، امکان خروج اضطراری از ساختمان، ویا انسجام اجزاء غیر سازه ای و اتصالات آنها به سازه حفظ گردد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

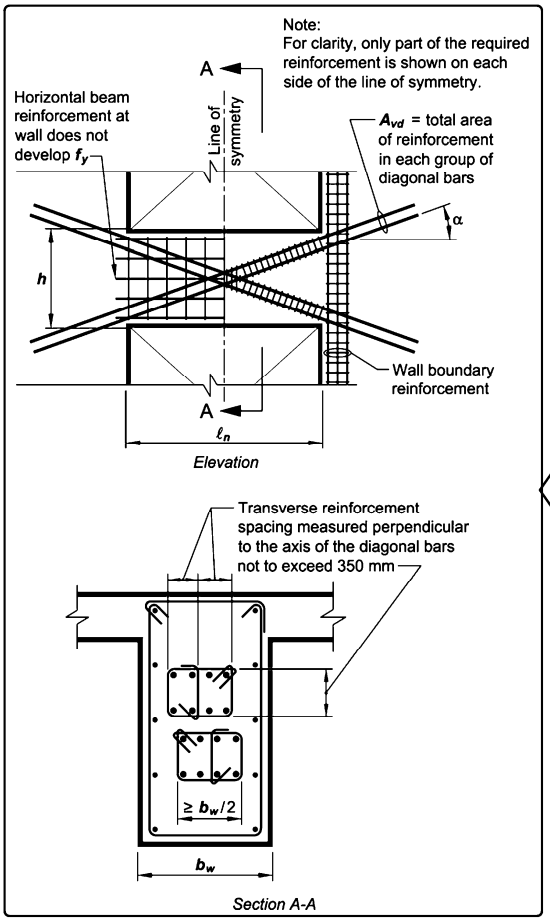
۹-۲۰-۷-۵-۴ در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع، متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده اند باید دو بند (الف) و (ب) ویکی از بندهای (پ) یا (ت) زیر را رعایت نمود و نیازی به رعایت بند۹-۱۱-۸ نمی باشد:

الف- V_n از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{vd}f_y Sin\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \qquad (۹-۲۰-۱۳)$$

در رابطه فوق، α زاویه بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیرهمبند میباشد.

ب- هرگروه میلگردهای قطری باید حد اقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود. طول مدفون آرماتورها در دیوار، بایدحد اقل برابر ۱/۲۵ برابر طول گیرائی آن ها در کشش باشد.



پ- هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بعد بیرونی آنها در امتداد موازی با عرض جان تیر همبند b_w بوده، محصورشوند و مقدار A_{sh} برای آنها نباید از بیشترین دو مقدار زیر کمتر اختیار شود:

$$0.09sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۱۴)$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۱۵)$$

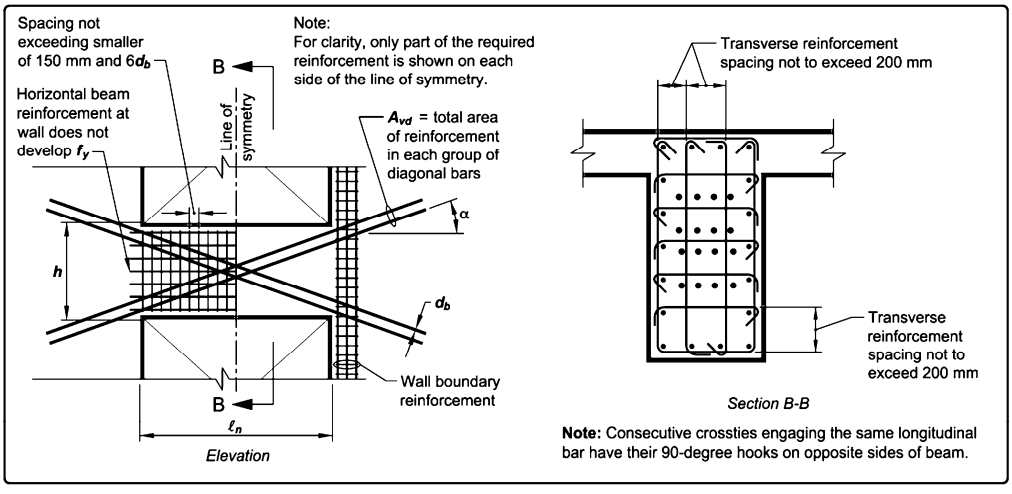
به منظور محاسبه A_g، فرض میشودپوشش بتن مطابق بند ۴-۹ در هر چهار طرف هرگروه آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳-۳(پ) باشد واز شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نبوده و نیز فاصله سنجاق ها ویا ساق تنگ ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله آنها از یکدیگر ونیز محدودیت های نسبت حجمی تغییر نکند، میتوان تغییر داد. در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری فولاد طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حد اقل $0.002b_w.s$ و به فاصله حد اکثر ۳۰۰ میلیمتر از یکدیگر قرارداد.

