تغییرات مهم مبحث نهم ویرایش پنجم

برگزار کننده: سازمان نظام مهندسی استان آذربایجان شرقی

مسعود حسین زاده اصل

تابستان ۱۳۹۹

بنام خدا

فهرست مطالب

۱ ترکیب بارهای طراحی سازه های بتن آرمه ۳
۱-۱ ترکیب بارهای بتن - مبحث ششم و نهم ۳
۲ مدلسازی چشمه اتصال - قاب بتنی ۱
۳ ضرایب ترک خوردگی اعضای بتنی ٤
۳-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها ٤
۴ زلزله تشدید یافته (Ω0) ۷
۴-۱ "برش تشدید یافته" در تیرها و ستونهای بتنی ۷
۵ کنترل ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند. ۱۰
۶ فواصل تنگ ها در تیر و ستون ۱٤
۷ فواصل تنگها در ناحیه اتصال ۱٦
۸ طول مهار و طول وصله ۱۷
۹ محل وصله ستون در قاب خمشی متوسط ۲۰
۱۰ طول مهار قلاب دار ۲۱
۱۱ مهار قلاب انتهای تیر داخل هسته ستون با شکل پذیری متوسط و ویژه ۲۵
۱۲ حداقل قطر تنگ در ستونها ۲٦
۱۳ شکل قلاب آرماتورهای عرضی ۲٦
۱٤ برش چشمه اتصال ۲۷
۱۵ دالهای دوطرفه ۳۲
۱۶ آرماتور جلدی ۳٤
۱۷ آرماتور حداقل در پی گسترده ۳۵
۱۸ جزئیات خم میلگردهای ستون داخل پی ۳٦
۱۹ کنترل خیز ۳۷
۲۰ کنترل خیز تیرها ۳۸
۲۱ کنترل لرزش ۳۹
۲۲ میلگرد پیوستگی تیرچه ٤۰
۲۳ مدول الاستیسیته ٤۱
۲۴ پوشش بتن ٤۲

۱-۱ ترکیب بارهای بتن - مبحث ششم و نهم

مبحث ششم (ویرایش ۹۲)

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارهای حالت‌های حدی نهایی در طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه

در طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه، موضوع مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) $1{,}25D+1{,}5L+1{,}5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۲) $D+1{,}2L+1{,}2(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+1{,}2(W \text{ یا } 0{,}7E)$

۳) $0{,}85D+1{,}2(W \text{ یا } 0{,}7E)$

۴) $1{,}25D+1{,}5L+1{,}5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+1{,}5(H \text{ یا } 0{,}84F)$

۵) $0{,}85D+1{,}5(H \text{ یا } 0{,}84F)$

۶) $D+1{,}2L+1{,}2(L_r \text{ یا } S)+T$

۷) $1{,}25D+1{,}5T$

مبحث ششم ویرایش ۹۸

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) $1/4D$

۲) $1/2D+1/6L+0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2\ D+1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+[L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$

۴) $1/2D+1/6W+L+0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2D+E+L+0/2S$

۶) $0/9\ D+1/6W$

۷) $0/9D+E$

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۶-۵-۵ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

۹-۷ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری- ضریب‌های کاهش مقاومت

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

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

۹-۷-۳-۲-۲ ضریب بار مربوط به بار L را در رابطه‌های (۹-۷-۳)، (۹-۷-۴) و (۹-۷-۵)، می‌توان به ۰/۵ کاهش داد؛ مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی، و محل‌هایی که در آن‌ها میزان بار زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشد. استفاده از ضریب ۰/۵ مورد اشاره در کنار بار زنده‌ی کاهش یافته نیز مجاز است.

- توجه: در مبحث ششم مقدار بار زنده راه پله برابر ۵ کیلونیوتن بر مترمربع می باشد. بنابراین طبق مبحث ششم نمی توان آنرا با ضریب 0.5 در ترکیب بار تعریف کرد. در حالیکه طبق مبحث نهم میتوان آنرا با ضریب 0.5 در ترکیب با بارهای زلزله و یا باد تعریف کرد. گرچه متن مبحث نهم در این مورد به متن ASCE7-16 نزدیک تر است، ولی توصیه میشود در جهت اطمینان بر اساس مبحث ششم عمل شود.

۲ مدلسازی چشمه اتصال - قاب بتنی

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول

۹-۶-۳ مدل سازی

۹-۶-۵-۲ مدل سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای

۹-۶-۵-۲-۳ به منظور ساده کردن تحلیل، استفاده از هر یک از روش‌های (الف) و (ب) زیر و یا هر دوی آن‌ها مجاز است:

الف – استفاده از ضوابط بند ۹-۶-۳-۲-۱ ت،

ب – در قاب‌ها و یا ساخت و سازهای پیوسته، می‌توان چشمه‌ی اتصال را صلب فرض نمود.

- بند زیر از مبحث نهم در رابطه با نحوه مدلسازی ناحیه اتصال نیز قابل توجه است.

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۶-۳ مدلسازی

۹-۶-۳-۲ دهانه‌ها

۹-۶-۳-۲-۱ طول دهانه‌ی موثر در اعضای مختلف سازه بر اساس ضوابط زیر تعیین میشود:

الف- طول دهانه‌ی موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته نباشد، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه گاه‌ها، یا طول آزاد دهانه به اضافه‌ی ارتفاع عضو، هر کدام که کوچک‌تر است، در نظر گرفته شود.

ب- طول موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته است، با توجه به مقاومت و سختی نسبی اعضاء در محل اتصال و با قضاوت مهندسی تعیین گردیده و درصدی از طول انتهایی عضو که در ناحیه اتصال واقع شده است صلب منظور می شود.

ACI-318-19

6.6—Linear elastic first-order analysis

6.6.2 *Modeling of members and structural systems*

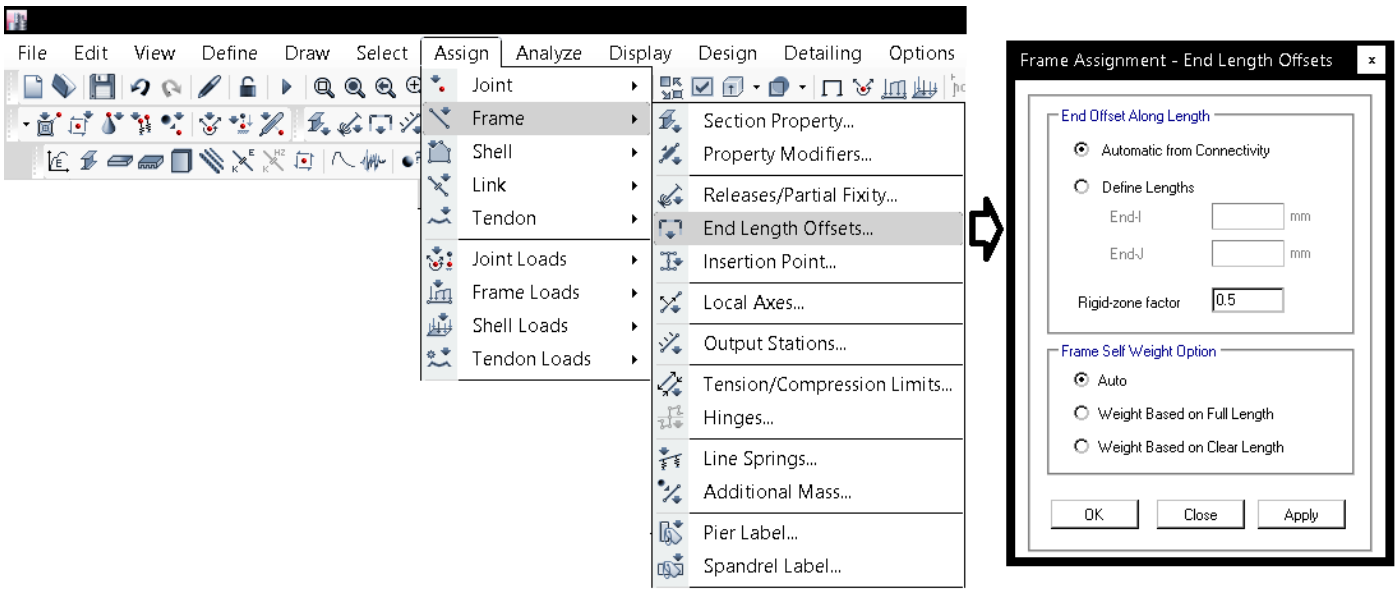
6.6.2.3 It shall be permitted to simplify the analysis model by the assumptions of (a), (b), or both:

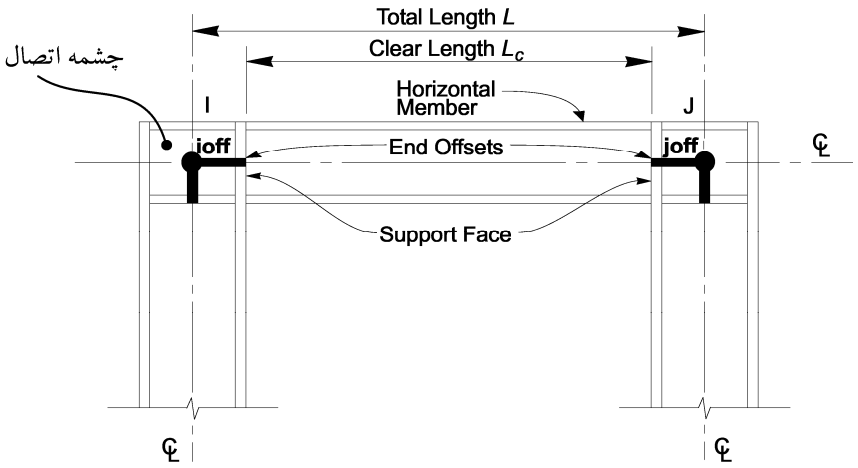
(a) Solid slabs or one-way joist systems built integrally with supports, with clear spans not more than 3 m, shall be permitted to be analyzed as continuous members on knife-edge supports with spans equal to the clear spans of the member and width of support beams otherwise neglected.

(b) For frames or continuous construction, it shall be permitted to assume the intersecting member regions are rigid.

R6.6.2.3 A common feature of modern frame analysis software is the assumption of rigid connections. Section 6.6.2.3(b) is intended to apply to intersecting elements in frames, such as beam-column joints.

- گرچه در متن آیین نامه "اجازه" و نه "الزام" ضریب 1 در بندهای فوق داده شده است، توصیه می شود در قابهای خمشی بتنی مقدار rigid zone factor برابر "0.5" در نظر گرفته شود. بدین منظور می توان تمامی اعضا را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر ضریب سختی ناحیه اتصال را برابر 0.5 وارد کرد.
- توجه شود که مقدار این ضریب تاثیر قابل توجهی در مقدار دریفت قابهای خمشی و کنترل آن دارد.



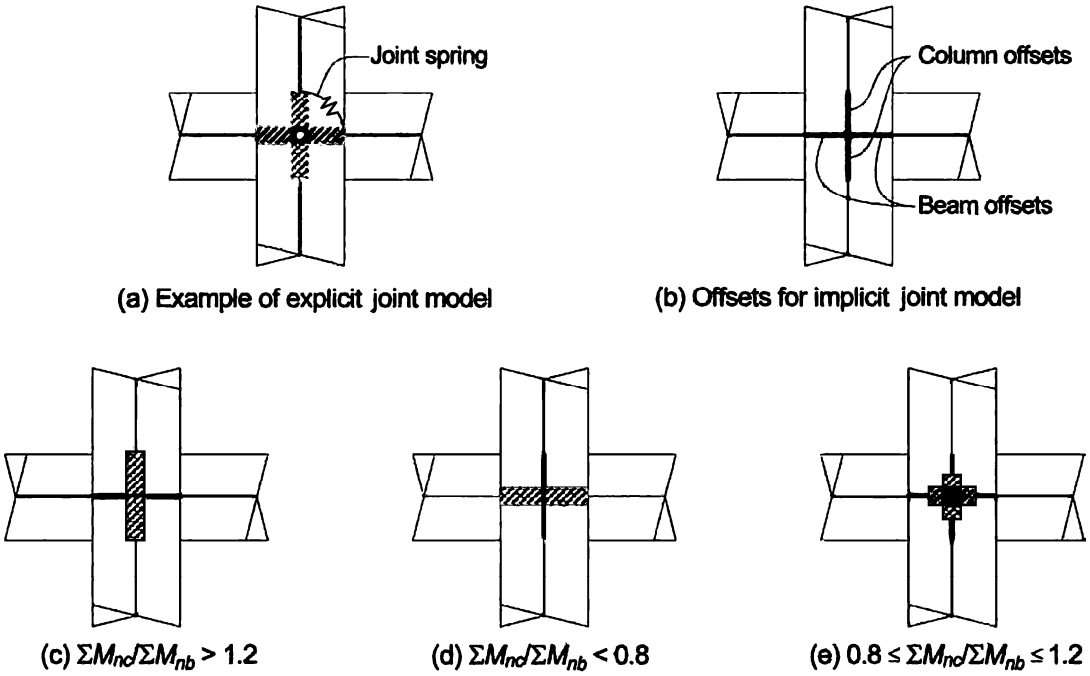


در متن زیر از منوال ETABS، توضیحاتی در رابطه با rigid zone factor ارائه شده است.

The de fault value for **rigid** is zero. The maxi mum value of unity would indicate that the end off sets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements that frame into the connection. **Typically the value for rigid would not exceed about 0.5.**

- **Concrete frames should never use a fully rigid zone. A value of 0.5 is recommended for concrete frames**, where 50% of the actual offset is considered rigid.

در مرجع ASCE_SEI-41-17، مطابق شکل زیر بر اساس نسبت مقاومت تیر و ستون برای مدلسازی چشمه اتصال پیشنهادات خوبی ارائه شده است که علاقه مندان میتوانند مراجعه و مطالعه کنند.



(a) Example of explicit joint model

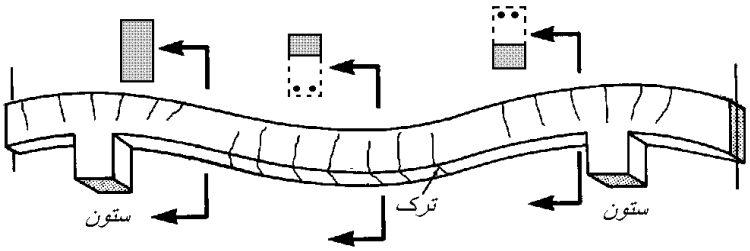
(b) Offsets for implicit joint model

(c) $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb} > 1.2$

(d) $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb} < 0.8$

(e) $0.8 \le \Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb} \le 1.2$

۳ ضرایب ترک خوردگی اعضای بتنی



۳-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها

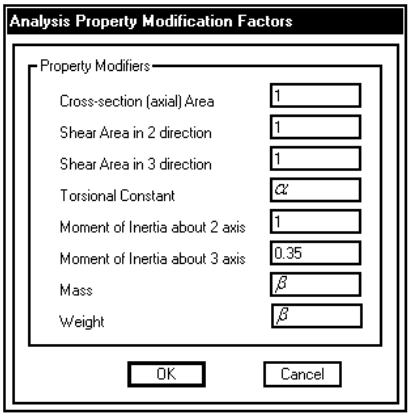
نظر استاندارد ۲۸۰۰ در مورد ضریب ترک خوردگی اعضا در فایل طراحی سازه

> **۳-۵-۵** در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستون‌ها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P -Δ نیزصرف‌نظر کرد.

