کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی

کارگروه بتن

نشریه شمارهٔ ۱
دی ۱۴۰۲

وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

نظام فنی و اجرایی کشور

پیش گفتار

امروزه نرم‌افزارهای مهندسی به‌عنوان یک ابزار کارآمد در ارائه سریع و دقیق خدمات مهندسی، نقش محوری ایفا نموده و لذا پاسخ به نیاز مهندسین در استفاده صحیح از این نرم‌افزارها ضرورت یافته است. در راستای پاسخ به این نیاز مهم، امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور در قالب تفاهم‌نامه مشترک و تعامل با مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ساماندهی استفاده از نرم‌افزارهای مهندسی را در دستور کار خود قرار داده است.

دفتر تدوین ضوابط و استانداردهای مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی به‌عنوان مسئول این امر مهم، در ارتباط مستقیم با امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور و به پشتوانه حضور افراد صاحب‌نظر و مجرب این حوزه، در حال ساختارسازی و عملیاتی نمودن فعالیت‌های مربوطه می‌باشد. از گام‌های مهم زیرساختی در اجرای این سیاست، تشکیل ***کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی*** است که اهداف و فعالیت‌های جاری آن در ***سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی*** به نشانی **https://iesc.bhrc.ac.ir** ارائه می‌گردد.

سامان‌دهی استفاده از نرم‌افزارهای مهندسی، هدف کلان این کمیته بوده و کلیه سیاست‌ها و برنامه‌ها بر مبنای این هدف، تنظیم و اجرا می‌گردد. نحوه اعمال ضوابط آیین‌نامه‌ای در روند طراحی نرم‌افزاری و پاسخ‌گویی به ابهامات جامعه مهندسی در حوزه نرم‌افزار، ساختار اصلی فعالیت‌ها را تشکیل می‌دهد. لازم به ذکر است همواره ضوابط آیین‌نامه‌ای و مقررات ملی به عنوان سند بالادستی برای این کمیته تلقی می‌گردد. انتقال دانش افراد صاحب‌نظر در این حوزه به مهندسین، علی‌الخصوص طراحان از دیگر اهداف این کمیته بوده که از طریق ارجاع پرسش‌های مهندسین به کمیته‌های تخصصی در دستور کار قرار گرفته است.

در این راستا، کارگروه بتن کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی با هدف پاسخگویی به پرسش‌ها و ابهامات نرم‌افزاری مرتبط با طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، از مرداد ۱۳۹۹ تشکیل و آغاز به کار نموده است.

معرفی اعضای کارگروه بتن (به‌ترتیب حروف الفبا)

۱- مهندس صمد آقازاده

۲- دکتر فرهاد بهنام‌فر

۳- دکتر عاطفه جهان‌محمدی

۴- دکتر مسعود حسین‌زاده اصل

۵- مهندس صمد دهقانی

۶- دکتر رضا سلطان‌آبادی

۷- دکتر امیرحسین شجاع

۸- دکتر مهدی علیرضایی

۹- مهندس رضا غفاری (مسئول کارگروه)

۱۰- دکتر علیرضا فاروقی

۱۱- دکتر کامیار کرباسی

همچنین از زحمات آقای دکتر رضا کامرانی که در فاز اول فعالیت کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی، عضو کارگروه بتن بودند تشکر و قدردانی می‌گردد.