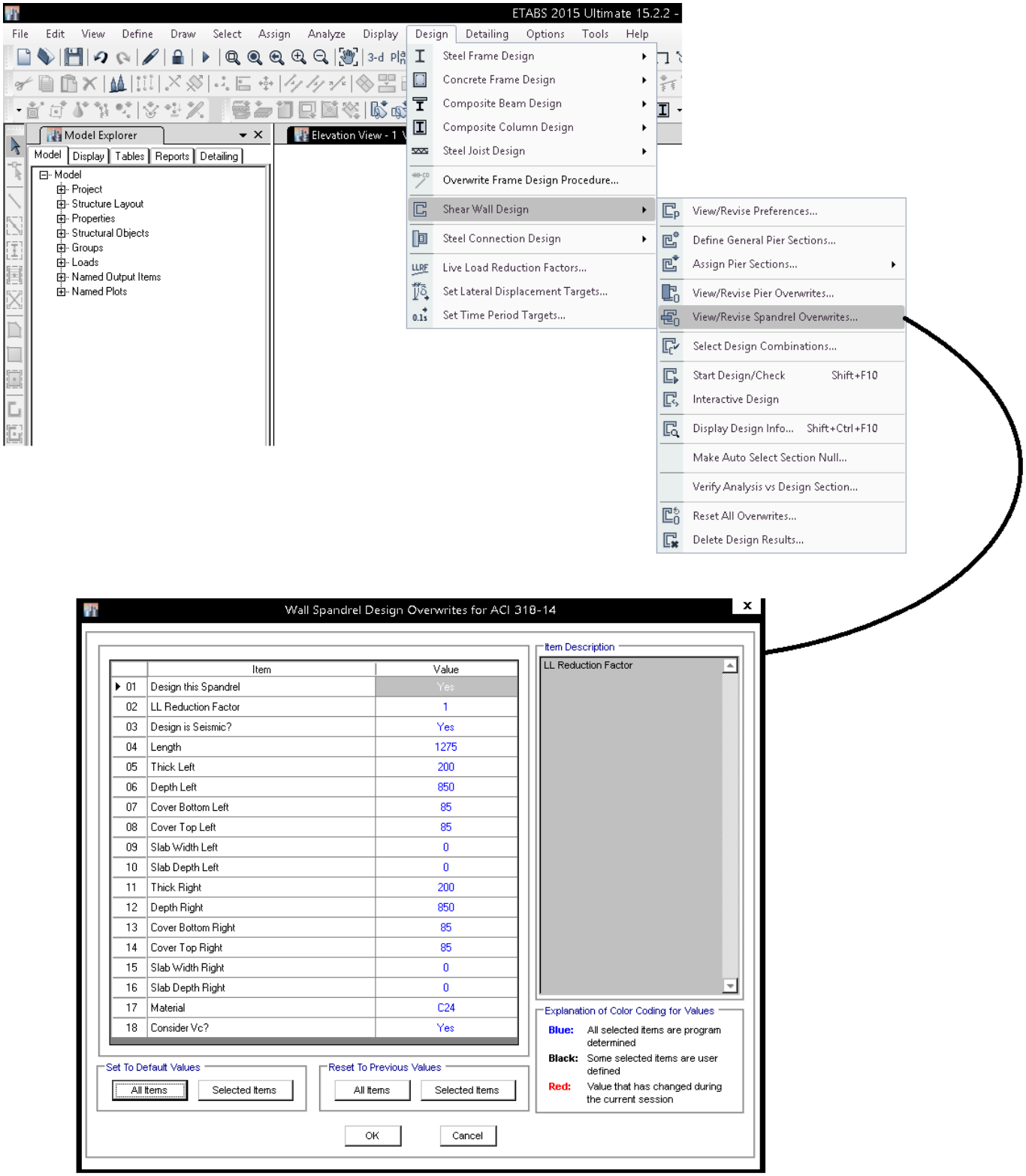
(ت) آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث)، وبا منظور نمودن A_{sh} حد اقل برابر با بیشترین دو مقدار زیر، قرار داده شود:

