۱۴۰۴/۵۸۵۵۶ ۱۴۰۴/۰۲/۱۰ دارد

به نام خدا

جهش تولید با مشارکت مردم
سال ۱۴۰۴

جناب آقای قیصری

رییس محترم سازمان نظام مهندسی ساختمان استان فارس

با سلام و احترام

پیرو نامه شماره ۱۴۰۳/۶۳۳۸۵۸ مورخ ۱۴۰۳/۱۰/۱۲ در خصوص پیش نویس نشریه ۱۰۸ تحت عنوان ***"طراحی سازه های بتن آرمه"*** *به استحضار می رساند: با توجه به بررسی های صورت گرفته در خصوص نظرات دریافتی صاحب نظران و برگزاری جلسات متعدد با ایشان، بازنگری و اصلاحات لازم در پیش نویس اعمال و به پیوست نسخه نهایی نشریه* ***۱۰۸-۰۴*** *جهت بهره برداری ارسال می گردد. لازم به ذکر است به منظور ایجاد وحدت رویه، از تاریخ ۱۴۰۴/۰۴/۰۱ این ویرایش از نشریه بعنوان راهنما، جهت کنترل دفترچه های محاسباتی در شهر شیراز مورد استفاده قرار خواهد گرفت.۷۷۱۳۱۹۸*

مهدی قلندری
معاون شهرسازی و معماری

رونوشت:
جناب آقای محمدحسن اسدی شهردار محترم شیراز جهت استحضار
جناب آقای سیدجواد سید بکائی مدیرکل محترم حوزه شهردار و امور شورای اسلامی شهر جهت استحضار ریاست محترم شورای اسلامی شهر
شهرداران محترم مناطق جهت استحضار
جناب آقای مرتضی امینی فر مدیرکل محترم کنترل و نظارت ساختمان جهت اقدام

معاونت شهرسازی و معماری

اداره کل کنترل و نظارت

طراحی سازه‌های بتن آرمه

(نشریه: ۰۴-۱۰۸)

کارگروه سازه اداره کل کنترل و نظارت

به نام خدا

پیش‌گفتار

راهنمای شماره ۰۴-۱۰۸ اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز مربوط به «طراحی سازه‌های بتن‌آرمه» است و هدف آن ارائه راهکارهای عملی و منطقی برای ارضاء حداقل ضوابط و مقرراتی است که در آخرین ویرایش‌های مباحث مقررات ملی ساختمان ایران، استاندارد ۲۸۰۰ ایران و سایر آیین‌نامه‌های معتبر ملی و بین‌المللی مرجع آورده شده تا با رعایت آن‌ها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های بتن‌آرمه متعارف فراهم شود.

با توجه به تجارب و تحقیقات روزافزون و نیز پیشرفت‌های به وجود آمده در همه علوم و فنون مهندسی و همچنین قابلیت‌های نرم‌افزارهای طراحی، امروزه تغییرات پیوسته‌ای در تمام شاخه‌های مهندسی در حال رخداد است. روش‌های مدل‌سازی، بارگذاری و طراحی سازه نیز از این تغییرات بی‌بهره نبوده و همواره نیازمند بازنگری و به‌روزرسانی می‌باشد.

این مدیریت امیدوار است با توجه به جامعیت و به‌روز بودن این راهنما و سهولت کاربرد آن در نرم‌افزارهای مهندسی متداول، مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها هرچه بیشتر استاندارد و یکنواخت شده و نقش موثری در ارتقای کیفیت طراحی سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه داشته باشد. با توجه به روال متداول در طراحی توسط عمده مهندسین طراح سازه، کلیه پارامترها و روابط مندرج در این نشریه، بر اساس واحدهای کیلوگرم و سانتیمتر تنظیم و ارائه شده است.

از تمامی اساتید، مهندسان و نیز کلیه دست‌اندرکاران صنعت ساختمان صمیمانه تقاضا می‌شود که در راستای پیشبرد اهداف عالیه قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان، نظرات نگارشی و تخصصی خود را در ارتباط با این راهنما به نشانی الکترونیکی SHIRAZMN.STR@GMAIL.COM ارسال نموده تا از آن‌ها جهت انجام اصلاحات بعدی استفاده شود.

اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیرمحمد ادریسی (مدیر طرح)

دکتر محمدرضا جوانمردی (مدیر طرح)

مهندس سیدعلی‌رضا حکمت‌آرا

دکتر داود صفری

دکتر علی‌رضا فاروقی

مهندس ایمان فروزش‌فر

اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز

کارگروه سازه

ویرایش دوم: بهار ۱۴۰۴

(ویرایش اول: زمستان ۱۳۹۶)

اهم مراجع داخلی مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می‌باشد:

الف- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «بارهای وارد بر ساختمان» ، ویرایش چهارم.

ب- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه» ، ویرایش پنجم.

پ- استاندارد ۲۸۰۰ ایران، تحت عنوان «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله» ، ویرایش چهارم.

ت - نشریه شماره ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، تحت عنوان «دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود» ، تجدید نظر اول.

همچنین اهم مراجع خارجی مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می‌باشد:

a- ASCE/SEI 7-22 , Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures.

b- Seismic Loads , Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16 / Finley A. Charney, Ph.D., P.E.,Thomas F. Heausler, P.E., S.E., Justin D. Marshall, Ph.D., P.E.

c- ACI 318-19 , Building Code Requirements for Structural Concrete.

d- ACI 350.3-20 , Code Requirements for Seismic Analysis and Design of Liquid-Containing Concrete Structures.

e- ACI 421.1-20 , Guide for Shear Reinforcement for Slabs.

f- Seismic Design of Reinforced Concrete Budlings, Jack. Moehle, MacGrawHill, 2014.

g- SEAOC Blue Book, Seismic Design Recommendations, 2019.

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۱- مشخصات مکانیکی مصالح و اصول تحلیل	۱
۱-۱- مقاومت مشخصه بتن	۲
۱-۲- مقاومت مشخصه فولاد	۲
۱-۳- مدول الاستیسیته فولاد	۳
۱-۴- مدول الاستیسیته بتن	۳
۱-۵- ضریب پواسون بتن	۵
۱-۶- ضرایب کاهش مقاومت	۵
۱-۷- مشخصات مقطع اعضا	۶
۱-۸- پوشش بتن روی آرماتورها	۷
۲- تیـــــــرها	۸
۲-۱- ضوابط هندسی تیر	۹
۲-۲- ضوابط آرماتورهای طولی تیر	۱۲
۲-۳- ضوابط دورگیرها در تیر	۱۴
۲-۴- ضوابط اتصال تیر به ستون	۱۹
۲-۵- طول مهاری و وصله میلگردها	۲۱
۲-۶- ملاحظات اجرایی در طراحی تیرها	۲۴

۳- ستـــــــون‌ها ۲۶

۳-۱- ضوابط هندسی ستون ۲۷

۳-۲- ضوابط میلگردهای طولی ستون ۳۰

۳-۳- ضوابط دورگیرها در ستون ۳۲

۳-۴- ضوابط مقاومت خمشی ستون‌ها ۳۷

۳-۵- مهار ستون‌ها در طبقه آخر ۳۷

۳-۶- ضوابط ستون‌هایی که جزو سیستم باربر جانبی نمی‌باشند ۳۹

۳-۷- ملاحظات اجرایی در طراحی ستون‌ها ۴۰

۴- دیـــــــوارهای برشی ۴۱

۴-۱- تعاریف و علائم اختصاری دیوار ۴۲

۴-۲- جزئیات میلگردگذاری برشی افقی و قائم دیوار ۴۳

۴-۳- طراحی برشی دیوار ۴۵

۴-۴- نواحی مرزی دیوار برشی ۵۴

۴-۵- نکات انتخاب روش محاسبه المان مرزی در نرم‌افزار ETABS ۵۵

۴-۶- جزئیات اجرایی نواحی مرزی در دیوارهای برشی ۵۷

۴-۷- ضوابط دورگیرگذاری حداقل در دیوار برشی در صورت عدم نیاز به ناحیه مرزی ۶۵

۴-۸- جزئیات اجرایی متداول در آرماتورهای عرضی در المان مرزی دیوارهای برشی ۶۷

۴-۹- نکات ویژه مدل‌سازی دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS ۶۹

۴-۱۰- روش پیشنهادی برای مدل سازی دیوار و کنترل فایل ۲۵ درصد ۷۱

۴-۱۱- ضوابط وصله و قطع میلگردها در دیوارهای برشی ۷۹

۴-۱۲- اجزای قائم در دیوارهای کوپله ۸۲

۴-۱۳- تیرهای کوپله ۸۵

۴-۱۴- برش اصطکاک در محل درز سرد دیوارها ۹۶

۴-۱۵- ملاحظات اجرایی در طراحی دیوارها ۹۸

۵- دال‌ها ۹۹

۵-۱- ضوابط میلگردگذاری دال‌های غیر پیش‌تنیده ۱۰۰

۵-۲- ضوابط مربوط به دال‌های مجوف ۱۰۴

۵-۳- ضوابط کنترل برش منگنه‌ای در دال‌ها ۱۰۶

۵-۴- ضوابط کنترل برش یک‌طرفه در دال‌ها ۱۱۳

۵-۵- ضوابط کنترل خیز و ارتعاش در دال‌ها ۱۱۴

۵-۶- کنترل ارتعاش در دال‌ها ۱۱۹

۵-۷- ضوابط کلی در دال‌های پس‌کشیده ۱۲۳

۵-۸- ضوابط تکمیلی طراحی دال‌های پس‌کشیده ۱۲۶

۶- گره اتصال ۱۳۰

۶-۱- اتصالات در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط ۱۳۱

۶-۲- اتصالات در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه ۱۳۱

۶-۳- کنترل برش چشمه اتصال در شکل‌پذیری متوسط و زیاد ۱۳۳

۷- سیستم‌های سازه‌ای ۱۴۰

۷-۱- سیستم دیوارهای باربر بتن‌آرمه ۱۴۱

۷-۲- سیستم قاب ساختمانی و دیوارهای برشی بتن‌آرمه ۱۴۳

۷-۳- سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ۱۴۵

۷-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی بتن‌آرمه ۱۴۷

۷-۵- تشخیص و تعیین نوع سیستم سازه‌ای ۱۴۹

معاونت شهرسازی و معماری

اداره کل کنترل و نظارت

طراحی سازه‌های بتن آرمه

(نشریه: ۰۴-۱۰۸)

کارگروه سازه اداره کل کنترل و نظارت

به نام خدا

پیش‌گفتار

راهنمای شماره ۰۴-۱۰۸ اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز مربوط به «طراحی سازه‌های بتن‌آرمه» است و هدف آن ارائه راهکارهای عملی و منطقی برای ارضاء حداقل ضوابط و مقرراتی است که در آخرین ویرایش‌های مباحث مقررات ملی ساختمان ایران، استاندارد ۲۸۰۰ ایران و سایر آیین‌نامه‌های معتبر ملی و بین‌المللی مرجع آورده شده تا با رعایت آن‌ها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های بتن‌آرمه متعارف فراهم شود.

با توجه به تجارب و تحقیقات روزافزون و نیز پیشرفت‌های به وجود آمده در همه علوم و فنون مهندسی و همچنین قابلیت‌های نرم‌افزارهای طراحی، امروزه تغییرات پیوسته‌ای در تمام شاخه‌های مهندسی در حال رخداد است. روش‌های مدل‌سازی، بارگذاری و طراحی سازه نیز از این تغییرات بی‌بهره نبوده و همواره نیازمند بازنگری و به‌روزرسانی می‌باشد.

این مدیریت امیدوار است با توجه به جامعیت و به‌روز بودن این راهنما و سهولت کاربرد آن در نرم‌افزارهای مهندسی متداول، مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها هرچه بیشتر استاندارد و یکنواخت شده و نقش موثری در ارتقای کیفیت طراحی سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه داشته باشد. با توجه به روال متداول در طراحی توسط عمده مهندسین طراح سازه، کلیه پارامترها و روابط مندرج در این نشریه، بر اساس واحدهای کیلوگرم و سانتیمتر تنظیم و ارائه شده است.

از تمامی اساتید، مهندسان و نیز کلیه دست‌اندرکاران صنعت ساختمان صمیمانه تقاضا می‌شود که در راستای پیشبرد اهداف عالیه قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان، نظرات نگارشی و تخصصی خود را در ارتباط با این راهنما به نشانی الکترونیکی SHIRAZMN.STR@GMAIL.COM ارسال نموده تا از آن‌ها جهت انجام اصلاحات بعدی استفاده شود.

اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیرمحمد ادریسی (مدیر طرح)

دکتر محمدرضا جوانمردی (مدیر طرح)

مهندس سیدعلی‌رضا حکمت‌آرا

دکتر داود صفری

دکتر علی‌رضا فاروقی

مهندس ایمان فروزش‌فر

اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز

کارگروه سازه

ویرایش دوم: بهار ۱۴۰۴

(ویرایش اول: زمستان ۱۳۹۶)

اهم مراجع داخلی مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می‌باشد:

الف- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «بارهای وارد بر ساختمان» ، ویرایش چهارم.

ب- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه» ، ویرایش پنجم.

پ- استاندارد ۲۸۰۰ ایران، تحت عنوان «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله» ، ویرایش چهارم.

ت - نشریه شماره ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، تحت عنوان «دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود» ، تجدید نظر اول.

همچنین اهم مراجع خارجی مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می‌باشد:

a- ASCE/SEI 7-22 , Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures.

b- Seismic Loads , Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16 / Finley A. Charney, Ph.D., P.E.,Thomas F. Heausler, P.E., S.E., Justin D. Marshall, Ph.D., P.E.

c- ACI 318-19 , Building Code Requirements for Structural Concrete.

d- ACI 350.3-20 , Code Requirements for Seismic Analysis and Design of Liquid-Containing Concrete Structures.

e- ACI 421.1-20 , Guide for Shear Reinforcement for Slabs.

f- Seismic Design of Reinforced Concrete Budlings, Jack. Moehle, MacGrawHill, 2014.

g- SEAOC Blue Book, Seismic Design Recommendations, 2019.

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۱- مشخصات مکانیکی مصالح و اصول تحلیل	۱
۱-۱- مقاومت مشخصه بتن	۲
۱-۲- مقاومت مشخصه فولاد	۲
۱-۳- مدول الاستیسیته فولاد	۳
۱-۴- مدول الاستیسیته بتن	۳
۱-۵- ضریب پواسون بتن	۵
۱-۶- ضرایب کاهش مقاومت	۵
۱-۷- مشخصات مقطع اعضا	۶
۱-۸- پوشش بتن روی آرماتورها	۷
۲- تیـــــــرها	۸
۲-۱- ضوابط هندسی تیر	۹
۲-۲- ضوابط آرماتورهای طولی تیر	۱۲
۲-۳- ضوابط دورگیرها در تیر	۱۴
۲-۴- ضوابط اتصال تیر به ستون	۱۹
۲-۵- طول مهاری و وصله میلگردها	۲۱
۲-۶- ملاحظات اجرایی در طراحی تیرها	۲۴

۳- ستـــــــون‌ها ۲۶

۳-۱- ضوابط هندسی ستون ۲۷

۳-۲- ضوابط میلگردهای طولی ستون ۳۰

۳-۳- ضوابط دورگیرها در ستون ۳۲

۳-۴- ضوابط مقاومت خمشی ستون‌ها ۳۷

۳-۵- مهار ستون‌ها در طبقه آخر ۳۷

۳-۶- ضوابط ستون‌هایی که جزو سیستم باربر جانبی نمی‌باشند ۳۹

۳-۷- ملاحظات اجرایی در طراحی ستون‌ها ۴۰

۴- دیـــــــوارهای برشی ۴۱

۴-۱- تعاریف و علائم اختصاری دیوار ۴۲

۴-۲- جزئیات میلگردگذاری برشی افقی و قائم دیوار ۴۳

۴-۳- طراحی برشی دیوار ۴۵

۴-۴- نواحی مرزی دیوار برشی ۵۴

۴-۵- نکات انتخاب روش محاسبه المان مرزی در نرم‌افزار ETABS ۵۵

۴-۶- جزئیات اجرایی نواحی مرزی در دیوارهای برشی ۵۷

۴-۷- ضوابط دورگیرگذاری حداقل در دیوار برشی در صورت عدم نیاز به ناحیه مرزی ۶۵

۴-۸- جزئیات اجرایی متداول در آرماتورهای عرضی در المان مرزی دیوارهای برشی ۶۷

۴-۹- نکات ویژه مدل‌سازی دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS ۶۹

۴-۱۰- روش پیشنهادی برای مدل سازی دیوار و کنترل فایل ۲۵ درصد ۷۱

۴-۱۱- ضوابط وصله و قطع میلگردها در دیوارهای برشی ۷۹

۴-۱۲- اجزای قائم در دیوارهای کوپله ۸۲

۴-۱۳- تیرهای کوپله ۸۵

۴-۱۴- برش اصطکاک در محل درز سرد دیوارها ۹۶

۴-۱۵- ملاحظات اجرایی در طراحی دیوارها ۹۸

۵- دال‌ها ۹۹

۵-۱- ضوابط میلگردگذاری دال‌های غیر پیش‌تنیده ۱۰۰

۵-۲- ضوابط مربوط به دال‌های مجوف ۱۰۴

۵-۳- ضوابط کنترل برش منگنه‌ای در دال‌ها ۱۰۶

۵-۴- ضوابط کنترل برش یک‌طرفه در دال‌ها ۱۱۳

۵-۵- ضوابط کنترل خیز و ارتعاش در دال‌ها ۱۱۴

۵-۶- کنترل ارتعاش در دال‌ها ۱۱۹

۵-۷- ضوابط کلی در دال‌های پس‌کشیده ۱۲۳

۵-۸- ضوابط تکمیلی طراحی دال‌های پس‌کشیده ۱۲۶

۶- گره اتصال ۱۳۰

۶-۱- اتصالات در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط ۱۳۱

۶-۲- اتصالات در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه ۱۳۱

۶-۳- کنترل برش چشمه اتصال در شکل‌پذیری متوسط و زیاد ۱۳۳

۷- سیستم‌های سازه‌ای ۱۴۰

۷-۱- سیستم دیوارهای باربر بتن‌آرمه ۱۴۱

۷-۲- سیستم قاب ساختمانی و دیوارهای برشی بتن‌آرمه ۱۴۳

۷-۳- سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ۱۴۵

۷-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی بتن‌آرمه ۱۴۷

۷-۵- تشخیص و تعیین نوع سیستم سازه‌ای ۱۴۹

فصل اول: مشخصات مکانیکی مصالح و اصول تحلیل

۱-۱- مقاومت مشخصه بتن

۱-۱-۱- حداقل مقاومت مشخصه مجاز برای بتن در سازه‌های متعارف براساس ضوابط شکل‌پذیری آن‌ها تعیین می‌گردد. علاوه بر آن، سایر معیارها نظیر دوام بتن (متأثر از عوامل محیطی) و مقاومت در برابر فرسایش (متأثر از نوع کاربری) نیز باید مدنظر قرار گیرد.

جدول ۱-۱ : حداقل مقاومت مشخصه فشاری بتن

نوع سازه	حد شکل‌پذیری سازه	حداقل $f'_c(kg/cm^2)$
سازه متعارف	متوسط	210
	زیاد	250
سازه پیش تنیده	متوسط یا زیاد	300

۱-۱-۲- حداکثر مقاومت بتن در ساختمان‌های بلند تا ۲۰ طبقه از روی شالوده، ۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و برای بیش از ۲۰ طبقه را می‌توان تا ۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع افزایش داد. بدیهی است مقاومت مشخصه بتن در طراحی سازه باید متناسب با امکانات تولید و کنترل کیفیت بتن در هنگام طراحی تعیین گردد.

۱-۲- مقاومت مشخصه فولاد

۱-۲-۱- در سازه‌های بتن‌آرمه، تمامی آرماتورهای طولی و عرضی باید از نوع آجدار باشند. بکارگیری آرماتور ساده صرفاً بعنوان دورپیچ مجاز است.

۱-۲-۲- استفاده از آرماتور با رده‌ی مقاومتی S500 با $F_Y = 5000\ kg/cm^2$ در طراحی عمومی و کلیه حالات شکل‌پذیری سازه مجاز است اما در طرح برشی و پیچشی اعضا و آرماتورهای برش اصطکاکی، خصوصاً در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط، حداکثر مقاومت فولاد بایستی به رده S400 با $F_Y = 4000\ kg/cm^2$ محدود گردد.

۱-۲-۳- محدودیت مقاومت مشخصه میلگردها در اعضای مختلف سازه جدول ۱-۲ آورده شده است.

جدول ۱-۲: حداقل مقاومت مشخصه میلگردها (Kg/cm^2)

عضو	شکل‌پذیری متوسط		شکل‌پذیری زیاد	
فونداسیون	5500	5500	5500	5500
ستون	5500	4000 (1)	5500	5500
دیوار برشی	5500	4000 (1)	5500	5500
تیر	4000 (1),(2)	4000 (1)	4000 (1),(2)	4000 (1)
دال	5500	5500	5500	5500

(۱) در مواردی که از فولاد S420 استفاده می‌شود، مقادیر مجاز به ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محدود می‌شود.

(۲) در مواردی که تیر تحت اثر پیچش نباشد، مقادیر مجاز به ۵۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محدود می‌شود.

۱-۲-۴- در قاب‌های لرزه‌ای ویژه، آرماتورهای با مقاومت مشخصه بیشتر از ۵۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع نباید بکار گرفته شود. همچنین، استفاده از آرماتورهای با مقاومت مشخصه ۷۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر صرفاً بعنوان آرماتورهای محصور کننده با رعایت مشخصات استاندارد ASTM A706 قابل استفاده می‌باشند.

۱-۳- مدول الاستیسیته فولاد

مدول الاستیسیته فولاد، E_s، برای آرماتورها برابر $E_s = 2x10^6\ kg/cm^2$ می‌باشد.

۱-۴- مدول الاستیسیته بتن

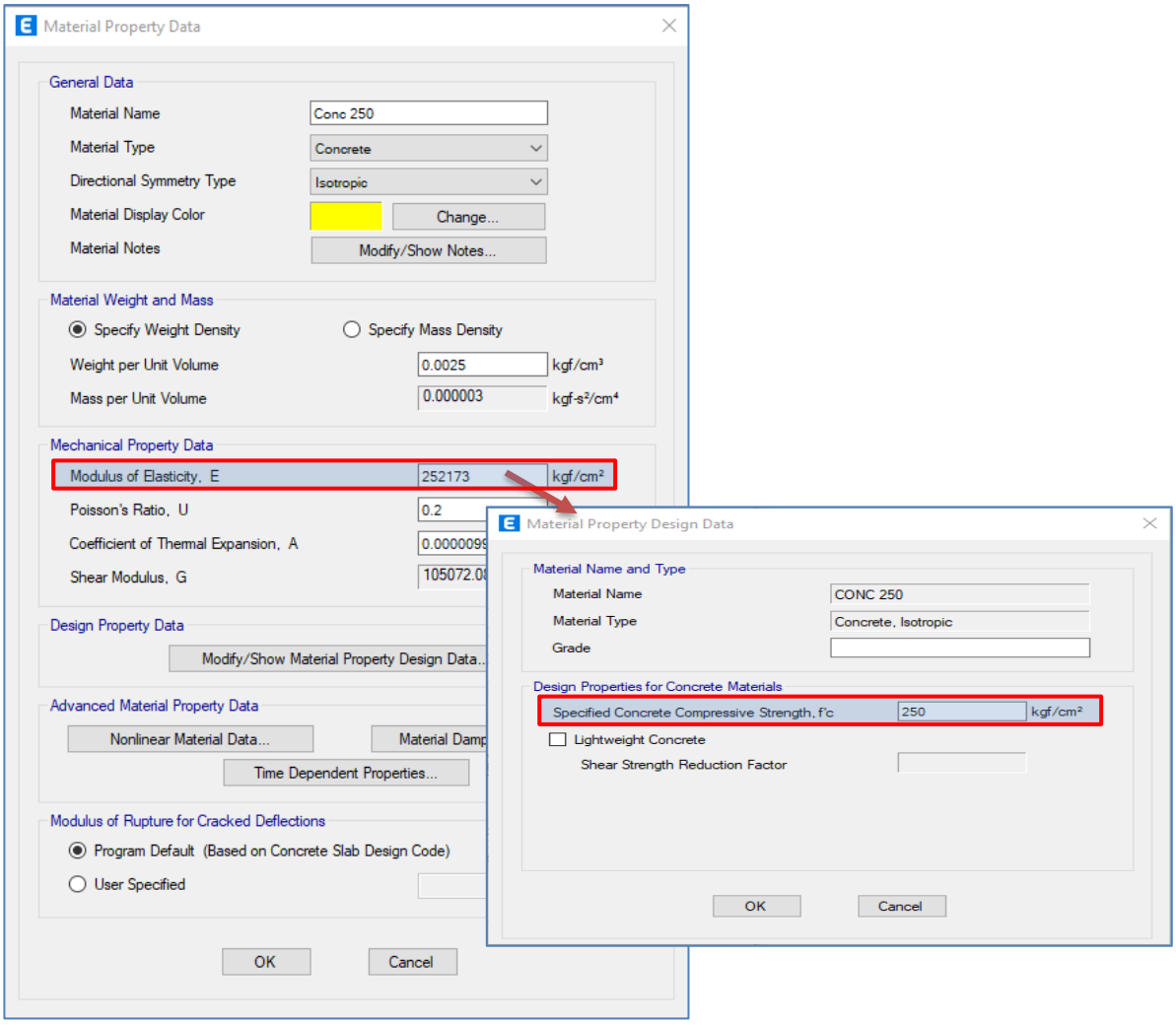
مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c، برای بتن با وزن حجمی w_c ، بر اساس رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$E_c = 0.14 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

در رابطه فوق، E_c و f'_c با واحد Kg/cm^2 و W_c با واحد Kg/m^3 می‌باشد.

در جدول ۱-۳ مدول الاستیسیته بتن با وزن حجمی ۲۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب بر حسب مقاومت‌های مشخصه مختلف ارائه شده است.

جدول ۱-۳: مدول الاستیسیته بتن با وزن حجمی 2350 Kg/m³ بر اساس مقاومت مشخصه بتن	
f'_c(kgf/cm²)	E_c (kgf/cm²)
210	231120
250	252173
280	266875
300	276242



شکل ۱-۱: تعیین مدول الاستیسیته براساس مقاومت بتن در نرم‌افزار ETABS

۱-۵- ضریب پواسون بتن

در بتن معمولی، ضریب پواسون را می‌توان برابر υ= 0.2 فرض نمود.

۱-۶- ضرایب کاهش مقاومت

ضرایب کاهش مقاومت بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقاطع باید به شرح ارائه شده در جدول ۱-۴ لحاظ شود.

جدول ۱-۴: ضرایب کاهش مقاومت در طراحی سازه

ردیف	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	ضریب کاهش مقاومت Ø
۱	خمش، نیروی محوری یا ترکیب آن‌ها	کشش 0.9
		فشار 0.65
		اعضا با دورپیچ 0.95
۲	برش / پیچش	0.75
۳	برش لرزه‌ای	0.60 یا 0.75
۴	برش لرزه‌ای چشمه اتصال	شکل‌پذیری متوسط 0.75
		شکل‌پذیری زیاد 0.85
۵	لهیدگی	0.65
۶	نواحی مهاری پیش‌تنیدگی	0.85
۷	براکت‌ها و شانه‌ها	0.75
۸	نواحی طراحی شده به روش مدل خرپایی	0.75
۹	برش در دیافراگم	مطابق عضو قائم
۱۰	بتن غیر مسلح	0.60
۱۱	مهار اعضا در بتن	0.75
۱۲	گره‌ها و تیر همبند با میلگرد قطری	0.85

ضریب کاهش مقاومت برشی در طراحی برشی فونداسیون می باید حداکثر 0.60 در نظر گرفته شود.

۱-۷- مشخصات مقطع اعضا

۱-۷-۱- در غیاب تحلیل‌های دقیق‌تر، ممان اینرسی مقطع اعضای سازه باید مطابق جدول ۱-۵ اصلاح شوند.

جدول ۱-۵: ضرایب اصلاح ممان اینرسی اعضا

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی خمشی
ستون‌ها	0.70 I_g
دیوارها ترک خورده	0.35 I_g
دیوارها ترک نخورده	0.70 I_g
تیرها (۱)	0.35 I_g
دال تخت غیر پیش‌تنیده	0.25 I_g
دال تخت پیش‌تنیده	0.35 I_g

(۱) در مواردی که شرایط پیچش همسازی برای تیرها وجود دارد، میزان کاهش سختی پیچشی باید به نحوی باشد که شرط $T_u \geq \emptyset T_{cr}$ در عضو رعایت شود.

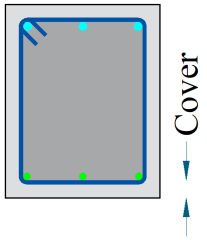
۱-۷-۲- برای محاسبه تغییر مکان آنی ناشی از بارهای جانبی می‌توان ممان اینرسی اعضا را ۱/۴ برابر مقادیر جدول ۱-۵ در نظر گرفت. ضرایب اصلاح ممان اینرسی اعضا برای محاسبه تغییر مکان در جدول ۱-۶ ارائه شده است.

جدول ۱-۶: ضرایب اصلاح ممان اینرسی اعضا برای محاسبه تغییر مکان

عضو شرایط	ممان اینرسی خمشی
ستون‌ها	I_g
دیوارها ترک خورده	0.5 I_g
دیوارها ترک نخورده	I_g
تیرها	0.5 I_g
دال تخت غیر پیش‌تنیده	0.35 I_g
دال تخت پیش‌تنیده	0.5 I_g

۱-۸- پوشش بتن روی آرماتورها

۱-۸-۱- پوشش بتن روی آرماتورها برابر است با حداقل فاصله‌ی بین سطح بتن تا نزدیکترین رویه میلگرد، اعم از طولی یا عرضی و یا سیم آرماتوربندی. (شکل ۱-۲)



شکل ۱-۲: پوشش بتن در مقاطع

حداقل ضخامت پوشش بتن روی آرماتورها (طولی و عرضی) در شرایط متعارف نباید از مقادیر جدول ۱-۷ کمتر درنظر گرفته شود. در صورت وجود شرایط محیطی خاص همچون محیط‌های خوردنده و ... میزان پوشش باید براساس ضوابط مربوطه لحاظ گردد.

جدول ۱-۷ : حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

شرایط محیطی سازه	نوع عضو	آرماتور	حداقل ضخامت پوشش بتن (cm)
بتن در تماس دائم با هوا یا تماس غیردائم با خاک نیست	دال، تیرچه و دیوار	با قطر ۳۴ میلیمتر و کوچکتر	2.0
		با قطر ۳۶ میلیمتر و بزرگتر	4.0
	تیر، ستون، پدستال و اعضا کششی	آرماتورهای طولی،خاموت، دورپیچ و تنگ و بست‌ها	4.0
بتن در تماس دائم با هوا یا تماس غیردائم با خاک است	کلیه اعضا	با قطر ۱۶ میلیمتر و کوچکتر	4.0
		با قطر ۱۸ تا ۵۸ میلیمتر	5.0
بتن در تماس دائم با خاک	کلیه اعضا	کلیه میلگردها	7.5

۱-۸-۲- برای گروه میلگردها، ضخامت پوشش بتنی روی آن‌ها، نباید از کوچکترین دو مقدار زیر نیز کمتر باشد:

الف- قطر معادل گروه میلگردها.

ب- ۵ سانتیمتر برای مواردی که بتن در تماس با خاک نباشد، و ۷/۵ سانتیمتر در مواردی که بتن در تماس دائم با خاک است.

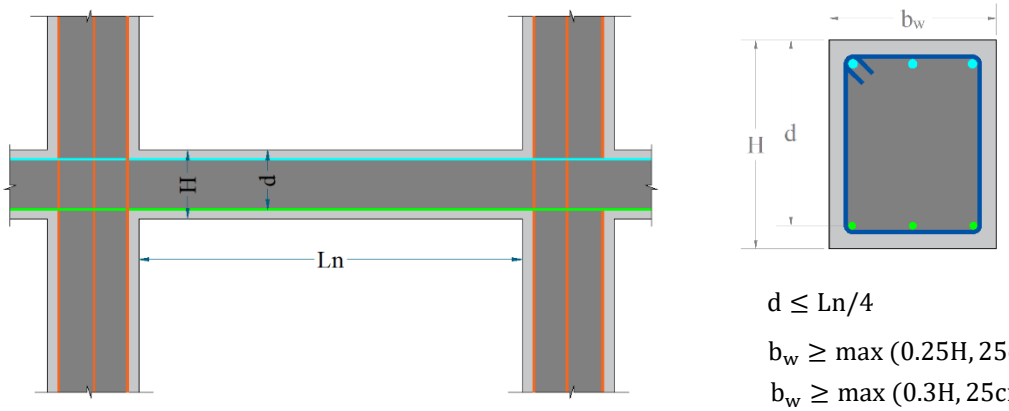
فصل دوم: تیـــــــــــــرها

۲-۱- ضوابط هندسی تیر

ابعاد مقطع و هندسه تیرها در قاب‌های خمشی باید با رعایت موارد ذکر شده در جدول ۲-۱ انتخاب شود.

جدول ۲-۱: محدودیت‌های هندسی تیر

شکل		شکل‌پذیری متوسط	شکل‌پذیری زیاد
۱-۲	عمق موثر (d)	حداکثر یک چهارم طول دهانه‌ی آزاد $d \leq Ln/4$	حداکثر یک چهارم طول دهانه‌ی آزاد $d \leq Ln/4$
۱-۲	عرض (b_w)	حداقل (25cm یا یک‌چهارم ارتفاع تیر (H)) $b_w \geq \max(0.25H, 25cm)$	حداقل (25cm یا سه‌دهم ارتفاع تیر (H)) $b_w \geq \max(0.3H, 25cm)$
۲-۲	برون محوری نسبت به ستون (e)	کمتر از یک چهارم بعد مقطع ستون $e \leq b_c/4$	فاقد ضابطه (توصیه می‌شود خروج از مرکزیت نداشته باشد)
۳-۲	حداکثر بعد تیر نسبت به ستون میانی (b_w)	حداقل (عرض مقطع ستون در صفحه عمود بر محور طولی تیر بعلاوه‌ی عرض ستون در هر طرف عضو تکیه‌گاهی، عرض مقطع ستون در صفحه عمود بر محور طولی تیر بعلاوه‌ی سه چهارم بعدی از ستون که موازی با راستای تیر می‌باشد در هر طرف عضو تکیه‌گاهی) $b_b \leq min(b_{c1} + 2 \times b_{c1}, b_{c1} + 2 \times \frac{3}{4} b_{c2})$	حداقل (عرض مقطع ستون در صفحه عمود بر محور طولی تیر بعلاوه‌ی عرض ستون در هر طرف عضو تکیه‌گاهی، عرض مقطع ستون در صفحه عمود بر محور طولی تیر بعلاوه‌ی سه چهارم بعدی از ستون که موازی با راستای تیر می‌باشد در هر طرف عضو تکیه‌گاهی) $b_b \leq min(b_{c1} + 2 \times b_{c1}, b_{c1} + 2 \times \frac{3}{4} b_{c2})$
۴-۲	حداکثر بعد تیر نسبت به ستون انتهایی (b_w)	۵ سانتیمتر کوچکتر از بعد ستون انتهایی	۵ سانتیمتر کوچکتر از بعد ستون انتهایی

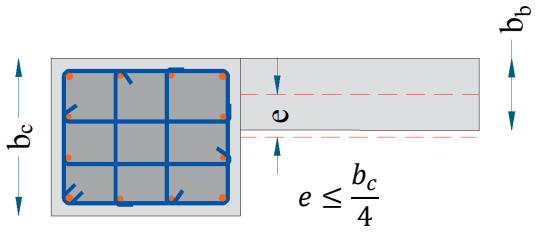


$d \leq Ln/4$

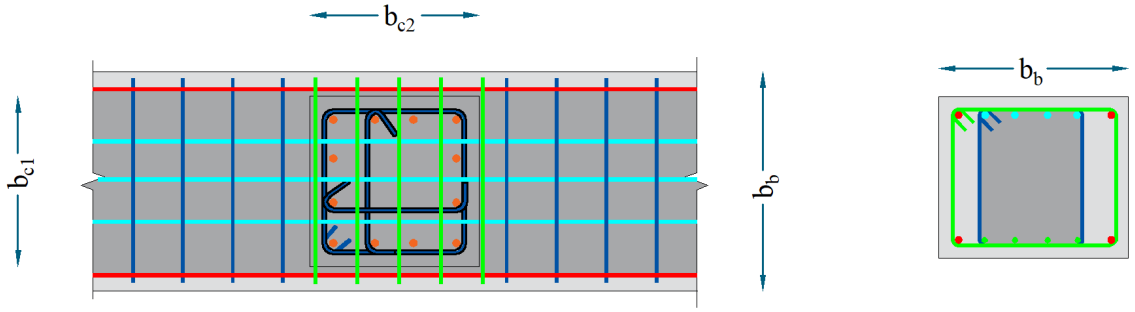
$b_w \geq \max(0.25H, 25cm)$

$b_w \geq \max(0.3H, 25cm)$

شکل ۲-۱: محدودیت عرض تیر

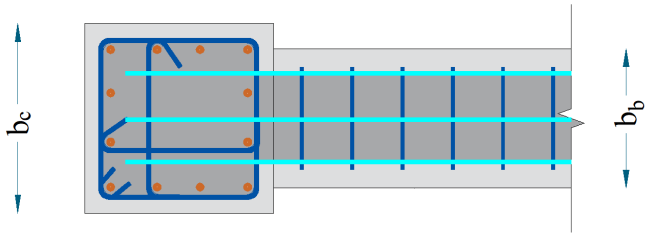


شکل ۲-۲: محدودیت برون‌محوری تیر نسبت به ستون



$$b_b \leq \min\left(b_{c1} + 2 \times b_{c1}, b_{c1} + 2 \times \frac{3}{4} b_{c2}\right)$$

شکل ۲-۳: محدودیت حداکثر عرض تیر ممتد نسبت به ستون میانی



$$b_b \le b_c + 5cm$$

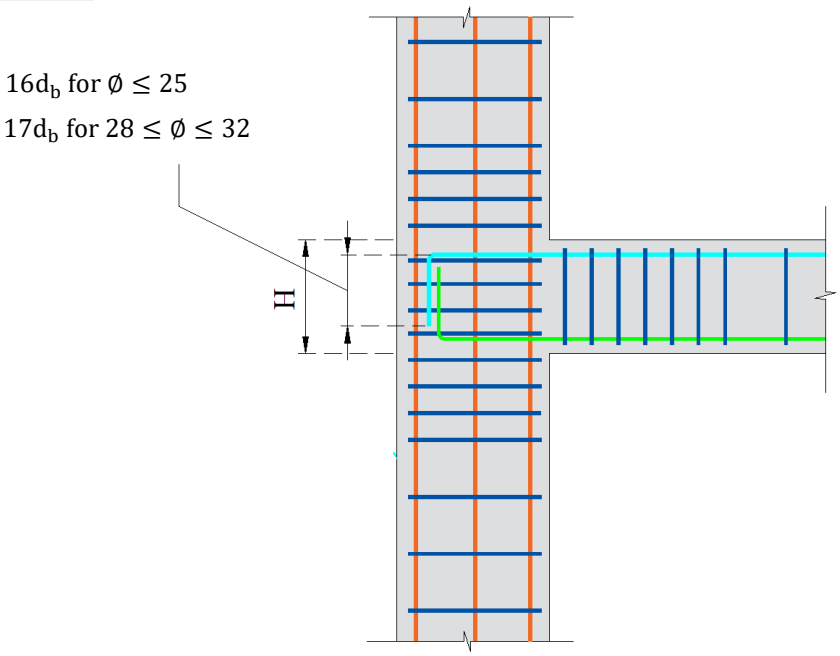
شکل ۲-۴: محدودیت حداکثر عرض تیر غیر ممتد نسبت به ستون انتهایی

۲-۱-۱- حداکثر قطر میلگردهای طولی قلاب‌دار در انتهای غیرممتد هر تیر باید با توجه به تامین طول گیرایی میلگردها در ستون‌ها، و همچنین امکان تامین طول قلاب استاندارد در عمق تیر با رعایت حداقل میزان پوشش بتنی و قطر داخلی خم تعیین گردد. (شکل ۵-۲)

در جدول ۲-۲ محدودیت ارتفاع مقطع تیر با توجه به ضوابط ذکر شده برای تعبیه میلگرد قلابدار با خم ۹۰ درجه ارائه شده است.

جدول ۲-۲ : محدودیت ارتفاع مقطع تیر با توجه به قطر میلگرد قلابدار با خم ۹۰ درجه در کشش

حداکثر سایز آرماتور طولی تیر	Φ14	Φ16	Φ18	Φ20	Φ22	Φ25	Φ28	Φ32
حداقل ارتفاع تیر (H)	30	35	35	40	40	50	60	65



شکل ۲-۵: محدودیت ارتفاع تیر برای امکان تعبیه قلاب میلگرد طولی

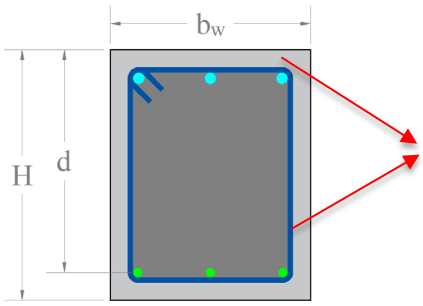
۲-۲- ضوابط آرماتورهای طولی تیر

آرماتورهای طولی تیرها در قاب‌های خمشی باید با رعایت موارد ذکر شده در جدول ۲-۳ طراحی شوند.

جدول ۲-۳: محدودیت‌های آرماتورهای طولی تیر

شکل	مورد	شکل‌پذیری متوسط	شکل‌پذیری زیاد
۶-۲	حداقل آرماتور ($A_{s.min}$)	$\max\left\{\frac{14}{f_y}, \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y}\right\} b_w d$ و $(\min 2Ø12)$	$\max\left\{\frac{14}{f_y}, \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y}\right\} b_w d$ و $(min\ 2Ø12)$
۶-۲	حداکثر آرماتور ($A_{s.max}$)	فاقد ضابطه (توصیه می‌شود محدودیت قاب خمشی ویژه رعایت گردد)	$\begin{cases} 2.5\%\ b_w d & S400 \\ 2\%\ b_w d & S500 \end{cases}$
۷-۲	آرماتور شبکه پایین روی تکیه گاه [۱] (A_{s2}, A_{s6})	بزرگتر از یک سوم آرماتور بالای همان تکیه‌گاه $A_{s2} \geq \frac{A_{s1}}{3}, A_{s6} \geq \frac{A_{s5}}{3}$	بزرگتر از یک دوم آرماتور بالای همان تکیه‌گاه $A_{s2} \geq \frac{A_{s1}}{2}, A_{s6} \geq \frac{A_{s5}}{2}$
۷-۲	آرماتور حداقل در طول تیر [۱]	بزرگتر از یک پنجم آرماتور بالا یا پایین تکیه‌گاه تیر $A_s \geq$ در هر مقطعی از تیر $\frac{1}{5}\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{s5}, A_{s6})$	بزرگتر از یک چهارم آرماتور بالا یا پایین تکیه‌گاه تیر $A_s \geq$ در هر مقطعی از تیر $\frac{1}{4}\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{s5}, A_{s6})$
۸-۲	ممنوعیت تعبیه وصله پوششی	فاقد ضابطه (توصیه می‌شود محدودیت قاب خمشی ویژه رعایت گردد)	در گره اتصال و فاصله 2H از طرفین گره، محل اتصال تیر به تیر

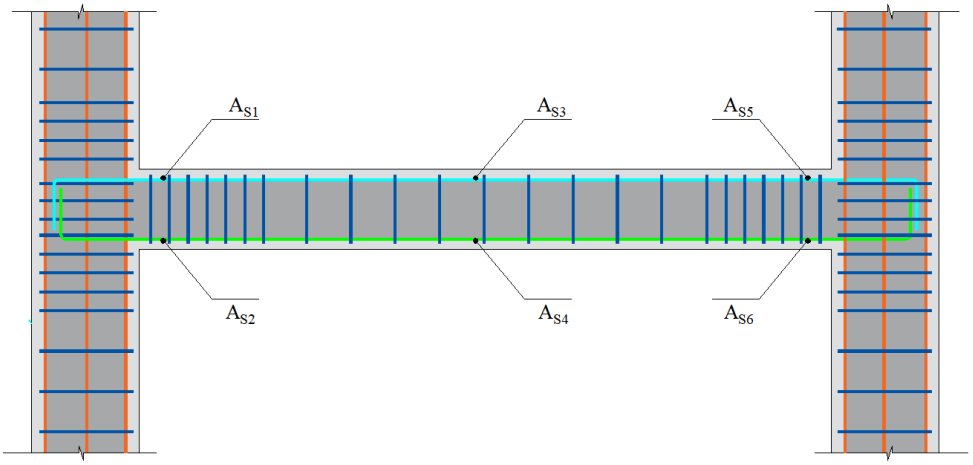
(۱) در آیین نامه مقدار مقاومت خمشی حداقل در هر مقطعی از تیر و مقاومت خمشی تیر بر روی تکیه گاه‌ها بیان شده است که به صورت تقریبی می‌توان مقاومت را با آرماتور معادل سازی کرد.



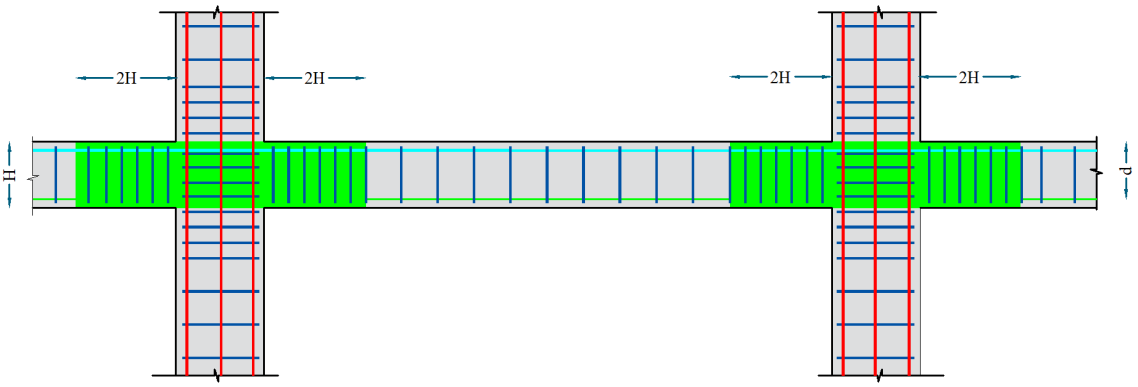
$$A_{s.min} \geq \max\left\{\frac{14}{f_y}, \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y}\right\} b_w d$$
$$\text{and min} \quad 2\text{Ø}12$$

$$A_{s.max} \leq 0.025 b_w d$$

شکل ۲-۶: محدودیت سطح مقطع آرماتورهای طولی تیر



شکل ۲-۷: محدودیت آرماتورهای طولی تیر

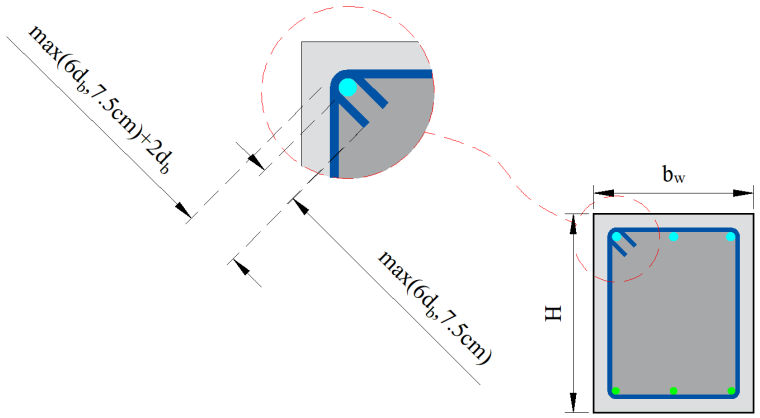


شکل ۲-۸: نواحی غیرمجاز برای تعبیه وصله پوششی (شکل‌پذیری زیاد)

۲-۳- ضوابط دورگیرها در تیر

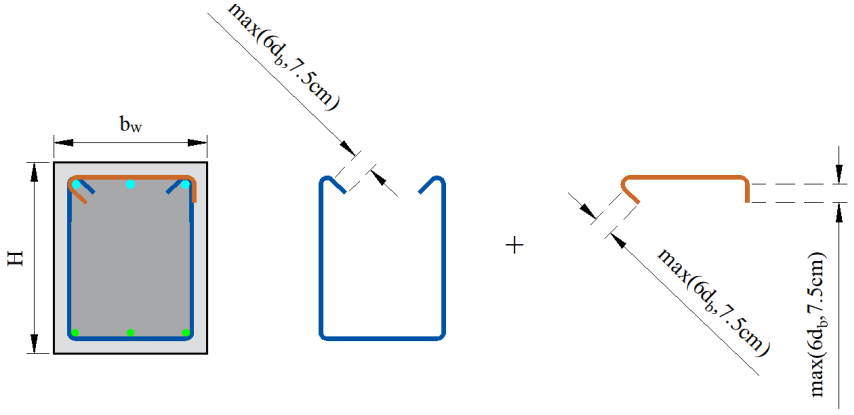
۲-۳-۱- در قاب خمشی متوسط حداقل قطر دورگیر در تیرها برابر ۱۰ میلیمتر بوده و دورگیر می‌تواند بصورت یکی از حالات «الف» یا «ب» اجرا گردد:

الف- استفاده از یک تنگ بسته با خم ۱۳۵ درجه در انتها مطابق شکل ۲-۹.

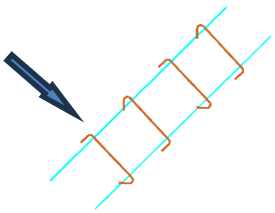


شکل ۲-۹ دورگیر تشکیل شده از یک تنگ بسته با قلاب ۱۳۵ درجه در انتها

ب- استفاده از دورگیر دو قطعه‌ای شامل یک قطعه U شکل با قلاب ۱۳۵ درجه در هر دو انتها، بعلاوه یک میلگرد سنجاقی با قلاب ۱۳۵ درجه در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه در انتهای دیگر مطابق شکل ۲-۱۰ .

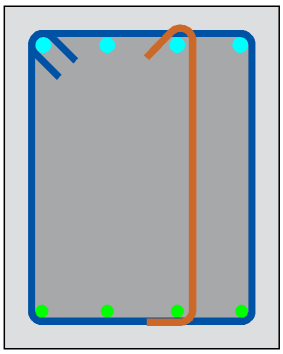


موقعیت استقرار قلاب ۹۰ درجه در سنجاقی‌های متوالی باید به طور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود.



شکل ۲-۱۰ دورگیر دو قطعه‌ای تشکیل شده از آرماتور U شکل بعلاوه یک میلگرد سنجاقی

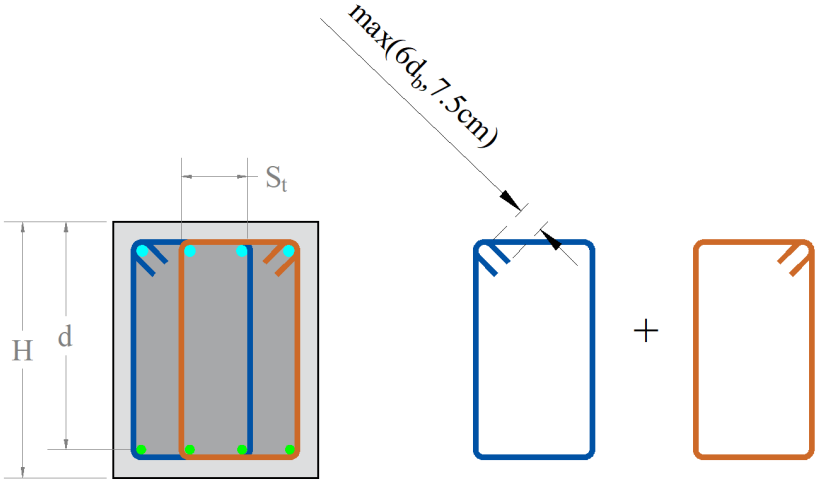
۲-۳-۲- در مواردی که نیروی محوری ضریبدار تیر از $0.1f'_cA_g$ بیشتر باشد، آرماتورهای طولی تیر باید بصورت یک در میان با میلگرد سنجاقی دارای قلاب ۱۳۵ درجه در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه در انتهای دیگر مهار شوند. (شکل ۲-۱۱)



شکل ۲-۱۱ مهار آرماتورهای طولی تیر بصورت یک در میان برای تیرها با نیروی محوری زیاد

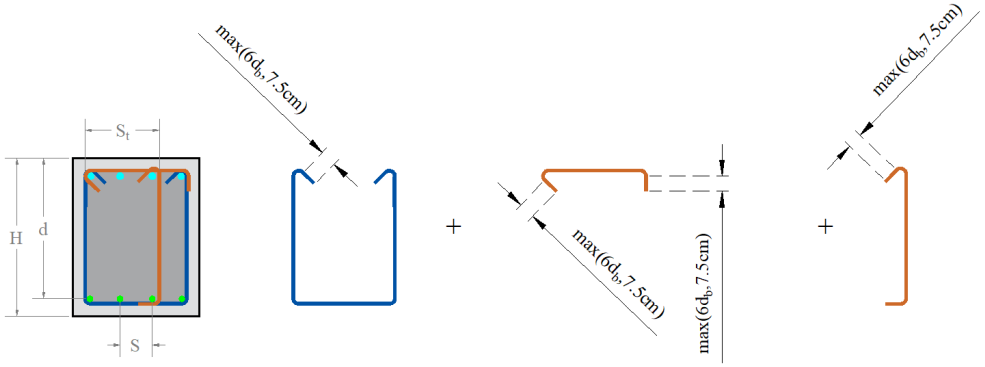
۲-۳-۳- در قاب‌های خمشی ویژه حداقل قطر دورگیر در تیرها برای مهار یک میلگرد تکی برابر ۱۰ میلیمتر و در صورتی که دورگیر دو میلگرد گروه شده را مهار کند حداقل قطر دورگیر برابر ۱۲ میلیمتر مورد نیاز خواهد بود. دورگیر را می‌توان بصورت یکی از دو حالت «الف» یا «ب» اجرا نمود:

الف- استفاده از تنگ‌های بسته با قلاب لرزه‌ای ۱۳۵ درجه در انتها و با همپوشانی با یکدیگر. (شکل ۲-۱۲)



شکل ۲-۱۲ تنگ‌های بسته با قلاب لرزه‌ای ۱۳۵ درجه در انتها و با همپوشانی با یکدیگر

ب- استفاده از دورگیر چند قطعه‌ای شامل یک قطعه U شکل با قلاب ۱۳۵ درجه در هر دو انتها، بعلاوه یک میلگرد سنجاقی با قلاب ۱۳۵ درجه در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه در انتهای دیگر (شکل ۲-۱۳). موقعیت استقرار قلاب ۹۰ درجه در سنجاقی‌های متوالی باید به صورت یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود.



شکل ۲-۱۳ دورگیر چند قطعه‌ای تشکیل شده از آرماتور U شکل بعلاوه میلگردهای سنجاقی

همچنین در این صورت استفاده از دورگیر «الف» یا «ب» در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه) موارد زیر باید رعایت گردد:

الف- فاصله بین میلگردهای دارای مهار جانبی (St) باید کمتر از ۳۵ سانتیمتر باشد. (شکل ۲-۱۷)

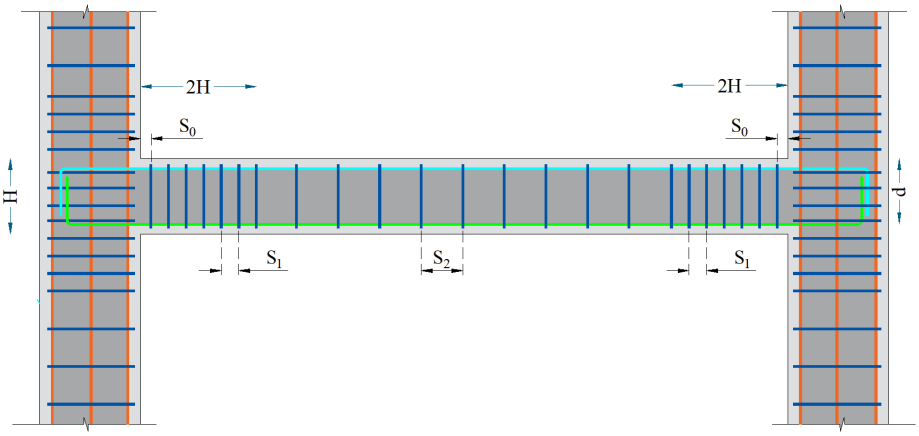
ب- میلگردهای طولی تیر (اصلی و تقویتی) باید بصورت یک در میان مهار شوند.

پ- فاصله آزاد بین میلگرد طولی مهار نشده تا میلگرد مهار شده باید کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.