فهرست مطالب

موضوع		صفحه
فصل ۱	پرسش‌های مربوط به تیرها و ستون‌ها	۱
۱-۱)	در مواردی که تیرها متحمل نیروی محوری می‌شوند (مانند طراحی دیافراگم‌ها، تیرهای زیرزمین، آنالیز حرارتی و ...)، چگونه می‌توان اثر این نیروی محوری را در طراحی تیرها منظور نمود؟	۱
۱-۲)	آیا معرفی ضریب ترک‌خوردگی پیچشی برابر با ۰/۱۵ برای تمامی تیرها مجاز است؟	۱
۱-۳)	آیا تیرهای با ارتفاع بیش از ضخامت سقف در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش را می‌توان همواره به‌عنوان یک تیر مستقل (با عملکرد مجزا از دال) محسوب نمود؟	۱
۱-۴)	آیا تیرهای هم‌ضخامت با سقف (تیر مخفی) در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش را می‌توان به‌عنوان یک تیر مستقل در نظر گرفت؟	۲
۱-۵)	معرفی آرماتورهای طولی (خمشی) تیرها در نرم‌افزارهای متداول طراحی سازه همانند ETABS، در چه مواردی کاربرد داشته و الزامی است؟	۲
۱-۶)	آیا Divide کردن ستون‌های طرفین تیر نیم‌طبقه پله، در محل تیرهای مذکور ضرورت دارد؟	۳
۱-۷)	در مواردی که مطابق شکل ۱-۲، کنسولی بتنی در سقف وجود داشته باشد چه نکاتی باید مدنظر قرار گیرد؟	۳
۱-۸)	چگونه می‌توان در نرم‌افزار ETABS، ضابطهٔ بند ۳-۱-۴(ب) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ را برای ستون‌های بتن‌آرمه کنترل نمود؟	۴
۱-۹)	آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی متوسط را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟	۶
۱-۱۰)	آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟	۶
۱-۱۱)	آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی تیرهای بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟	۶
فصل ۲	پرسش‌های مربوط به دیوارها (برشی، حائل)	۸
۲-۱)	جهت مش‌بندی دیوارهای برشی، ابعاد مش‌ها چگونه اختیار گردد؟ آیا نسبت ابعادی مش‌ها مهم است؟	۸

موضوع	صفحه
۲-۲) ضرایب ترک‌خوردگی مربوط به سختی‌های درون‌صفحه و عمود بر صفحهٔ دیوارهای برشی چه مقدار است و چگونه به دیوار تخصیص یابد؟	۸
۲-۳) آیا لازم است در دو انتهای دیوارهای برشی، المان ستون مدل شود؟	۸
۲-۴) درصورتی که دیوار برشی دارای اجزای مرزی (المان مرزی) باشد، آیا لازم است اجزای مرزی دیوار توسط المان ستون مدل شوند؟	۸
۲-۵) درصورتی که دیوار برشی، دارای المان ستون در دو انتهای خود باشد (ستون‌های مرزی)، ضرایب اصلاح سختی این ستون‌های مرزی چه مقدار است و چگونه معرفی می‌شود؟	۸
۲-۶) درصورتی که دیوار برشی، دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود باشد آیا لازم است این ستون‌ها به‌صورت مستقل طراحی شوند؟	۹
۲-۷) در دیوارهای برشی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند، ابعاد ستون‌های فرضی و ضریب اصلاح سختی آنها چگونه در نظر گرفته شود؟	۹
۲-۸) آیا لازم است در دیوارهای برشی، المان تیر مدل شود؟	۱۰
۲-۹) در دیوارهای برشی دمبلی شکل که نواحی تعریض شدهٔ انتهای دیوار از طریق المان ستون (ستون‌های مرزی) مدل می‌شوند، آیا نیازی به لحاظ نمودن ضریب اصلاح، به‌دلیل هم‌پوشانی دیوار و ستون‌های مرزی وجود دارد؟	۱۰
۲-۱۰) با توجه به عدم وجود پردازنده خاص طراحی دیوارهای حائل در نرم‌افزار ETABS، آیا معرفی Pier Label به دیوارهای حائل و طراحی آنها به‌مانند دیوارهای برشی صحیح است؟	۱۰
۲-۱۱) آیا در مدل‌سازی دیوارهای حائل لازم است ستون‌های بتن‌آرمه، بین پنل‌های دیوارهای حائل مدل شوند؟	۱۱
۲-۱۲) آرماتورهای افقی دیوارهای حائل چگونه باید طراحی شوند و آیا ETABS قادر است این آرماتورها را طراحی نماید؟	۱۲
۲-۱۳) نام‌گذاری دیوارهای برشی هم‌بسته (بازشودار) در نرم افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟	۱۲
۲-۱۴) آیا به‌منظور مدل‌سازی تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS می‌توان از المان Frame استفاده نمود؟	۱۴

