نکات مدلسازی و طراحی دیوارهای برشی بتنی ویژه

بر اساس پیش نویس مبحث نهم و ACI-318-19

برگزار کننده: سازمان نظام مهندسی استان اردبیل

مسعود حسین زاده اصل

زمستان ۱۳۹۹

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

بنام خدا

فهرست مطالب

۱ مقدمه ۳
۲ دیوار برشی ۳
۲-۱ ابعاد ٤
۲-۱-۱ حداقل ضخامت دیوار برشی ٤
۲-۱ مدلسازی دیوار ٥
۲-۱-۱ برچسب دیوار ٥
۲-۲ ضرایب ترک خوردگی دیوارها ٦
۲-۳ کنترل ترک خوردگی دیوار ۷
۲-۳-۱ ترکیب بار کنترل ترک ۹
۲-۴ تنظیم پارامترهای طراحی ۱۱
۲-۵ انتخاب روش طراحی ۱۲
۲-۵-۱ استفاده از روش Simplified C and T Section ۱۲
۲-۵-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section ۱۳
۲-۵-۳ استفاده از روش General Reinforcing Pier Section ۱۳
۲-۵-۴ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی ۱٤
۲-۶ محل قطع عملی میلگرد قائم دیوار ۱۹
۲-۷ محل وصله در نواحی مرزی ۲۰
۲-۸ وصله میلگردهای افقی دیوار برشی ۲۱
۲-۹ نیاز یا عدم نیاز به آرماتور عرضی (سنجاق) در جان دیوار ۲۲
۲-۹-۱ در چه دیوارهایی استفاده از جزء مرزی الزامی است ۲۳
۲-۹-۱ ارتفاعی از سازه که می توان جزء مرزی ویژه را قطع کرد ۲٦
۲-۹-۲ تعیین طول و عرض اجزاء مرزی ۲۷
۲-۹-۳ فواصل تنگها در اجزای مرزی ۳۰
۲-۹-۱ حجم و جزئیات تنگها در اجزای مرزی ۳۱
۲-۹-۲ فواصل تنگها در مواردی که نیاز به جزء مرزی نیست ۳۳
۲-۹-۳ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی ۳٤
۲-۱۰ ضوابط سیستم دوگانه (قانون ۲۵٪ و ۵۰٪) ۳۵
۲-۱۰-۱ مراحل کنترل ضابطه ۲۵ درصد ۳٦
۲-۱۰-۲ سازه هایی که قاب نمی تواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند. ۳۹
۲-۱۱ توزیع دیوار برشی در ارتفاع ٤۵
۲-۱۲ اندرکنش دیوار و قاب ٤٦
۲-۱۳ کنترل برش پانچ در دیوار برشی ٤۷
۲-۱۴ نکات اتصال دیوار برشی بتنی به ستونهای فولادی ۵۰
۲-۱۴-۱ نکات مهم مربوط به ستون فولادی مدفون: ۵۱
۲-۱۴-۲ نکات مهم مربوط به ستون فولادی غیر مدفون: ۵۵
۲-۱۵ تیر همبند (Coupling beam) ۵٦
۲-۱۵-۱ سختی خمشی تیرهای همبند ۵۷
۲-۱۵-۲ جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند ۵۸

۱ مقدمه

این نوشتار بخشی از کتاب " نکات مدلسازی و طراحی سازه های بتنی و فولادی" می باشد که ویرایش جدید آن در بهار ۱۳۹۹ منتشر خواهد شد. این نوشتار شامل مراحل کامل مدلسازی و طراحی دیوار برشی نمی باشد و تنها نکات مهم آیین نامه ای و مدلسازی را در بر میگرد. با توجه به اینکه دیوار برشی با شکل پذیری متوسط از پیش نویس مبحث نهم حذف شده است، در این نوشتار ضوابط مربوط به دیوارهای برشی متوسط پوشش داده نشده و تمامی ضوابط و نکات ارائه شده مربوط به دیوار برشی ویژه می باشد.

از هر گونه نظر و یا انتقاد از مطالب داخل جزوه استقبال می کنم. نظرات خود را می توانید از طریق سایت www.hoseinzadeh.net و یا ایمیل hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir و hoseinzadeh.m@gmail.com ارسال نمایید.

۲ دیوار برشی

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 و بنابراین احتمالا موارد ۳ و ۴ از جدول استاندارد ۲۸۰۰ حذف خواهد شد:

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

- تمام ضوابط این فصل مربوط به دیوار برشی ویژه میباشد.

۲-۱ ابعاد

۲-۱-۱ 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.
- مطابق شکل های زیر در قسمت المان مرزی دیوار (در صورتی که المان مرزی الزامی باشد) ضخامت حداقل دیوار افزایش می یابد.

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.

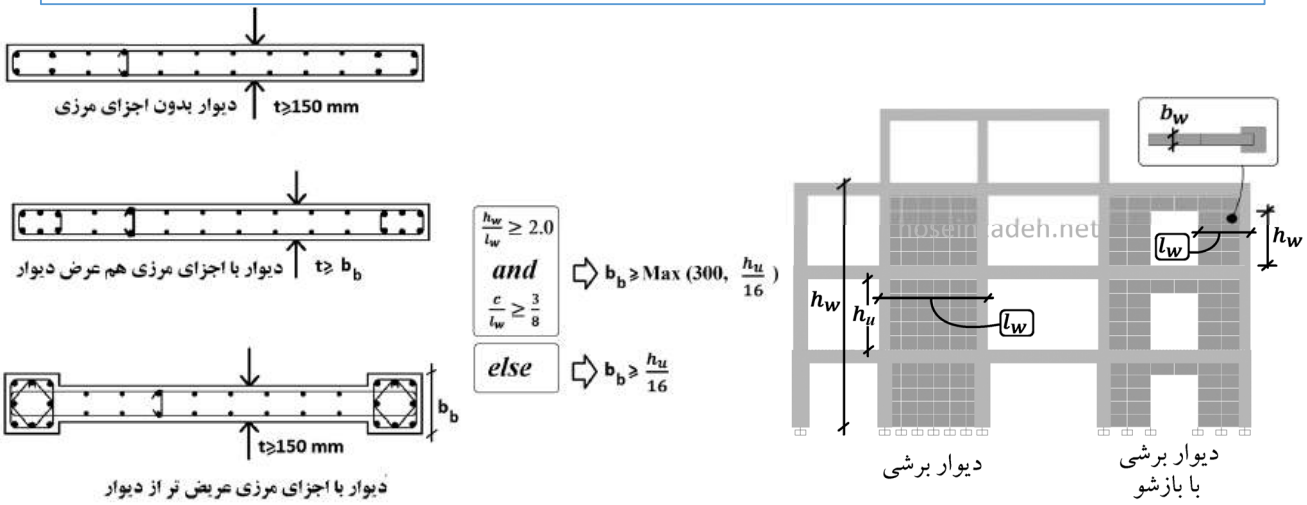
ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴پ باشد.

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

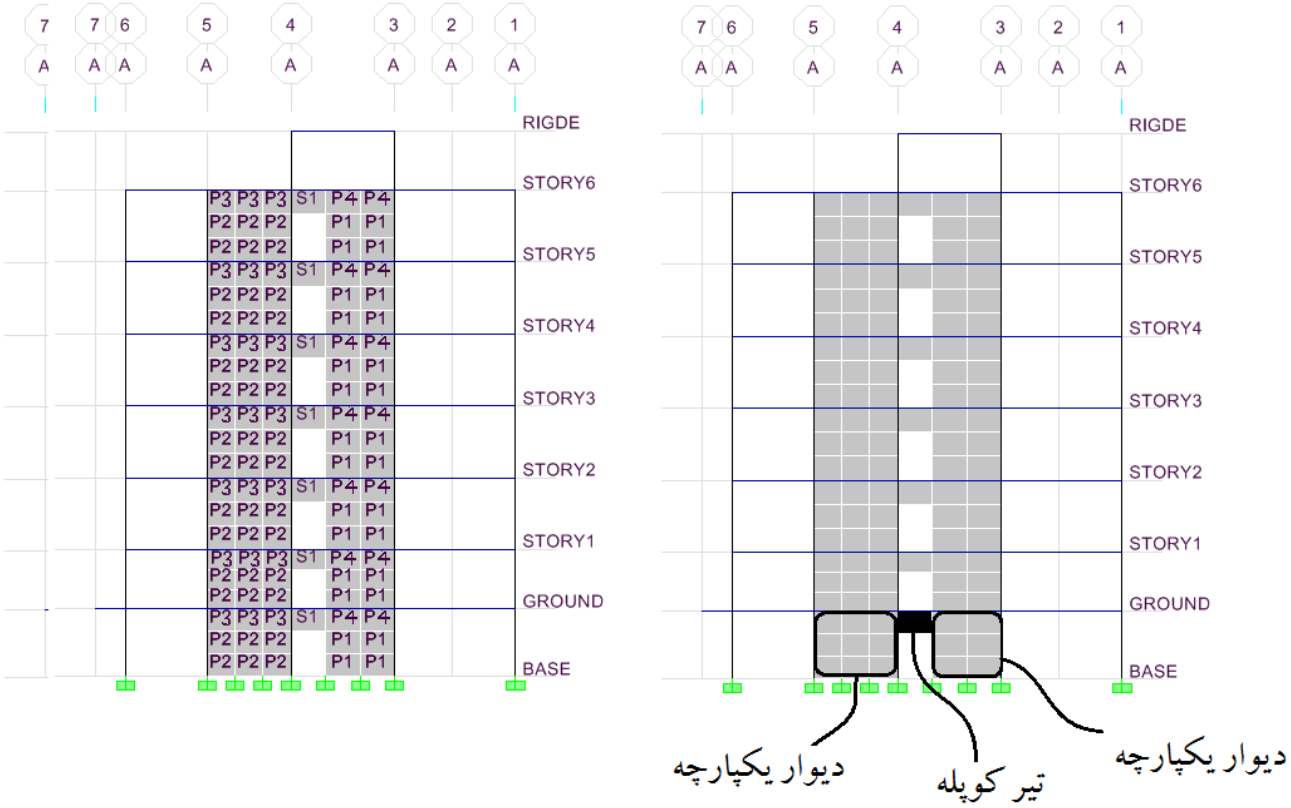
انتشار مطالب این جزوه "با ذکر منبع" بلامانع است https://telegram.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

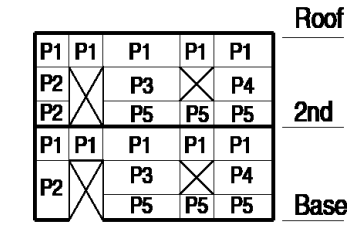
۲-۱ مدلسازی دیوار

- با توجه به توانایی نرم افزار ETABS در طراحی دیوارها برای خمش خارج از صفحه (در صورت استفاده از روش UNIFORM و یا GENERAL) توصیه می شود برای مدلسازی دیوار از المان SHELL استفاده شود.

۲-۱-۱ برچسب دیوار

- دیوارهایی که در دو طرف یک بازشو قرار دارند باید با نامهای مختلف برچسب گذاری شوند (شکل زیر)
- در نقاطی که مقطع دیوار در ارتفاع تغییر می کند باید نام برچسب دیوار نیز تغییر کند (مانند تغییر P2 به P3 و یا تغییر P1 به P4 در شکل زیر)





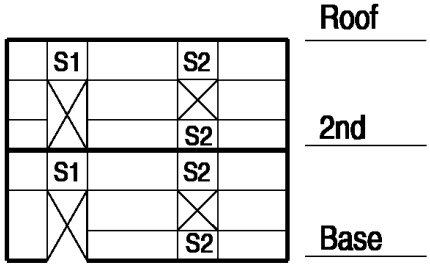
Wall Pier Labeling

- 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

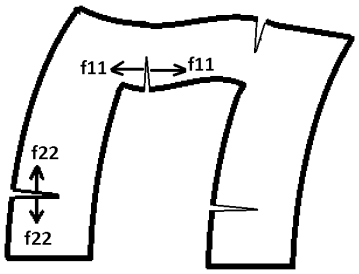
Wall spandrel forces are output at the left and right ends of wall spandrel elements. Also, wall spandrel design is only performed at stations located at the left and right ends of wall spandrel elements.

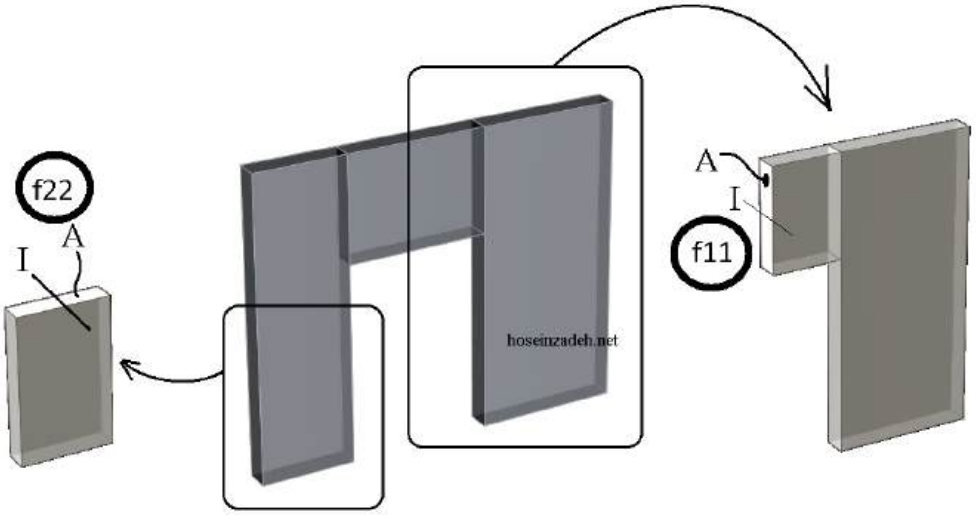


۲-۲ ضرایب ترک خوردگی دیوارها

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		$0.25I_g$	





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

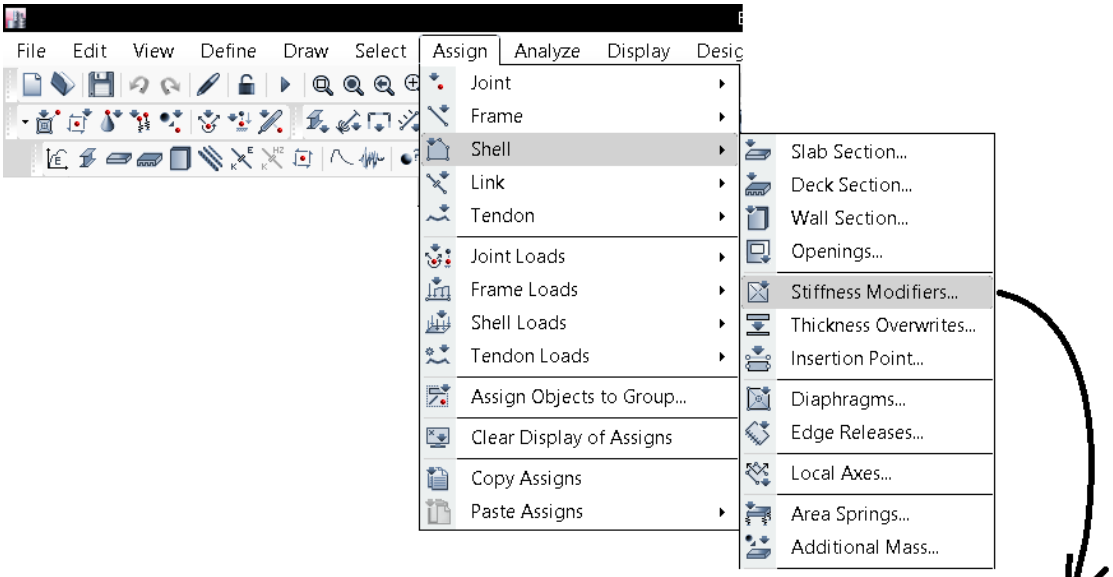
$$\text{کاهش در ممان اینرسی تیر کوپله} \begin{cases} I_{\text{حول محور قوی}} \\ \text{کاهش در مساحت مقطع کوپله } A \end{cases} \rightarrow \left(\text{کاهش در } f_{11}\right)$$

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

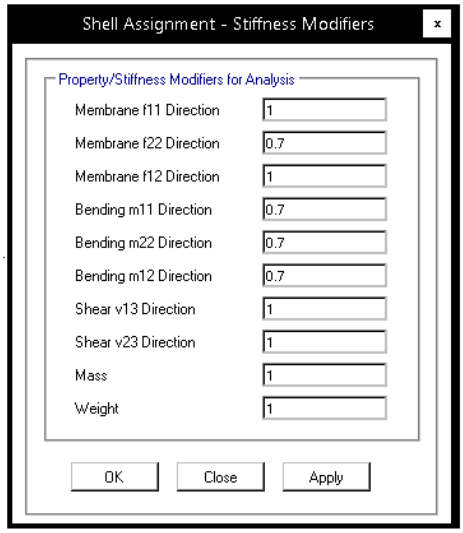
- برخی از محاسبین در کنترل دیوار از مقاومت خمشی خارج از صفحه ان صرف نظر می کنند و بنابراین برای مدلسازی دیوار از المان membrane استفاده می کنند (که به معنی صفر فرض کردن m11=m22=m12=0 می باشد). متن فوق پیشنهاد می کند اگر قصد داریم از خمش خارج صفحه دیوار برشی صرف نظر کنیم یک ضریب کم مانند 0.1 برای m11=m22=m12 وارد نماییم (به جای membrane فرض کردن دیوار). بنده چنین توصیه ای را (استفاده از m11=m22=m12=0.1) را مناسب نمی دانم.
- برخی از طراحان سختی خارج از صفحه دیوار را مشابه دالها برابر m11=m22=m12=0.25 در نظر می گیرند.
- به شخصه سختی دیوار در جهت خارج از صفحه را بر اساس اینکه ترک خورده است یا نه، برابر m11=m22=m12=0.35 (برای حالت ترک خورده) و یا m11=m22=m12=0.35=0.7 (برای حالت ترک نخورده) منظور می کنم.