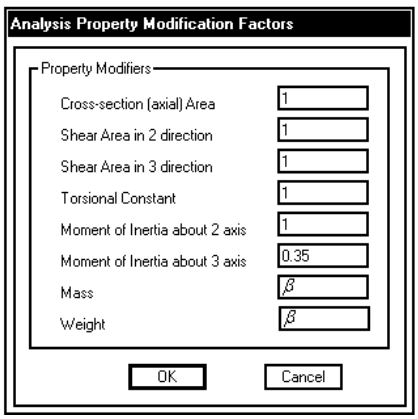
طبق بند فوق در تمامی سازه های بتنی (چه مهار شده و چه مهار نشده) ضرایب سختی تیرها برابر 0.35، ستونها برابر 0.7 و دیوارها بسته به اینکه ترک بخورند یا نه برابر 0.35 و یا 0.7 منظور خواهد شد.

- ضرایب سختی تیرها و ستونها در قابهای خمشی بتنی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (جهت طراحی سازه و نیز محاسبه تغییر مکانها):

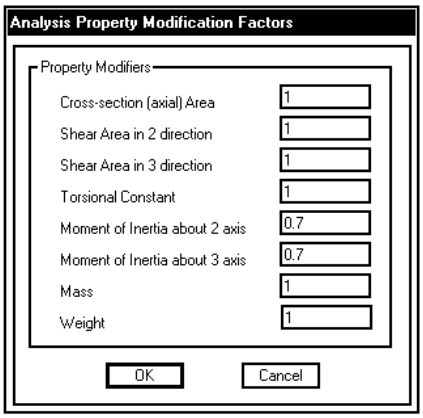
Beam (With compatibility torsion)



Beam



Column



- ضرایب β در شکل فوق را در تیرها به دلیل همپوشانی بتن سقف و تیر در ایتبس می توان عددی کمتر از یک وارد کرد. این ضریب برای هر تیر بسته به ابعاد آن و درصد همپوشانی آن با سقف متغییر است و بهتر است در جهت اطمینان برابر یک وارد شود.
- طبق نظر برخی از طراحان در تیرها، علاوه بر ممان اینرسی 3 axis باید ضریب 2 axis نیز برابر 0.35 وارد شود. با توجه به اینکه در تیرها لنگر حول محور ضعیف عمدتا نزدیک به صفر می باشد، کاهش این ضریب در نتایج طراحی اعضا ناچیز است و در کنترل دریفت تاثیر اندکی دارد.

(ویرایش سال ۹۲)

۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک‌خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک‌خوردگی باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک‌خوردگی می‌توان:

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

(ویرایش ۹۹)

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

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

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

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

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

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

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

- **در مبحث نهم ویرایش ۹۹، سه روش جهت منظور کردن اثر ترک خوردگی ارائه شده است.**
- **روش اول همان روش رایج در کشور می باشد (تیرها 0.35، ستونها 0.7 و دیوارها بسته به ترک خوردگی آنها 0.35 و 0.7)**
- **روش دوم نیاز به محاسبه دقیق عضو به عضو دارد**
- **در روش سوم پیشنهاد شده برای تمامی اعضا همزمان ضریب کاهش ممان اینرسی برابر 0.5 وارد شود.**

- در پیش نویس مبحث نهم نیز همانند استاندارد ۲۸۰۰، سختی خمشی تیرها برابر 0.35 و ستونها برابر 0.7 می باشد. بنابراین برخلاف مبحث نهم ویرایش ۹۲، هم در سازه های مهار شده و هم در سازه های مهار نشده، ضریب کاهش سختی تیرها و ستونها به ترتیب برابر 0.35 و 0.7 می باشد. بنابراین در تمامی سازه ها (حتی سازه هایی که دیوار برشی دارند) این ضرایب ثابت و برابر 0.35 و 0.7 پیشنهاد می شود.

۴ زلزله تشدید یافته (Ω_0)

1.2D + L + E + 0.2S	ترکیب بار عادی
1.2D + L + Ω_0E +0.2S	ترکیب بار ویژه لرزه ای

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده مهاربندی شده برابر 2 و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد. این ضریب طبق ACI 318-11 و نیز ACI 318-14 برای سازه های بتنی برابر 3 می باشد.

۴-۱ "برش تشدید یافته" در تیرها و ستونهای بتنی

ویرایش ۹۲

۹-۲۳-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قاب‌ها

۹-۲۳-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار V_u در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم نهایی و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی مضاعف، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی

ب- نیروی برشی به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به ساختمان دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان منظور شود.

در مبحث نهم ویرایش ۹۲ و همچنین در ACI-318 تا ورژن سال ۲۰۰۸، بندی مبنی بر تشدید زلزله توسط ضریب Ω_0 وجود ندارد. در مورد کنترل برش تیر و ستون ضریب دو برابر (2E) برای زلزله استفاده شده است.

- با توجه به اینکه در **ETABS-9.7.4** آخرین ورژن ACI نسخه سال ۲۰۰۸ آن مباشد، **این نرم افزار جهت طراحی سازه های بتنی از کاربر ضریب OMEGA را درخواست نمی کند.**

مبحث نهم ویرایش ۹۹

طبق **ACI-318-2019** در قابهای خمشی با شکل پذیری "متوسط"، در محاسبه برش وارد بر ستون از زلزله تشدید یافته استفاده می شود. نرم افزار **ETABS** این مورد را کنترل می کند. بدین منظور میتوان مطابق شکل صفحه بعد در قسمت **preferences** ضریب اومگا وارد نمود تا نرم افزار این مورد را کنترل کند.

۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۴-۱ مقاومت برشی تیر، ϕV_n، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه‌ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاه‌ها؛

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار 2E جای‌گزین شده باشد.

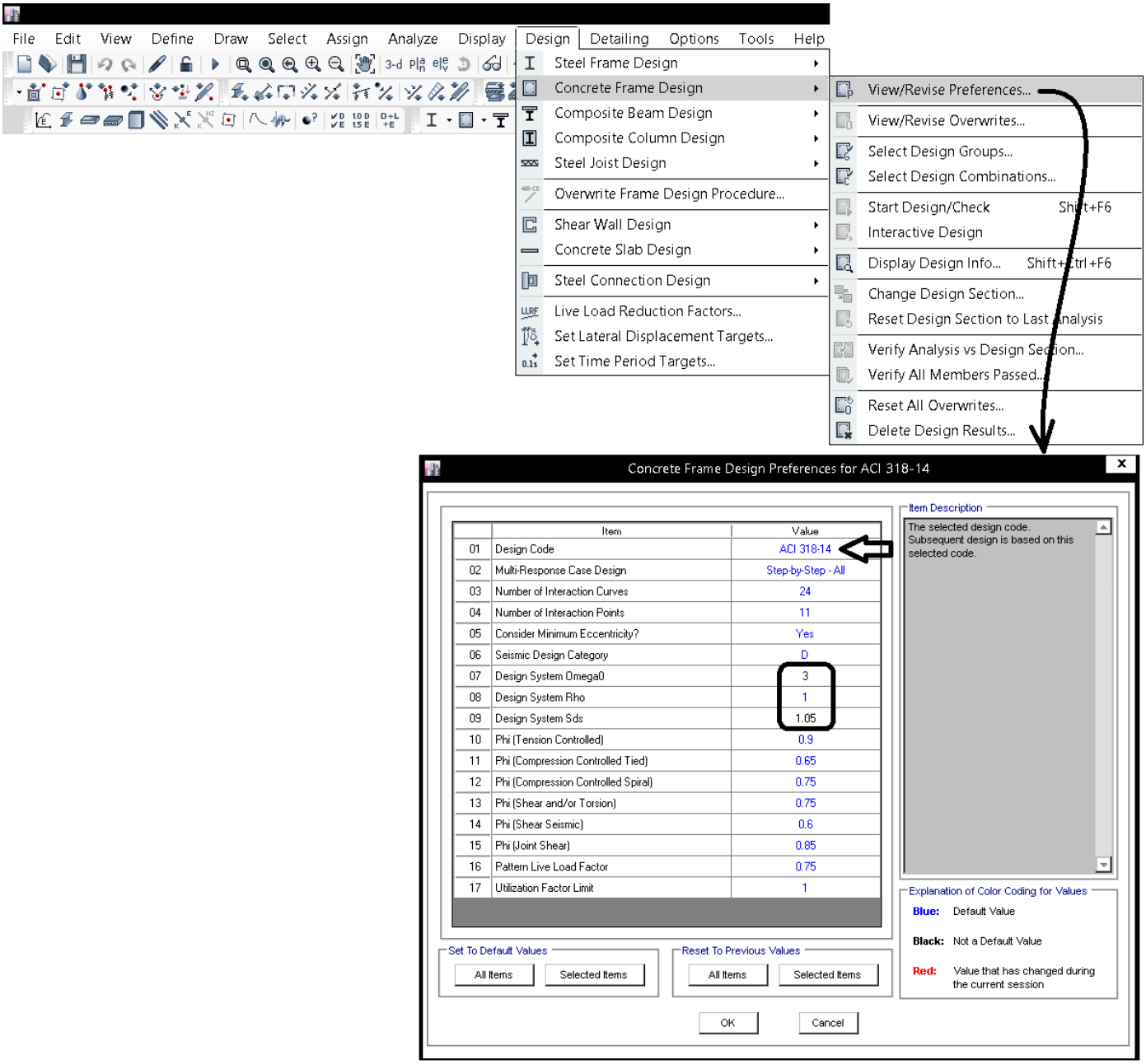
۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، ϕV_n، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جای‌گزین شده باشد.


File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Procedure...
Shear Wall Design
Concrete Slab Design
Steel Connection Design
Live Load Reduction Factors...
Set Lateral Displacement Targets...
Set Time Period Targets...
View/Revise Preferences...
View/Revise Overwrites...
Select Design Groups...
Select Design Combinations...
Start Design/Check Shift+F6
Interactive Design
Display Design Info... Shift+Ctrl+F6
Change Design Section...
Reset Design Section to Last Analysis
Verify Analysis vs Design Section...
Verify All Members Passed...
Reset All Overwrites...
Delete Design Results...
Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-14
Item
Value
01 Design Code ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves 24
04 Number of Interaction Points 11
05 Consider Minimum Eccentricity? Yes
06 Seismic Design Category D
07 Design System Omega0 3
08 Design System Rho 1
09 Design System Sds 1.05
10 Phi (Tension Controlled) 0.9
11 Phi (Compression Controlled Tied) 0.65
12 Phi (Compression Controlled Spiral) 0.75
13 Phi (Shear and/or Torsion) 0.75
14 Phi (Shear Seismic) 0.6
15 Phi (Joint Shear) 0.85
16 Pattern Live Load Factor 0.75
17 Utilization Factor Limit 1
Item Description
The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
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

۵ کنترل ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند.

مبحث نهم (ویرایش ۹۸)

در ACI-318-2019 و نیز پیش نویس مبحث نهم الزاماتی در رابطه با آرماتورهای عرضی ستونهایی که دیوارهای برشی قطع شده را تحمل می کنند ارائه شده است:

۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ در ستون هائی که عکس العمل اعضای ناپیوسته سخت را تحمل می‌کنند، مانند ستون های واقع در زیر دیوارهای منقطع ، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) زیر بکار برده شود:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب دارستون در اثر زلزله از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی با فواصل s_0 از یکدیگر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ در تمام ارتفاع ستون واقع در زیر طبقه ای که در آن ناپیوستگی قرار دارد استفاده شود. در مواردی که نیروهای طراحی برای منظور نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم باربر مقاوم در برابر زلزله تشدید شده اند، محدودیت $0.10A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه ای برابر با حد اقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_a ، با بیشترین قطر، که بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ تعیین میشود، در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_a ، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود. در مواردی که انتهای ستون بر روی شالوده واقع شده است، آرماتورهای عرضی قسمت (الف) باید به اندازه حد اقل ۳۰۰ میلیمتر در داخل شالوده ادامه یابند.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله انها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

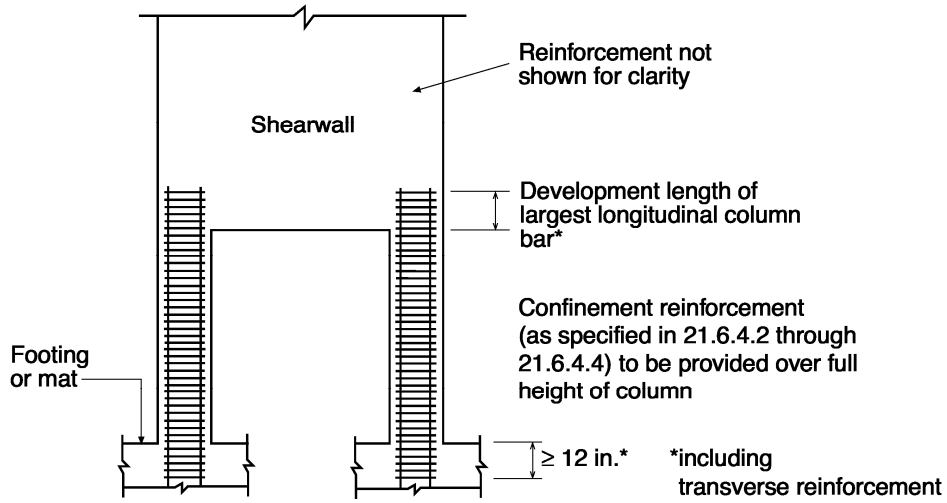
الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال وکمتر - ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون ولی نه بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال وبیشتر - ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ولی نه بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر

پ- نصف کوچکترین بعد مقطع ستون

فاصله اولین خاموت بسته از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

شکل زیر نمونه ای از آرماتور گذاری عرضی ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند نشان داده شده است. توجه شود که بر خلاف ستونهای متعارف در قاب خمشی، در این ستونها آرماتورگذاری عرضی ویژه که در ناحیه بحرانی ستون قرار داده می شود باید در سراسر طول ستون و نیز در قسمتی از داخل دیوار ادامه یابد.