$$0.09sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۱۶)$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۱۷)$$

فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از کمترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلیمتر، بیشتر باشد. فاصله سنجاق ها ویا ساق دورگیر ها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید. سنجاق ها و ساق تنگ ها باید با آرماتورهای طولی با قطر برابر یا بزرگتر از قطرشان را در بر گیرند. آرایش تنگ ها را میتوان مطابق مشخصات بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ انتخاب نمود.




ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 -
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Procedure...
Shear Wall Design
Steel Connection Design
Live Load Reduction Factors...
Set Lateral Displacement Targets...
Set Time Period Targets...
View/Revise Preferences...
Define General Pier Sections...
Assign Pier Sections...
View/Revise Pier Overwrites...
View/Revise Spandrel Overwrites...
Select Design Combinations...
Start Design/Check Shift+F10
Interactive Design
Display Design Info... Shift+Ctrl+F10
Make Auto Select Section Null...
Verify Analysis vs Design Section...
Reset All Overwrites...
Delete Design Results...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Elevation View - 1
Wall Spandrel Design Overwrites for ACI 318-14
Item Value
01 Design this Spandrel Yes
02 LL Reduction Factor 1
03 Design is Seismic? Yes
04 Length 1275
05 Thick Left 200
06 Depth Left 850
07 Cover Bottom Left 85
08 Cover Top Left 85
09 Slab Width Left 0
10 Slab Depth Left 0
11 Thick Right 200
12 Depth Right 850
13 Cover Bottom Right 85
14 Cover Top Right 85
15 Slab Width Right 0
16 Slab Depth Right 0
17 Material C24
18 Consider Vc? Yes
Item Description
LL Reduction Factor
Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session
Set To Default Values
All Items
Selected Items
Reset To Previous Values
All Items
Selected Items
OK
Cancel

ETABS 2016 Shear Wall Design

ACI 318-14 Spandrel Design

Spandrel Details

Story ID	Spandrel ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Depth (mm)	Width (mm)	LLRF
Story1	S1	19000	0	1250	360	1

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
23025	25	1	400	400

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)
0.9	0.65	0.75	0.6

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u kN-m
Left	1425	0.32	UDWal6	-558.1863
Right	1437	0.32	UDWal6	-562.545

Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u kN-m
Left	1396	0.31	UDWal8	519.0537
Right	1396	0.31	UDWal8	513.3607

Spandrel Shear Design

Station Location	A_{vert} mm²/m	A_{horiz} mm²/m	ShearCombo	V_u kN	ϕV_c kN	ϕV_s kN	ϕV_n kN
Left	2104.38	900	UDWal6	705.2144	137.0307	568.1836	705.2144
Right	2129.51	900	UDWal6	713.6761	138.7084	574.9677	713.6761

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A_{diag} mm²	Shear Combo	V_u kN	V_{uLimit} kN	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	2319	UDWal6	705.2144	672.5809	1.6	Yes	Yes
Right	2347	UDWal6	713.6761	672.5809	1.6	Yes	Yes