موضوع	صفحه
۲-۱۵) آیا طراحی آرماتورهای برشی تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS صحیح می‌باشد؟	۱۶
۲-۱۶) مقدار ضریب اصلاح سختی تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار، چه میزان در نظر گرفته شود؟	۱۷
فصل ۳ پرسش‌های مربوط به دال‌ها و دیافراگم‌ها	**۱۹**
۳-۱) جهت محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال‌ها در نرم‌افزار SAFE آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی اعضا معرفی شود؟	۱۹
۳-۲) در مواردی‌که در SAFE یا ETABS قصد طراحی آرماتورهای دال و محاسبات مربوط به خمش و برش، تحت بارهای ثقلی و جانبی دال را داریم آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی اعضا معرفی شود؟	۱۹
۳-۳) به‌منظور طراحی آرماتور دال‌های بتن‌آرمه از نرم‌افزار ETABS استفاده شود یا SAFE؟	۲۰
۳-۴) در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه از نوع دال-تیر، آیا سختی‌های خارج صفحهٔ دال در طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای مشارکت داده شود و آیا لازم است این دال‌ها تحت اثر تلاش‌های خارج صفحهٔ ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه طراحی شوند؟	۲۰
۳-۵) در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه از نوع دال‌های تخت آیا لازم است دال‌ها تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه، طراحی شوند؟	۲۴
۳-۶) درصورتی که طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه دال را در SAFE انجام دهد (مستقل از مبحث طراحی دیافراگم)، ارسال اطلاعات از ETABS به SAFE بر اساس کدام‌یک از گزینه‌های مربوط به ارسال انجام شود؟	۲۶
۳-۷) درصورتی که سازه‌ای در ETABS به روش دینامیکی تحلیل شده باشد و طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه را در SAFE انجام دهد آیا استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی ETABS برای این منظور قابل قبول است؟	۲۶
۳-۸) در سازه‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه، اعم از دال‌های تخت یا سیستم دال-تیر، تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه چگونه باید انجام شود؟	۲۶

موضوع		صفحه
۳-۹)	درصورتی که سقف‌ها از نوع دال مجوف دو پوش باشند، ضریب اصلاح سختی خمشی و برشی خارج صفحه آنها چه مقدار تعریف شود؟	۲۷
۳-۱۰)	در سقف‌هایی که از نوع دال‌های مجوف می‌باشند آیا لازم است طراح، آرماتور حداقل دال را صرف‌نظر از محاسبات نرم‌افزار بررسی نماید؟	۲۷
۳-۱۱)	اختصاص دیافراگم به کف‌ها به چند روش ممکن است و تفاوت بین آنها چیست؟	۲۹
۳-۱۲)	در مواردی که مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم کف، صلب محسوب شده باشد آیا می‌توان آن را به‌صورت نیمه‌صلب مدل‌سازی نمود؟	۳۰
فصل ۴	**پرسش‌های مربوط به شالوده‌ها**	**۳۱**
۴-۱)	به‌منظور تحلیل شالوده‌های انعطاف‌پذیر در نرم‌افزار SAFE، آیا می‌توان از یک مقدار ثابت برای ضریب بستر (k_s) در کل سطح زیر شالوده استفاده نمود؟	۳۱
۴-۲)	آیا به‌منظور تحلیل و طراحی شالوده‌ها در نرم‌افزار، نیاز به استفاده از ضرایب اصلاح سختی برای شالوده‌ها می‌باشد؟	۳۳
۴-۳)	آیا جهت مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل کردن المان Stiff ضرورت دارد؟	۳۵
۴-۴)	آیا در مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل‌سازی ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه بر روی شالوده ضرورت دارد؟	۳۵
۴-۵)	در نرم‌افزار SAFE و هنگام طراحی شالوده‌ها، هدف از کنترل تغییرشکل‌ها و دوران‌های پی چیست؟	۳۸
۴-۶)	مدل‌سازی چاله آسانسور و استخر در نرم‌افزار SAFE چگونه انجام می‌شود؟	۳۸
۴-۷)	به‌منظور به‌منظور طراحی شالوده‌های گسترده در نرم‌افزار SAFE به روش Strip Based، نوارهای طراحی (strips) چگونه تعریف می‌شوند؟	۳۹
فصل ۵	**پرسش‌های مربوط به سایر موضوعات**	**۴۱**
۵-۱)	به‌منظور تحلیل سازه‌های بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS، چه زمان می‌توان از اثرات P-Δ صرف‌نظر نمود؟	۴۱
۵-۲)	درصورتی که مقاومت فشاری بتن تیر، کمتر از مقاومت فشاری بتن ستون باشد، جهت طراحی گره اتصال (چشمه اتصال)، کدام یک از مقاومت‌های فشاری بتن تیر یا ستون باید مد نظر قرار گیرد و نحوه اعمال آن در نرم‌افزار ETABS چگونه می‌باشد؟	۴۱