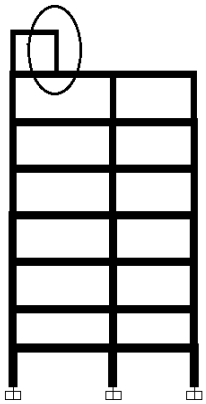


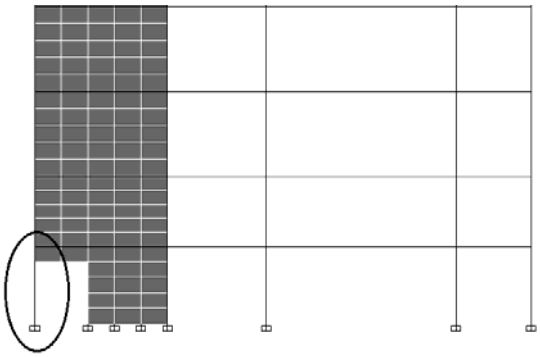
استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۹ افزایش بارجانبی در اعضای خاص

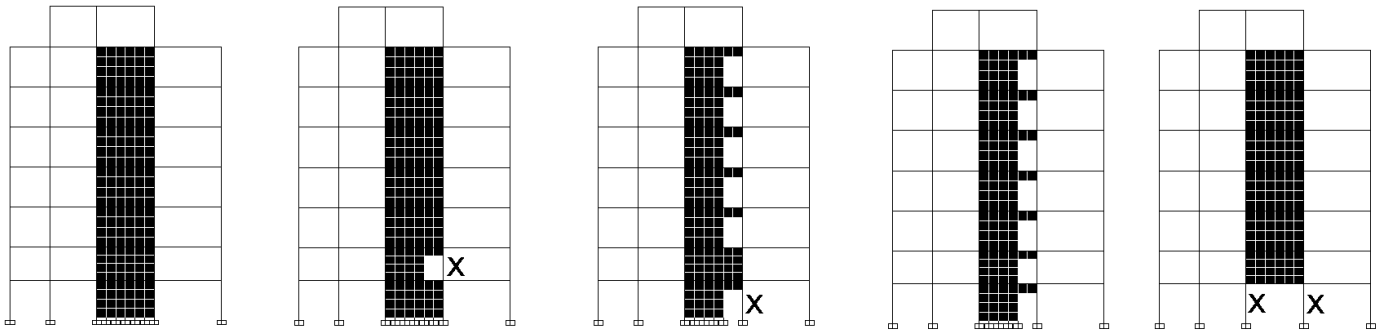
در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضا را تحمل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید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

- طبق بند فوق از استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که مطابق شکل زیر ادامه دیوار روی ستون قرار گیرد و یا ادامه ستون روی تیر قطع شود، اعضایی که دیوار و یا ستون قطع شده را تحمل می کنند باید برای نیروی محوری عضو قطع تحت زلزله تشدید یافته کنترل شوند.
- کنترل این اعضا توسط نرم افزار انجام نمی شود و باید توسط کاربر کنترل شوند.



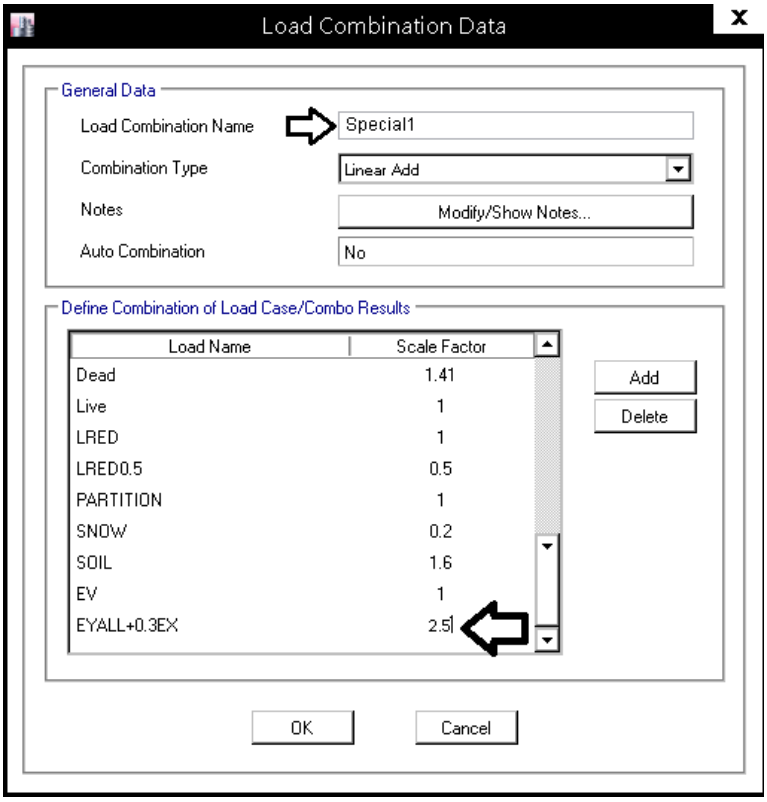


- در شکلهای زیر ستونهایی که با علامت X مشخص شده اند باید برای نیروی محوری تشدید یافته کنترل شوند.

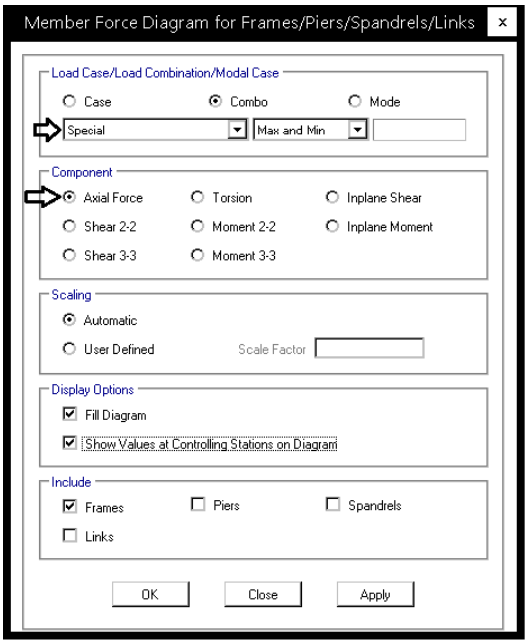


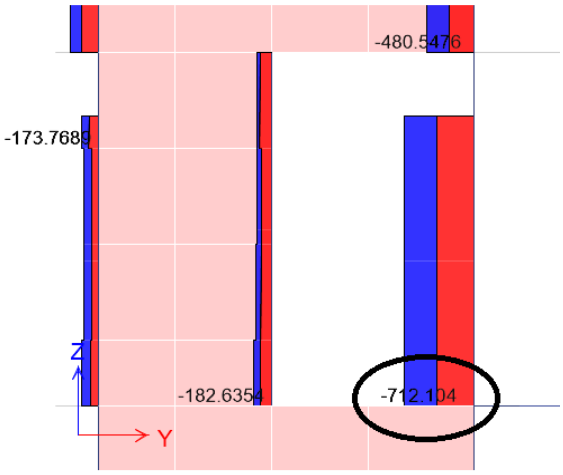
مراحل کنترل ستونهایی که دیوارهای برشی قطع شده را تحمل می کنند

۱- برای ترکیب های مختلف از زلزله ها (+ و -) ترکیب بار تشدید یافته مطابق شکل زیر ساخته شود.

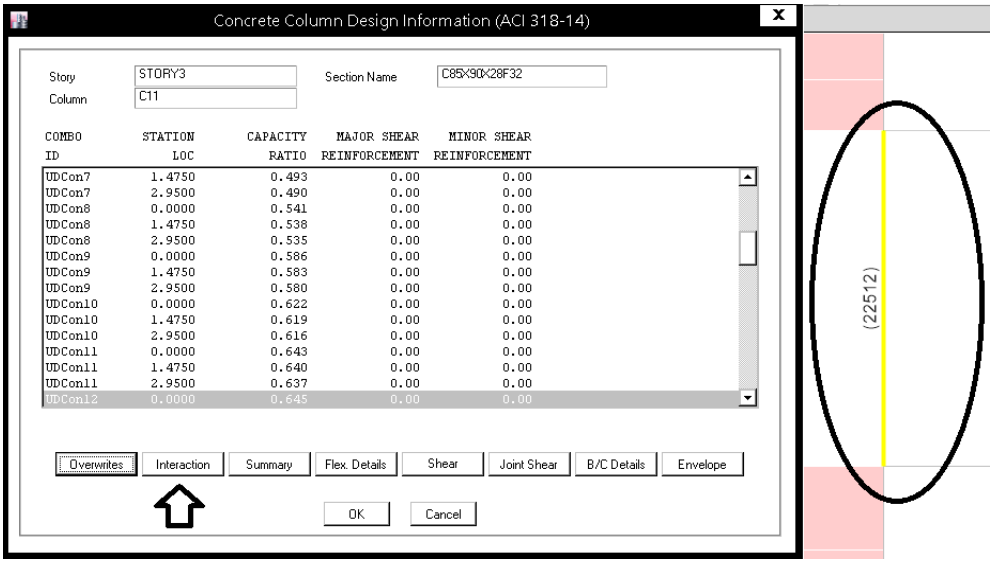


۲- مطابق شکل زیر نیروی محوری (712 ton) وارد بر ستون مورد نظر را تحت ترکیب بار ویژه بخوانید. بیشترین نیرو تحت ترکیب بارهای مختلف باید استخراج شود. می توان یک ترکیب بار پوش (ENVELOPE) از ترکیب بارهای تشدید یافته ایجاد کرد.



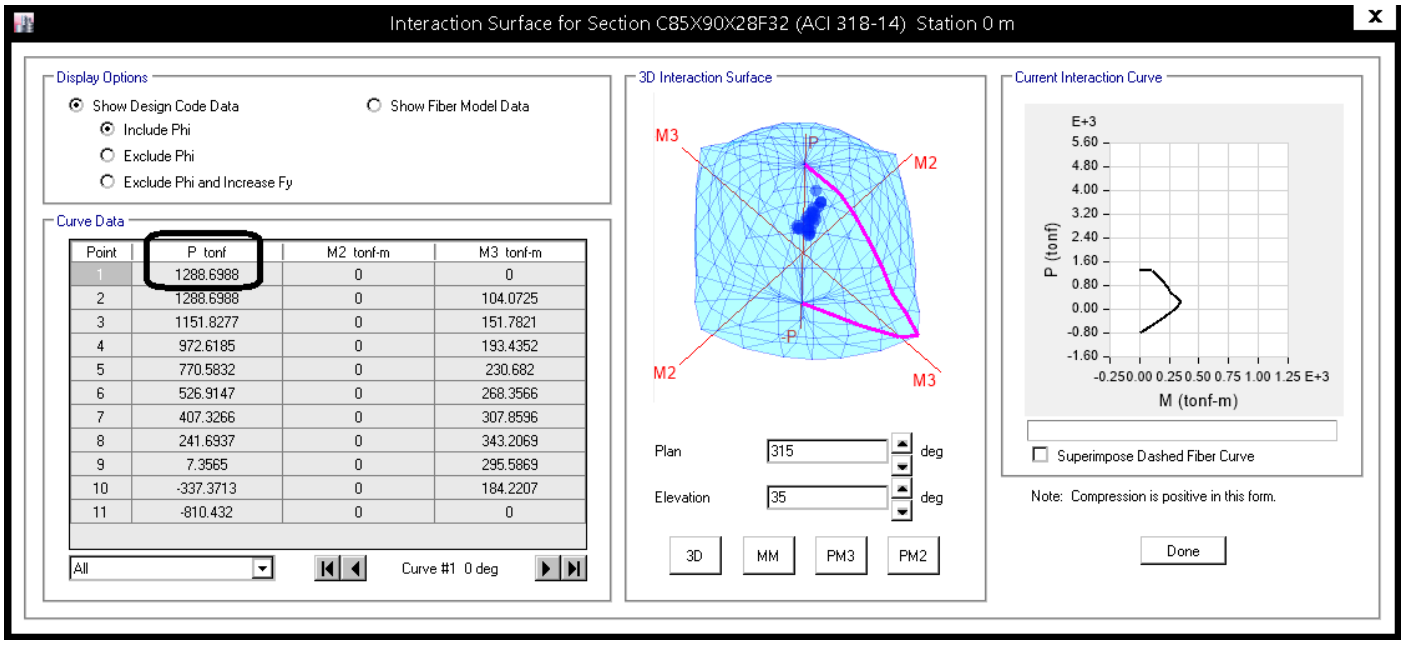


۳- سازه را طراحی کنید و سپس بر روی ستون مورد نظر کلیک راست کنید و سپس گزینه INTERACTION را انتخاب کنید.



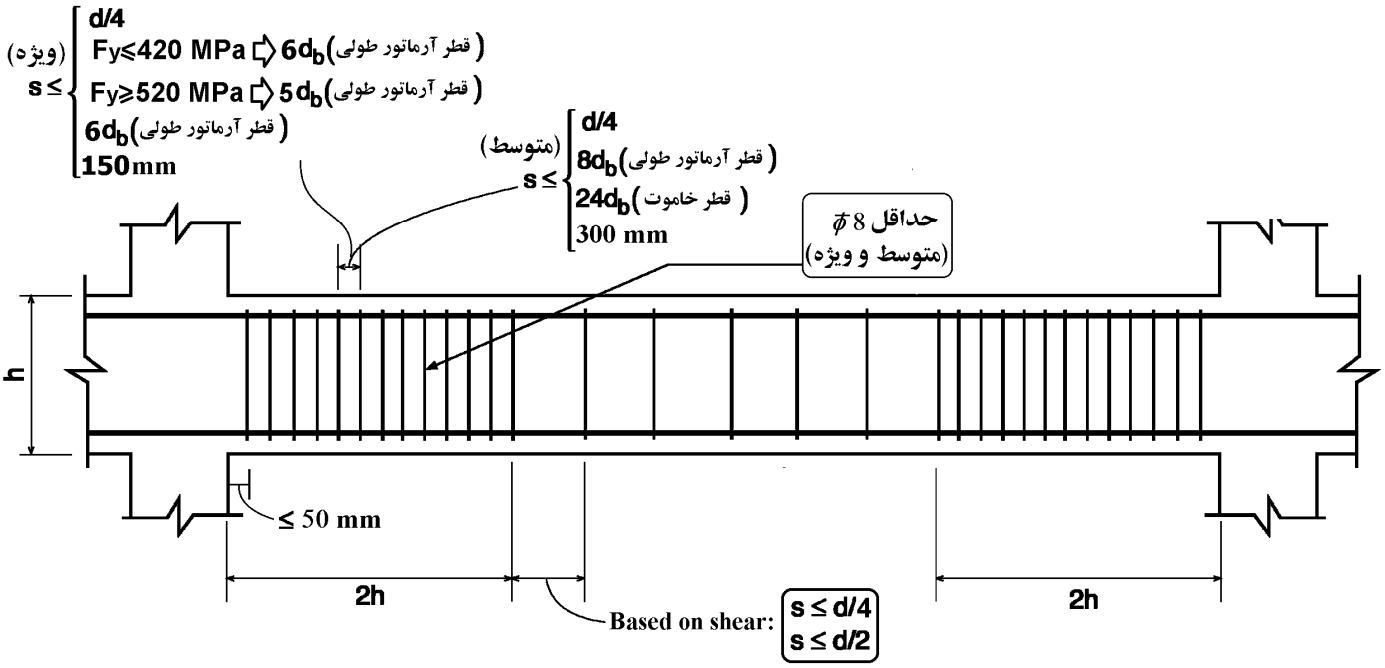
۴- ظرفیت محوری ستون را مطابق شکل زیر بخوانید. در این ستون ظرفیت 1288 ton می باشد.