۳-۲ کنترل ترک خوردگی دیوار

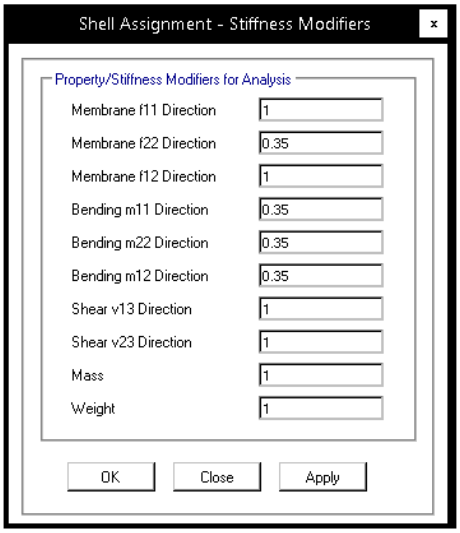
ابتدا فرض می شود که دیوارها ترک نمی خورند و برای تمامی آنها ضریب ترک خوردگی 0.7 منظور می شود:



دیوار برشی ترک نخورده



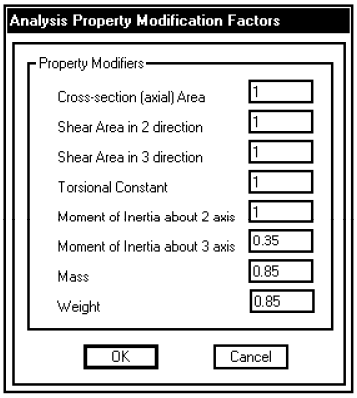
دیوار برشی ترک خورده



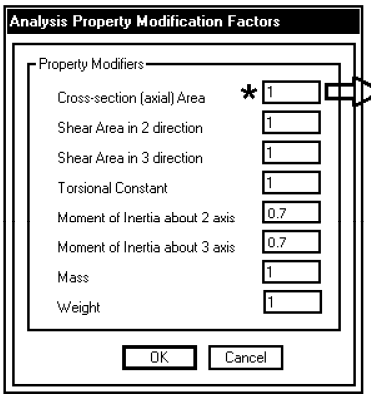
- در دیوارهای برشی در صورتی که کاربر علاوه بر f22، ضریب f11 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.
- در تیرهای کوپله به جای ضریب f22 ضریب f11 تاثیرگذار خواهد بود. در تیرهای کوپله نیز در صورتی که کاربر علاوه بر f11، ضریب f22 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.
- اجزاء مرزی دیوار (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

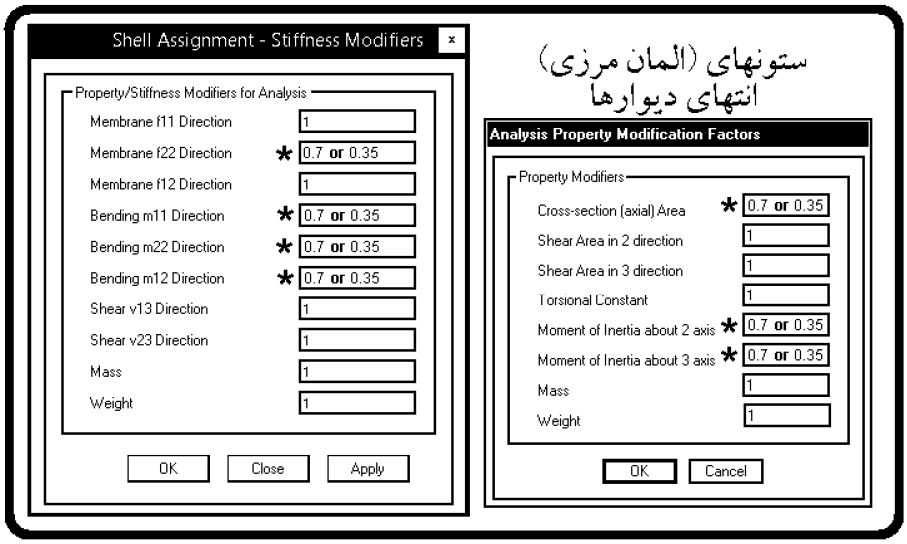


Column ستونهای مجزا



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:

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

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

۲-۳-۱ 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؟

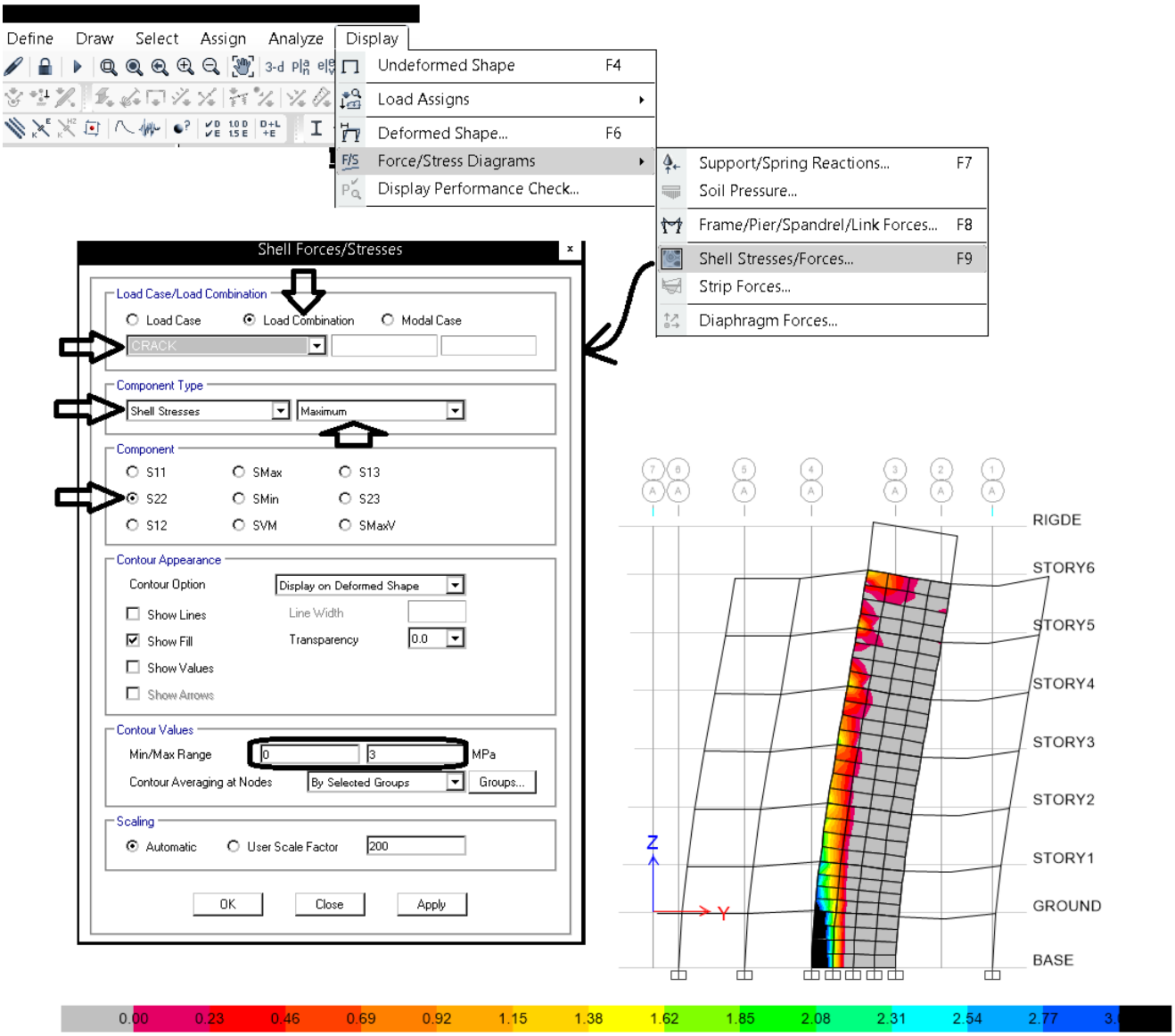
پاسخ: با ترک خورده فرض کردن دیوار (و کاهش سختی آن) سهم باربری آن از زلزله کاهش می یابد و در عوض سهم قاب از تحمل زلزله افزایش می یابد بنابراین در مورد طراحی قاب در جهت اطمینان خواهد بود و در مورد دیوار در خلاف جهت اطمینان. البته تغییر سختی دیوار پارامترهای دیگر مانند دوره تناوب سازه را نیز تغییر می دهد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

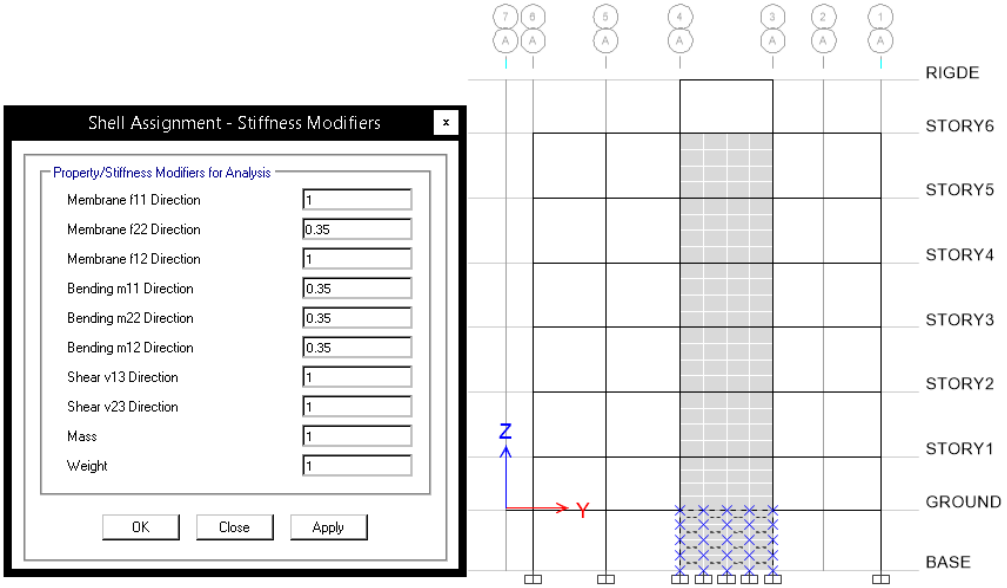
برای این منظور می توان ترکیب بارهای زیر را کنترل نمود:

0.9D±EX
0.9D±EY

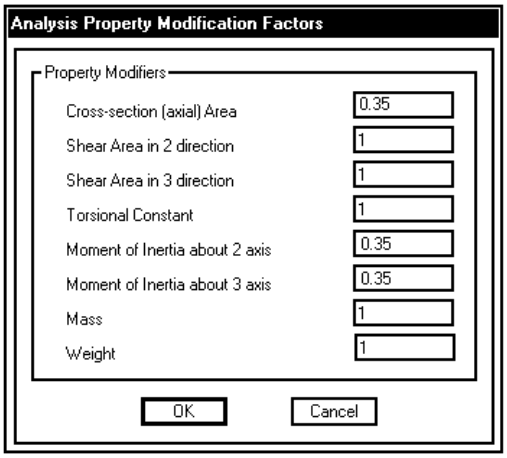
واحد سیستم را بر روی N/mm قرار داده و تنشهای موجود در دیوار را از طریق منوی زیر نمایش می دهیم:



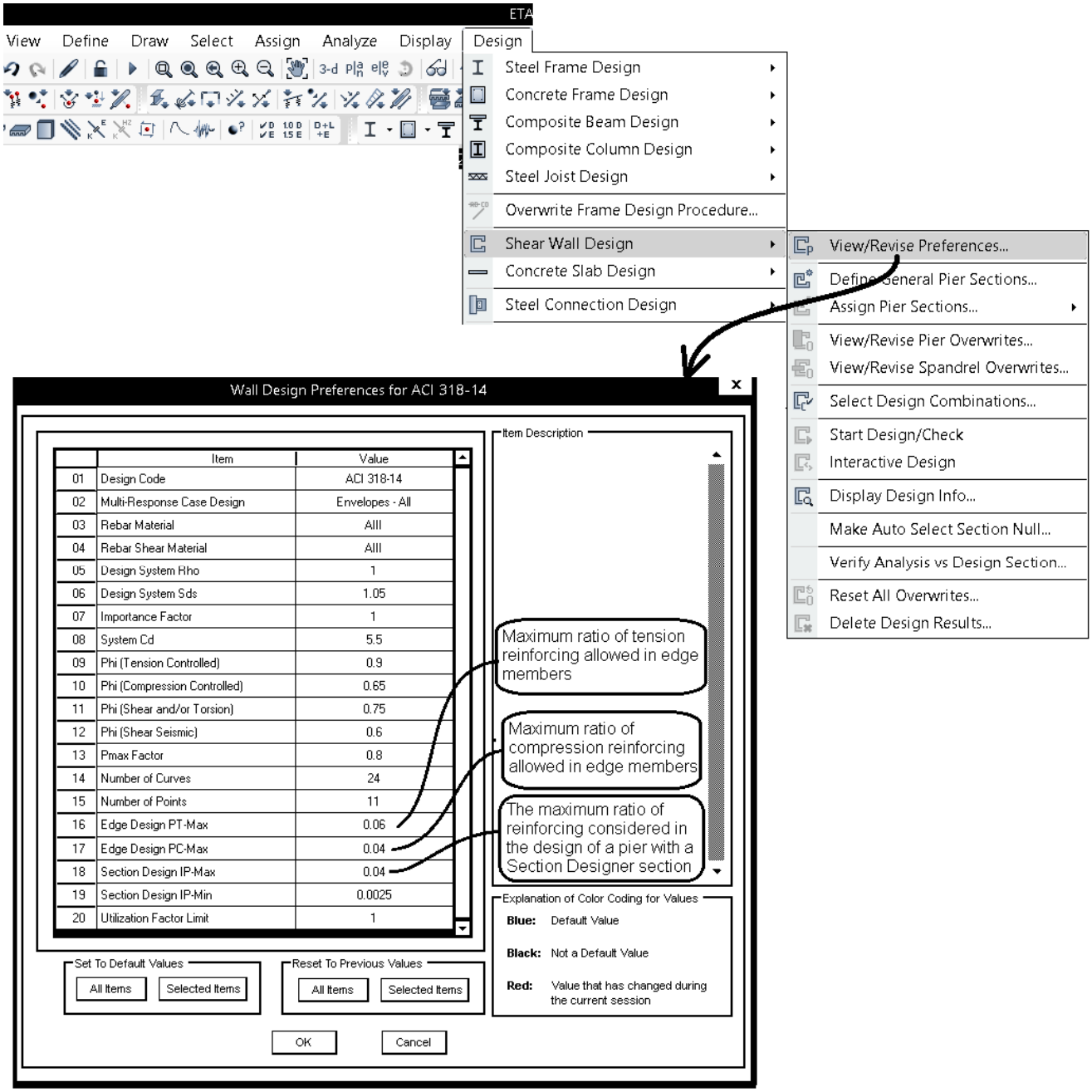
سختی خمشی دیوارهایی که تنش آنها فراتر از 3MPa می باشد، باید به 0.35I کاهش یابد:



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



۴-۲ تنظیم پارامترهای طراحی



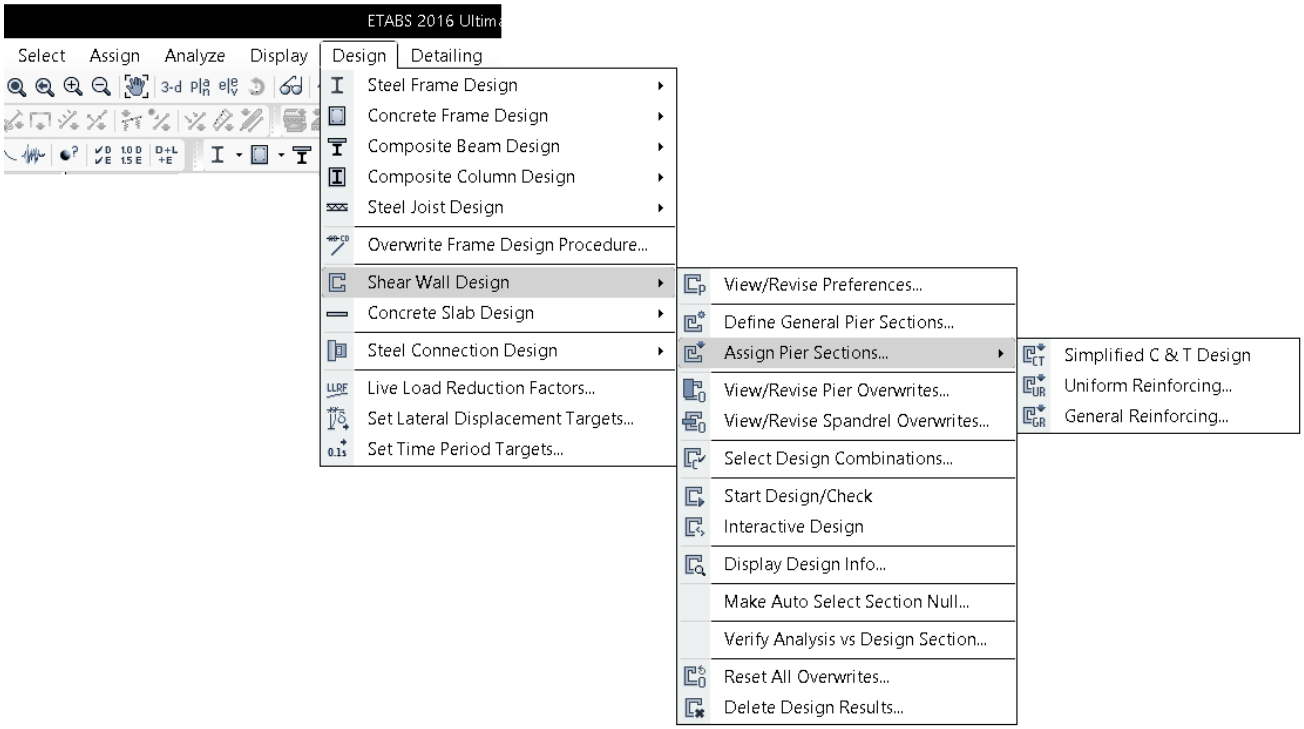
	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Rebar Material	AIII
04	Rebar Shear Material	AIII
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	1.05
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.65
11	Phi (Shear 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.

۲-۵ 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:

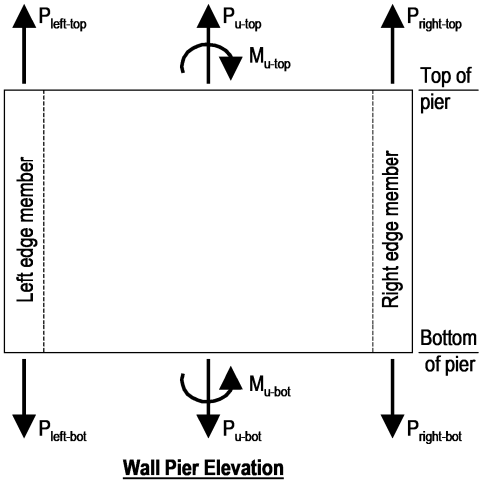


۱-۵-۲ استفاده از روش Simplified C and T Section

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.