موضوع		صفحه
۵-۳)	در سازه‌های بتن‌آرمه درصورتی که عرض تیر، کمتر از عرض ستونی باشد که به آن متصل می‌شود و محور تیر از مرکز ستون عبور نکند ممکن است ETABS در محاسبات مقاومت برشی گره اتصال نادرست عمل کند. روش اصلاح این موضوع در روند طراحی نرم‌افزاری چگونه است؟	۴۲
۵-۴)	کنترل برش گره اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط بتنی در نرم‌افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟	۴۲
پیوست ۱	**روش‌های کنترل ضابطهٔ ۲۵ درصد استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های متشکل از سیستم دوگانه با دیوار برشی بتن‌آرمه**	**۴۵**
پیوست ۲	**نکات طراحی دیوارهای برشی تحت برش لرزه‌ای در نرم‌افزار ETABS**	**۵۰**
پیوست ۳	**راهنمای طراحی دال بتن‌آرمه بر روی ستون‌های فولادی**	**۵۸**

فصل ۱: پرسش‌های مربوط به تیرها و ستون‌ها

۱-۱ در مواردی که تیرها متحمل نیروی محوری می‌شوند (مانند طراحی دیافراگم‌ها، تیرهای زیرزمین، آنالیز حرارتی و ...)، چگونه می‌توان اثر این نیروی محوری را در طراحی تیرها منظور نمود؟

مطابق با بند ۹-۱۱-۲-۳ مبحث نهم مقررات ملی، در صورت وجود نیروی محوری در تیر، چنانچه مقدار آن از $0.1f_c'A_g$ بیشتر باشد باید اثر نیروی محوری در نظر گرفته شود. در نرم‌افزارهای متداول، طراحی تیرهای بتنی به‌طور معمول صرفاً تحت خمش حول محور ۳ آنها انجام می‌شود. به منظور لحاظ نمودن اثر نیروی محوری در طرح تیرها می‌توان در مدل جداگانه‌ای این اعضا را به‌عنوان ستون مدل نمود تا اثرات خمش توأم با نیروی محوری در طراحی آنها در نظر گرفته شود. متذکر می‌گردد به منظور لحاظ شدن اثر نیروی محوری در طراحی تیرها لازم است دیافراگم‌ها نیز از نوع نیمه‌صلب (Semi Rigid) مدل شوند.

۱-۲ آیا معرفی ضریب ترک‌خوردگی پیچشی برابر با ۰/۱۵ برای تمامی تیرها مجاز است؟

خیر. درصورتی که تیر نامعین باشد و پیچش آن از نوع پیچش همسازی باشد (تعادلی نباشد)، ضریب اصلاح سختی پیچشی (بر مبنای بازپخش نیروهای داخلی) بر اساس روش آزمون و خطا تعیین می‌شود. بند ۹-۸-۶-۱-۴ مبحث نهم عنوان می‌کند "اجازه داده می‌شود پیچش ضریب‌دار طرح (T_u) تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد". بدین منظور ابتدا برای کلیه تیرها مقدار ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود. پس از تحلیل و با معلوم شدن پیچش ضریب‌دار تیر، درصورتی که $T_u < \phi T_{cr}$ باشد برای آن تیر نیاز به کاهش سختی پیچشی نبوده، ضریب مذکور برابر ۱/۰ باقی می‌ماند. لیکن درصورتی که $T_u > \phi T_{cr}$ باشد لازم است ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر موردنظر کاهش داده شود و سپس با انجام تحلیل، مجدداً بررسی صورت گیرد. در این حالت اگر با کاهش ضریب اصلاح سختی پیچشی، $T_u < \phi T_{cr}$ گردد لازم است ضریب مذکور افزایش داده شود؛ به‌گونه‌ای که $T_u < \phi T_{cr}$ نشود.

مقدار ϕT_{cr} را می‌توان بر مبنای بند ۹-۸-۶-۲-۲ مبحث نهم محاسبه نمود و یا جهت سهولت کار می‌توان پس از انجام عملیات طراحی قاب بتنی، بر روی تیر موردنظر کلیک راست و سپس گزینه Shear انتخاب شود. در پنجره‌ای که باز خواهد شد، جدول Torsion Capacity وجود دارد که در آن مقدار ϕT_{cr} گزارش شده است.