نیروی وارده (712 ton) باید کمتر از ظرفیت ستون (1288 ton) باشد. بنابراین در این مثال ستون کفایت کافی را دارد.

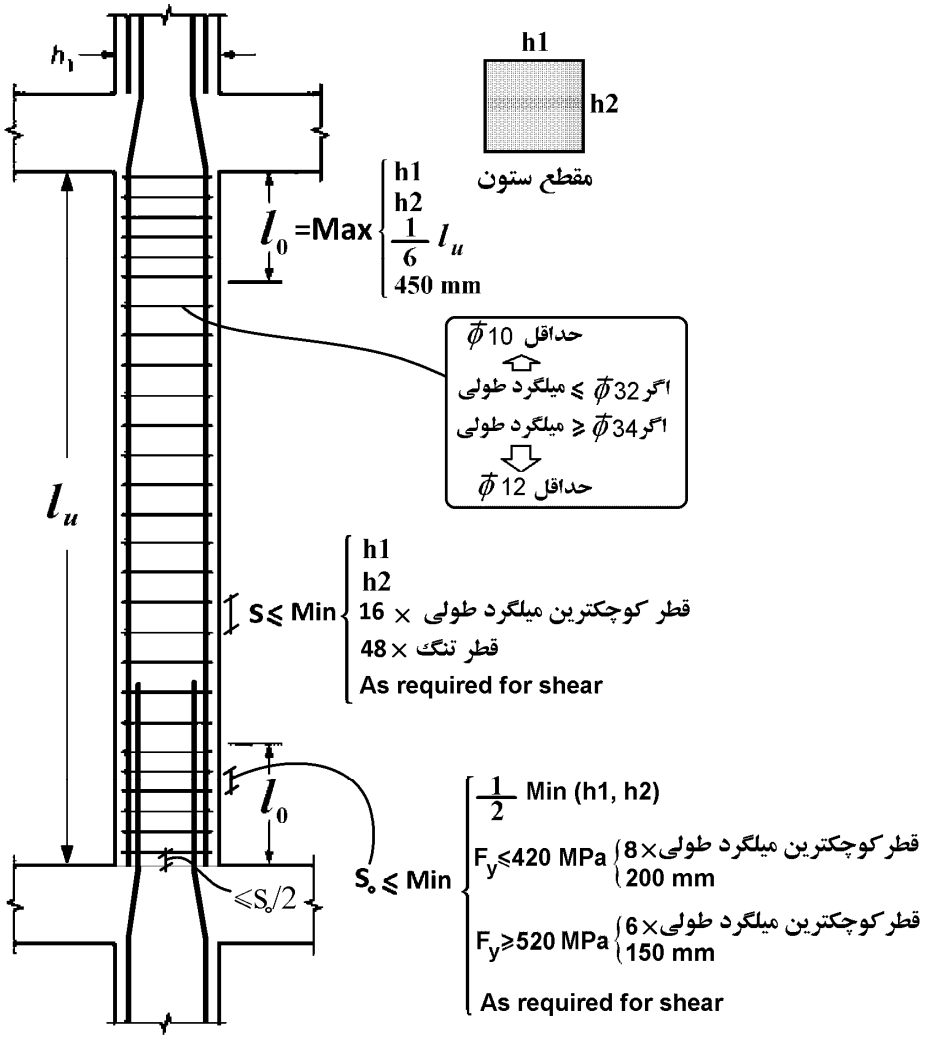


۶ فواصل تنگ ها در تیر و ستون

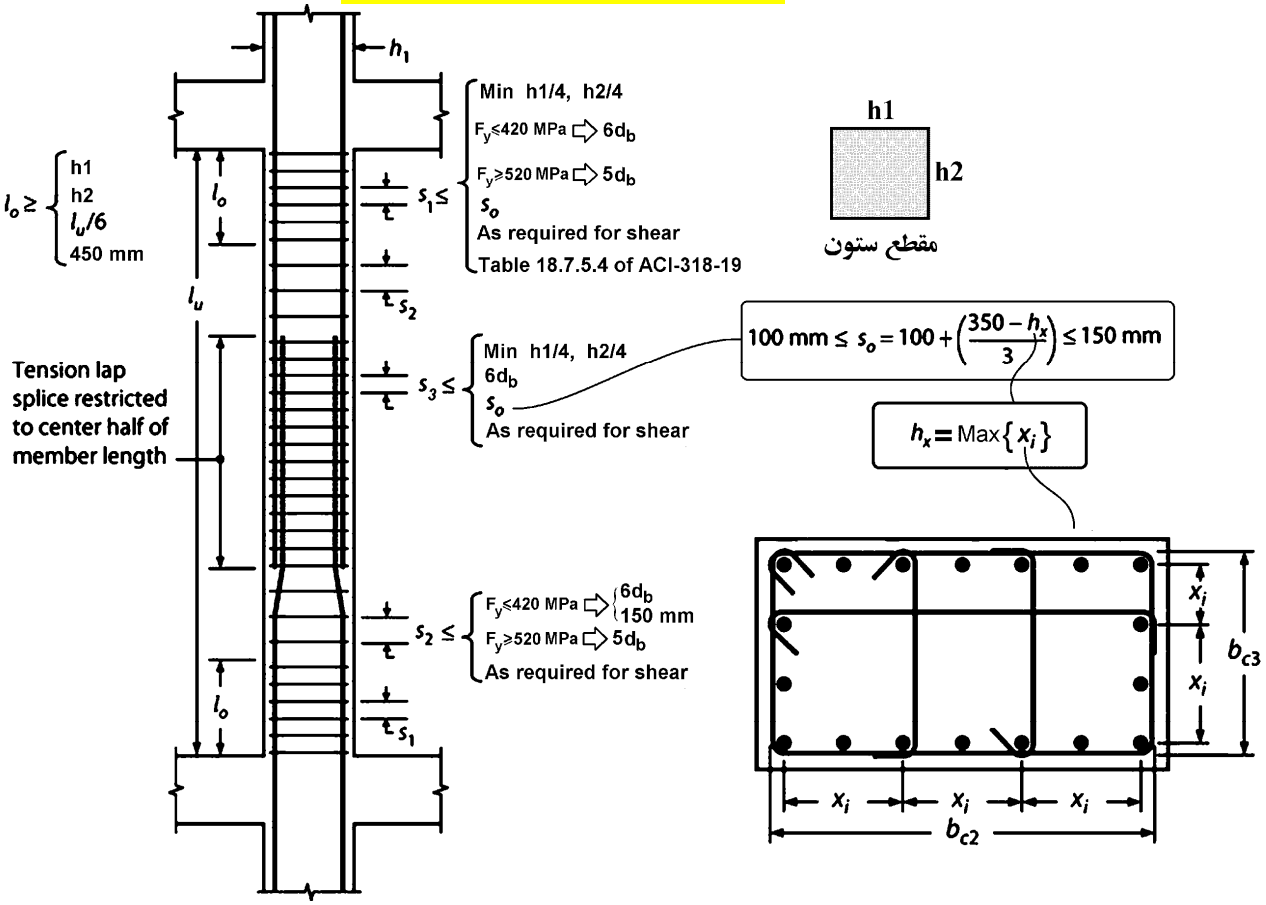
مبحث نهم ویرایش ۹۹



(شکل پذیری متوسط) مبحث نهم ویرایش ۹۹

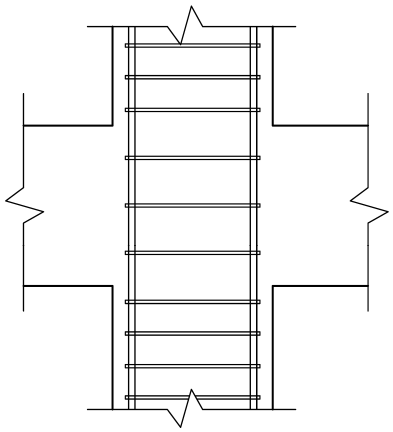


(شکل پذیری ویژه) مبحث نهم ویرایش ۹۹



۷ فواصل تنگها در ناحیه اتصال

مبحث نهم (ویرایش ۹۲)



۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

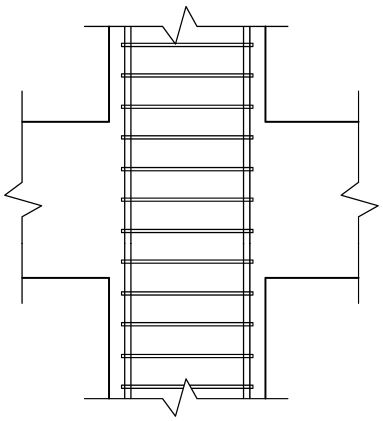
۹-۲۳-۳-۴ اتصالات تیر به ستون‌ها در قاب‌ها

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

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

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

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)



۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۴ فاصله‌ی آرماتورهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون از یک دیگر، s، در ارتفاع عمیق‌ترین تیر متصل به گره، نباید از کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده مطابق بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ (الف) تا (پ) بیش‌تر باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی متر بوده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲، و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آن‌ها، s_0، باید برابر کم‌ترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر؛

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر؛

پ- نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون.

با توجه به بند فوق در قابهای خمشی متوسط محدودیت فواصل تنگها در ناحیه اتصال مشابه ناحیه بحرانی ستونها می باشد.

۸ طول مهار و طول وصله

طول وصله – مبحث نهم ویرایش ۹۹ – روش دقیق

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}}\, d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \qquad (۹-۲۱-۲)$$

در این رابطه A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s، و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند.

نسبت $(c_b+K_{tr})/d_b$ که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_g ضریب رده‌ی فولاد	فولاد S340 S350 S400 و S420	۱/۰
	فولاد S500 و S520	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کم‌تر از سه برابر قطر میلگرد، و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کم‌تر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s ضریب اندازه	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی متر و بیش‌تر	۱/۰
	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کم‌تر از ۲۰ میلی متر	۰/۸
ψ_t ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی متر بتن تازه در زیر آن-ها ریخته می‌شود	۱/۳
	برای سایر میلگردها	۱/۰

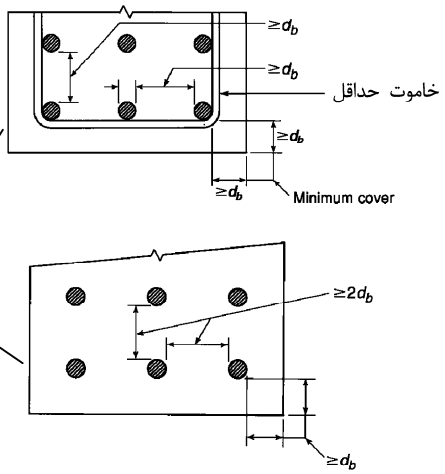
طول وصله – مبحث نهم ویرایش ۹۹ – روش تقریبی

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول ۹-۲۱-۴ تعیین نمود.

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

فاصله‌ی آزاد و پوشش	قطر میلگرد یا سیم	
	کوچک‌تر از ۲۰ میلی متر	بزرگ‌تر یا مساوی ۲۰ میلی متر
فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده؛ و خاموت یا تنگ حداقل آیین نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده‌اند؛ یا فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده؛ و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$



۹-۲۱-۴-۲ وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۲-۱ طول وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_{st} در حالت کلی باید برابر با $1.3l_d$ باشد (وصله‌ی نوع B). تنها در صورت تامین دو شرط زیر، می‌توان طول وصله‌ی پوششی را به $1.0l_d$ کاهش داد (وصله‌ی نوع A).

الف– مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب– حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله‌ی پوششی، وصله شده باشد.

- در تیرها و ستونهای با میلگرد گذاری متعارف معمولا شرایط زیر برقرار است:
میلگرد طولی از رده S400 و بتن از رده C25 می باشد.
بتن از نوع "بتن سبک" نمی باشد و $\lambda = 1$ می باشد.
پوشش اپوکسی نداریم و $\psi_e = 1$ می باشد.
آرماتور عرضی حداقل در عضو قرار داده شده است و فاصله آزاد میلگردها حداقل d_b میباشد.