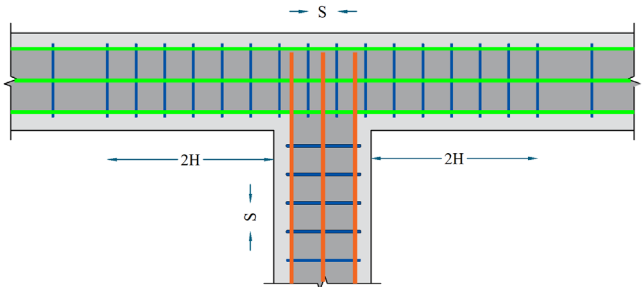
۲-۳-۴- دورگیرهای تیر در قاب‌های خمشی باید با رعایت موارد ذکر شده در جدول ۲-۴ طراحی شوند:

جدول ۲-۴: محدودیت‌های دورگیرها در تیر

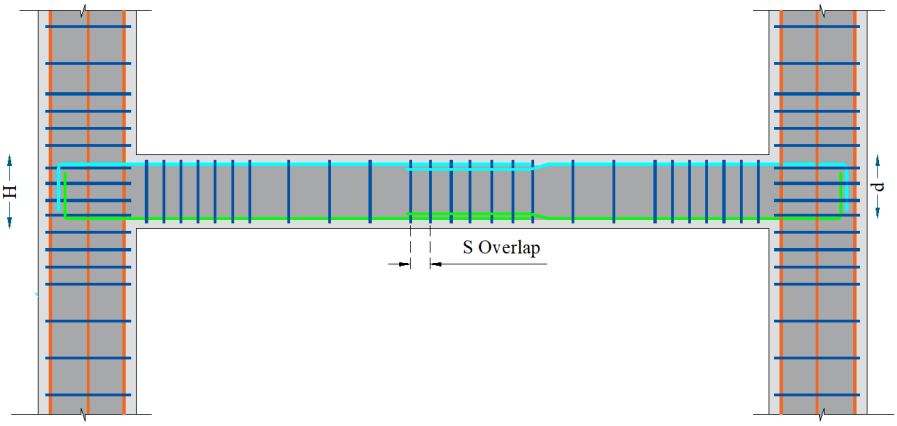
شکل	مورد	شکل‌پذیری متوسط	شکل‌پذیری زیاد
۱۴-۲ ۱۵-۲	ناحیه بحرانی تیر	2H ابتدایی تیرها	2H ابتدایی تیرها و محل اتصال تیر به تیر به اندازه 2H از هر طرف
۱۴-۲	فاصله دورگیرها در ناحیه بحرانی(S_1)	$S_1 \le \min\left(\frac{d}{4}, 8d_b, 24d_{\text{آرماتورعرضی}}, 30cm\right)$	$\begin{cases} S_1 \le \min\left(\frac{d}{4}, 6d_b, 15cm\right) & \text{for S400} \\ S_1 \le \min\left(\frac{d}{4}, 5d_b, 15cm\right) & \text{for S500} \end{cases}$
۱۴-۲	فاصله دورگیرها خارج از ناحیه بحرانی(S_2)	$S_2 \le \min\left(\frac{d}{2}, 60cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} \le \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$	$S_2 \le \min\left(\frac{d}{2}, 60cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} \le \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$
		$S_2 \le \min\left(\frac{d}{4}, 30cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} > \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$	$S_2 \le \min\left(\frac{d}{4}, 30cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} > \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$
۱۴-۲	فاصله اولین دورگیر از بر ستون(S_0)	5 cm	5 cm
۱۶-۲	فاصله دورگیر در محل وصله پوششی($S_{overlap}$)	فاقد ضابطه	$S_{overlap} \le \min\left(\frac{d}{4}, 10\ cm\right)$
۱۷-۲	فاصله عرضی ساق‌های قائم دورگیر یا سنجاقی (St)	$S_t \le \min(d, 60cm)$ if $\frac{A_v}{s} \le \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$	$S_t \le \min(d, 35cm)$ if $\frac{A_v}{s} \le \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$
		$S_t \le \min\left(\frac{d}{2}, 30cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} > \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$	$S_t \le \min\left(\frac{d}{2}, 30cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} > \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$



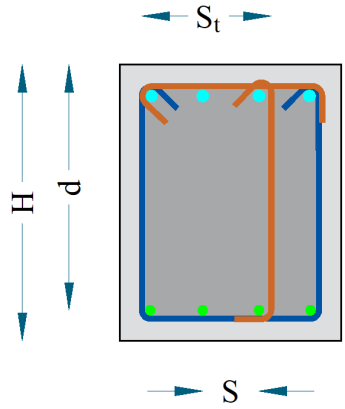
شکل ۲-۱۴: محدودیت فواصل دورگیرهای تیر



شکل ۲-۱۵: محدودیت دورگیرها در محل اتصال تیر به تیر (شکل‌پذیری زیاد)



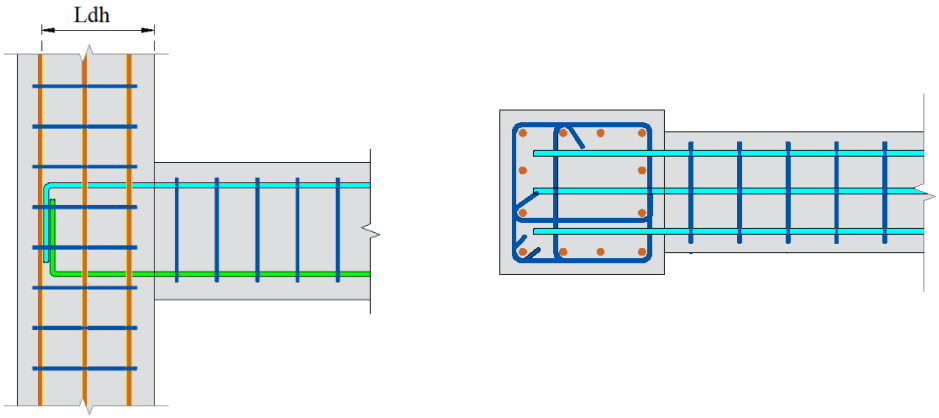
شکل ۲-۱۶: محدودیت دورگیرهای تیر در محل وصله پوششی میلگردهای طولی (شکل‌پذیری زیاد)



شکل ۲-۱۷: محدودیت فاصله عرضی ساق‌های قائم دورگیر یا سنجاقی

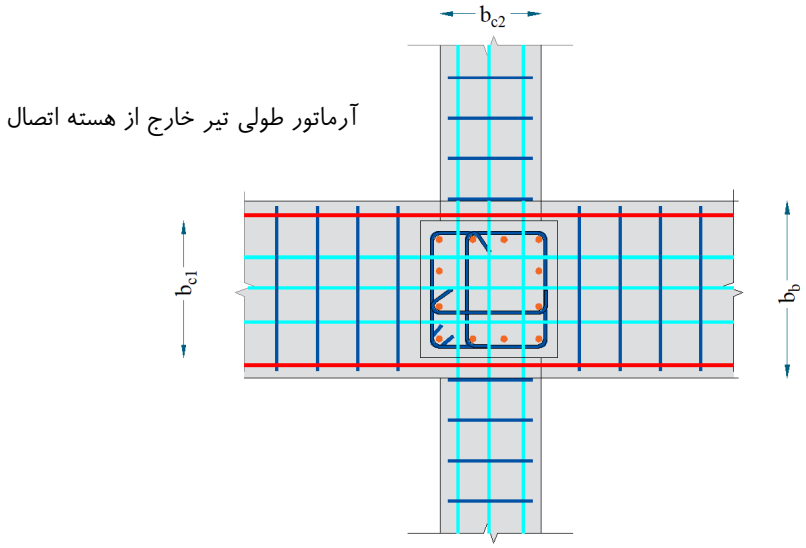
۲-۴- ضوابط اتصال تیر به ستون

۲-۴-۱- بعد ستون انتهایی متصل به تیر غیر ممتد، باید بزرگتر از عرض تیر بوده، به نحوی که قلاب میلگردهای انتهایی تیر در داخل هسته محصور شده ستون یا المان مرزی تعبیه گردد. لذا به دلیل ملاحظات اجرایی توصیه می‌گردد، بعد ستون انتهایی حداقل ۵ سانتیمتر بزرگتر از عرض تیر متصل به آن در نظر گرفته شود. (شکل ۲-۱۸)



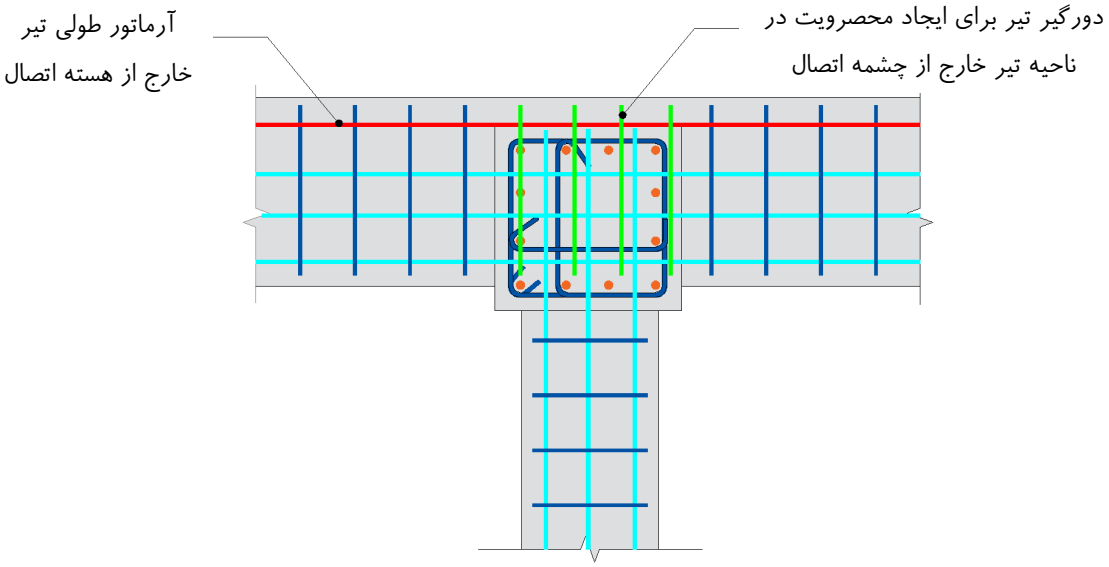
شکل ۲-۱۸: محدودیت عرض تیر برای تعبیه قلاب میلگرد انتهایی در هسته ستون

۲-۴-۲- در اتصال‌های میانی تیرهای ممتد که عرض تیر بزرگتر از بعد ستون بوده و در محل اتصال به ستون، تیر محصورکننده متعامد تعبیه شده است، ضوابطی برای تامین محصوریت آرماتورهای خارج از هسته اتصال در محدوده عرض متعامد وجود ندارد. لیکن پیشنهاد میگردد حداکثر یک سوم از مجموع سطح مقطع میلگردهای تیر از خارج از هسته ستون عبور داده شود. (شکل ۲-۱۹)



شکل ۲-۱۹: تامین محصورشدگی تیر متعامد برای میلگردهای خارج از هسته ستون میانی

۲-۴-۳- در اتصال‌های میانی تیرهای ممتد، می‌توان عرض تیر را بزرگتر از بعد ستون میانی در نظر گرفت، لیکن در صورتیکه تیر متعامد برای ایجاد شرایط محصورشدگی وجود نداشته باشد، تعبیه دورگیرهای تیر، همزمان با دورگیرهای ستون در چشمه اتصال برای مهار کردن میلگردهای خارج از هسته ستون الزامی می‌باشد.



شکل ۲-۲۰: تعبیه دورگیرهای تیر با عرض بزرگتر از ستون، در چشمه اتصالی که تیر متعامد وجود ندارد

۲-۵- طول مهاری و وصله میلگردها

۲-۵-۱- طول مهاری میلگرد قلابدار در کشش(l_{dht})در کشش بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$l_{dht} = \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{\lambda} \frac{0.0043 f_y}{\sqrt{f'_c}}\right) d_b^{1.5}$$

Ψ_e: ضریب اندود میلگرد می‌باشد که برای میلگردهایی که اندود اپکسی نشده‌اند برابر با 1 می‌باشد و در صورت پوشش میلگردها با اندود اپکسی این ضریب 1.2 لحاظ می‌شود.

Ψ_0: ضریب محل مهار میلگرد می‌باشد که در صورتیکه پوشش بتن برای میلگرد با قطر کوچکتر از 3.4cm در امتداد عمود بر صفحه قلاب 90 درجه بیشتر از 65 میلیمتر و پوشش در صفحه قلاب بیش از 6 برابر قطر میلگرد باشد برابر با 1 می‌باشد. برای میلگردهای با قطر بزرگتر از 3.4cm و سایر موارد این ضریب برابر با 1.25 می‌باشد.

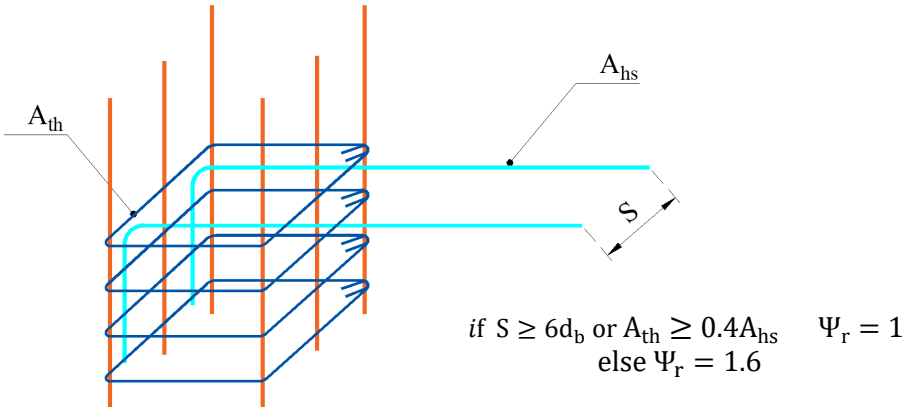
Ψ_c: ضریب مقاومت بتن می‌باشدکه برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برابر با ۱ و برای بتن با مقاومت بیشتر برابر با $\frac{f'_c}{1050} + 0.6$ می‌باشد.

Ψ_r: ضریب آرماتور محصورکننده می‌باشدکه برای هر کدام از حالات زیر برابر با ۱ می‌باشد:

الف- فاصله آزاد میلگردهای قلاب شونده بیشتر از ۶ برابر قطر میلگرد باشد.

ب- برای میلگردهای با قطر کمتر از ۳۴ میلیمتر و با دورگیرهای $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$. در این رابطه A_{hs} مساحت کل میلگردهای قلاب شونده در گره اتصال و A_{hs} مساحت کل دورگیرها در محدوده اتصال می‌باشد.

در صورت برآورده نشده هیچ کدام از شرایط فوق این ضریب برابر با ۱/۶ در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲-۲۱: ضریب آرماتور محصورکننده

۲-۵-۲- طول مهاری میلگرد قلابدار در فشار(l_{dhc}) بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$l_{dhc} = \max\left(\frac{\Psi_{rc}}{\lambda} \frac{f_y}{13.2\sqrt{f'_c}} d_b, 0.0043 f_y \Psi_{rc} d_b, 20cm\right)$$

Ψ_{rc}: ضریب محصور شدگی می‌باشد و درصورتیکه دورگیر از تنگ بسته تشکیل شده باشد و فاصله آن در چشمه اتصال کمتر از 10cm باشد برابر با ۰/۷۵ و در غیر اینصورت برابر با ۱ می‌باشد.

نکته: برای حاکم نشدن l_{dc} توصیه می‌شود همواره فاصله دورگیرها در چشمه اتصال کمتر از باشد در غیر اینصورت کنترل l_{dc} و افزایش ابعاد گره اتصال لازم می‌باشد.

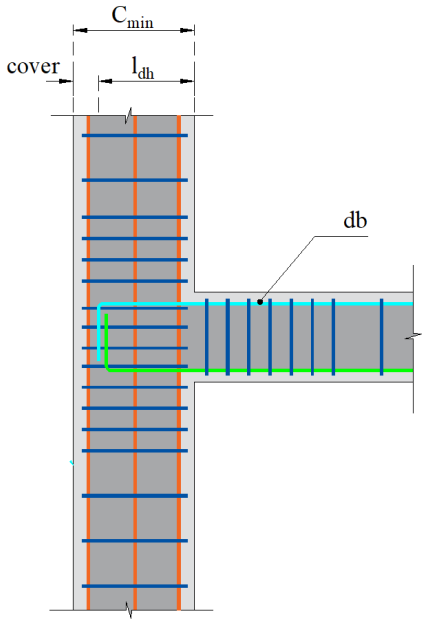
۲-۵-۳- طول مهاری میلگرد قلابدار در کشش- لرزه‌ای $(l_{dh,seismic})$ بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$l_{dh,seismic} = \frac{f_y d_b}{53.8\lambda\sqrt{f'_c}}$$

۲-۵-۴- طول مهاری میلگرد قلاب‌دار (l_{dh}) بر اساس حداکثر طول مهاری میلگرد قلابدار در کشش (l_{dht})، طول مهاری میلگرد قلابدار در فشار (l_{dhc}) و طول مهاری میلگرد قلابدار در کشش- لرزه‌ای $(l_{dh,seismic})$ محاسبه می‌گردد:

$$l_{dh} = \max(l_{dht}, l_{dhc}, l_{dh,seismic})$$

۲-۵-۵- حداقل بعد ستون در گره‌هایی که آرماتور تیر در آن‌ها قلاب می‌شوند، بر اساس حداکثر l_{dh} بعلاوه ضخامت پوشش بتنی ستون محاسبه می‌گردد، در جدول ۲-۵ و جدول ۲-۶ حداقل بعد مورد نیاز برای ستون در حالتی که طول مهاری میلگرد قلابدار در کشش (l_{dht}) حاکم باشد آورده شده است.



شکل ۲-۲۲: حداقل بعد ستون انتهایی با توجه به طول مهاری میلگرد قلاب‌دار

جدول ۲-۵: حداقل بعد ستون انتهایی بر حسب سانتیمتر برای $f'_c = 250\frac{kg}{cm^2}, fy = 4000\frac{kg}{cm^2}$								
حداکثر سایز آرماتور طولی تیر	Φ14	Φ16	Φ18	Φ20	Φ22	Φ25	Φ28	Φ32
$\Psi_r = 1$	30	30	35	35	40	45	50	60
$\Psi_r = 1.6$	30	35	45	50	55	65	75	90

جدول ۲-۶: حداقل بعد ستون انتهایی بر حسب سانتیمتر برای $f'_c = 300\frac{kg}{cm^2}, fy = 4000\frac{kg}{cm^2}$								
حداکثر سایز آرماتور طولی تیر	Φ14	Φ16	Φ18	Φ20	Φ22	Φ25	Φ28	Φ32
$\Psi_r = 1$	30	30	30	35	40	45	50	60
$\Psi_r = 1.6$	30	35	40	50	55	65	75	90

۲-۵-۶- طول مهاری میلگرد مستقیم در کشش (l_d) بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Ψ_t: ضریب موقعیت میلگرد می‌باشد که برای میلگردهایی افقی که در زیر آن‌ها بیشتر از ۳۰ سانتیمتر بتن تازه ریخته شود برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با ۱ می‌باشد.

Ψ_e: ضریب اندود میلگرد می‌باشد که برای میلگردهایی که اندود اپکسی نشده‌اند برابر با ۱ می‌باشد.

Ψ_s: ضریب قطر میلگرد می‌باشد که برای میلگردهایی با قطر کمتر از ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهایی با قطر بیشتر یا مساوی با ۲۰ میلیمتر برابر با ۱ می‌باشد.

Ψ_g: ضریب رده فولاد می‌باشد که برای میلگردهای S400 و S400 برابر با ۱ و برای میلگردهای S500 برابر با ۱/۱۵ در نظر گرفته می‌شود.

λ: برای بتن معمولی برابر با 1 می‌باشد. همچنین ضریب $\left(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}\right)$ را برای سادگی می‌توان برابر با ۱/۵ در نظر گرفت.

در شکل‌پذیری زیاد، مقدار l_d نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف- $2.5 \times l_{dh,seismic}$ اگر عمق بتن‌ریزی در زیر میلگرد کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد.

ب- $3.25 \times l_{dh,seismic}$ اگر عمق بتن‌ریزی در زیر میلگرد بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد.

۲-۵-۷- طول وصله پوشش آرماتورها برابر با $1.3l_d$ می‌باشد. حداقل طول وصله پوشش برای میلگرد با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و بتن با مقاومت مشخصه ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در جدول ۲-۷ آورده شده است.

جدول ۲-۷: حداقل طول وصله پوشش میلگردهای سازه‌ای $f_y = 4000 \frac{kg}{cm^2}, f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ بر حسب سانتیمتر

حداکثر سایز آرماتور طولی تیر	Φ14	Φ16	Φ18	Φ20	Φ22	Φ25	Φ28	Φ32
میلگردهای شبکه بالای تیر، فونداسیون و میلگرد افقی دیوار (۱)	90	105	120	160	180	200	225	260
میلگردهای شبکه پایین تیر و میلگرد طولی ستون	70	80	90	125	135	155	175	200
میلگردهای قائم دیوار (در محدوده جاری شدن میلگرد) (۱)	85	100	110	150	170	190	215	250

(۱) در مواردی که محدودیت برای وصله آرماتورهای طولی و عرضی دیوار وجود ندارد.

۲-۶- ضوابط تیرهایی که جزو سیستم باربر جانبی نمی‌باشند:

۲-۶-۱- تیرهایی که برای زلزله طراحی نمی شوند لازم است سختی جانبی این اعضا از باربری جانبی حذف گردد و این تیر و اتصالات آن باید باید بگونه ای طراحی شود که یکی از دو بند زیر برآورده شود:

۲-۶-۱-۱- تیر سازگار با تغییر مکان جانبی حداکثر $Cd \times \delta e$ شود و برای تلاش های ایجاد شده تحت این تغییر مکان طراحی شود.

۲-۶-۱-۲- فاصله آرماتور عرضی در تیر در هیچ نقطه ای نباید بزرگتر از $0.5d$ باشد، در صورتیکه نیروی محوری فشاری تیر بزرگتر از $0.01f_cA_g$ باشد، آرماتور عرضی تیر باید از نوع دورگیر و با فاصله کمتر از حداقل ۱۵ سانیمتر و $6d_b$ باشد.همچنین در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر، در محاسبه مقاومت برشی تیر در ناحیه بحرانی، مقاومت برشی بتن باید صفر در نظر گرفته شود:

الف) در صورتی که نیروی برشی متناظر با زلزله بزرگتر از نصف مقاومت برشی ستون در محدوده l_0 باشد. در محاسبه نیروی برشی متناظر با زلزله، برش پلاستیک می‌باید با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر و همراه با بارهای ثقلی ضریب‌دار همراه با زلزله در نظر گرفته شود.

ب) نیروی محوری فشاری موجود در ستون تحت ترکیبات بار همراه با زلزله کمتر از $0.05f_cA_g$ باشد.

۲-۷- ملاحظات اجرایی در طراحی تیرها

۲-۷-۱- به منظور جلوگیری از برخورد میلگردهای طولی تیر و ستون در محل اتصال، پیشنهاد می‌گردد همواره عرض تیر حداقل به میزان ۵ سانتیمتر کوچکتر از عرض ستون تکیه‌گاهی در نظر گرفته شود.

۲-۷-۲- با توجه به مسایل اجرایی، حتی‌الامکان از بکارگیری تیرهای با عرض متفاوت به صورت متوالی در یک قاب اجتناب گردد.

۲-۷-۳- در مواردی که ضخامت دال مضربی از ۵ سانتیمتر نمی‌باشد، با توجه به ابعاد قالب‌های استاندارد، مناسب است عمق تیر به گونه‌ای انتخاب شود، تا ارتفاع بخش آویز آن زیر دال مضربی از ۵ سانتیمتر باشد. (به طور مثال: اگر ضخامت دال ۱۷ سانتیمتر می‌باشد، با در نظر گرفتن عمق تیر به میزان ۵۲ سانتیمتر، ارتفاع بخش آویز زیرین برابر ۳۵ سانتیمتر خواهد بود)

۲-۷-۴- تیرهایی که در تمام طول یا بخشی از طول از دیافراگم کف جدا هستند، باید با توجهی خاص به نیروهای محوری و برش افقی ناشی از حرکت جانبی دیافراگم طراحی شده و ترجیحاً ضوابط آرماتورهای طولی و عرضی نظیر ستون‌ها رعایت گردد.

۲-۷-۵- عرض تیرهایی که به عنوان تکیه‌گاه یک تیر فرعی متعامد عمل می‌کنند، باید به گونه‌ای انتخاب شود که طول مهار لازم برای میلگردهای تیر فرعی فراهم گردد.

۲-۷-۶- توصیه می‌گردد از بکارگیری تیرهای هندلی (شمشیری) به عنوان عضو لرزه‌ای خودداری گردد.

۲-۷-۷- در مواردی که زاویه بین تیرهای متصل به یک ستون کوچکتر از ۹۰ درجه می‌باشد، عرض تیرها باید به گونه‌ای انتخاب شود که امکان تعبیه دورگیر همه تیرها در بر اتصال میسر باشد.

۲-۷-۸- به منظور سهولت بیشتر در اجرا و نظارت، توصیه می‌گردد از میلگردهای طولی با سایز یک در میان برای تیرها بهره‌گیری شود.

۲-۷-۹- در محل اتصال تیرهای مورب به ستون، امکان تعبیه طول گیرایی مساوی برای میلگردهای طولی تیر داخل هسته ستون وجود ندارد. لذا در این موارد پیشنهاد می‌گردد قطر میلگردهای بکار رفته در تیر باید بر اساس کوتاه‌ترین طول گیرایی انتخاب گردد.

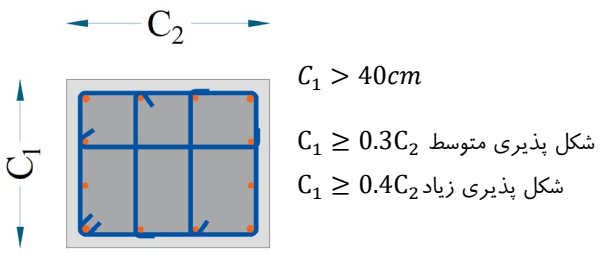
فصل سوم: ستـــــــــــــون‌ها

۳-۱- ضوابط هندسی ستون

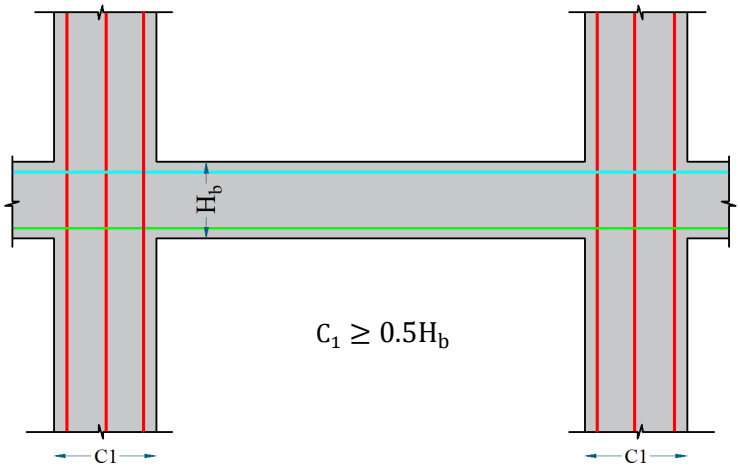
ابعاد مقطع و هندسه ستون‌ها در قاب‌های خمشی باید با رعایت موارد ذکر شده در جدول ۳-۱ طراحی شوند.

جدول ۳-۱: محدودیت‌های هندسی ستون

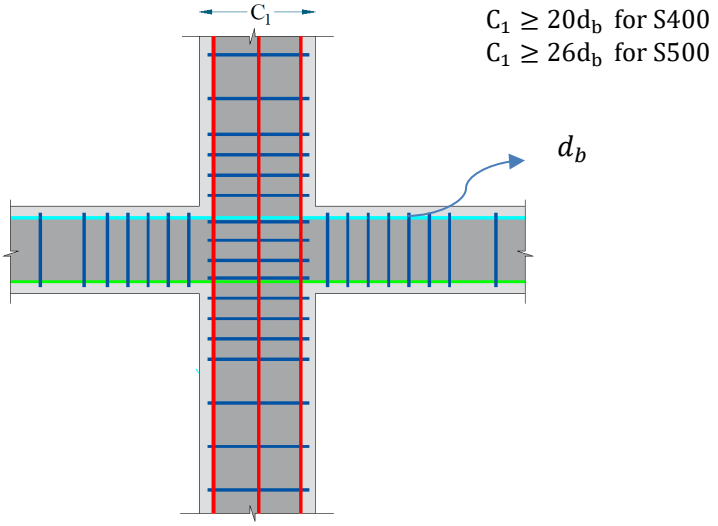
شکل	مورد	شکل‌پذیری متوسط	شکل‌پذیری زیاد
۱-۳	حداقل بعد ستون (C_1)	25cm اما به دلیل مسائل اجرایی توصیه می‌شود بعد ستون کمتر از 40cm در نظر گرفته نشود.	30cm اما به دلیل مسائل اجرایی توصیه می‌شود بعد ستون کمتر از 40cm در نظر گرفته نشود.
۱-۳	نسبت بعد کوچکتر (C_1) به بعد بزرگتر (C_2)	حداقل بزرگتر از 0.3 $C_1 \geq 0.3C_2$	حداقل بزرگتر از 0.4 $C_1 \geq 0.4C_2$
۲-۳	نسبت بعد ستون (C_1) به ارتفاع مقطع تیر متصل شده (H_b)	فاقد ضابطه	حداقل بزرگتر از نصف ارتفاع مقطع تیر متصل به ستون $C_1 \geq 0.5H_b$
۳-۳	حداقل بعد ستون میانی (C_1) با توجه به حداکثر قطر میلگرد عبوری (d_b)	فاقد ضابطه	$\begin{cases} C_1 \geq 20d_b \text{ for S400} \\ C_1 \geq 26d_b \text{ for S500} \end{cases}$
۴-۳	حداقل بعد ستون انتهایی با توجه به میلگرد قلاب شده در ستون	باید بگونه ای باشد که امکان قلاب میلگردهای طولی تیر در آن ممکن شود $C_1 \geq l_{dh} + \text{cover}$	باید بگونه ای باشد که امکان قلاب میلگردهای طولی تیر در آن ممکن شود $C_1 \geq l_{dh} + \text{cover}$
۵-۳	حداقل ارتفاع آزاد ستون (h) با توجه به میلگرد طولی عبوری از ستون	فاقد ضابطه	طول مهاری بزرگترین میلگرد عبوری در آن (ld) رابطه $1.25ld \leq \frac{h}{2}$ را برآورده کند



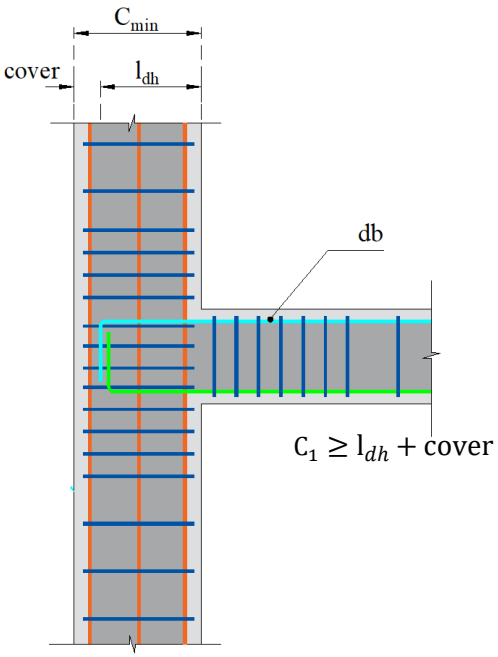
شکل ۳-۱: محدودیت ابعاد مقطع ستون



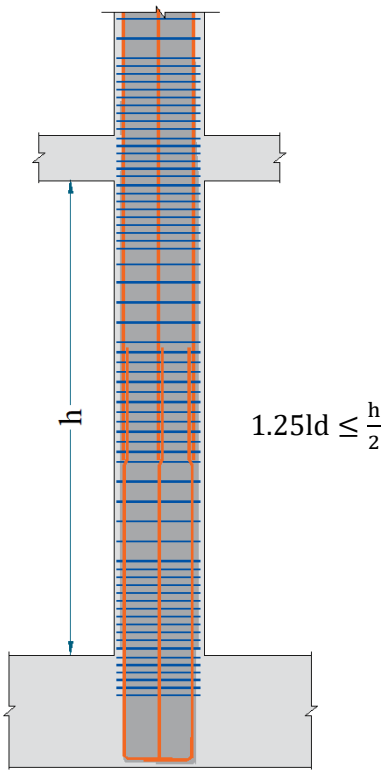
شکل ۳-۲: محدودیت نسبت بعد ستون به ارتفاع مقطع تیر در قاب با شکل‌پذیری زیاد



شکل ۳-۳: محدودیت بعد ستون بر اساس قطر میلگرد طولی تیر در قاب با شکل‌پذیری زیاد



شکل ۳-۴: محدودیت بعد ستون انتهایی بر اساس طول گیرایی مورد نیاز برای اتصال میلگرد طولی تیر



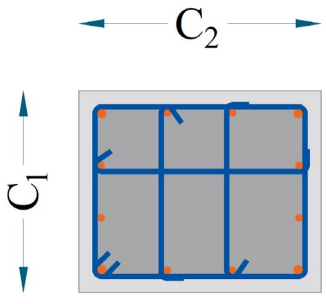
شکل ۳-۵: محدودیت ارتفاع آزاد ستون بر اساس طول گیرایی میلگردهای طولی در قاب با شکل‌پذیری زیاد

۳-۲- ضوابط میلگردهای طولی ستون

میلگردهای طولی ستون در قاب‌های خمشی باید با رعایت موارد ذکر شده در جدول ۳-۲ طراحی شوند.

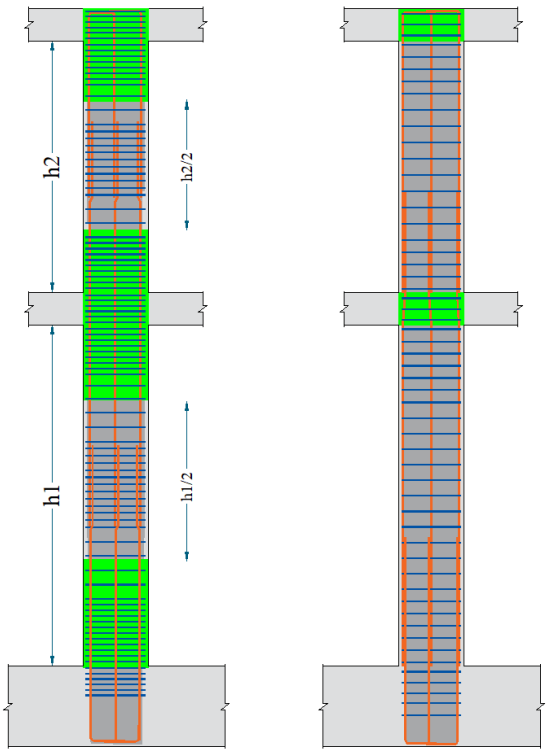
جدول ۳-۲: محدودیت میلگردهای طولی ستون

شکل	مورد	شکل‌پذیری متوسط	شکل‌پذیری زیاد
۶-۳	حداقل آرماتور ($A_{s.min}$)	1% مساحت ستون $A_{s.min} = 0.01 \times C_1 \times C_2$	1% مساحت ستون $A_{s.min} = 0.01 \times C_1 \times C_2$
۶-۳	حداکثر آرماتور ($A_{s.max}$)	4% مساحت ستون در محل خارج از وصله پوششی 8% مساحت ستون در محل وصله پوششی $A_{s.max} = 0.08 \times C_1 \times C_2$	3% مساحت ستون در محل خارج از وصله پوششی 6% مساحت ستون در محل وصله پوششی $A_{s.max} = 0.06 \times C_1 \times C_2$
۷-۳	محدوده مجاز تعبیه وصله پوششی	خارج از گره اتصال	نیمه میانی ستون
۸-۳	نحوه مهار میلگردهای طولی در فونداسیون (ضخامت فونداسیون=h_f)	مستقیم به طول ld $h_f > ld + cover$	مستقیم به طول ld $h_f > ld + cover$
		قلابدار به طول l_{dh} (خم رو به داخل) $h_f \leq ld + cover$	قلابدار به طول l_{dh} (خم رو به داخل) $h_f \leq ld + cover$



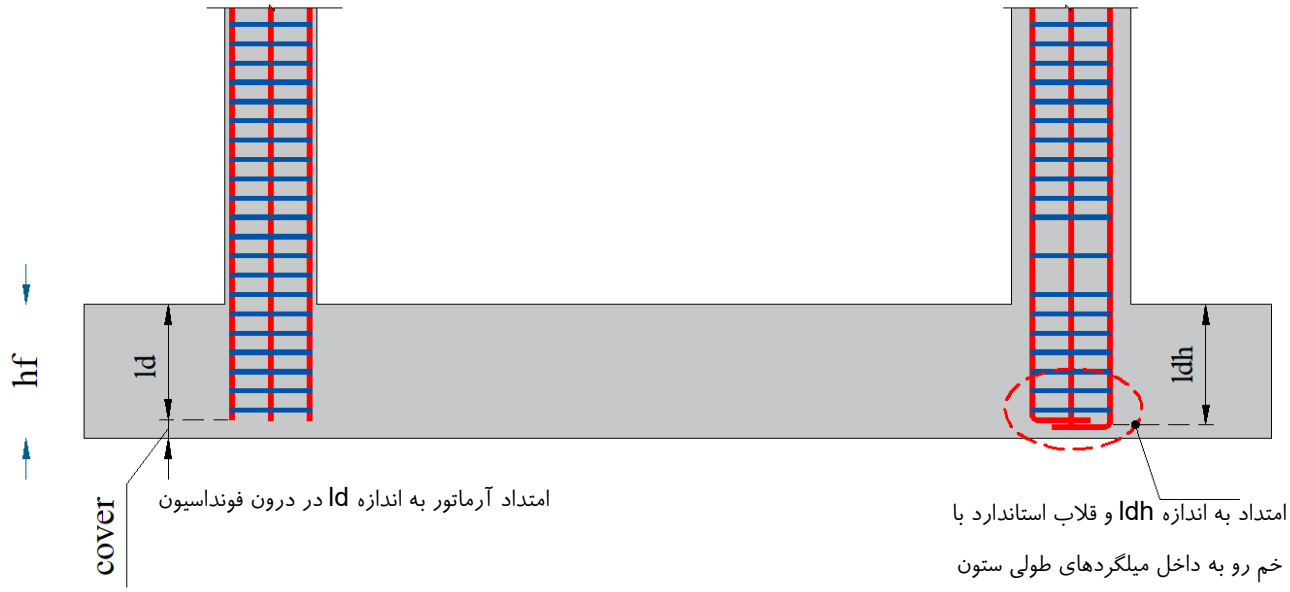
$A_{s.min} = 0.01 \times C_1 \times C_2$
$A_{s.max} = 0.08 \times C_1 \times C_2$ شکل پذیری متوسط
$A_{s.max} = 0.06 \times C_1 \times C_2$ شکل پذیری زیاد

شکل ۳-۶: محدودیت سطح مقطع آرماتورهای طولی ستون



شکل‌پذیری متوسط　　شکل‌پذیری زیاد

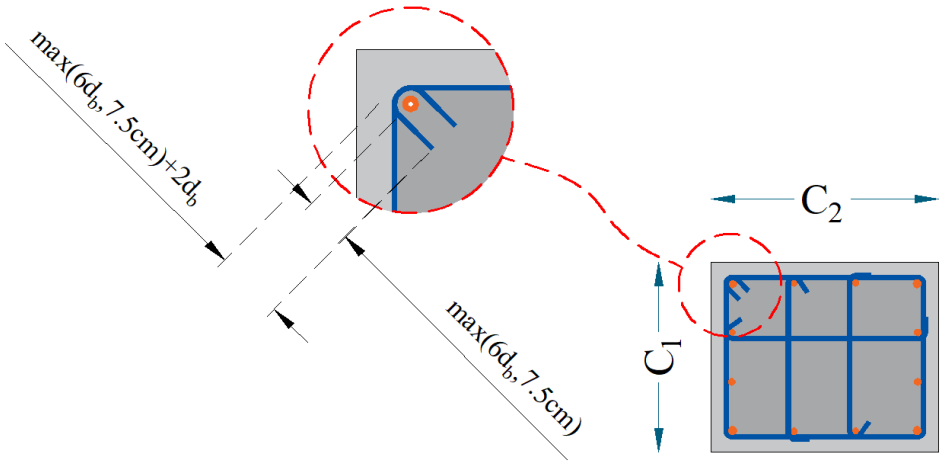
شکل ۳-۷: نواحی غیرمجاز تعبیه وصله پوششی در ستون



شکل ۳-۸: محدودیت امتداد میلگردهای طولی ستون در فونداسیون

۳-۳- ضوابط دورگیرها در ستون

۳-۳-۱- در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط، دورگیرهای ستون باید از یک تنگ بسته با قلاب ۱۳۵ درجه در انتها، بعلاوه سنجاقی‌های با قلاب ۹۰ درجه در یک انتها و قلاب ۱۳۵ درجه در انتهای دیگر، برای مهار یک در میان آرماتورهای طولی میانی تشکیل شود. برای میلگردهای طولی با حداکثر قطر ۳۲ حداقل قطر دورگیر برابر ۱۰ میلیمتر و برای میلگردهای طولی بزرگتر حداقل قطر دورگیر برابر ۱۲ میلیمتر می‌باشد. استفاده از دورگیرهای چند قطعه‌ای (نظیر میلگرد U شکل) یا چند دورگیر با همپوشانی برای ستون مجاز نمی‌باشد.



شکل ۳-۹: دورگیرهای ستون در قاب با شکل‌پذیری متوسط

۳-۳-۲- در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، دورگیرهای ستون باید از یک تنگ بسته با قلاب ۱۳۵ درجه در انتها، بعلاوه سنجاقی‌های با قلاب ۹۰ درجه در یک انتها و قلاب ۱۳۵ درجه در انتهای دیگر، برای مهار یک در میان آرماتورهای طولی میانی تشکیل شود. برای میلگردهای طولی با حداکثر قطر ۳۲ حداقل قطر دورگیر ۱۰ میلیمتر و برای میلگردهای طولی بزرگتر حداقل قطر دورگیر برابر ۱۲ میلیمتر می‌باشد، استفاده از دورگیرهای چند قطعه‌ای (نظیر میلگرد U شکل) یا چند دورگیر با همپوشانی برای ستون مجاز نمی‌باشد.

مساحت کل سطح آرماتورهای عرضی دورگیر، A_{sh}، در هر راستا نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

$$A_{sh} = \max \begin{cases} 0.3 \left(s\, b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.09\, s\, b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

در این روابط s فاصله دورگیرها از یکدیگر، b_c بعد هسته مرکزی مقطع عضو که در محاسبه A_{sh} بکار رفته و تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه گیری می‌شود، A_g مساحت کل مقطع و A_{ch} مساحت هسته محصور بتن، پشت تا پشت دورگیر پیرامونی می‌باشد.

۳-۳-۲-۱- در صورتی که نیروی محوری ستون $P_u > 0.3\ Ag\ f'c$ گردد و یا $f'c > 700\ kg/cm^2$ باشد، مقدار A_{sh} بایستی علاوه بر ضوابط یاد شده بالا از مقدار رابطه‌ی زیر نیز بیشتر باشد.

$$A_{sh} = 0.2\left(S\ b_c\ K_f\ K_n\ P_U\right)\left[\left(f_{yt}\ A_{sh}\right)\right]$$

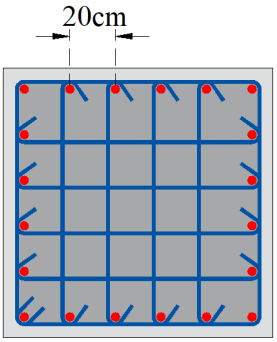
که K_f ضریب مقاومت بتن و K_n تأثیر محصور شدگی، براساس روابط زیر تعیین می‌شوند.

$$K_f = \left(\frac{f'c}{175} + 0.6\right) \geq 1.0$$

$$K_n = \left(\frac{n_l}{n_l - 2}\right)$$

که n_l تعداد آرماتور یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم است که از نظر عرضی به قلاب‌های لرزه‌ای و یا گوشه دورگیرها متکی‌اند.

همچنین در این حالت تمامی میلگردهای طولی ستون باید با دورگیر یا سنجاقی لرزه‌ای با قلاب ۱۳۵ درجه در هر دو انتها با حداکثر فاصله مرکز به مرکز ۲۰ سانتیمتر مهار گردند. (شکل ۳-۱۰)



شکل ۳-۱۰: تعبیه سنجاقی لرزه‌ای برای تمامی میلگردهای قائم در ستون با نیروی محوری زیاد

۳-۳-۲-۲- مقدار آرماتور عرضی ویژه در ناحیه بحرانی دورپیچ ، ρ_s، بایستی برابر یا بیشتر مقدار دو رابطه زیر باشد:

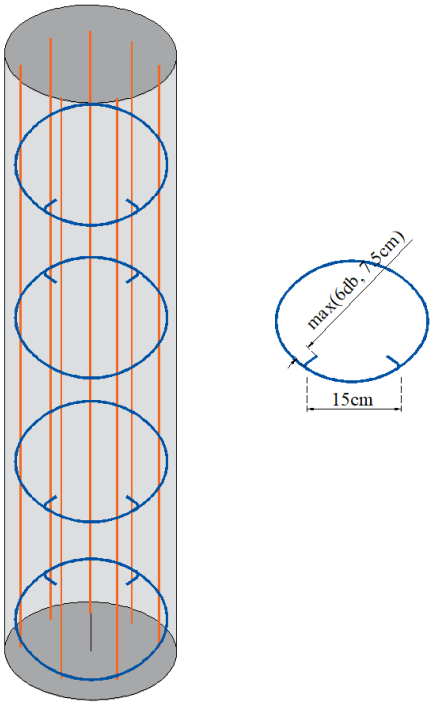
$$\rho_s = \max\begin{cases} 0.45\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

در این روابط، A_g مساحت کل مقطع و A_{ch} مساحت هسته محصور بتن، پشت تا پشت دورپیچ می‌باشد.

۳-۳-۲-۳- در صورتی که نیروی محوری ستون $P_u > 0.3\ Ag\ f'c$ گردد و یا $f'c > 700\ kg/cm^2$ باشد، مقدار ρ_s بایستی علاوه بر ضوابط یاد شده بالا از مقدار رابطه‌ی زیر نیز بیشتر باشد.

$$\rho_s = 0.35\left(K_f\ P_U\right)\left[\left(f_{yt}\ A_{ch}\right)\right]$$

۳-۳-۲-۴- در ستون‌های با مقطع دایره که از دورگیر برای مهار میلگردها استفاده می‌شود، قلاب‌های ۱۳۵ درجه انتهایی باید حداقل ۱۵ سانتیمتر با هم همپوشانی داشته باشند (شکل ۳-۱۱) و محل قلاب نیز در دورگیرهای متوالی باید در ارتفاع ستون جابجا شود.



شکل ۳-۱۱: دورگیرها در ستون با مقطع دایره

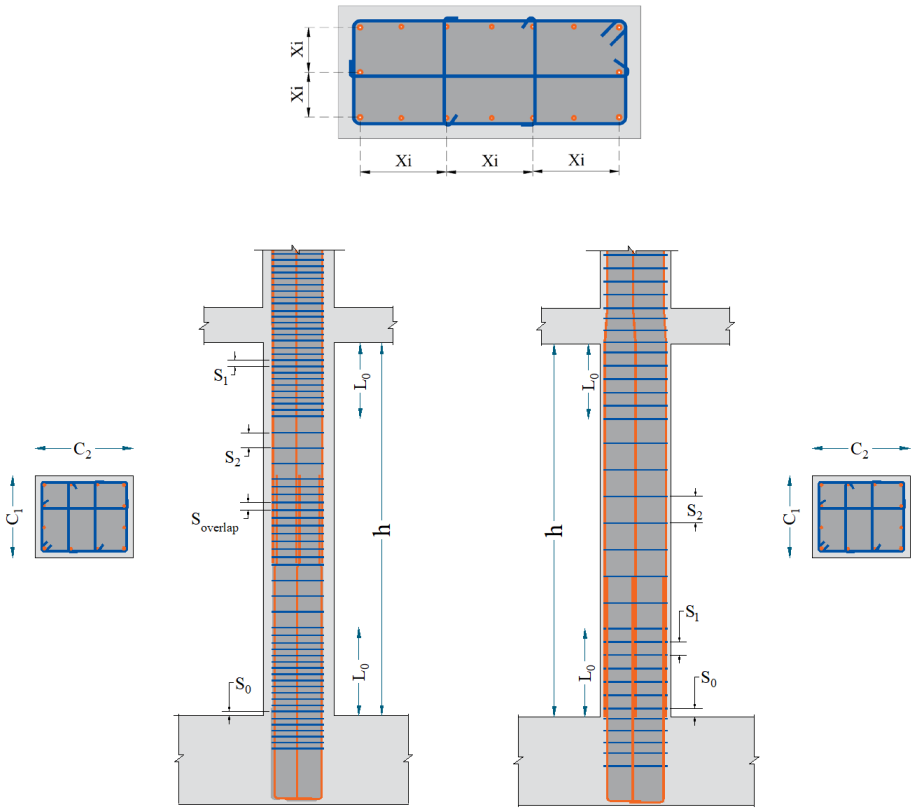
۳-۳-۳- دورگیرهای ستون در قاب‌های خمشی باید با رعایت موارد ذکر شده در جدول ۳-۳ طراحی شوند.

جدول ۳-۳: محدودیت دورگیرها در ستون

شکل	مورد	شکل‌پذیری متوسط	شکل‌پذیری زیاد
۱۲-۳	طول ناحیه بحرانی (L_0)	حداکثر بزرگترین بعد ستون، یک ششم ارتفاع آزاد ستون و 45cm $L_0 = \max\left(C_1, C_2, \frac{h}{6}, 45cm\right)$	حداکثر بزرگترین بعد ستون، یک ششم ارتفاع آزاد ستون و 45cm و جایی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد $L_0 = \max\left(C_1, C_2, \frac{h}{6}, 45cm\right)$
۱۲-۳	فاصله دورگیرها در ناحیه بحرانی(S_1)	$S_1 \le \min\left(\frac{C_1}{2}, \frac{C_2}{2}, 8d_b, 20cm\right)$ for S400 $S_1 \le \min\left(\frac{C_1}{2}, \frac{C_2}{2}, 6d_b, 15cm\right)$ for S500	$S_1 \le \min\left(\frac{C_1}{4}, \frac{C_2}{4}, 6d_b, S^{(1)}\right)$ for S400 $S_1 \le \min\left(\frac{C_1}{4}, \frac{C_2}{4}, 5d_b, S^{(1)}\right)$ for S500
۱۲-۳	فاصله دورگیرها خارج از ناحیه بحرانی(S_2)	$S_2 \le \min\left(\frac{d}{2}, 60cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} \le \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$ $S_2 \le \min\left(\frac{d}{4}, 30cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} > \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$	$S_2 \le \min\left(\frac{d}{2}, 60cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} \le \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$ $S_2 \le \min\left(\frac{d}{4}, 30cm\right)$ if $\frac{A_v}{s} > \frac{1.03\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w$ $S_2 \le \min(6d_b, 15cm)$ for S400 $S_2 \le \min(5d_b, 15cm)$ for S500
۱۲-۳	فاصله اولین دورگیر از بر اتصال(S_0)	$S_0 \le \frac{S_1}{2}$	$S_0 \le \frac{S_1}{2}$
۱۲-۳	فاصله دورگیر در محل وصله پوششی($S_{overlap}$)	فاقد ضابطه	$S_{overlap} \le \min(6d_b, 15cm)$
۱۳-۳	امتداد دورگیر در فونداسیون (ستون نزدیک به لبه فونداسیون)	در سرتاسر طول گیرایی میلگرد طولی ستون ldh یا ld	در سرتاسر طول گیرایی میلگرد طولی ستون ldh یا ld
۱۳-۳	امتداد دورگیر در فونداسیون (ستون دور از لبه فونداسیون)	به عمق ۳۰ سانتیمتر	به عمق ۳۰ سانتیمتر

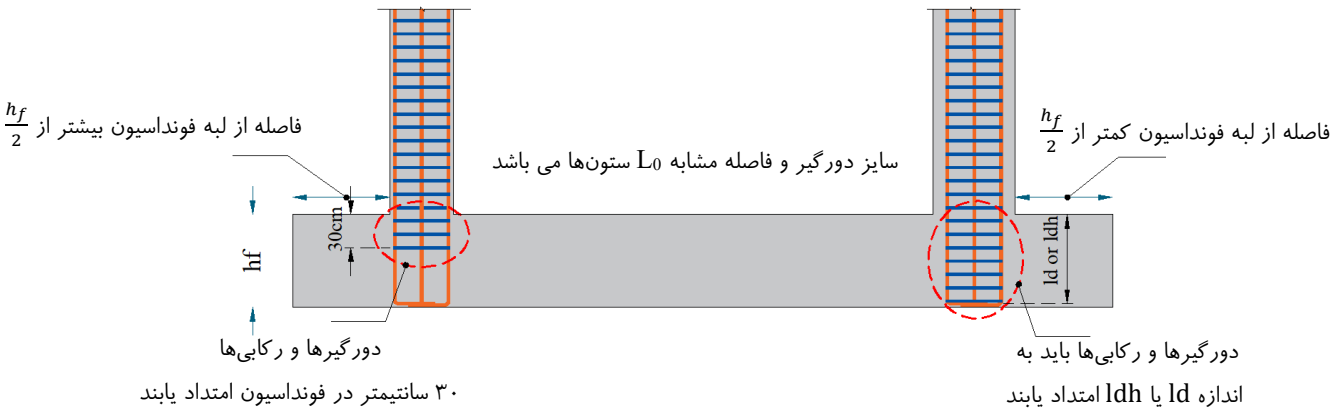
(۱) در این رابطه مقدار $S = 10 + (35 - hx)/3$ نبایستی از 15cm بیشتر شده و نیازی نیست کمتر از ۱۰ سانتیمتر درنظر گرفته شود.

hx : بیشترین فاصله محور تا محور ساق‌های میلگردهای عرضی (Xi) بر حسب سانتیمتر است و نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.



شکل‌پذیری متوسط **شکل‌پذیری زیاد**

شکل ۳-۱۲: محدودیت فاصله دورگیرها در ستون



شکل ۳-۱۳: محدودیت دورگیرهای ستون در فونداسیون

۳-۴- ضوابط مقاومت خمشی ستون‌ها

۳-۴-۱- در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد مقاومت خمشی ستون‌ها باید رابطه زیر را برآورده کند:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$: مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های متصل به گره.

$\sum M_{nb}$: مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای متصل به گره.

۳-۴-۲- چنانچه برای ستونی ضابطه $\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$ در گرهای ابتدایی یا انتهایی آن برآورده نشود، باید از عملکرد آن ستون در سختی جانبی و مقاومت سازه صرف‌نظر کرد. این ستون‌ها باید براساس ضوابط اعضای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند، طراحی شوند.

۳-۴-۳- اگر در یک طبقه تعداد ستون‌های یک قاب بیش از ۴ عدد باشد، ۲۵٪ ستون‌ها می‌توانند ضابطه ۳-۴-۲ را رعایت ننماید. رعایت دورگیرگذاری ویژه در تمام طول این ستون‌ها الزامی است.

۳-۴-۴- در قاب‌های یک و دو طبقه و همچنین ستون‌هایی که در بالای اتصال، امتداد ندارند، چنانچه نیروی محوری ستون حاصل از ترکیبات بار جانبی زلزله، از مقدار $0.10\ A_g f'_c$ فراتر نرود، ستون می‌تواند ضابطه ۳-۴-۲ را برآورده نسازد. در این حالت:

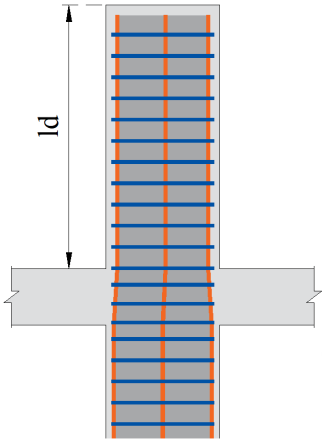
الف- نیازی به حذف عملکرد و مشارکت ستون در سختی جانبی و مقاومت سازه نیست.

ب- رعایت دورگیرگذاری ویژه در تمام طول این ستون الزامی است.

۳-۵- مهار ستون‌ها در طبقه آخر

با توجه به روال اجرایی متعارف در اجرای ستون‌های طبقه آخر، امکان قلاب میلگردهای طولی ستون در هسته محصور شده تیر ممکن نمی‌باشد، بدین منظور سه راهکار زیر برای مهار میلگردهای طولی ستون در طبقه آخر پیشنهاد می‌شود.

۳-۵-۱- امتداد میلگردهای طولی ستون در طبقه آخر: در این حالت میلگردهای طولی ستون حداقل به اندازه طول گیرایی مستقیم در کشش، l_d از روی بتن سقف در طبقه آخر امتداد داده شده و یک قطعه عضو ستونی در بالای طبقه آخر اجرا می‌گردد. فاصله دورگیرها در این حالت برابر با l_0 ابتدایی ستون می‌باشد.



شکل ۳-۱۴ : مهار میلگردهای طولی ستون با امتداد مستقیم به طول گیرایی

۳-۵-۲- مهار با استفاده از کوپلر انتهایی: در این حالت علاوه بر سایر الزامات مربوطه، رعایت ضوابط زیر الزامی می‌باشد:

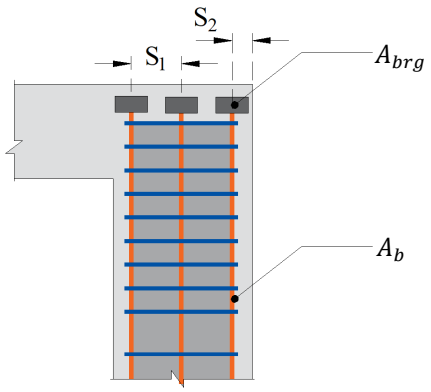
الف- قطر میلگرد مهار شده کمتر از ۳۶ میلی‌متر باشد.

ب- بتن با وزن معمولی باشد (بتن با وزن سبک نباشد).

پ- فاصله مرکز به مرکز کوپلرها از یکدیگر بزرگتر از $3d_b$ باشد.

ت- فاصله کوپلرها از لبه بزرگتر از $2d_b$ باشد.