۲-۵-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section

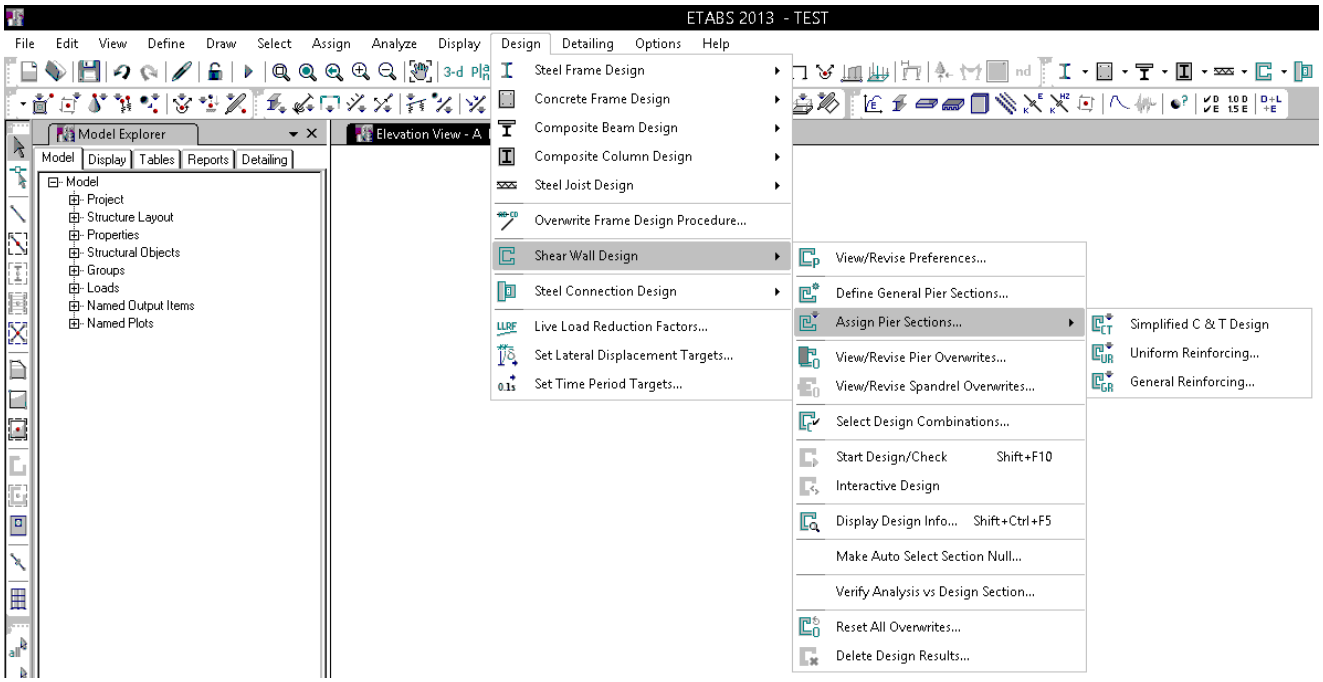
در این روش عرض دیوار ثابت فرض می شود (امکان تعریض مقطع در دو انتهای دیوار وجود ندارد). در این روش با توجه به مستطیلی فرض کردن مقطع، آنرا همانند یک ستون تحت نیروهای P-Mx-My طراحی می کند. در این حالت نمودارهای اندرکنشی برای دیوارها ترسیم می شود.

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

۳-۵-۲ 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:



۲-۵-۴ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی

حداقل میلگرد افقی

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

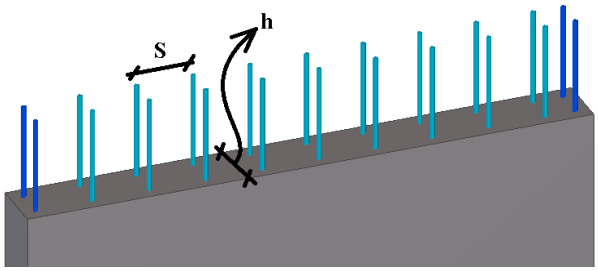
> **۹-۲۰-۷-۳-۱-** در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتوربه کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، مگر آنکه نیروی برشی طرح موجود در مقطع دیوار، V_u ، از $0.083\Lambda_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیازافقی، ρ_t ، ویا قائم،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

مثال: در یک دیوار برشی با ضخامت h=350 mm آیا می توان از میلگرد قائم $\varphi 10@250\ mm$ (در دو شبکه) استفاده کرد؟

$$\rho_{\text{قائم}} = \frac{2\pi \times 5^2}{s \times h} = \frac{2\pi \times 5^2}{300 \times 250} = 0.002 \not\geq \rho_{min} = 0.0025$$



همانطور که مشاهده می شود، میلگرد فوق کافی نیست و کمتر از حداقل آیین نامه می باشد. می توان به عنوان حداقل از دو شبکه $\varphi 10@200\ mm$ استفاده کرد.

حداکثر فواصل میلگردهای افقی

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

در رابطه حداکثر فاصله میلگردهای قائم (s در شکل فوق) در پیش نویس مبحث نهم و ACI318-2019 اختلاف نظر هست:

> **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.

> **CHAPTER 11—WALLS**
>
> **11.7—Reinforcement detailing**
>
> **11.7.2** *Spacing of longitudinal reinforcement*
>
> **11.7.2.1** Spacing ***s*** of longitudinal bars in cast-in-place walls shall not exceed the lesser of **3*h*** and 450 mm. If shear reinforcement is required for in-plane strength, spacing of longitudinal reinforcement shall not exceed $\ell_w/3$.

حداکثر میلگرد افقی

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

۹-۱۳-۵-۳-۲ در طراحی دیوارها برای برش داخل صفحه، h مقدار ضخامت دیوار است و d را می‌توان برابر با $0.8\ell_w$ 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:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۹-۱۳-۲)$$

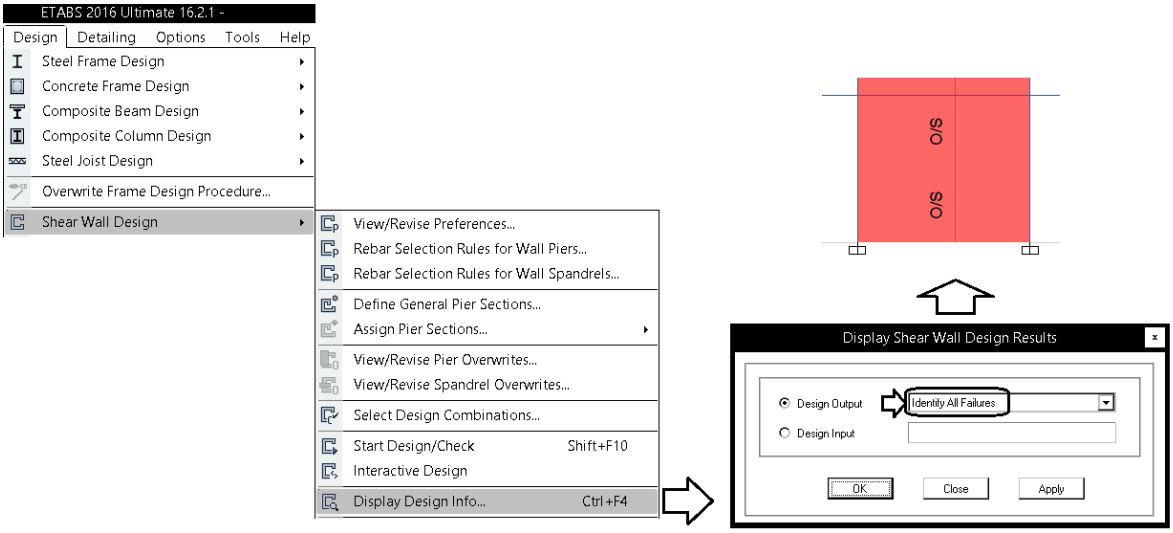
11.5.4 *In-plane shear*

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.



با کلیک راست بر روی دیوار مورد نظر جزئیات محاسبات نیز مطابق شکل زیر نمایش داده میشود:

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u kgf	M_{u2} kgf-cm	M_{u3} kgf-cm
Top	0.39	UDWal-DYN7	746171.51	2640643.56	74336918.05
Bottom	0.476	UDWal-DYN7	769570.28	-2356449.45	105502604.69

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm²/m	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	OS	UDWal-DYN7	397353.42	21140283.1	100895.25	29567.39	100895.25
Bottom	Leg 1	OS	UDWal-DYN7	403199.28	34712422.37	81732.45	29567.39	81732.45

Number of legs where shear force exceeds max allowed (top, bottom) = 1, 1

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	Stress Comp kgf/cm²	Stress Limit kgf/cm²	C Depth cm	C Limit cm
Top–Left	Leg 1	55.262	UDWal-DYN7	418310.14	-10226156.61	49.52	50.99	94.062	86.222
Top–Right	Leg 1	28.045	UDWal-DYN7	418310.14	21140283.1	64.02	50.99	56.091	86.222
Bottom–Left	Leg 1	55.561	UDWal-DYN7	420292.95	-23076890.07	66.77	50.99	94.361	86.222
Botttom–Right	Leg 1	28.094	UDWal-DYN7	420292.95	34712422.37	82.22	50.99	56.189	86.222

حداقل درصد میلگرد قائم

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

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 دیوار در 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 با دیوار برشی متوسط و بلند (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} > 2.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم برابر 0.0025 خواهد بود.

حداقل درصد میلگرد قائم در المان مرزی

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:

0.0064

C25 S400

$\frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y}$

الف- در صورت نیاز به اجزاء مرزی بر اساس بند ۹-۲۰-۷-۴، در صد آرماتورهای طولی در اجزاء مرزی نباید از کمتر باشد.

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.

- با وجود اینکه در بند فوق اجازه داده می شود میلگرد طولی در المان های مرزی کمتر از 0.01 در نظر گرفته شود، عرف رایج بین طراحان رعایت حداقل 0.01 برای المان های مرزی می باشد (همانند ستونها).

در طبقاتی که دیوار المان مرزی نیاز ندارد، باید حداقل فوق در نواحی به طول 0.15lw مطابق شکل زیر تامین شود.

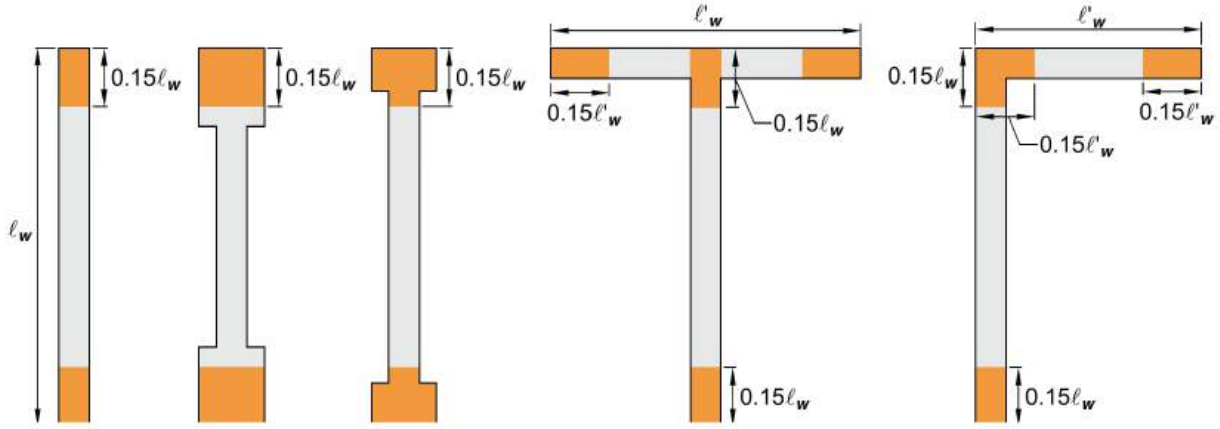
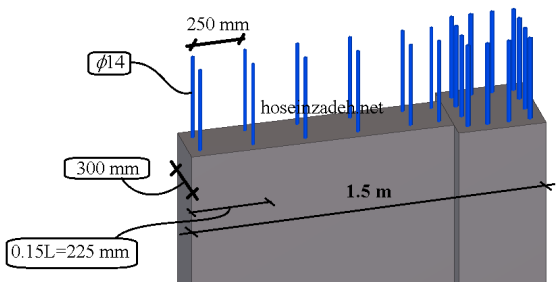


Fig. R18.10.2.4—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.

مثال: در دیوار شکل زیر، آیا در انتهای سمت چپ دیوار می توان از شبکه φ14@250 مطابق شکل استفاده کرد؟

$$\frac{2\pi \times 7^2}{300 \times 250} = 0.0026 \quad \nleq \quad \frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0064$$



در انتهای دیوار در طول المان مرزی باید نسبت میلگرد قائم دیوار حداقل برابر 0.0064 باشد. اگر دیوار نیاز به المان مرزی نداشته باشد، باید در طولی برابر 0.15L که در این مثال برابر 225 mm می باشد، حداقل درصد میلگرد قائم برابر 0.64% باشد. بنابراین شکل مقابل قابل قبول نمی باشد.

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، در صورت استفاده از وصله پوششی 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 و نیز ACI318-2019 مشابه این بند وجود ندارد. بنابراین محدودیتی برای حداکثر درصد میلگرد قائم الزام نشده است 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).**

- توجه شود که تراکم آرماتور عرضی در المان مرزی ستونها، به صورت نسبی بیش از ستونهای قابهای خمشی می باشد. در المان مرزی علاوه بر تنگ های بسته آرماتورهای افقی دیوار نیز در داخل المان مرزی ادامه یافته و داخل آن مهار میشود که منجر به افزایش حجم آرماتور در المان مرزی میشود. بنابراین در صورت افزایش بیش از اندازه درصد آرماتور طولی، ممکن است بتن ریزی با مشکل مواجه شود.

۶-۲ محل قطع عملی میلگرد قائم دیوار

مطابق بند زیر میلگردهای قائم دیوار برشی در ارتفاع سازه باید بیش از نقطه قطع تئوریک ادامه یابند:

18.10.2.3 Reinforcement in structural walls shall be developed or spliced for f_y in tension in accordance with 25.4, 25.5, and (a) through (d):

(a) Except at the top of a wall, longitudinal reinforcement shall extend at least 3.6 m above the point at which it is no longer required to resist flexure but need not extend more than ℓ_d above the next floor level.

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.

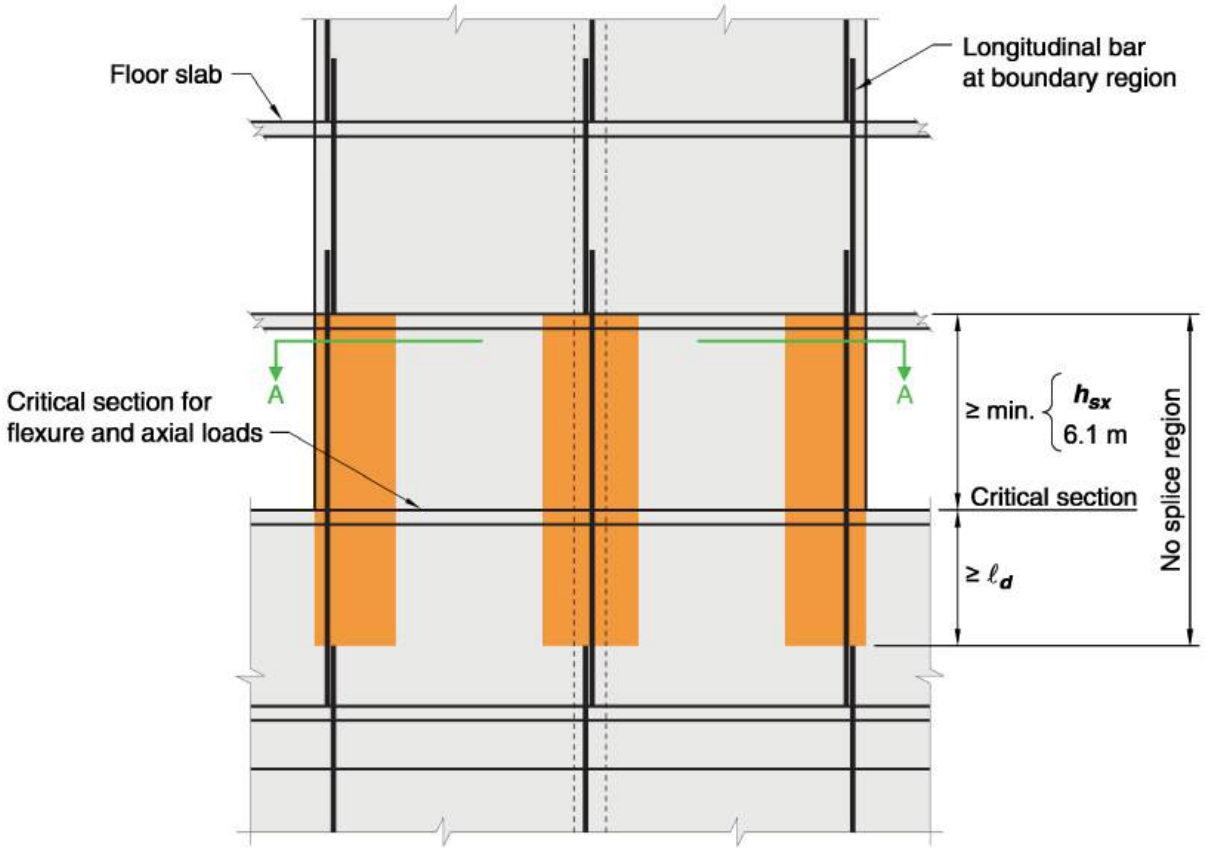
انتشار مطالب این جزوه "با ذکر منبع" بلامانع است https://telegram.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲-۷ محل وصله در نواحی مرزی

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:

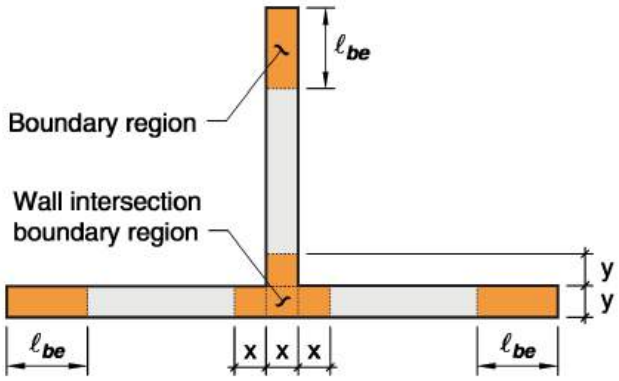
ب- در محل هائی که در اثر تغییر مکانهای جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید ۱/۲۵ برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

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



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

(a) Elevation



(b) Section A-A

***Fig. R18.10.2.3**—Wall boundary regions within heights where lap splices are not permitted.*

۲-۸ وصله میلگردهای افقی دیوار برشی

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

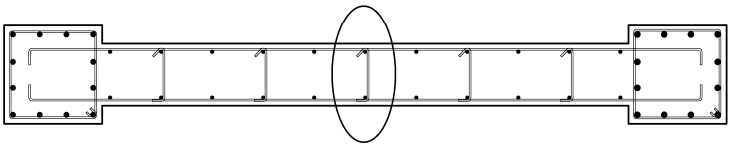
۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله مرکز تا مرکز میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلی‌متر اختیار شود. میلگردهائی که از آنها برای تامین V_n استفاده میشود باید بصورت ممتد بوده ودرسطح صفحه برش توزیع شوند.

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_ℓ 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.

۹-۲ نیاز یا عدم نیاز به آرماتور عرضی (سنجاق) در جان دیوار



پیشنویس مبحث نهم (ویرایش ۹۷) و ACI-318-2019:

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 هست:

درصد میلگرد قائم دیوار بیش از یک درصد باشد **یا** آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری نیاز باشد.

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 ویرایش ۹۲، 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.

۲-۹-۱ در چه دیوارهایی استفاده از جزء مرزی الزامی است

در دیوارهایی که المان مرزی نیاز باشد، حجم بالایی از تنگ (آرماتور عرضی) لازم خواهد بود. در طبقاتی که دیوار برشی نیاز به المان مرزی ندارد، می توان حجم کمتری از آرماتور عرضی قرار داد.

- دو روش جهت تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی داریم:

روش اول: بررسی عمق ناحیه فشاری

در شکل زیر دیاگرام کرنش و تنش در طول دیوار تحت اثر بارهای وارده ترسیم شده است.