با شرایط فوق و با روش تقریبی طول مهار و طول وصله برابر خواهد بود با:

$$\text{طول مهار کششی تقریبی بر اساس مبحث نهم (ویرایش 99)} = l_d = \begin{cases} \text{تیر} & \begin{cases} \text{میلگرد فوقانی} & \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 50d_b \\ \varphi \geq 20 & \rightarrow 61d_b \end{cases} \\ \text{میلگرد تحتانی} & \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 38d_b \\ \varphi \geq 20 & \rightarrow 47d_b \end{cases} \end{cases} \\ \text{ستون} & \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 38d_b \\ \varphi \geq 20 & \rightarrow 47d_b \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{طول وصله تقریبی بر اساس مبحث نهم (ویرایش 99)} = \begin{cases} \text{تیر} & \begin{cases} \text{میلگرد فوقانی} & \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 65d_b \\ \varphi \geq 22 & \rightarrow 80d_b \end{cases} \\ \text{میلگرد تحتانی} & \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 50d_b \\ \varphi \geq 22 & \rightarrow 61d_b \end{cases} \end{cases} \\ \text{ستون} & \begin{cases} \varphi \leq 20 & \rightarrow 50d_b \\ \varphi \geq 22 & \rightarrow 61d_b \end{cases} \end{cases}$$

مبحث نهم ویرایش ۹۹– روش تقریبی

مقادیر جدول زیر با فرض C25 و S400 محاسبه شده اند

طول وصله

آرماتور ستون و دیوار	آرماتور فوقانی تیر	آرماتور تحتانی تیر	قطر
cm	cm	cm	mm
40	55	40	ϕ8
50	65	50	ϕ10
60	80	60	ϕ12
70	95	70	ϕ14
80	105	80	ϕ16
90	120	90	ϕ18
125	160	125	ϕ20
135	175	135	ϕ22
155	200	155	ϕ25
175	225	175	ϕ28
200	255	200	ϕ32

طول مهار

آرماتور ستون و دیوار	آرماتور فوقانی تیر	آرماتور تحتانی تیر	قطر
cm	cm	cm	mm
35	40	35	ϕ8
40	50	40	ϕ10
50	60	50	ϕ12
55	70	55	ϕ14
65	80	65	ϕ16
70	90	70	ϕ18
95	125	95	ϕ20
105	135	105	ϕ22
120	155	120	ϕ25
135	175	135	ϕ28
155	200	155	ϕ32

مبحث نهم ویرایش ۹۲ – روش تقریبی

مقادیر جدول زیر با فرض C25 و S400 محاسبه شده اند

طول همپوشانی میلگردها (OverLap)

No.	d	تیرها و فونداسیون ها		ستونها و دیوارها
		(آرماتور تحتانی)	(آرماتور فوقانی)	
1	Ø8	40.0 cm	55.0 cm	40.0 cm
2	Ø10	50.0 cm	65.0 cm	50.0 cm
3	Ø12	60.0 cm	80.0 cm	60.0 cm
4	Ø14	70.0 cm	90.0 cm	70.0 cm
5	Ø16	80.0 cm	105.0 cm	80.0 cm
6	Ø18	90.0 cm	120.0 cm	90.0 cm
7	Ø20	100.0 cm	130.0 cm	100.0 cm
8	Ø22	140.0 cm	180.0 cm	140.0 cm
9	Ø25	160.0 cm	205.0 cm	160.0 cm
10	Ø28	175.0 cm	230.0 cm	175.0 cm
11	Ø32	200.0 cm	265.0 cm	200.0 cm

طول مهاری میلگرد مستقیم ℓ_d

No.	d mm	تیرها و فونداسیون ها		ستونها و دیوارها
		(آرماتور تحتانی)	(آرماتور فوقانی)	
1	Ø8	30.0 cm	40.0 cm	30.0 cm
2	Ø10	40.0 cm	50.0 cm	40.0 cm
3	Ø12	50.0 cm	60.0 cm	50.0 cm
4	Ø14	55.0 cm	70.0 cm	55.0 cm
5	Ø16	65.0 cm	80.0 cm	65.0 cm
6	Ø18	70.0 cm	90.0 cm	70.0 cm
7	Ø20	80.0 cm	100.0 cm	80.0 cm
8	Ø22	110.0 cm	140.0 cm	110.0 cm
9	Ø25	120.0 cm	160.0 cm	120.0 cm
10	Ø28	135.0 cm	180.0 cm	135.0 cm
11	Ø32	155.0 cm	200.0 cm	155.0 cm

۹ محل وصله ستون در قاب خمشی متوسط

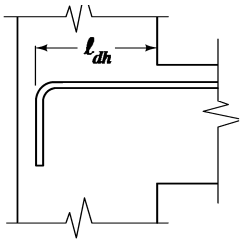
۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲ ارماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله‌ی آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون باشد.

۱۰ طول مهار قلاب دار

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)



۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

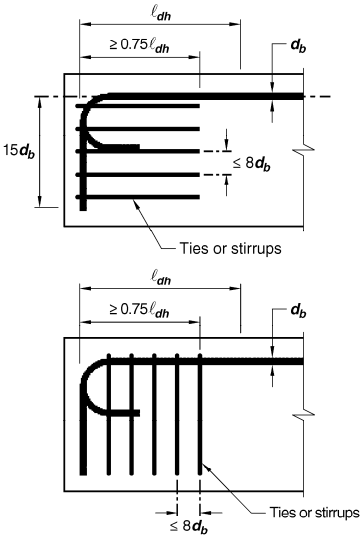
$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \qquad (۹-۲۱-۳)$$

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{tr} \geq 0.40A_{hs}$، و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کم‌تر از ۴۲ مگاپاسکال	$f'_c/105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

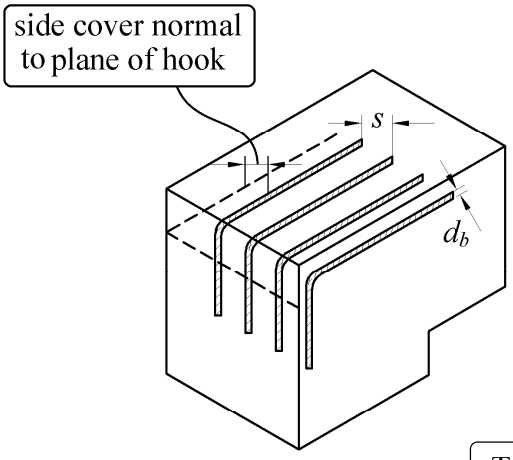
A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و A_{tr} در ۹-۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.

۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{tr}، که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:



الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

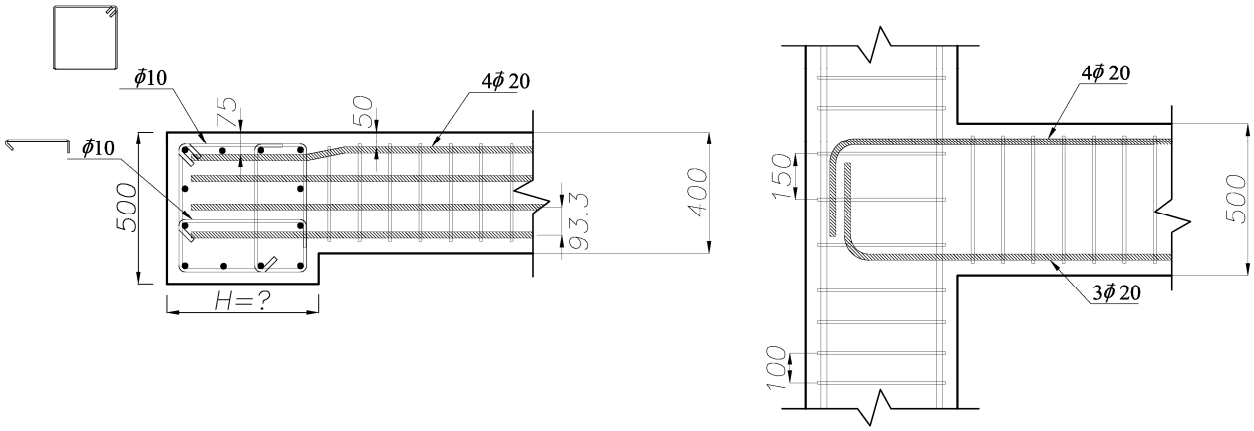


$$\ell_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} \right) d_b^{1.5}$$

- $s \geq 6d_b$ or $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ ⇨ $\Psi_r = 1.0$
- $s < 6d_b$ and $A_{th} < 0.4A_{hs}$ ⇨ $\Psi_r = 1.6$
- Epoxy- coated 1.2, Uncoated 1.0
- Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 65 mm, or With side cover normal to plane of hook ≥ $6d_b$ ⇨ $\Psi_o = 1.0$
- Other ⇨ $\Psi_o = 1.25$
- $f_c' < 42$ MPa ⇨ $\Psi_c = f_c'/105 + 0.6$
- $f_c' \geq 42$ MPa ⇨ $\Psi_c = 1.0$

مثال:

مطابق شکل زیر یک تیر به ابعاد h=500 mm و b=400 mm به یک ستون به عرض 500 mm متصل شده است. تیر مربوط به لبه کناری سازه بوده و بنابراین به جهت همباد شدن نما، تیر در لبه ستون کار شده است. تیر تحت لنگر منفی می باشد و میلگردهای فوقانی تحت کشش هستند. بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای دو ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

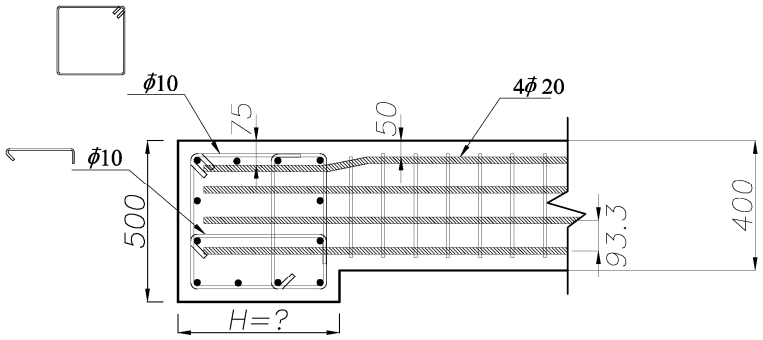
$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 2(3\varphi 10) = 2(3\pi \times 5^2) = 471\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{array}\right\} A_{th} < 0.4A_{hs} \left.\begin{array}{l} \\ s = 93.3\ mm - 20\ mm < 6d_b = 120\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

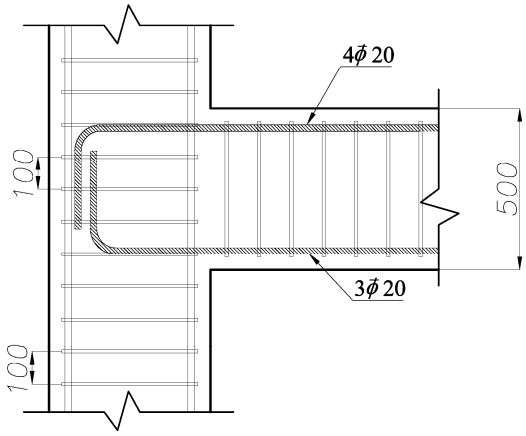
$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times 5} 20^{1.5} = 417\ mm$$

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\sqrt{25}\right) = \frac{400 \times 20}{5.4 \times \sqrt{25}} = 296.3\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *417+50=467 mm* باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *500 mm* انتخاب شود.

مثال قبل را با این فرض که فواصل آرماتورهای عرضی در ناحیه اتصال کاهش یابد به طوریکه قلاب انتهایی توسط حداقل سه خاموت مطابق شکل مهار شود، تکرار میکنیم:





- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای دو ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 3(3\varphi 10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{array}\right\} \begin{array}{l} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \\ s = 140 - 20 = 120\ mm \geq 6d_b = 120\ mm \end{array} \Bigg\} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times 5} 20^{1.5} = 260.6\ mm$$

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\sqrt{25}\right) = \frac{400 \times 20}{5.4 \times \sqrt{25}} = 296.3\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *296.3+50=346.3 mm* باشد. بعد ستون باید حداقل برابر *350 mm* انتخاب شود.

ضوابط قابهای خمشی متوسط و ویژه برای مهار میلگرد کششی قلاب دار

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh}، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f_c'}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

- در جدول صفحه بعد رابطه مربوط به قاب خمشی متوسط و ویژه نیز منظور شده است.

مبحث نهم ویرایش ۹۹

مقادیر جدول زیر با فرض C25، S400 = 1، ψ_e, ψ_0, ψ_c محاسبه شده اند

طول مهار میلگرد قلابدار l_{dh} و حداقل بعد ستون				
قطر	l_{dh} $(\psi r=1)$	حداقل بعد ستون	l_{dh} $(\psi r=1.6)$	حداقل بعد ستون
mm	cm	cm	cm	cm
ϕ8	15	25	15	25
ϕ10	15	25	15	25
ϕ12	20	25	20	25
ϕ14	25	30	25	30
ϕ16	25	30	30	35
ϕ18	30	35	40	45
ϕ20	30	35	45	50
ϕ22	35	40	50	55
ϕ25	40	45	60	65
ϕ28	45	50	70	75
ϕ32	55	60	85	90

مبحث نهم ویرایش 92

طول مهاری میلگرد قلابدار l_{dh}
و کمترین بعد ستون

No.	d mm	l_{dh} cm	کمترین بعد ستون
1	Ø8	15.0 cm	25.0 cm
2	Ø10	15.0 cm	25.0 cm
3	Ø12	15.0 cm	25.0 cm
4	Ø14	20.0 cm	25.0 cm
5	Ø16	25.0 cm	30.0 cm
6	Ø18	25.0 cm	30.0 cm
7	Ø20	30.0 cm	35.0 cm
8	Ø22	35.0 cm	40.0 cm
9	Ø25	35.0 cm	40.0 cm
10	Ø28	40.0 cm	45.0 cm
11	Ø32	45.0 cm	50.0 cm

۱۱ مهار قلاب انتهای تیر داخل هسته ستون با شکل پذیری متوسط و ویژه

(ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

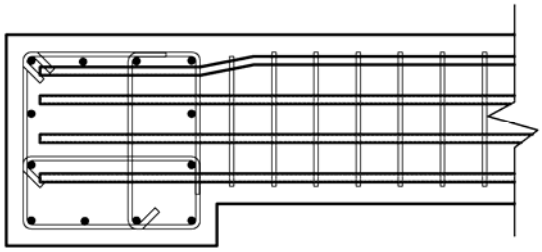
۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh}، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

۹-۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه‌ی اتصال باشد.



۱۲ حداقل قطر تنگ در ستونها

ویرایش ۹۹

۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله آنها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

۱۳ شکل قلاب آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

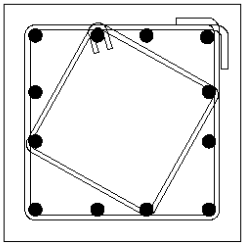
۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می باشند، باید مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور دورگیر بیشتری را ایجاب کند.

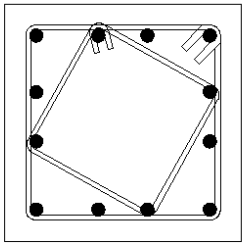
۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون ها باید یا بصورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و یا بصورت دورگیر هائی مطابق ضوابط بند های ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در نظر گرفته شوند مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. درضمن رعایت ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ برای کلیه ستون هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت نا پیوسته بکار برده می شوند، الزامی است.

آرماتور دورگیر	hoop reinforcement	تنگ بسته یا تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته، که از یک یا چند میلگرد ساخته شده و هر کدام در دو انتها قلاب‌های لرزه‌ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سَر دار ساخته شود.
قلاب لرزه‌ای	seismic hook	قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیش‌تر بر روی خاموت‌ها، دورگیرها و یا سنجاقی‌ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیش‌تر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آن‌ها رو به داخل باشد.





١٤ برش چشمه اتصال

قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط (مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

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

۹-۲۰-۵-۴-۷-۱ مقاومت برشی اتصالات درجا ریز تیر به ستون باید رابطه‌ی $\phi V_n \geq V_u$ را تامین کند.

۹-۲۰-۵-۴-۷-۲ V_u در ناحیه‌ی گره بر اساس بند ۹-۲۰-۳-۳ تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۳-۳ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های با شکل پذیری کم

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

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

۹-۲۰-۵-۴-۷-۴ V_n در ناحیه‌ی گره بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ تعیین می‌شود.

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

۹-۲۰-۵-۶-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

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

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ محصور است	V_n(MN)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

۹-۱۶-۲-۶ **امتداد یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) طول امتداد ستون در بالای ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی ستون از پایین ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ **امتداد یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) طول امتداد تیر بعد از ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) باشد.