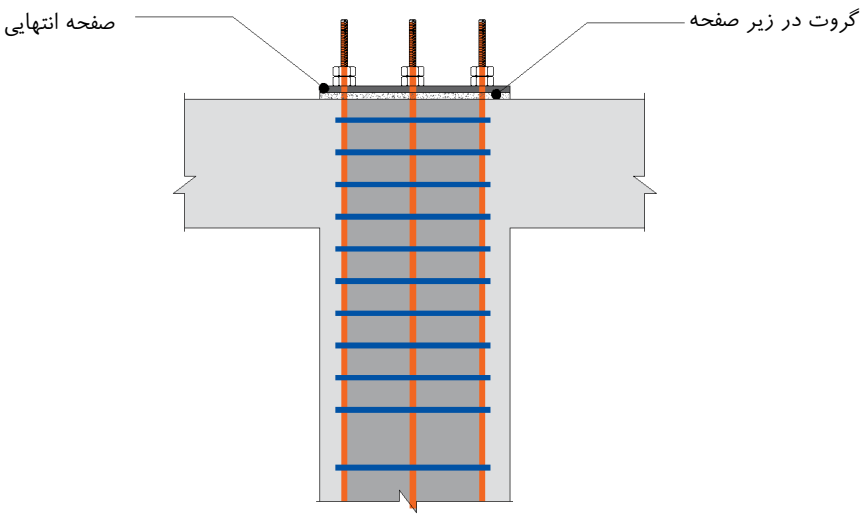
ث- حداقل مساحت سر کوپلر (A_{brg}) بزرگتر از ۴ برابر مساحت میلگرد (A_b) باشد.



شکل ۳-۱۵ : مهار میلگردهای طولی ستون با استفاده از کوپلر انتهایی

۳-۵-۲- مهار با استفاده از صفحه انتهایی: در این حالت انتهای میلگردهای ستون پیش از نصب با سیستم رولینگ و بدون براده‌برداری رزوه شده و پس از اتمام بتن‌ریزی سقف، میلگردها به وسیله یک صفحه انتهایی با استفاده از واشر و مهره روی سقف آخر مهار می‌گردند. پیشنهاد می‌شود، ابعاد صفحه انتهایی حداقل برابر با ابعاد مقطع ستون بتن‌آرمه لحاظ شده و ضخامت آن کمتر از ۱/۲ سانتیمتر در نظر

گرفته نشود. موقعیت سوراخ‌ها در صفحه باید منطبق بر موقعیت استقرار آرماتورهای طولی ستون بوده و قطر آن‌ها ۲ میلیمتر بزرگتر از قطر میلگردها باشد.



شکل ۳-۱۶ : مهار میلگردهای طولی با استفاده از صفحه انتهایی

۳-۶- ضوابط ستون‌هایی که جزو سیستم باربر جانبی نمی‌باشند:

۳-۶-۱- در ستون‌هایی که برای زلزله طراحی نمی شوند لازم است سختی جانبی این اعضا از باربری جانبی حذف گردد و این ستون و اتصالات آن باید بگونه ای طراحی شود که یکی از دو بند زیر برآورده شود:

۳-۶-۱-۱- ستون سازگار با تغییر مکان جانبی حداکثر $C_d \times \delta_e$ شود و برای تلاش های ایجاد شده تحت این تغییر مکان طراحی شود.

۳-۶-۱-۲- جزئیات آرماتورگذاری مشابه با ستون‌های خمشی با شکل پذیری زیاد در آن رعایت گردد (کلیه ضوابط آرماتورهای طولی و دورگیرها)، همچنین در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر، در محاسبه مقاومت برشی ستون در ناحیه بحرانی، مقاومت برشی بتن باید صفر در نظر گرفته شود:

الف) در صورتی که نیروی برشی متناظر با زلزله محاسبه شده بزرگتر از نصف مقاومت برشی ستون در محدوده l_0 باشد. در محاسبه نیروی برشی متناظر با زلزله، برش پلاستیک می باید با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای ستون و در نظر گرفتن اثر اندر کنش نیروی محوری فشاری ستون (حالتی که بیشترین لنگر محتمل را ایجاد کند) محاسبه شود.

ب) نیروی محوری فشاری موجود در ستون تحت ترکیبات بار همراه با زلزله کمتر از $0.05f'_cA_g$ باشد.

۳-۷- ملاحظات اجرایی در طراحی ستون‌ها

۳-۷-۱- پیشنهاد می‌گردد اختلاف طول و عرض در مقطع مستطیلی ستون‌ها حداقل برابر ۱۰ سانتیمتر لحاظ گردد.

۳-۷-۲- پیشنهاد می‌گردد حداقل اختلاف طول یا عرض مقطع ستون فوقانی با مقطع ستون تحتانی برابر ۱۰ سانتیمتر لحاظ گردد.

۳-۷-۳- با توجه به تراکم میلگردهای تیر در محل تکیه گاه پیشنهاد می‌گردد آرایش و قطر میلگردهای طولی ستون‌ها به گونه‌ای انتخاب گردد که فاصله آزاد بین آنها از ۱۰ سانتیمتر کمتر نباشد.

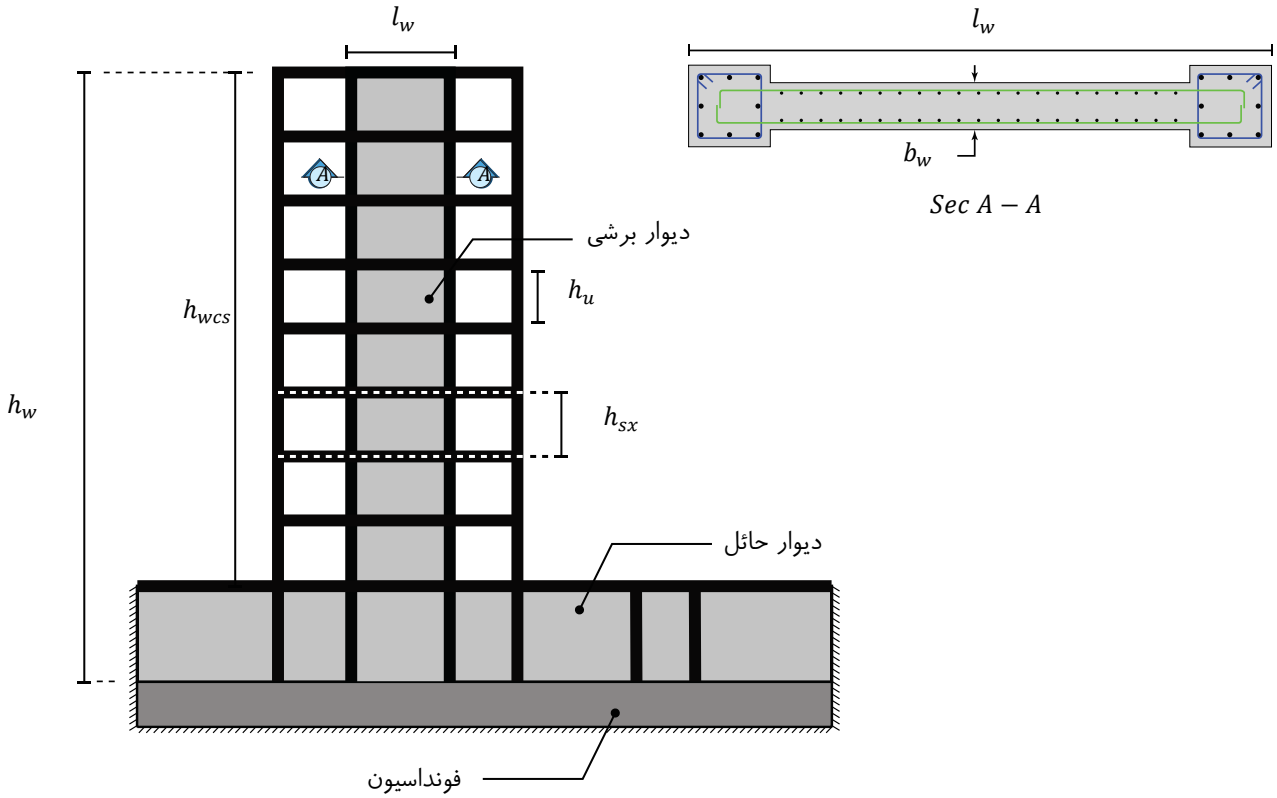
۳-۷-۴- توصیه می‌گردد آرایش میلگردهای ستون‌های فوقانی مشابه ستون طبقه تحتانی لحاظ گردد و تعداد میلگردها در هر ضلع از مقطع ستون در طبقه فوقانی بیشتر از طبقه تحتانی نباشد.

۳-۷-۵- توصیه می‌گردد در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط نیز محل وصله آرماتورهای طولی ستون در نیمه میانی ستون تعبیه گردد.

فصل چهارم: دیـــــــــــــــوارهای برشی

۴-۱- تعاریف و علائم اختصاری دیوار

در شکل ۴-۱ علائم اختصاری لازم در روابط این فصل و تعریف آن‌ها نشان داده شده است.



شکل ۴-۱: معرفی علائم اختصاری دیوار

علائم اختصاری مربوط به دیوارها در جدول ۴-۱ آورده شده است.

جدول ۴-۱ : معرفی علائم اختصاری دیوار

علامت	تعریف
h_w	ارتفاع کلی دیوار
h_{wcs}	ارتفاع دیوار از روی طبقه بحرانی (روی فونداسیون یا دیوار حائل)
h_{sx}	ارتفاع یک طبقه از دیوار
h_u	ارتفاع آزاد مهار نشده دیوار (خالص بین دو سقف)
l_w	طول کل دیوار
b_w	ضخامت جان دیوار

۴-۲- جزئیات میلگردگذاری برشی افقی و قائم دیوار

۴-۲-۱- حداقل میلگرد برشی افقی و قائم در دیوارها را می‌توان بصورت محافظه کارانه 0.0025 در نظر گرفت. برای دیوارها با ضخامت متداول می‌توان از جدول ۴-۲ به عنوان حداقل درصد میلگرد افقی (ρ_h) و میلگرد قائم (ρ_v) دیوارها استفاده کرد.

جدول ۴-۲: حداقل آرماتور افقی و قائم در دیوارهای برشی بر اساس ضخامت

حداقل میلگرد برشی افقی و قائم با معیار $\rho_v = \rho_h = 0.0025$	ضخامت دیوار(cm)
2 Φ12 @ 30cm	20
2 Φ12 @ 30cm	25
2 Φ12 @ 30cm	30
2 Φ14 @ 30cm	35
2 Φ14 @ 30cm	40
2 Φ1 6@ 30cm	50
2 Φ16 @ 25cm	60
2 Φ16 @ 20cm	70
2 Φ16 @ 20cm	80

با توجه به رده مقاومتی میلگردهای Φ10 و سایر مشکلات اجرایی استفاده این سایز میلگرد به عنوان آرماتور افقی یا قائم مناسب نمی‌باشد.

۴-۲-۲- برای جلوگیری از شکست قطری فشاری دیوار، حداکثر آرماتور افقی قرار داده شده در دیوار نباید از مقادیر ارائه شده در جدول ۴-۳ تجاوز کند.

جدول ۴-۳: حداکثر آرماتور افقی و قائم در دیوارهای برشی بر اساس ضخامت

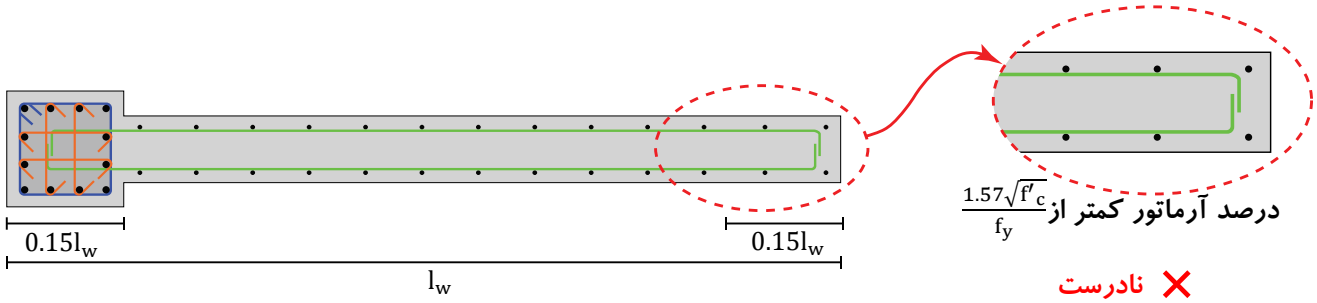
ضخامت دیوار(cm)	کنترل برش با حد پایین برش $(V_n \le 2.06A_{cv}\times\sqrt{f'_c})$	کنترل برش با حد بالای برش $(V_n \le 2.6A_{cw}\times\sqrt{f'_c})$
20	2 Φ12 @18cm	2 Φ12 @15cm
25	2 Φ12 @15cm	2 Φ12 @11cm
30	2 Φ12 @12cm	2 Φ12 @10cm
35	2 Φ12 @10cm	2 Φ14 @11cm
40	2 Φ14 @12cm	2 Φ14 @10cm
50	2 Φ14 @10cm	2 Φ16 @10cm
60	2 Φ16 @11cm	2 Φ18 @11cm
70	2 Φ18 @12cm	2 Φ18 @10cm
80	2 Φ18 @10cm	2 Φ20 @10cm

لازم بذکر است، در نظر گرفتن آرماتور افقی دیوار بیشتر از مقادیر این جدول مجاز نمی‌باشد.

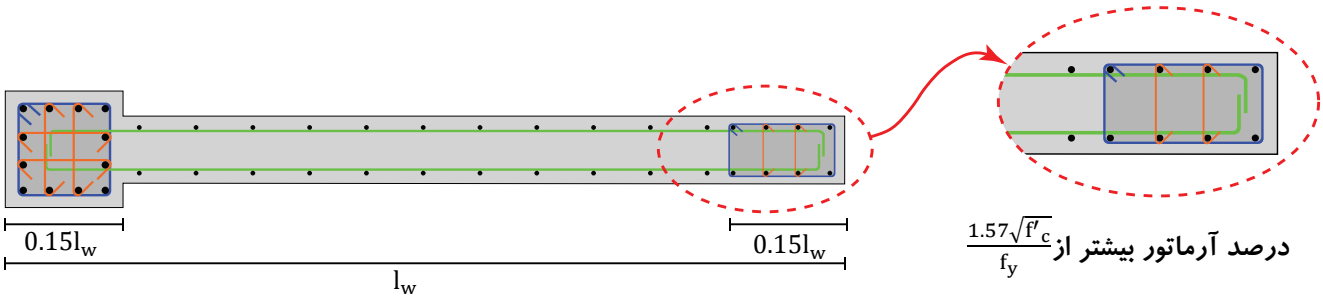
۴-۲-۳- در صورتی که یکی از دو شرط $V_u > 0.53A_{cv}\times\sqrt{f'_c}$ یا $h_{wcs} \ge 2L_w$ برقرار شود، استفاده از دو شبکه میلگرد برشی افقی و قائم در دیوار برشی الزامی است. A_{cv} مساحت جان دیوار برشی ($A_{cv}=b_w\times L_w$) می‌باشد.

۴-۲-۴- اگر ارتفاع کل دیوار از دو برابر طول آن کمتر باشد ($h_{wcs} < 2L_w$)، مقدار میلگرد برشی قائم نباید کمتر از مقدار میلگرد برشی افقی در نظر گرفته شود ($\rho_v \ge \rho_h$). این مورد معمولاً در خصوص دیوارهای کوتاهی که صرفاً در طبقات ابتدایی ساختمان هستند و تا تراز بام امتداد ندارند حاکم می‌باشد.

۴-۲-۵- در مواردی که در دیوار برشی نیاز به المان مرزی وجود ندارد، باید به عنوان حداقل، آرماتورهای قائم با درصد $\frac{1.57\sqrt{f'_c}}{f_y}$ در انتهای دیوار به طول $0.15\ l_w$ در بالا و پایین دیوار طبقه بحرانی (حداقل در ارتفاعی به اندازه l_w بالا و پایین دیوار طبقه بحرانی) قرار داده شود.



شکل ۴-۲ : نمونه ای نادرست از جزئیات دیوار برشی



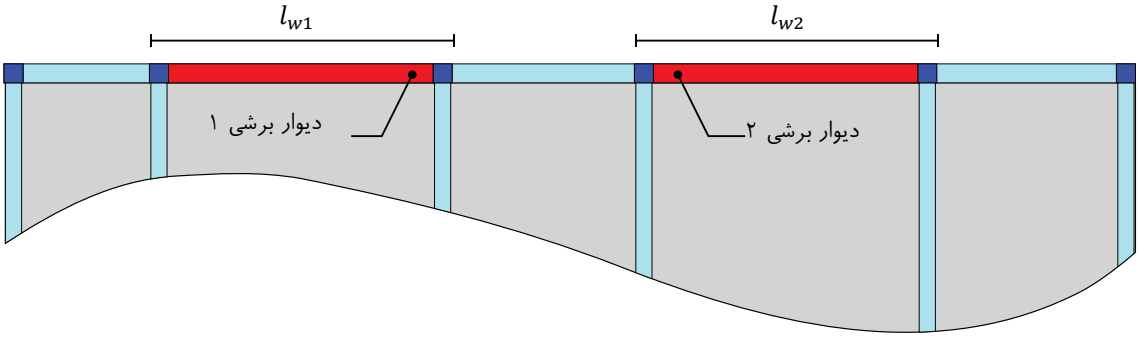
شکل ۴-۳ : نمونه ای صحیح از جزئیات دیوار برشی

۴-۳- طراحی برشی دیوار

۴-۳-۱- اعمال ضرایب تشدید برشی Ω_v و ω_v برای کلیه دیوارهای با $h_{wcs} \geq 1.5l_w$ و کلیه ترکیبات بارگذاری از جمله ترکیبات شامل فشار جانبی خاک الزامی می‌باشد.

۴-۳-۲- در دیوارهایی که هم‌راستا بوده و بر روی یک محور واقع شده‌اند، برشی نهایی منظور شده بر مجموعه آن‌ها نباید بیشتر از $V_u \leq \emptyset \times 2.06A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ و برای هر یک از دیوارها به تنهایی نباید بیشتر از $V_u \leq \emptyset \times 2.6A_{cw} \times \sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شود. در این رابطه A_{cv} جمع مساحت جان کل دیوارهای واقع در یک محور و A_{cw} مساحت جان تک دیوار می‌باشد. تعریف A_{cw} و A_{cv} در شکل ۴-۴ آورده شده است.

بدیهی است در صورتیکه در یک محور (یک صفحه قائم) تنها یک عدد دیوار وجود داشته باشد، برش نهایی آن دیوار به تنهایی نباید بیشتر از $V_u \leq \emptyset \times 2.06A_{cw} \times \sqrt{f'_c}$ منظور شود.



$$A_{cv} = l_{w1} \times t_{w1} + l_{w2} \times t_{w2}$$
$$A_{cw1} = l_{w1} \times t_{w1} \qquad A_{cw2} = l_{w2} \times t_{w2}$$

شکل ۴-۴: معرفی A_{cw} و A_{cv}

۴-۳-۳- مقدار ضریب تشدید برشی ω_v از طریق روابط درج شده در جدول ۴-۴ قابل محاسبه است، در این روابط پارامتر n_s که برابر با تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی دیوار می‌باشد، نباید کمتر از $0.0028h_{wcs}$ در نظر گرفته شود (h_{wcs} بر حسب سانتیمتر).

جدول ۴-۴: ضریب تشدید برشی ωv

نوع تحلیل	وضعیت	ns	ωv
تحلیل استاتیکی	$\frac{h_{wcs}}{l_w} < 2$	--	1.0
	$\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2$	$n_s \leq 6$	$0.9 + \frac{n_s}{10}$
		$n_s > 6$	$1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$
تحلیل دینامیکی	$\frac{h_{wcs}}{l_w} < 2$	--	1.0
	$\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2$	$n_s \leq 6$	$0.9 + \frac{n_s}{10}$
		$n_s > 6$	$1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.8$

۴-۳-۴- مقدار ضریب تشدید برشی Ω_v از طریق روابط درج شده در جدول ۴-۵ قابل محاسبه است، مقدار این ضریب باید بر اساس بحرانی‌ترین حالت به دست آمده از ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته شود.

جدول ۴-۵: ضریب تشدید برشی Ω_v

وضعیت	Ω_v
$\frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 1.5$	1.0
$\frac{h_{wcs}}{l_w} > 1.5$	$\max(1.5, \frac{M_{pr}}{M_u})$

۴-۳-۵- اعمال همزمان ضریب نامعینی ρ ضرایب تشدید برشی Ω_v و ω_v الزامی می‌باشد. هرچند لازم نیست مقدار حداکثر $\rho\Omega_v\omega_v$ بیشتر از ۳ در نظر گرفته شود.

۴-۳-۶- در خصوص دیوارهای حائل، با توجه به بی تاثیر بودن اثر مودهای بالاتر می‌توان ضریب ω_v را برابر با ۱ در نظر گرفت.

۴-۳-۷- ضریب کاهش مقاومت برشی در طراحی دیوارها بر اساس جدول ۴-۶ آورده شده است.

جدول ۴-۶: ضریب کاهش مقاومت برشی Ø

Ø	وضعیت
0.6	$\frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 2$
0.75	$\frac{h_{wcs}}{l_w} > 2$

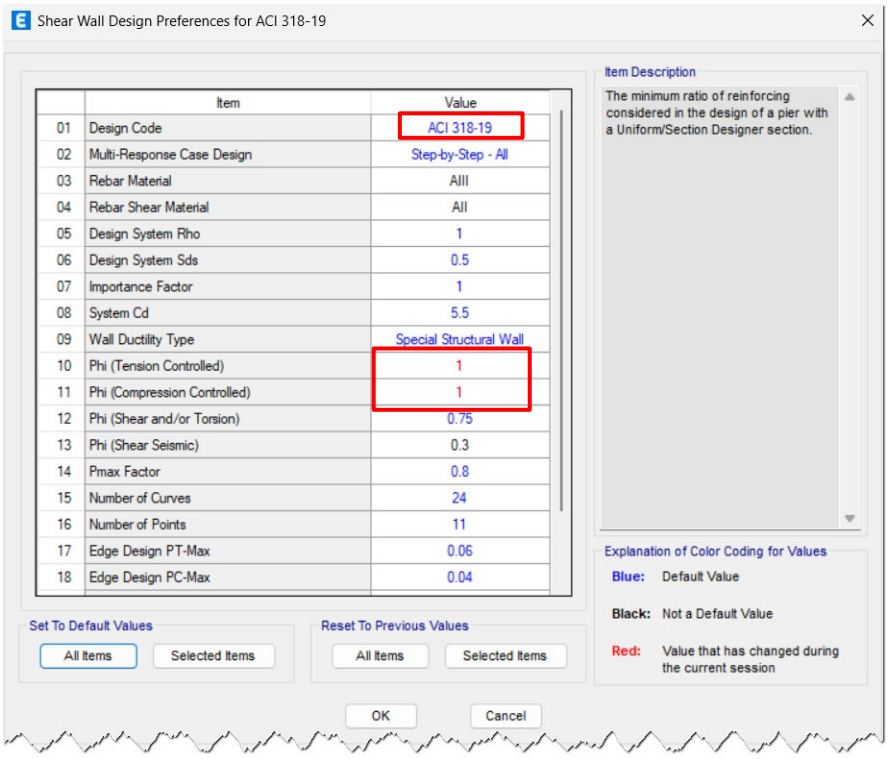
۴-۳-۸- در صورت طراحی برشی دیوار با نرم‌افزار ضریب کاهش مقاومت برشی را می‌توان برابر با $\frac{Ø}{\Omega_v\omega_v}$ در نظر گرفت. در صورت پاسخگو نبودن دیوار در برش می‌باید کنترل بصورت دقیق تر با محاسبه دقیق ضرایب تشدید برشی و حد بالا و پایین کنترل برش دیوار انجام شود. در این حالت می‌توان از روش عنوان شده در ادامه استفاده کرد.

۴-۳-۹- روش گام به گام کنترل برش تشدیدیافته دیوار در نرم‌افزار ETABS

گام اول: از فایل مدل اصلی (با ۱۰۰ درصد نیروی زلزله) یک نسخه کپی تهیه شود.

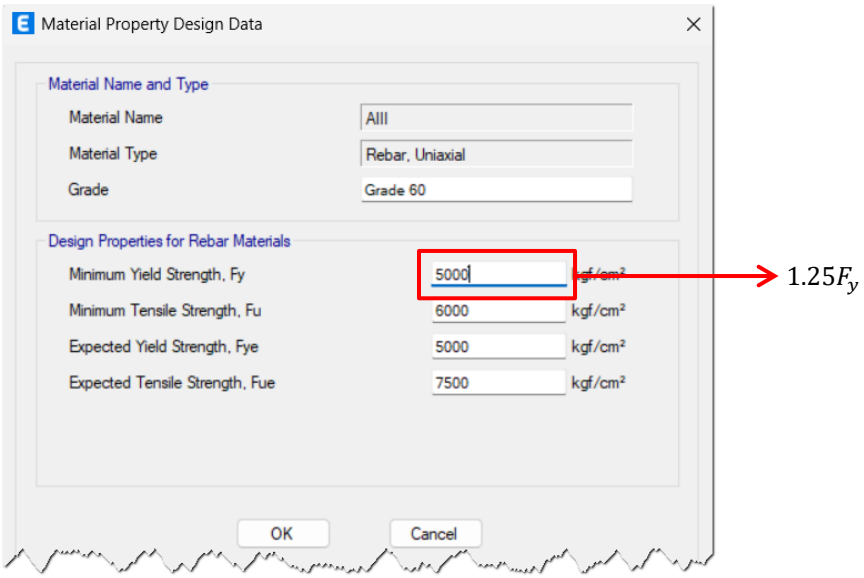
گام دوم: در تنظیمات نرم‌افزار در منوی Design /Shear Wall Design/View Revise Preferences Design آیین‌نامه ACI-2019 انتخاب شود. (شکل ۴-۵)

گام سوم: کلیه ضریب‌های Φ مربوط به طراحی خمشی دیوار در تنظیمات نرم‌افزار را برابر با ۱ وارد شود. (شکل ۴-۵)



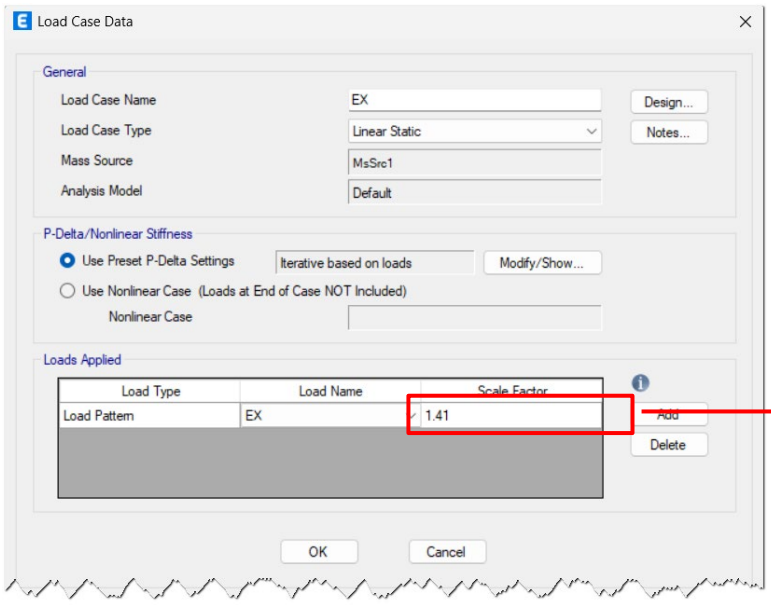
شکل ۴-۵ : تنظیمات نرم‌افزار برای کنترل برش تشدیدیافته در منوی Design

گام چهارم: در منوی Define /Material properties ضریب ۱/۲۵ در F_y میلگردهای طولی دیوار ضرب شود. (شکل ۴-۶)



شکل ۴-۶ : تنظیمات نرم‌افزار برای کنترل برش تشدیدیافته در منوی Define

گام پنجم: در بخش Load Case ضریب افزاینده بار زلزله باید به مقداری باشد تا در بخش طراحی دیوار برای P-M-M ، نسبت نیاز به ظرفیت (D/C Ratio) دیوار مورد نظر به عدد ۱ نزدیک شود. (شکل ۴-۷)



Ω_v

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	0.608	ECOMB50	300773.33	45153107.77	-56203372.77
Bottom	0.988	ECOMB50	321749.63	65919759.29	-94104685.43

شکل ۴-۷ : تنظیمات نرم‌افزار برای کنترل برش تشدیدیافته در منوی Load Case

توضیح اینکه مقدار این ضریب افزاینده اعمال شده در بار زلزله، همان ضریب تشدید برشی Ω_v می‌باشد که باید بزرگتر از ۱/۵ در نظر گرفته شود.

گام ششم: با توجه به خطای نرم‌افزار، پیشنهاد می‌شود کنترل مقاومت برشی دیوار با محاسبات دستی انجام گردد. (شکل ۴-۸)

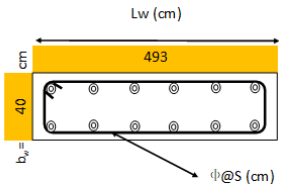
Shear Wall Design according to ACI-2019

Wall -3

Hint:

n=	6		Number of Stories
h_{wcs}=	20.2	m	Total Height of Wall
L_w =	493	cm	Length of Wall
Dynamic Analysis=	No		
Ω=	1.3		from Etabs
b_w =	40	cm	Thickness of Wall
f'_c =	250	kg/cm^2	
f_y =	4000	kg/cm^2	
α_c=	0.16666		1/6 for h_w/L_w>2, 1/4 for h_w/L_w<1.5, interpolation for other
V_u =	200	ton	Maximum Shear in Etabs
Ω=	1.5		
ω=	1.50		
ϕ=	0.333		Shear Reductuon factor
$V_{u\,max}=2.06\phi(f'c)^{0.5}L_w b_w$=	214.10	ton	Lower limit of Shear Strength OK
$V_{u\,max}=2.6\phi(f'c)^{0.5}L_w b_w$=	270.23	ton	Upper limit of Shear Strength OK
$A_v/S=(V_u/\phi L_w b_w-(f'c)^{0.5}\alpha_c)b_w/f_y$ =	22.17	cm^2/m	

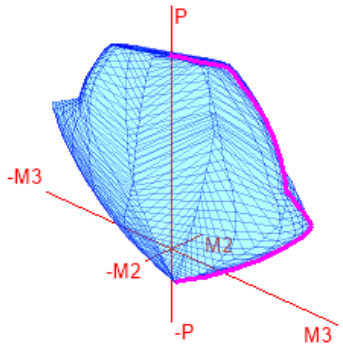
		Size		Dis.(S)	
Use Wall Transversal bars:	2Φ	14	@	13.88	cm



شکل ۴-۸ : کنترل مقاومت برشی دیوار با محاسبات دستی

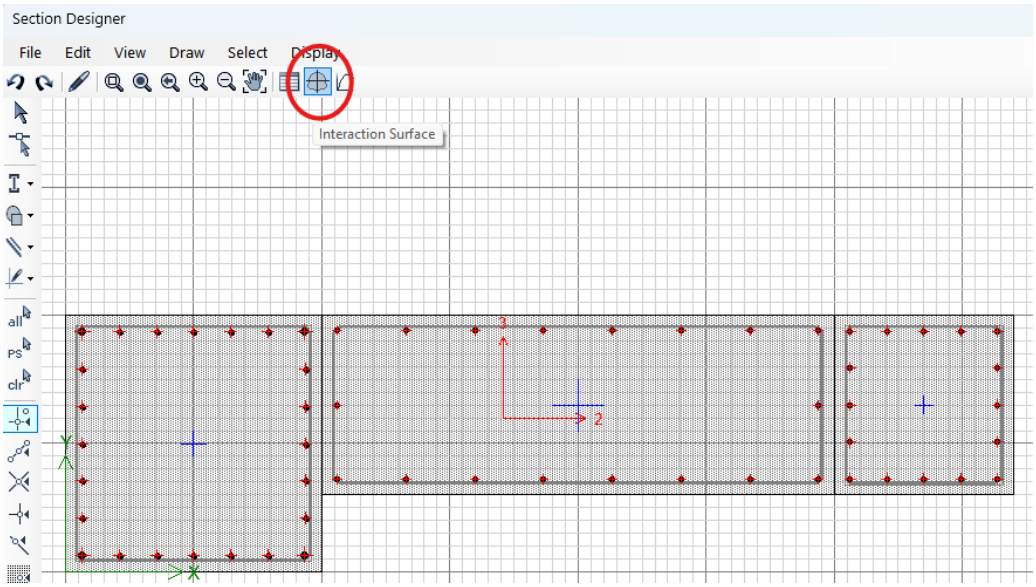
۴-۳-۱۰- روش گام به گام کنترل برش تشدیدیافته دیوار به کمک نرم‌افزار Excel

در این روش به ازای هر ترکیب بار طراحی، ضریب تشدید برش به طور جداگانه محاسبه و در برش متناظر با همان ترکیب بار اعمال خواهد شد. بدین منظور منحنی اندرکنش دو بعدی M2-M3 در صفحه عبوری از نیروی محوری ترکیب بار مورد نظر (شکل ۴-۱۳) باید با استفاده از نتایج طراحی نرم‌افزار ETABS (منحنی سه‌بعدی شکل ۴-۹) استخراج گردد. مراحل گام به گام این روش به شرح زیر ارائه شده است:



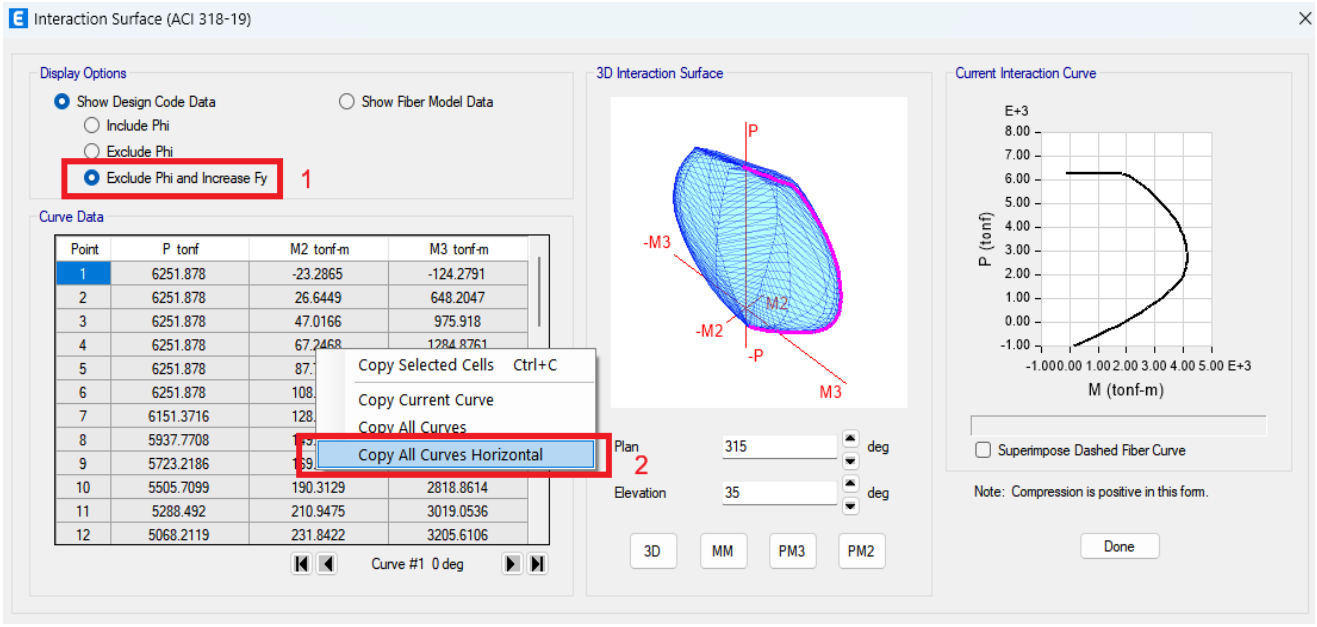
شکل ۴-۹ : منحنی اندرکنش سه‌بعدی دیوار

گام اول: در پنجره SECTION DESIGNER با انتخاب گزینه INTERACTION SURFACE جداول اندرکنش دیوار فراخوان می‌گردد. (شکل ۴-۱۰)



شکل ۴-۱۰ : دسترسی به نمودار اندرکنش دیوار در نرم‌افزار ETABS

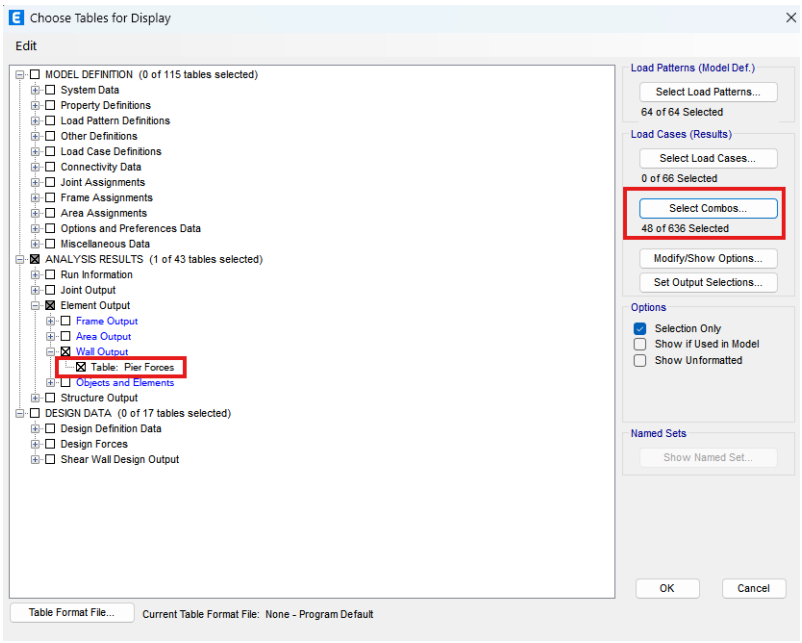
گام دوم: در قسمت SHOW DESIGN CODE DATA گزینه EXCLUDE PHI AND INCREASE FY انتخاب شده، و سپس با کلیک راست روی جدول CURVE DATA، گزینه COPY ALL CURVES HORIZONTAL انتخاب می‌گردد. (شکل ۴-۱۱)



شکل ۴-۱۱ : تنظیمات دریافت نتایج خروجی نمودار اندرکنش دیوار در نرم‌افزار ETABS

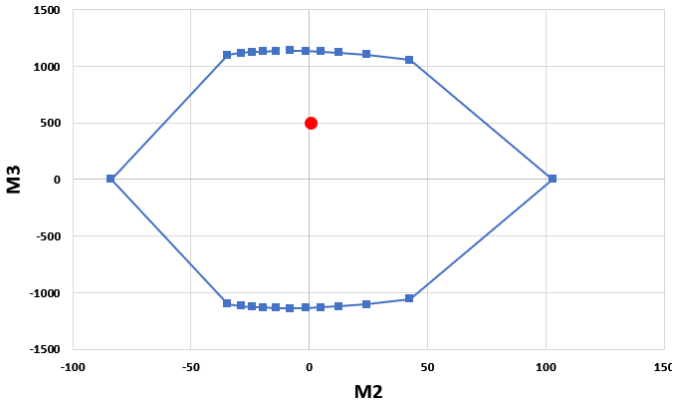
گام سوم: نرم‌افزار ETABS به صورت پیش‌فرض به ازای هر ۱۵ درجه دوران یک منحنی، و مجموعاً ۲۴ عدد منحنی و هر منحنی را در قالب ۱۱ نقطه گزارش می‌دهد. لیکن به منظور حصول دقت بیشتر توصیه می‌گردد با تغییر تنظیمات مربوطه، تعداد ۴۵ نقطه انتخاب شده، نتایج مربوطه به فایل اکسل انتقال داده شود.

گام چهارم: دیوار مورد نظر باید انتخاب شده، و از منوی DISPLAY>SHOW TABLES جداول مربوط به نیروهای وارد بر دیوار از مسیر ANALYSIS RESULT>ELEMENT OUTPUT>WALL OUTPUT>PIER FORCE فراخوانی، و به فایل اکسل انتقال داده شود. (شکل ۴-۱۲)



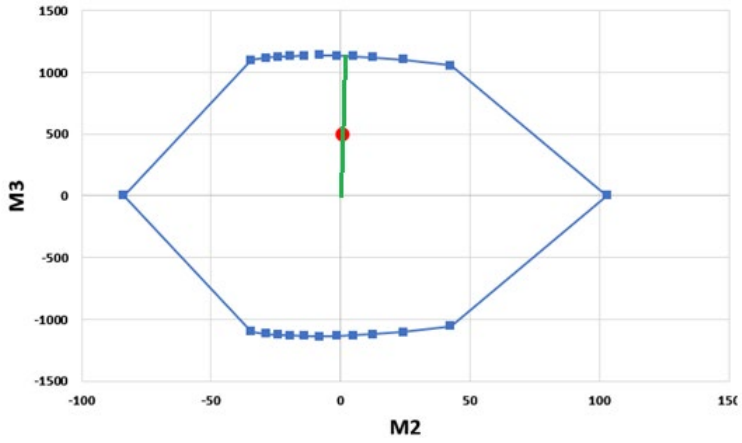
شکل ۴-۱۲ : تنظیمات دریافت نتایج خروجی نیروهای وارد بر دیوار در نرم‌افزار ETABS

گام پنجم: با توجه به اطلاعات وارد شده در نرم‌افزار Excel، اطلاعات مربوط به منحنی‌های اندرکنش (M2-M3) به ازای نیروی محوری حاصل از هر ترکیب بار در دسترس خواهد بود (شکل ۴-۱۳).



شکل ۴-۱۳ : منحنی اندرکنش دو بعدی دیوار

گام ششم: برای تعیین مقدار لنگر محتمل (M_{PR}) در نرم‌افزار اکسل، می‌توان با تعریف روابط ریاضی، معادله خطی که از مبدا مختصات (0 و 0) و نقطه به مختصات (M2 و M3) می‌گذرد را به دست آورد. مختصات محل تقاطع این خط با منحنی M2-M3 برابر با لنگر محتمل (M_{PR}) خواهد بود. (شکل ۴-۱۴)



شکل ۴-۱۴ : یافتن لنگر محتمل با استفاده از منحنی اندرکنش دو بعدی دیوار

برای انجام محاسبات بالا در نرم افزار اکسل، باید زاویه خط مزبور با محور M2 را از رابطه $\theta = \tan^{-1}(M3/M2)$ به دست آورده و با توجه به مقدار این زاویه، مختصات دو نقطه (دو زوج (M2,M3)) که در همسایگی قبل و بعد نقطه تقاطع با منحنی می‌باشند را شناسایی نمود. سپس با انجام درون‌یابی خطی مقدار لنگر محتمل (M_{PR}) به دست خواهد آمد. (شکل ۴-۱۵)

همسایگی از چپ همسایگی از راست

9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
M2	M3	Mu	ω*Ω	ω*Ω*V-2	ω*Ω*V-3	θ	θ1	M1	θ2	M2	Mcpr
0.7077	501.2492	501.2497	2.927452	267.4289	2.541321	89.96471	89.80755	1576.9982	90.09345	1601.531	1590.485
-2.599	831.8722	831.8763	2.927452	267.4289	2.541321	90.13345	90.10474	1621.478024	90.26891	1633.145	1623.518
1.5166	-458.2835	458.286	2.494901	227.0977	1.019167	270.1441	270.0336	1267.446827	270.2851	1258.467	1263.504
0.1545	-776.6255	776.6255	2.494901	227.0977	1.019167	269.9658	269.7276	1297.550497	269.996	1290.997	1291.736
0.248	506.6996	506.6997	2.876618	266.0478	1.208467	90.01759	89.82312	1587.678341	90.09948	1612.132	1604.886
1.9473	841.3579	841.3602	2.876618	266.0478	1.208467	89.91297	89.85186	1607.774664	90.11062	1632.079	1613.515
1.9762	-463.7338	463.738	2.452128	225.9854	4.160771	270.1986	269.9629	1254.931422	270.3093	1246.204	1248.992
-4.3918	-786.1113	786.1236	2.452128	225.9854	4.160771	269.7254	269.4816	1289.362069	269.7443	1284.787	1285.117
0.9671	495.7142	495.7151	2.992885	263.8833	3.669277	89.93381	89.80278	1573.749701	90.09159	1598.307	1584.891
-3.7107	815.0272	815.0356	2.992885	263.8833	3.669277	90.21534	90.10293	1618.253734	90.26977	1630.056	1626.205
1.2571	-452.7485	452.7502	2.551653	224.1446	0.129369	270.1135	270.0275	1271.253604	270.2779	1262.197	1268.141
1.2661	-759.7806	759.7817	2.551653	224.1446	0.129369	270.0499	269.9901	1294.803409	270.2339	1285.271	1292.466
0.5075	501.1646	501.1649	2.942779	262.8034	0.183335	89.9876	89.81841	1584.429807	90.09765	1608.908	1599.261
0.8356	824.513	824.5134	2.942779	262.8034	0.183335	89.98755	89.84726	1604.526064	90.10884	1628.855	1617.574
1.7168	-458.1989	458.2021	2.509914	223.3249	3.360524	270.1691	269.9566	1258.73815	270.3019	1249.934	1253.319
-3.2802	-769.2664	769.2734	2.509914	223.3249	3.360524	269.8012	269.7392	1288.669362	270.0098	1282.288	1287.207
1.8106	144.1996	144.211	3	74.9373	8.4768	89.3259	88.38384	1325.168097	89.51036	1402.844	1390.125

شکل ۴-۱۵ : یافتن نقاط همسایه قبل و بعد و محاسبه لنگر محتمل در نرم‌افزار اکسل

۴-۴- نواحی مرزی دیوار برشی

کنترل ضوابط نواحی مرزی بر اساس دو معیار تغییر مکان جانبی و تنش فشاری به شرح زیر انجام می‌شود.

الف- ناحیه مرزی- مبتنی تغییر مکان جانبی:

در دیوارهایی که $\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2$ و دیوار دارای یک مقطع بحرانی در خمش باشد می‌توان از روش مبتنی بر جابجایی استفاده کرد. لازم به ذکر است دیوارهای دارای بازشو دارای چند مقطع بحرانی در کنترل خمش می‌باشند و استفاده از این روش در آن‌ها مجاز نمی‌باشد.

در این روش هنگامی که رابطه زیر برقرار باشد، نیاز به ناحیه مرزی در دیوار وجود دارد. در این رابطه C_{Depth} عمق ناحیه تحت فشار دیوار برشی و δ_u تغییر مکان جانبی در زلزله طرح می‌باشد.

$$C_{Depth} \geq C_{limit} = \frac{L_w}{600\left(\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}}\right)}$$

برای مشخص شدن طول ناحیه فشاری دیوار می‌توان از بخش مربوط به ناحیه مرزی در گزارش طراحی دیوار مطابق شکل ۴-۱۶، مقادیر C_{limit} و C_{Depth} را مشاهده نمود. درصورتیکه مقدار C_{Depth} از مقدار C_{limit} بیشتر باشد، نرم‌افزار نیاز به المان مرزی را گزارش می‌کند.

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

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	64.749	ECOMB02	318475.86	-66631398.93	46.68	50	129.498	146.664
Top–Right	Leg 1	36.235	ECOMB33	371428.38	141878072.69	83.9	50	72.471	146.664
Bottom–Left	Leg 1	68.074	ECOMB06	345681.6	-48431177.48	39.7	50	134.073	146.664
Botttom–Right	Leg 1	36.942	ECOMB33	391302.34	209592115.15	116	50	73.884	146.664

شکل ۴-۱۶ : محل نمایش مقادیر C_{limit} و C_{Depth} در نرم‌افزار ETABS

ب- ناحیه مرزی- مبتنی بر تنش فشاری:

دیوارهایی که دارای بازشو بوده و یا با روش تغییر مکان جانبی برای ناحیه مرزی طراحی نشده‌اند، باید با این روش بررسی و طراحی شوند. در این روش در صورتی که تنش فشاری در دیوار، در لبه‌ها یا اطراف بازشوها ناشی از ترکیبات لرزه‌ای از مقدار $0.2f_c$ تجاوز کند نیاز به ناحیه مرزی در دیوار خواهد بود. توضیح اینکه نرم‌افزار ETABS حد $0.15f_c$ را ملاک تشخیص ناحیه مرزی در نظر می‌گیرد. به عبارت دیگر نرم‌افزار در مواردی که مقدار Stress Limit از مقدار Stress Comp بزرگتر باشد، نیاز به المان مرزی را گزارش می‌کند. (شکل ۴-۱۷)

در نسخه‌های جدید نرم‌افزار ETABS به صورت پیش‌فرض، در صورتیکه بر اساس هر یک از روش‌های فوق نیاز به المان مرزی باشد، طول المان مرزی گزارش می‌شود.

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

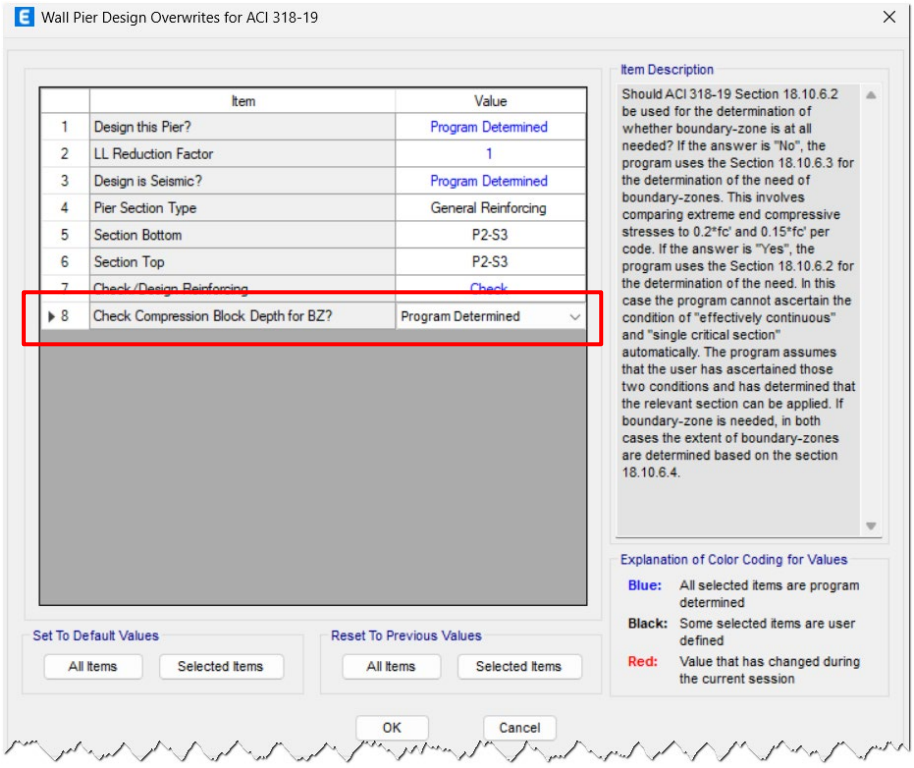
Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P u kgf	M u kgf-cm	Stress Comp kgf/cm²	Stress Limit kgf/cm²	C Depth cm	C Limit cm
Top–Left	Leg 1	64.749	ECOMB02	318475.86	-66631398.93	46.68	50	129.498	146.664
Top–Right	Leg 1	36.235	ECOMB33	371428.38	141878072.69	83.9	50	72.471	146.664
Bottom–Left	Leg 1	68.074	ECOMB06	345681.6	-48431177.48	39.7	50	134.073	146.664
Botttom–Right	Leg 1	36.942	ECOMB33	391302.34	209592115.15	116	50	73.884	146.664

کنترل تنش در نرم افزار علیرغم وجود نمایش $0.2fc$ در این قسمت با $0.15fc$ انجام می شود.

شکل ۴-۱۷ : تنش فشاری گزارش شده توسط نرم‌افزار

۴-۵- نکات انتخاب روش محاسبه المان مرزی در نرم‌افزار ETABS

۴-۵-۱- در منوی Design /Shear Wall Design/View Revise Pier Overwrites در صورت انتخاب گزینه Program Determined هر دو روش مبتنی بر جابجایی و تنش کنترل می‌گردند، در صورت انتخاب گزینه Yes تنها روش مبتنی بر جابجایی و در صورت انتخاب گزینه No فقط روش مبتنی بر تنش کنترل می‌گردد. (شکل ۴-۱۸)



شکل ۴-۱۸ : تنظیمات نرم‌افزار در انتخاب روش محاسبه المان مرزی

۴-۵-۲- نسخه‌های قدیمی نرم‌افزار ETABS قادر به محاسبه دقیق h_{wcs} نبوده و نتایج روش مبتنی بر جابجایی در آن‌ها صحیح نیست. در نسخه‌های جدید نرم‌افزار h_{wcs} بر اساس ارتفاع Pier lable محاسبه می‌گردد، بنابراین نامگذاری Pier برای دیوارهای مستقر بر روی دیوار حائل باید با متفاوت از دیوارهای حائل انجام شود. (شکل ۴-۱۹)

شکل ۴-۱۹ : نحوه نامگذاری دیوار حائل در سازه دارای زیر زمین

۴-۵-۳- اکثر نسخه‌های نرم‌افزار ETABS در تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی خصوصا در روش مبتنی بر جابجایی دارای خطا بوده و قادر به تشخیص صحیح تغییرمکان نهایی تراز بالای دیوار برشی نمی‌باشد. بنابراین جهت حصول نتایج دقیق توصیه می‌گردد نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی در دیوار در روش مبتنی بر جابجایی به صورت ارائه شده زیر کنترل گردد:

گام اول: محاسبه حداکثر تغییرمکان خطی در تراز بالای دیوار (δ_e) تحت کلیه ترکیبات بارگذاری و همچنین محاسبه C_{Depth} در مقطع بحرانی دیوار (روی فونداسیون یا دیوار حائل).

گام دوم: محاسبه حداکثر تغییرمکان طرح در تراز بالای دیوار (δ_u):

$$\delta_u = c_d \times \delta_e$$

گام سوم: کنترل رابطه‌های زیر:

$$C_{limit} = \frac{L_w}{600\left(\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}}\right)}$$

$C_{Depth} \geq C_{limit}$ → دیوار نیاز به المان مرزی دارد

$C_{Depth} < C_{limit}$ → دیوار نیاز به المان مرزی ندارد

در محاسبه روابط فوق، مقدار $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از 0.005 در نظر گرفته شود.

۴-۶- جزئیات اجرایی نواحی مرزی در دیوارهای برشی

درصورت نیاز به ناحیه مرزی در دیوار، ضخامت المان مرزی، طول المان مرزی، امتداد المان مرزی در ارتفاع دیوار، جزئیات دورگیرها در المان مرزی، حداکثر فاصل دورگیرها در المان مرزی و امتداد المان مرزی در فونداسیون بر اساس روش انتخاب شده و جدول ۴-۷ باید رعایت شود.

جدول ۴-۷: ضوابط المان مرزی در دیوارهای برشی

موضوع	روش مبتنی بر جابجایی	روش مبتنی بر تنش تنش
ضخامت المان مرزی(b)	بند ۴-۶-۱ و ۴-۶-۲	بند ۴-۶-۱
طول المان مرزی($L_{B.Z.}$)	بند ۴-۶-۳	بند ۴-۶-۳
امتداد المان مرزی در ارتفاع دیوار($H_{B.Z.}$)	بند ۴-۶-۴	بند ۴-۶-۵
جزئیات دورگیرها در المان مرزی(A_{sh})	بند ۴-۶-۶	بند ۴-۶-۶
حداکثر فاصل دورگیرها در المان مرزی(S)	بند ۴-۶-۷	بند ۴-۶-۷
امتداد المان مرزی در فونداسیون	بند ۴-۶-۸	بند ۴-۶-۸

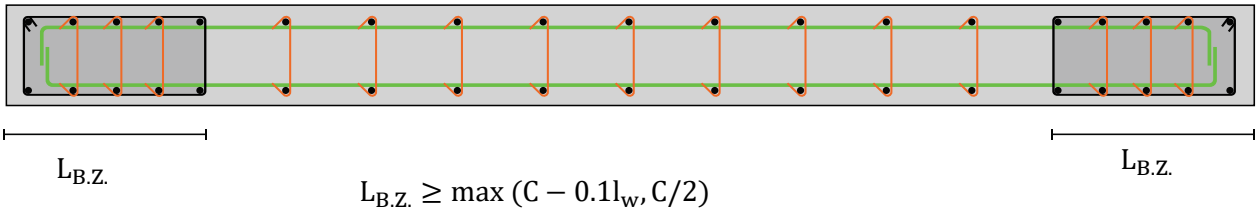
۴-۶-۱- در صورت استفاده از هر دو روش حداقل ضخامت دیوار در ناحیه مرزی نباید کمتر از حداکثر مقادیر $h_u/16$ باشد، همچنین در صورتی که نسبت $\frac{C_{Depth}}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ باشد حداقل ضخامت المان مرزی نباید کمتر از ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود. مقادیر پیشنهادی برای حداقل ضخامت المان مرزی دیوار در جدول ۴-۸ ارائه شده است.

۴-۶-۲- در صورت استفاده از روش بر مبنای جابجایی در محاسبه المان مرزی،ضخامت حداقل المان مرزی وابسته به تنش برشی دیوار می‌باشد. حداقل ضخامت المان مرزی در صورتیکه $V_u \leq \emptyset \times 2.06A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ باشد باید بزرگتر از $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ باشد.

تبصره: در صورتی که مطابق بند ۴-۳-۲، ملاک طراحی برشی دیوار حد بالاتر $V_u \leq \emptyset \times 2.6A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ باشد، ضخامت المان مرزی باید بزرگتر از $b \geq \sqrt{0.04cl_w}$ باشد. از جدول زیر به عنوان حداقل ضخامت المان مرزی دیوار می‌توان استفاده کرد.