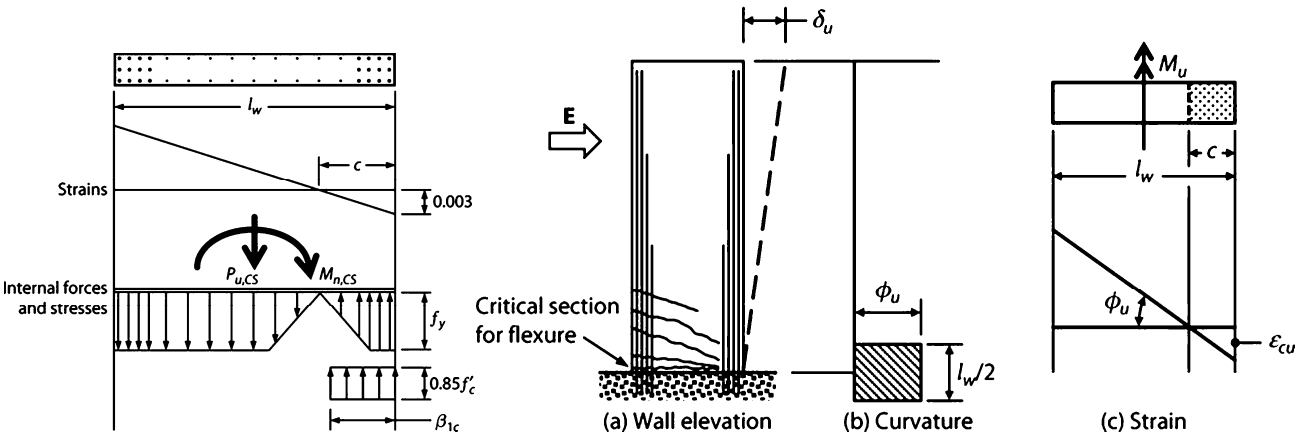
C عمق ناحیه فشاری را نشان می دهد (فاصله دورترین تار فشاری از تار خنثی).

- در شکل های زیر فرض بر این است که مفصل پلاستیک در انتهای تحتانی دیوار تشکیل می شود
- φ_u زاویه دوران مقطع دیوار پس از تشکیل مفصل پلاستیک می باشد.

$$C \uparrow \quad \rightarrow \quad \varphi_u \downarrow \quad \rightarrow \quad \delta_u \downarrow$$

- در دیوارهایی که C مقدار بالایی دارد، توانایی تامین جابجایی غیر خطی سازه کاهش میابد. در نتیجه تحت تغییر مکان غیر خطی طرح ممکن است دیوار تحت فشار آسیب ببیند. بنابراین در دیوارهایی که C افزایش می یابد (پرفشار هستند) باید ضوابط مربوط به المان مرزی رعایت شود.

$$C \uparrow \quad \rightarrow \quad \text{دیوار پر فشار است} \quad \rightarrow \quad \text{المان مرزی لازم است}$$



روش دوم: بررسی تنش فشاری وارد بر مقطع

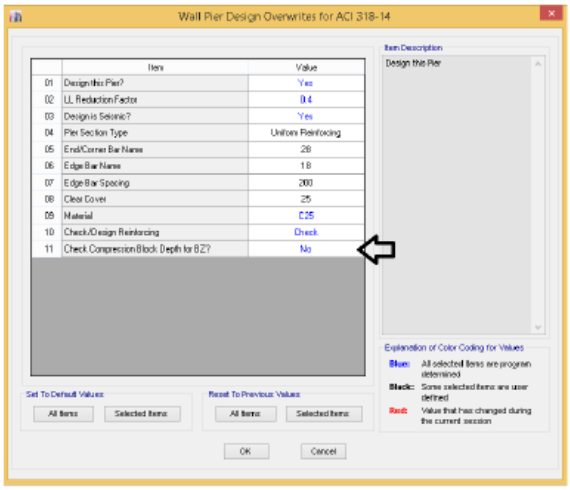
تنش وارد بر مقطع دیوار تحت بارهای وارد بر مقطع، مطابق رابطه زیر، محاسبه شود.

$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u C}{I}$$

در دیوارهایی که تنش فشاری آنها بالا میباشد، المان مرزی الزامی خواهد بود.

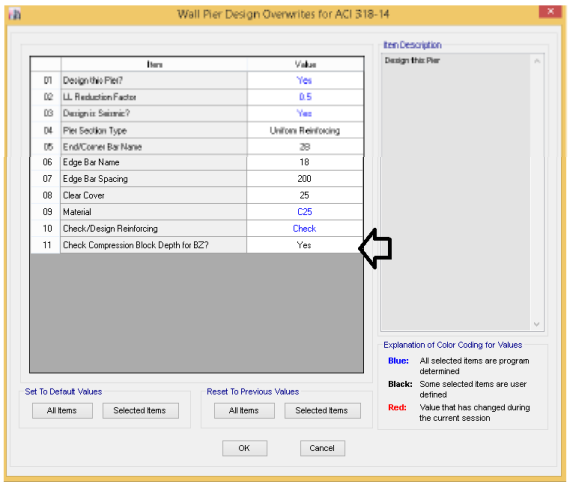
در آیین نامه مطابق صفحه قبل دو روش جهت تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی ارائه شده است.

- در روش اول بر اساس تنش وارد بر دیوار تصمیم گرفته میشود. اگر تنش $Stress = \frac{M_u c}{I} + \frac{P_u}{A}$ از مرز $0.2f'_c$ در پای دیوار و نیز از مرز $0.15f'_c$ در نقاطی که قصد قطع المان مرزی را در ارتفاع دیوار داریم، فراتر رود نیاز به المان مرزی خواهد بود. در صورت انتخاب No در شکل زیر (تصویر سمت چپ) ایتبس از همین روش استفاده می کند. منتها چون قادر به تشخیص محل تشکیل مفصل پلاستیک و پای دیوار نیست، در جهت اطمینان همیشه برای تمامی دیوارها از محدوده $0.15f'_c$ استفاده میکند.
- در روش دوم بر اساس عمق ناحیه فشاری (C) تصمیم گرفته می شود. اگر عمق ناحیه فشاری تحت بارهای وارده (C Depth در شکل زیر) از مرز C Limit فراتر رود نیاز به المان مرزی می باشد. در صورت انتخاب Yes در شکل زیر (تصویر سمت چپ) ایتبس از این روش استفاده می کند.



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	UDWall8	904.7292	-255.0617	1.12	5	526.1	845
Top-Right	Leg 1	Not Required	UDWall8	2100.0943	182.4382	2.05	5	608.4	845
Bottom-Left	Leg 1	432.6	UDWall7	3699.3893	-594.4658	3.97	5	820.6	862.2
Bottom-Right	Leg 1	378.2	UDWall7	3814.5305	2623.297	6.76	5	756.4	862.2

در مواردی که stress>0.15fc=3.75MPa باشد ایتبس نیاز به المان مرزی را اعلام می کند



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	UDWall8	904.7292	-255.0617	1.12	5	526.1	845
Top-Right	Leg 1	Not Required	UDWall8	2100.0943	182.4382	2.05	5	608.4	845
Bottom-Left	Leg 1	Not Required	UDWall7	3699.3893	-594.4658	3.97	5	820.6	862.2
Bottom-Right	Leg 1	Not Required	UDWall7	3814.5305	2623.297	6.76	5	756.4	862.2

در مواردی که C Depth > C Limit باشد ایتبس نیاز به المان مرزی را اعلام می کند

ضوابط آیین نامه ای مربوط به تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی در بند های زیر آمده 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:

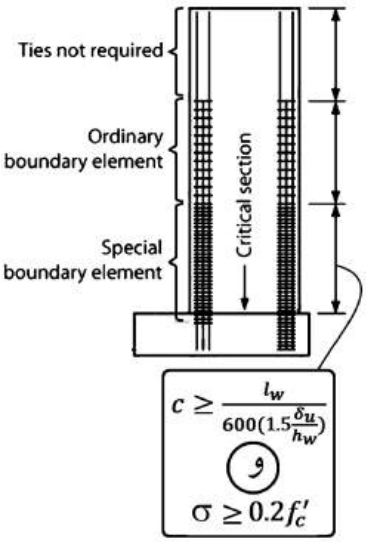
الف- در مواردی که رابطه زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزاء مرزی ویژه تقویت شوند.

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

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.

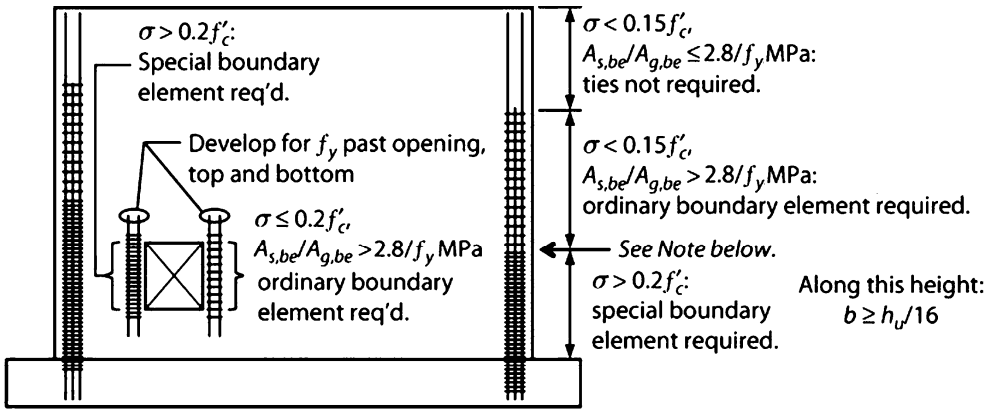
ب- در مواردی که بر اساس ضابطه (الف) به اجزاء مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه اجزاء مرزی باید، به جز در مواردی که دربند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (چ) اجازه داده شده است، در امتداد قائم در بالا وپایین مقطع بحرانی، حد اقل به اندازه بزرگترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ 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.



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

۲-۹-۱ 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.

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

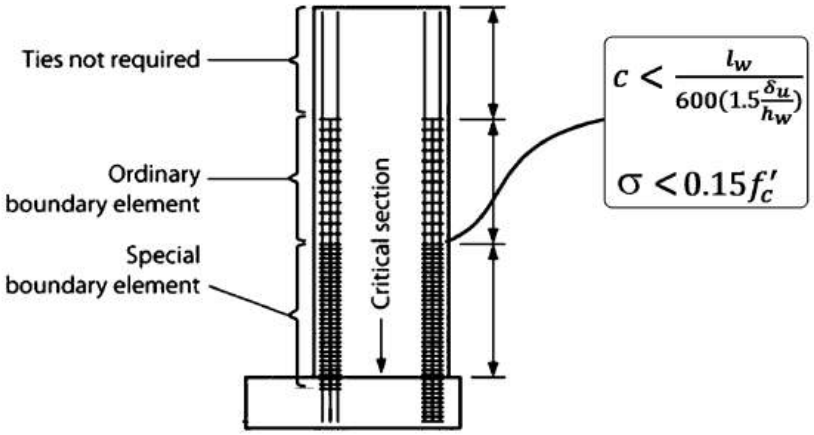
در رابطه فوق، c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی هم ساز با تغییر مکان جانبی طرح δ_u محاسبه میشود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰/۰۰۵ منظور شود.

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:

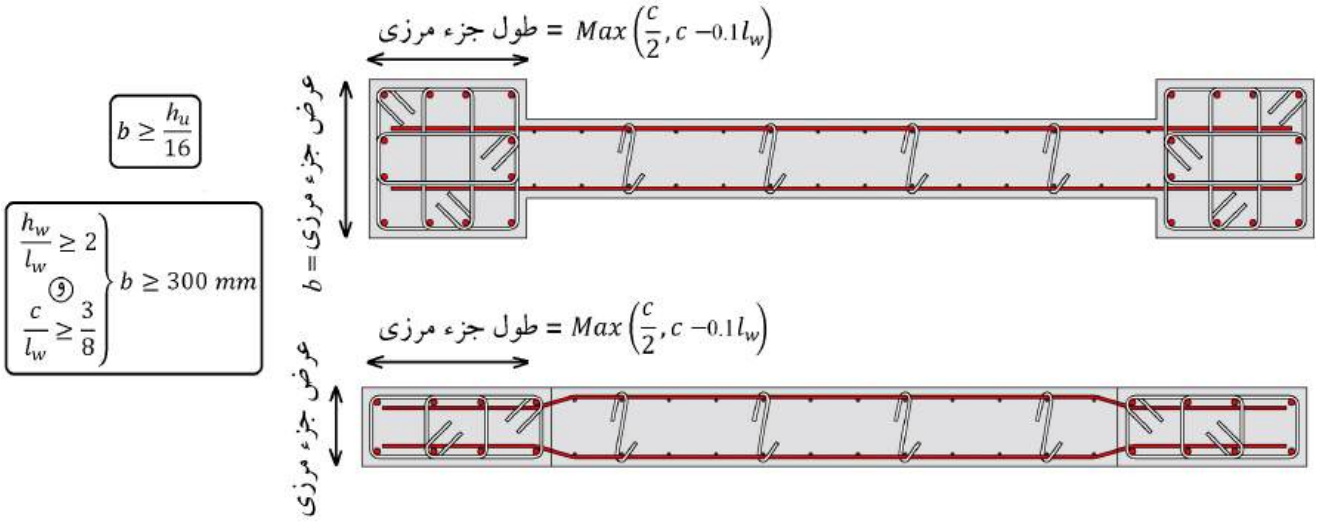
$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100}(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{l_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_u}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}) \geq 0.015$$

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.



۲-۹-۲ تعیین طول و عرض اجزاء مرزی



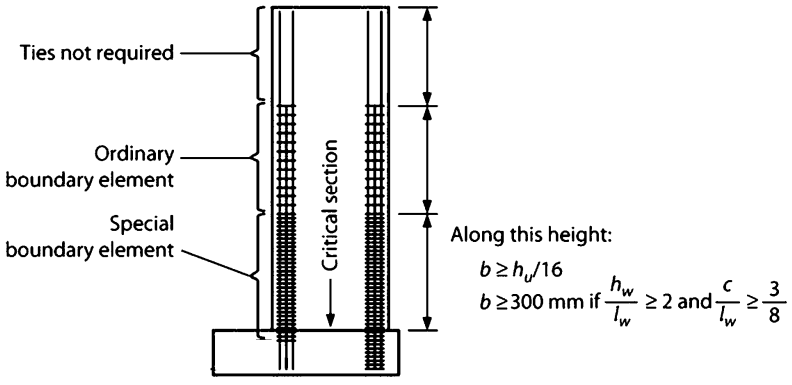
۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

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.

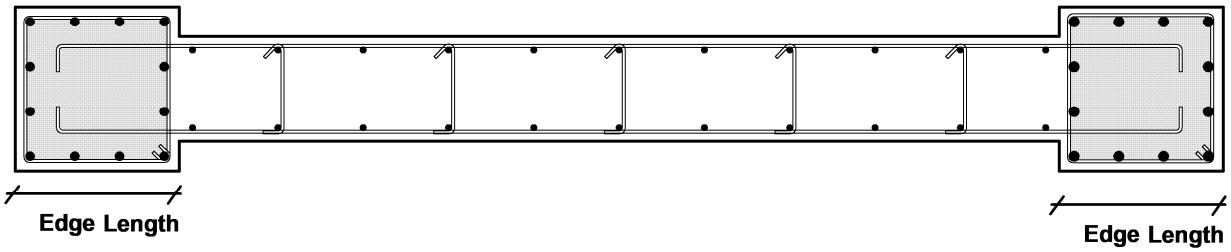
پ- در دیوارها و دیوار پایه هائی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و بصورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه ای طراحی شده اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض جزء مرزی، b، در طولی که مطابق بند (الف)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

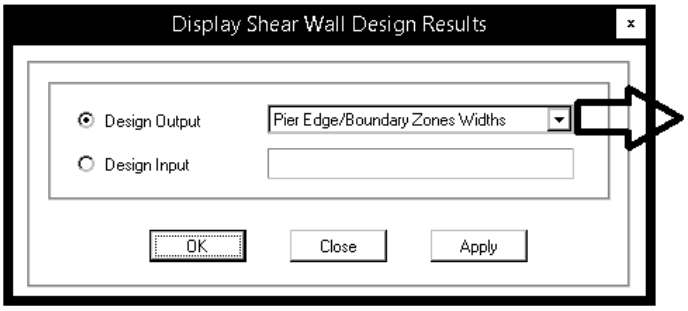


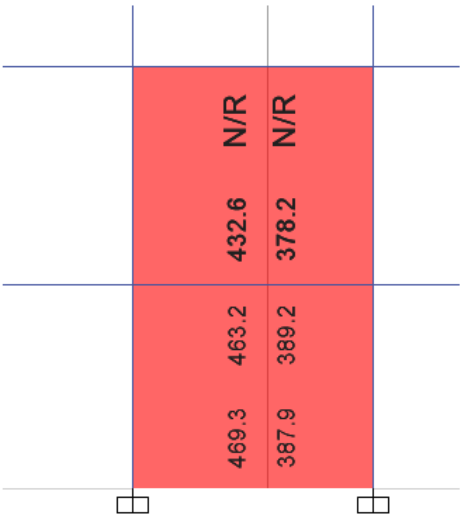
نرم افزار طول المان مرزی را بر اساس روابط آیین نامه محاسبه می کند.

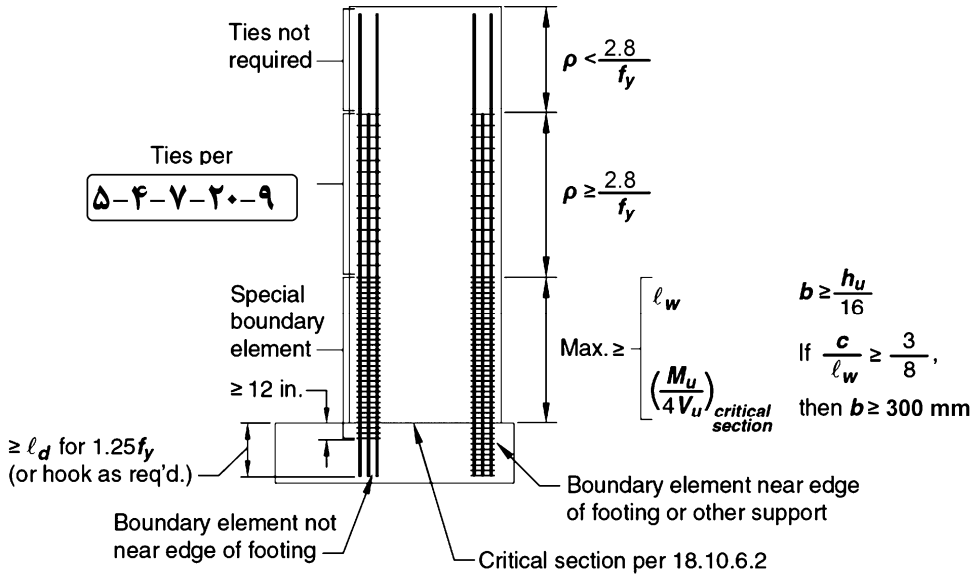
Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

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	463.2	UDWal7	3980.1298	-468.6339	4.04	5	851.2	862.2
Top–Right	Leg 1	389.2	UDWal7	4056.2136	2088.9959	6.26	5	777.2	862.2
Bottom–Left	Leg 1	469.3	UDWal7	4036.4321	-708.9682	4.41	5	857.3	862.2
Botttom–Right	Leg 1	387.9	UDWal7	4038.4581	927.508	4.7	5	775.7	862.2

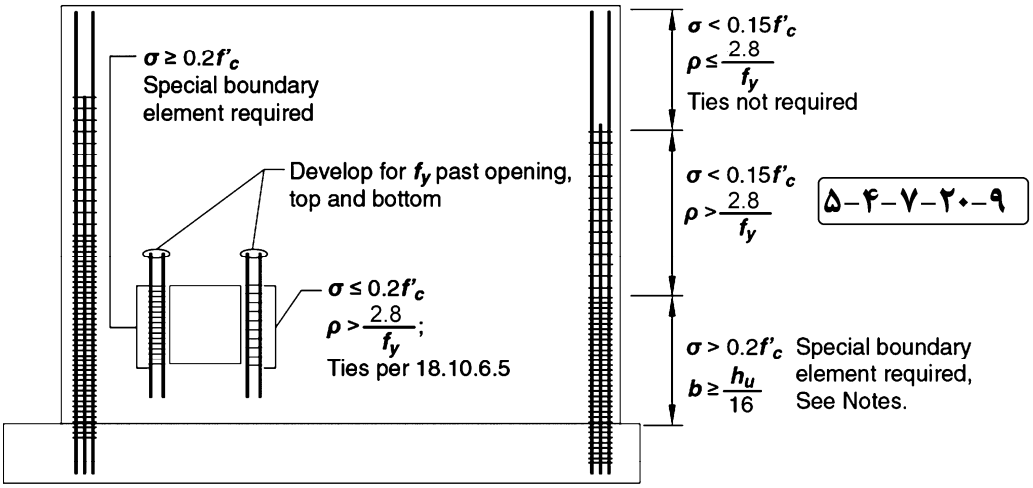








(a) Wall with $h_w/\ell_w \geq 2.0$ and a single critical section controlled by flexure and axial load designed using 18.10.6.2, 18.10.6.4, and 18.10.6.5



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.