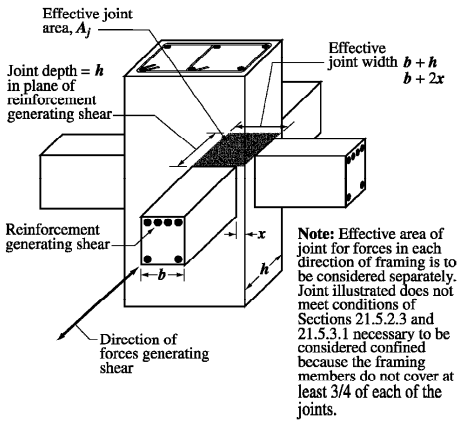
ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۸ **یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) عرض همه تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

پ) تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق ۹-۱۱-۵-۱ باشند و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.



- ضوابط فوق از ACI-318-2019 اضافه شده اند. ورژنهای فعلی نرم افزار ETABS هنوز ACI سال ۲۰۱۹ را به لیست آیین نامه طراحی اضافه نکرده اند. بنابراین کنترل آن تنها به صورت دستی امکان پذیر است.
-

قابهای خمشی با شکل پذیری ویژه (مبحث ۹ ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

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

۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در برگره با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ بدست آمده و نیروی برشی در ستون ها بر اساس مقاومت خمشی محتمل تیرها M_{pr} محاسبه می گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ باید بر اساس بند ۹-۷-۴-۵ (پ) محاسبه شود. $\phi = 0.85$

۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

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

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ محصور است	V_n(MN)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

۹-۱۶-۲-۶ امتداد یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛

الف) طول امتداد ستون در بالای ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی ستون از پایین ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ امتداد یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛

الف) طول امتداد تیر بعد از ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

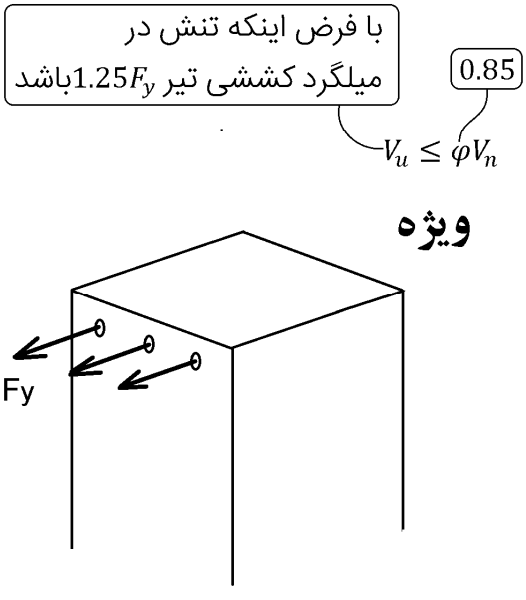
۹-۱۶-۲-۸ یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند؛

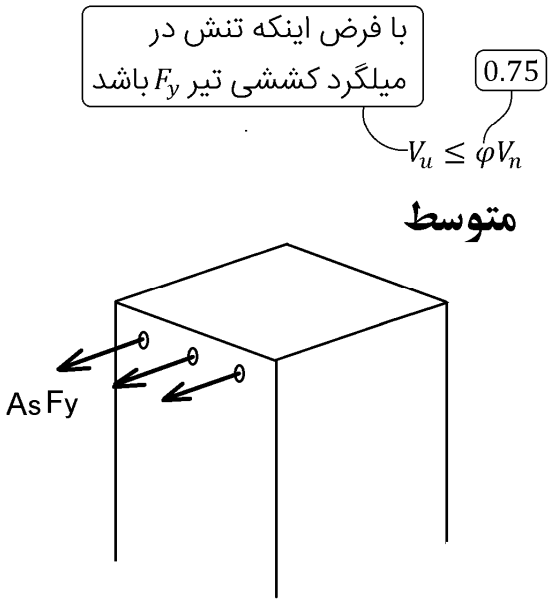
الف) عرض همه تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

پ) تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق ۹-۱۱-۵-۱ باشند و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

مقایسه روابط مربوط به کنترل برش چشمه اتصال در قاب خمشی متوسط و ویژه





در ورژن های فعلی ایتبس ACI-318-19 گنجانده نشده است و امکان کنترل چشمه اتصال بر اساس روابط ارائه شده برای Vn امکان پذیر نیست. منتها روابط مربوط به Vn در ACI-318-14 تا حدی با روابط ACI-318-19 همخوانی دارد. بنابراین توصیه میشود تا زمانی که ایتبس ورژن جدید با ACI-318-19 ارائه نشده از گامهای زیر جهت کنترل برش چشمه اتصال در قابهای خمشی متوسط استفاده شود.

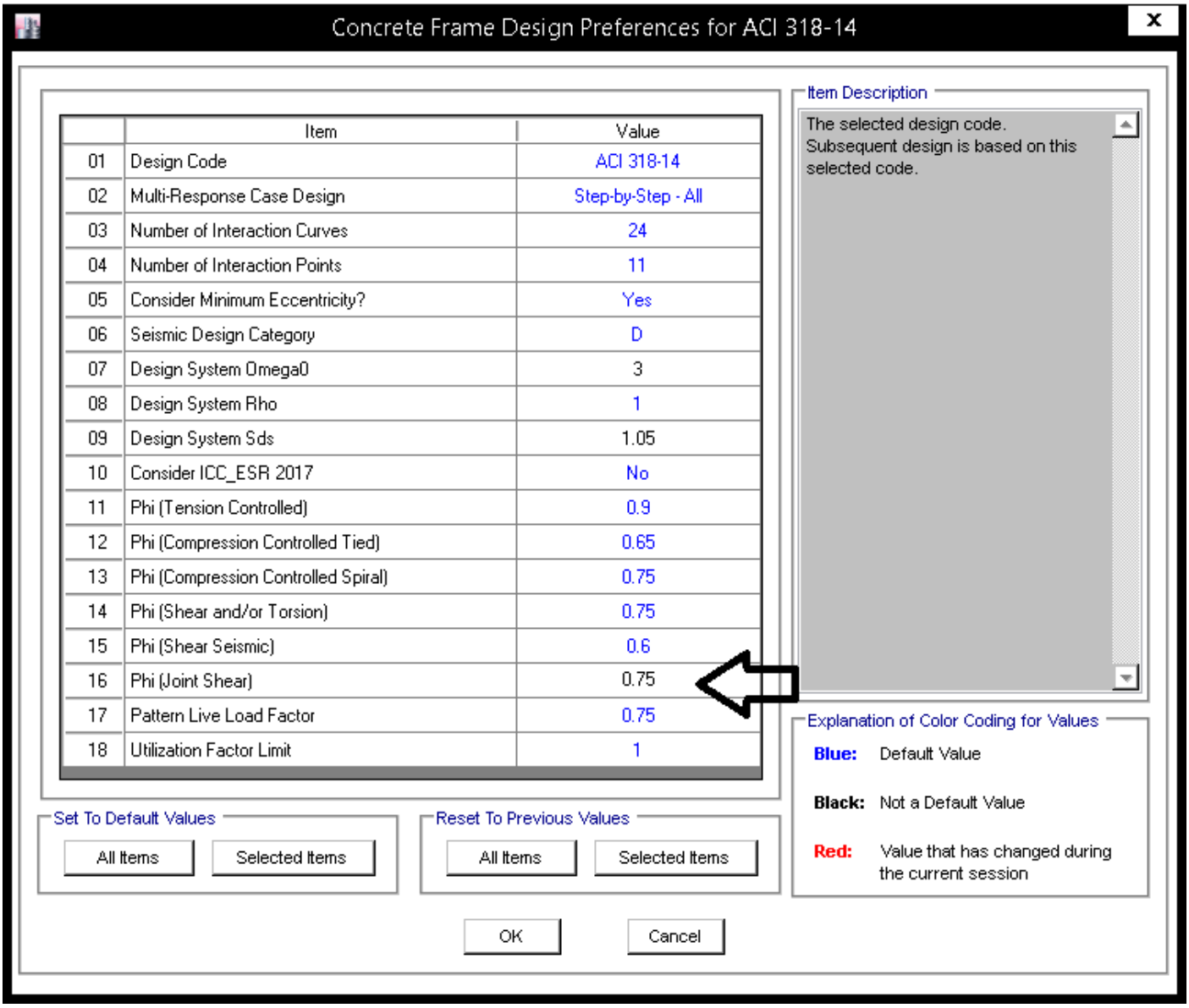
گامهای پیشنهادی جهت کنترل برش چشمه اتصال در قاب خمشی متوسط:

۱- از فایل موجود یک save as تحت عنوان Joint shear check.edb گرفته شود.

۲- تمامی **ستونها** انتخاب و روش طراحی آنها از Sway Intermediate به Sway Special تغییر داده شود.

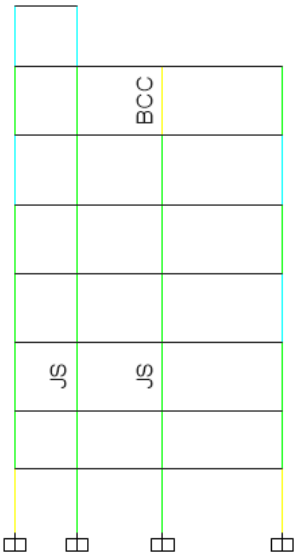
۳- **تیرها** باید در حالت Sway Intermediate باقی بمانند تا نیروی وارد بر چشمه اتصال با فرض Fy محاسبه شود.

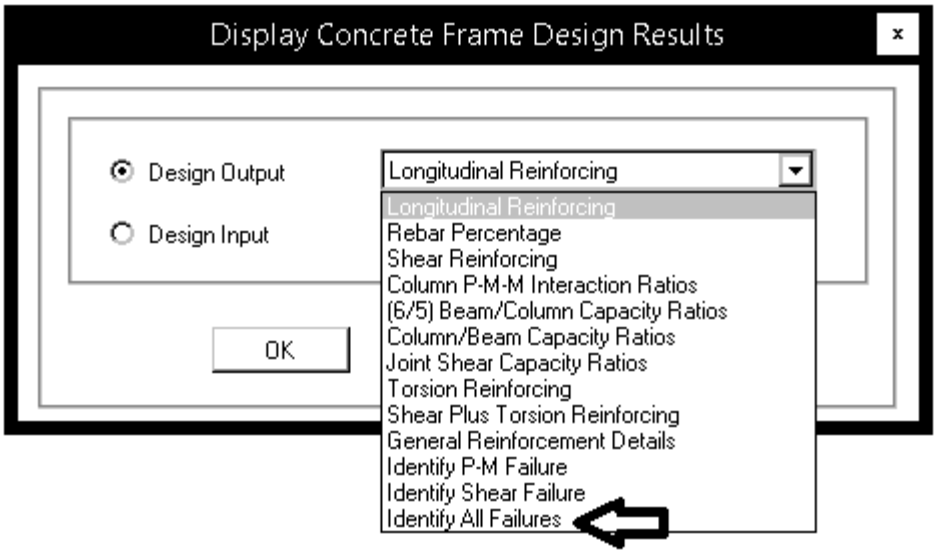
۴- مطابق شکل زیر ضریب کاهش مقاومت مربوط به کنترل چشمه اتصال از 0.85 به 0.75 تغییر داده شود تا کنترل چشمه ها مطابق با ضرایب مربوط به شکل پذیری متوسط انجام شود



۵- مدل را تحلیل و طراحی کنید.

۶- از طریق منوی زیر میتوانید ستونهایی که مشکل برش چشمه اتصال (Joint shear) دارند را بیابید:



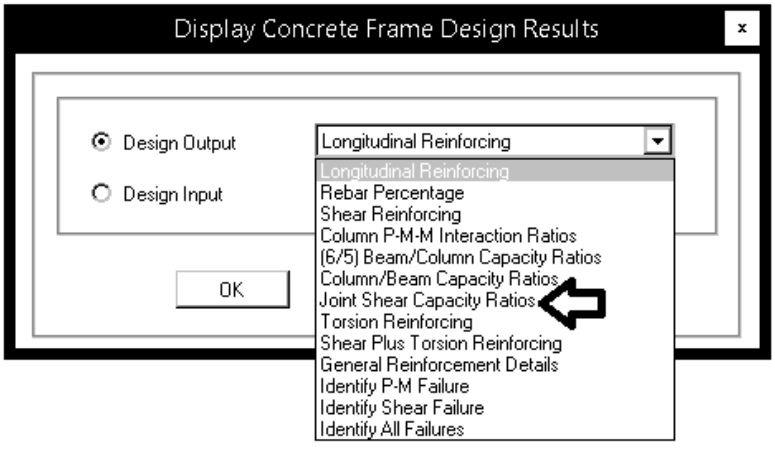


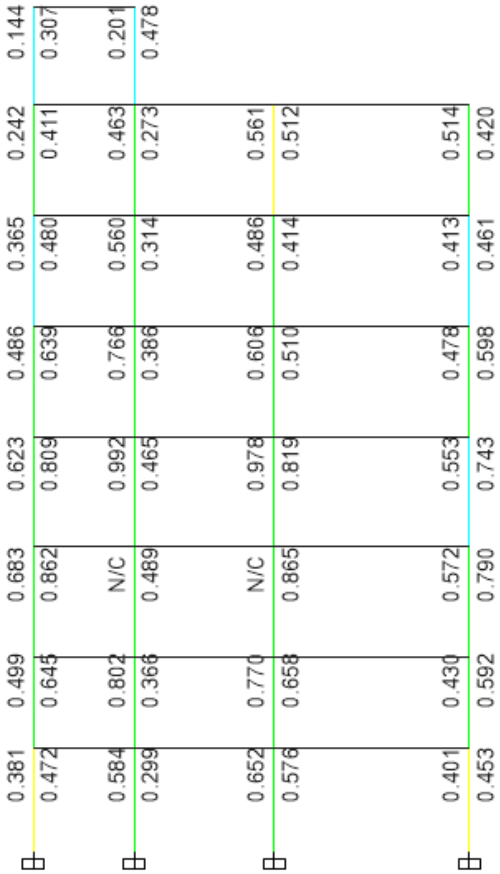
ستونهایی که پیغام JS (Joint Shear) دارند، مشکل برش چشمه اتصال دارند.

پیغام BCC (Beam Column Capacity) مربوط به کنترل ضابطه تیرضعیف-ستون قوی میباشد که کنترل آن در قاب خمشی با شکل پذیری متوسط لازم نیست و بنابراین به آن توجه نکنید.

ممکن است برخی از تیرها در این فایل پیغام OS داشته باشند (سرخ شوند!) با توجه به اینکه سازه متوسط می باشد، به این پیغام ها نیز توجه نکنید.