جدول ۴-۸: مقادیر پیشنهادی حداقل ضخامت المان مرزی دیوار				
حداقل ضخامت المان مرزی با حد بالای برش (سانتیمتر)	حداقل ضخامت المان مرزی با حد پایین برش (سانتیمتر)	طول المان مرزی دیوار (سانتیمتر)	C_{depth} (cm)	h_w (cm)
30	30	25	50	400
40	35	60	100	400
50	40	110	150	400
60	45	160	200	400
35	30	25	50	500
45	35	50	100	500
55	45	100	150	500
65	50	150	200	500
35	30	25	50	600
50	40	50	100	600
60	50	90	150	600
70	55	140	200	600
40	30	25	50	700
55	45	50	100	700
65	50	80	150	700
75	60	130	200	700

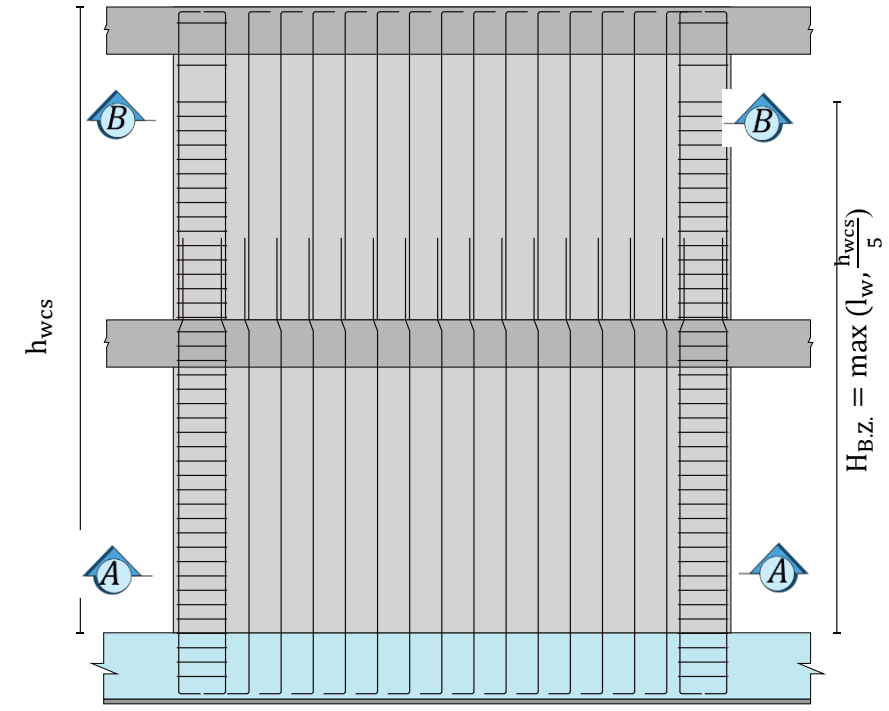
۴-۶-۳- در هر دو روش مبتنی بر تنش و جابجایی، المان مرزی باید حداقل به مقدار بیشترین دو مقدار C/2 و C-0.1Lw در دیوار نفوذ کند. (شکل ۴-۲۰)

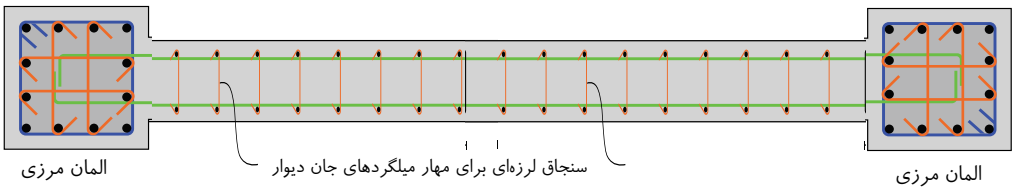


شکل ۴-۲۰ : حداقل طول المان مرزی در دیوار برشی

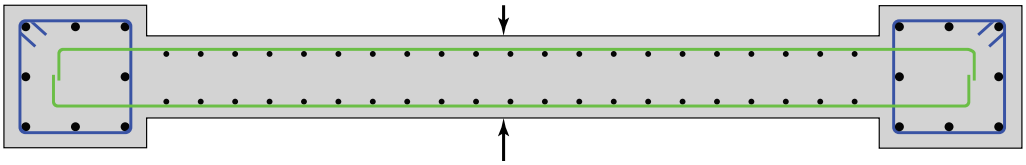
۴-۶-۴- در روش مبتنی بر جابجایی، در مقطع بحرانی (روی فونداسیون یا روی دیوارهای حائل) المان مرزی باید حداقل به اندازه حداکثر دو مقدار l_w و $\frac{4M_u}{V_u}$ از مقطع بحرانی در ارتفاع دیوار امتداد داده شود. در این محدوده آرماتورهای جان دیوار نیز باید با سنجاقی با فاصله حداکثر ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر مهار شوند. (شکل ۴-۲۱)

در غیاب محاسبات دقیق به عنوان یک راهکار ساده، در ساختمان‌های متعارف و به صورت محافظه‌کارانه و برای سهولت می‌توان مقدار $\frac{4M_u}{V_u}$ را برابر با $\frac{h_{wcs}}{5}$ در نظر گرفت.





$Sec\ A-A$



$Sec\ B-B$

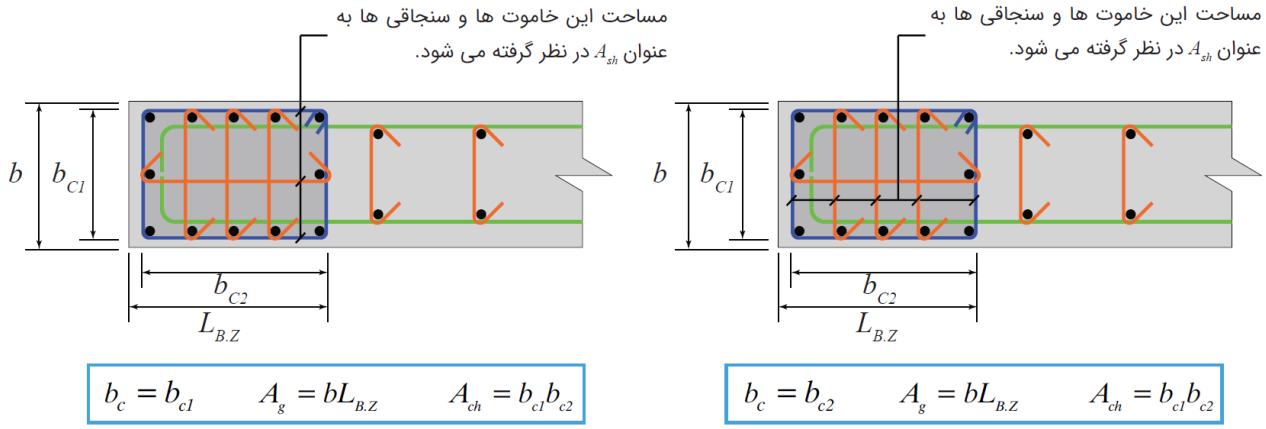
شکل ۴-۲۱: استفاده سنجاق لرزه‌ای برای مهار تمام میلگردهای جان دیوار در طبقه بحرانی

۴-۶-۵- در روش مبتنی بر تنش، امتداد المان مرزی در ارتفاع دیوار از مقطع بحرانی باید تا ترازی باشد که تنش فشاری در دورترین تار فشاری دیوار کمتر از $0.15f_c$ شود. همچنین در زیر تراز بحرانی نیز المان مرزی باید تا روی فونداسیون امتداد داده شود. به طور کلی استفاده از این روش اغلب منجر به نتایج محافظه‌کارانه شده و نیاز به المان مرزی را در طبقات بیشتری نسبت به روش بر مبنای جابجایی گزارش می‌دهد.

۴-۶-۶- در ناحیه مرزی ویژه مساحت کل ساق دورگیرها ، A_{sh}، در هر راستا نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

$$A_{sh} = \max\begin{cases} 0.3(sbf'_c/f_{yt})[(A_g/A_{ch}) - 1] \\ 0.09\,(sbf'_c/f_{yt}) \end{cases}$$

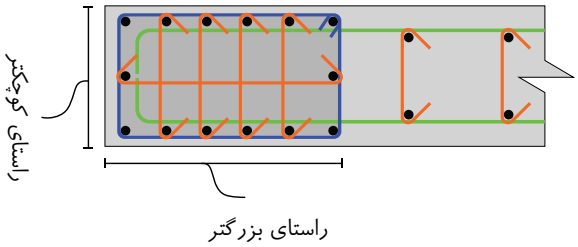
در این رابطه s فاصله دورگیرها از یکدیگر، b بعد ناحیه مرزی در هر راستا (عمود بر راستای دورگیرها)، A_g مساحت کل ناحیه مرزی و A_{ch} مساحت بتن محصور شده در درون ناحیه مرزی (مرکز تا مرکز دورگیرها) می‌باشد. (شکل ۴-۲۲)



شکل ۴-۲۲ : پارامترهای معرفی A_{sh}

در جدول ۴-۹ نمونه‌ای از حداقل دورگیرهای لازم برای المان مرزی دیوارهای برشی برای $f_c' = 250\frac{kg}{cm^2}$ و $f_y = 3400\frac{kg}{cm^2}$ ارائه شده است.

جدول ۴-۹ : حداقل دورگیر لازم در المان مرزی دیوار برشی		
ابعاد المان مرزی (سانتیمتر)	حداقل دورگیر لازم در راستای بزرگتر	حداقل دورگیر لازم در راستای کوچکتر
30x50	4 Ø12 @8cm	2 Ø12 @8cm
30x60	5 Ø12 @8cm	2 Ø12 @8cm
40x40	3 Ø12 @8cm	3 Ø12 @8cm
40x50	4 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm
40x60	4 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm
40x70	5 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm
40x80	5 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm
50x50	4 Ø12 @10cm	4 Ø12 @10cm
50x60	4 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm
50x70	4 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm
50x80	5 Ø12 @10cm	3 Ø12 @10cm



لازم به ذکر است در هنگام طراحی باید به مسائل اجرایی از جمله تراکم دورگیرها، میلگردهای قائم و افقی و امکان بتن‌ریزی توجه شود.

۴-۶-۷- در صورت استفاده از آرماتور طولی S400 در دیوار فاصله دورگیرها در ناحیه مرزی ویژه دیوار نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد (شکل ۴-۲۴):

الف- یک سوم حداقل بعد ناحیه مرزی.

ب- شش برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی محصور شده در ناحیه مرزی.

پ- ۱۵ سانتیمتر.

ت- S_0 که برابر است با:

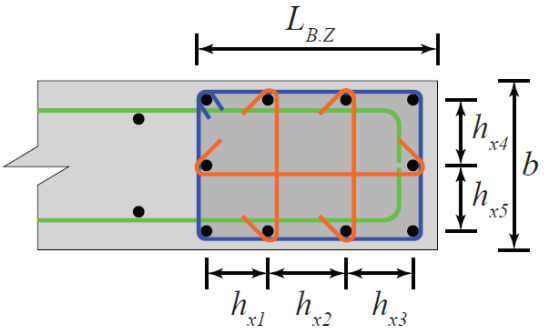
$$10\ cm \le S_0 = 10 + (35 - hx)/3 \le 15\ cm$$

در این رابطه hx حداکثر فاصله بین ساق دورگیرها می‌باشد (شکل۴-۲۳) که نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر یا 2/3 ضخامت ناحیه مرزی در نظر گرفته شود.

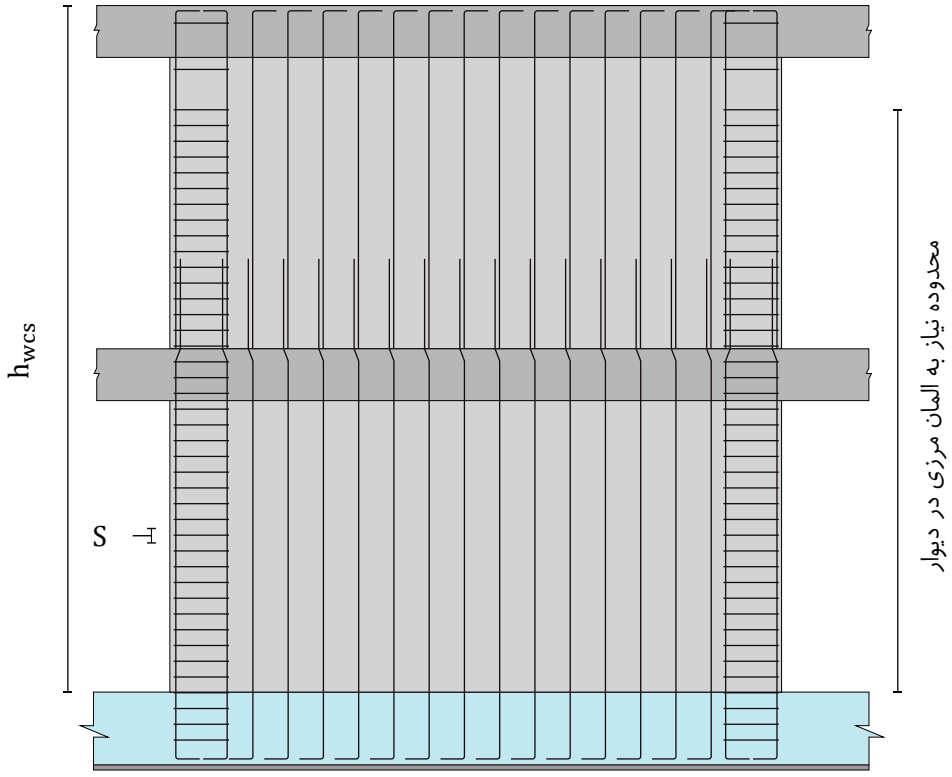
در صورت استفاده از آرماتور طولی S500 در دیوار محدودیت ب این بند به پنج برابر قطر میلگرد طولی محدود می‌شود.

$$h_x = \max(h_{x1}, h_{x2}, h_{x3}, h_{x4}, h_{x5}, \dots.)$$

$$h_x \le (\frac{2}{3}b, 35cm)$$



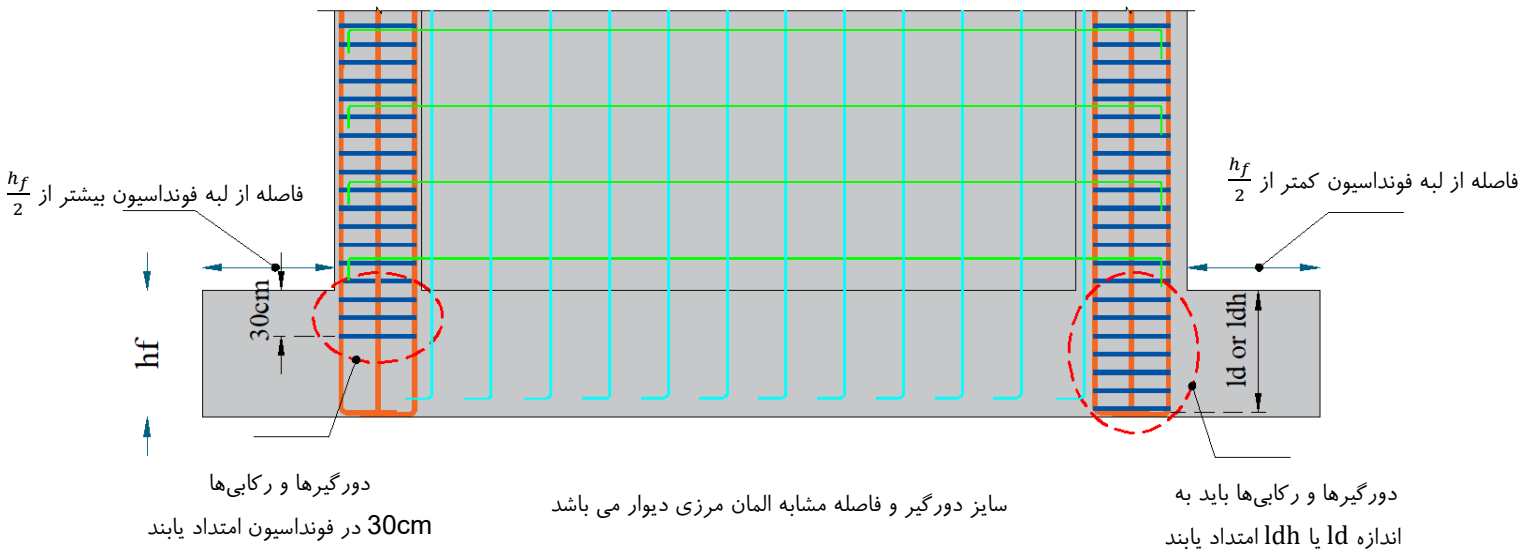
شکل ۴-۲۳ : تعریف h_x در المان مرزی



$$S \le min(\frac{b}{3},\ 6d_b\ , 15cm, 10 + \left(\frac{35 - hx}{3}\right))$$

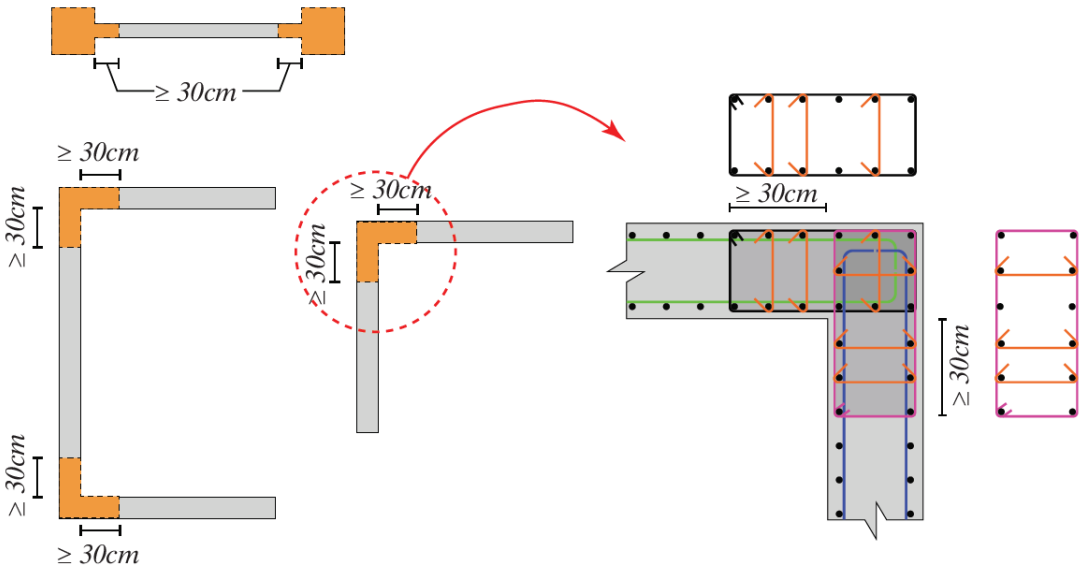
شکل ۴-۲۴ : حداکثر فاصله دورگیرها در المان مرزی

۴-۶-۸- دورگیرهای ناحیه مرزی در فونداسیون برای دیوارهای برشی که دارای فاصله‌ای کمتر از نصف ارتفاع فونداسیون از لبه فونداسیون می‌باشند باید به اندازه حداقل Ld یا Ldh در درون فونداسیون ادامه یابد و در سایر موارد باید حداقل به میزان ۳۰ سانتیمتر به داخل فونداسیون ادامه پیدا کنند. (شکل ۴-۲۵)



شکل ۴-۲۵: امتداد دورگیرهای المان مرزی در فونداسیون

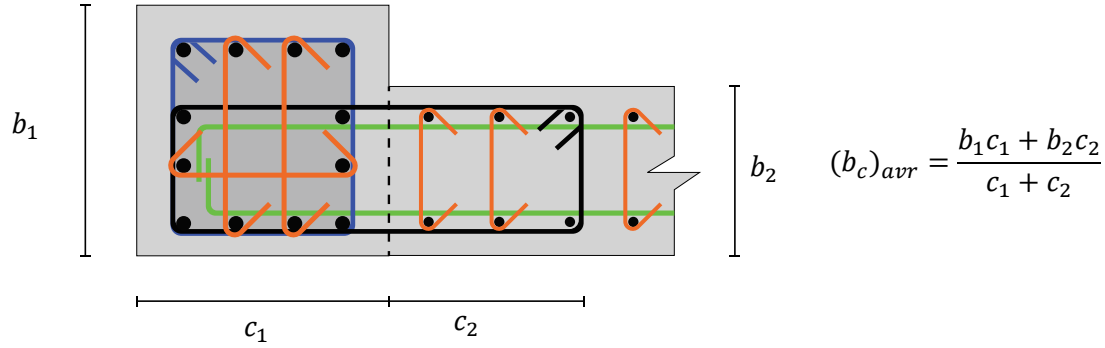
۴-۶-۹- در دیوارهای با مقاطع *L* و *U* و دیوارهای دمبلی شکل در صورت نیاز به ناحیه مرزی در جان دیوار، دورگیرگذاری ناحیه مرزی باید حداقل به مقدار 30cm در داخل جان امتداد یابد. (شکل ۴-۲۶)



شکل ۴-۲۶ : امتداد حداقل ۳۰ سانتیمتری ناحیه مرزی در جان دیوار

۴-۶-۱۰- در صورت نیاز به ناحیه مرزی در هر ارتفاعی از دیوار، دورگیرهای ناحیه مرزی باید تا روی فونداسیون امتداد یابند.

۴-۶-۱۱- در صورت نفوذ المان مرزی در جان دیوارهای بالدار، هنگام محاسبه Ash لازم است ضخامت میانگین دیوار در نظر گرفته شود، بدین منظور می‌توان ضخامت میانگین المان مرزی را با استفاده از رابطه ارائه شده در شکل ۴-۲۷ محاسبه کرد.



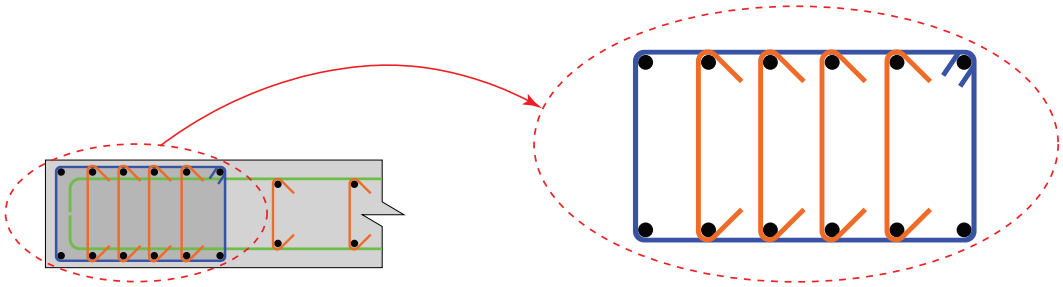
شکل ۴-۲۷ : محاسبه ضخامت متوسط دیوار بالدار در المان مرزی

۴-۶-۱۲- توصیه می‌شود فاصله بین میلگردهای طولی در ناحیه مرزی در راستای طول دیوار از ۲۰ سانتیمتر بیشتر لحاظ نشود.

۴-۶-۱۳- انتهای میلگردهای افقی دیوار باید حداقل به مقدار L_{dh} وارد هسته محصور شده (دورگیر بسته) ناحیه مرزی دیوار شوند و می‌توانند در فاصله‌ای کمتر از ۱۵ سانتیمتر از انتهای دیوار و در بتن محصور شده ناحیه مرزی قلاب شوند.

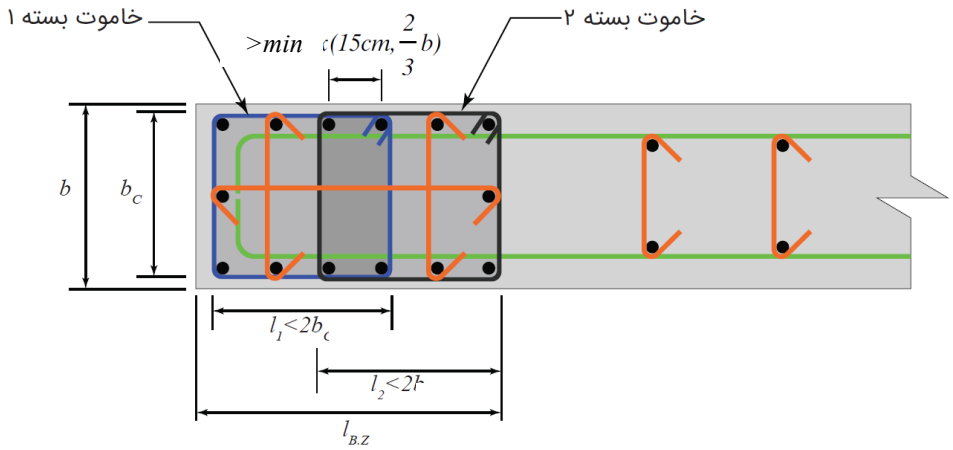
۴-۶-۱۴- دور تا دور ناحیه مرزی باید یک دورگیر بسته یا چند دورگیر بسته با همپوشانی قرار داده شود. استفاده از سنجاقی لرزه‌ای (با قلاب ۱۳۵ درجه در هر دو انتها) در درون دورگیر بسته و برای مهار میلگردهای قائم دیوار مجاز می‌باشد. (استفاده از سنجاقی به تنهایی یا استفاده از چند دورگیر بسته بدون همپوشانی یا جدا از هم صحیح نیست).

۴-۶-۱۵- سنجاقی لرزه‌ای باید در هر دو انتها دارای قلاب ۱۳۵ درجه برای مهار میلگردهای قائم دیوار برشی باشد. توصیه می‌شود تمام آرماتورهای داخل المان مرزی با سنجاقی لرزه‌ای یا دورگیر مهار گردند. (شکل ۴-۲۸)



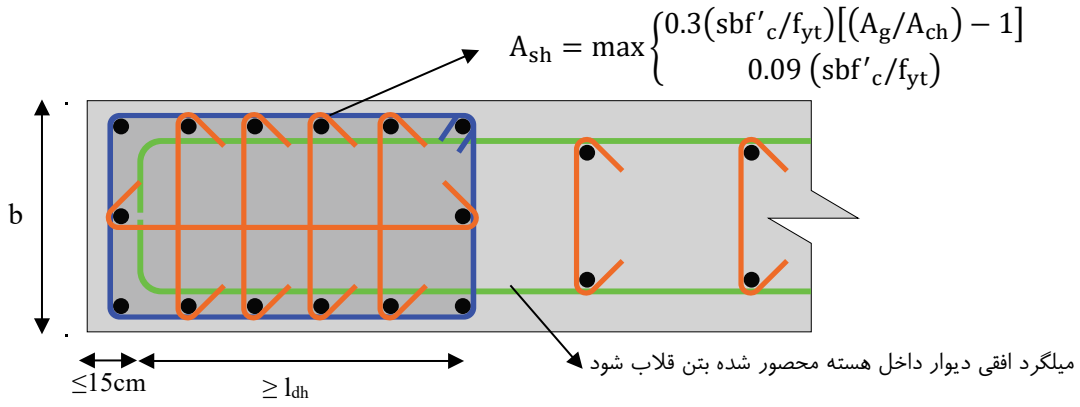
شکل ۴-۲۸: استفاده از سنجاقی لرزه‌ای یا دورگیر به منظور مهار میلگردهای قائم دیوار در المان مرزی

۴-۶-۱۶- نسبت بعد بزرگتر به ضخامت المان مرزی نباید از ۲ بیشتر شود. در صورت استفاده از دو دورگیر با همپوشانی، حداقل طول همپوشانی آن‌ها باید برابر با ۱۵ سانتیمتر باشد. (شکل ۴-۲۹)



شکل ۴-۲۹ : استفاده از دورگیر با ابعاد و طول همپوشانی مناسب

۴-۶-۱۶- در چهار کنج دورگیرهای بسته باید میلگرد طولی قرار داده شود. در شکل ۴-۳۰ جزئیات تعبیه دورگیر و سنجاقی در ناحیه مرزی ویژه دیوار برشی نمایش داده شده است.



شکل ۴-۳۰ : تعبیه دورگیرو سنجاقی نواحی مرزی ویژه در دیوارهای برشی

۴-۷- ضوابط دورگیرگذاری حداقل در دیوار برشی در صورت عدم نیاز به ناحیه مرزی

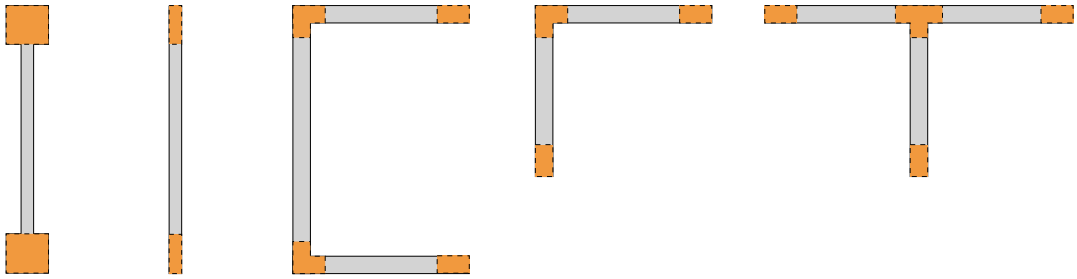
۴-۷-۱- در نواحی زیر تعبیه دورگیر حداقل الزامی است: (شکل ۴-۳۱)

الف- در هر قسمتی از دیوار که درصد میلگرد طولی بیشتر از $\rho > 28/F_y$ (kg/cm^2 برای F_y) باشد.

ب- در ابتدا و انتهای دیوار برشی.

پ- در طرفین بازشوها موجود در دیوار برشی.

ت- در محل تقاطع دیوارهای متعامد.



شکل ۴-۳۱: الزام تعبیه دورگیر حداقل در نواحی مختلف دیوار

۴-۷-۲- فاصله دورگیرها در ناحیه مرزی دیوار نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد (میلگرد S400):

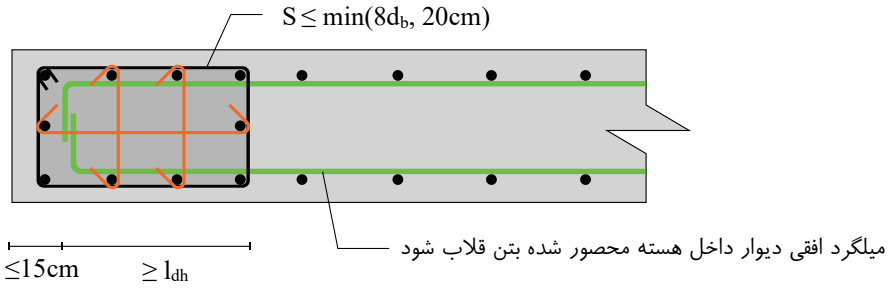
الف- هشت برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی محصور شده در ناحیه مرزی.

ب- ۲۰ سانتیمتر.

۴-۷-۳- حداکثر فاصله بین ساق دورگیرها نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

۴-۷-۴- انتهای میلگردهای افقی دیوار باید حداقل به مقدار L_{dh} وارد جزء لبه‌ای دیوار شده و باید در انتهای دیوار قلاب شوند. (اگرچه به دلیل ملاحظات اجرایی و همسان‌سازی جزئیات مربوطه با سایر دیوارها، مناسب است در فاصله‌ای کمتر از ۱۵ سانتیمتر از انتهای دیوار و در بتن محصور شده ناحیه مرزی قلاب شوند.)

۴-۷-۵- در چهار کنج دورگیر بسته باید میلگرد طولی قرار داشته باشد. در شکل ۴-۳۲ جزئیات دورگیرگذاری حداقل در دیوار برشی نمایش داده شده است.

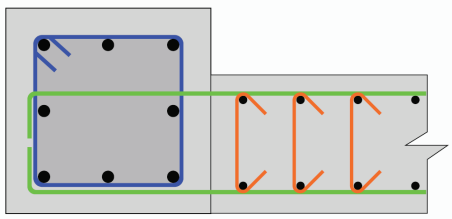
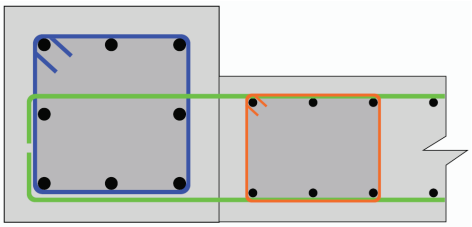
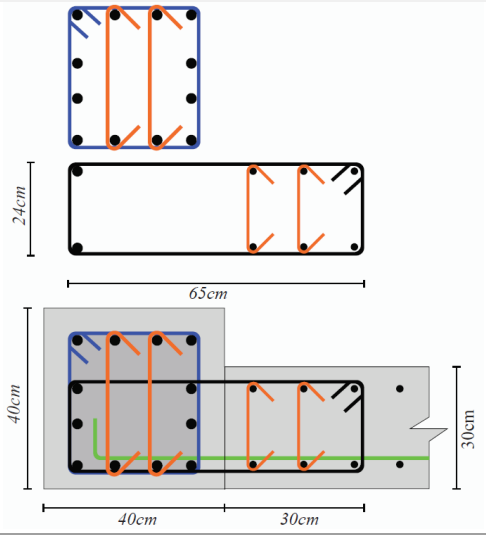


شکل ۴-۳۲: ضوابط دورگیرگذاری حداقل در دیوارهای برشی

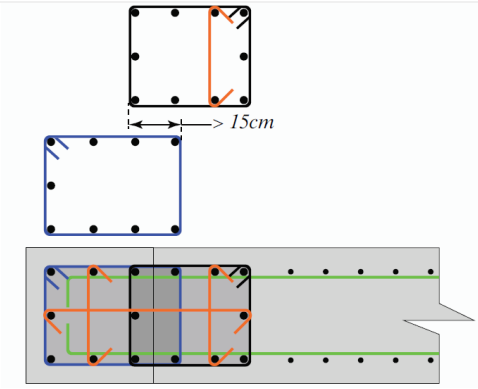
۴-۸- جزئیات اجرایی متداول در آرماتورهای عرضی در المان مرزی دیوارهای برشی

در جداول ۴-۱۰ ، ۴-۱۱ ، ۴-۱۲ و ۴-۱۳ نمونه‌هایی از جزئیات صحیح و ناصحیح آرماتورهای عرضی در المان مرزی دیوار نمایش داده شده است.

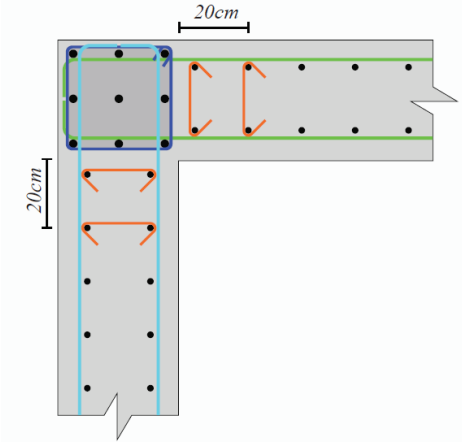
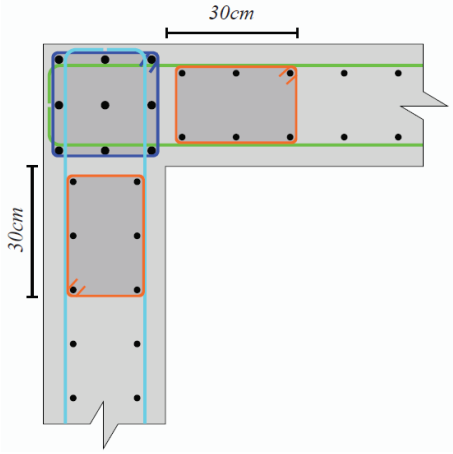
جدول ۴-۱۰: جزئیات اجرایی ناصحیح آرماتورهای عرضی نواحی مرزی در دیوارهای برشی

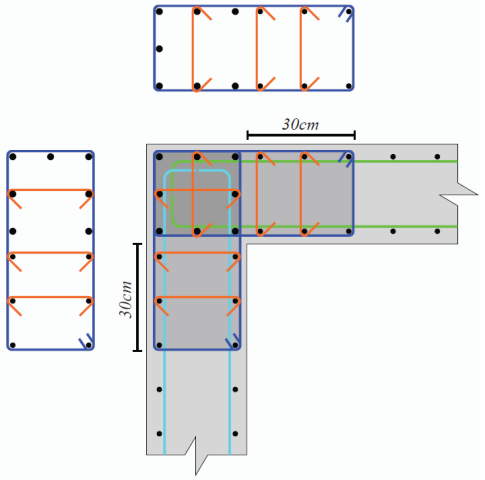
جزئیات ناصحیح آرماتورهای عرضی ناحیه مرزی	ایرادات
	- عدم محصوریت بتن در جان دیوار. - عدم استقرار قلاب انتهای میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. - عدم فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در راستای x در جان دیوار.
	- عدم محصوریت بتن در حدفاصل دو دورگیر بسته. - عدم استقرار قلاب انتهای میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. - عدم فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در راستای x در جان دیوار. - عدم استفاده از رکابی لرزه‌ای (دو سر ۱۳۵ درجه) .
	- عدم استقرار میلگرد قائم دیوار در چهار گوشه دورگیر جان. - عدم رعایت نسبت ۲ به ۱ در دورگیر جان دیوار.

جدول ۴-۱۱: جزئیات اجرایی صحیح آرماتورهای عرضی نواحی مرزی در دیوارهای برشی

جزئیات صحیح آرماتورهای عرضی ناحیه مرزی	ایرادات
	- جزئیات صحیح ناحیه مرزی در دیوار. (استفاده از دو دورگیر بسته با همپوشانی مناسب و قلاب لرزه‌ای دو سر ۱۳۵ درجه)

جدول ۴-۱۲: جزئیات اجرایی ناصحیح آرماتورهای عرضی نواحی مرزی در فصل مشترک دیوارهای برشی‌های متعامد

جزئیات ناصحیح آرماتورهای عرضی ناحیه مرزی	ایرادات
	- عدم محصوریت بتن در جان دیوار. - عدم استقرار قلاب انتهای میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. - عدم فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در یک راستا در دیوار. عدم امتداد حداقل ۳۰ سانتیمتر ناحیه مرزی در هر وجه از دیوار.
	- عدم محصوریت بتن در حدفاصل دو دورگیر بسته. - عدم استقرار قلاب انتهای میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. - عدم استفاده از رکابی لرزه‌ای دو سر ۱۳۵ درجه.

جدول ۴-۱۳: جزئیات اجرایی صحیح آرماتورهای عرضی نواحی مرزی در فصل مشترک دیوارهای برشی‌های متعامد	
جزئیات صحیح آرماتورهای عرضی ناحیه مرزی	ایرادات
	- جزئیات صحیح ناحیه مرزی در فصل مشترک دیوارهای متعامد (مقاطع L و U شکل).

۴-۹- نکات ویژه مدل‌سازی دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS

۴-۹-۱- به منظور دست‌یابی به دقت کافی هنگام طراحی دیوارهای برشی بال‌دار نظیر L ، C و U می‌باید به هر بال از دیوار Pier Lable جداگانه اختصاص داده شود. اگر نسبت طول دیوار به ارتفاع آن کوچک باشد (مانند دیوارهای برشی U شکل اطراف چاله آسانسور) استفاده از یک Pier Lable برای کل دیوار خطای کمتری را در هنگام طراحی ایجاد می‌کند.

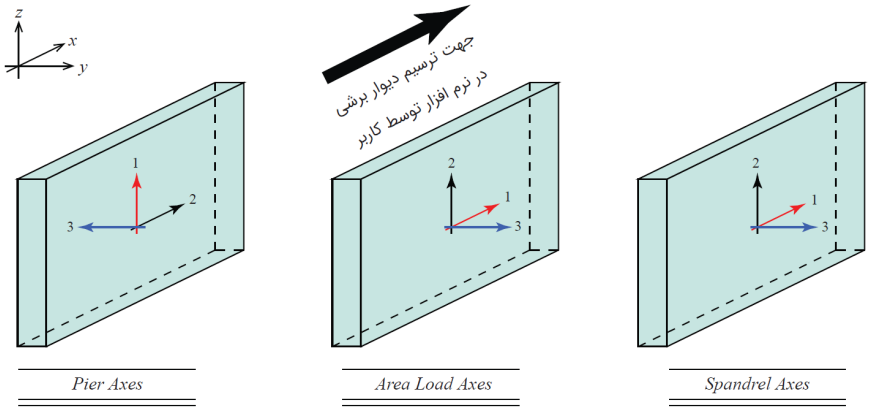
۴-۹-۲- جهت انجام طراحی خمشی دیوارهای برشی و مشخص نمودن طول ناحیه مرزی دیوار، استفاده از روش General باعث ایجاد دقیق‌ترین نتایج درطراحی می‌گردد.

۴-۹-۳- با توجه به اینکه اکثر نسخه‌های ETABS کنترل برش در دیوارهای برشی را به درستی انجام نمی‌دهند، توصیه می‌شود کنترل برش در دیوارها با محاسبات دستی کنترل گردد.

۴-۹-۴- ترسیم ناحیه ستونی (المان frame) در هر دو انتهای کلیه دیوارهای برشی توصیه می‌شود. همچنین بهتر است مساحت میلگردهای طولی در نواحی پیرامونی دیوارها (نواحی ستونی) یکسان در نظر گرفته شود.

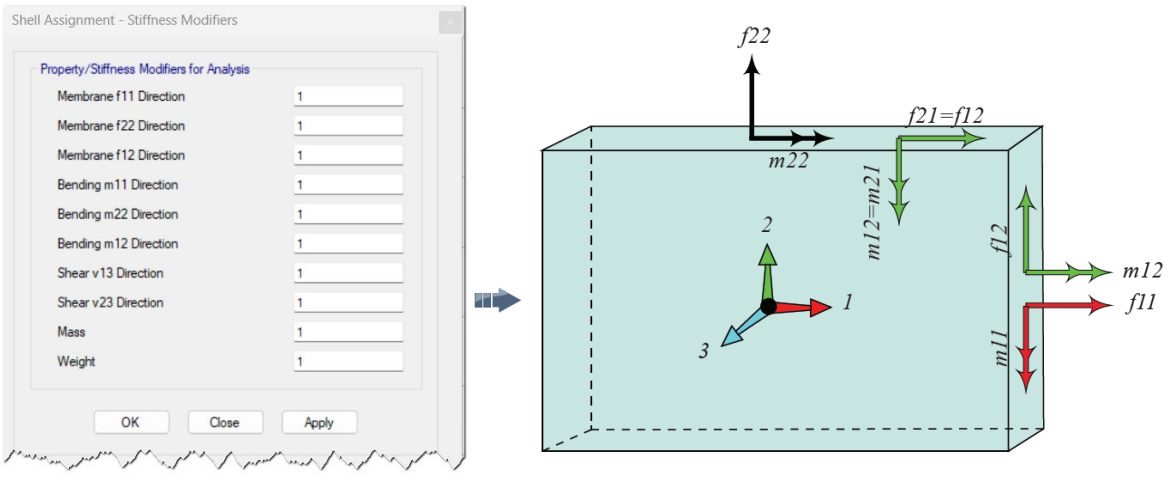
۴-۹-۵- تفاوت Pier Axes (معیاری برای طراحی) و Area Local Axes (معیاری برای آنالیز) و Spandrel Axes (معیاری برای طراحی) همانگونه که در شکل ۴-۳۳ نشان داده شده است، به شرح زیر می‌باشد:

در Area Local Axes محور شماره ۱ بر اساس جهت ترسیم، جهت‌دار می‌شود و محور ۲ در راستای ارتفاع دیوار(محور z) و محور ۳ با قانون درست راست مشخص می‌شود. در Pier Axes محور ۱ از پایین به بالای دیوار جهت‌دار می‌شود، محور شماره ۲ موازی جهت مثبت محور X یا Y (بسته به صفحه دیوار برشی)، و محور ۳ با قانون دست راست دارای جهت خواهد شد. در Spandrel Axes قاعده بر این اساس است که محور۱ موازی جهت مثبت محور X یا Y (بسته به صفحه دیوار برشی)، محور ۲ در راستای ارتفاع دیوار(محور z) و محور ۳ با قانون دست راست دارای جهت خواهد شد.



شکل ۴-۳۳: تفاوت Pier Axes ، Area Local Axes و Spandrel Axes در نرم‌افزار ETABS و جهات برداری آن‌ها

۴-۹-۶- پارامترهای f و m که جهت اصلاح سختی درون صفحه و خارج از صفحه دیوارهای برشی در شکل ۴-۳۴ مشخص شده‌اند.



شکل ۴-۳۴: تعریف پارامترهای f11، f22، f12، m11، m22، m12 در المان سطحی دیوار برشی در نرم‌افزار ETABS

۴-۱۰- روش پیشنهادی برای مدل سازی دیوار و کنترل فایل ۲۵ درصد

اهداف اصلی ارائه این روش در مدل ۱۰۰ و ۲۵ در زیر آورده شده است، شایان ذکر است در صورت استفاده از هر روش جایگزین رعایت این اهداف ضروری می‌باشد.

۴-۱۰-۱- اهداف اصلی در مدل ۱۰۰ درصد

الف- برطرف شدن خطای ناشی از همپوشانی دیوار برشی با ستون‌های طرفین متصل به آن در مدل سازه‌ای.

ب- اعمال کل نیروی محوری دیوار به المان Shell به منظور محاسبه دقیق C_{depth} و طول المان مرزی توسط نرم‌افزار.

پ- اعمال کل نیروی برشی دیوار به المان Shell به منظور کنترل دقیق‌تر مقاومت برشی توسط نرم‌افزار.

ت- طراحی المان‌های ستونی طرفین دیوار برای تحمل عکس‌العمل ناشی از تیرهای متصل به آن‌ها در راستای عمود به صفحه دیوار.

۴-۱۰-۲- اهداف اصلی در مدل ۲۵ درصد

الف- به حداقل رساندن نیروی برشی جذب شده توسط دیوار و ستون‌های طرفین آن.

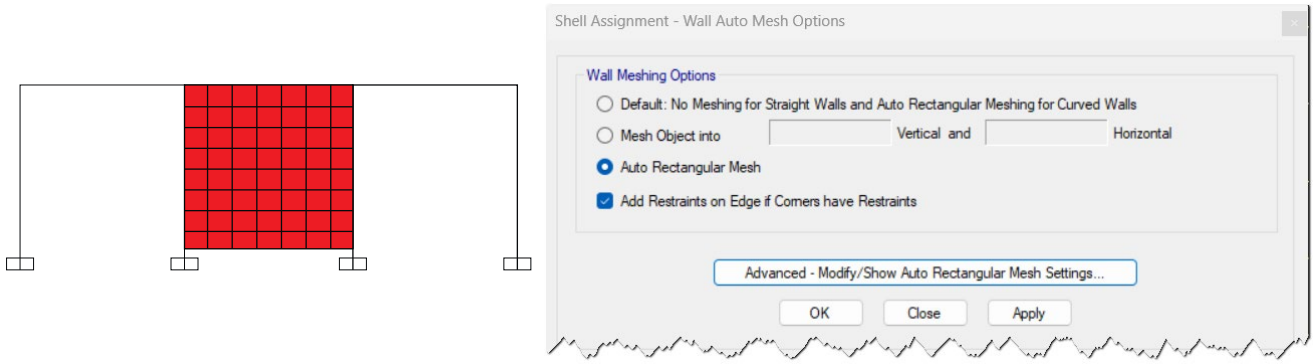
ب- دقت حداکثری به همراه سرعت بالا در کنترل ضابطه ۲۵ درصد.

پ- طراحی المان‌های ستونی طرفین دیوار برای تحمل عکس‌العمل ناشی از تیرهای متصل به آن‌ها در راستای عمود به صفحه دیوار.

۴-۱۰-۳- روش پیشنهادی مدل سازی در نرم‌افزار ETABS

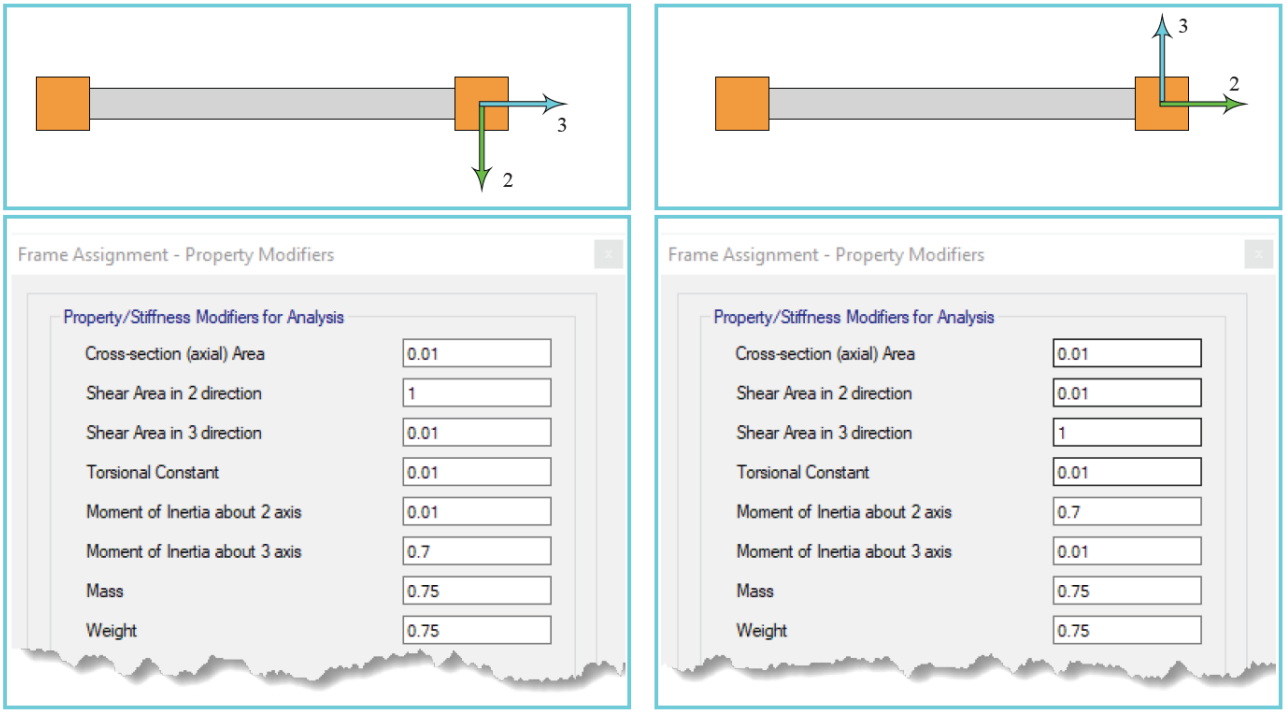
با توجه به محدودیت‌های موجود در نرم‌افزار ETABS و به منظور کاهش خطاهای ناشی از همپوشانی المان‌های خطی و صفحه‌ای در هنگام تحلیل، و همچنین امکان کنترل نواحی انتهایی دیوار (اعضا ستونی) برای تحمل عکس‌العمل ناشی از تیرهای متعامد به صفحه دیوار، روش گام به گام زیر ارائه گردیده است:

گام اول: المان‌های خطی (Frame) در طرفین دیوار و المان پوسته‌ای (Shell) در حدفاصل آنها بعنوان دیوار برشی با مشخصات مربوطه در مدل سازه‌ای ترسیم می‌گردند. توضیح اینکه در این روش مدل‌سازی **دو عدد** عضو ستونی در طرفین دیوار الزامی بوده، لیکن ابعاد آن‌ها با توجه به نظر طراح سازه تعیین می‌گردد. همچنین به منظور حصول دقت کافی در آنالیز، المان‌های پوسته‌ای دیوار می‌باید با استفاده از گزینه ... Assign > Shell/Area > Area Object Mesh Options به قطعات کوچکتری تقسیم‌بندی (Mesh) شوند. لازم بذکر است، تقسیم‌بندی باید به‌گونه‌ای اعمال شود که قطعات کوچکتر ایجاد شده بصورت مربعی یا نزدیک به مربع با ابعاد حداکثر یک متر باشند. (شکل ۴-۳۵)



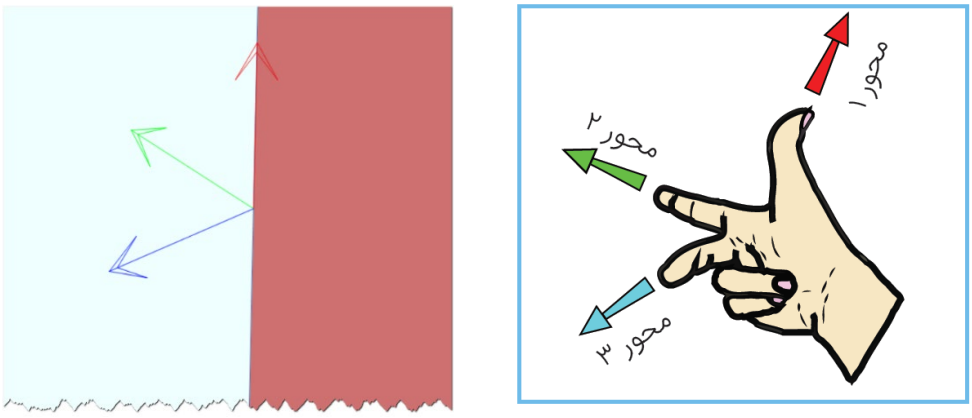
شکل ۴-۳۵: نحوه Mesh زدن دیوارها در نرم‌افزار ETABS

گام دوم: با استفاده از گزینه: ... Assign > Frame/Line > Frame Property Modifiers ضرایب بسیار کوچکی به مشخصات مقطع ستون‌های مزبور در جهت درون صفحه دیوار اعمال می‌گردد. بطوریکه سختی آن‌ها در جهت درون صفحه دیوار از مدل سازه‌ای حذف شود. لازم بذکر است ضریب اصلاح سختی خمشی این ستون‌ها در جهت عمود به صفحه دیوار (بسته به زاویه استقرار ستون حول محور محلی ۲ یا ۳) برابر ۰/۷۰ و همچنین ضریب اصلاح سختی برشی این ستون‌ها در جهت عمود به صفحه دیوار (بسته به زاویه استقرار ستون در امتداد محور محلی ۲ یا ۳) بدون تغییر برابر ۱/۰ بوده و ضرایب جرم و وزن آن‌ها با تقسیم مساحت آن بخش از ستون که با دیوار همپوشانی ندارد بر مساحت سطح مقطع ستون بدست می‌آید. (شکل ۴-۳۶)



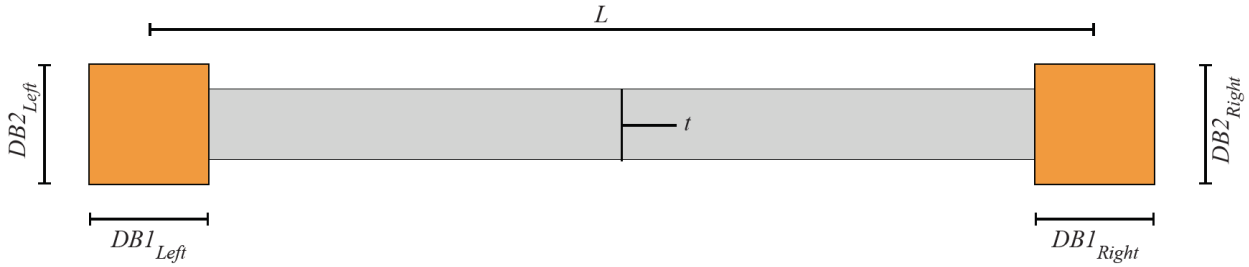
شکل ۴-۳۶: نحوه اعمال ضرایب اصلاح سختی اعضا ستونی دو انتهای دیوار در نرم‌افزار ETABS

- *تبصره یک:* برای تشخیص محورهای محلی می‌توان ابتدا از منوی View>Set Display Options گزینه Frame Local Axes را فعال کرد. محور محلی ۱ (قرمز رنگ) همواره در راستای المان ستون و به سمت بالا می‌باشد. بر اساس قانون دست راست و قرار گرفتن شصت دست در راستای محور ۱ می‌توان راستای محورهای محلی ۲ و ۳ را تشخیص داد. (شکل ۴-۳۷)



شکل ۴-۳۷: نحوه تشخیص محورهای محلی اعضا ستونی دو انتهای دیوار در نرم‌افزار ETABS

گام سوم: با توجه به اینکه در گام قبلی اثر ستون‌های طرفین دیوار از مدل سازه‌ای حذف گردید، هنگام محاسبه سختی اعضا توسط نرم‌افزار، صرفاً مقطع مستطیلی دیوار ترسیم شده در مدل در نظر گرفته می‌شود که با واقعیت (حالت دمبلی که مطابق شکل ۴-۳۸ مد نظر است) همخوانی ندارد. لذا در این مرحله سختی محوری ناشی از خمش و سختی برشی دیوار می‌باید با ضریبی بزرگتر از یک (حاصل نسبت سختی مقطع دمبلی شکل به سختی مقطع مستطیلی) به ترتیب زیر اصلاح گردند:



شکل ۴-۳۸ : پارامترهای در نظر گرفته شده برای ابعاد و ضخامت دیوارهای برشی

❖ ممان اینرسی دیوار در مدل سازه‌ای:

$$I_{Model} = \frac{1}{12} \times t_p \times L^3$$

❖ ممان اینرسی واقعی دیوار (مجموعه دیوار و ستون‌های طرفین):

$$I_{Real} = \left[\frac{1}{12} \times DB2_{left} \times {DB1_{left}}^3 + DB2_{left} \times DB1_{left} \times (\frac{L}{2})^2\right] + \left[\frac{1}{12} \times DB2_{right} \times {DB1_{right}}^3 + DB2_{right} \times DB1_{right} \times (\frac{L}{2})^2\right] + (\frac{1}{12} \times t_p \times (L - \frac{DB1_{left}}{2} - \frac{DB1_{right}}{2})^3)$$

❖ **ضریب اصلاح سختی محوری ناشی از خمش دیوار (در حالت ترک‌خورده و ترک‌نخورده):**

$$f_{22}\ \text{modifier:} \quad \begin{cases} \text{Cracked} \rightarrow 0.35 \times \dfrac{I_{Real}}{I_{Model}} \\ \text{Uncracked} \rightarrow 0.7 \times \dfrac{I_{Real}}{I_{Model}} \end{cases}$$

❖ سطح مقطع برشی دیوار در مدل سازه‌ای:

$$Av_{Model} = t_p \times L$$

❖ سطح مقطع واقعی دیوار (مجموعه دیوار و ستون‌های طرفین):

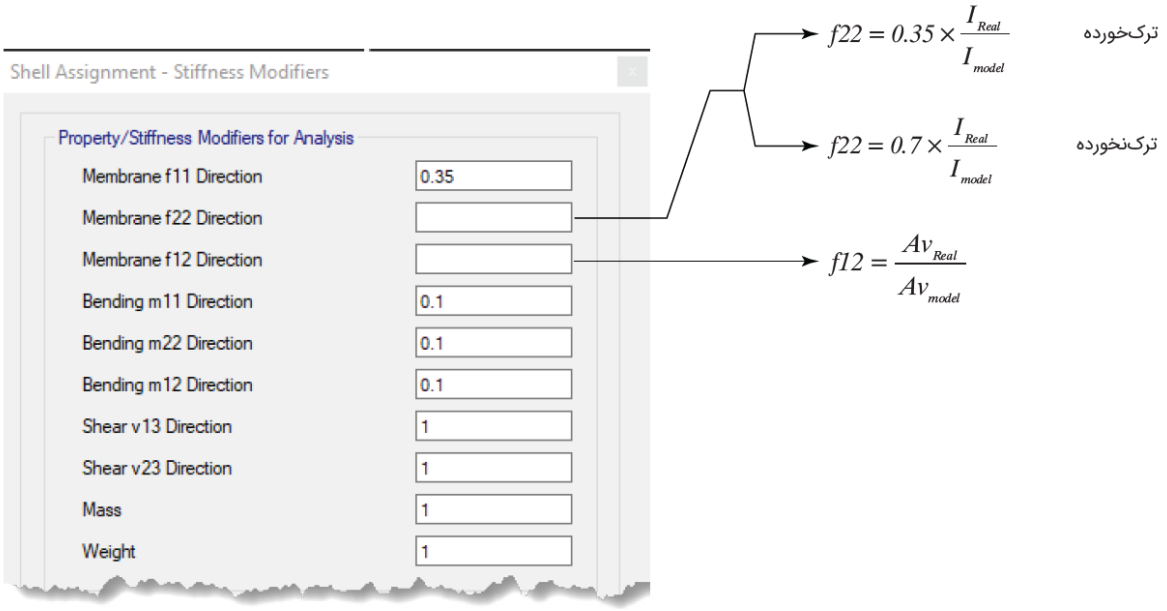
$$Av_{Real} = tp \times (L + \frac{1}{2}(DB1_{Right} + DB1_{Left}))$$

❖ **ضریب اصلاح سختی برشی دیوار برشی:**

$$f_{12}\ \text{modifier:} \quad \frac{Av_{Real}}{Av_{Model}}$$

- *تبصره دو:* در خصوص دیوارهای U شکل و L شکل، ضرایب اصلاح برای هر قطعه از دیوار به تفکیک و بدون توجه به وجود دیوار متعامد عیناً به روش فوق تعیین می‌گردد. لازم بذکر است، ستون واقع در محل تلاقی دو دیوار متعامد را می‌توان بطور همزمان در تعیین ضرایب اصلاح سختی برای هر دو دیوار مشارکت داد، لیکن سختی ستون مزبور باید بطور همزمان هر دو راستا کاهش داده شود.