۳-۹-۲ 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 ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ 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:

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

۲-۹-۱ حجم و جزئیات تنگها در اجزای مرزی

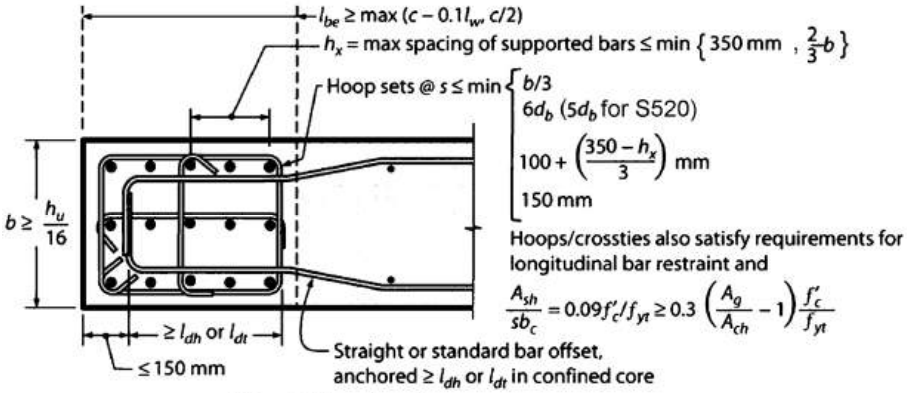
۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

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:

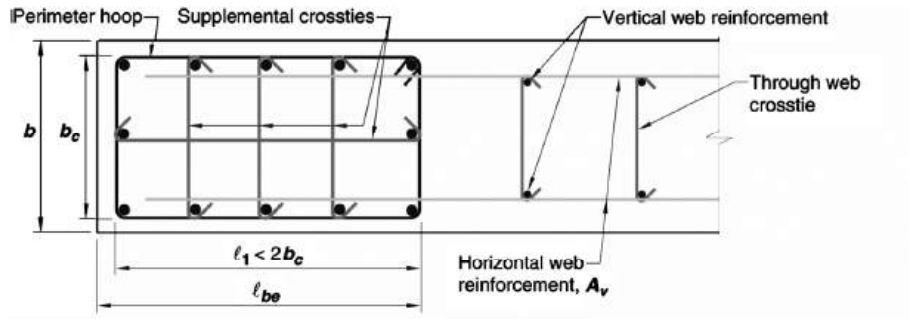
ج- جزئیات آرماتورهای عرضی باید بگونه ای باشد که آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی به قلابهای زلزله بر جانبی در یک سنجاقک ویا گوشه یک دورگیر متکی باشند. فاصله افقی بین آرماتورهای طولی متکی به قلاب نباید از ۳۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی بیشتر باشد. طول هر ساق یک دور گیر نباید از دو برابر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

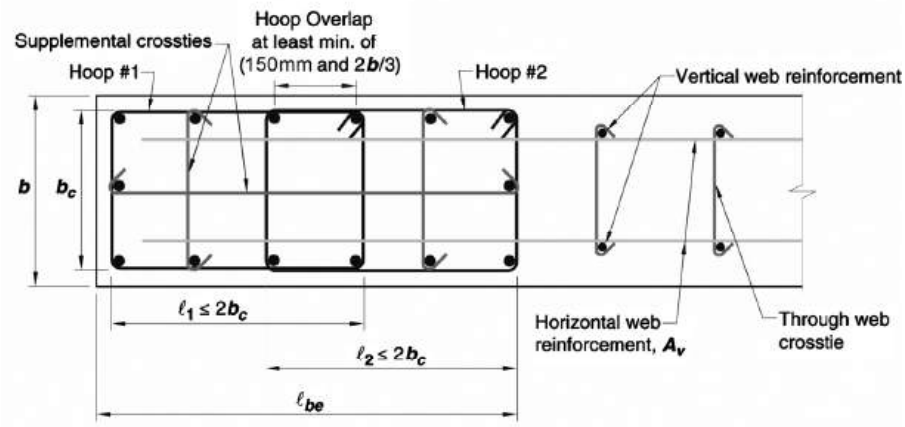
- طبق ACI318-2019 در شکل زیر، در قسمت المان مرزی کلیه میلگردها باید مهار شوند (شکلهای دوم و سوم صحیح هستند).



(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.

مثال:

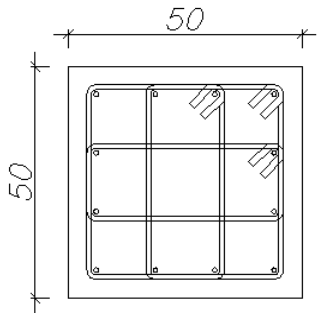
ابعاد مقطع المان مرزی متعلق به یک دیوار برشی ویژه 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi10$ فرض نمایید.

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

فواصل تنگها را در طول المان مرزی محاسبه نمایید.

فرض کنید آرایش میلگردهای عرضی مطابق شکل زیر باشد. و از آرماتور عرضی با قطر $\varphi12$ باشد.

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



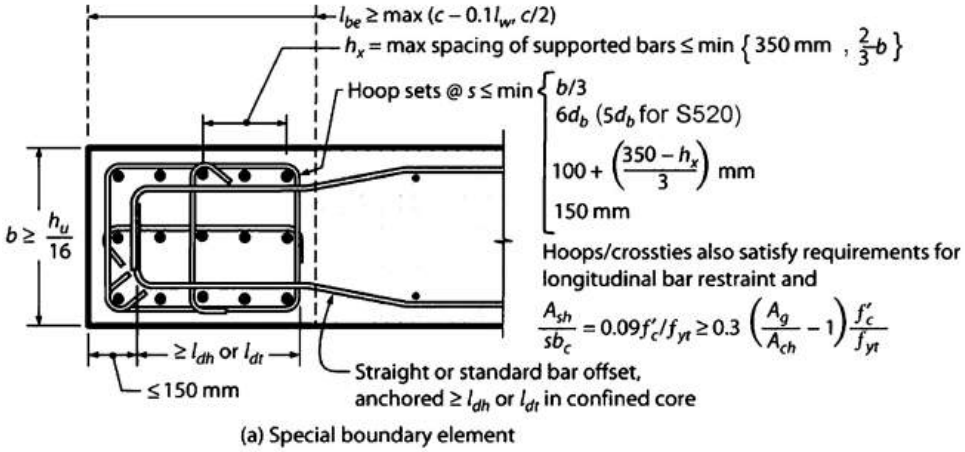
پاسخ: با فرض استفاده از طرح شکل مقابل داریم:

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

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

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

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



(a) Special boundary element

۲-۹-۲ 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.

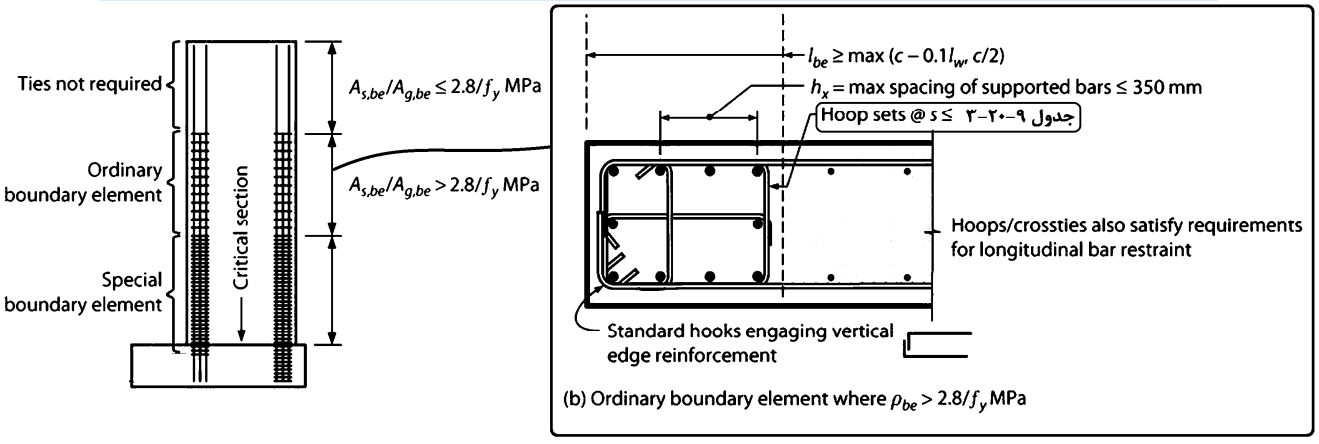
جدول ۹-۲۰-۳ – فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

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(1) $6\,d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $8\,d_b$ 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 $5\,d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $6\,d_b$ 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.

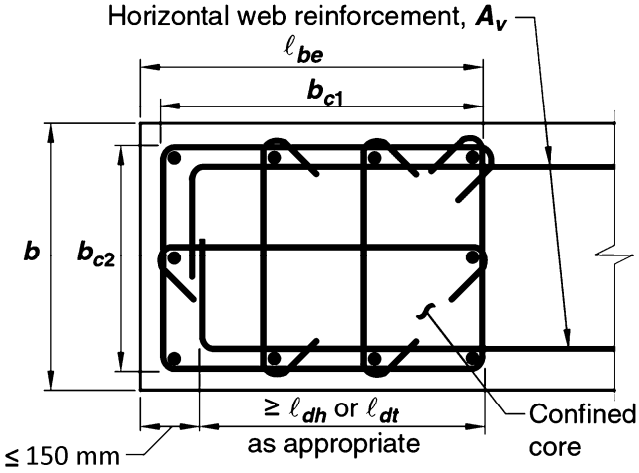


۲-۹-۳ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی

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

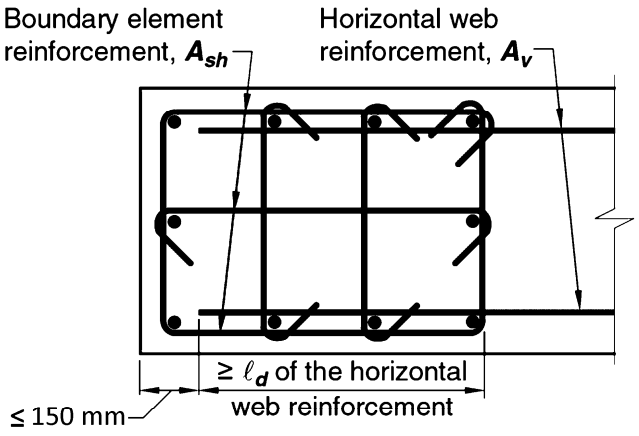
۹-۲۰-۷-۴-۴ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

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

۱۰-۲ 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*.

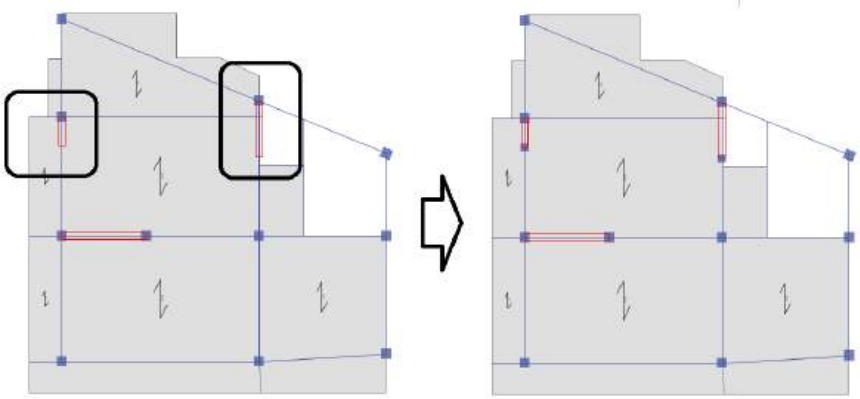
۲-۱۰-۱ مراحل کنترل ضابطه ۲۵ درصد

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

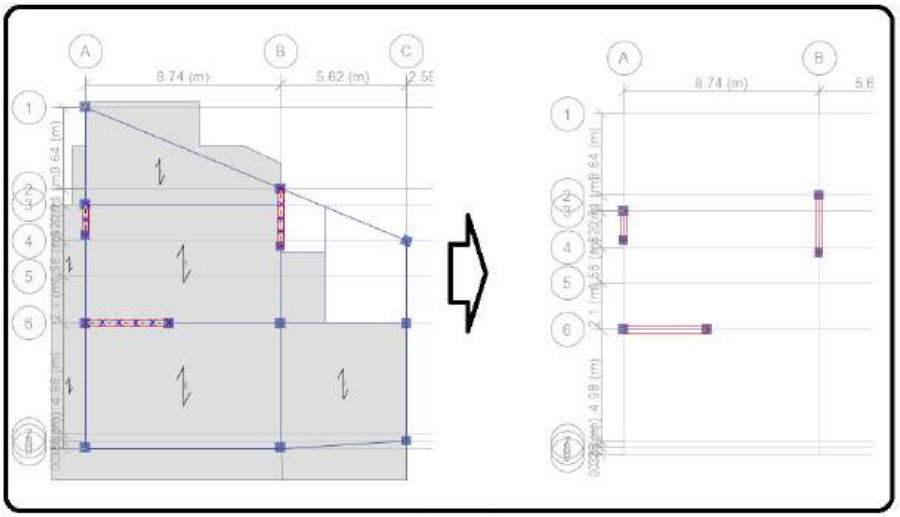
۲- سختی المان های shell مربوط به دیوارها را کاهش دهید (f11=f22=f12=m11=m22=m12=v13=v23=0.001).

۳- اگر در داخل دیوار برشی تیری قرار گرفته است، آن تیر را دوسرمفصل شود.

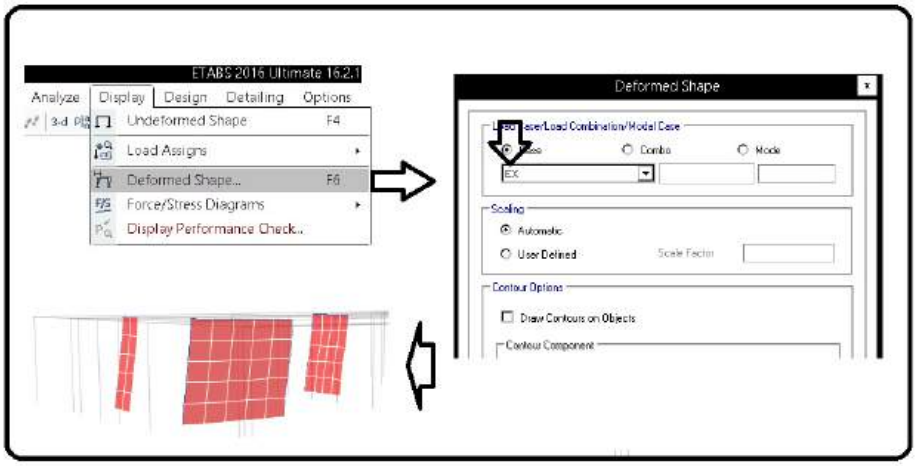
۴- در صورتی که در دو انتهای دیوار المان ستون ترسیم نشده است، یک ستون با ابعاد 30x30 ترسیم کنید (میلگرد آن مهم نیست):



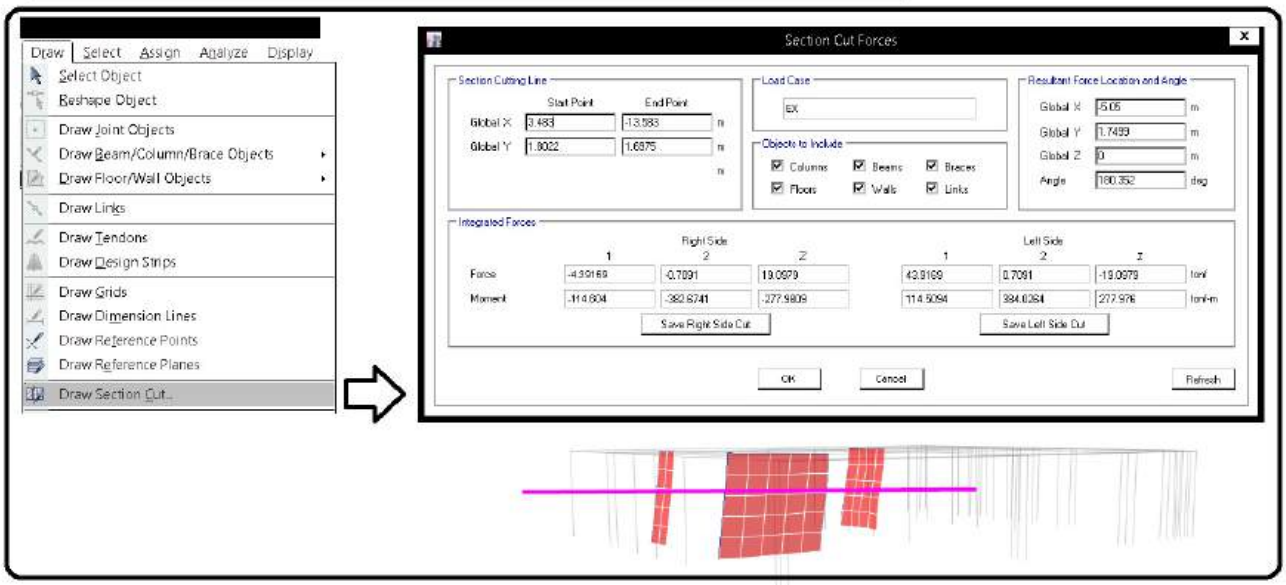
۵- با استفاده از section cut سهم باربری دیوارها (و ستونهای متصل به آنها) را تحت زلزله های EX و نیز EY بدست آورید. برای این منظور دیوارها را همراه با المانهای مرزی آنها انتخاب کرده و تغییر شکل سازه را تحت زلزله نمایش داده (از طریق Dsisplay/Deformed Shape…) و سپس در نمای سه بعدی سازه دیوارها را انتخاب کرده و تنها آنها را نمایش دهید (از طریق Show Selected Object Only). سپس از طریق Draw/Draw Section Cut… یک برش از دیوارهای نمایش داده شده در نمای سه بعدی عبور دهید تا برش آنها بدست آید.