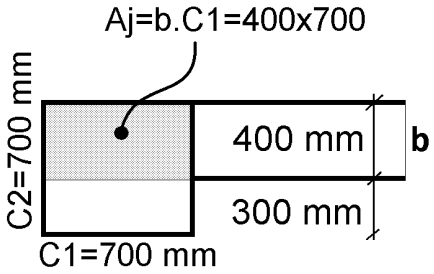
به جای استفاده از ایتم Identify All Failures میتوان مطابق شکل زیر از ایتم Joint Shear Capacity Ratios استفاده کرد. در این صورت باید کنترل شود که تمام مقادیر کمتر از یک باشند.



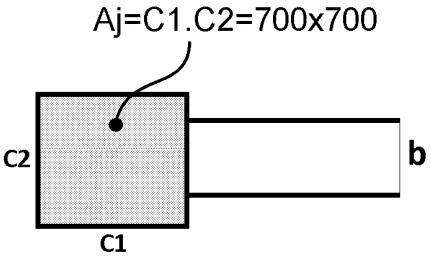


۷- در لبه های سازه معمولا تیرها در آکس اجرا نمی شوند. بلکه در لبه سازه و همباد ستونها اجرا می شوند. در حالیکه در نرم افزار طراحان آنها را در آکس مدل می کنند.

نرم افزار نیز مساحت Aj را با فرض اینکه تیر در آکس قرار دارد محاسبه می کند:



مساحت واقعی برشی در گره اتصال



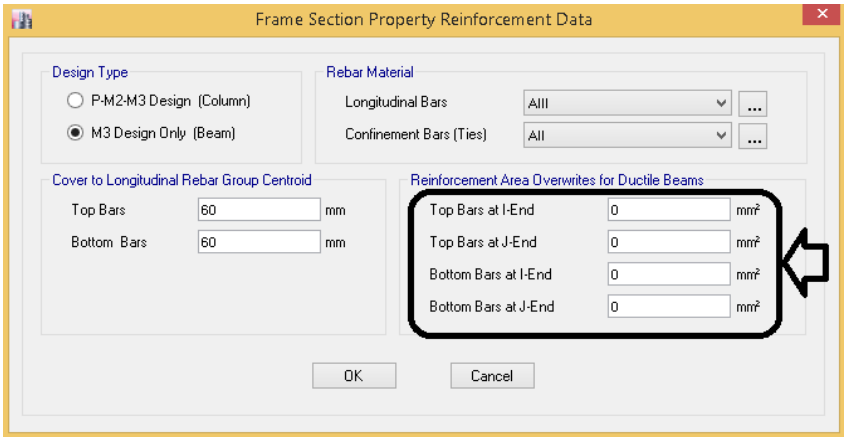
مساحت برش اتصال که نرم افزار منظور میکند

برای اصلاح مورد فوق دو راه کار میتواند استفاده شود:

الف) تمامی تیرها (حتی تیرهای پیرامونی سازه) در آکس ترسیم شده و در نقشه ها تاکید شود که تیرها باید در آکس اجرا شوند (مطابق شکل سمت راست). در این حالت برای اجرای دیوار پیرامونی سازه روی تیر، میتوان از یک دال بتنی کوتاه در لبه تیر استفاده کرد

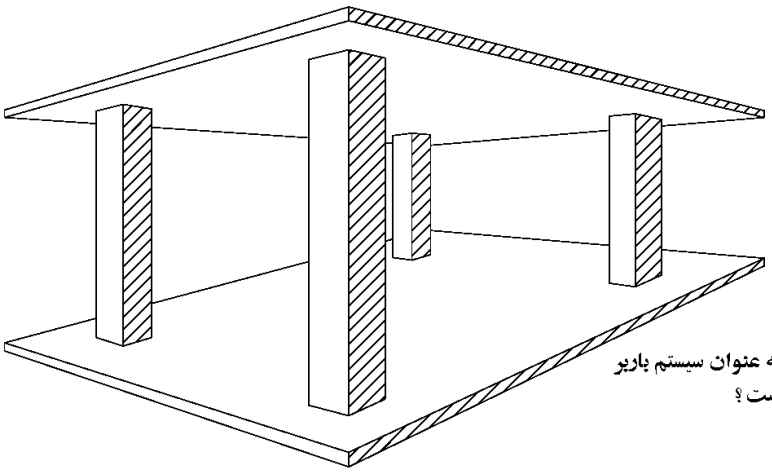
ب) نسبت برش در تک تک گرهها کنترل شود. برای مثال در شکل فوق، با توجه به اینکه ایتبس مقاومت چشمه را بر اساس شکل سمت راست محاسبه میکند، نسبت برش اتصال باید کمتر از $\frac{400}{700} = 0.57$ باشد (ratio<0.57)

۸- نیروی وارد بر گره اتصال در ETABS بر مبنای نیروی آرماتور طولی محاسباتی انجام می شود. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده در تیرها بیش از مقدار محاسباتی است و برش وارد بر گره اتصال در عمل بیشتر است. بنابراین خروجی نرم افزار در مورد کنترل برش گره اتصال در خلاف جهت اطمینان است. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



- با توجه به اینکه بازنویسی میلگرد تک تک تیرها در سازه زمان بر می باشد، طراح میتواند تقریب ها و روش های ساده شده ای را برای اعمال مورد فوق استفاده کند.

۱۵ دالهای دوطرفه



ایا استفاده از دال تخت به عنوان سیستم باربر جانبی مجاز است ؟

استاندارد ۲۸۰۰:

۵-۵-۳-۳ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین گردد.

مبحث نهم (ویرایش ۹۹):

۹-۲۰-۵ قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون بصورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی باشد.

با توجه به متن مبحث نهم (پس از تصویب نهایی آن)، در صورتی که شرایط زیر مهیا شود، می توان از ترکیب دال- ستون به عنوان قاب خمشی استفاده کرد:

۱- سازه حداکثر سه طبقه باشد و یا ارتفاع آن حداکثر ۱۰ متر باشد (استاندارد ۲۸۰۰)

۲- سازه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد (A=0.35) نباشد.

۳- درجه اهمیت سازه بسیار زیاد (I=1.4) نباشد.

۴- ضوابط بندهای ۹-۲۰-۵-۵ مبحث نهم (پیش نویس) رعایت گردد.

در صورتی که تمامی شرط فوق همزمان برقرار باشد، می توان از سیستم دال- ستون به عنوان قاب خمشی متوسط استفاده نمود.

۹-۲۰-۵-۵-۱ لنگرهای ضریب دار دالها در تکیه گاهها باید برای ترکیب های بارگذاری، شامل اثرات زلزله، محاسبه گردند. آرماتور مورد نیاز برای تحمل M_{sc} باید در عرض نوار ستونی تعریف شده در بند ۹-۱۰-۲-۵ قرار داده شوند.

۹-۲۰-۵-۵-۲ آرماتورهائی که در عرض موثرتعریف شده در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ قرار داده می شوند باید برای لنگر $\gamma_f M_{sc}$ طراحی شوند. عرض موثر برای نواحی اتصال واقع در لبه های خارجی و گوشه های دال نباید فراتر از اندازه c_t، که در جهت عمود بر امتداد دهانه دال اندازه گیری می شود، از بر ستون ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۳ حد اقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه گاهها باید در محدوده عرض موثر دال، که در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ تعیین شده است، قرار داده شود.

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

۹-۲۰-۵-۵-۵ آرماتورهای پیوسته تحتانی نوار ستونی نباید از یک سوم آرماتور فوقانی این نوار در تکیه گاه کمتر باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۶ حد اقل نصف آرماتورهای تحتانی نوار میانی و نیز کل آرماتورهای تحتانی نوار ستونی در وسط دهانه باید بصورت سراسری ادامه داشته و در تکیه گاه طوری مهار شوند که قادر به تحمل تنش تسلیم مطابق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۶-۲ باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۷ در لبه های خارجی دال کلیه آرماتورهای فوقانی و تحتانی در تکیه گاه باید مطابق ضوابط بند۹-۱۰-۹-۶-۲ در بر تکیه گاه برای تحمل تنش f_y مهار شوند .

۹-۲۰-۵-۵-۸ در مقاطع بحرانی برای ستونهایی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده اند تنش برشی دو طرفه ایجاد شده در اثر بارهای قائم ضریب دار نباید از $0.4\emptyset V_c$ تجاوز نماید. V_c از بند ۹-۸-۵-۳ محاسبه می‌شود. در صورتی که در دال ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ رعایت شده باشد نیازی به منظور نمودن ضابطه این بند نیست.

۱۶ آرماتور جلدی

مبحث نهم ویرایش ۹۲

۹-۱۷-۳-۱-۵ برای اعضاء بتن مسلح به عمق d بزرگتر از ۷۵۰ میلی‌متر آرماتور طولی گونه باید به طور یکنواخت در ارتفاع عضو با فاصله $۰/۵h-۲(h-d)$ از میلگرد اصلی توزیع شود. مساحت کلی این میلگردها باید برابر $\rho_{sk}A_{cs}$ که در آن A_{cs} مجموع مساحت تارهای گونه عضو می‌باشد. هر نوار دارای ارتفاع $۰/۵h-۲(h-d)$ و عرضی دو برابر پوشش میلگرد گونه دارد. (که نباید بیشتر از نصف عرض جان باشد) و در آن $\rho_{sk}=۰/۰۱$ می‌باشد. در شرایط محیطی شدید مقدار سطح مقطع آرماتور گونه به ازای هر متر طول جدار از ۳۰۰ میلی‌متر مربع و در شرایط محیطی‌خیلی شدید و فوق‌العاده شدید مقدار این سطح مقطع از ۵۰۰ میلی‌متر مربع نباید کمتر منظور گردد. بیشترین فاصله بین آرماتورهای گونه ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این آرماتورهای گونه در صورتیکه تحلیل سازگاری کرنشی برای تعیین تنش در هر آرماتور انجام گرفته باشد می‌تواند در محاسبات خمشی منظور گردد.

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۱۱-۶-۱-۴ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها h از ۹۰۰ میلی متر بیشتر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یک‌نواخت در دو وجه تیر در فاصله‌ی $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله‌ی آرماتورهای جلدی نباید از مقدار S بر اساس ضابطه‌های بخش ۹-۱۹-۳ این مبحث بیش-تر باشد؛ که در آن c_c فاصله‌ی پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود. آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی متر، و یا شبکه‌ی میلگرد جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.

۹-۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۹-۱۹-۳-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه برای کنترل عرض ترک‌ها و میزان گستردگی آن‌ها در ناحیه‌ی تحت کشش بتن، کافی است فاصله‌ی میلگردهای خمشی آجدار، s، از حدودی که در زیر تعیین شده‌اند تجاوز نکند.

$$s=380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5c_c \qquad (۹-۱۹-۴)$$

$$s=300\left(\frac{280}{f_s}\right) \qquad (۹-۱۹-۵)$$

در این روابط، f_s میزان تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره برداری بر حسب مگاپاسکال، و c_c کم‌ترین فاصله‌ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی متر است.

۹-۱۹-۳-۲ در محاسبه‌ی تنش کششی f_s در آرماتورها، به جای محاسبه‌ی دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش‌ها در ارتفاع مقطع، می‌توان آن را برابر با $\frac{2}{3}f_y$ به حساب آورد.

۱۷ آرماتور حداقل در پی گسترده

(ویرایش ۹۹)

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱ کلیات

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالودههای سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالودههای سطحی با عمل کرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل‌کرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی میکنند.

۹-۹ دال‌های یک‌طرفه

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰ دال‌های دوطرفه

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$، برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا از رابطه‌ی (۹-۱۰-۳) محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

- مثال: پی **گسترده** به ضخامت h=80cm و عمق موثر d=73cn ومیلگردهای طولی از نوع S400، و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداکثر فاصله مجاز میلگردهای طولی در پی (جهت رعایت حداقل میلگرد خمشی) چقدر است؟

$$\frac{A_s}{A_g}=\frac{A_s}{Sh}=\frac{314^{mm^2}}{S\times 800}\geq 0.0018 \quad \rightarrow \quad S<218\,mm \quad \rightarrow \quad USE \quad \varphi 20@200mm$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هر دو وجه پی ممکن است به کشش بیفتد، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی حداقل میلگرد خمشی پی $\varphi 20@200mm$ خواهد بود

- مثال: در یک پی **نواری** به ابعاد $b\times h=1500\times 600\,mm$ و عمق موثر پی برابر d=530 mm، میلگرد طولی از نوع S400 و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداقل تعداد میلگردهای طولی را تعیین کنید.

$$\frac{A_s}{A_g}=\frac{A_s}{bh}=\frac{n\times 3.14\times \frac{20^2}{4}}{1500\times 600}\geq 0.0018 \qquad n\geq 5.15 \qquad \rightarrow \qquad USE \quad 6\varphi 20$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هم لنگر مثبت و هم لنگر منفی داشته باشیم، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی می توان به عنوان حداقل از 6φ20 استفاده کرد (در مجموع 12φ20).

۱۸ جزئیات خم میلگردهای ستون داخل پی

(ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۹-۲ شالوده‌های تکی، نواری، سراسری، و سر شمع‌ها

۹-۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این قسمت باید در سازه‌های با شکل پذیری متوسط و زیاد رعایت شوند.

۹-۲۰-۹-۲-۳ در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده‌اند، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۲-۲ رعایت شوند؛ و در صورت نیاز به مهاری قلاب‌دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه به طرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

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

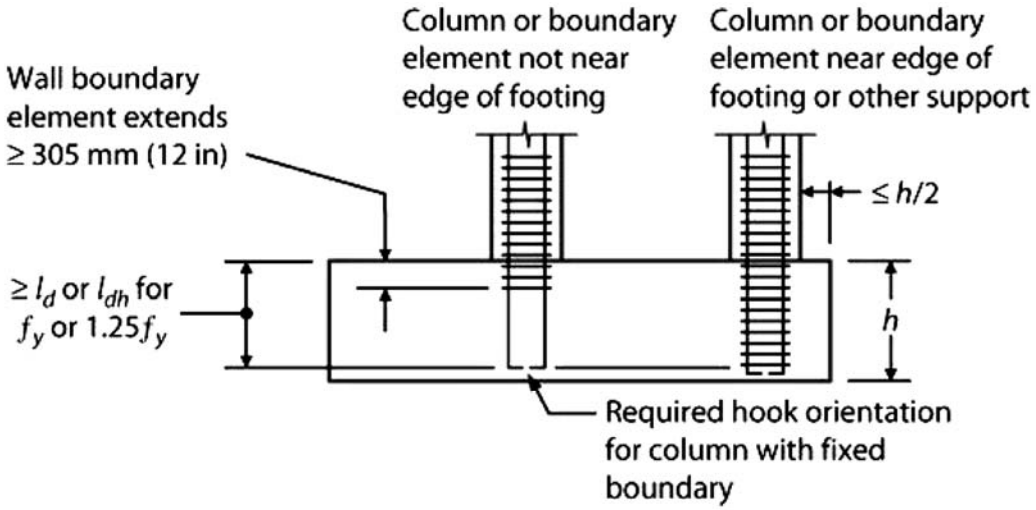
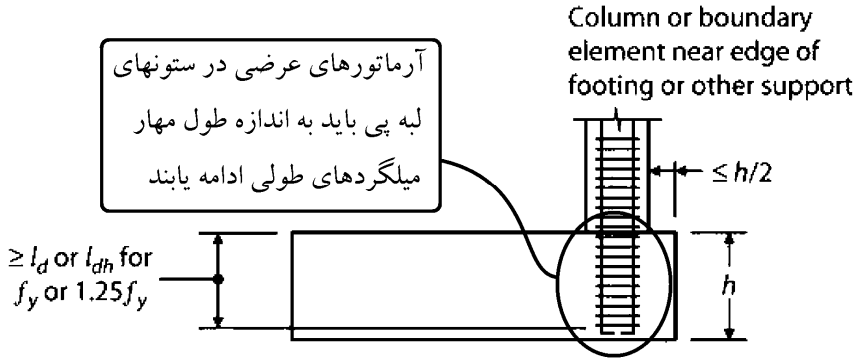


FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.