گام چهارم: با استفاده از گزینه: Assign > Shell/Area > Shell Stiffnes Modifiers ... ضرایب بدست آمده از مرحله قبل مطابق شکل زیر به مشخصات دیوار مزبور اعمال می‌گردد. لازم بذکر است، با توجه به عدم امکان محصور نمودن بتن در سراسر طول دیوار، سختی‌های خمشی خارج از صفحه دیوار (m11 و m22 و m12) همواره با ضریب ۰/۱۰ کاهش داده می‌شوند. همچنین سختی محوری (f11) را می‌توان همواره با ضریب ۰/۳۵ باید کاهش داد، هرچند تاثیر آن صرفاً در دیوارهای دارای بازشو قابل توجه است. (شکل ۴-۳۹)



شکل ۴-۳۹: نحوه اعمال ضرایب اصلاح سختی دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS

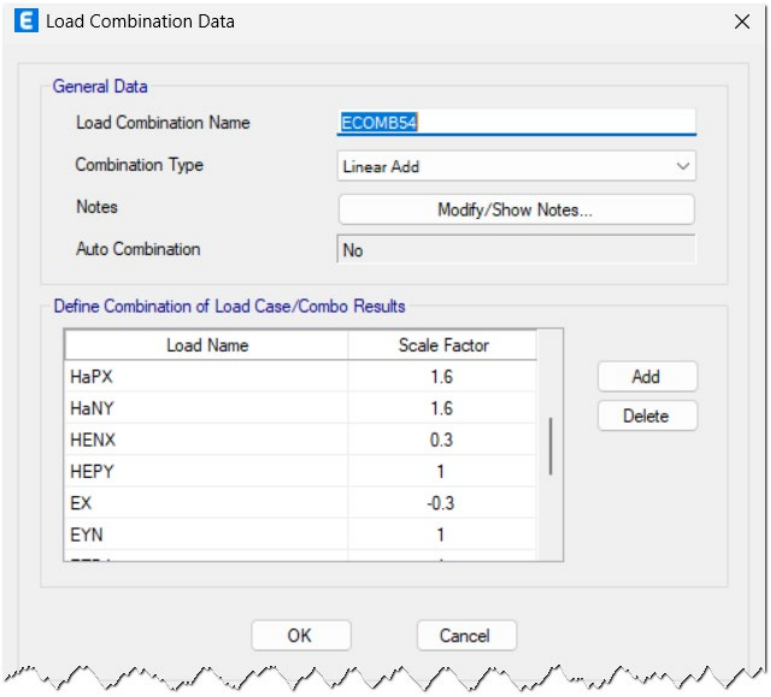
- *تبصره سه:* طراحی ستون‌های طرفین دیوار مشابه با سایر ستون‌های سازه و برای تحمل عکس‌العمل تکیه‌گاهی تیرهای متکی به آن‌ها در فایل اصلی و ۲۵٪ الزامی می‌باشد.

گام پنجم: برای افزایش دقت نتایج تحلیل، سختی خمشی و محوری تیرهای مدفون در دیوارهای برشی باید با ضرایب کاهنده‌ای در حدود ۰/۰۱ کاهش یابد.

۴-۱۰-۴- برای تشخیص دیوارهای ترک‌خورده و ترک‌نخورده می‌باید به ترتیب زیر عمل شود:

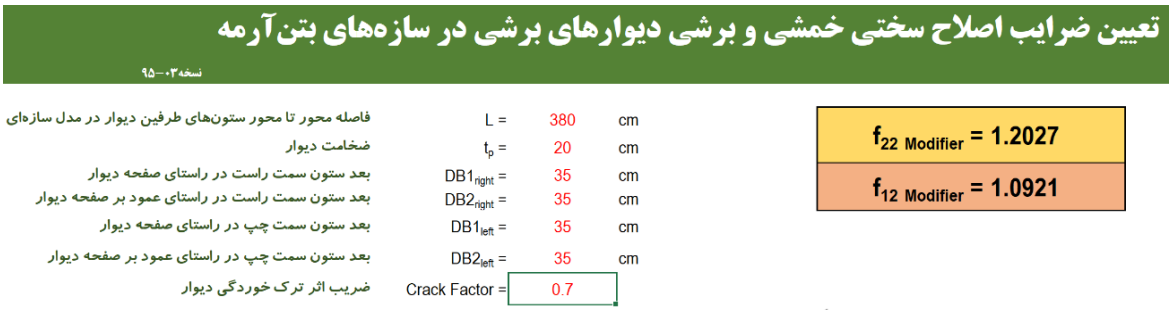
در اولین آنالیز بصورت پیش‌فرض کلیه دیوارها می‌باید ترک نخورده (با ضریب سختی ۰/۷) در نظر گرفته شوند. سپس تنش ایجاد شده در تمامی‌دیوارها مشاهده شده و با مدول گسیختگی بتن مقایسه می‌گردد. بدین ترتیب با تشخیص دیوارهای ترک‌خورده و اعمال ضریب سختی ۰/۳۵ به آنها، سازه می‌باید مجدداً تحلیل شده، و دوباره تنش دیوارها کنترل گردد. مراحل بالا می‌باید بصورت سعی و خطا تا زمان همگرایی شرایط مورد نظر ادامه یابد. روش گام به گام بررسی ترک‌خوردگی یا عدم ترک‌خوردگی دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS به شرح زیر می‌باشد:

گام اول: ترکیبات بارگذاری موثر در ایجاد کشش در دیوارهای برشی مشخص شوند. معمولاً ترکیبات بارگذاری فاقد بار زنده و شامل بار مرده با ضریب ۰/۹ به همراه زلزله تعیین کننده خواهند بود. می توان از ترکیب بار Envelope برای تشخیص ترک‌خوردگی نیز استفاده کرد. (شکل ۴-۴۰)



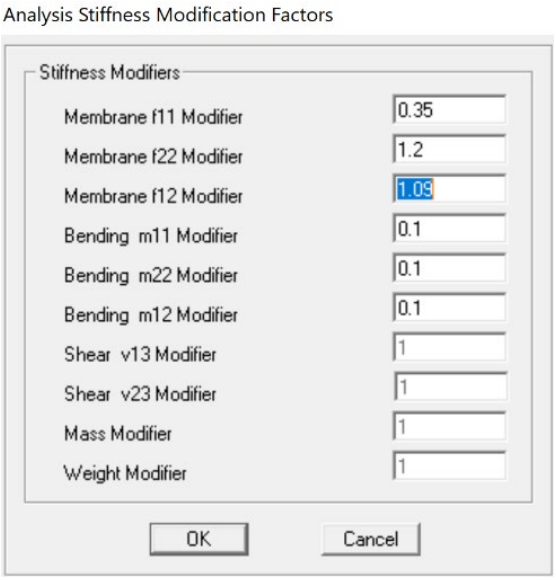
شکل ۴-۴۰: تعیین ترکیبات بارگذاری موثر در ایجاد کشش در دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS

گام دوم: مطابق روش ارائه شده در این راهنما، در اولین مرحله از آنالیز باید فرض را برعدم ترک‌خوردگی دیوارها قرار داد. بدین منظور می‌توان با استفاده از فایل Excel در تنظیمات ترک‌خوردگی ضریب ترک‌خوردگی را برابر با ۰/۷۰ اعمال نمود. (شکل ۴-۴۱)



شکل ۴-۴۱: برآورد ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی به صورت ترک نخورده برای انجام آنالیز اولیه

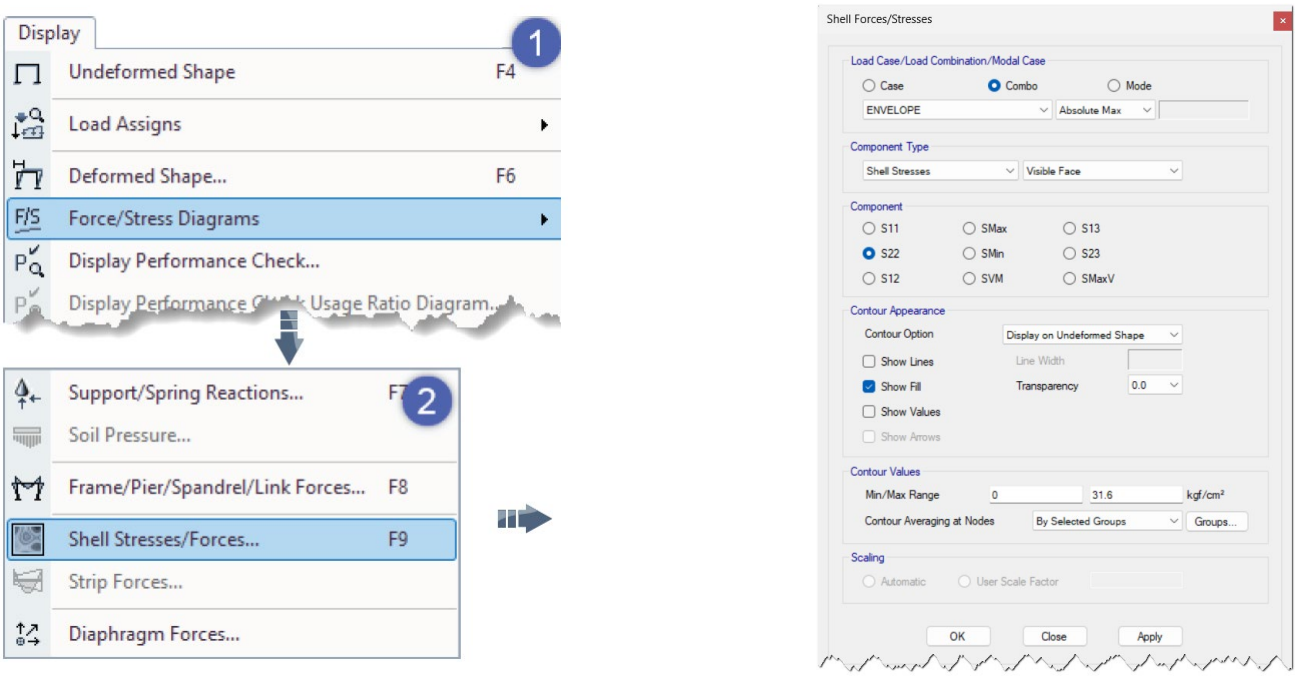
گام سوم: ضرایب ترک‌خوردگی اصلاح شده را به دیوار برشی مورد نظر اختصاص داده و سازه تحلیل می‌شود. (شکل ۴-۴۲)



شکل ۴-۴۲: اعمال ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی به صورت ترک نخورده در آنالیز اولیه در نرم‌افزار ETABS

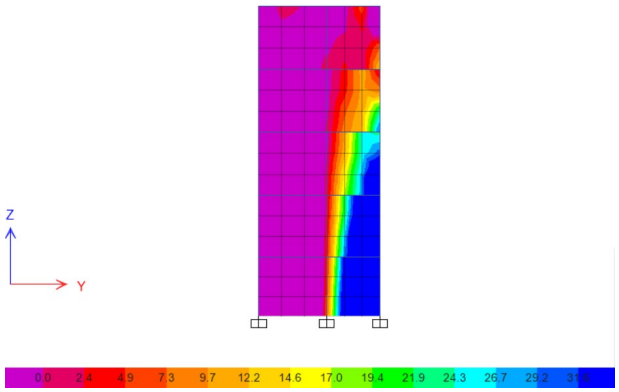
گام چهارم: تنش کششی (مدول گسیختگی) بتن از رابطه $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ قابل محاسبه است. از منوی Display در نرم‌افزار ETABS تنش کششی موجود در دیوار ناشی از ترکیب بارگذاری مشخص شده در مرحله ۱ برای مولفه S_{22} کنترل می‌شود. لازم به ذکر است

در قسمت Contour Range تنش f_r با علامت مثبت برابر با $2\sqrt{f'_c}$ و منفی برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود. تنش‌های مثبت کششی و معیار کنترل ترک‌خوردگی در دیوار می‌باشد. (شکل ۴-۴۳)



شکل ۴-۴۳: تنظیمات بررسی تنش کششی دیوار در نرم‌افزار ETABS

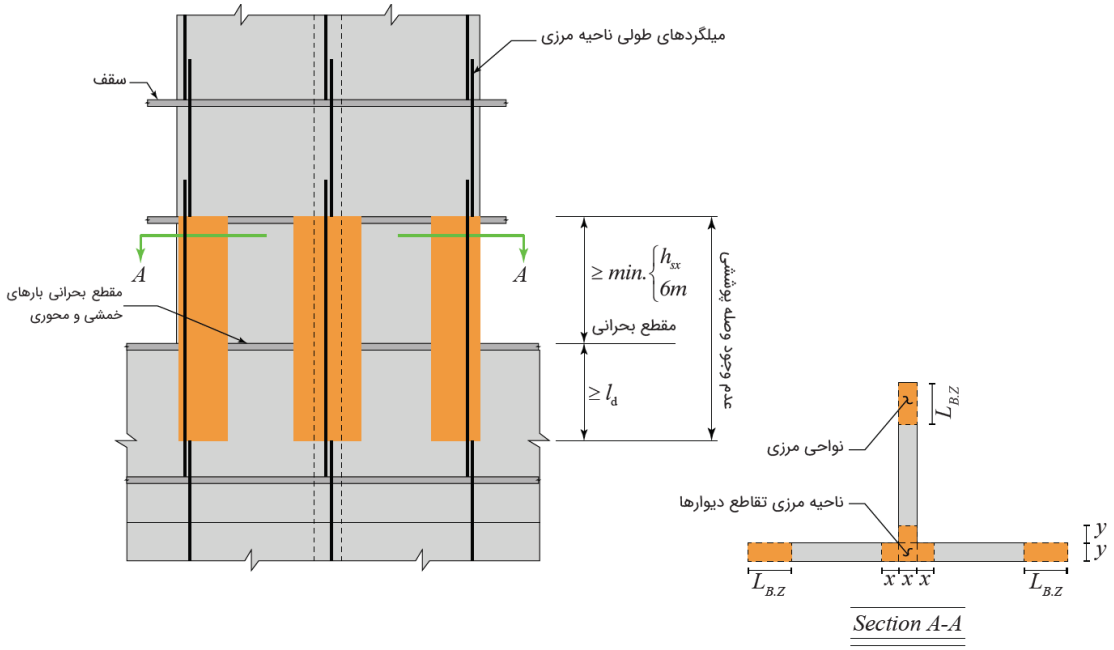
گام پنجم: در شکل زیر تنش کششی در دیوار برشی ناشی از ترکیب بارگذاری مشخص نشان داده شده است. پس از بررسی تمام ترکیبات مورد نظر دیوارهایی که مشمول ترک‌خوردگی می‌شوند مشخص می‌گردد. (شکل ۴-۴۴)



شکل ۴-۴۴: نمایش طیف تنش کششی دیوار در نرم‌افزار ETABS

۴-۱۱- ضوابط وصله و قطع میلگردها در دیوارهای برشی

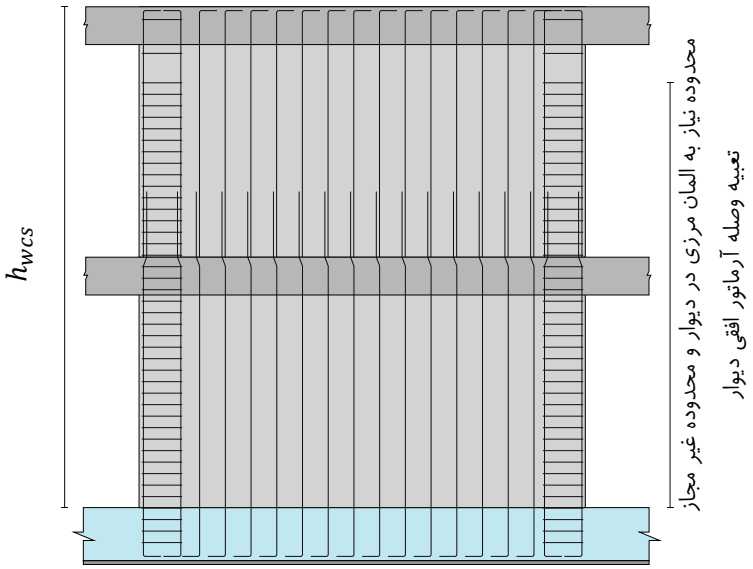
۴-۱۱-۱- در صورت نیاز به المان مرزی و در نبود محاسبات دقیق برای مشخص کردن محدوده آرماتورهایی که احتمال جاری شدن دارند، استفاده از وصله پوششی برای کلیه آرماتورهای قائم دیوار در طبقه بحرانی (روی فونداسیون یا دیوار حائل) مجاز نمی‌باشد. محدوده عدم وصله پوششی در بالای مقطع بحرانی به طول حداقل ۶ متر و h_{sx} باید ادامه داشته باشد و در زیر مقطع بحرانی نیز حداقل به مقدار ld وصله پوششی مجاز نمی‌باشد. (شکل ۴-۴۵)



شکل ۴-۴۵: محدوده غیرمجاز تعبیه وصله پوششی میلگردهای قائم دیوار

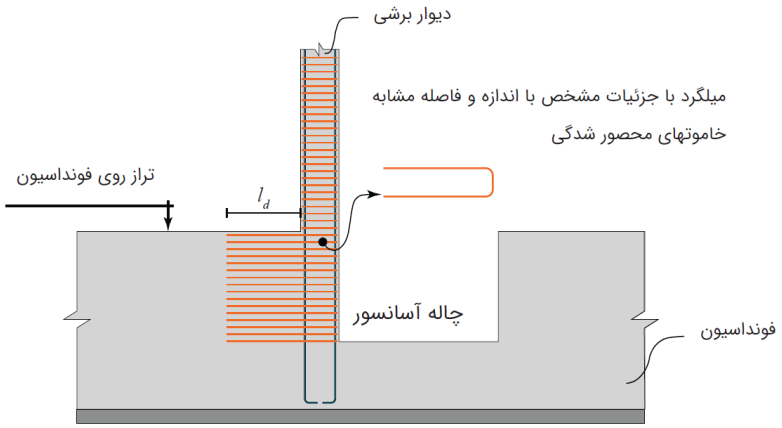
۴-۱۱-۲- وصله میلگردهای قائم باید برای تنش حداکثر $1.25F_y$ فراهم گردد. (۲۵ درصد بیشتر از طول وصله میلگردهای ستون).

۴-۱۱-۳- وصله آرماتور افقی دیوارهای برشی در محدوده المان مرزی دیوار مجاز نمی‌باشد. در صورت وصله آرماتورهای افقی دیوار در ترازی بجز مقطع بحرانی باید به این نکته توجه کرد که بتن‌ریزی در زیر میلگرد افقی بیشتر از ۳۰ سانتیمتر بوده و طول وصله‌ها باید مشابه با شبکه بالای تیر به میزان ۳۰٪ افزایش یابد. (شکل ۴-۴۶)



شکل ۴-۴۶: محدوده غیرمجاز تعبیه وصله پوششی آرماتور افقی دیوار

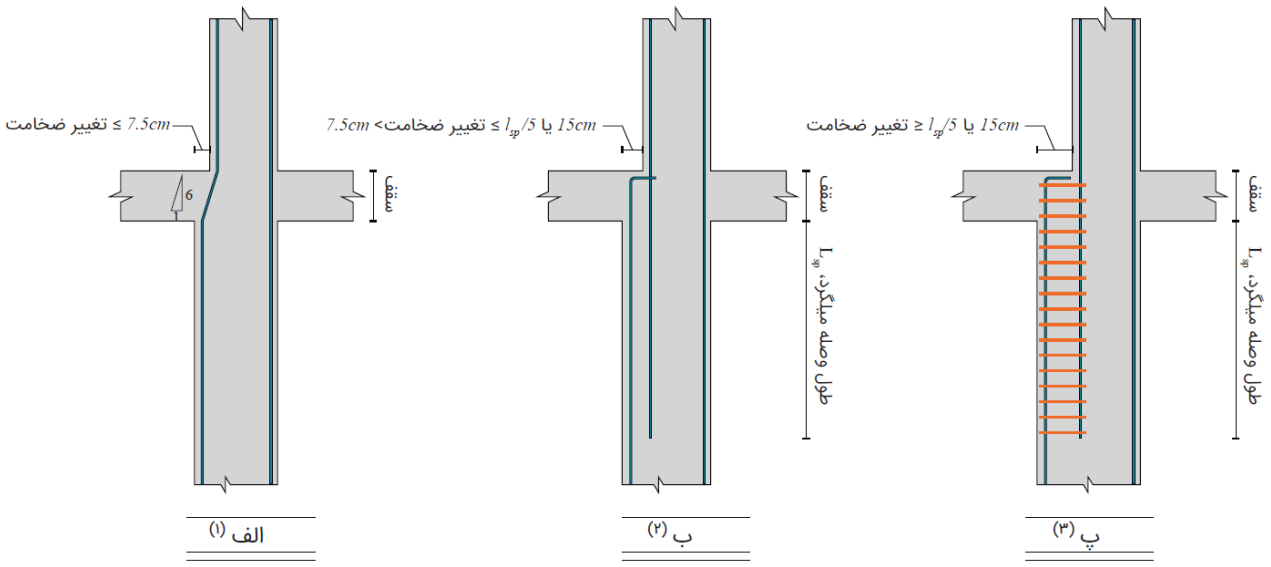
۴-۱۱-۴- در سازه‌هایی که دیوار برشی به لبه فونداسیون یا شکستگی‌های فونداسیون (نظیر محل چاله آسانسور) نزدیک می‌باشد، علاوه بر دورگیرهای دیوار برشی، میلگردهای محصور کننده دیگری باید در طول لبه حداقل به اندازه L_d اجرا شود. به صورت متداول در لبه چاله آسانسور بهتر است میلگرد طولی و عرضی حداقل در تمام عمق چاله ادامه یابد. (شکل ۴-۴۷)



شکل ۴-۴۷: جزئیات آرماتورگذاری ناحیه اتصال دیوار برشی به کناره‌های فونداسیون

۴-۱۱-۵- بهتر است تا حد امکان ضخامت دیوار برشی در ارتفاع تغییر نیابد، لیکن در صورت تغییر ضخامت در ارتفاع باید به جزئیات تبدیل و وصله میلگردهای طولی توجه نمود. در صورتیکه تغییر ضخامت در دیوار کمتر از۷/۵ سانتیمتر باشد خم ۱ به ۶ میلگرد طولی در ضخامت سقف امکان پذیر می‌باشد. در صورتیکه تغییر ضخامت بیشتر از۷/۵ سانتیمتر باشد، باید میلگرد دیوار بالایی حداقل به

مقدار طول وصله میلگرد (L_{sp}) وارد دیوار پایینی شود. وصله میلگردها در این حالت وصله غیر پوششی نامیده می‌شود. اگر مقدار تغییر ضخامت دیوار بیشتر از دو مقدار ۱۵ سانتیمتر و $L_{sp}/5$ باشد، باید از دورگیر بسته در ناحیه وصله شده استفاده کرد. (شکل ۴-۴۸)



(۱) تغییر ضخامت دیوار برشی با خم ۱ به ۶ در ضخامت سقف برای میلگرد طولی در صورتیکه تغییر ضخامت در دیوار کمتر از۷/۵ سانتیمتر باشد.

(۲) تغییر ضخامت دیوار برشی با وصله پوششی غیرتماسی میلگرد طولی در صورتیکه تغییر ضخامت بیشتر از ۷/۵ سانتیمتر باشد.

(۳) تغییر ضخامت دیوار برشی با وصله پوششی غیر تماسی همراه با خاموت در ناحیه وصله در صورتیکه تغییر ضخامت دیوار بیشتر از دو مقدار ۱۵ سانتیمتر و $L_{sp}/5$ باشد.

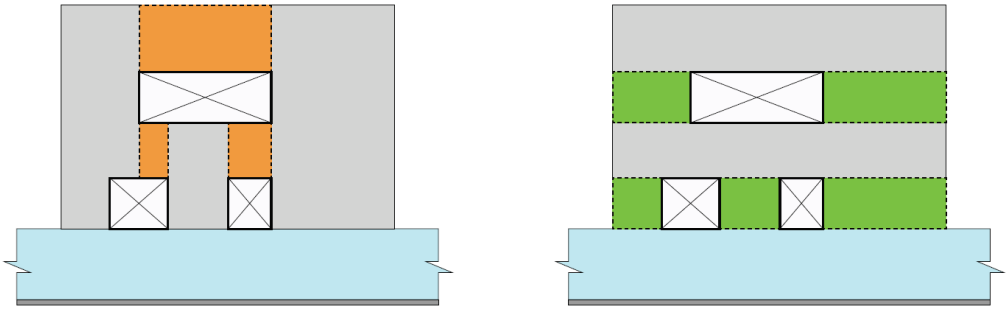
شکل ۴-۴۸: جزئیات وصله میلگردهای قائم دیوار در محل تغییر ضخامت

۴-۱۱-۶- در دیوارهای حائل تحت فشار جانبی خاک برای طراحی آرماتورهای قائم در سمت مخالف خاک می‌باید نامگذاری با دو نام متفاوت در ارتفاع دیوار انجام شود (شکل ۴-۴۹). شایان ذکر است نرم‌افزار ETABS قادر به طراحی آرماتورهای افقی دیوار حایل برای لنگر خمشی ناشی از فشار خاک نمی‌باشد و طراحی آن‌ها باید با محاسبات دستی انجام گردد.

شکل ۴-۴۹: نحوه نامگذاری دیوارهای حایل

۴-۱۲- اجزای قائم در دیوارهای کوپله

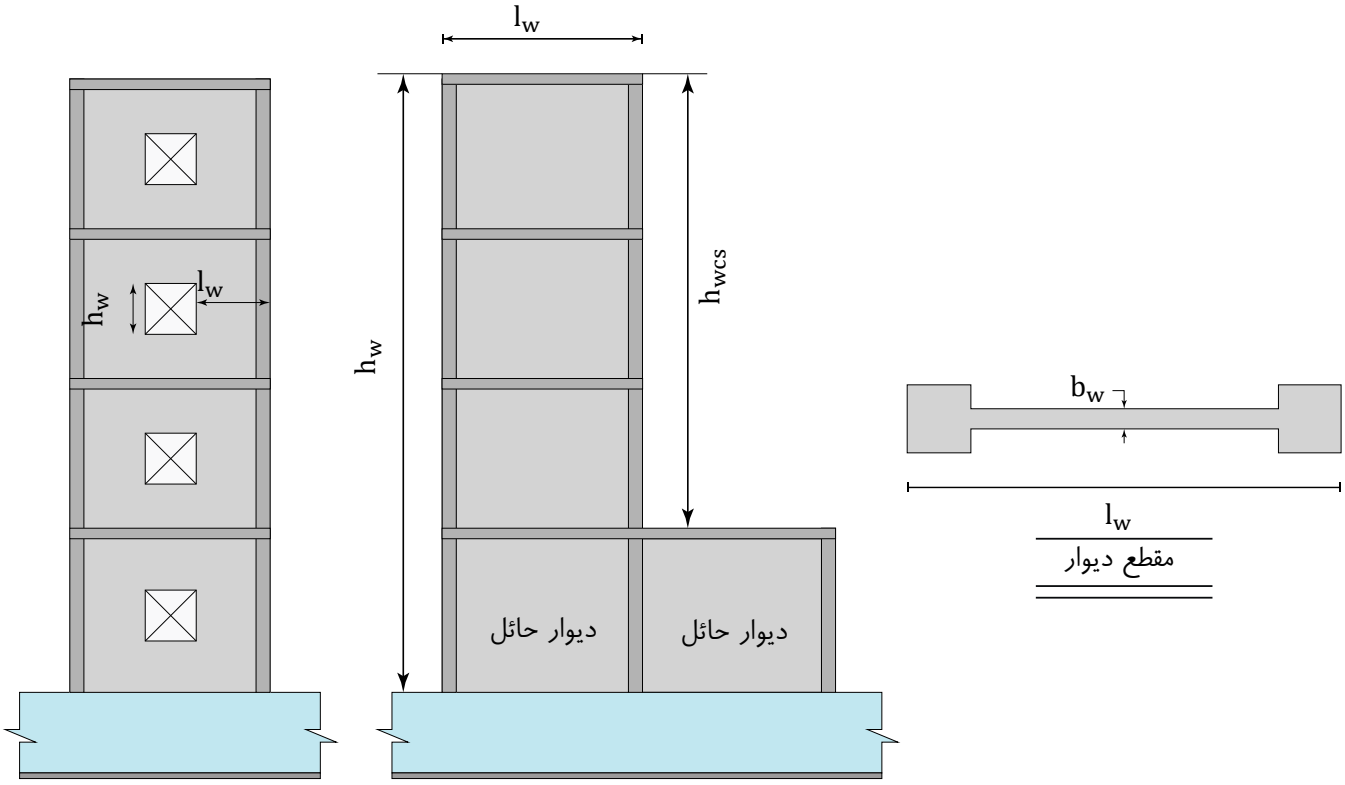
اجزای قائم در دیوارهای کوپله یا دیوارپایه‌ها، قطعات عمودی یک دیوار برشی هستند که توسط یک یا دو بازشو و لبه دیوار به وجود می‌آیند (شکل ۴-۵۰).



الف) اجزای عمودی　　ب) اجزای افقی

شکل ۴-۵۰ : اجزاء عمودی و افقی دیوار برشی در مجاورت بازشوها

همچنین تعریف پارامترها در دیوارهای فاقد بازشو و دیوارهای دارای بازشو در شکل ۴-۵۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است در طراحی دیوار دارای بازشو طراحی یک بار باید با l_w و h_w کل ارتفاع دیوار، و بار دیگر با l_w و h_w ارتفاع کنار بازشو انجام شود.



شکل ۴-۵۱ : نمایش پارامترهای l_w و h_w مربوط به دیوار بدورن بازشو و دیوار دارای بازشو

ضوابط حاکم بر اجزای عمودی دیوارها بسته به نسبت h_w/l_w و l_w/b_w در جدول ۴-۱۴ آورده شده است.

جدول۴-۱۴: ضوابط طراحی حاکم بر دیوار بدون بازشو

نسبت ارتفاع دیوار به طول دیوار (h_w/l_w)	نسبت طول دیوار به ضخامت دیوار (l_w/b_w)		الزامات
$h_w \le 1.5l_w$	----------		آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. همچنین نیازی به اعمال ضرائب تشدید برشی نمی‌باشد. $(\Omega_v = \omega_v = 1$ و $\rho_v \ge \rho_h)$
$1.5l_w < h_w \le l_w$	----------		آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. در محاسبه مقاومت برشی دیوار Ω_v باید محاسبه گردد اما $\omega_v = 1$ است. $(\omega_v = 1$ و $\rho_v \ge \rho_h)$
$h_w > 2l_w$	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) \le 2.5$	قاب خمشی متوسط	طراحی مشابه با ستون قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر انجام شود.
	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) \le 3.0$	قاب خمشی ویژه	
	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) > 2.5$	قاب خمشی متوسط	طراحی مشابه با دیوار و با اعمال ضرائب تشدید برشی ω_v و Ω_v انجام شود.
	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) > 3.0$	قاب خمشی ویژه	

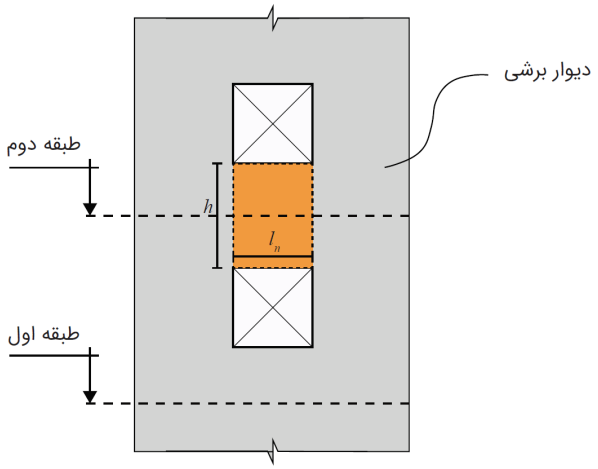
همچنین الزامات طراحی اجزای عمودی دیوارهای کوپله در جدول ۴-۱۵ آورده شده است.

جدول ۴-۱۵: ضوابط طراحی حاکم بر اجزاء عمودی دیوارهای کوپله

نسبت ارتفاع قطعه عمودی دیوار به طول قطعه عمودی دیوار (h_w/l_w)	نسبت طول قطعه عمودی دیوار به ضخامت دیوار (l_w/b_w)		الزامات
$h_w \leq 1.5\, l_w$	----------		آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. همچنین نیازی به اعمال ضرائب تشدید برشی نمی‌باشد. $(\rho_v \geq \rho_h$ و $\Omega_v = \omega_v = 1)$
$1.5 l_w < h_w \leq 2 l_w$	----------		آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. در محاسبه مقاومت برشی دیوار Ω_v باید محاسبه گردد اما $\omega_v = 1$ است. $(\rho_v \geq \rho_h$ و $\Omega_v = \omega_v = 1)$
$h_w > 2 l_w$	$(l_w/b_w) \leq 2.5$		مدلسازی این قطعه م یباید با المان Frame انجام شده و طراحی مشابه ستون ویژه با اعمال ضریب Ω_0 (زلزله تشدیدیافته) انجام گردد.
	$2.5 < l_w/b_w \leq 6$	انتخاب اول	مدلسازی این قطعه می‌باید با المان shell انجام شده و با رعایت ضوابط ستون ویژه انجام گردد طراحی برشی با اعمال ضریب Ω_0 (زلزله تشدیدیافته) انجام گردد.
		انتخاب دوم	المان مرزی در صورت نیاز تعبیه گردد. طراحی برشی با اعمال ضریب Ω_0 (زلزله تشدیدیافته) انجام گردد. تعبیه دورگیرها در حداقل ۳۰ سانتیمتر بالاتر و پایین تر از بازشو الزامی گردد.
	$(l_w/b_w) > 6$		کلیه ضوابط دیوارها می‌باید رعایت گردد.

۴-۱۳- تیرهای کوپله

۴-۱۳-۱- تیر همبند عضو افقی رابط بین دو دیوار می‌باشد (شکل ۴-۵۲). در تیرهای همبند، نسبت طول خالص دهانه به ارتفاع آن، L_n/h ملاک تقسیم‌بندی آن در نوع نیروی اعمالی، توزیع تنش و جزئیات میلگردگذاری می‌شود.



شکل ۴-۵۲ : نمایش l_n و h عضو افقی (تیر همبند) دیوار برشی در مجاورت بازشوها

درجدول ۴-۱۶ ضوابط طراحی حاکم بر اجزاء افقی دیوارهای کوپله ارائه شده است.

جدول ۴-۱۶: ضوابط طراحی حاکم بر اجزاء افقی دیوارهای کوپله (۱)

نسبت طول قطعه افقی دیوار به ارتفاع قطعه افقی دیوار $(\frac{l_n}{h})$	V u	الزامات
$\frac{l_n}{h} \geq 4$	----------	طراحی تیر همبند مشابه قاب خمشی ویژه
$\frac{l_n}{h} < 2$	$V_u > 1.06\sqrt{f'_c}A$	استفاده از میلگردهای قطری الزامی است
	$V_u \leq 1.06\sqrt{f'_c}A$	طراحی تیر همبند مشابه قاب خمشی ویژه یا استفاده از آرماتورهای قطری
$2 < \frac{l_n}{h} < 4$	----------	طراحی تیر همبند مشابه قاب خمشی ویژه یا استفاده از آرماتورهای قطری

(۱) توصیه می‌شود در تیرهای همبند همواره از آرماتورهای قطری استفاده شود.

۴-۱۳-۲- ضرائب ترک‌خوردگی تیرهای همبند با توجه به طول خالص دهانه به ارتفاع آن (l_n/h) ، مطابق با جدول ۴-۱۷ پیشنهاد می‌شود.

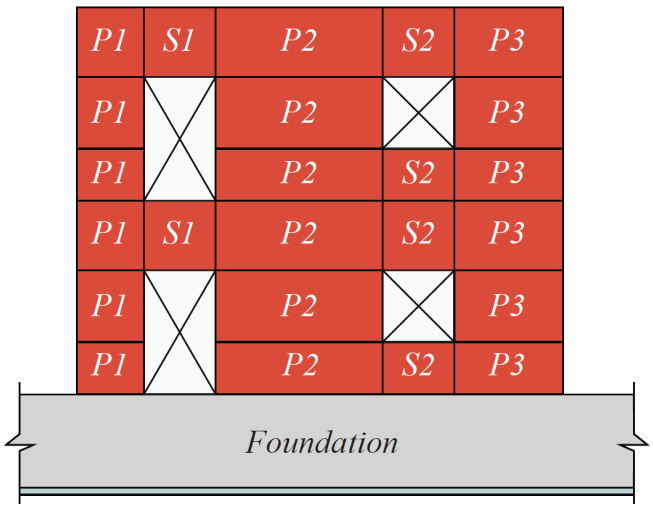
جدول ۴-۱۷ : ضرائب ترک‌خوردگی تیرهای همبند

نسبت طول قطعه افقی دیوار به ارتفاع قطعه افقی دیوار $\frac{l_n}{h}$	f_{11}	f_{22}	f_{12}
$\frac{l_n}{h} \le 1.4$	0.15	1.0	0.25
$1.4 < \frac{l_n}{h} < 2$	0.15	1.0	$1.25\frac{l_n}{h} - 1.5$ (۱)
$\frac{l_n}{h} \ge 2$	0.15	1.0	1.0

(۱) از درون‌یابی خطی برای به دست اوردن این رابطه استفاده شده است.

۴-۱۳-۳- نکات مدل‌سازی و طراحی دیوارهای کوپله با نرم‌افزار

۴-۱۳-۳-۱- در دیوارهای دارای بازشو همانگونه که در شکل ۴-۵۳ نشان داده شده است، با توجه به متفاوت بودن دیاگرام کرنش در دیوارهای اطراف بازشو نامگذاری یکسان برای دیوارهای واقع در طرفین بازشو صحیح نمی‌باشد و دیوارهای اطراف بازشو باید با Pier Label های با نام متفاوت تعریف شوند. در خصوص Spandrel Label نیز همانگونه که مشاهده می‌شود در بالا و پایین بازشو در یک خط قائم همنام هستند و برای دیوار کوپله نیز باید باید یک نام Spandrel تعریف شود.



شکل ۴-۵۳ : تعریف Pier Label و Spandrel Label در دیوارهای برشی دارای بازشو

۴-۱۳-۳-۲- در مواردی که $L_n/h \geq 4$ باشد، تیر مابین دو دیوار برشی را باید با المان Frame مدل‌سازی و با ضوابط مشابه تیر در قاب خمشی ویژه طراحی کرد. در این حالت تنها لازم است نکات اجرایی عنوان شده در خصوص «جزئیات میلگردگذاری تیر همبند مشابه تیر قاب خمشی ویژه» رعایت گردد. در مواردی که $L_n/h < 4$ باشد، تیر همبند باید با المان Shell مدل‌سازی، و با ضوابط مشابه دیوار طراحی گردد. لازم بذکر است، نیاز یا عدم نیاز به میلگرد قطری توسط نرم‌افزار تشخیص داده می‌شود.

۴-۱۳-۳-۳- نرم‌افزار در صورت اختصاص نامگذاری Spandrel به تیر همبند، در هنگام طراحی میلگردهای خمشی شبکه پایین و بالای تیر، میلگردهای برشی افقی و قائم (دورگیر) تیر و میلگردهای قطری تیر را محاسبه می‌کند. در شکل ۴-۵۴ نمونه خروجی طراحی تیر همبند در نرم‌افزار و در شکل ۴-۵۵ جزئیات اجرایی میلگردهای طراحی شده بر روی تیر عمیق نمایش داده شده است.

لازم به ذکر است در صورتی که در قسمت Diag Reinf Mandatory گزینه Yes نمایش داده شده باشد، استفاده از میلگرد قطری در تیر همبند الزامی است در این حالت نیازی به تعبیه آرماتورهای خمشی شبکه بالا و پایین و آرماتورهای برشی گزارش شده توسط نرم‌افزار نمی‌باشد. همچنین آرماتور قائم عرضی باید بصورت دورگیر بسته یا با ترکیب میلگرد U شکل و سنجاقی لرزه‌ای که با هم تشکیل یک دورگیر را می‌دهند اجرا گردد.

در صورتی که در قسمت Diag Reinf Mandatory گزینه No نمایش داده شده باشد، الزامی به تعبیه میلگردهای قطری نبوده و می‌توان از یکی از دو روش زیر برای طراحی استفاده کرد:

الف- تعبیه آرماتورهای قطری به همراه میلگردهای افقی و قائم در پیرامون تیر همبند.

ب- استفاده از میلگردهای خمشی شبکه بالا و پایین، برشی افقی و قائم گزارش شده توسط نرم‌افزار در تیر همبند (بدون تعبیه میلگرد قطری).

به دلیل ابهامات طراحی برشی تیر همبند در نرم‌افزار، توصیه می‌شود همواره از روش «الف» ذکر شده استفاده نمود.

کنترل مقاومت نهایی برشی تیر همبند در نرم‌افزار به درستی انجام نشده و باید با محاسبات دستی و به صورت زیر انجام شود:

الف- در صورتیکه استفاده از آرماتور قطری در تیر پیوند، مقاومت برشی توسط رابطه $V_u Design \leq 2.36 V_u Limit\ etabs$ کنترل می‌شود. در صورت جوابگو نبودن باید ضخامت تیر همبند و دیوار افزایش یابد.

ب- در صورتیکه در تیر همبند از آرماتورهای خمشی و برشی استفاده شود، مقاومت برشی توسط رابطه $V_u Design \leq 1.67 V_u Limit\ etabs$ کنترل می‌شود. در صورت جوابگو نبودن باید ضخامت تیر همبند و دیوار افزایش یابد.

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area cm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u tonf-cm
Left	9.26	0.17	ECOMB10	-3277.596
Right	12.11	0.22	ECOMB29	-4267.752

Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area cm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u tonf-cm
Left	8.94	0.16	ECOMB25	3165.727
Right	13.05	0.23	ECOMB14	4593.369

Spandrel Shear Design

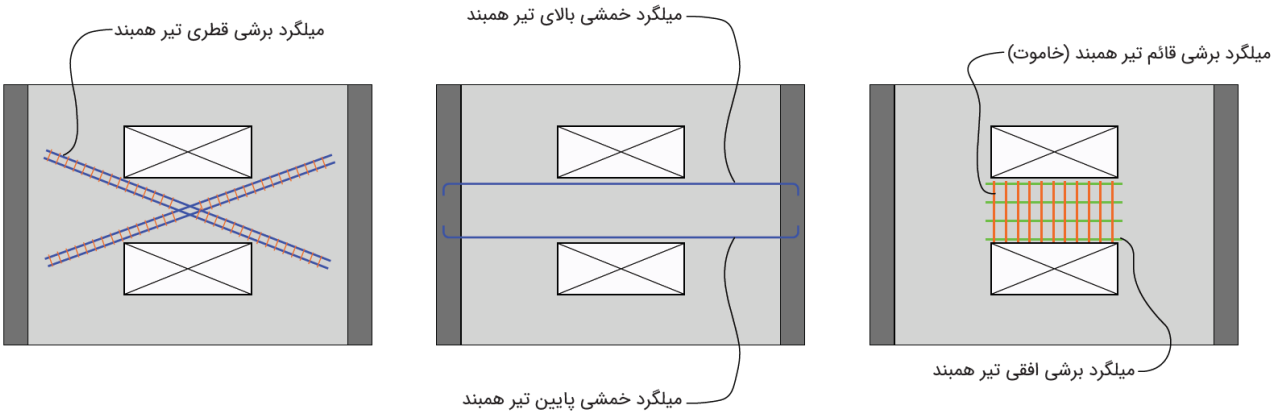
Station Location	A_{vert} cm²/cm	A_{horiz} cm²/cm	ShearCombo	V_u tonf	ϕV_c tonf	ϕV_s tonf	ϕV_n tonf
Left	0.2277	0.06	ECOMB10	98.7973	26.1708	72.6265	98.7973
Right	0.2235	0.06	ECOMB10	97.4533	26.1708	71.2825	97.4533

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A_{diag} cm²	Shear Combo	V_u tonf	V_{uLimit} tonf	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	16.93	ECOMB10	98.7973	84.52	0.571	Yes	Yes
Right	16.7	ECOMB10	97.4533	84.52	0.571	Yes	Yes

۱- مساحت میلگرد خمشی بالای تیر همبند.
۲- مساحت میلگرد خمشی پایین تیر همبند.
۳- مساحت میلگرد برشی افقی تیر همبند.
۴- مساحت میلگرد برشی قائم تیر همبند.
۵- مساحت میلگرد برشی قطری تیر همبند.
۶- V_u design
۷- V_u limit ETABS
۸- اجباری بودن یا نبودن استفاده از میلگرد قطری.

شکل ۴-۵۴ : نمونه خروجی طراحی تیر همبند در نرم‌افزار ETABS و جزئیات میلگردگذاری مربوطه



شکل ۴-۵۵ : نمونه خروجی طراحی تیر همبند در نرم‌افزار ETABS و جزئیات میلگردگذاری مربوطه

کنترل مربوط به برش بصورت خلاصه در جدول ۴-۱۸ آورده شده است.

جدول ۴-۱۸: ضوابط کنترل برش در تیر همبند	
وضعیت میلگردهای قطری	الزامات
در مواردی که آرماتورهای قطری تعبیه می‌شود.	7 $V_{u,design} \leq 2.36V_u limit$ 6
در مواردی که آرماتورهای قطری تعبیه نمی‌شود.	7 $V_{u,design} \leq 1.67V_u limit$ 6

۴-۱۳-۴- جزئیات میلگردگذاری تیر همبند با میلگردگذاری قطری

تیرهای همبند طراحی شده با میلگرد قطری دارای دو دسته میلگرد متقاطع و متقارن نسبت به وسط دهانه می‌باشند. دو راهکار برای محصورشدگی در تیر همبند وجود دارد. محصورشدگی میلگردهای قطری و محصورشدگی کلی پیرامون تیر همبند. رعایت جزئیات آرماتور گذاری زیر در تیر همبند الزامی است.

خلاصه ضوابط این بند در جدول ۴-۱۹ و شکل ۴-۴۸ ارائه شده است.

۴-۱۳-۴-۱- جزئیات آرماتورگذاری با محصورشدگی در میلگردهای قطری تیر همبند

۴-۱۳-۴-۱-۱- هر گروه از میلگردهای قطری باید شامل حداقل ۴ میلگرد در دو ردیف یا بیشتر باشد.

۴-۱۳-۴-۱-۲- میلگردهای قطری باید حداقل با طول مهاری معادل $1.25F_y$ از نواحی انتهایی تیر رابط به داخل پایه دیوار ادامه داده شوند.

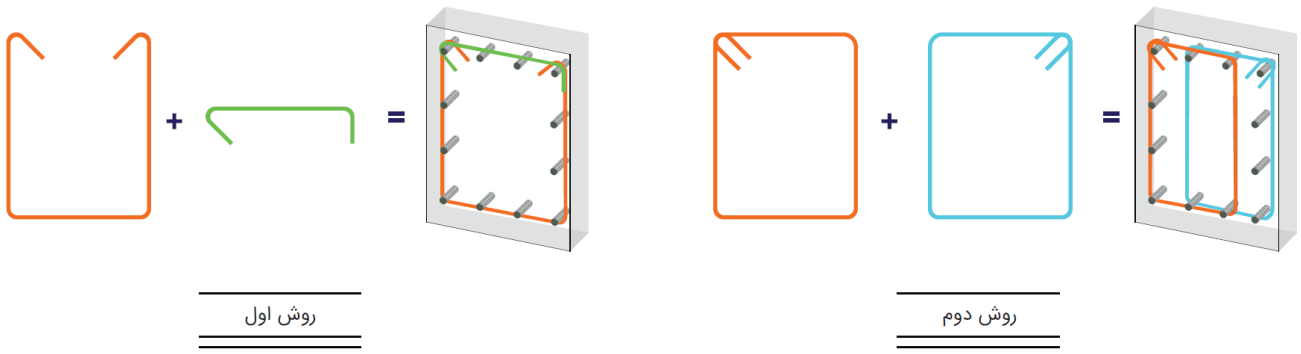
۴-۱۳-۴-۱-۳- در صورتی که نتوان طول مهاری میلگرد مستقیم در کشش را تامین کرد، باید از قلاب استاندارد همراه با طول مهاری مربوطه استفاده کرد.

۴-۱۳-۴-۱-۴- حداقل ضخامت دیوار و تیرهای رابط میلگردگذاری شده ۴۰ سانتیمتر می‌باشد. در نظر گرفتن ضخامت بیشتر در هنگام طراحی باعث تسهیل در عملیات اجرایی خواهد شد.

۴-۱۳-۴-۱-۵- در صورتی که محصورشدگی هر دسته از میلگردهای قطری مدنظر باشد، هر گروه از میلگردهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی با بعد افقی بزرگتر از $b_w/2$ در جهت موازی b_w، با و با بعد قائم بزرگتر از $b_w/5$ در جهت دیگر محصور شوند. (b_w عرض جان تیر رابط است)

۴-۱۳-۴-۱-۶- درصد میلگردهای افقی و قائم پیرامون عرض تیر رابط در هر جهت باید حداقل برابر 0.002 بوده و باید با فاصله حداکثر ۳۰ سانتیمتر توزیع شوند.

۴-۱۳-۴-۱-۷- مساحت مورد نیاز برای ساق دورگیرهای میلگردهای قطری باید ضوابط شکل‌پذیری ویژه، مربوط به A_{sh} را ارضا نماید. همچنین آرماتور قائم باید بصورت دورگیر بسته یا با ترکیب میلگرد U شکل و سنجاقی لرزه‌ای که با هم تشکیل یک دورگیر را می‌دهند، اجرا گردد. (شکل ۴-۵۶)



شکل ۴-۵۶ : نمونه اجرای دورگیر بسته پیرامون میلگردهای قائم

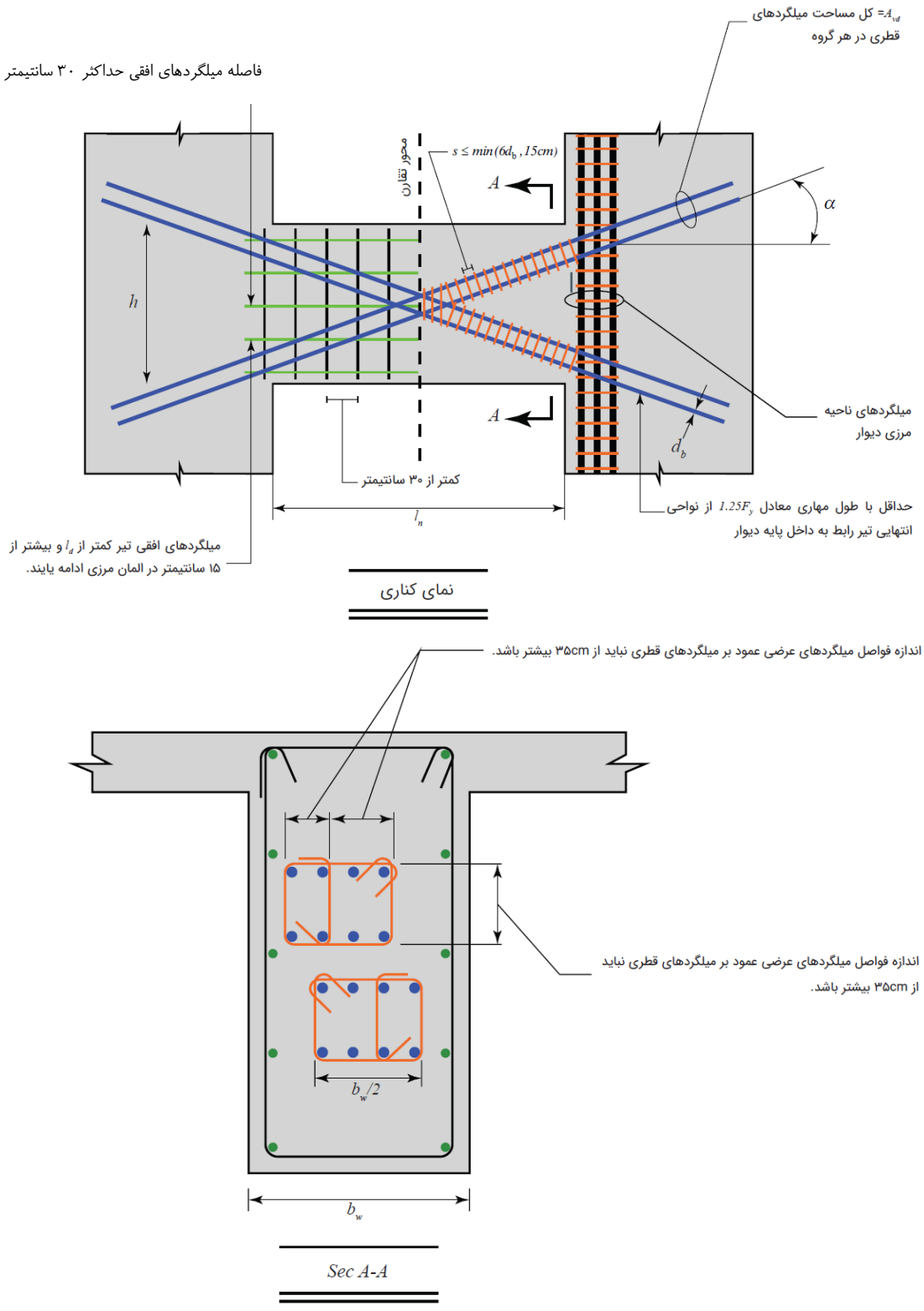
۴-۱۳-۴-۱-۸- فاصله دورگیرها در ناحیه قطری نباید از $6d_b$ (۶ برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی قطری) و ۱۵ سانتیمتر بیشتر باشد.

۴-۱۳-۴-۱-۹- فاصله بین سنجاقی‌ها و ساق‌های دورگیر بسته عمود بر میلگردهای قطری نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر باشد.

۴-۱۳-۴-۱-۱۰- میلگردهای عرضی باید در تقاطع میلگردهای قطری ادامه یابند.

۴-۱۳-۴-۱-۱۱-مهار میلگرد افقی در درون المان مرزی طرفین دیوار باید کمتر از l_d و بیشتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.

خلاصه ضوابط این بند در شکل ۴-۵۷ ارائه شده است.



شکل ۴-۵۷ : جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت استفاده از میلگرد قطری محصور شده

۴-۱۳-۴-۲- جزئیات آرماتورگذاری با محصور شدگی کلی در تیر همبند

۴-۱۳-۴-۲-۱- هر گروه از میلگردهای قطری باید شامل حداقل ۴ میلگرد در دو ردیف یا بیشتر باشد.

۴-۱۳-۴-۲-۲- میلگردهای قطری باید حداقل با طول مهاری معادل $1.25F_y$ از نواحی انتهایی تیر رابط به داخل پایه دیوار ادامه داده شوند.

۴-۱۳-۴-۲-۳- در صورتی که نتوان طول مهاری میلگرد مستقیم در کشش را تامین کرد، باید از قلاب استاندارد همراه با طول مهاری مربوطه استفاده کرد.

۴-۱۳-۴-۲-۴- حداقل ضخامت دیوار و تیرهای رابط میلگردگذاری شده ۴۰ سانتیمتر می‌باشد. در نظر گرفتن ضخامت بیشتر در هنگام طراحی باعث تسهیل در عملیات اجرایی خواهد شد.

۴-۱۳-۴-۲-۵- درصد میلگردهای افقی و قائم پیرامون عرض تیر رابط در هر جهت باید حداقل برابر 0.002 باشد.

۴-۱۳-۴-۲-۶- مساحت مورد نیاز برای ساق دورگیرهای محصور کننده کل تیر همبند برابر با A_{sh} المان مرزی دیوار می‌باشد. همچنین آرماتور قائم باید بصورت دورگیر بسته یا با ترکیب میلگرد U شکل و سنجاقی لرزه‌ای که با هم تشکیل یک دورگیر را می‌دهند، اجرا گردد.