دیوارهای برشی همراه
با اجزای مرزی
آنها انتخاب شوند



تغییر شکل سازه تحت اثر
زلزله EX نمایش داده شود



۶- نیروی زلزله در راستای X و Y را چنان کاهش دهید که مطمئن شوید قاب خمشی به تنهایی تحت 25درصد نیروی زلزله قرار می گیرد. برای مثال اگر سهم دیوارها از EX برابر 23% و سهم آنها از EY برابر 27% باشد، زلزله راستای X را $0.25 \times \frac{1}{1-0.23} = 0.324$ برابر و زلزله راستای Y را $0.25 \times \frac{1}{1-0.27} = 0.342$ برابر کنید.
در حقیقت سازه به جای اینکه با 0.25 زلزله کنترل شود، با 0.32 و 0.34 زلزله کنترل می شود. منتها بخشی از زلزله فوق را دیوار (به ویژه المان های مرزی آن) تحمل میکنند.

۷- 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.

۸- 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.

۹- در صورتی که سازه در هر دو جهت دوگانه نباشد، برای مثال در راستای X دوگانه و در راستای Y قاب خمشی باشد، در فایل 25 درصد می توان زلزله های راستای Y را حذف کرد و کفایت قاب تنها تحت زلزله راستای X بررسی کرد.

۱۰- 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.

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

۱۲- 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.

۲-۱۰-۲ 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.

12.2.3.3 R, C_d, and Ω_0 Values for Horizontal Combinations. The value of the response modification coefficient, R, used for design in the direction under consideration shall not be greater than the least value of R for any of the systems used in that direction. The deflection amplification factor, C_d, and the overstrength factor, Ω_0, shall be consistent with R required in that direction.

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): $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4.5$

ضریب رفتار دو سیستم بالا یکی می باشد $(R_u = 5)$ و سایر مشخصات بر اساس سخت گیرانه ترین حالت باید انتخاب شود و بنابراین $\Omega_0 = 3, C_d = 4.5$ خواهد بود.

۱- سیستم قاب ساختمانی (با دیوار برشی بتن آرمه ویژه): $R_u = 6, \Omega_0 = 2.5, C_d = 5$

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

ضریب رفتار ترکیب دو سیستم بالا برابر $R_u = Min(5,6) = 5$ خواهد بود. با توجه به انتخاب ضریب رفتار از سیستم دوم، ضرایب C_d و Ω_0 نیز باید از سیستم دوم انتخاب شود و بنابراین $\Omega_0 = 3, C_d = 4.5$ خواهد بود.

- 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.

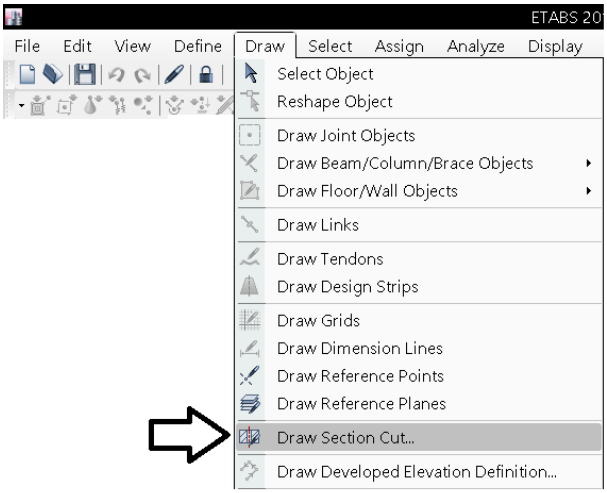
۳- تکیه گاه تمامی ستونها را در تراز پایه از حالت گیردار به حالت مفصلی ثابت تبدیل نمایید.

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 شخصی 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 نتوان از سازه جواب گرفت، از روش دوم استفاده کنیم. 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^0.050/05) 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)

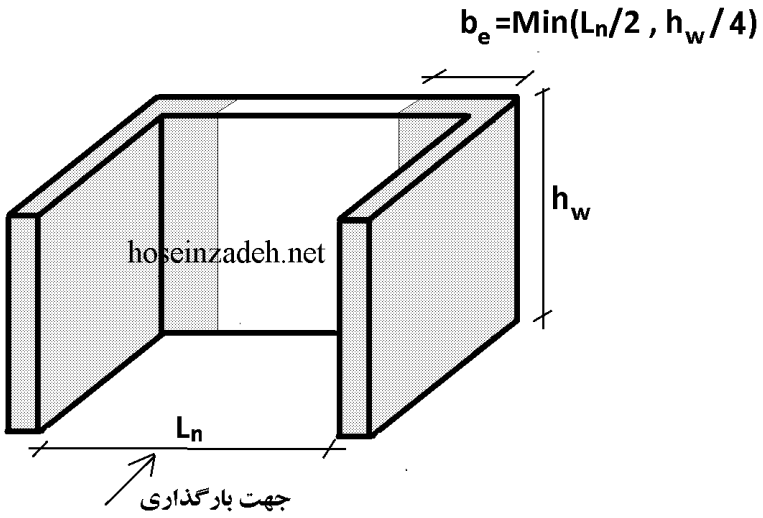
۹-۲۰-۷-۲ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۷-۲-۳ 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.



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.

۲-۱۱ توزیع دیوار برشی در ارتفاع

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.

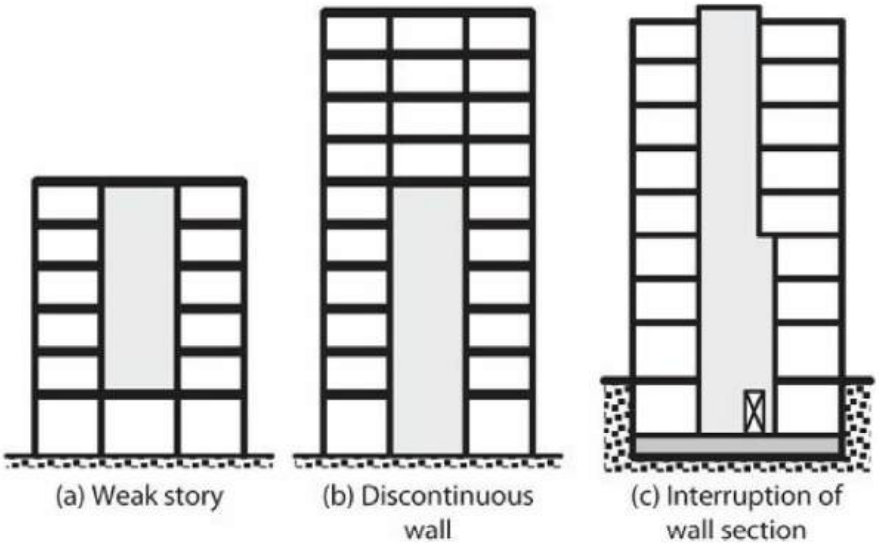


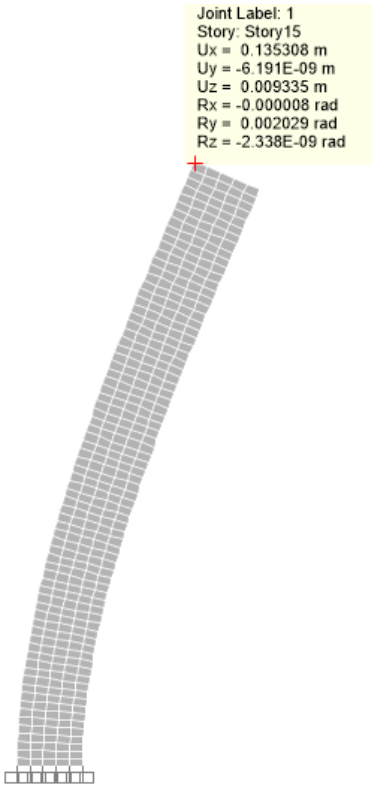
FIGURE 13.4 Wall vertical irregularities.

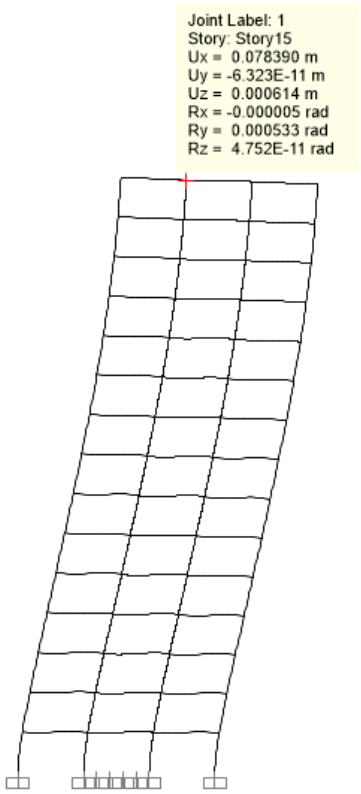
FIGURE 13.5 Permanent offset of weak first story due to discontinued wall, Olive View Hospital, 1971 San Fernando earthquake. (*Photograph by K. Steinbrugge, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.*)

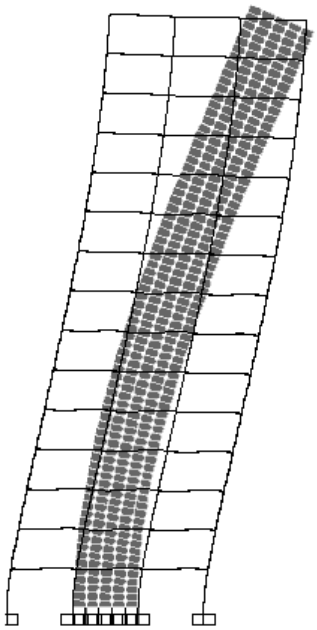
Walls extending from the foundation and discontinued at some intermediate level (Figure 13.4*b*) are permitted by most codes, but the design may be penalized by increased seismic design forces. It is preferred to have more gradual reduction in wall section (length, thickness, or both), as illustrated 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.

۱۲-۲ 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.



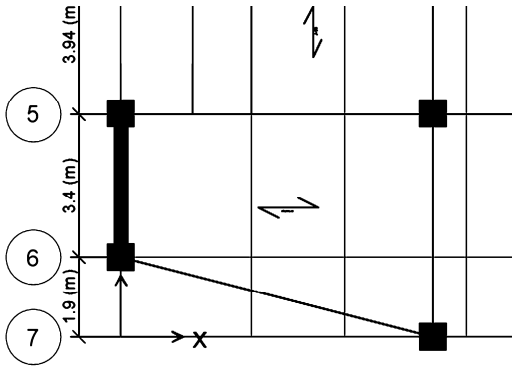




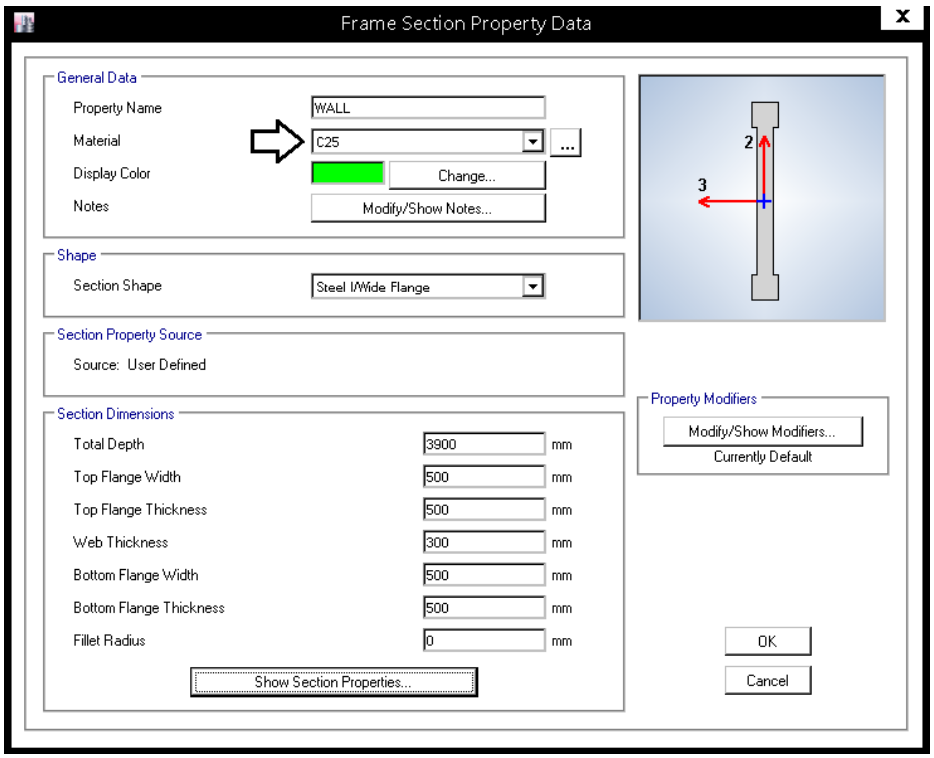
۱۳-۲ کنترل برش پانچ در دیوار برشی

- تحقیقات کافی در رابطه با پانچ دیوار برشی موجود نیست.
- به عنوان یک روش تقریبی می توان دیوار را همانند یک ستون معادل مدل کرده و پانچ آنرا در پی بررسی کرد.

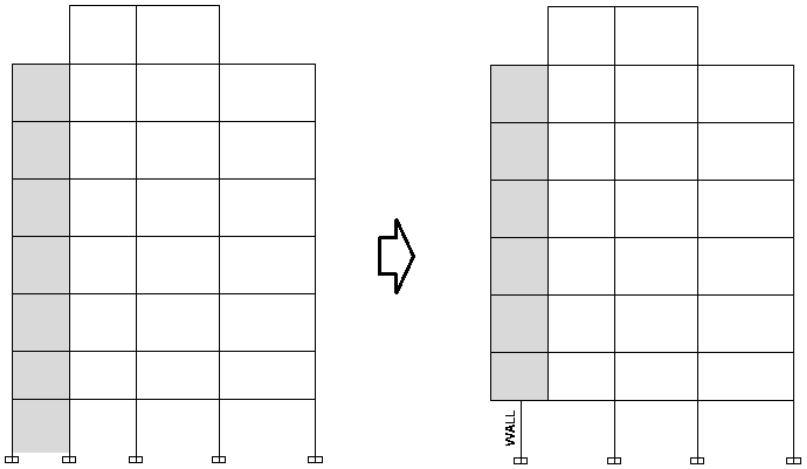
در صورتی که بخواهیم برای مثال دیوار برشی زیر را معادل سازی کنیم، باید مراحل زیر را انجام شود. در مثال زیر ابعاد ستونها 50x50 می باشد و ضخامت دیوار 30 cm می باشد.



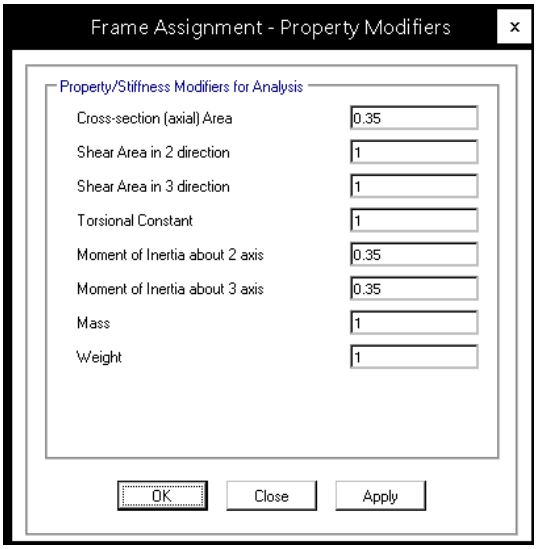
۱- مطابق شکل زیر یک مقطع I شکل معادل در قسمت تعریف مقاطع تعریف کنید.



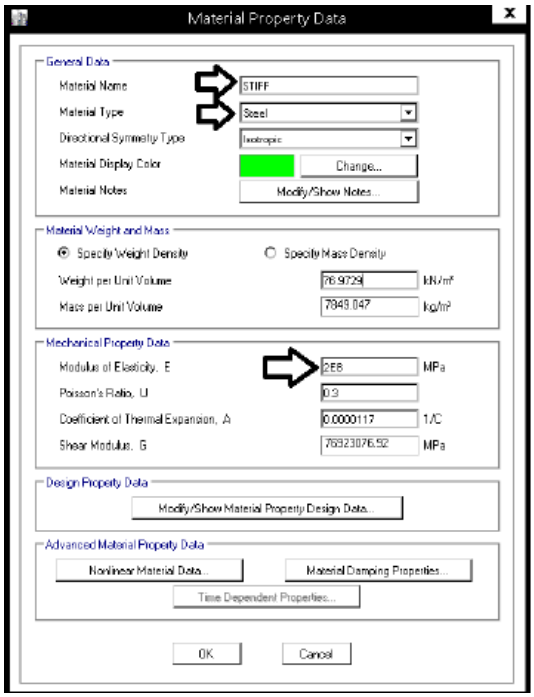
۲- مطابق شکل دیوار و ستونهای متصل به آنرا را از "طبقه اول" حذف کرده و به جای آن ستون معادل (مقطع فوق) را رسم کنید:

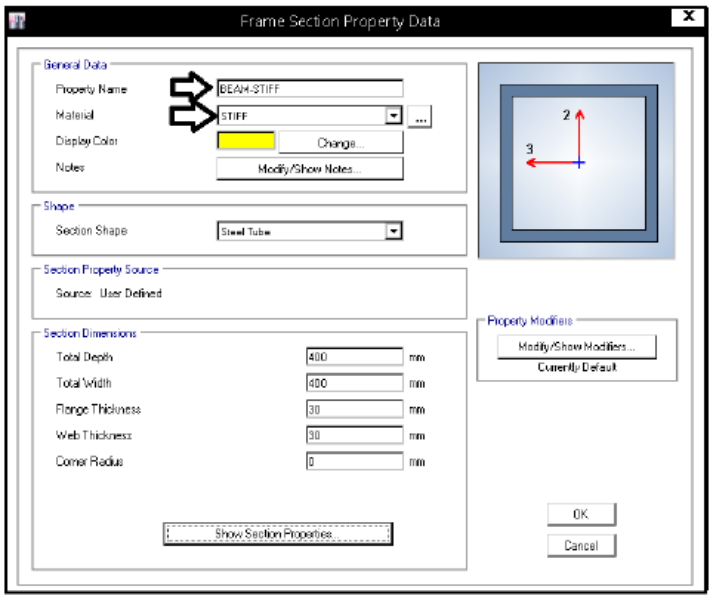


۳- المان دیوار را انتخاب کرده و سختی خمشی و محوری آنرا مشابه دیوار وارد کنید. برای مثال اگر دیوار ترک خورده می باشد، مطابق شکل زیر سختی دیوار معادل را اعمال کنید.