۱۹ کنترل خیز

مبحث نهم ویرایش ۹۹

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

- در دهانه های بلند قابهای خمشی بتنی، یکی از موارد کنترل کننده ارتفاع شاهتیرها کنترل خیز آنها میباشد. با توجه به بند فوق میتوان"خیز آنی" این تیرها را تحت بارهای سرویس با فرض ضریب سختی خمشی $0.35 \times 1.4 = 0.5$ برای تیرها استخراج کرد. بدین منظور میتوان از مدل اصلی طراحی که در آن ضریب سختی خمشی تیرها 0.35 هست، یک save as گرفته و ضریب سختی تیرها را به 0.5 افزایش داد (همانند فایلی که برای محاسبه دوره تناوب ساخته میشود). سپس ترکیب بار مورد نظر را ساخته و خیز را تحت ترکیب بار دلخواه از نرم افزار استخراج کرد. برای نمونه یک ترکیب بار پیشنهادی (محافظه کارانه) برای تیرها میتواند به شکل زیر باشد:

$$\left.\begin{array}{c}\Delta_{\text{آنی}}=(\Delta_D+\Delta_L)\\ \Delta_{\text{بار دائمی}}=\Delta_D+0.25\Delta_L\\ \lambda=2\end{array}\right\}\Delta_{total}=\left(\Delta_{\text{آنی}}\right)+\lambda\Delta_{\text{بار دائمی}}=3\Delta_D+1.5\Delta_L$$

- رابطه فوق محافظه کارانه میباشد.
  - در رابطه فوق می توان خیز آنی مربوط به بخشی از بارها که قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اتفاق می افتد را از خیز کل کم کرد.
  - در رابطه فوق در جهت اطمینان از میلگرد فشاری و تاثیر آن بر ضریب خزش (λ) صرف نظر شده است.
- مقدار خیز تیر تحت ترکیب بار فوق باید کمتر از مقدار مجاز آیین نامه (L/240 و یا L/480 بسته به مورد) باشد.
- خیز ناشی از بارهای زنده را نیز میتوان به همین ترتیب کنترل کرد.

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق غیر پیش تنیده در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارند.

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4 + f_y / 700)$ ضرب شوند.

با توجه به جدول فوق و با فرض اینکه ارتفاع کلی تیرچه h=300 mm باشد:

اگر در طراحی خمشی تیرچه مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y = 400\ MPa$ فرض شده باشد، حداکثر طول تیرچه های دوسرمفصل برابر خواهد بود با: $L < 4663\ mm = 4.66\ m$ $\rightarrow$ $\frac{L}{16}\left(0.4 + \frac{400}{700}\right) \le (h = 300)$

با فرض $F_y = 300\ MPa$: $L < 5793\ mm = 5.79\ m$ $\rightarrow$ $\frac{L}{16}\left(0.4 + \frac{300}{700}\right) \le (h = 300)$

۲۰ کنترل خیز تیرها

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

۲۱ کنترل لرزش

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

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

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

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

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

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

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

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

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی متر)، و f فرکانس دورهای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد. در صورتی که به مطالعات جامع تر برای ارتعاش کف ها نیاز باشد می توان از مراجع معتبر بین‌المللی دیگر بجای رابطه ۹-۱۹-۶ و جدول ۹-۱۹-۴ استفاده نمود.

- با توجه به رابطه فوق در سازه مسکونی و اداری خیز آنی ناشی از بارهای دائمی باید کمتر از 13 mm باشد.
- توجه شود که این تغییر شکل شامل تغییر شکل بلند مدت ناشی از خزش نمی باشد.

$$\frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \geq 5 \quad \rightarrow \quad \Delta_{is} \leq 13\ mm \quad \rightarrow \quad \Delta_D + \Delta_{SD} + 0.25\Delta_L \leq 13\ mm$$

۲۲ میلگرد پیوستگی تیرچه

۹-۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه‌ی دو طرفه

۹-۱۰-۸-۱ کلیات

۹-۱۰-۸-۱-۱ سازه تیرچه دو طرفه شامل ترکیب یکپارچه تیرچه های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می باشد که برای عملکرد دو طرفه طراحی می شود.

۹-۱۰-۸-۱-۲ عرض تیرچه در هر عمقی در طول آن، نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کلی قسمت بیرون زده تیرچه نباید از ۳/۵ برابر عرض حداقل آن تجاوز نماید.

۹-۱۰-۸-۱-۴ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی متر تجاوز نماید.

۹-۱۰-۸-۱-۵ مقدار V_c را می توان ۱/۱ برابر مقدار محاسبه شده در بند ۹-۸-۵ اختیار کرد.

۹-۱۰-۸-۱-۶ برای انسجام سازه ای، حداقل یک میلگرد تحتانی در هر تیرچه باید پیوسته بوده و در بر تکیه گاه برای تحمل f_y مهار شود.

۹-۱۱-۷ سیستم تیرچه‌ی یک طرفه

۹-۱۱-۷-۱ کلیات

۹-۱۱-۷-۱-۱ سیستم تیرچه‌ی بتنی یک طرفه متشکل از ترکیب یک پارچه‌ای از تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی است که برای باربری در یک راستا طراحی شده است.

۹-۱۱-۷-۱-۲ ضوابط و محدودیت‌های تیرچه‌ی بتنی در بخش ۹-۱۱-۷-۲ بیان شده است. علاوه بر این ضوابط، تیرچه‌ی خرپایی و تیرچه‌ی پیش تنیده باید به ترتیب با استانداردهای ملی شماره‌ی ۱-۲۹۰۹ و ۳-۲۹۰۹ مطابقت داشته باشد.

۹-۱۱-۷-۲ محدودیت‌ها و ضوابط

۹-۱۱-۷-۲-۱ عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر باشد. ارتفاع کل تیرچه نباید بیش‌تر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیش‌تر از ۷۵۰ میلی متر باشد.

۹-۱۱-۷-۲-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیش‌تر از مقدار ذکر شده در فصل ۹-۸ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.

۹-۱۱-۷-۲-۳ به منظور تأمین یک پارچگی سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد.

۲۳ مدول الاستیسیته

ویرایش ۹۲

۹-۱۳-۷ مشخصات مصالح

۹-۱۳-۷-۱ مقدار ضریب ارتجاعی بتن با جرم مخصوص (γ_c) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m^3، از رابطه (۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (۳۳۰۰\sqrt{f_c} + ۶۹۰۰)(\frac{\gamma_c}{۲۳})^{۱/۵} \quad (۹-۱۳-۱)$$

ویرایش ۹۹

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- ضریب الاستیسیته بتنهای با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f_c'} \quad \textbf{(۹-۳-۲- الف)}$$

- رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می شود:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \quad \textbf{(۹-۳-۲- ب)}$$

مثال: برای $f_c' = 25MPa$ و وزن مخصوص $W_c = 2400\frac{kg}{m^3}$ مقادیر مدول الاستیسیته بتن با دو رابطه بحث شده به صورت زیر بدست می آید:

ویرایش ۹۲ $$E_c = \left(3300\sqrt{f_c'} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} = \left(3300\sqrt{25} + 6900\right)\left(\frac{24}{23}\right)^{1.5} = 24942\ MPa$$

ویرایش ۹۹ $$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} = 25279\ MPa$$
$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 23500MPa$$

سوال: تغییر مدول الاستیسیته چه تاثیری بر نتایج طراحی سازه دارد؟

۲۴ پوشش بتن

ویرایش ۹۲

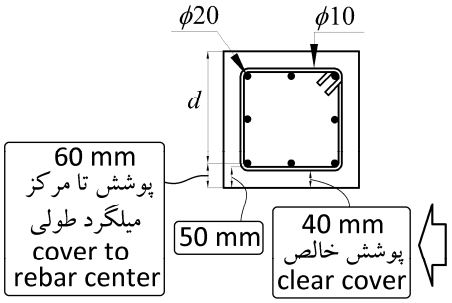
جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

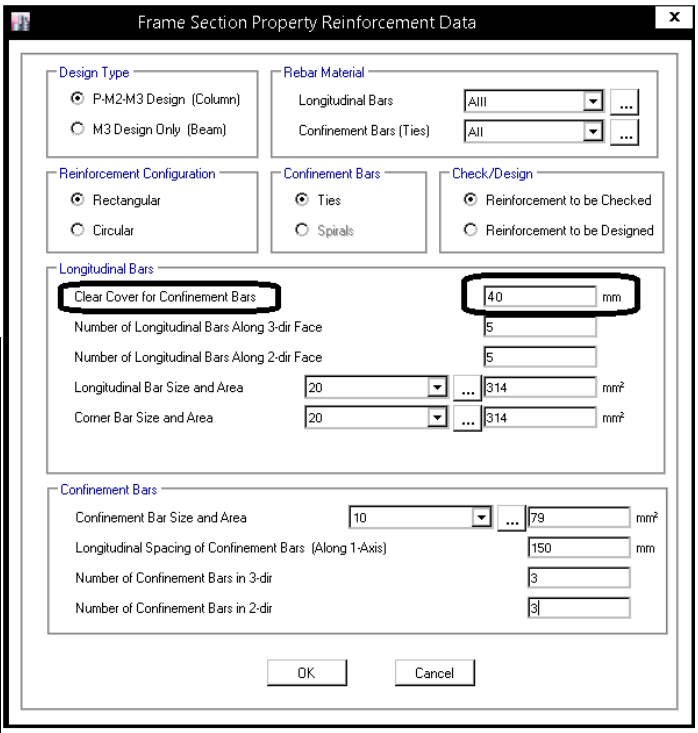
ویرایش ۹۹

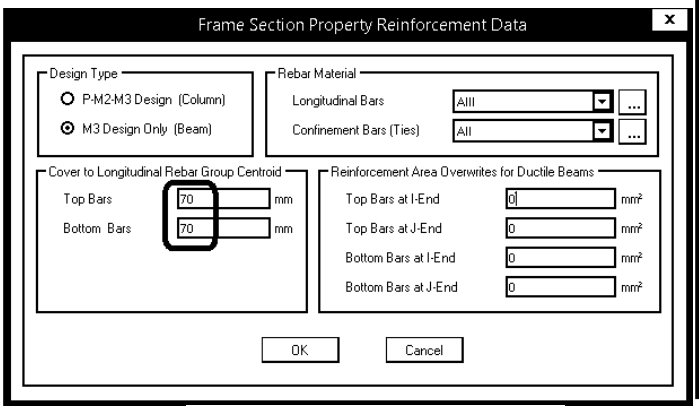
جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

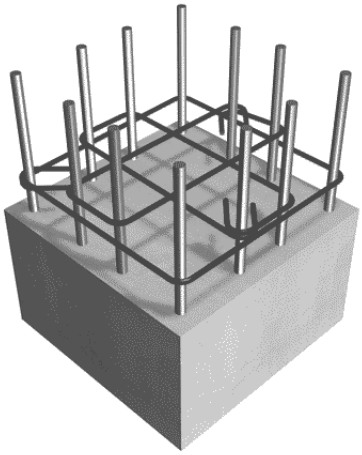
شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی متر و کم‌تر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

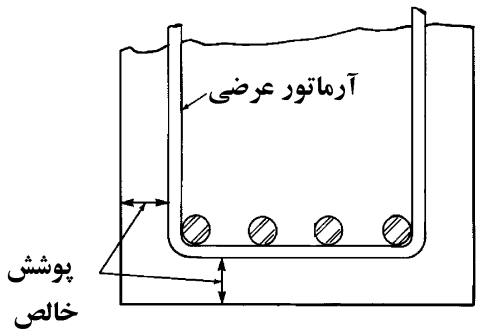


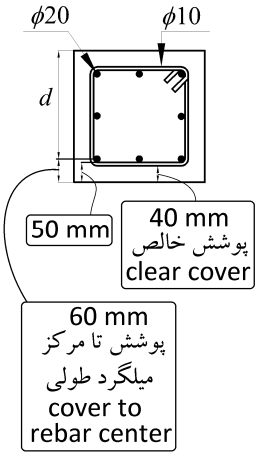
سوال: تغییر پوشش بتن چه تاثیری بر نتایج طراحی دارد؟


Frame Section Property Reinforcement Data
Design Type
P-M2-M3 Design (Column)
M3 Design Only (Beam)
Rebar Material
Longitudinal Bars
AIII
Confinement Bars (Ties)
AII
Reinforcement Configuration
Rectangular
Circular
Confinement Bars
Ties
Spirals
Check/Design
Reinforcement to be Checked
Reinforcement to be Designed
Longitudinal Bars
Clear Cover for Confinement Bars
40
mm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face
5
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face
5
Longitudinal Bar Size and Area
20
314
mm²
Corner Bar Size and Area
20
314
mm²
Confinement Bars
Confinement Bar Size and Area
10
79
mm²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)
150
mm
Number of Confinement Bars in 3-dir
3
Number of Confinement Bars in 2-dir
3
OK
Cancel


Frame Section Property Reinforcement Data
Design Type
P-M2-M3 Design (Column)
M3 Design Only (Beam)
Rebar Material
Longitudinal Bars
AIII
Confinement Bars (Ties)
AII
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid
Top Bars
70
mm
Bottom Bars
70
mm
Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams
Top Bars at I-End
0
mm²
Top Bars at J-End
0
mm²
Bottom Bars at I-End
0
mm²
Bottom Bars at J-End
0
mm²
OK
Cancel




آرماتور عرضی
پوشش
خالص


ϕ20
ϕ10
d
50 mm
40 mm
پوشش خالص
clear cover
60 mm
پوشش تا مرکز میلگرد طولی
cover to rebar center