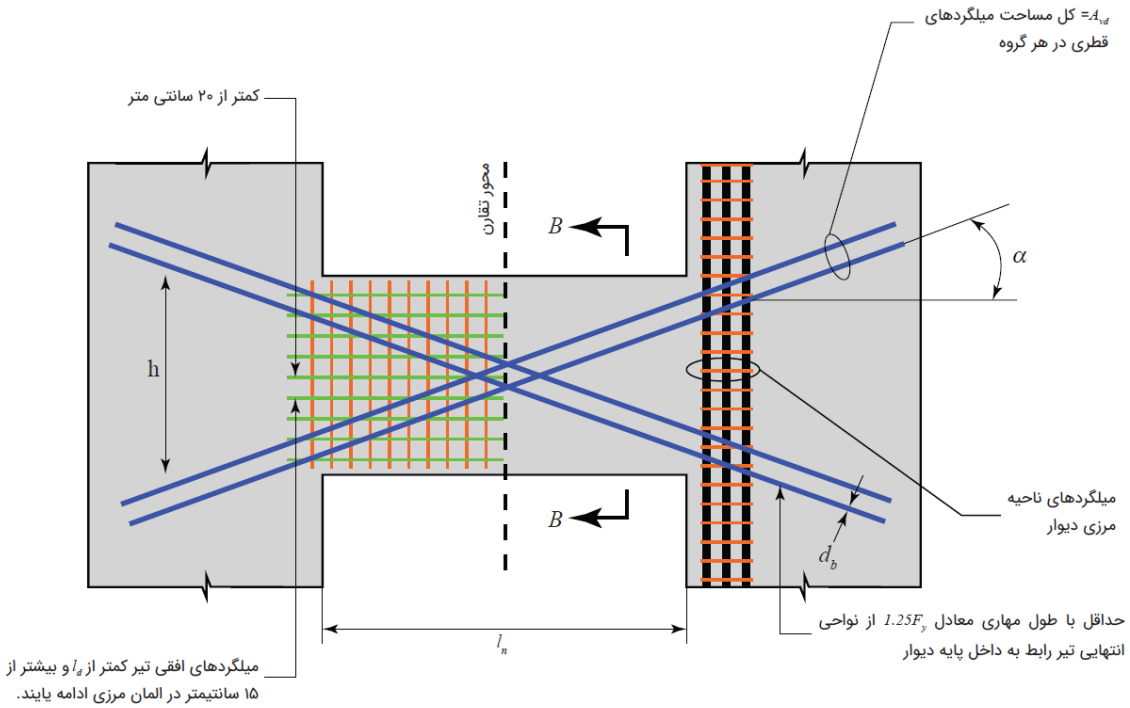
۴-۱۳-۴-۲-۷- فاصله دورگیرهای پیرامون تیر همبند نباید از $6d_b$ (۶ برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی قطری) و ۱۵ سانتیمتر بیشتر باشد.

۴-۱۳-۴-۲-۸- فاصله بین سنجاقی‌ها و ساق‌های دورگیر بسته عمود بر میلگردهای قطری نباید بیشتر از ۲۰ سانتیمتر باشد.

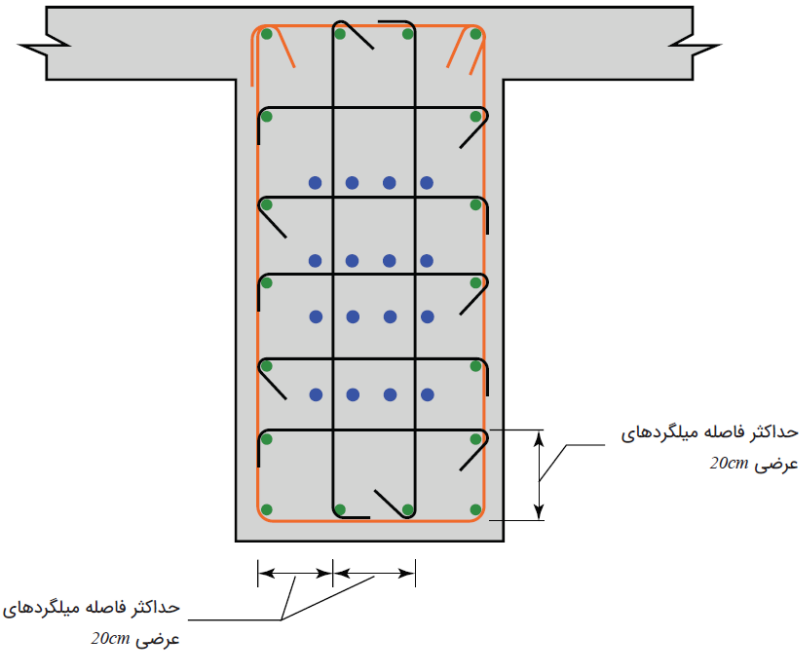
۴-۱۳-۴-۲-۹- فاصله بین میلگردهای افقی تیر همبند نباید بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد.

۴-۱۳-۴-۲-۱۰- مهار میلگرد افقی در درون المان مرزی طرفین دیوار باید کمتر از l_n و بیشتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.

خلاصه ضوابط این بند در جدول ۴-۱۹ و شکل ۴-۵۸ ارائه شده است.



نمای کناری



Sec B-B

شکل ۴-۵۸: جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت استفاده از میلگرد قطری محصور شده کلی

جدول ۴-۱۹: ضوابط طراحی حاکم بر دیوارهای کوپله در حالت استفاده از میلگرد قطری

عنوان		با محصورشدگی میلگردهای قطری	با محصورشدگی کل تیر پیوند
کلاف قطری	آرماتورهای طولی	هر قطر شامل : 5 حداقل تعداد چهار عدد میلگرد با مجموع سطح مقطع A_{diag} مهار میلگردهای قطری درون دیوارپایه‌های طرفین به طول $1.25\ l_d$ یا تعبیه قلاب استاندارد. حداقل بعد افقی کلاف قطری برابر $\frac{1}{2}$ ضخامت تیر همبند (b_w). حداقل بعد قائم کلاف قطری برابر $\frac{1}{2}$ ضخامت تیر همبند (b_w).	هر قطر شامل : 5 حداقل تعداد چهار عدد میلگرد با مجموع سطح مقطع A_{diag} مهار میلگردهای قطری درون دیوارپایه‌های طرفین به طول $1.25\ l_d$ یا تعبیه قلاب استاندارد.
	آرماتورهای عرضی	سطح مقطع دورگیرها برابر A_{sh} (نظیر نواحی مرزی دیوارها) فاصله بین دورگیرها نباید بیشتر از $6d_b$ و 15cm شود. فاصله بین سا قها در هر دو امتداد افقی و قائم نباید بیشتر 35cm باشد. دورگیر عرضی باید در محل تقاطع دو کلاف نیز تعبیه گردد.	
تیر همبند	آرماتورهای افقی	حداقل مساحت برابر 0.002 سطح مقطع تیر همبند. حداکثر فاصله برابر 30cm. مهار میلگردهای افقی درون نواحی مرزی طرفین دیوار کمتر از ld و بیشتر از 15cm.	حداقل مساحت برابر 0.002 سطح مقطع تیر همبند. حداکثر فاصله برابر 30cm. مهار میلگردهای افقی درون نواحی مرزی طرفین دیوار کمتر از ld و بیشتر از 15cm.
	آرماتورهای قائم	حداقل مساحت برابر 0.002 سطح مقطع تیر همبند. حداکثر فاصله برابر 30cm. بصورت دورگیر بسته شامل یک قطعه U شکل با قلاب‌های ۱۳۵ درجه و یک سنجاقی یک سر ۹۰ و یک سر خم ۱۳۵ درجه.	سطح مقطع دورگیرها برابر A_{sh} (نظیر نواحی مرزی دیوارها) فاصله بین خامو ت‌ها نباید بیشتر از $6d_b$ و 15 سانتی متر شود. فاصله بین ساق‌ها در هر دو امتداد افقی و قائم نباید بیشتر از 20cm باشد.

اعداد نشان داده شده در جدول همان اعداد مشخص شده در شکل ۴-۵۴ هستند.

۴-۱۳-۵- جزئیات میلگردگذاری تیر همبند با آرماتورهای خمشی و برشی (مشابه تیر قاب خمشی ویژه)

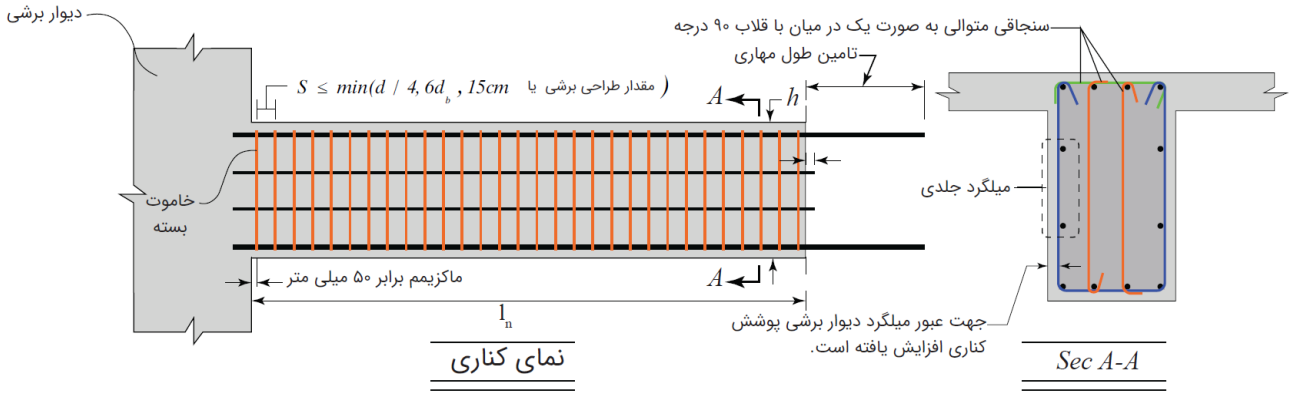
در صورت تیر همبند با آرماتورهای خمشی و برشی باید کلیه ضوابط مربوط به آرماتورهای طولی و عرضی تیر قاب خمشی ویژه طراحی شده و طراحی برشی در تیر همبند نیز با فرض تشکیل مفصل خمشی در دو انتهای تیر (M_{pr} در دو انتهای تیر) با محاسبات دستی انجام شود. در این حالت نیز نتیجه مقاومت برشی گزارش شده توسط نرم‌افزار صحیح نمی‌باشد.

تیرهای همبند طراحی شده همانند تیر قاب خمشی ویژه دارای میلگردهای طولی در بالا و پایین و دورگیر جهت محصورشدگی هستند. رعایت نکات زیر مطابق شکل ۴-۵۰ ضروری است.

۴-۱۳-۵-۱- به دلیل آنکه نسبت l_n/h کوچک است، وصله میلگردهای طولی در این ناحیه مجاز نیست.

۴-۱۳-۵-۲- استفاده از دورگیر با قلاب‌های بسته در تمام طول تیر رابط همانند ناحیه بحرانی الزامی است.

۴-۱۳-۵-۳- میلگردهای جلدی (در برخی موارد با عملکرد برشی افقی) را می‌توان بعد از امتداد ۱۵ سانتیمتر به داخل پایه دیوار ختم نمود. لیکن در صورتیکه به ظرفیت خمشی آنها نیاز باشد باید طول مهاری مورد نیاز از لبه تیر رابط به داخل پایه دیوار تامین گردد. (شکل ۴-۵۹)



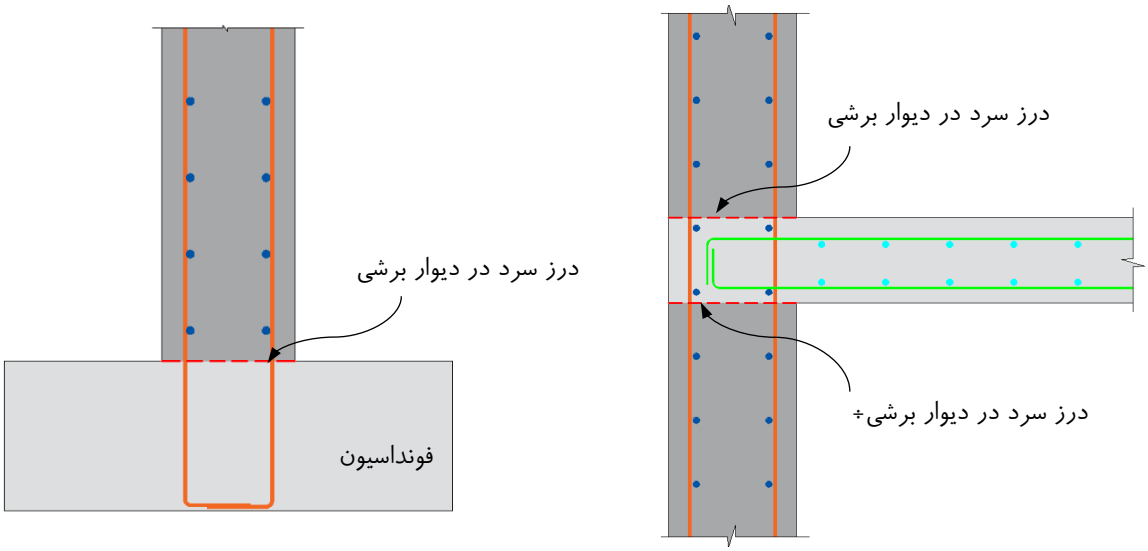
شکل ۴-۵۹ : جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت مشابه با تیر قاب خمشی ویژه

جدول ۴-۲۰: ضوابط طراحی حاکم بر دیوارهای کوپله در حالت عدم نیاز به استفاده از میلگرد قطری		
عنوان		الزامات
آرماتورهای افقی تیر همبند	آرماتورهای بالا و پایین	1 آرماتورهای افقی شبکه بالا با سطح مقطع Reinf Area 2 آرماتورهای افقی شبکه پایین با سطح مقطع Reinf Area مهار میلگردهای بالا و پایین درون دیوا رپایه های طرفین به طول ld یا تعبیه قلاب استاندارد. رعایت کلیه ضوابط مربوط به تیرهای با شکل‌پذیری ویژه. تعبیه وصله پوششی در تیر همبند مجاز نیست.
	آرماتورهای گونه	3 آرماتورهای افقی گونه با سطح مقطع A_{horiz} مهار میلگردهای افقی درون نواحی مرزی طرفین دیوار کمتر از l_d و بیشتر از 15cm. حداکثر فاصله برابر ۳۰ سانتی متر.
آرماتورهای قائم تیر همبند		4 آرماتورهای عمودی شبکه با سطح مقطع A_{ver} حداکثر فاصله باید کمتر از $6d_b$، $\frac{d}{4}$ و 15cm باشد. بصورت خاموت دو قطعه ای شامل شکل U با قلاب های ۱۳۵ درجه و سنجاقی یک طرف خم ۹۰ و یک طرف خم ۱۳۵ درجه

اعداد نشان داده شده در جدول همان اعداد مشخص شده در شکل ۴-۴۵ هستند.

۴-۱۴- برش اصطکاک در محل درز سرد دیوارها

در قسمت‌هایی از سازه که بتن‌ریزی در دو مرحله انجام شده و اصطلاحاً درز سرد به وجود می‌آید، به منظور جبران قطع‌شدگی بتن، باید از آرماتورهای برش اصطکاکی بهره‌گیری شود. این امر خصوصاً در دیوارهای برشی که برش قابل توجهی را تحمل می‌کنند، از اهمیت بیشتری برخوردار می‌باشد. با توجه به روال مرسوم اجرای سازه‌های بتن‌آرمه، درز سرد در دیوارها در محل اتصال سقف به دیوار زیرین، سقف به دیوار بالایی و دیوار به فونداسیون وجود دارد. (شکل ۴-۶۰)



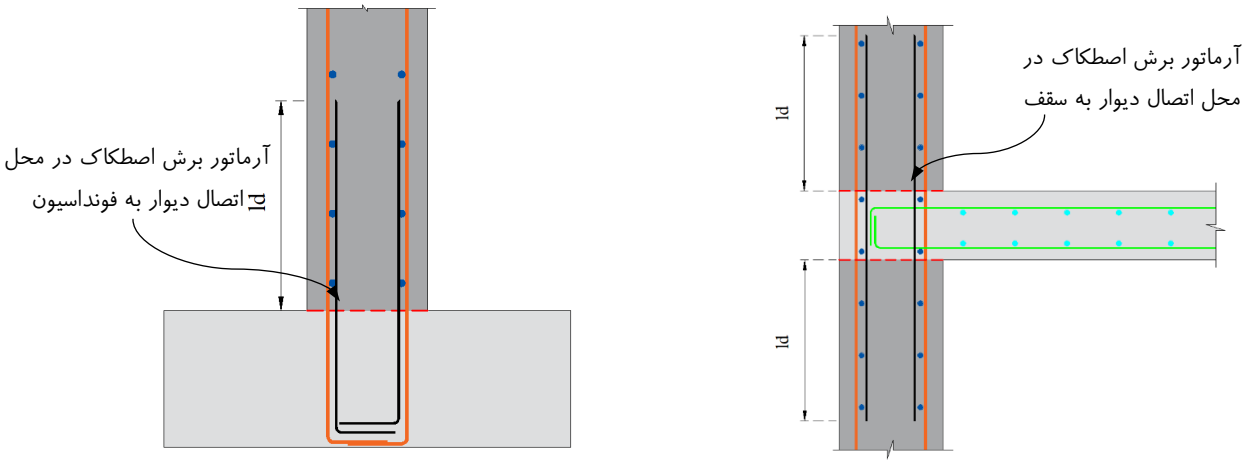
شکل ۴-۶۰: درز سرد در اجرای متعارف سازه‌های بتن‌آرمه در دیوارها

۴-۱۴-۱- در محل درز سرد آرماتور قائم لازم (A_{vf}) از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد:

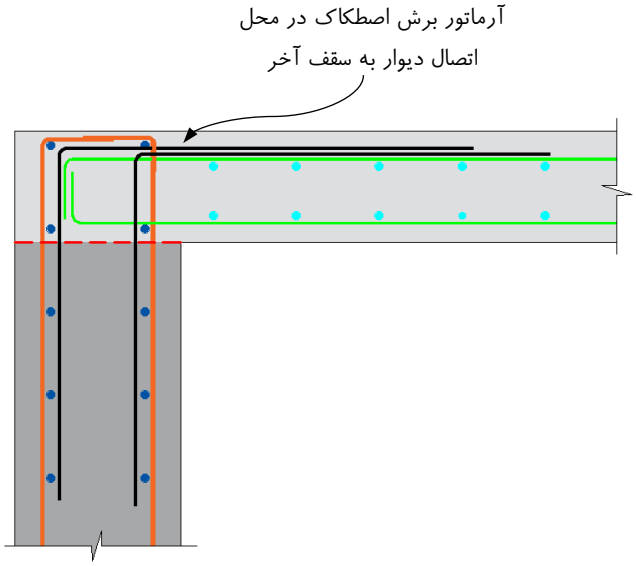
$$A_{vf} = \frac{\frac{Vu}{\emptyset\mu} - P_u}{f_y}$$

در این رابطه P_u نیروی محوری موجود در دیوار بوده که در صورت فشاری بودن با علامت مثبت و در صورت کششی بودن با علامت منفی در این رابطه وارد می‌شود. ضریب کاهش مقاومت $\emptyset$ برابر با 0.75 و ضریب برش اصطکاکی μ در سطوحی که بصورت عمدی مضرس نشده باشند، برابر با 0.6 است و f_y مقاومت مشخصه میلگردهای استفاده شده به عنوان برش اصطکاک می‌باشد.

۴-۱۴-۲- آرماتور برش اصطکاکی حداقل باید به مقدار ld در بالا و پایین درز سرد امتداد یابد. (شکل ۴-۶۱ و ۴-۶۲)



شکل ۴-۶۱: آرماتور برش اصطکاکی در محل درز سرد دیوار



شکل ۴-۶۲: آرماتور برش اصطکاکی در محل درز سرد دیوار

۴-۱۴-۳- سطح مقطع آرماتورهای قائم تعبیه شده در جان دیوارها را می‌توان از مقدار سطح مقطع مورد نیاز برای آرماتور برش اصطکاکی کسر نمود.

۴-۱۴-۴- آرماتور تعبیه شده در درز سرد متفاوت از میلگردهای L شکل تعبیه شده بر روی سقف برای انتقال برش سقف به دیوار می‌باشد.

۴-۱۵- ملاحظات اجرایی در طراحی دیوارها

۴-۱۵-۱- با توجه به ابعاد قالب های استاندارد پیشنهاد می‌گردد حداقل اختلاف بیرون‌زدگی ستون‌های انتهایی متصل به دیوار نسبت به دیوار برابر ۱۰ سانتیمتر رعایت گردد.

۴-۱۵-۲- توصیه می‌گردد آرایش میلگرد های قائم به گونه ای لحاظ گردد که در طبقات متوالی موقعیت آن‌ها نسبت به هم جابجا نشود. همچنین در مواردی که فاصله میلگردهای قائم در طبقه تحتانی کوچکتر از طبقه فوقانی در نظر گرفته می‌شود فاصله بزرگتر مضربی از فاصله کوچکتر منظور گردد.

۴-۱۵-۳- توصیه می‌گردد ضخامت المان مرزی دیوار بگونه‌ای در نظر گرفته شود که امکان قلاب آرماتور افقی درون آن به راحتی فراهم شود.

فصل پنجم: دال‌ها

۵-۱- ضوابط میلگردگذاری دال‌های غیر پیش‌تنیده

۵-۱-۱- حداقل درصد میلگرد طولی دال در وجه کششی (کشش ناشی از خمش) در هر راستا در صورت استفاده از میلگرد S340 برابر با 0.002 و در صورت استفاده از میلگرد S400 برابر با 0.0018 می‌باشد. با توجه به عدم امکان بررسی دقیق وجه‌های کششی در دال، لازم است در هر وجه بالا و پایین دال این ضابطه رعایت گردد. در جدول ۵-۱ حداقل میلگرد لازم برای ضخامت‌های متداول دال‌های توپر و حفره‌دار آورده شده است. همچنین در این جدول مقادیر حداقل عرض پاشنه تیرچه‌ها برای دال‌های حفره‌دار ارائه شده است.

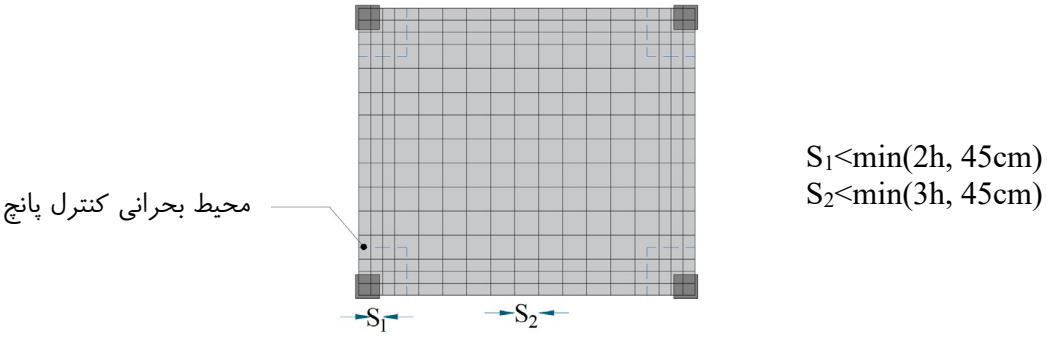
جدول ۵-۱: حداقل شبکه میلگرد لازم برای دال‌های توپر و حفره‌دار

نوع دال	حداقل شبکه میلگرد بالا و پایین دال	حداقل عرض پاشته تیرچه در دال حفره‌دار
توپر 15 cm	Φ10 @25cm	--
توپر 20 cm	Φ12 @25cm	--
توپر 25 cm	Φ12 @25cm	--
حفره‌دار 28 cm	Φ14 @32cm	10 cm
حفره‌دار 30 cm	Φ14 @32cm	10 cm
حفره‌دار 32 cm	Φ14 @32cm	10 cm
حفره‌دار 34 cm	Φ14 @32cm	10 cm
حفره‌دار 36 cm	Φ16 @33cm	11 cm
حفره‌دار 38 cm	Φ16 @33cm	11 cm
حفره‌دار 40 cm	Φ16 @33cm	12 cm
حفره‌دار 42 cm	Φ16 @33cm	12 cm
حفره‌دار 44 cm	Φ16 @34cm	13 cm
حفره‌دار 46 cm	Φ16 @34cm	13 cm
حفره‌دار 48 cm	Φ16 @34cm	14 cm
حفره‌دار 50 cm	Φ16 @34cm	14 cm

توجه: در جدول ۵-۱ میلگرد Φ10 از جنس S340 و میلگردهای بالاتر از نوع S400 فرض شده‌اند.

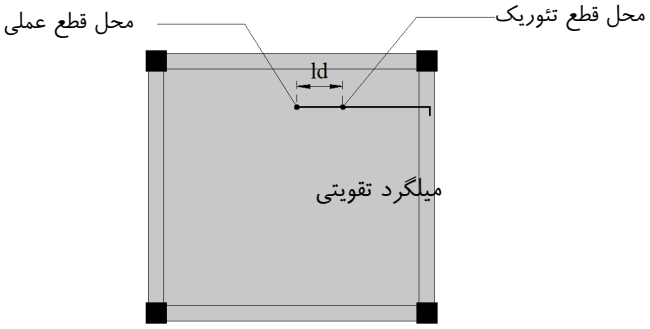
۵-۱-۲- حداقل فاصله بین میلگردهای طولی در دال‌ها باید از حداکثر قطر بزرگترین میلگرد، ۱/۳ برابر بزرگترین قطر اسمی سنگدانه و ۲/۵ سانتیمتر بزرگتر باشد. به دلیل رعایت ملاحظات اجرایی توصیه می‌شود حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در دال‌ها کمتر از ۱۰ سانتیمتر در نظر گرفته نشود.

۵-۱-۳- فاصله بین میلگردهای دال‌ها نباید از 3 برابر ضخامت دال و ۴۵ سانتیمتر بیشتر باشد. همچنین در دال‌های توپر در ناحیه بحرانی کنترل پانچ این فاصله به حداقل 2 برابر ضخامت دال و ۴۵ سانتیمتر محدود می‌شود. به دلیل ملاحظات اجرایی، پیشنهاد می‌گردد حداکثر فاصله میلگردها در دال‌های توپر برابر ۲۵ سانتیمتر شود. همچنین فاصله میلگردها در دال‌های حفره‌دار نباید از نصف فاصله مرکز به مرکز تیرچه‌ها بیشتر در نظر گرفته شود.



شکل ۵-۱: حداکثر فاصله بین میلگرهای طولی در دال

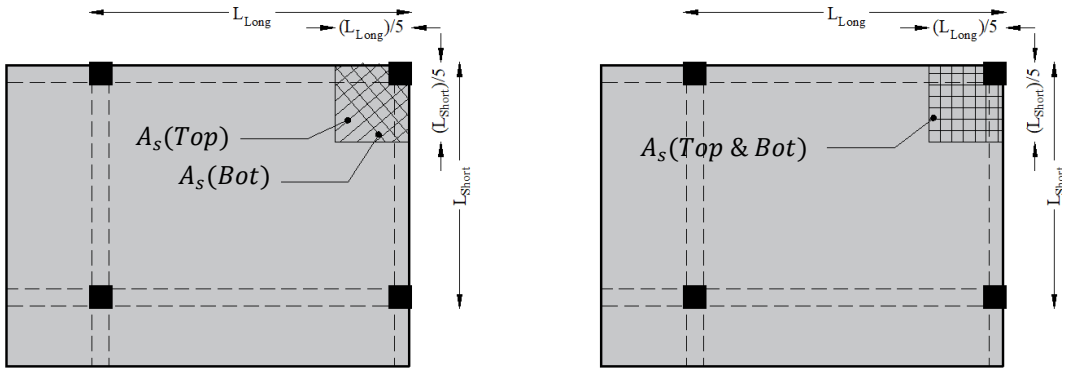
۵-۱-۴- در نبود محاسبات دقیق برای قطع میلگردهای تقویتی در دال، میلگردهای مزبور باید از محلی که دیگر نیازی به آن‌ها وجود ندارد (محل قطع تئوریک) حداقل به مقدار طول مهاری میلگرد در کشش (L_d) ادامه پیدا کنند (شکل ۵-۲). حداقل طول مهاری میلگرد در کشش (L_d) در جدول ۵-۲ ارائه شده است. شایان ذکر است در مواردی که عمق بتن‌ریزی در زیر شبکه بالایی میلگردهای دال بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد طول‌های ارائه شده در جدول ۵-۲ باید به میزان ۳۰ درصد افزایش یابند.



شکل ۵-۲: محل قطع میلگردهای تقویتی در دال

جدول ۵-۲: حداقل طول مهاری میلگرد در کشش (Ld) برای میلگردهای S400 واقع در شبکه پایین دال (سانتیمتر)		
قطر میلگرد	$fc=250\ kg/cm^2$	$fc=300\ kg/cm^2$
Φ8	30	30
Φ10	40	35
Φ12	45	45
Φ14	55	50
Φ16	65	55
Φ18	70	65
Φ20	105	95
Φ22	110	100
Φ25	120	110
Φ28	135	125
Φ32	155	140

۵-۱-۵- در گوشه‌های خارجی دال‌های واقع بر دیوارهای لبه‌ای و یا تیرهای لبه‌ای قرار دارند، باید میلگردهای تقویتی بالا و پایین در گوشه‌های خارجی دال به اندازه‌ای تعبیه گردند که دال در برابر لنگر واحد عرض (برابر حداکثر لنگر مثبت واحد عرض پانل دال) مقاومت کافی داشته باشد. به عبارت دیگر در صورت برابر بودن شبکه اصلی میلگردهای بالا و پایین دال، سطح مقطع این میلگردها باید برابر حداکثر میلگرد تقویتی مثبت دال (وسط دهانه) در واحد عرض آن دهانه باشد. این میلگردهای تقویتی باید در طولی به اندازه حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر دال قرار داده شود و باید بصورت یکی از دو روش ارائه شده در شکل ۵-۳ در دال تعبیه گردند.

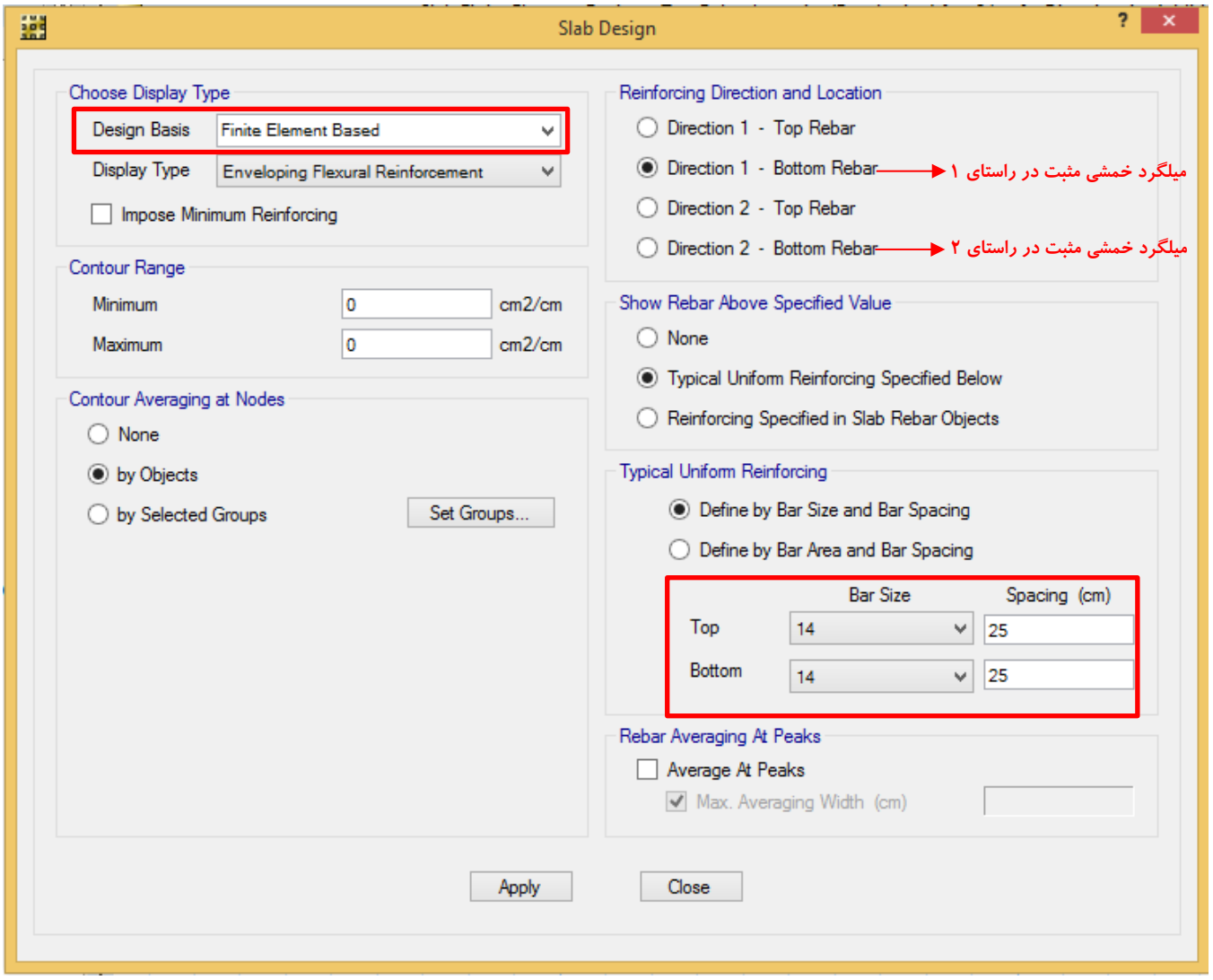


حالت (ب) حالت (الف)

شکل ۵-۳ : دو روش تعبیه میلگرد خمشی در کنج دال

نکته مدل‌سازی در نرم‌افزار:

برای بدست آوردن حداکثر میلگرد تقویتی مثبت در واحد عرض دال می‌توان از با استفاده از منوی Display>Show Slab Design در قسمت Design basis گزینه From Finite Element based را انتخاب و شبکه اصلی دال در قسمت Typical Uniform Reinforcing وارد نمود. بدین ترتیب میلگردهای تقویتی در واحد عرض در راستای محورهای محلی ۱ و ۲ دال قابل مشاهده خواهد بود. میلگرد تقویتی خمشی در بالا و پایین کنج دال در واحد عرض، باید حداقل برابر با حداکثر میلگرد تقویتی مثبت دال در راستای محورهای محلی ۱ و ۲ باشد. (شکل ۵-۴)



شکل ۵-۴: محاسبه میلگرد خمشی مثبت حداکثر دال در واحد عرض با نرم‌افزار

۵-۱-۶- توصیه می‌شود در کلیه دال‌ها از جمله دال‌های تخت، تیر در پیرامون محیط ساختمان تعبیه گردد. در تیرهای مزبور برای شبکه پایین حداقل $\frac{1}{4}$ حداکثر سطح مقطع میلگرد پایین در کل طول تیر، و برای شبکه بالا حداقل $\frac{1}{6}$ حداکثر سطح مقطع میلگرد بالا در کل طول تیر، باید قرار داده شود.

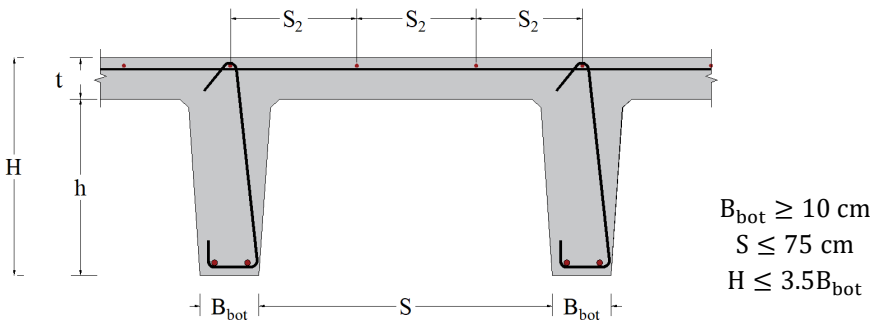
۵-۱-۷- به منظور حفظ یکپارچگی دیافراگم در دال‌های تخت بدون تیر، حداقل ۲ عدد میلگرد طولی شبکه پایین دال در هر راستا باید از هسته ستون عبور داده شود.

۵-۲- ضوابط مربوط به دال‌های مجوف

۵-۲-۱- در طراحی دال‌های مجوف باید محدیت‌های هندسی عنوان شده در جدول ۵-۳ رعایت شود.

جدول ۵-۳: محدودیت‌های هندسی دال‌های مجوف

شکل	موضوع	محدودیت
۵-۵	حداقل عرض پاشنه تیرچه (B_{bot})	$B_{bot} \geq 10\ cm$
۵-۵	حداکثر فاصله آزاد بین تیرچه‌ها (S)	$S \leq 75\ cm$
۵-۵	حداکثر ارتفاع کل تیرچه (H)	$H \leq 3.5B_{bot}$

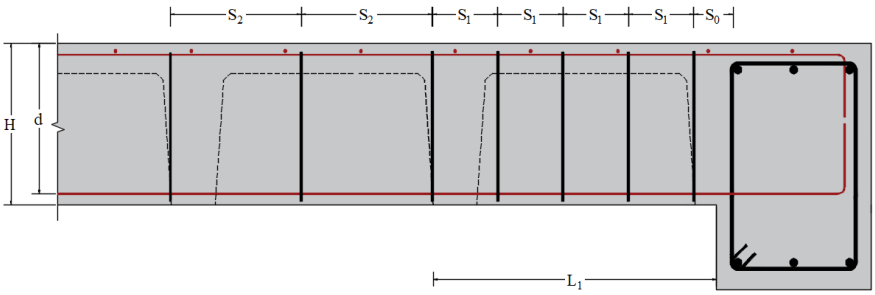


شکل ۵-۵: محدودیت‌های هندسی دال‌های مجوف

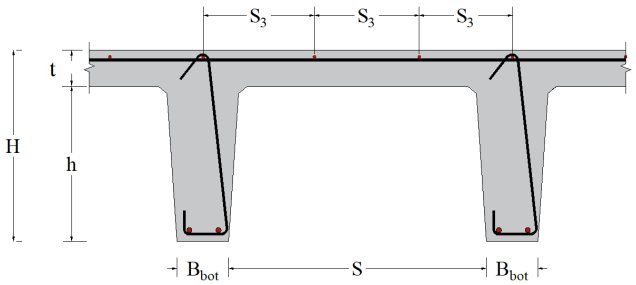
۵-۲-۲- ضوابط مندرج در جدول ۵-۴ باید هنگام طراحی آرماتورهای طولی و عرضی دال‌های مجوف باید رعایت شود.

جدول ۵-۴: محدودیت‌های آرماتورگذاری در دال مجوف

شکل	موضوع	محدودیت
۶-۵	فاصله اولین آرماتور برشی از بر تکیه‌گاه (S_0)	$S_0 = 10\ cm$
۶-۵	حداکثر فاصله آرماتورهای برشی در محدوده نیاز به آرماتور برشی (S_1)	$S_1 \leq \frac{d}{2}$
۶-۵	حداکثر فاصله آرماتورهای برشی در محدوده عدم نیاز به آرماتور برشی (S_2)	$S_2 \leq \min(1.5H, 1.2m)$
۷-۵	حداقل فاصله آرماتورهای حرارتی از یکدیگر (S_3)	$S_3 \geq \max(25mm, d_{max}, 1.33d_{\text{سنگدانه}})$
۷-۵	حداکثر فاصله آرماتورهای حرارتی از یکدیگر (S_3)	$S_3 \leq \min(5t, 350mm)$

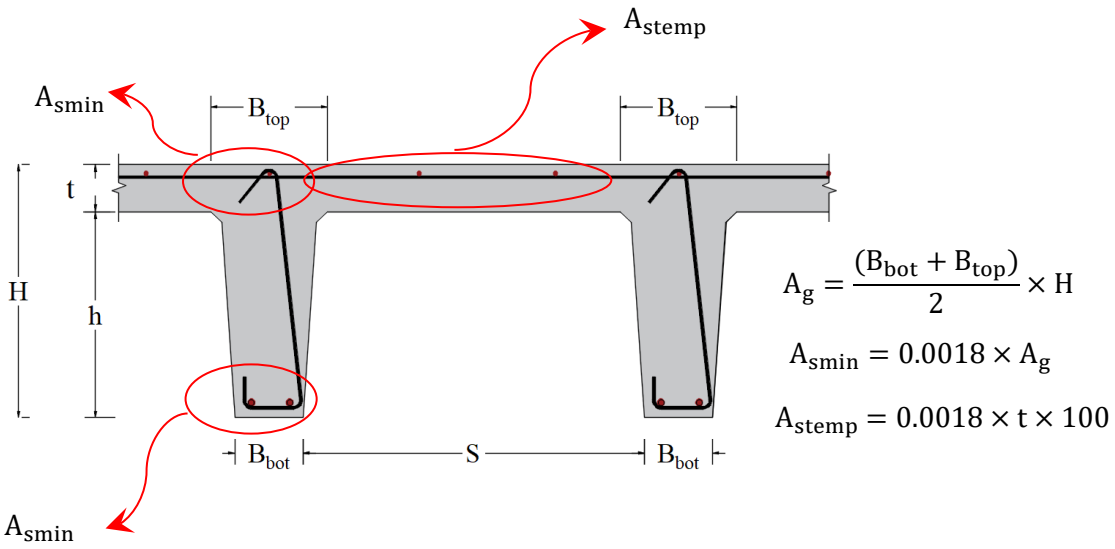


شکل ۵-۶: محدودیت‌های آرماتورهای برشی در دال‌های مجوف



شکل ۵-۷: محدودیت‌های آرماتورهای خمشی در دال‌های مجوف

۵-۲-۳- حداقل آرماتور خمشی در تیرچه بر اساس مساحت جان تیرچه محاسبه می‌شود، در خصوص دال رویه سقف مجوف حداقل آرماتور خمشی همان آرماتور افت و حرارت می‌باشد. (شکل ۵-۸)



شکل ۵-۸ حداقل آرماتورهای خمشی در دال‌های مجوف

۵-۳- ضوابط کنترل برش منگنه‌ای در دال‌ها

۵-۳-۱- در دال‌های بدون تیر یا بخش‌هایی از دال که تیر در آن قسمت‌ها وجود ندارد، کنترل برش برش منگنه‌ای باید مطابق روش ارائه شده این راهنما انجام گردد. با توجه به تسلیم میلگردهای خمشی دال در زلزله طرح، کنترل برش منگنه‌ای در دال‌ها به منظور جلوگیری از وقوع شکست‌های ناگهانی دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد. در شکل ۵-۸ نمودار پیشنهادی برای کنترل برش منگنه‌ای در دال‌های واقع در مناطق لرزه‌خیز ارائه شده است.

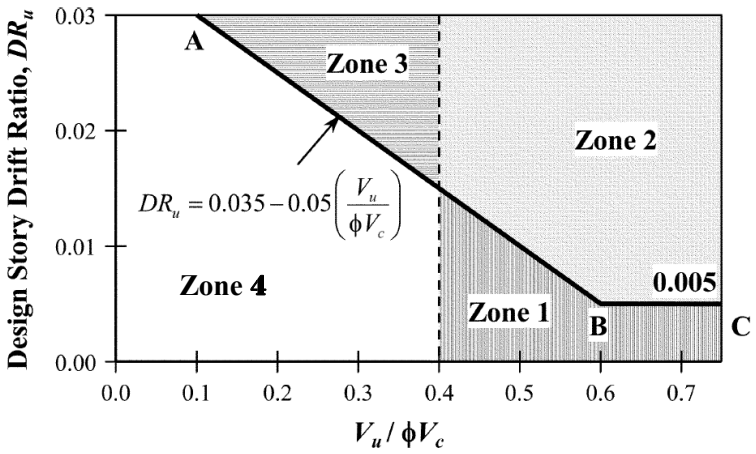
این نمودار بر اساس نتایج آزمایش‌های صورت گرفته بر روی اتصالات دال به ستون تحت اثر همزمان تغییرمکان جانبی و بارهای ثقلی (جابجایی نسبی نهایی طبقات (DR_u) و نسبت $\frac{V_{ug}}{\emptyset V_c}$) بوده و به شرح زیر می‌باشد:

ناحیه ۱ : مقدار $\frac{V_{ug}}{\emptyset V_c}$ زیاد و مقدار DR_u کم می‌باشد. در این ناحیه باید از میلگرد برشی حداقل استفاده شود.

ناحیه ۲ : هر دو مقدار $\frac{V_{ug}}{\emptyset V_c}$ و DR_u زیاد می‌باشد. در این ناحیه باید طراحی برشی انجام شود.

ناحیه ۳ : مقدار $\frac{V_{ug}}{\emptyset V_c}$ کم و مقدار DR_u زیاد می‌باشد. در این ناحیه باید از میلگرد برشی حداقل استفاده شود.

ناحیه ۴ : هر دو مقدار $\frac{V_{ug}}{\emptyset V_c}$ و DR_u کم می‌باشد. در این ناحیه نیازی به میلگرد برشی در دال وجود ندارد.



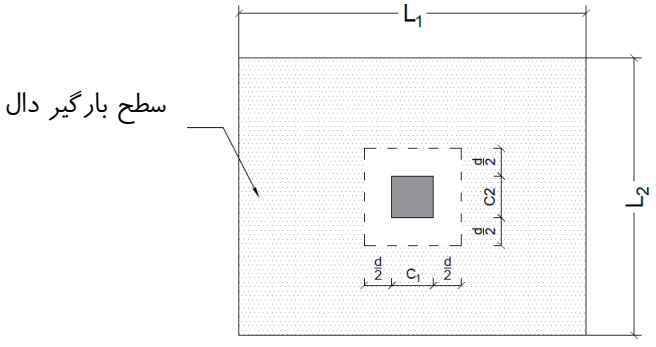
شکل ۵-۸: نمودار ارائه شده در ACI-421

روش گام به گام کنترل برش منگنه‌ای در دال‌ها به شرح زیر است که می‌باید برای هر یک از اتصالات تیر به ستون بصورت جداگانه انجام شود:

گام اول: جابجایی نسبی نهایی (DR_u) مرکز جرم (حاصلضرب جابجایی نسبی الاستیک (DR_e) در ضریب C_d) برای هر طبقه بدست می‌آید. در مورد دال‌ها این مقدار برابر جابجایی نسبی نهایی حداکثر طبقات بالا و پایین دال می‌باشد.

$$DR_u=C_d \times DR_e$$

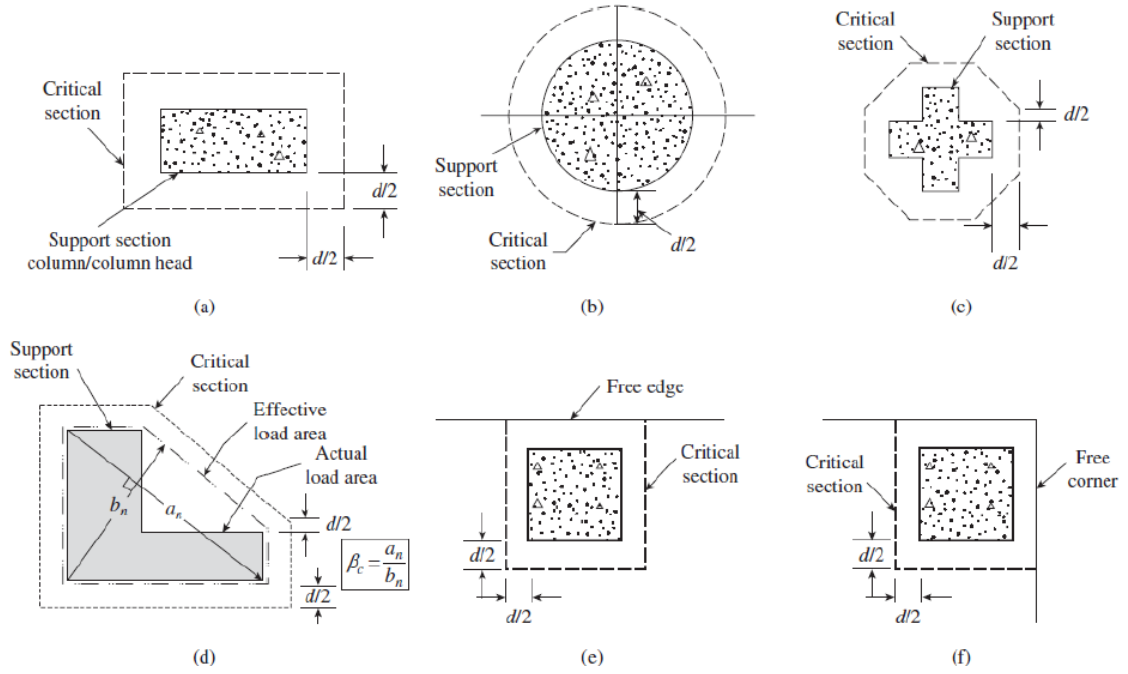
گام دوم: نیروی برشی ثقلی ضریب‌دار (V_{ug}) در مقطع بحرانی تحت ترکیب بارگذاری همراه با زلزله یعنی ترکیب بار 1.2D+1.0L+0.2S محاسبه می‌شود. در شکل‌های ۵-۹ و ۵-۱۰ مقطع بحرانی برش منگنه‌ای به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه ستون با محیط b_0 مشخص شده است.



$$V_{ug}=W_u \times (L_1 \times L_2 - (C_1+d) \times (C_2+d))$$
$$b_0=2(C_1+d)+2(C_2+d)$$

نکته: در محاسبه V_{ug} نیازی به در نظر گرفتن لنگر نامتعادل وارد بر ستون نمی‌باشد.

شکل ۵-۹: محاسبه نیروی برشی ثقلی ضریب‌دار در مقطع بحرانی کنترل برش منگنه‌ای



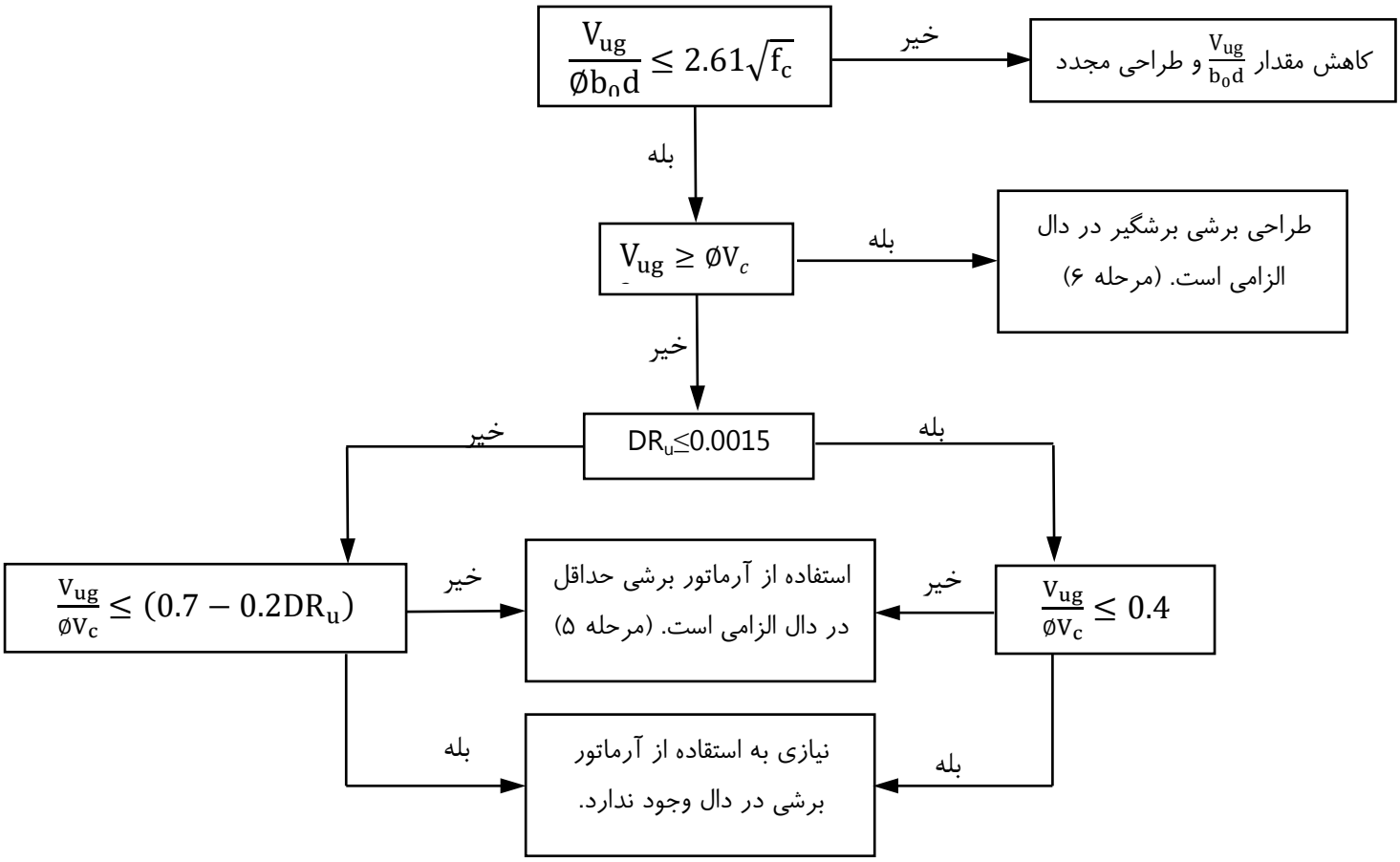
شکل ۵-۱۰: مقطع بحرانی برای کنترل برش منگنه‌ای برای اشکال مختلف ستون

گام سوم: نیروی برشی بتن (V_c) بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$v_c = \min \begin{cases} 1.06\,\lambda\sqrt{f_c} \\ 0.532\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c} \\ 0.26\left(2+\frac{\alpha_s\, d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f_c} \end{cases} \qquad V_c = v_c\, b_0\, d$$

در این روابط β نسبت بعد بزرگتر به کوچکتر ستون و α_s به ترتیب برای ستون میانی، کناری و گوشه اعداد 40 ، 30 و 20 میباشد. ضریب λ برای بتن معمولی 1 و برای بتن سبک ۰/۷۵ است.

گام چهارم: بر اساس الگوریتم ارائه شده در شکل ۵-۱۱ و با توجه به مقدار $\frac{V_{ug}}{\emptyset V_c}$ و DR_u طراحی برشی انجام می‌شود. ϕ ضریب کاهش مقاومت برشی برابر با ۰/۷۵می‌باشد.



شکل ۵-۱۱: الگوریتم کنترل برش منگنه‌ای در دال‌ها

گام پنجم: مقدار میلگرد برشی حداقل در دال‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = \frac{0.917\, b_0 \sqrt{f_c}}{f_{yt}}$$

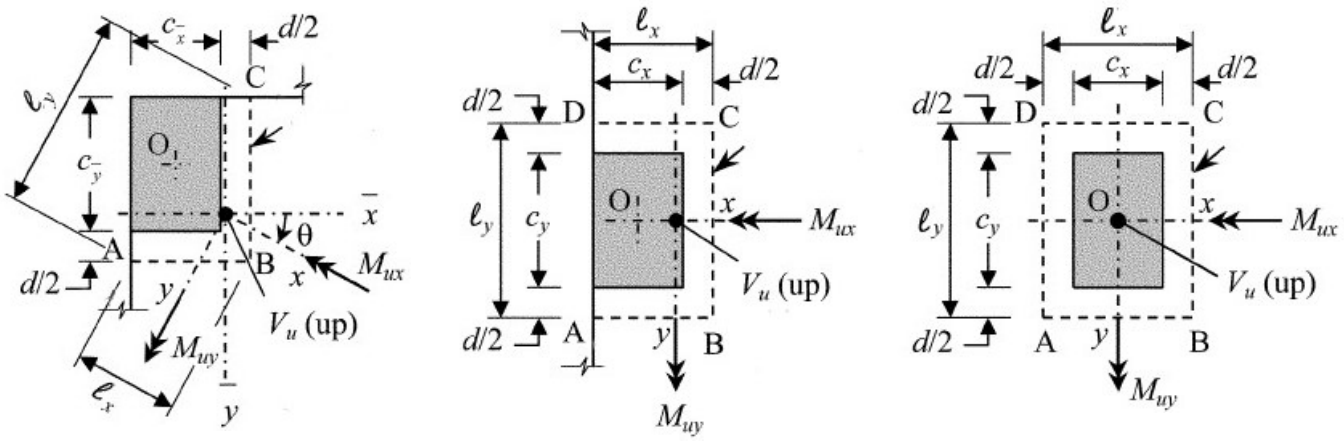
گام ششم: در صورت نیاز به طراحی برشگیر باید بصورت زیر عمل شود:

ابتدا ضرایب ترک‌خوردگی برون صفحه دال (m11, m22, m12) برابر ۰/۲۵ (برای دال توپر) اعمال شود. سپس حداکثر برش انتقال یافته از دال به ستون و همچنین لنگرهای متناظر با آن تحت تمامی ترکیبات بارگذاری لرزه‌ای باید محاسبه گردد. برای محاسبه حداکثر برش منتقل شده توسط دال لازم است حداکثر نیروی محوری موجود در ستون طبقه i ام از حداکثر نیروی محوری متناظر با همان ترکیب بار در طبقه i+1 کم شود تا حداکثر برش انتقالی از دال به ستون (V_u) برآورد گردد. سپس لازم است لنگرهای

منتقل شده از دال به ستون (M_{ux}, M_{uy}) در همان ترکیب بار نیز هم محاسبه گردد. در نهایت طراحی برشگیر بر اساس حداکثر تنش برشی ایجاد شده در مقطع بحرانی برش منگنه‌ای تحت اثر همزمان برش و لنگرها انجام خواهد شد.

نکته۱: در صورت ترسیم دال در نرم‌افزار ETABS و ترسیم نوارهای طراحی هم عرض با نوار ستونی دال می‌توان مقادیر M_{ux} و M_{uy} را تحت بحرانی‌ترین ترکیبات بار لرزه‌ای برآورد کرد.

مقطع بحرانی کنترل برش منگنه‌ای برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه در شکل ۵-۱۲ مشخص شده است.