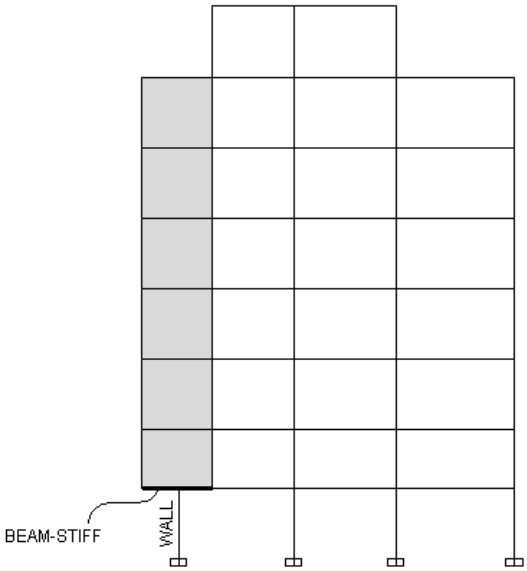


۴- جهت انتقال مناسب نیرو از دیوارهای طبقه فوقانی به ستون معادل باید یک تیر با سختی بالا تعریف شود.

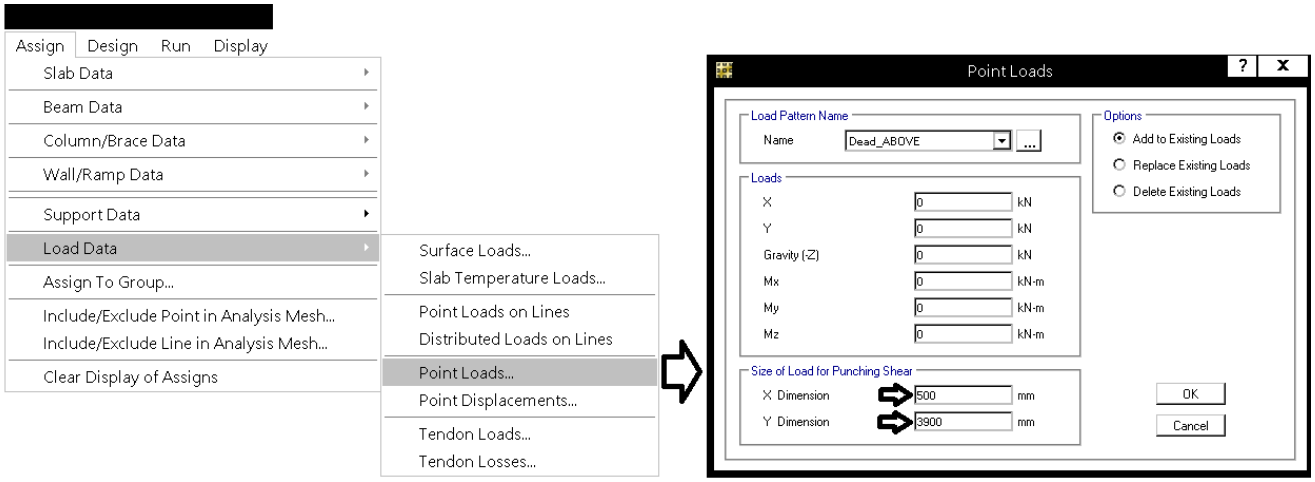




۵- در محل اتصال ستون معادل به دیوار تیر صلب ترسیم کنید.



۶- پس از معادل سازی دیوار در طبقه BASE، نتایج را به نرم افزار SAFE ارسال کنید. با توجه به اینکه مقطع ستون معادل در نرم افزار ETABS از نوع I شکل می باشد، همانند سازه های فولادی باید در نرم افزار SAFE برای ستون size of load را مشخص نمایید. با توجه به اینکه ابعاد المان مرزی دیوار 50x50 می باشد، مطابق شکل زیر باید ابعاد ستون برابر 390x50 وارد شود.



۲-۱۴ نکات اتصال دیوار برشی بتنی به ستونهای فولادی

برخی از طراحان از قاب فولادی (تیر و ستون فولادی) همراه با دیوار برشی بتنی استفاده میکنند. در این صورت بسته به اینکه قاب فولادی از نوع قاب ساختمانی ساده باشد و یا اینکه قاب خمشی باشد، یکی از سیستم های زیر را خواهیم داشت.

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)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
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
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

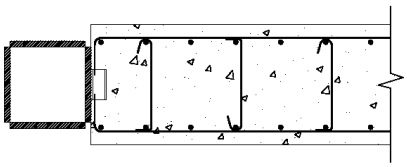
استفاده از قاب ساختمانی ساده فولادی با دیوار برشی بتنی بیشتر بین مهندسین رایج می باشد.

ستونهای دو انتهای دیوار برشی به دو شکل ممکن است اجرا شود:

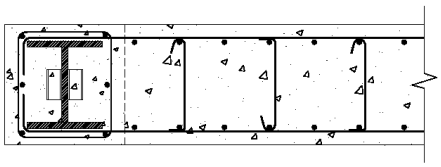
۱- ستون فولادی غیر مدفون در بتن

۲- ستون فولادی مدفون در بتن

شکل زیر برگرفته از راهنمای نظام مهندسی تهران می باشد. این راهنما از لینک https://hoseinzadeh.net/rahnama.pdf قابل دانلود است.



دیوار برشی و عضو محوری غیر محاط در بتن



دیوار برشی و عضو محوری محاط دربتن

- عرض تیرهای واقع در داخل دیوار برشی، به نحوی در نظر گرفته شود که آرماتورهای قائم دیوار برشی بتوانند به راحتی از کنار آن عبور داده شوند. پهنای تیر، حداقل ۱۰ سانتی متر از ضخامت دیوار کمتر باشد (راهنمای نظام مهندسی تهران).

۲-۱۴-۱ نکات مهم مربوط به ستون فولادی مدفون:

- توصیه می شود مساحت مقطع ستون فولادی مدفون نباید کمتر از 0.01 مساحت مقطع بتن باشد. ضوابط زیر مربوط به "ستونهای فولادی کامپوزیت" می باشد.

AISC-361-16

CHAPTER I

DESIGN OF COMPOSITE MEMBERS

I2. AXIAL FORCE

1. Encased Composite Members

1a. Limitations

For encased composite members, the following limitations shall be met:

(a) The cross-sectional area of the steel core shall comprise at least 1% of the total composite cross section.

(b) Concrete encasement of the steel core shall be reinforced with continuous longitudinal bars and lateral ties or spirals.

Where lateral ties are used, a minimum of either a No. 3 (10 mm) bar spaced at a maximum of 12 in. (300 mm) on center, or a No. 4 (13 mm) bar or larger spaced at a maximum of 16 in. (400 mm) on center shall be used. Deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area are permitted.

Maximum spacing of lateral ties shall not exceed 0.5 times the least column dimension.

(c) The minimum reinforcement ratio for continuous longitudinal reinforcing, ρ_{sr}, shall be 0.004, where ρ_{sr} is given by:

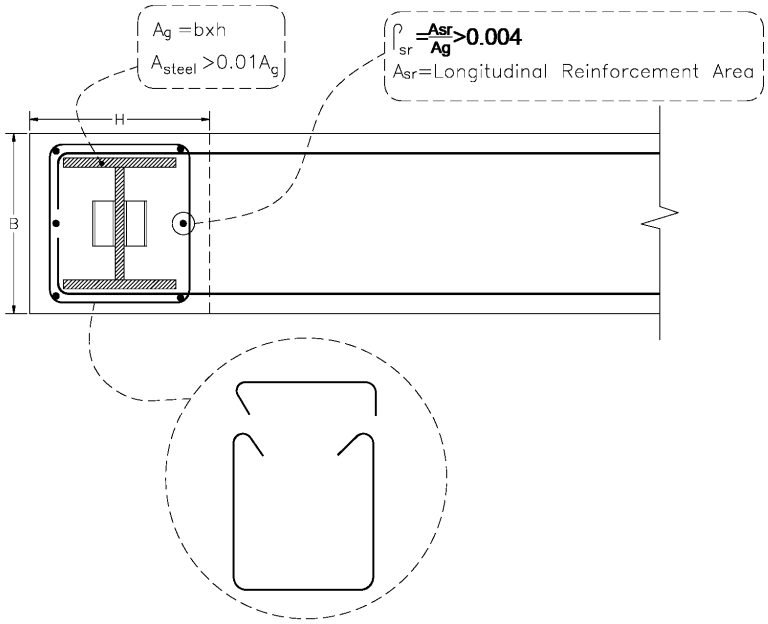
$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad \text{(I2-1)}$$

where

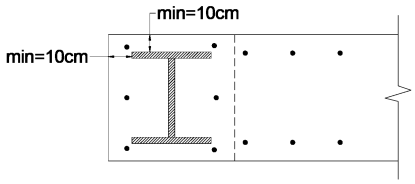
A_g = gross area of composite member, in.^{2} (mm^2)

A_{sr} = area of continuous reinforcing bars, in.^{2} (mm^2)

شکل زیر برگرفته از راهنمامی نظام مهندسی تهران می باشد.



- در راهنمای نظام مهندسی تهران برای ستونهای مدفون عنوان شده است که "جهت محاط شدن ستون فولادی، صرفا از مقطع H شکل استفاده شود.
- در رابطه با ستونهای مدفون، توصیه می شود در مدل سازه ای ستون ترسیم شود و پس از ترسیم نیز pier همنام با دیوار به آن اختصاص داده شده و در section designer نیز مقطع ستون فولادی همراه با دیوار ترسیم شود.
- توصیه می شود سایز ستون مدفون و ضخامت دیوار به گونه ای باشد که پوششی حداقل برابر با ۱۰ سانتیمتر در اطراف ستون داشته باشیم تا آرماتورهای عرضی امکان عبور از کنار ستون را داشته باشند. شکل زیر (از راهنمای نظام مهندسی تهران) حداقل پوشش لازم را نشان می دهد:



حداقل پوشش بتنی اطراف هسته فولادی

- با وجود مدفون بودن، استفاده از برش گیر الزامی است.

برشگیرهای اتصال ستون مدفون به دیوار برشی باید برای جریان برش بین دیوار بتنی و ستون فولادی طراحی شوند

AISC-341-16

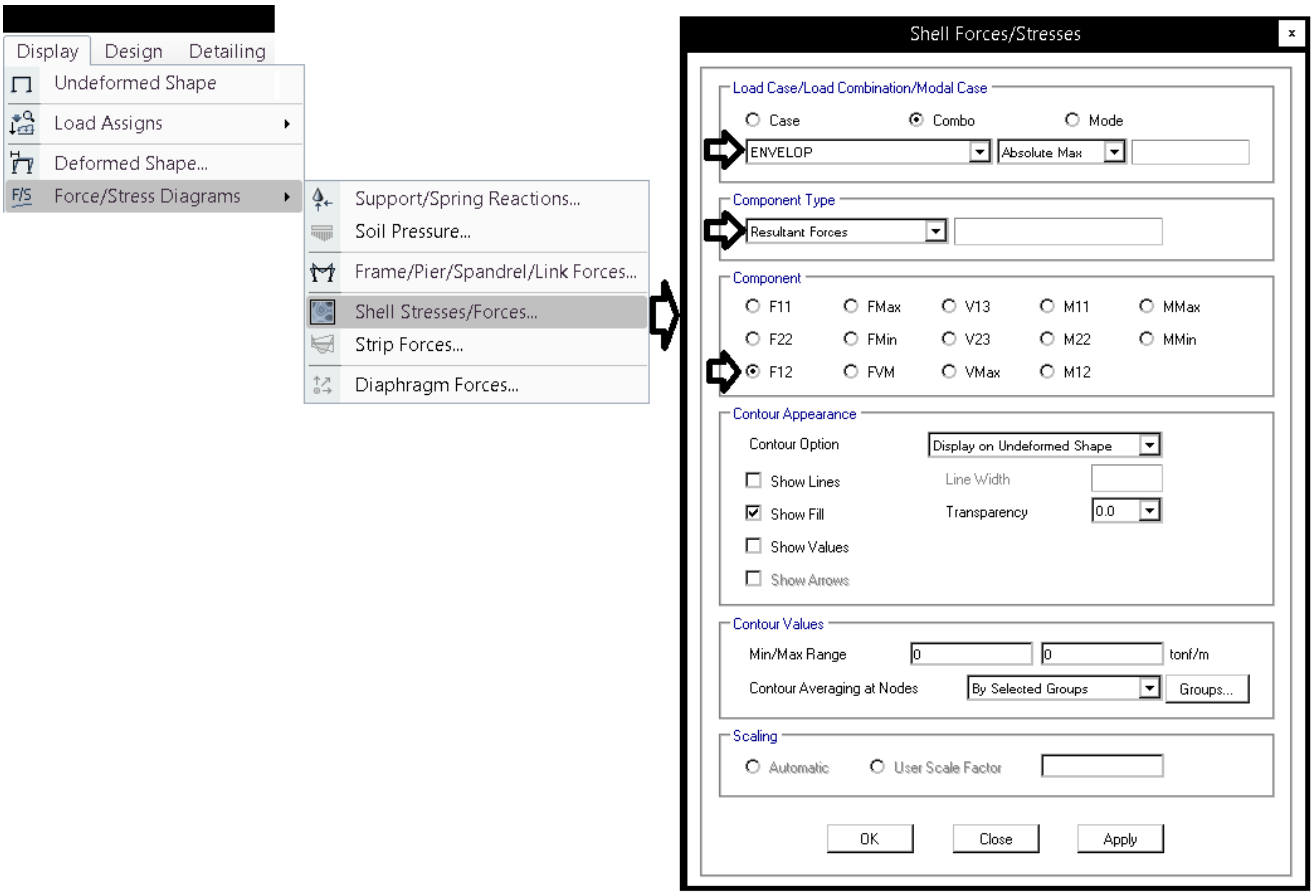
H4. COMPOSITE ORDINARY SHEAR WALLS (C-OSW)

5. Members

5a. Boundary Members

(c) Headed studs or welded reinforcement anchors shall be provided to transfer required shear strengths between the structural steel boundary members and reinforced concrete walls. Headed studs, if used, shall satisfy the requirements of *Specification* Chapter I. Welded reinforcement anchors, if used, shall satisfy the requirements of *Structural Welding Code—Reinforcing Steel* (AWS D1.4/ D1.4M).

جهت طراحی برشگیرها میتوان برش را در مجاورت المان مرزی (ستون متصل به دیوار) را استخراج کرد.



بر اساس نیروی برشی موجود در دیوار میتوان تعداد برشگیرهای لازم را محاسبه کرد. مقاومت برشی برشگیرها در مبحث دهم ارائه شده است. برای مثال اگر برشگیرها از نوع گلمیخ باشند، مقاومت برشی آنها از رابطه زیر بدست می آید:

۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط

۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

۱۰-۲-۸-۷-۱ الزامات عمومی

قطر گلمیخ نباید از ۲/۵ برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گلمیخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد.

۱۰-۲-۸-۷-۴ مقاومت برشی طراحی گلمیخ‌ها

در مواردی‌که گسیختگی قالبی بتن در برش به عنوان یک حالت حدی محسوب نشود، مقاومت برشی طراحی گلمیخ‌ها مساوی $\phi_v Q_{nv}$ می‌باشد که در آن ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی گلمیخ برابر ۰/۶۵ و Q_{nv} مقاومت برشی اسمی گلمیخ می‌باشد که باید از رابطهٔ زیر تعیین گردد.

$$Q_{nv}=F_u A_{sa} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۴)$$

۱۰-۲-۸-۷-۸ جزئیات‌بندی برشگیرها در اعضای با مقطع مختلط

۱. برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند.

۲. حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز گلمیخ در هر امتداد ۴ برابر قطر گلمیخ می‌باشد.

۳. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز گلمیخ‌ها ۳۰ برابر قطر گلمیخ می‌باشد.

۴. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرهای از نوع ناودانی ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد.

- ستون فولادی مدفون در بتن باید توسط آرماتور عرضی محصور شود. در صورتی که دیوار نیاز به المان مرزی داشته باشد، ضوابط مربوط به المان های مرزی مربوط به دیوارهای برشی ویژه باید در طرح آرماتور عرضی منظور شود.

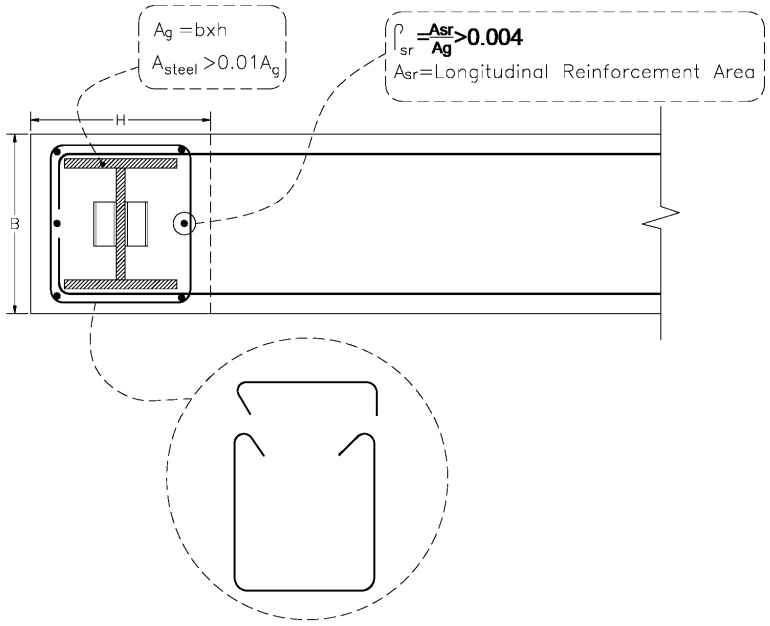
AISC 341-16

H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)

5b. Boundary Members

Concrete-encased structural steel boundary members that qualify as composite columns in *Specification* Chapter I shall meet the highly ductile mem-ber requirements of Section D1.4b.2. Otherwise, such members shall be designed as composite compression members to satisfy the requirements of ACI 318, including the special seismic requirements for boundary members in ACI 318 Section 18.10.6. Transverse reinforcement for confinement of the composite boundary member shall extend a distance of $2h$ into the wall, where h is the overall depth of the boundary member in the plane of the wall.

شکل زیر برگرفته از راهنمای نظام مهندسی تهران می باشد که نشان میدهد برای اجرای آرماتور عرضی المان مرزی میتوان از ترکیب یک خاموت رکابی همراه با سنجاق استفاده کرد.



همچنین در تفسیر AISC 341-16 عنوان شده در فاصله 2h مطابق شکل زیر از سنجاقهای عرضی جهت جلوگیری از شکاف احتمالی (ترک ۱ در شکل) استفاده شود.

AISC 341-16

H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)

5. Members

5b. Boundary Members

Concerns have been raised that walls with encased steel boundary members may have a tendency to split along planes 1 and 2 shown in Figure C-H5.2. Transverse reinforcement within a distance $2h$ (h = width of the wall) will resist splitting along plane 1 while the wall horizontal reinforcement will be adequate to prevent failure along plane 2.

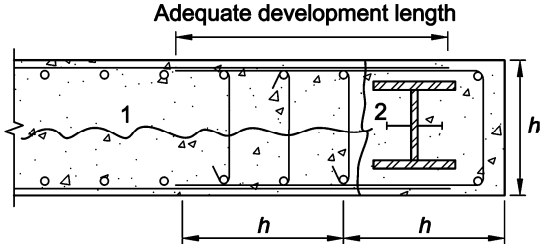


Fig. C-H5.2. Reinforcement to prevent splitting failures.