شکل ۵-۱۲: مقطع بحرانی برای کنترل برش منگنه‌ای در اتصالات میانی، کناری و گوشه دال به ستون

تنش برشی حداکثر ایجاد شده در دال از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} + \gamma_{vx}\frac{M_{ux}}{J_x}y + \gamma_{vy}\frac{M_{uy}}{J_y}x$$

در این رابطه J ممان اینرسی قطبی مقطع بحرانی کنترل برش منگنه‌ای و γ_{vx} و γ_{vy} ضرایبی هستند که مشخص کننده درصدی از لنگر نامتعادل گره بوده که به صورت برشی به تکیه‌گاه منتقل می‌شود.

حداکثر مقدار v_u در رابطه فوق به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- در صورت استفاده از خاموت: $v_u \le 1.95\ \phi\sqrt{f_c}$
- در صورت استفاده از SSR: $v_u \le 2.61\ \phi\sqrt{f_c}$

و در نهایت میلگرد برشی لازم در دال از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{\left(\frac{v_u}{\emptyset} - v_c\right) b_0}{f_{yt}}$$

ϕ ضریب کاهش مقاومت برشی برابر با ۰/۷۵ می‌باشد.

۵-۲-۱-۱- برای محاسبه لنگر دست بالای M_{ub} ابتدا لازم است در عرضی برابر با مجموع عرض ستون و عمق موثر دال با فرض تنش $1.25\ F_y$ در میلگردهای کششی موجود در این مقطع، لنگر اسمی قابل احتمال M_{pr} محاسبه شود. مقدار M_{ub} با استفاده از روابط زیر قابل محاسبه خواهد بود:

$$M_{ubx} = \frac{M_{prx}}{\alpha_x}$$
$$M_{uby} = \frac{M_{pry}}{\alpha_y}$$

در روابط فوق ضرایب α_x و α_y از روابط زیر حاصل می‌گردند:

$$\alpha_x = 0.85 - \gamma_{vx} - \frac{l_y}{20l_x}$$
$$\alpha_y = 0.85 - \gamma_{vy} - \frac{l_x}{20l_y}$$

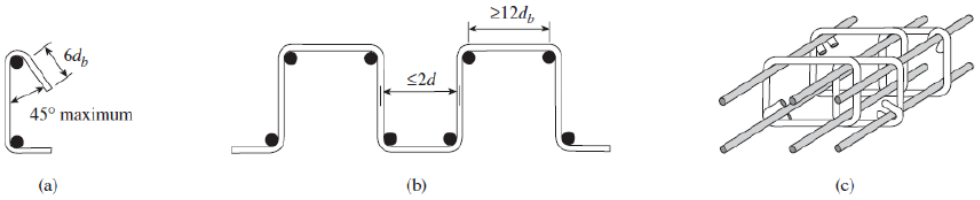
مقادیر l_x و l_y در شکل ۵-۱۲ نشان داده شده‌اند.

۵-۳-۲- ضوابط میلگردهای برشی در اتصال دال به ستون

۵-۳-۲-۱- در صورت نیاز به میلگرد برشی در دال می‌توان از خاموت یا گل‌میخ‌های جوش داده شده بر روی ورق (SSR) استفاده کرد. استفاده از SSR در دال‌های تخت نسبت به خاموت به دلیل درگیری مناسب‌تر با دال ارجحیت دارد. در شکل ۵-۱۳ اشکالی از انواع برشگیرهای SSR مشاهده می‌شود.

شکل ۵-۱۳: استفاده از انواع SSR به عنوان میلگرد برشی در دال

۵-۳-۲-۲- در صورت استفاده از خاموت به عنوان برشگیر در دال حداقل ضخامت دال باید ۲۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود. با توجه به رفتار مناسب‌تر خاموت‌های چندشاخه (شکل۵-۱۴- b) و خاموت‌های بسته (شکل۵-۱۴- c) (به دلیل مهار مناسب‌تر به وسیله میلگردهای طولی)، استفاده از خاموت‌های سنجاقی تنها (شکل۵-۱۴- a) توصیه نمی‌شود.

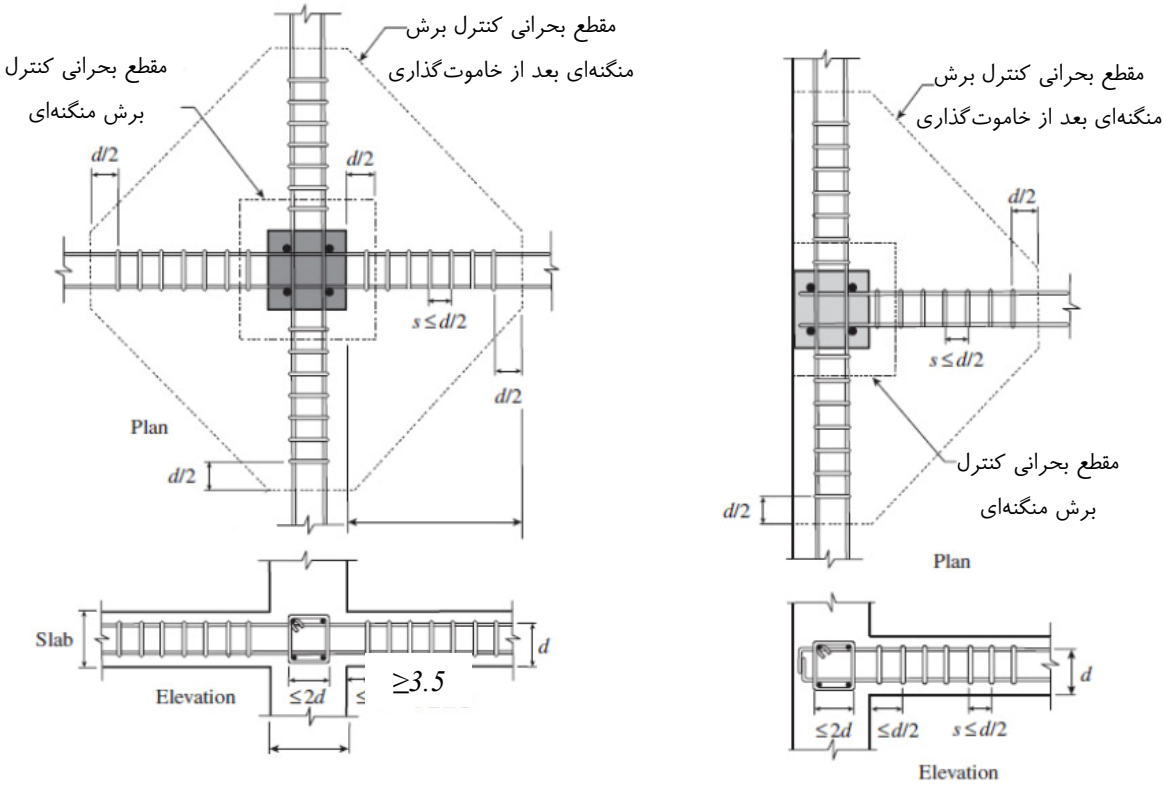


شکل ۵-۱۴: استفاده از خاموت و سنجاقی به عنوان میلگرد برشی در دال

۵-۳-۲-۳- خاموت‌ها یا میلگردهای برشی باید حداقل به مقدار 3.5d از بر ستون در دال در تمام جهات امتداد یابند.

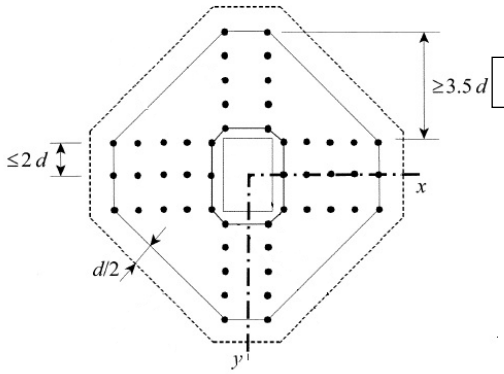
۵-۳-۲-۴- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در امتداد میلگردهای طولی نباید از d/2 بیشتر شود. در صورت استفاده از SSR این فاصله به 3d/4 محدود می‌شود.

۵-۳-۲-۵- فاصله اولین خاموت یا SSR باید در فاصله کمتر از d/2 از بر ستون اجرا شود. (شکل ۵-۱۵)



شکل ۵-۱۵: استفاده از خاموت و سنجاقی به عنوان میلگرد برشی در دال

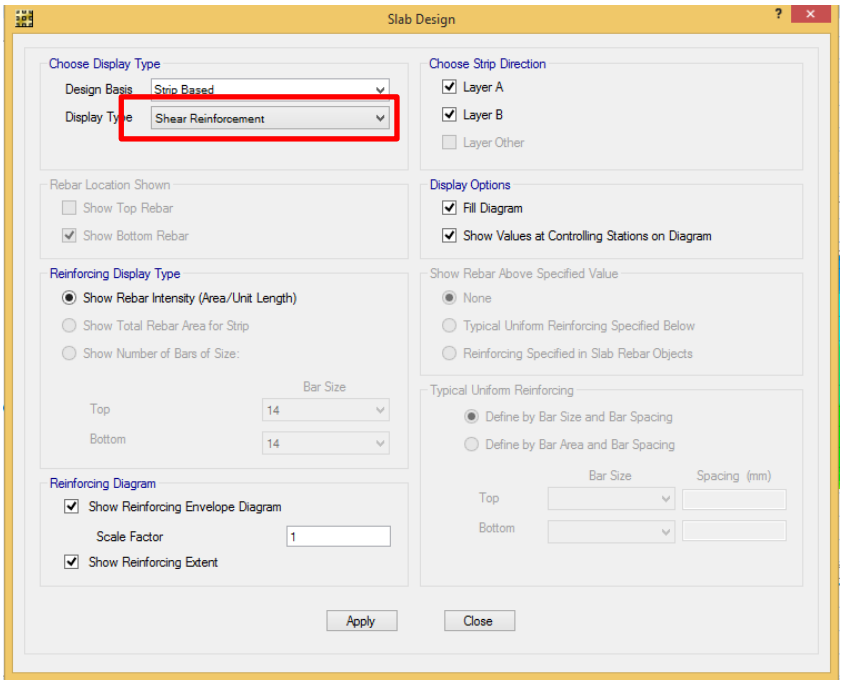
۵-۳-۲-۶- فاصله بین شاخه‌های خاموت یا SSR در جهت موازی با وجه ستون نباید از 2d بیشتر باشد. (شکل ۵-۱۶)



شکل ۵-۱۶: حداکثر فاصله بین شاخه‌های خاموت یا SSR در جهت موازی با وجه ستون

۵-۴- ضوابط کنترل برش یک‌طرفه در دال‌ها

کنترل برش یک‌طرفه در دال‌های معمولی و پس‌کشیده باید تحت ترکیبات بارگذاری ثقلی توسط نرم‌افزار انجام شده و نیاز به محاسبات اضافی دیگری ندارد. با توجه به مشکلات اجرایی تعبیه خاموت در دال پیشنهاد می‌گردد ضخامت دال به گونه‌ای انتخاب گردد که نیازی به میلگرد برشی برای تحمل برش یک‌طرفه وجود نداشته باشد. برای کنترل برش یک‌طرفه در نرم‌افزار، می‌توان با استفاده از منوی Display>Show Slab Design ، در قسمت Design Type گزینه Shear Reinforcement را انتخاب کرد. در این صورت مقدار مورد نیاز میلگرد برشی در (A_v/s) نمایش داده می‌شود.



شکل۵-۱۷: کنترل برش یک‌طرفه در دال‌های معمولی و پس‌کشیده

۵-۵- ضوابط کنترل خیز و ارتعاش در دال‌ها

۵-۵-۱- در غیاب محاسبات دقیق می‌توان از حداقل ضخامت ارائه شده در جدول ۵-۵ به عنوان مقدار اولیه برای دال‌های تحت ترکیب بار متعارف مانند کاربری مسکونی استفاده کرد. در این جدول β نسبت دهانه بزرگ دال به دهانه کوچک آن می‌باشد. در موارد «دال متکی به تیر»، تیرها باید به تنهایی قادر به تحمل بارهای ثقلی بوده و و همچنین نسبت سختی تیر به دال (α) بزرگتر از ۲ باشند. همچنین این جدول با فرض استفاده از میلگرد S400 ارائه شده و مربوط به دال‌های غیر طره‌ای می‌باشد.

جدول ۵-۵: تخمین اولیه ضخامت دال بدون انجام محاسبات دقیق خیز دال

دهانه دال (متر)	حداقل ضخامت دال بر حسب سانتیمتر			
	دال تخت بدون کتیبه	دال تخت با کتیبه	دال متکی به تیر (β=1)	دال متکی به تیر (β=2)
5	16.7	15.2	12.1	10.1
6	20.0	18.2	14.5	12.1
7	23.3	21.2	16.9	14.1
8	26.7	24.2	19.3	16.1
9	30.0	27.3	21.7	18.1
10	33.3	30.3	24.1	20.1
11	36.7	33.3	26.5	22.1
12	40.0	36.4	29.0	24.1

۵-۵-۲- در صورت عدم رعایت حداقل ضخامت دال مطابق جدول ۵-۳، خیز دال باید توسط نرم‌افزار کنترل گردد. بدین منظور لازم است خیز آنی ناشی از بارهای زنده و همچنین خیز دراز مدت دال ناشی از بارهای دائمی محاسبه و با مقادیر مجاز کنترل گردد. با توجه به عدم امکان استفاده از اصل جمع آثار در تحلیل‌های غیرخطی، ابتدا لازم است ترکیبات بارگذاری مندرج جدول ۵-۶ در منوی Define>Load Case تعریف گردد.

در این جدول بار D1 وزن بتن دال (بدون کف‌سازی) و بارهای D2، L1، L2 و .... مطابق با ترکیبات بار تعریف شده در دستورالعمل ۱۰۲ مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز می‌باشد. همچنین ضریب A ، درصد مشارکت بار زنده در محاسبه خیز بلندمدت دال می‌باشد که مقدار آن در جدول ۵-۷ پیشنهاد شده است.

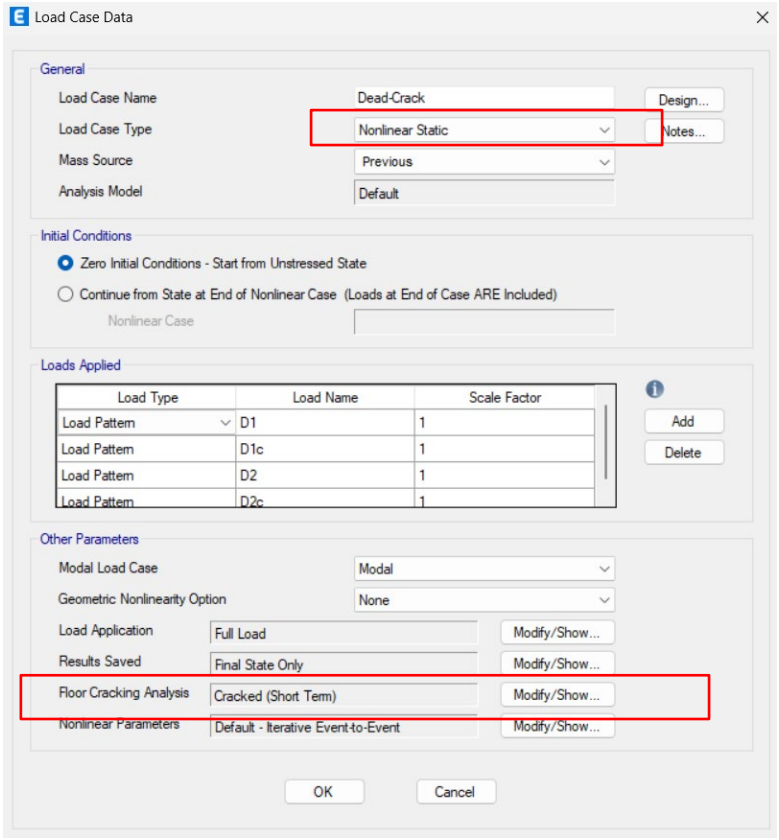
جدول ۵-۶: ترکیبات بار مورد نیاز برای کنترل خیز در منوی Load Case		
نوع آنالیز (Analysis Type)	ترکیبات بار	نام ترکیب بار
Nonlinear (Cracked)	D1	Self Dead Crack
Nonlinear (Cracked)	D1+D2+D1C+D2C	Dead Crack
Nonlinear (Cracked)	D1+D2+D1C+D2C+ L1+L2+LR+L1C+L2C+LRC	Dead & Live Crack
Nonlinear (Cracked)	L1+L2+LR+L1C+L2C+LRC A(L1+L2+LR+L1C+L2C+LRC)	Sustain Crack
Nonlinear (Long Term Cracked)	D1+D2+D1C+D2C+ A(L1+L2+LR+L1C+L2C+LRC)	Sustain Long Term Crack

جدول ۵-۷: درصد مشارکت بار زنده در محاسبه خیز دراز مدت دال	
ضریبA	نوع کاربری
0.3	مسکونی و اداری
0.6	تجاری
0.6	پارکینگ
0.8	انبار

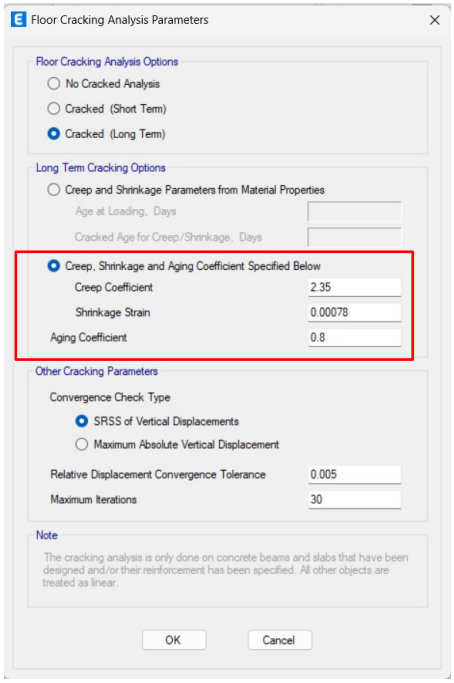
۵-۵-۳- در هنگام تعریف این بارها در Load Case باید دقت کرد در قسمت Floor Cracking Analysis نوع خیز (بلندمدت یا کوتاه‌مدت) مشابه شکل ۵-۱۸ مشخص گردد. در هنگام تعریف ترکیب بار دراز مدت ناشی از بارهای دائمی (Sustain Long Term Crack) می‌باید ضریب Creep Coeficient و Shrinkage Strain مشابه با ACI-2019 محاسبه گردد. بصورت پیش فرض می‌توان این ضرایب را برابر با 2.35 و 0.0078 مشابه شکل ۵-۱۹ اعمال نمود.

۵-۵-۳- پس از تعریف ترکیبات بار لازم است ترکیبات بارگذاری زیر باید در منوی Define>Load Combinations تعریف شود:

Def-Live= Dead & Live Crack- Dead Crack
Def-Sustain= (Sustain Long Term Crack- Sustain Crack)+(Dead & Live Crack- Self Dead Crack)



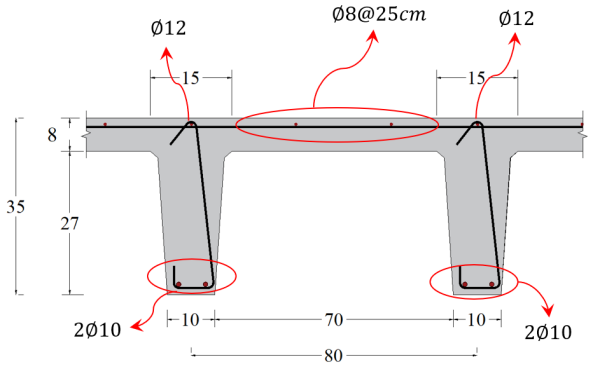
شکل۵-۱۸: تعریف ترکیب بار Dead-Crack در نرم‌افزار



شکل۵-۱۹: تعریف ضرایب Sustain Long Term Crack در نرم‌افزار

برای انجام تنظیمات ترک‌خوردگی و محاسبه ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده توسط نرم‌افزار لازم است در منوی Analysis> Cracking Analysis Option تنظیمات ترک‌خوردگی انجام شده و سپس در قسمت Reinforcement Source گزینه‌های زیر را انتخاب گردد:

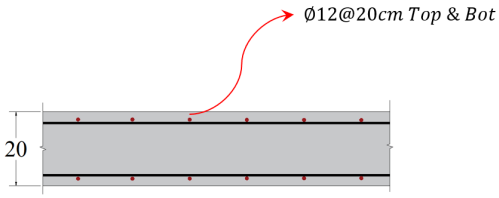
الف- در صورت انتخاب گزینه اول User Specified Rebar/Designed Slab Rebar نرم‌افزار آرماتورهای طراحی شده در تحلیل خمشی را در کنترل خیز در نظر می‌گیرد. همچنین اگر آرماتور خمشی محاسبه شده کمتر از آرماتور حداقل مشخص شده در قسمت Minimum Reinforcing Ratio Used for Cracking Analysis باشد، آرماتور حداقل تعریف شده در این قسمت در محاسبات وارد می‌شود. در شکل ۵-۲۰ نمونه‌ای از محاسبات لازم برای اعمال درصد آرماتور حداقل در دال معمولی و مجوف آورده شده است (نرم‌افزار دال مجوف را مشابه با یک دال معمولی در نظر می‌گیرد).



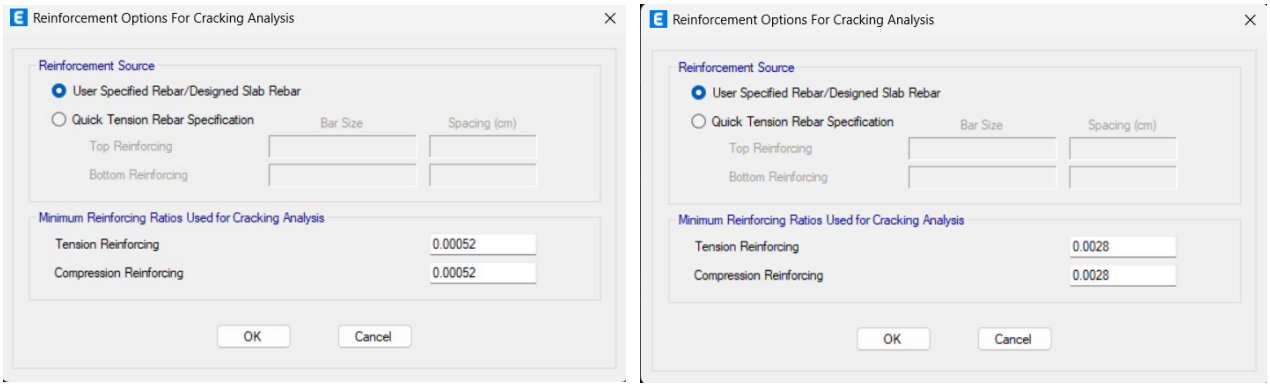
$$\rho_{top} = \frac{1.13 + 2 \times 0.5}{80 \times 38} = 0.0007$$

$$\rho_{bot} = \frac{2 \times 0.79}{80 \times 38} = 0.00052$$

$$\min(\rho_{top}, \rho_{bot}) = 0.00052$$



$$\rho = \frac{1.13}{20 \times 20} = 0.0028$$



شکل۵-۲۰: تعریف آرماتورها برای تحلیل ترک‌خوردگی دال

ب- در صورت انتخاب گزینه دوم می‌توان شبکه اصلی آرماتور تعریف شده در نرم‌افزار را مشخص کرد. نرم‌افزار در این حالت حداکثر این شبکه و مقدار حداقل درصد آماتور تعریف شده را در محاسبات در نظر می‌گیرد. شایان ذکر است در این حالت کنترل خیز قدری محافظه‌کارانه بود و آرماتورهای تقویتی دال در نظر گرفته نمی‌شوند.

مقدار تغییر شکل دال‌ها نباید از مقادیر مندرج در جدول ۵-۸ بیشتر باشد:

جدول ۵-۸: حداکثر مقدار مجاز تغییرشکل در دال‌های دوطرفه

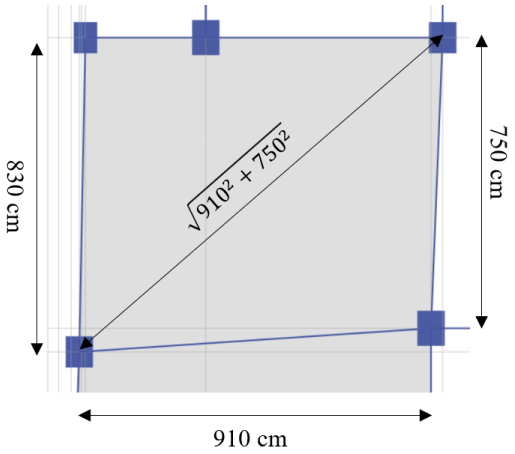
حداکثر مقدار مجاز تغییرشکل	ترکیبات بارگذاری	کاربری طبقه
L/180	Def-Live	بام
L/360	Def-Live	طبقات
L/240	Def-Sustain	طبقات و بام

به عنوان مثال در دال شکل ۵-۲۱، هندسه دال و تغییر شکل دال تحت بار Def-Sustain محاسبه شده است، کنترل خیز در دال با توجه به مقادیر تغییر مکان‌ها و طول در دهانه‌های مختلف بصورت زیر می‌باشد:

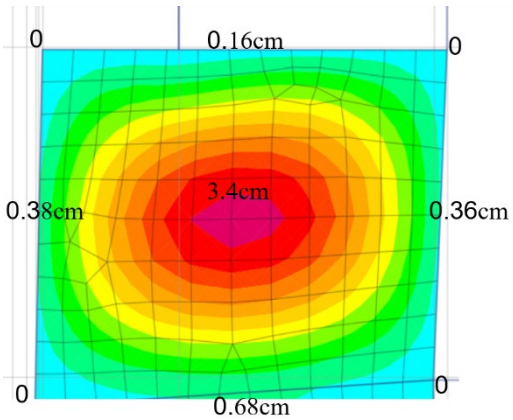
$$\delta_{\text{قطری}} = 3.4\text{cm} \le \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{910^2 + 750^2}}{240}$$

$$\delta_y = 3.4 - \frac{0.68 + 0.16}{2} = 2.98\text{cm} \le \frac{(830 + 750)/2}{240}$$

$$\delta_x = 3.4 - \frac{0.38 + 0.36}{2} = 3.03\text{cm} \le \frac{910}{240}$$



الف-هندسه دال



ب-تغییر مکان‌ها تحت بار دائمی

شکل۵-۲۱: مثال موردی برای کنترل خیز در دال

نکته ۱: با توجه به انجام آنالیز مرتبه دو، در فایل کنترل خیز اعمال ضرایب ترک‌خوردگی خمشی به تیر و دال لازم نبوده و صحیح نمی‌باشد. ضرایب ترک‌خوردگی ستون‌ها و دیوارها را می‌توان مشابه حالت کنترل خیز جداول سیستم‌های ساختمانی در نظر گرفت.

نکته ۲: با توجه به اینکه مقدار خیز محاسبه شده ناشی از بارهای دائمی مربوط به تغییر شکل‌های دراز مدت اعضای غیر سازه‌ای متصل به دال می‌باشد، کم کردن مقدار پیش‌خیز از تغییرمکان بدست آمده در این حالت مجاز نمی‌باشد.

نکته ۳: در صورت استفاده از SAFE V16 نیز نیازی به اعمال ضریب ترک‌خوردگی پیچشی نمی‌باشد. در صورت استفاده از نرم‌افزار ETABS یا ورژن دیگری از SAFE اعمال ضریب ترک‌خوردگی پیچشی برابر با 1.4 برابر حالت طراحی الزامی می‌باشد.

نکته ۴: با توجه به ملاحظات بهره‌برداری در درازمدت و همچنین جلوگیری از افزایش ضخامت و وزن کف‌سازی تسطیح روی دال، توصیه می‌گردد مقدار حداکثر خیز حتی در دهانه‌های بزرگ نیز از ۲/۵ سانتیمتر فراتر نرود.

۵-۶- کنترل ارتعاش در دال‌ها

کنترل ارتعاش در دال با سه روش قابل انجام می‌باشد که در زیر به آن‌ها اشاره شده است. در هر سه روش لازم است مدول الاستیسیته بتن در 1.25 ضرب شود. در این مدل نیازی به اعمال ضرایب کاهش سختی به دال و تیر وجود ندارد.

۵-۶-۱-کنترل ارتعاش بر اساس فرکانس

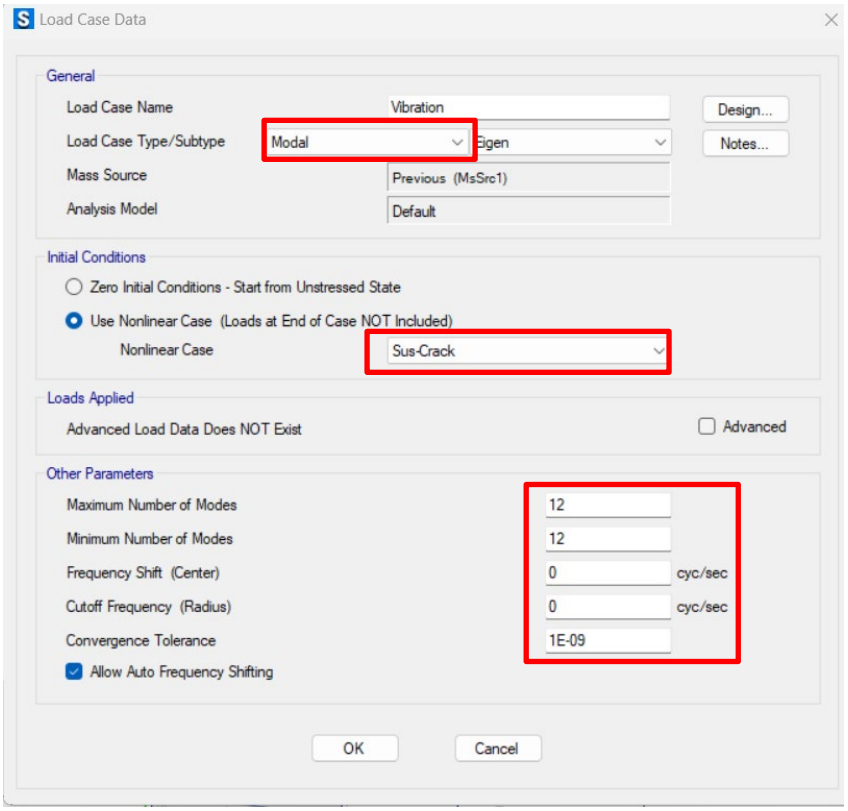
جهت جلوگیری از احساس لرزش دال‌ها، حداقل فرکانس اصلی ارتعاشی آن‌ها باید بزرگتر از مقادیر ارئه شده در جدول ۵-۹ باشد.

جدول ۵-۹: حداقل فرکانس برای کنترل لرزش

کاربری طبقه	حداقل فرکانس(Hz)
مسکونی و اداری	5
تجاری، فروشگاه و پارکینگ	4
سالن اجتماعات بدون صندلی ثابت	4
سالن اجتماعات با صندلی ثابت	8.5
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ورزشی ژیمناستیک، اتاق‌های عمل و محل نصب وسائل حساس در برابر لرزش	9.5

برای کنترل ارتعاش در دال‌ها با نرم‌افزار و بر اساس فرکانس باید بصورت زیر عمل کرد:

الف- از منوی Define>Load Case Data حالت بار مودال تعریف و در قسمت Load Case Type گزینه Modal انتخاب گردد (شکل ۵-۲۲). با تعریف این حالت بار، نرم‌افزار به صورت خودکار مودهای اصلی ارتعاشی سقف و دوره تناوب آن را محاسبه می‌کند. همچنین برای در نظر گرفتن اثرات ترک‌خوردگی خمشی تیر و دال باید از گزینه Stiffness at End of Nonlinear Case ترکیب بار Dead & Live Crack انتخاب گردد.



شکل ۵-۲۲: کنترل ارتعاش دال‌ها و تعریف بار مودال در نرم‌افزار

ب- برای مشاهده دوره تناوب مودهای اصلی می‌توان از منوی Display>Show Table در شاخه Analysis Results>Structure Results Data گزینه Modal Information را انتخاب نمود تا فرکانس‌های ارتعاشی و دوره تناوب آن‌ها نمایش داده شود. در این جدول فرکانس بر حسب Cyc/sec کلیه مودهای ارتعاشی باید بزرگتر از مقادیر مشخص شده در جدول۵-۹ باشد (شکل ۵-۲۳).

Modal Periods And Frequencies

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Periods

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad²/sec²
▶	Vibration	1	0.187	5.343	33.5681	1126.8198
	Vibration	2	0.175	5.708	35.8641	1286.2347
	Vibration	3	0.149	6.707	42.1408	1775.8441
	Vibration	4	0.125	7.976	50.1149	2511.5007
	Vibration	5	0.103	9.706	60.9855	3719.2314
	Vibration	6	0.099	10.092	63.4077	4020.5345
	Vibration	7	0.093	10.781	67.7398	4588.6759
	Vibration	8	0.091	11.01	69.1781	4785.6136
	Vibration	9	0.085	11.81	74.204	5506.2326
	Vibration	10	0.075	13.318	83.6771	7001.8611
	Vibration	11	0.073	13.709	86.1364	7419.4784
	Vibration	12	0.067	14.982	94.1325	8860.9209

شکل ۵-۲۳: نمایش مودهای ارتعاشی و فرکانس و دوره تناوب آن‌ها در نرم‌افزار

۵-۶-۲-کنترل ارتعاش بر اساس حداکثر جابجایی

کنترل ارتعاش در کف را می‌توان بر اساس حداکثر جابجایی ایجاد شده در کف محاسبه نمود. در این حالت تغییر مکان دال تحت بارهای دائمی ماندگار (Sustain Crack) محاسبه شده و با جدول ۵-۱۰ مقایسه می‌گردد.

جدول ۵-۱۰: حداکثر جابجایی دال برای کنترل لرزش

کاربری طبقه	حداکثر جابجایی دال تحت بارهای دائمی ماندگار (Sustain Crack) (cm)
مسکونی و اداری	1.3
تجاری، فروشگاه و پارکینگ	2.0
سالن اجتماعات بدون صندلی ثابت	2.0
سالن اجتماعات با صندلی ثابت	0.45
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ورزشی ژیمناستیک، اتاق‌های عمل و محل نصب وسائل حساس در برابر لرزش	0.35

۵-۶-۳-کنترل ارتعاش بر اساس حداکثر شتاب

الف- حداکثر شتاب ایجاد شده در کف با رابطه زیر محاسبه گردد:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{-0.35f}}{\beta W}$$

در این رابطه:

$\frac{a_p}{g}$ حداکثر نسبت شتاب حرکت

P_0 نیروی ثابت ناشی از حرکت افراد که پیشنهاد ATC40 برای کاربری اداری و مسکونی برابر با 29 kgf

f حداقل فرکانس خروجی نرم‌افزار

W وزن کل موثر چشمه سقف برابر با کل وزن مرده و ۳۰ درصد بار زنده سقف ضرب در مساحت کف

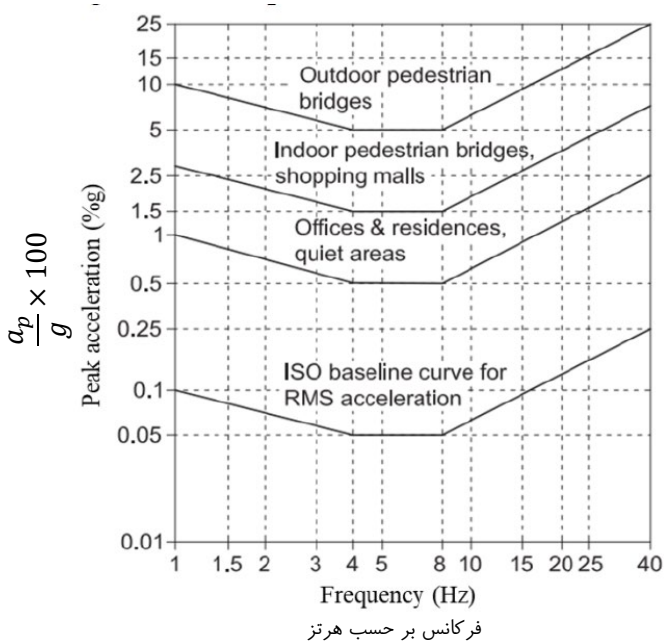
β نسبت میرایی که برابر است با:

2% برای کف‌های فاقد دیوار مانند کف‌های اداری و مراکز خرید

3% برای کف‌های دارای دیوار پارتیشن غیر متصل به سازه

5% برای کف‌های دارای دیوار پارتیشن متصل به سازه

ب- پس از محاسبه نسب حداکثر نسبت شتاب حرکت بر اساس نموگراف شکل ۵-۲۴ در صورتیکه در نمودار $\frac{a_p}{g}$ و مقدار فرکانس (f) متناظر با آن در زیر خط مشخص شده برای کاربری قرار بگیرد لرزش سازه قابل قبول و در غیر اینصورت غیرقابل قبول است.



شکل ۵-۲۴: نموگراف کنترل لرزش در روش مبتنی بر شتاب

۵-۷- ضوابط کلی در دال‌های پس‌کشیده

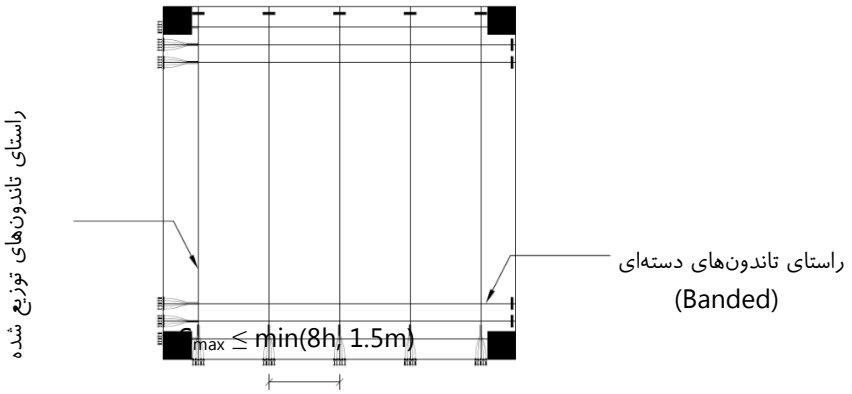
۵-۷-۱ حداقل مقاومت مشخصه بتن در سازه‌های پس‌کشیده F_C =300 kgf/cm^2 می‌باشد. همچنین در این سازه‌ها توصیه می‌گردد میزان مقاومت بتن سقف با ستون و دیوار یکسان در نظر گرفته شود.

۵-۷-۲- توصیه می‌گردد حتی با کنترل دقیق خیز، حداقل ضخامت دال در طبقات و بام به ترتیب از $\frac{L}{45}$ و $\frac{L}{48}$ کمتر در نظر گرفته نشود. (L طول دهانه بزرگتر دال می‌باشد)

۵-۷-۳- تاندون‌های متداول ساختمانی موجود در بازار ایران معمولاً با قطر 0.5 اینچ (1.27 سانتیمتر) بوده و داری مشخصات مکانیکی F_Y =16900 kgf/cm^2 و F_u =18600 kgf/cm^2 می‌باشند.

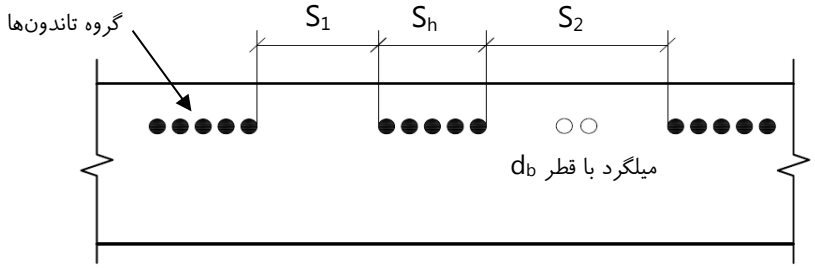
۵-۷-۴- مقدار حداکثر رواداری مجاز کابل‌ها در راستای قائم ۵ میلیمتر می‌باشد، بنابراین اعمال دقیق پوشش بتنی برای تاندون‌های هر دو راستا و مشخص نمودن شبکه تاندون داخلی و خارجی در نقشه‌های اجرایی اهمیت ویژه‌ای دارد. شایان ذکر است حداقل مقدار پوشش بتنی بر روی بیرونی‌ترین لایه تاندون برابر ۲/۵ سانتیمتر می‌باشد.

۵-۷-۵- حداکثر فاصله تاندون‌ها در راستای اصلی توزیع شده (Distributed) نباید از کمترین مقدار ۸ برابر ضخامت دال و ۱/۵ متر بیشتر باشد. راستای عمود بر راستای توزیع شده، راستای دسته‌ای (Banded) تاندون‌ها نامیده می‌شود و ضابطه‌ی خاصی در مورد فواصل تاندون‌ها در این راستا وجود ندارد. لیکن تنها کافی است ضوابط حداقلی مربوطه رعایت گردد.



شکل ۵-۲۵: حداکثر فاصله تاندون‌ها در راستای توزیع شده (Distributed)

۵-۷-۶- حداقل فاصله آزاد بین تاندون‌ها در صورتیکه میلگرد بین گروه تاندون‌ها وجود نداشته باشد باید بیشتر از عرض گروه تاندون‌ها (S_h) باشد. در صورت وجود میلگرد، حداقل فاصله آزاد بین تاندون‌ها باید بزرگتر از عرض گروه تاندون‌ها بعلاوه قطر کل میلگردهای بین گروه تاندون‌ها باشد.



$S_1 \geq S_h$

$S_2 \geq S_h + \sum d_b$

شکل ۵-۲۶: حداکثر فاصله تاندون‌ها در راستای توزیع شده (Distributed)

۵-۷-۷- تاندون‌ها در هر دو راستا باید قادر به ایجاد حداقل تنش متوسط فشاری $9\ kgf/cm^2$ در بتن باشند. بدین منظور باید تعداد تاندون‌های موجود در هر دهانه، در نیروی موثر هر تاندون پس از افت ضرب شده و بر سطح مقطع بتن (طول دهانه در ضخامت دال) تقسیم گردد.

$$f_{avr} = \frac{n\ F_{pe}}{b\ h} \geq 9\ kgf/cm^2$$

در این رابطه n تعداد تاندون‌ها، F_{pe} نیروی موثر تاندون‌ها پس از کلیه افت‌ها، b عرض دال و h ضخامت دال می‌باشد.

۵-۷-۸- تنش ایجاد شده در تاندون‌ها در هنگام کشش باید برابر با حداقل ۰/۹۴تنش تسلیم تاندون‌ها و ۰/۸۰ تنش نهایی باشد.

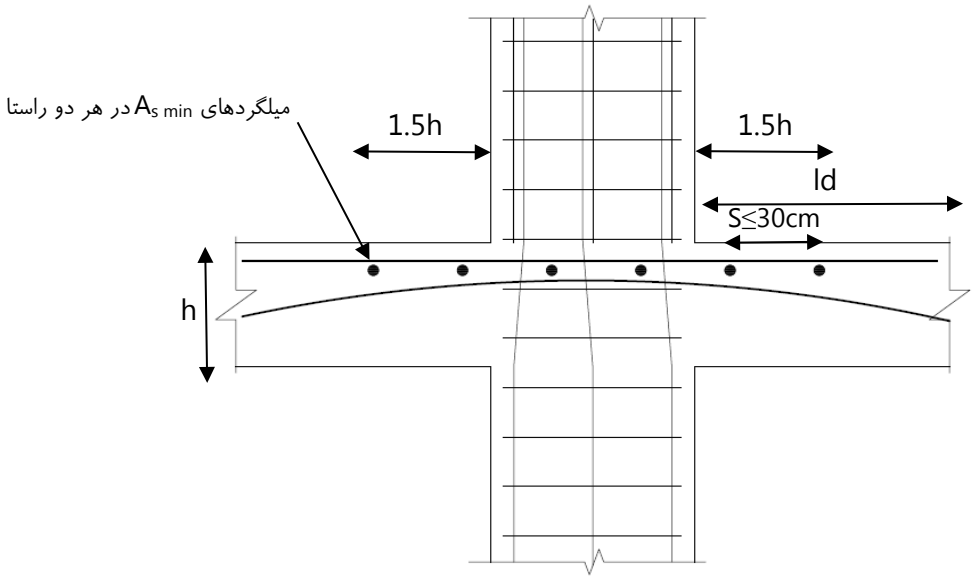
$f_j = \min (0.94 f_{py} \ , \ 0.80\ f_{pu})$

۵-۷-۹- میلگرد شبکه بالای دال در نواحی نزدیک به تکیه‌گاه‌ها در هر جهت (Asmin) نباید کمتر از $0.00075\ Acf$ در نظر گرفته شود. در این رابطه A_{cf} برابر با سطح مقطع حداکثر دال و تیر بین دو ستون می‌باشد. در خصوص این میلگردها لازم است موارد زیر مطابق شکل ۵-۲۷ رعایت شود:

الف- میلگردها باید در عرض حداکثر $1.5h$ از بر ستون توزیع شوند.

ب- حداقل تعداد ۴ میلگرد در هر راستا باید تعبیه گردد.

پ- حداکثر فاصله بین میلگردها برابر ۳۰ سانتیمتر است.

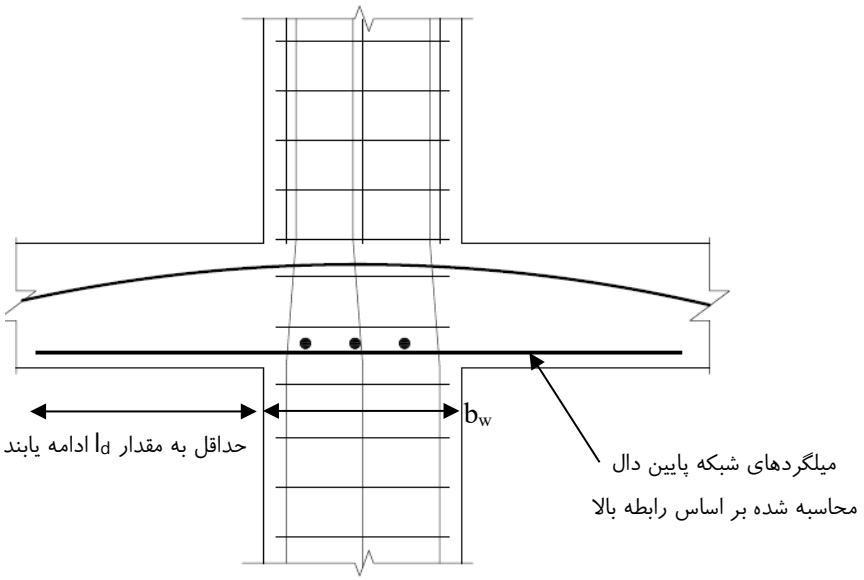


شکل ۵-۲۷: حداقل میلگرد شبکه بالای دال پس‌کشیده در نواحی نزدیک تکیه‌گاه‌ها

۵-۷-۱۰- میلگرد شبکه پایین دال در نواحی نزدیک تکیه‌گاه‌ها (محل لنگر منفی) در هر جهت نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

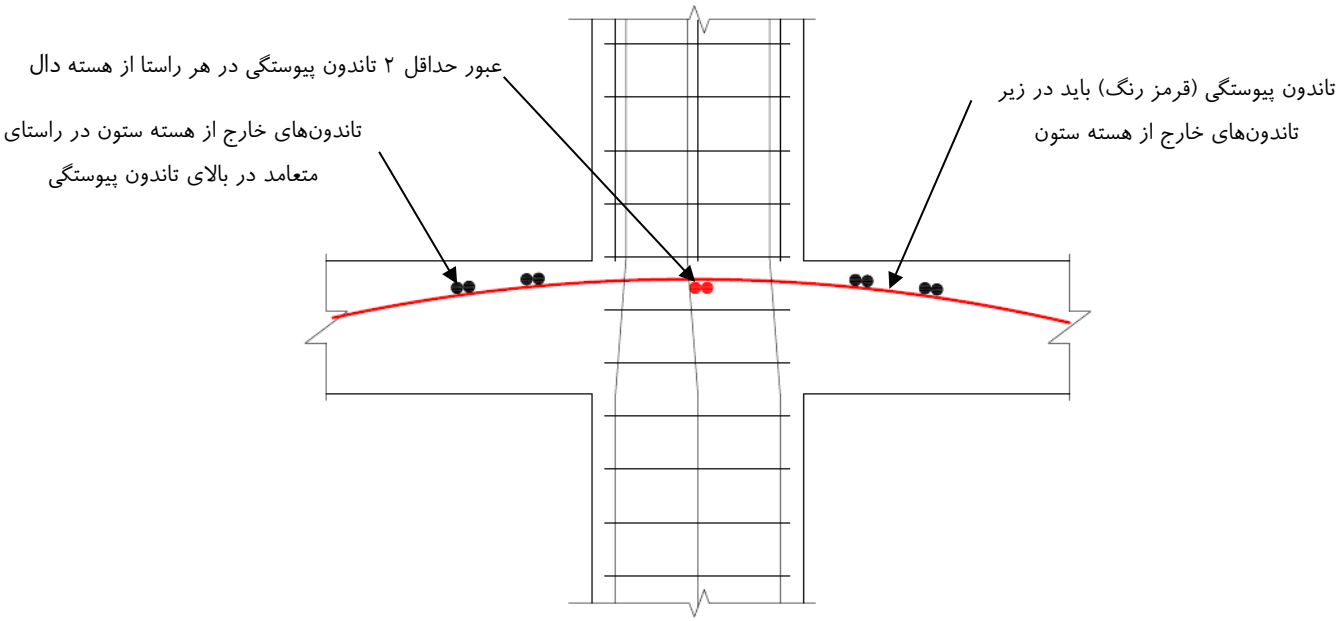
$$A_s = \max\left(\frac{21\, b_w\, d}{F_y} \;\; \& \;\; \frac{1.16\, b_w\, d\, \sqrt{f_c}}{F_y} \right)$$

در این رابطه b_w عرض ستون در راستایی است که میلگردها از آن عبور می‌کنند. همچنین این میلگردها باید از هر سمت ستون حداقل به اندازه طول مهاری ld امتداد یابند. (شکل ۵-۲۸)



شکل ۵-۲۸: حداقل میلگرد شبکه پایین دال پس‌کشیده در نواحی نزدیک تکیه‌گاه‌ها

۵-۷-۱۱- در هر راستا حداقل ۲ تاندون با قطر 1.27 cm یا بزرگ‌تر باید از مرکز ستون عبور کند. این تاندون‌ها، تاندون‌های پیوستگی نامیده می‌شوند و در هر راستا در خارج از هسته ستون باید در زیر تاندون‌های راستای متعامد اجرا شوند. (شکل ۵-۲۹)



شکل ۵-۲۹: جزئیات اجرایی تاندون‌های پیوستگی در دال پس‌کشیده در نواحی نزدیک تکیه‌گاه‌ها

۵-۸- ضوابط تکمیلی طراحی دال‌های پس‌کشیده

در دال‌های پس‌کشیده علاوه بر ضوابط طراحی دال‌های معمولی، الزامات زیر نیز باید کنترل و رعایت گردند:

۵-۸-۱- در غیاب انجام محاسبات دقیق برای افت در تاندون‌ها می‌توان حداقل مقدار افت کوتاه مدت تاندون‌ها را برابر ۱۰٪ و افت بلند مدت را برابر ۵٪ (مجموعاً ۱۵٪) در نظر گرفت.

۵-۸-۲- دال‌های پس‌کشیده باید در کلاس U یا ترک‌نخورده قرار بگیرند. برای کنترل این ضابطه باید علاوه بر طراحی نهایی خمشی کنترل‌های زیر نیز انجام گردد:

۵-۸-۲-۱- کنترل حالت اولیه یا انتقال:

در این حالت دال بتنی دارای شرایط زیر می‌باشد:

الف- در دال بتنی تنها تحت وزن مرده خود (Self Weight) قرار دارد.

ب- در تاندون‌ها فقط افت کوتاه‌مدت بوجود آمده است.

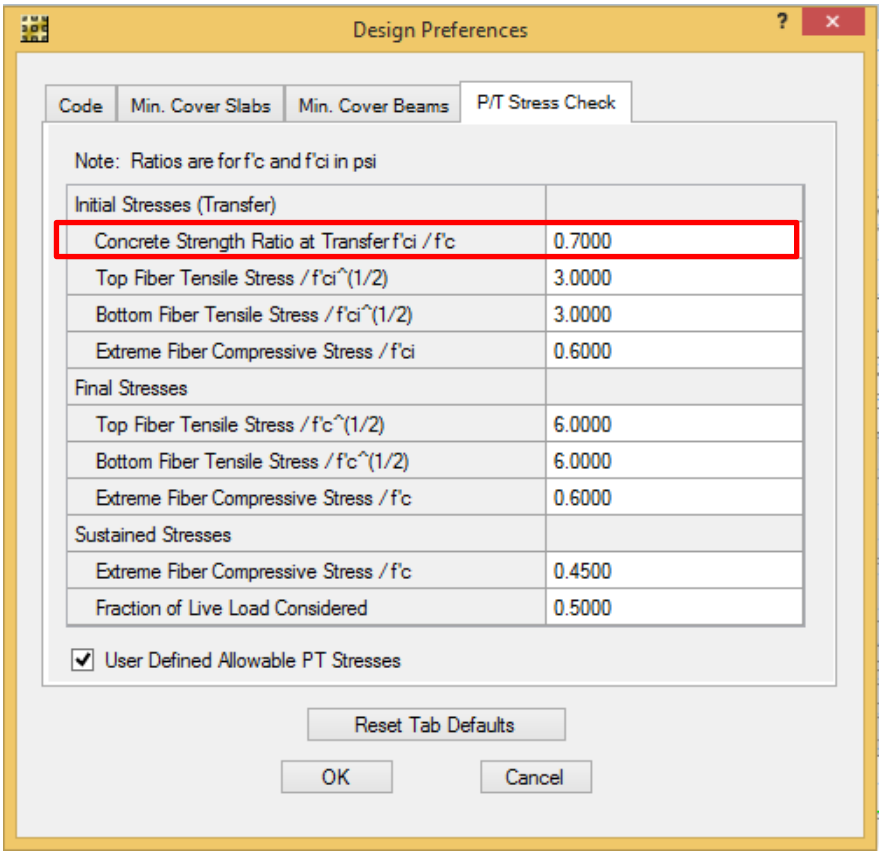
پ- مقاومت اولیه بتن (f_{ci}) بر اساس سن بتن برابر با درصدی از مقاومت مشخصه بتن (f_c) می‌باشد.

ت- حداکثر تنش در دورترین تار کششی نباید از $0.78\sqrt{f_{ci}}$ بیشتر باشد.

ث- حداکثر تنش در دورترین تار فشاری نباید از $0.6\,f_{ci}$ بیشتر باشد.

نکته۱: مقاومت اولیه بتن (f_{ci}) با توجه به نوع تیپ سیمان مصرفی و سن بتن (فاصله زمانی پس از بتن‌ریزی تا زمان کشش تاندون‌ها) محاسبه می‌شود. از این رو ارائه حداقل زمان لازم پس از بتن‌ریزی برای کشش تاندون‌ها و تیپ سیمان مصرفی در نقشه‌های اجرایی بسیار مهم است. مناسب است سن بتن در هنگام کشش به گونه‌ای باشد که نسبت f_{ci}/f_c بین ۰/۷ و ۰/۸ باشد.

با توجه به توضیحات فوق، در نرم‌افزار می‌توان نسبت مقاومت اولیه بتن به مقاومت ۲۸ روزه آن (f_{ci}/f_c) را در منوی Design>Design Preferences قسمت P/T Stress Check مطابق شکل ۵-۲۶ اعمال نمود.



شکل ۵-۳۰: تنظیمات مربوط به نسبت مقاومت اولیه بتن به مقاومت ۲۸ روزه آن در دال‌های پس‌کشیده

۵-۸-۲-۲- کنترل حالت سرویس:

در این حالت دال بتنی دارای شرایط زیر می‌باشد:

الف- دال بتنی تنها تحت اثر کل بار مرده (با احتساب بار مرده کف‌سازی) و بار زنده قرار دارد.

ب- در تاندون‌ها کلیه افت‌ها (افت‌های بلند مدت و کوتاه مدت) بوجود آمده است.

پ- مقاومت بتن برابر با مقاومت مشخصه ۲۸ روزه (f_c) می‌باشد.

ت- حداکثر تنش در دورترین تار کششی نباید از $1.94\sqrt{f_c}$ بیشتر باشد.

ث- حداکثر تنش در دورترین تار فشاری نباید از $0.6f_c$ بیشتر باشد.

۵-۸-۲-۳- کنترل حالت سرویس تحت بارهای دائمی یا درازمدت:

در این حالت دال بتنی دارای شرایط زیر می‌باشد:

الف- دال بتنی تنها تحت اثر کل بار مرده (با احتساب بار مرده کف‌سازی) و ۵۰ درصد بار زنده قرار دارد.

ب- در تاندون‌ها کلیه افت‌ها (افت‌های بلند مدت و کوتاه مدت) بوجود آمده است.

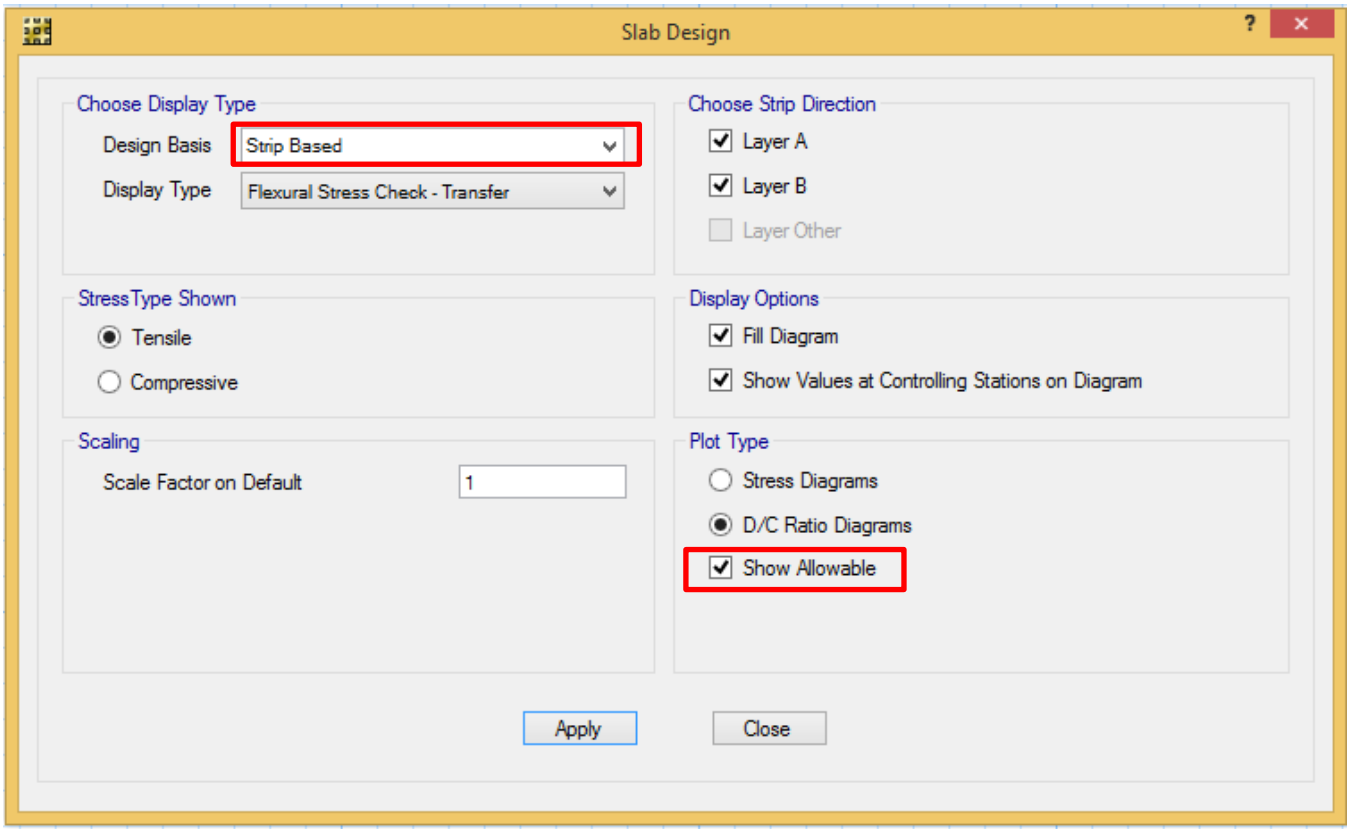
پ- مقاومت بتن برابر با مقاومت مشخصه ۲۸ روزه (fc) می‌باشد.

ت- حداکثر تنش در دورترین تار کششی نباید از $1.94\sqrt{f_c}$ بیشتر باشد.

ث- تنش حداکثر در دورترین تار فشاری نباید از $0.45f_c$ بیشتر باشد.

نکته در مدل سازی با نرم‌افزار : برای کنترل تنش در حالات انتقال، سرویس و سرویس تحت بارهای دائمی، پس از ترسیم نوارهای طراحی، از منوی Display>Show Slab Design می‌توان از قسمت Display Type تنش‌های موجود در حالت اولیه (Transfer)، سرویس (Normal) و سرویس تحت بارهای دائمی (Long Term) را کنترل کرد.

با انتخاب گزینه D/C Ratio Diagrams در قسمت Plot Type نسبت تنش حداکثر به تنش مجاز نمایش داده می‌شود. همچنین از قسمت Stress Type Shown می‌توان کنترل تنش‌های مجاز حداکثر کششی و فشاری را انجام داد. (شکل ۵-۳۱)



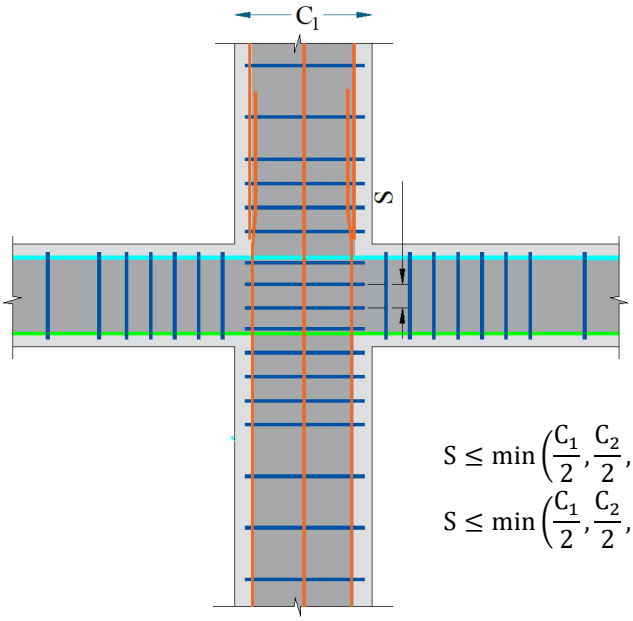
شکل ۵-۳۱: تنظیمات مربوط به محاسبه نسبت تنش حداکثر به تنش مجاز در حالت اولیه

۵-۸-۳- خیز دال‌های پس‌کشیده را می‌توان مطابق توضیحات ارائه شده کنترل کرد. در این حالت نیروی تاندون‌ها با در نظر گرفتن کلیه افت‌ها به ترکیبات بار کنترل خیز اضافه می‌شوند. همچنین مطابق توصیه PTI خیز دراز مدت این دال‌ها علاوه بر رعایت ضابطه L/240 نباید در مجموع از 1 in یا همان 2.54 cm بیشتر شود.

فصل ششم: گـــــــــره اتصال

۶-۱- اتصالات در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط

۶-۱-۱- دورگیرها در چشمه اتصال باید در بزرگترین عمق تیر متصل به گره پخش گردد. حداقل قطر دورگیرها Ø10 و فاصله و جزئیات آن مشابه با l_0 ستون‌ها می‌باشد. لازم به ذکر است در گره‌های انتهایی همچنین برای فراهم شدن طول میلگرد قلاب دار در کشش (l_{dh}) ممکن است دورگیر بیشری در هسته ستون لازم باشد. (شکل ۶-۱)



شکل ۶-۱: حداقل مساحت ساق‌های دورگیر چشمه اتصال در گره قاب خمشی متوسط

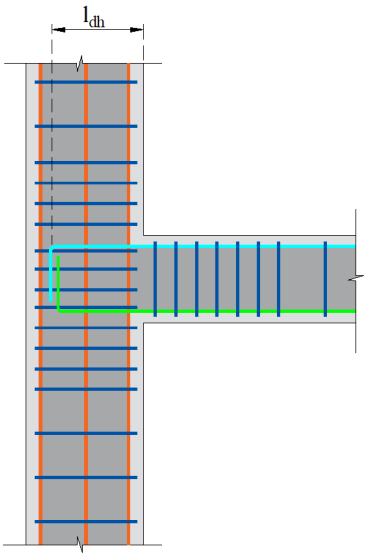
۶-۱-۲- با توجه به پیچیدگی نحوه ارائه جزئیات اجرایی و دورگیرهای اضافی هسته اتصال، وصله میلگردهای تیر در هسته اتصال مناسب نمی‌باشد.

۶-۲- اتصالات در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه

۶-۲-۱- بعد ستون در هر راستا باید بزرگتر از نصف ارتفاع تیرهای متصل به آن ستون باشد.

۶-۲-۲- حداقل طول گیرایی میلگردهای قلاب شده در گره‌های انتهایی (l_{dh}) مطابق شکل ۶-۲ در قاب‌های خمشی ویژه علاوه بر ضوابط بیان شده در فصل تیرها نباید از از رابطه زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17\sqrt{f_c}} \ge \max\{8d_b . 15\ cm\}$$



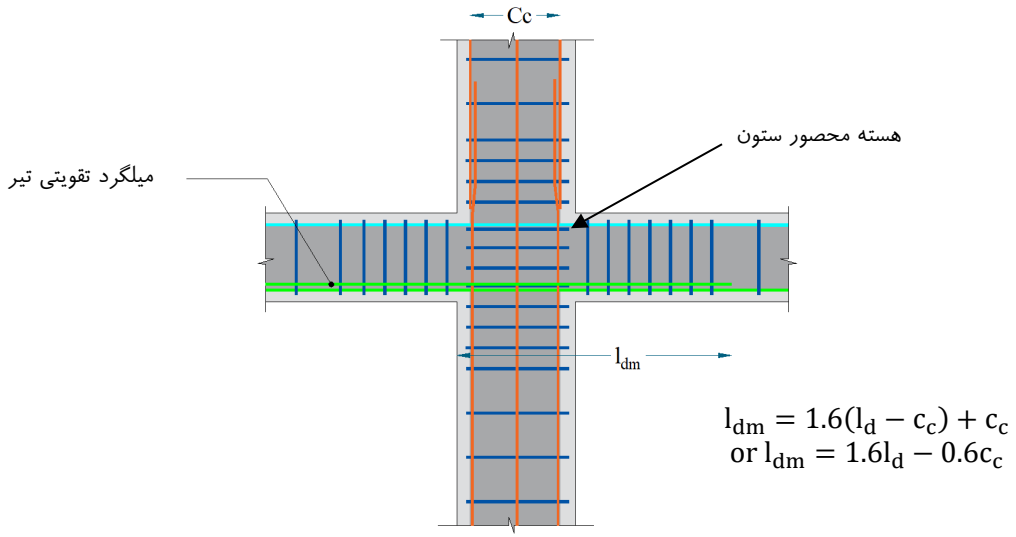
شکل ۶-۲: حداقل طول گیرایی میلگردهای قلابدار در گره‌های انتهایی قاب خمشی ویژه

۶-۲-۳- برای میلگردهای طولی با قطر $\phi 10$ تا $\phi 36$ طول مهاری مستقیم میلگرد در کشش (l_d)، علاوه بر ضوابط بیان شده در فصل تیرها باید از مقادیر زیر بزرگتر باشد:

الف- $2.5\, l_{dh}$ اگر عمق بتن‌ریزی در یک مرحله بتن‌ریزی در زیر میلگرد از ۳۰ سانتیمتر بیشتر نباشد.

ب- $3.25\, l_{dh}$ اگر عمق بتن‌ریزی در زیر میلگرد در یک مرحله بتن‌ریزی از ۳۰ سانتیمتر بیشتر باشد.

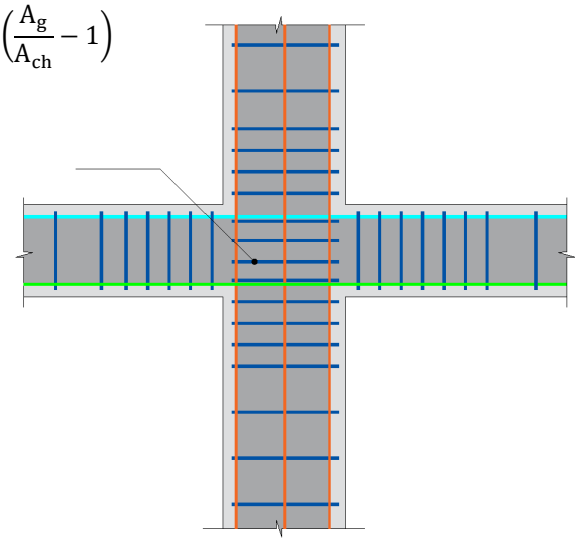
۶-۲-۴- میلگردهای تقویتی طولی تیر در اتصالات میانی باید از هسته‌ی محصورشده ستون یا ناحیه مرزی دیوار حداقل به مقدار l_{dm} امتداد یابند. طول هر قسمتی از l_{dm} که درون هسته‌ی محصور شده قرار ندارد، باید در ضریب ۱/۶ ضرب شود. (شکل ۶-۳)



شکل ۶-۳: حداقل طول امتداد میلگردهای تقویتی تیر در اتصالات میانی قاب خمشی ویژه

۶-۲-۵- دورگیرهای چشمه اتصال باید مشابه دورگیرهای l_0 ابتدایی ستون‌ها در گره اتصال ادامه یابند. تعداد و فاصله دورگیرها در چشمه اتصال مشابه A_{sh} لازم در ستون می‌باشد. تنها در گره‌هایی که تیر از هر چهار طرف به ستون متصل شده است و عرض تیر حداقل ¾ بعد ستون باشد با توجه به محصورشدگی ایجاد شده توسط تیرها در هسته اتصال، A_{sh} را می‌توان به نصف کاهش داد، حداکثر فاصله دورگیرها را به ۱۵ سانتیمتر محدود می‌شود. (شکل ۶-۴)

$$A_{sh} \geq \max \begin{cases} 0.3 \left(s\, b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.09\, s\, b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$



شکل ۶-۴: حداقل مساحت ساق‌های دورگیر و سنجاقی چشمه اتصال در گره قاب خمشی ویژه

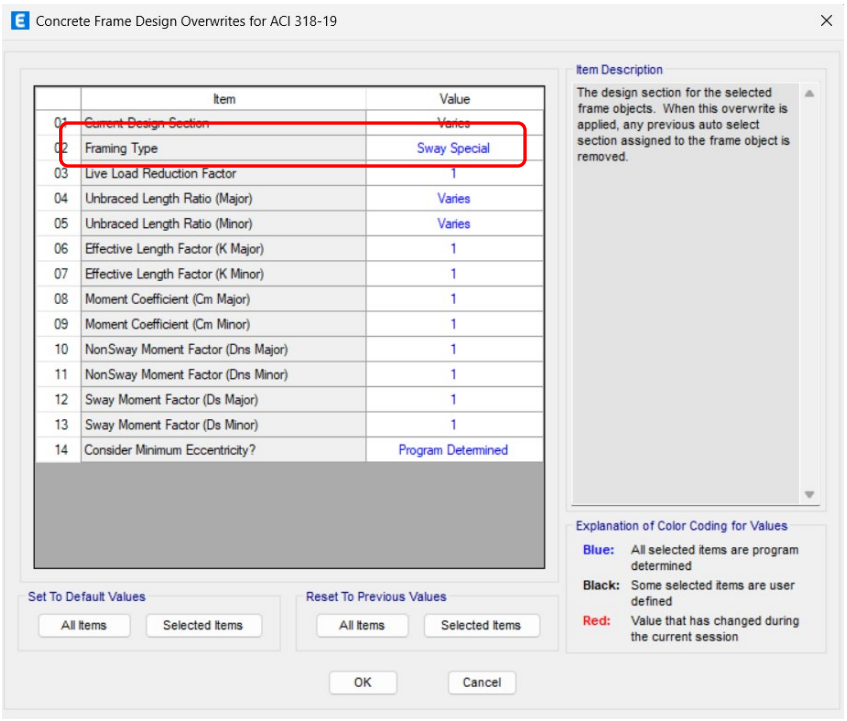
در این رابطه b_c بعد ستون عمود بر راستای مورد نظر و s فاصله دورگیرها از یکدیگر و f_{yt} تنش تسلیم دورگیرها می‌باشد.

۶-۳- کنترل برش چشمه اتصال در شکل‌پذیری متوسط و زیاد

برای کنترل برش در چشمه اتصال کنترل می‌باید برش ایجاد شده در گره‌ها بر اساس تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها و با فرض جاری شدن میلگردهای دو طرف گره اتصال محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است این کنترل در اکثر موارد توسط نرم‌افزار امکان‌پذیر است.

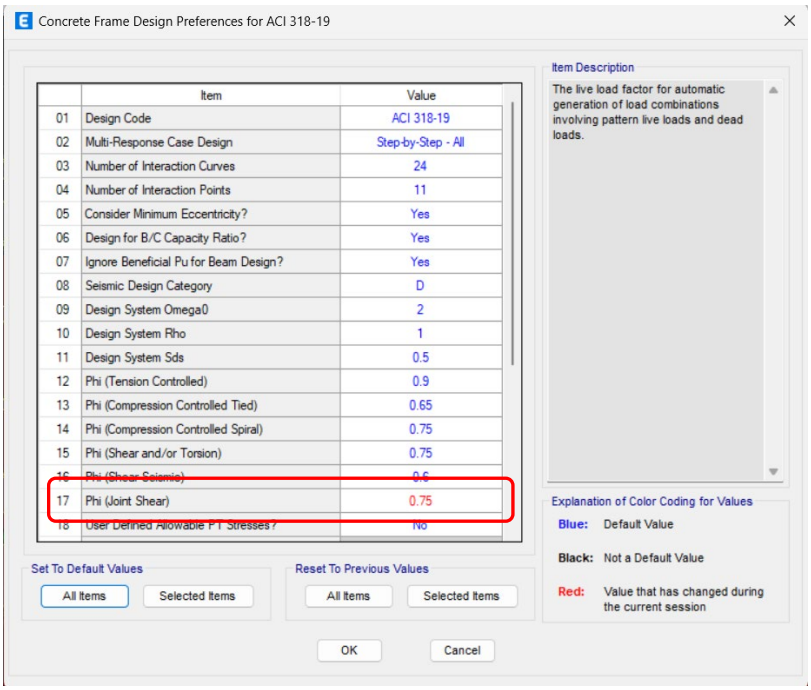
برای کنترل برش در چشمه اتصال توسط نرم‌افزار، می‌توان بصورت زیر عمل کرد:

الف- کلیه تیرها و ستون‌های قاب خمشی ویژه و ستون‌ها در قاب خمشی متوسط انتخاب شده و نوع شکل‌پذیری آن‌ها از منوی Design> Concrete Frame Design> View/Revise overwrite از نوع ویژه (Sway Special) اختصاص داده شود (شکل ۶-۵).



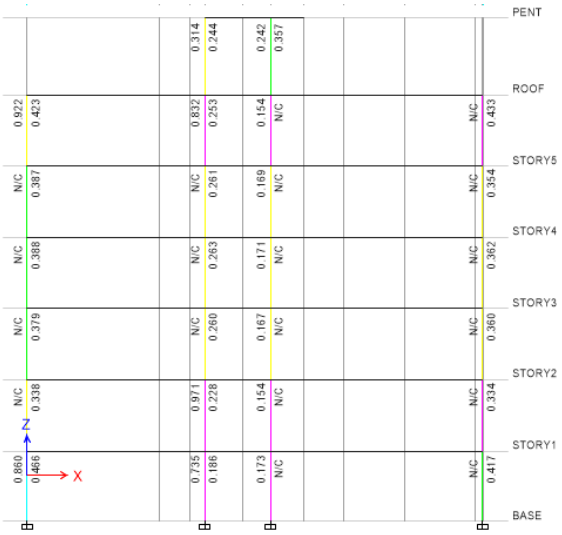
شکل ۶-۵: تنظیمات مربوط به شکل‌پذیری ویژه در نرم‌افزار ETABS

ب- در منوی Design> Concrete Frame Design> View/Revise Preferences ضریب کاهش مقاومت کنترل برش چشمه اتصال (Φ) برای قاب خمشی متوسط ۰/۷۵ و برای قاب خمشی ویژه ۰/۸۵ اعمال گردد. (شکل ۶-۶)



شکل ۶-۶: تنظیمات مربوط به ضریب کاهش مقاومت در نرم‌افزار ETABS

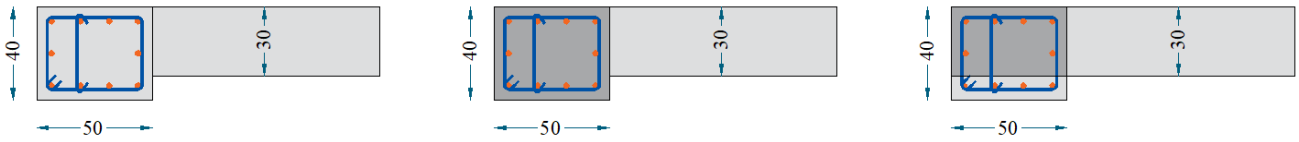
پ- پس از انجام طراحی از منوی Display Design Info و گزینه Joint Shear Capacity Ratios می‌توان کفایت ظرفیت برشی گره را بررسی کرد. همان گونه که در شکل ۶-۸ نمایش داده شده است، در صورت عدم اتصال تیر به ستون نیازی به محاسبه ظرفیت برشی گره نمی‌باشد و نرم‌افزار آن را با N/A نمایش می‌دهد. همچنین در صورت جوابگو نبودن برش در چشمه اتصال نرم‌افزار آن را با N/C نمایش می‌دهد.



شکل ۶-۷: نمایش Joint Shear Capacity Ratios مربوط به شکل‌پذیری ویژه در نرم‌افزار ETAS

۶-۳-۱- با توجه به ملاحظات اجرایی و بزرگتر شدن مساحت آرماتور تیر در هنگام اجرا نسبت Ratio در گره‌های طبقات میانی قاب‌های خمشی حداکثر ۰/۸ و با توجه به ناپیوسته بودن ستون در طبقه آخر، این نسبت در گره‌های طبقه آخر حداکثر ۰/۷ در نظر گرفته شود.

۶-۳-۲- در تیرهای مجاور پلکان و بازشوها که با تیر با خروج از محوریت نسبت به ستون اجرا می‌گردد، با توجه به ضعف نرم‌افزار در محاسبه دقیق مساحت گره اتصال، D/C Ratio مجاز کنترل برش چشمه اتصال باید با اعمال ضریب کاهنده مناسب که به طور نمونه در شکل ۶-۸ ارائه شده اصلاح گردد.



مساحت صحیح گره اتصال

$$A_{j\,correct} = 30 \times 50$$

مساحت گره اتصال لحاظ شده در نرم افزار

$$A_{j\,etabs} = 40 \times 50$$

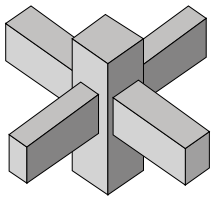
$$\frac{A_{j\,correct}}{A_{j\,etabs}} = 0.75$$

شکل ۶-۸: اصلاح مساحت در نظر گرفته شده برای گره اتصال توسط نرم‌افزار برای تیرهای خارج از محور

۶-۳-۳- به عنوان پیشنهاد برای تخمین حداقل مساحت لازم گره در شکل‌پذیری متوسط می‌توان از جداول ۶-۱ و ۶-۲ استفاده کرد. در این جداول تعداد آرماتور در نظر گرفته شده برای گره‌های میانی مجموع آرماتورهای عبوری از هسته ستون (آرماتور بالا بعلاوه پایین) در نظر گرفته شده است. در گره‌های انتهایی تنها آرماتورهای حداکثر شبکه بالا یا پایین هر کدام بیشتر باشد در نظر گرفته شده است.

جدول ۶-۱: حداقل ابعاد ستون میانی برای آرماتور گذاری‌های متداول تیر و شرایط محصور بودن گره اتصال از ۴ طرف (شکل‌پذیری متوسط)

مجموع میلگردهای تیر	مساحت آرماتور عبوری از گره اتصال (cm^2)	حداقل ابعاد ستون	
6Φ16 + 3Φ20	21.5	40	40
6Φ16 + 4Φ20	24.6	40	40
6Φ16 + 5Φ20	27.8	40	40
6Φ16 + 6Φ20	30.9	45	45
6Φ18 + 3Φ22	26.7	40	40
6Φ18 + 4Φ22	30.5	45	45
6Φ18 + 5Φ22	34.3	45	45
6Φ18 + 6Φ22	38.1	50	50
6Φ20 + 3Φ25	33.6	45	45
6Φ20 + 4Φ25	38.5	50	50
6Φ20 + 5Φ25	43.4	50	50
6Φ20 + 6Φ25	48.3	55	55
6Φ22 + 3Φ22	34.2	50	50
6Φ22 + 4Φ22	38.0	50	50
6Φ22 + 5Φ22	41.8	50	50
6Φ22 + 6Φ22	45.6	55	55
6Φ25 + 3Φ25	44.2	55	55
6Φ25 + 4Φ25	49.1	55	55
6Φ25 + 5Φ25	54.0	60	60
6Φ25 + 6Φ25	58.9	60	60



$$f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

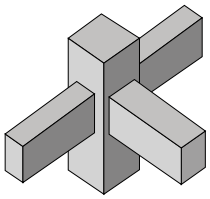
$$f_y = 4000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h_{column} = 315\ cm$$

$$\beta = 1.7$$

جدول ۶-۲: حداقل ابعاد ستون میانی برای آرماتور گذاری‌های متداول تیر و شرایط محصور بودن گره اتصال از ۳ طرف (شکل‌پذیری متوسط)

مجموع میلگردهای تیر	مساحت آرماتور عبوری از گره اتصال (cm^2)	حداقل ابعاد ستون	
3Φ16 + 3Φ20	15.4	40	40
3Φ16 + 4Φ20	18.6	40	40
3Φ16 + 3Φ25	20.7	45	45
3Φ16 + 4Φ25	25.7	50	50
3Φ18 + 3Φ18	15.3	40	40
3Φ18 + 4Φ18	17.8	40	40
3Φ18 + 3Φ22	19.0	40	40
3Φ18 + 4Φ22	22.8	45	45
3Φ20 + 3Φ20	18.8	40	40
3Φ20 + 4Φ20	22.0	45	45
3Φ20 + 3Φ25	24.1	45	45
3Φ20 + 4Φ25	29.0	50	50
3Φ22 + 3Φ22	22.8	45	45
3Φ22 + 4Φ22	26.6	50	50
3Φ22 + 3Φ28	29.9	50	50
3Φ22 + 4Φ28	36.0	55	55
3Φ25 + 3Φ25	29.4	50	50
3Φ25 + 4Φ25	34.3	55	55
4Φ25 + 4Φ25	39.3	60	60
4Φ25 + 5Φ25	44.2	65	65



$$f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

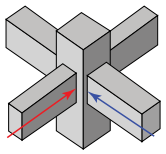
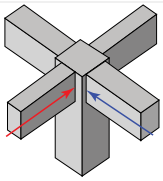
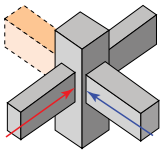
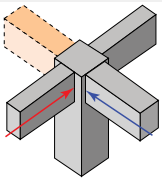
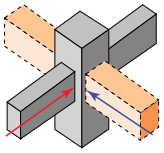
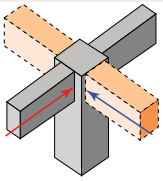
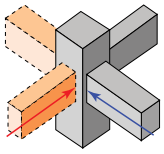
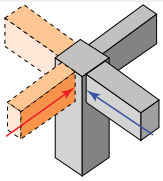
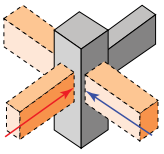
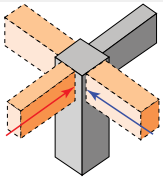
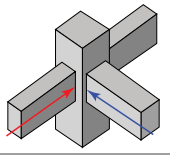
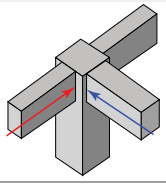
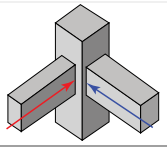
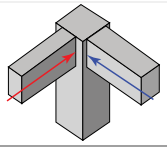
$$f_y = 4000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h_{column} = 315\ cm$$

$$\beta = 1.2$$

۶-۳-۴- توصیه اکید می‌شود کنترل برش چشمه اتصال با نرم‌افزار انجام شود اما در صورت نیاز به انجام محاسبات دستی ضریب β را می‌توان با استفاده از جدول ۶-۳ در نظر گرفت. در این اشکال تیرهای که با خط چین و نارنجی رنگ نمایش داده شده‌اند فاقد شرایط محصورشدگی (عرض آن‌ها کمتر از ۰/۷۵ بعد ستون متصل شونده) و سایر تیرها دارای محصور شده می‌باشند. ضریب β در محاسبه مقاومت برشی گره در هر راستا بصورت مجزا (با رنگ قرمز و آبی) نمایش داده شده است.

جدول ۶-۳: ضریب β در کنترل برش چشمه اتصال با توجه به شرایط محصورشدگی گره

ردیف	شرایط محصورشدگی	↙	↗	ردیف	شرایط محصورشدگی	↙	↗
1		1.7	1.7	8		1.2	1.2
2		1.2	1.2	9		1	1
3		1.7	1.2	10		1.2	1
4		1	1	11		0.7	0.7
5		1	1	12		0.7	0.7
6		1.2	1	13		1	1
7		1	1	14		0.7	0.7

۶-۳-۵- در صورت کمتر بودن مقاومت خمشی تیر از ستون در کنترل برش چشمه اتصال، باید ضریب کاهنده $\sqrt{\frac{f'_{c,\ beam}}{f'_{c,\ column}}}$ در ضریب کاهش مقاومت $\emptyset$ ضرب گردد.

۶-۳-۶- کنترل برش چشمه اتصال برای المان مرزی دیوارهای برشی در راستای متعامد بر دیوار الزامی می‌باشد.

۶-۳-۷- به منظور محصور بودن گره اتصال، قطر میلگرد دورگیر تیرها باید حداقل برابر ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۶-۳-۸- در قاب های دارای سیستم دال در کنترل برش چشمه اتصال و همچنین ضابطه تیر ضعیف ستون قوی، می‌باید آرماتورهای قرار گرفته در عرض موثر دال بتنی (تیر T شکل معادل) در نظر گرفته شود.

فصل هفتم: سیستم‌های سازه‌ای

۷-۱- سیستم دیوارهای باربر بتن‌آرمه

در این سیستم، سازه فاقد قاب فضایی کامل[۱] برای تحمل بارهای ثقلی می‌باشد. بدین صورت که بارهای ثقلی عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی نیز صرفاً توسط همان دیوارها (که هنگام اعمال بارهای جانبی به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند) تامین می‌گردد. معمولاً در سازه‌های بتن‌آرمه، سیستم‌هایی شامل انواع دال (ساده، پس‌کشیده، مجوف) و دیوار که فاقد قاب‌بندی فضایی کامل[۱] برای تحمل بارهای ثقلی هستند، جزء این سیستم سازه‌ای محسوب می‌شوند.

لازم بذکر است، در این سیستم سازه‌ای امکان وجود قاب (تیر و ستون) به صورت پراکنده در بخش‌هایی از سازه وجود دارد، لیکن عمده بارهای ثقلی از طریق دال بطور مستقیم و بدون واسطه تیرها به دیوارها منتقل می‌گردد. لذا با توجه به اینکه قاب‌ها از طریق دیافراگم کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه با اعمال اثر پی-دلتا طراحی شوند.

فایل‌های مختلف مدل‌سازی که برای کنترل ضوابط آیین‌نامه در طراحی این سیستم سازه‌ای مورد نیاز است، به شرح زیر می‌باشد:

۱۱- تحلیل مودال، با ضرایب اصلاح سختی افزایش‌یافته اعضا سازه، برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه.

۱۲- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال (طراحی و کنترل برش منگنه‌ای) و فونداسیون.

۱۳- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی برون صفحه کاهش‌یافته دال‌ها و دیوارها و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی ستون‌ها و دیوارها. توضیح اینکه در این تحلیل، نیازی به طراحی تیرها برای لنگر خمشی نبوده و صرفاً برای نیروی برشی طراحی می‌گردند.

۱۴- تحلیل استاتیکی، با فرض تکیه‌گاه مفصلی برای تیرها و ستون‌ها و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، صرفاً برای طراحی دیوارها.

۱۵- تحلیل دینامیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه)، برای طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها. توضیح اینکه در تعیین مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی، ضریب اصلاح مقادیر بازتاب‌ها بسته به شرایط سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران لحاظ می‌گردد.

۱۶- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات.

(۱) منظور از قاب فضایی کامل، وجود المان تیر باربر در حدفاصل نواحی مرزی و انتهایی دیوارها (داخل و عمود به صفحه دیوار) و ستون‌ها در هر دو جهت سازه بوده، به نحوی که قاب سه بعدی ایجاد شده مستقلاً و بدون حضور دیوارها قادر به تحمل بارهای ثقلی باشد.

جدول ۷-۱: تحلیل‌های مورد نیاز و تنظیمات نرم‌افزاری مربوطه برای طراحی سیستم سازه‌ای: « دیـــوارهـــــای بـــاربـــــــر بتـــن آرمـــه »

شماره فایل آنالیز	نتایج قابل استفاده از تحلیل سازه	روش تحلیل	ترکیبات بارگذاری بر اساس دستورالعمل ۳-۱۰۲-۹۴	میزان نیروی برشی پایه (برش پایه استاتیکی معادل = Vu)	تیرها (۱) و (۵)					ستون‌ها (۱) و (۳)						دیوارهای برشی (۴) و (۶) و (۷) و (۸)						دال‌ها (۹) و (۱۰)					
					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی				شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی						ضرایب اصلاح سختی					
						J	I33	I22			J	I33	I22	m12	m22	m11	f12	f22	f11	m12	m22	m11	f12	f22	f11
11	تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه با تحلیل دینامیکی (۲)	مـــودال	-	-	گیردار	0.50	0.50	0.50	گیردار	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50 or 1.00	0.50	0.35	0.35	0.35	0.50	0.50	0.50
12	طراحی تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال‌ها و فونداسیون	استاتیکی	Comb , Ecomb , Tcomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	0.35	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35
13	طراحی ستون‌ها و دیوارها + طراحی تیرها صرفاً برای برش	استاتیکی	Comb , Ecomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	0.10	0.10	0.10	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35
14	طراحی دیوارها	استاتیکی	Comb , Ecomb	100% Vu	مفصلی	0.35	0.35	0.35	مفصلی	0.70	0.70	0.70	0.10	0.10	0.10	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35
15	طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها (۲)	دینامیکی	Comb , Dcomb	85 , 90 or 100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	0.35	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35
16	کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات	استاتیکی	Ecomb	100% Vu (Drift)	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	0.35	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35

توضیحات :

۱- با توجه به اینکه در این سیستم سازه‌ای، امکان وجود تیر یا ستون در بخش‌هایی از سازه می‌باشد، تنظیمات نرم‌افزاری مربوطه ارائه گردیده است.

۲- در صورتی که مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام تحلیل دینامیکی الزامی نباشد، بررسی نتایج فایل‌های شماره ۱۱ و ۱۵ الزامی نخواهد بود. در غیر اینصورت تمامی فایل‌ها می‌باید بررسی گردند.

۳- ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی ستون‌ها، صرفاً برای ستون‌های غیرمتصل به دیوارهای برشی کاربرد دارد. در خصوص ستون‌های متصل به دیوارهای برشی می‌باید مطابق روش ارائه شده در همین دستورالعمل عمل گردد.

۴- هنگام مدل‌سازی در نرم‌افزار ETABS، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه دیوارها (f_{22} و f_{12}) در جدول فوق می‌باید مطابق روش ارائه شده در همین دستورالعمل اصلاح گردند، تا خطای مدل‌سازی به حداقل کاهش یابد.

۵- در صورت لزوم، ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها با توجه به روش ارائه شده در همین دستورالعمل با انجام بررسی‌های مربوطه قابل کاهش می‌باشد.

۶- مطابق توصیه استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در تحلیل سازه برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان (فایل شماره ۱۱)، در جهت اطمینان می‌توان ضرایب اصلاح سختی دیوارها را برابر یک منظور نمود.

۷- در صورتی که جزئیات محصورشدگی بتن در سرتاسر طول دیوار رعایت گردد، ضرایب اصلاح سختی برون صفحه دیوارها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های ۱۳ و ۱۴ را می‌توان برابر ۰/۳۵ اعمال نمود.

۸- در مواردی که دیوارهای برشی نقش دیوار حایل را نیز ایفا می‌نمایند، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی برون صفحه آن‌ها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های ۱۱، ۱۲، ۱۵ و ۱۶ می‌باید به میزان ۳۰ درصد کاهش داده شود.

۹- در مواردی که از دال پس‌کشیده بهره‌گیری می‌گردد، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه و برون صفحه دال می‌باید به میزان ۴۰ درصد افزایش داده شود.

۱۰- در صورت حفره دار بودن دال باید کلیه ضرایب سختی درون صفحه دال (f_{11} و f_{22} و f_{12}) در نسبت مساحت بتن دال حفره‌دار به مساحت دال توپر ضرب شده و کلیه سختی‌های خارج از صفحه دال (m_{11} و m_{22} و m_{12}) باید علاوه بر ۰/۲۵ در نسبت ممان اینرسی دال حفره‌دار به ممان اینرسی دال توپر نیز ضرب شوند.

۷-۲- سیستم قاب ساختمانی و دیوارهای برشی بتن‌آرمه

در این سیستم، سازه دارای قاب فضایی کامل[۱] بوده که مستقلاً قادر به تحمل عمده بارهای ثقلی (و اثر ناشی از پی-دلتا) می‌باشد ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهد داشت. همچنین مقاومت در برابر بارهای جانبی صرفاً توسط دیوارهای برشی (بدون مشارکت قاب‌ها) تامین می‌گردد. معمولاً در سازه‌های بتن‌آرمه، سیستم‌هایی شامل سقف تیرچه‌بلوک یا دال متکی به تیر منضم به مجموعه‌ای از ستون و دیوار که الزاماً دارای قاب‌بندی فضایی کامل[۱] برای تحمل بارهای ثقلی هستند را می‌توان جزء این سیستم سازه‌ای محسوب نمود.

لازم بذکر است، در مواردی که قاب‌های خمشی در سیستم دوگانه الزام تحمل ۲۵ درصد نیروهای جانبی را اقناع نکنند، می‌باید ضوابط و ضریب رفتار مربوط به این سیستم (جدول ۷-۲) در طراحی سازه ملاک کار قرار گیرد.

فایل‌های مختلف مدل‌سازی که برای کنترل ضوابط آیین‌نامه در طراحی این سیستم سازه‌ای مورد نیاز است، به شرح زیر می‌باشد:

۲۱- تحلیل مودال، با ضرایب اصلاح سختی افزایش‌یافته اعضا سازه، برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه.

۲۲- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال و فونداسیون.

۲۳- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی برون صفحه کاهش‌یافته دال‌ها و دیوارها و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای ستون‌ها و دیوارها. توضیح اینکه در این تحلیل، نیازی به طراحی تیرها برای لنگر خمشی نبوده و صرفاً برای نیروی برشی طراحی می‌گردند.

۲۴- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی برون صفحه کاهش‌یافته دال‌ها و دیوارها، برای طراحی قاب (متشکل از تیرها، ستون‌ها و نواحی مرزی دیوارها) به منظور تحمل بارهای ثقلی.

۲۵- تحلیل استاتیکی، با فرض تکیه‌گاه مفصلی برای تیرها و ستون‌ها و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، صرفاً برای طراحی دیوارها.

۲۶- تحلیل دینامیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه)، برای طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها. توضیح اینکه در تعیین مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی، ضریب اصلاح مقادیر بازتاب‌ها بسته به شرایط سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران لحاظ می‌گردد. ۲۷- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات.

(۱) منظور از قاب فضایی کامل، وجود المان تیر باربر در حدفاصل نواحی مرزی و انتهایی دیوارها (داخل و عمود به صفحه دیوار) و ستون‌ها در هر دو جهت سازه بوده، به نحوی که قاب سه بعدی ایجاد شده مستقلاً و بدون حضور دیوارها قادر به تحمل بارهای ثقلی باشد.

جدول ۷-۲: تحلیل‌های مورد نیاز و تنظیمات نرم‌افزاری مربوطه برای طراحی سیستم سازه‌ای: « قاب ساختمانی و دیوارهای برشی بتن آرمه »

شماره فایل آنالیز	نتایج قابل استفاده از تحلیل سازه	روش تحلیل	ترکیبات بارگذاری بر اساس دستورالعمل ۳-۱۰۲-۹۴	میزان نیروی برشی پایه (روش پایه استاتیکی معادل = Vu)	تیرها (۴)						ستون‌ها (۳)						دیوارهای برشی (۳) و (۵) و (۶) و (۷)						دال‌ها (۸) و (۹)					
					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					ضرایب اصلاح سختی					
						J	I33	I22				J	I33	I22				m12	m22	m11	f12	f22	f11	m12	m22	m11	f12	f22	f11
21	تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه با تحلیل دینامیکی (۱)	مودال	-	-	گیردار	0.50	0.50	0.50			گیردار	1.00	1.00	1.00			گیردار	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50 or 1.00	0.50	0.35	0.35	0.50	0.50	0.50	0.50
22	طراحی تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال‌ها و فوندانسیون	استاتیکی	Comb , Ecomb , Tcomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35			گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.35	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35
23	طراحی ستون‌ها و دیوارها + طراحی تیرها صرفاً برای برش	استاتیکی	Comb , Ecomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35			گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.10	0.10	0.10	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35
24	طراحی قاب فضایی (تیرها، ستون‌ها، نواحی مرزی دیوارها) (۴)	استاتیکی	Comb	-	گیردار	0.35	0.35	0.35			گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35
25	طراحی دیوارها	استاتیکی	Comb , Ecomb	100% Vu	مفصلی	0.35	0.35	0.35			مفصلی	0.70	0.70	0.70			مفصلی	0.10	0.10	0.10	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35
26	طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها (۱)	دینامیکی	Comb , Dcomb	85 , 90 or 100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35			گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.35	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35
27	کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات	استاتیکی	Ecomb	100% Vu (Drift)	گیردار	0.35	0.35	0.35			گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.35	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35

توضیحات:

۱- در صورتی که مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام تحلیل دینامیکی الزامی نباشد، بررسی نتایج فایل‌های شماره ۲۱ و ۲۶ الزامی نخواهد بود. در غیر اینصورت تمامی فایل‌ها می‌باید بررسی گردند.

۲- به استثنای فایل شماره ۲۴، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی ستون‌ها، صرفاً برای ستون‌های غیرمتصل به دیوارهای برشی کاربرد دارد. در خصوص ستون‌های متصل به دیوارهای برشی (به استثنای فایل شماره ۲۴) می‌باید مطابق روش ارائه شده در همین دستورالعمل عمل گردد.

۳- هنگام مدل‌سازی در نرم‌افزار ETABS، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه دیوارها (f_{22} و f_{12}) در جدول فوق می‌باید مطابق روش ارائه شده در همین دستورالعمل اصلاح گردند، تا خطای مدل‌سازی به حداقل کاهش یابد.

۴- در صورت لزوم، ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها با توجه به روش ارائه شده در همین دستورالعمل با انجام بررسی‌های مربوطه قابل کاهش می‌باشد.

۵- مطابق توصیه استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در تحلیل سازه برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان (فایل شماره ۲۱)، در جهت اطمینان می‌توان ضرایب اصلاح سختی دیوارها را برابر یک منظور نمود.

۶- در صورتی که جزئیات محصورشدگی بتن در سرتاسر طول دیوار رعایت گردد، ضرایب اصلاح سختی برون صفحه دیوارها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های ۲۳، ۲۴ و ۲۵ را می‌توان برابر ۰/۳۵ اعمال نمود.

۷- در مواردی که دیوارهای برشی نقش دیوار حایل را نیز ایفا می‌نمایند، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی برون صفحه آن‌ها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های ۲۱، ۲۲، ۲۶ و ۲۷ می‌باید به میزان ۳۰ درصد کاهش داده شود.

۸- در مواردی که از دال پس‌کشیده بهره‌گیری می‌گردد، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه و برون صفحه دال می‌باید به میزان ۴۰ درصد افزایش داده شود.

۹- در صورت حفره دار بودن دال باید کلیه ضرایب سختی درون صفحه دال (f_{11} و f_{22} و f_{12}) در نسبت مساحت بتن دال حفره‌دار به مساحت دال توپر ضرب شده و کلیه سختی‌های خارج از صفحه دال (m_{11} و m_{22} و m_{12}) باید علاوه بر ۰/۲۵ در نسبت ممان اینرسی دال حفره‌دار به ممان اینرسی دال توپر نیز ضرب شوند.

۳-۷ - سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه

در این سیستم، سازه دارای قاب فضایی کامل[۱] بوده که مستقلاً قادر به تحمل عمده بارهای ثقلی می‌باشد و مقاومت در برابر بارهای جانبی نیز توسط قاب‌های خمشی تامین می‌گردد. معمولاً در سازه‌های بتن‌آرمه، سیستم‌هایی شامل سقف تیرچه‌بلوک یا دال متکی به تیر و ستون که فاقد دیوارهای برشی (یا دارای دیوارهای برشی ناکافی) هستند را می‌توان جزء این سیستم سازه‌ای محسوب نمود.

فایل‌های مختلف مدل‌سازی که برای کنترل ضوابط آیین‌نامه در طراحی این سیستم سازه‌ای مورد نیاز است، به شرح زیر می‌باشد:

۳۱- تحلیل مودال، با ضرایب اصلاح سختی افزایش‌یافته اعضا سازه، برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه.

۳۲- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها، ستون‌ها، دال و فونداسیون

۳۳- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی برون صفحه کاهش‌یافته دال‌ها و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها و ستون‌ها.

۳۴- تحلیل دینامیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه)، برای طراحی تیرها و ستون‌ها. توضیح اینکه در تعیین مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی، ضریب اصلاح مقادیر بازتاب‌ها بسته به شرایط سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران لحاظ می‌گردد.

۳۵- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات.

استثنا: در مواردی که به دلیل عدم وجود دیوارهای کافی یا عدم ارضاء شرط کفایت دیوارها برای تحمل ۵۰ درصد برش پایه، سیستم سازه‌ای قاب خمشی در نظر گرفته می‌شود، کنترل کفایت قاب خمشی بطور مستقل و بدون حضور دیوارها برای تحمل ۲۵ درصد برش پایه سیستم دوگانه (فایل شماره ۴۵) لازم است.

(۱) منظور از قاب فضایی کامل، وجود المان تیر باربر در حدفاصل نواحی مرزی و انتهایی دیوارها (داخل و عمود به صفحه دیوار) و ستون‌ها در هر دو جهت سازه بوده، به نحوی که قاب سه بعدی ایجاد شده مستقلاً و بدون حضور دیوارها قادر به تحمل بارهای ثقلی باشد.

جدول ۷-۳ : تحلیل‌های مورد نیاز و تنظیمات نرم‌افزاری مربوطه برای طراحی سیستم سازه‌ای: « قـــــاب خمشـــــی بتـــن آرمـــه »

شماره فایل آنالیز	نتایج قابل استفاده از تحلیل سازه	روش تحلیل	ترکیبات بارگذاری بر اساس دستورالعمل ۳-۱۰۲-۹۴	میزان نیروی برشی پایه (برش پایه استاتیکی معادل = Vu)	تیرها (۲)				ستون‌ها (۳)				دیوارهای برشی (۳)						دال‌ها (۴) و (۶)					
					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی			شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی			شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					ضرایب اصلاح سختی					
						I22	I33	J		I22	I33	J		m12	m22	m11	f12	f22	f11	m12	m22	m11	f12	f22	f11
31	تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه با تحلیل دینامیکی (۱)	مـــودال	-	-	گیردار	0.50	0.50	0.50	گیردار	1.00	1.00	1.00	گیردار	-	-	-	-	-	-	0.35	0.35	0.50	0.50	0.50
32	طراحی تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و فونداسیون (۵)	استاتیکی	Comb , Ecomb , Tcomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	گیردار	-	-	-	-	-	-	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35
33	طراحی تیرها و ستون‌ها (۵)	استاتیکی	Comb , Ecomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	گیردار	-	-	-	-	-	-	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35
34	طراحی تیرها و ستون‌ها (۱)و(۵)	دینامیکی	Comb , Dcomb	85 , 90 or 100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	گیردار	-	-	-	-	-	-	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35
35	کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات	استاتیکی	Ecomb	100% Vu (Drift)	گیردار	0.35	0.35	0.35	گیردار	0.70	0.70	0.70	گیردار	-	-	-	-	-	-	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35

توضیحات :

۱- در صورتی که مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام تحلیل دینامیکی الزامی نباشد، بررسی نتایج فایل‌های شماره ۳۱ و ۳۴ الزامی نخواهد بود. در غیر اینصورت تمامی فایل‌ها می‌باید بررسی گردند.

۲- در صورت لزوم، ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها با توجه به روش ارائه شده در همین دستورالعمل با انجام بررسی‌های مربوطه قابل کاهش می‌باشد.

۳- در صورت وجود دیوار برشی در این سیستم سازه‌ای، می‌باید مشابه سیستم دوگانه از جدول شماره ۷-۴ این دستورالعمل بهره‌گیری گردد، با این تفاوت که در این حالت نیازی به بررسی فایل شماره ۴۶ نمی‌باشد.

۴- در مواردی که از دال پس‌کشیده بهره‌گیری می‌گردد، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه و برون صفحه دال می‌باید به میزان ۴۰ درصد افزایش داده شود.

۵- در مواردی که از سقف تیرچه‌بلوک (المان Deck) بهره‌گیری می‌گردد، می‌توان هنگام طراحی تیرها و ستون‌ها، در تحلیل استاتیکی از بررسی فایل‌های ۳۳ و ۳۴، و در تحلیل دینامیکی از بررسی فایل‌های ۳۲ و ۳۳ صرفنظر کرد. ضمناً در این حالت، نیازی به اعمال ضرائب سختی برون صفحه سقف نمی‌باشد.

۶- در صورت حفره دار بودن دال باید کلیه ضرایب سختی درون صفحه دال (f_{11} و f_{22} و f_{12}) در نسبت مساحت بتن دال حفره‌دار به مساحت دال توپر ضرب شده و کلیه سختی‌های خارج از صفحه دال (m_{11} و m_{22} و m_{12}) باید علاوه بر ۰/۲۵ در نسبت ممان اینرسی دال حفره‌دار به ممان اینرسی دال توپر نیز ضرب شوند.

۴-۷- سیستم دوگانه یا ترکیبی بتن‌آرمه

در این سیستم، سازه دارای قاب فضایی کامل[۱] بوده که مستقلاً قادر به تحمل عمده بارهای ثقلی می‌باشد و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو تامین می‌گردد. مشروط به اینکه قاب‌های خمشی مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی بوده، و دیوارهای برشی نیز مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی باشند. معمولاً در سازه‌های بتن‌آرمه، سیستم‌هایی شامل سقف تیرچه‌بلوک یا دال متکی به تیر و مجموعه‌ای از ستون و دیوارهای برشی که دارای قاب‌بندی فضایی کامل[۱] هستند را می‌توان جزء این سیستم سازه‌ای محسوب نمود.

در صورتی که قاب‌های خمشی قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروهای جانبی نباشند، می‌باید ضوابط و ضریب رفتار مربوط به سیستم قاب ساختمانی (مطابق جدول شماره ۷-۲ این دستورالعمل) در طراحی سازه ملاک کار قرار گیرد. همچنین در مواردی که قاب‌های خمشی قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروهای جانبی باشند، لیکن به دلیل عدم وجود دیوارهای برشی به میزان کافی دیوارهای برشی قادر به تحمل ۵۰ درصد نیروهای جانبی نباشند، ضریب رفتار سازه می‌باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظر گرفته شود.

فایل‌های مختلف مدل‌سازی که برای کنترل ضوابط آیین‌نامه در طراحی این سیستم سازه‌ای مورد نیاز است، به شرح زیر می‌باشد:

۴۱- تحلیل مودال، با ضرایب اصلاح سختی افزایش‌یافته اعضا سازه، برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه.

۴۲- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال و فونداسیون.

۴۳- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی برون صفحه کاهش‌یافته دال‌ها و دیوارها و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها.

۴۴- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی درون صفحه کاهش‌یافته دیوارها و ۲۵٪ نیروی برشی پایه، برای طراحی تیرها و ستون‌ها.

۴۵- تحلیل استاتیکی، با فرض تکیه‌گاه مفصلی برای تیرها و ستون‌ها و ۵۰٪ نیروی برشی پایه، صرفاً برای طراحی دیوارها.

۴۶- تحلیل دینامیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه)، برای طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها. در تعیین مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی، ضریب اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران لحاظ می‌گردد.

۴۷- تحلیل استاتیکی، با ضرایب اصلاح سختی واقعی اعضا سازه (مدل واقعی سازه) و ۱۰۰٪ نیروی برشی پایه، برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات.

(۱) منظور از قاب فضایی کامل، وجود المان تیر باربر در حدفاصل نواحی مرزی و انتهایی دیوارها (داخل و عمود به صفحه دیوار) و ستون‌ها در هر دو جهت سازه بوده، به نحوی که قاب سه بعدی ایجاد شده مستقلاً و بدون حضور دیوارها قادر به تحمل بارهای ثقلی باشد.

جدول ۷-۴ : تحلیل‌های مورد نیاز و تنظیمات نرم‌افزاری مربوطه برای طراحی سیستم سازه‌ای: « دوگانه یا ترکیبی بتن آرمه »

شماره فایل آنالیز	نتایج قابل استفاده از تحلیل سازه	روش تحلیل	ترکیبات بارگذاری بر اساس دستورالعمل ۳-۱۰۲-۹۴	میزان نیروی برشی پایه (برش پایه استاتیکی معادل = Vu)	تیرها [۴]					ستون‌ها [۲]						دیوارهای برشی [۳] و [۵] و [۶] و [۷]						دال‌ها [۸] و [۱۰]					
					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی				شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					شرایط تکیه‌گاهی	ضرایب اصلاح سختی					ضرایب اصلاح سختی					
						J	I33	I22			J	I33	I22				m12	m22	m11	f12	f22	f11	m12	m22	m11	f12	f22	f11
41	تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه با تحلیل دینامیکی [۱]	مـــودال	-	-	گیردار	0.50	0.50	0.50		گیردار	1.00	1.00	1.00			گیردار	0.50	0.50	1.00	0.50 or 1.00	0.50	0.35	0.35	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
42	طراحی تیرها، ستون‌ها، دیوارها، دال‌ها و فونداسیون [۹]	استاتیکی	Comb , Ecomb , Tcomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35		گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35	0.35
43	طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها [۵]	استاتیکی	Comb , Ecomb	100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35		گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.10	0.10	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35	0.35
44	طراحی تیرها و ستون‌ها	استاتیکی	Comb , Ecomb	25% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35		گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.10	0.10	0.0001	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35	0.35
45	طراحی دیوارها	استاتیکی	Comb , Ecomb	50% Vu	مفصلی	0.35	0.35	0.35		مفصلی	0.70	0.70	0.70			مفصلی	0.10	0.10	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.001	0.001	0.001	0.35	0.35	0.35	0.35
46	طراحی تیرها، ستون‌ها و دیوارها [۱] و [۹]	دینامیکی	Comb , Dcomb	85 , 90 or 100% Vu	گیردار	0.35	0.35	0.35		گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35	0.35
47	کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات	استاتیکی	Ecomb	100% Vu (Drift)	گیردار	0.35	0.35	0.35		گیردار	0.70	0.70	0.70			گیردار	0.35	0.35	1.00	0.35 or 0.70	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.35	0.35

توضیحات :

۱- در صورتی که مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام تحلیل دینامیکی الزامی نباشد، بررسی نتایج فایل‌های شماره ۴۱ و ۴۷ الزامی نخواهد بود. در غیر اینصورت تمامی فایل‌ها می‌باید بررسی گردند.

۲- به استثنای فایل شماره ۴۴، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی ستون‌ها، صرفاً برای ستون‌های غیرمتصل به دیوارهای برشی کاربرد دارد. در خصوص ستون‌های متصل به دیوارهای برشی (به استثنای فایل شماره ۴۴) می‌باید مطابق روش ارائه شده در همین دستورالعمل عمل گردد.

۳- هنگام مدل‌سازی در نرم‌افزار ETABS، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه دیوارها (f_{22} و f_{12}) در جدول فوق می‌باید مطابق روش ارائه شده در همین دستورالعمل اصلاح گردند، تا خطای مدل‌سازی به حداقل کاهش یابد.

۴- در صورت لزوم، ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها با توجه به روش ارائه شده در همین دستورالعمل با انجام بررسی‌های مربوطه قابل کاهش می‌باشد.

۵- مطابق توصیه استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در تحلیل سازه برای تعیین زمان تناوب اصلی نوسان (فایل شماره ۴۱)، در جهت اطمینان می‌توان ضرایب اصلاح سختی دیوارها را برابر یک منظور نمود.

۶- در صورتی که جزئیات محصورشدگی بتن در سرتاسر طول دیوار رعایت گردد، ضرایب اصلاح سختی برون صفحه دیوارها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های ۴۳، ۴۴ و ۴۵ (به استثنای m_{12} در فایل ۴۵) را می‌توان برابر ۰/۳۵ اعمال نمود.

۷- در مواردی که دیوارهای برشی نقش دیوار حایل را نیز ایفا می‌نمایند، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی برون صفحه آن‌ها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های شماره ۴۱، ۴۲، ۴۷ و ۴۸ می‌باید به میزان ۳۰ درصد کاهش داده شود.

۸- در مواردی که از دال پس‌کشیده بهره‌گیری می‌گردد، ضرایب ارائه شده برای اصلاح سختی درون صفحه و برون صفحه دال می‌باید به میزان ۴۰ درصد افزایش داده شود.

۹- در مواردی که از سقف تیرچه‌بلوک (المان Deck) بهره‌گیری می‌گردد، می‌توان ضرایب اصلاح سختی برون صفحه دیوارها (m_{11} و m_{22} و m_{12}) در فایل‌های ۴۲ و ۴۷ را برابر ۰/۱ لحاظ نمود و هنگام طراحی اعضا سازه در تحلیل استاتیکی از بررسی فایل‌های ۴۳ و ۴۷، و در تحلیل دینامیکی از بررسی فایل‌های ۴۲ و ۴۳ صرفنظر کرد. ضمناً در این حالت، نیازی به اعمال ضرائب سختی برون صفحه سقف نمی‌باشد.

۱۰- در صورت حفره دار بودن دال باید کلیه ضرایب سختی درون صفحه دال (f_{11} و f_{22} و f_{12}) در نسبت مساحت بتن دال حفره‌دار به مساحت دال توپر ضرب شده و کلیه سختی‌های خارج از صفحه دال (m_{11} و m_{22} و m_{12}) باید علاوه بر ۰/۲۵ در نسبت ممان اینرسی دال حفره‌دار به ممان اینرسی دال توپر نیز ضرب شوند.

۷-۵- تشخیص و تعیین نوع سیستم سازه‌ای

در شکل ۷-۱ فلوچارت و روش گام به گام تشخیص و انتخاب سیستم سازه‌ای در ساختمان‌های بتن‌آرمه ارائه شده است.

شکل ۷-۱: فلوچارت تشخیص و تعیین سیستم سازه‌ای در سازه‌های بتن‌آرمه