۲-۱۴-۲ نکات مهم مربوط به ستون فولادی غیر مدفون:

- طراحی ستونها برای بار ثقلی و لنگر واژگونی ناشی از زلزله

ستونهای فولادی متصل به دیوار برشی باید به تنهایی توانایی تحمل بار ثقلی به همراه لنگر واژگونی ناشی از زلزله را دارا باشند:

AISC 341-16

H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)

5. Members

5b. Boundary Members

Unencased structural steel columns shall satisfy the requirements of Section D1.1 for highly ductile members and Section H4.5a(a).

H4. COMPOSITE ORDINARY SHEAR WALLS (C-OSW)

5. Members

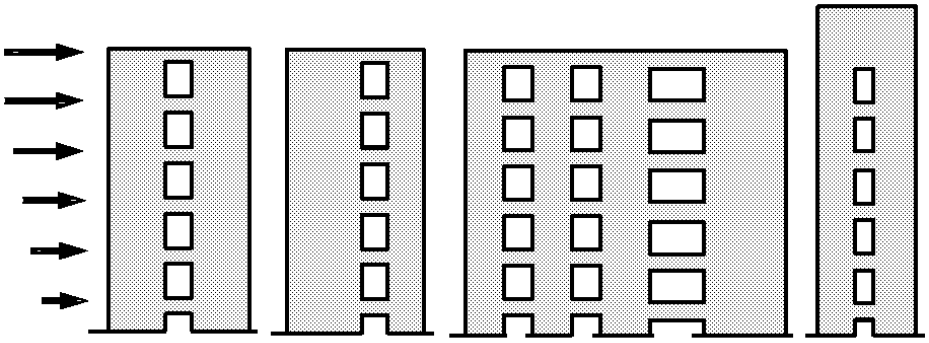
5a. Boundary Members

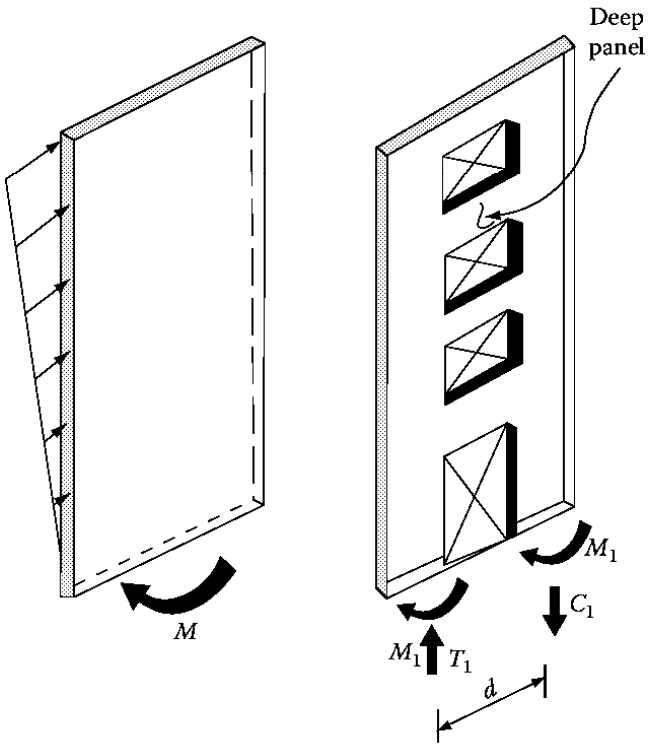
Boundary members shall satisfy the following requirements:

(a) The required axial strength of the boundary member shall be determined assuming that the shear forces are carried by the reinforced concrete wall and the entire gravity and overturning forces are carried by the boundary members in conjunction with the shear wall.

- جهت کنترل ضابطه فوق می توان ابتدا میلگردی با Fy=240MPa تعریف کرد و پس از تغییر نوع میلگرد در preferences دیوار برشی، به میلگرد جدید تعریف شده، نوع طراحی دیوار مورد نظر را از نوع simplified تعریف کرده و دیوار را طراحی کرده و مساحت لازم برای میلگرد را استخراج کرد. مساحت ستون فولادی نباید کمتر از مساحت استخراج شده انتخاب شود. ابعاد DB1 و DB2 را در قسمت Overwrites را میتوان برابر ابعاد المان مرزی وارد کرد. در صورتی که مساحت محاسبه شده بیش از مقدار حداکثر مقدار مجاز باشد، نرم افزار به جای اعلام مساحت لازم، پیغام OS خواهد داد. در این حالت میتوان با افزایش محدوده درصد حداکثر در قسمت Edge Design PT-max و Edge Design PC-max مشکل را برطرف کرد.
- در ستونهای غیر مدفون میلگردهای افقی دیوار باید به نحو مناسبی به ستون فولادی متصل شود. یکی از رایج ترین روشها جوش مستقیم خم انتهای میلگرد افقی به ستون فولادی می باشد. این روش به جهت تمرکز تنش در ابتدای جوش و امکان باز شدن آن مورد انتقاد می باشد. در این رابطه دکتر اباذر اصغری مطالب مفیدی را در فضای مجازی منتشر کرده اند.
- برشگیرهای اتصال دیوار به ستون باید همانند ستونهای مدفون محاسبه و طراحی شوند. در رابطه با این مساله که آیا لازم است برشگیرها تحت زلزله تشدید یافته طراح شوند یا نه اختلاف نظر هست. راهنمای نظام مهندسی تهران الزام کرده این برشگیرها در ستونهای غیر مدفون باید بر اساس ترکیب بارهای شامل زلزله تشدید یافته طراحی شوند.
- در رابطه با طراحی خود ستون نیز اگر از ابزار طراحی سازه فولادی خود ایتبس استفاده شود (steel design)، ستونها تحت نیروی محوری تشدید یافته کنترل خواهند شد. در راین رابطه نیز راهنمای نظام مهندسی تهران الزام کرده است که ستونهای غیر مدفون متصل به دیوار باید تحت نیروی محوری تشدید یافته کنترل شود.
- در رابطه با ضرایب کاهش سختی، باید توجه شود که به علت ضعف نرم افزار ایتبس با کاهش ضریب f22 به 0.35 و یا 0.7 برای دیوار برشی، علاوه بر کاهش سختی خمشی، سختی محوری دیوار بتنی نیز کاهش می یابد. در حالیکه طبق ACI-318-19 سختی محوری دیوار لازم نیست کاهش یابد. بنابراین برای توزیع صحیح نیروی محوری بین ستونهای مرزی و جان دیوار باید سختی محوری ستون فولادی نیز کاهش یابد. از طرفی در صورت استفاده از روش آنالیز مستقیم در طراحی سازه فولادی، سختی محوری ستونها با ضریب 0.8 کاهش می یابد و کاهش سختی ستون فولادی باید با احتساب این کاهش انجام شود. برای مثال اگر ضریب سختی کاهش دیوار برابر 0.35 باشد، ضریب سختی محوری ستون فولادی را می توان برابر 0.35/0.85=0.4375 وارد کرد. و اگر ضریب سختی کاهش دیوار برابر 0.7 باشد، ضریب سختی محوری ستون فولادی را می توان برابر 0.7/0.85=0.875 وارد کرد.

۱۵-۲ 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.

۲-۱۵-۱ 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		$0.25I_g$	

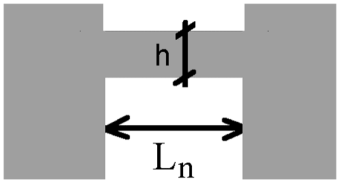
در جدول فوق برای تیرهای کوپله مقدار سختی مشخصی ارائه نشده است و اگر بخواهیم طبق ACI عمل کنیم باید به ناچار مطابق تیرها، سختی تیرهای کوپله را برابر 0.35 در نظر بگیریم (f11=0.35).

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:

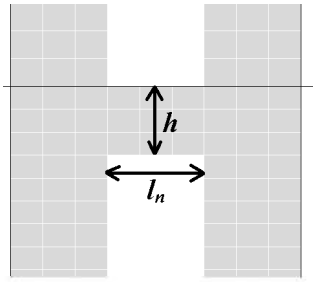
$$\frac{l_n}{h} \geq 2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 1 \end{cases}$$

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

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

۲-۱۵-۲ جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند



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.

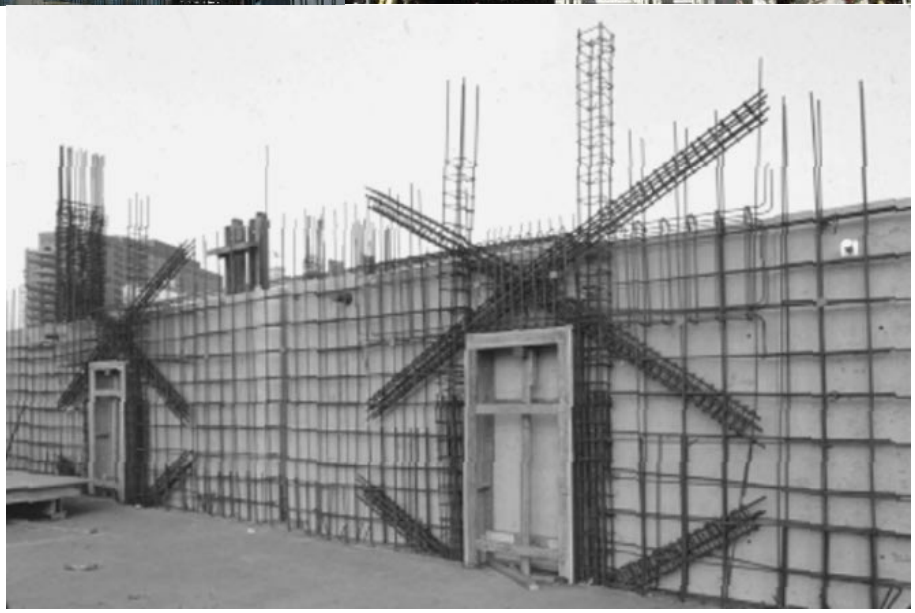
اگر $(\ell_n/h) \geq 4$ باشد نیازی به آرماتور قطری نیست و تنها باید ضوابط تیرهای با شکل پذیری ویژه رعایت شود.

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.

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.

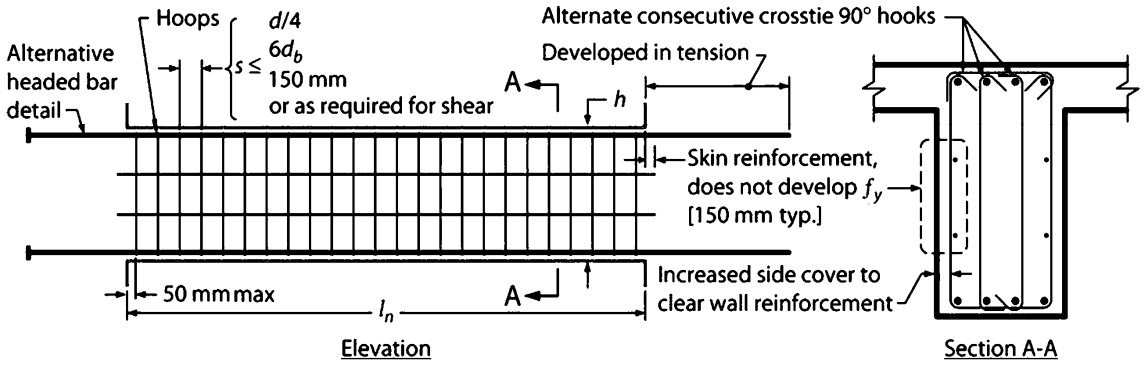
۹-۲۰-۷-۵-۳ در تیرهای همبندی که هیچکدام از شرائط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۱ یا ۹-۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، میتوان یا از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که بصورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده، ویا از آرماتورهائی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲ ، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۴، و با منظورنمودن لبه دیوارها به عنوان تکیه گاه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



اگر $\frac{\ell_n}{h} \geq 4$ 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.

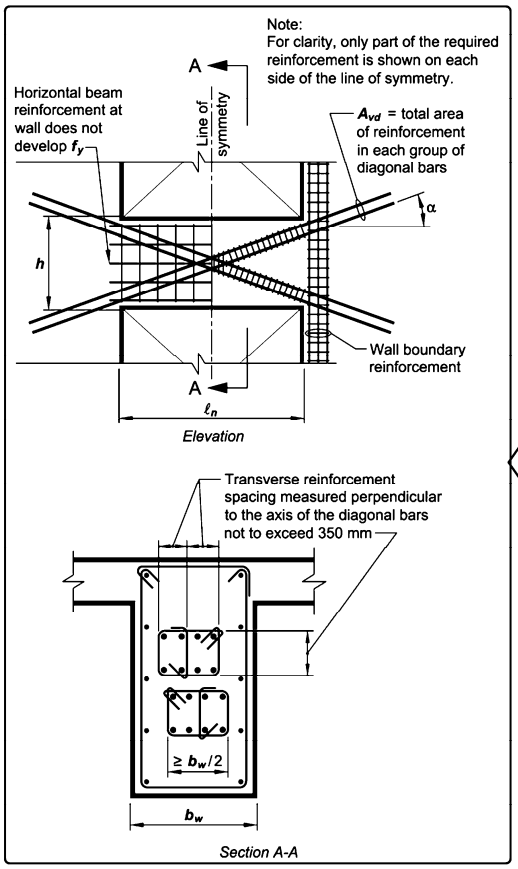
۹-۲۰-۷-۵-۴ در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع، متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده اند باید دو بند (الف) و (ب) ویکی از بندهای (پ) یا (ت) زیر را رعایت نمود و نیازی به رعایت بند۹-۱۱-۸ نمی باشد:

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:

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

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

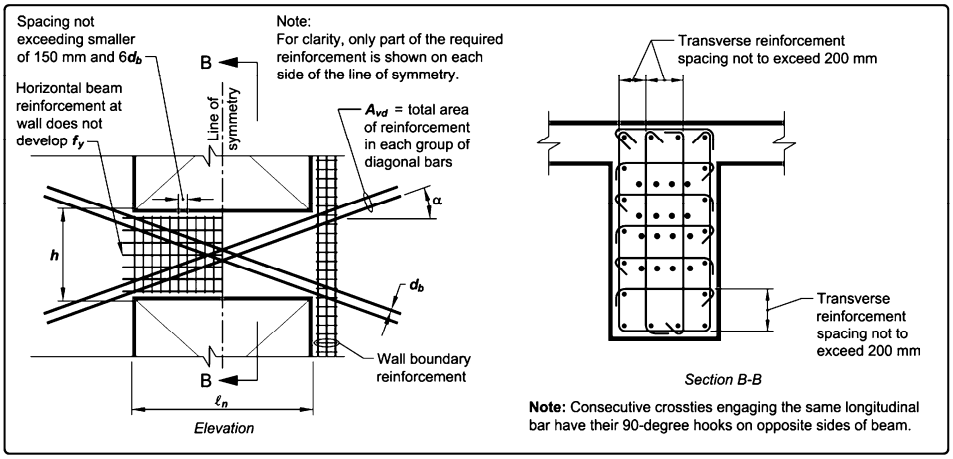
به منظور محاسبه A_g، فرض میشودپوشش بتن مطابق بند ۴-۹ در هر چهار طرف هرگروه آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳-۳(پ) باشد واز شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نبوده و نیز فاصله سنجاق ها ویا ساق تنگ ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلیمتر 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.

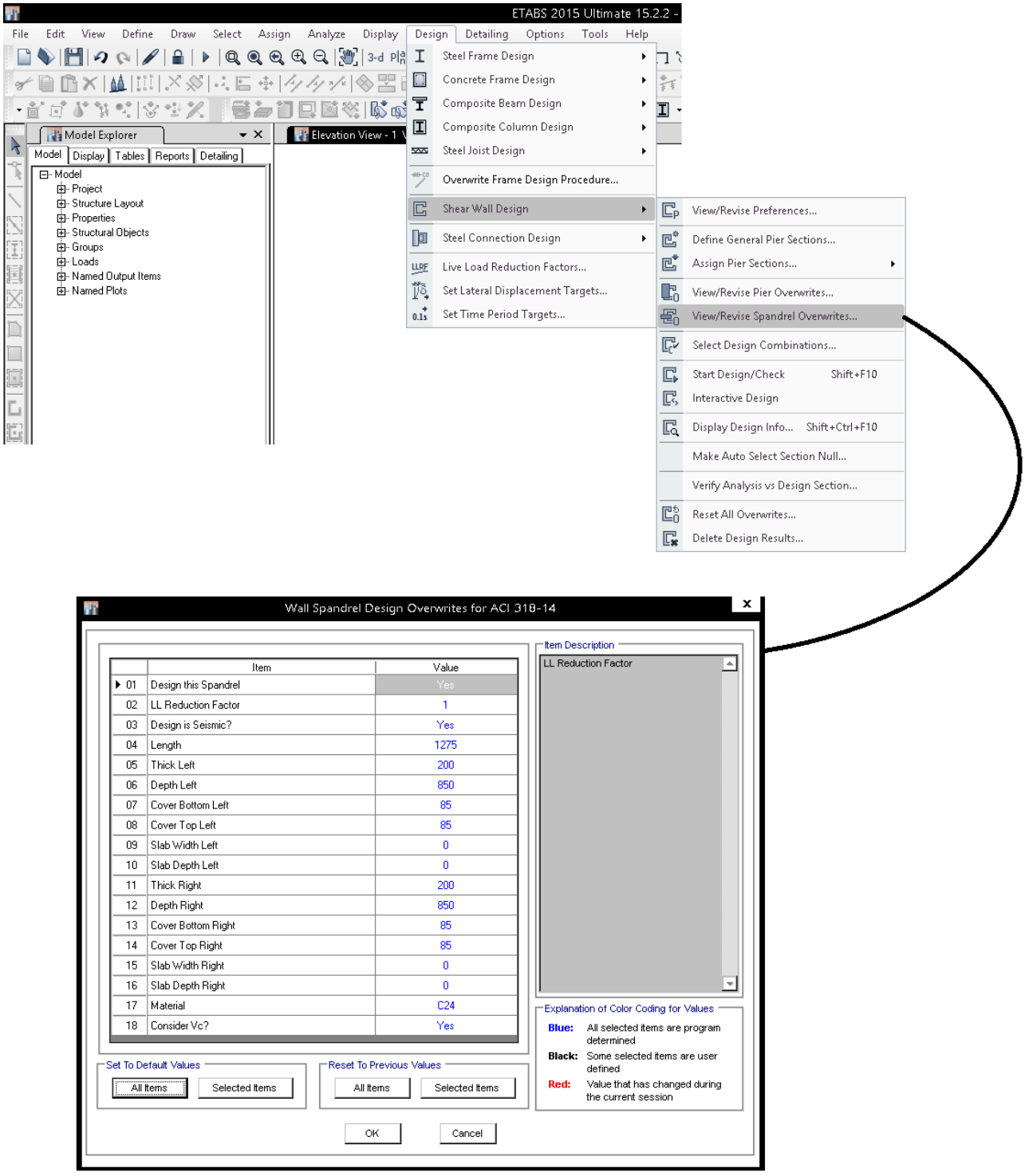
ت) آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث)، وبا منظور نمودن A_{sh} حد اقل برابر با بیشترین دو مقدار زیر، قرار داده شود:

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

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

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
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Elevation View - 1
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...
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