۱-۳ آیا تیرهای با ارتفاع بیش از ضخامت سقف در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش* را می‌توان همواره به‌عنوان یک تیر مستقل (با عملکرد مجزا از دال) محسوب نمود؟

* انواع دال‌های مجوف در ابتدای فصل ۳ معرفی شده‌اند.

مبحث نهم در این خصوص به‌طور صریح ضابطه‌ای ندارد. لذا پیشنهاد می‌گردد با توجه به مشخصات تیر، تصمیم‌گیری در این مورد بر مبنای ضابطه بندهای ۹-۱۰-۹-۱۱-۲ و ۹-۱۰-۹-۱۱-۳ مبحث نهم به شرح ذیل انجام شود.

درصورتی که $\alpha_{f1}.l_2/l_1$ تیر، حداقل برابر با ۱/۰ باشد، برش مستقیماً از دال به ستون‌ها وارد نمی‌شود. در این حالت می‌توان تیر را به‌عنوان یک عضو مستقل در نظر گرفت.

درصورتی که $\alpha_{f1}.l_2/l_1$ تیر، کوچکتر از ۱/۰ باشد، بخشی از برش دال به‌طور مستقیم به ستون‌ها وارد می‌شود و تأثیر حضور تیر به‌طور نسبی کاهش می‌یابد. در این حالت نمی‌توان انتظار رفتار تیری کامل و مستقل را داشت.

بر این اساس و علی‌رغم آنکه معیار فوق مربوط به بحث طراحی دال‌ها می‌باشد، اگر طراح قصد به‌کارگیری تیرها و لحاظ نمودن مشارکت مستقل آنها در باربری جانبی را

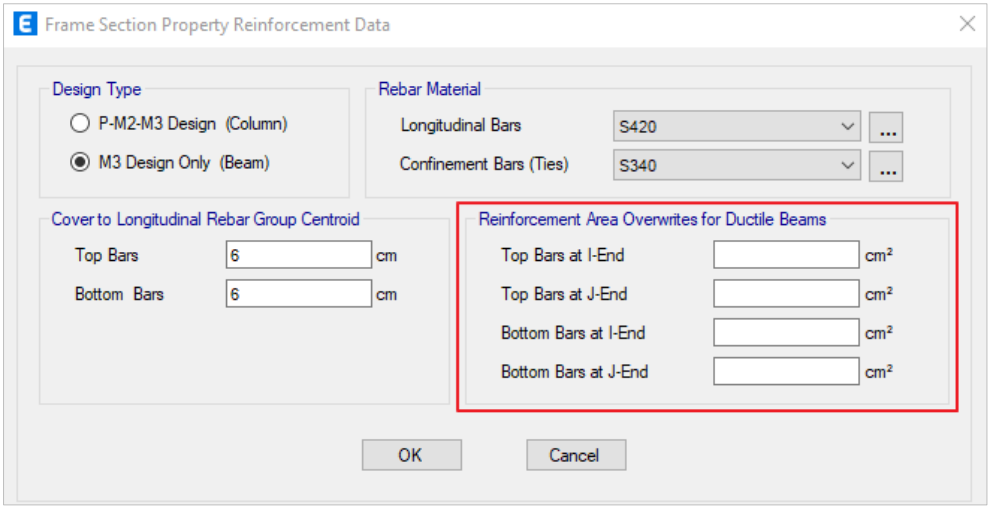
دارد، مؤکداً توصیه می‌شود ابعاد تمامی تیرها به‌گونه‌ای اختیار گردد که $\alpha_{f1}.l_2/l_1$ آنها حداقل برابر ۱/۰ باشد.

۱-۴ آیا تیرهای هم‌ضخامت با سقف (تیر مخفی) در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش را می‌توان به‌عنوان یک تیر مستقل در نظر گرفت؟

خیر. با توجه به پاسخ مربوط به پرسش شماره ۱-۳، چنین تیرهایی بخشی از دال محسوب گشته و عملاً نمی‌توان از آنها انتظار رفتار مستقل تیری را داشت. لذا چنین تیرهایی در مدل‌سازی نباید مدل شوند.

۱-۵ معرفی آرماتورهای طولی (خمشی) تیرها در نرم‌افزارهای متداول طراحی سازه همانند ETABS در چه مواردی کاربرد داشته و الزامی است؟

در اجرای ضوابط بندهای ۹-۲۰-۵-۲-۴ و ۹-۲۰-۵-۴-۷ که به ترتیب مربوط به برش در تیرهای با شکل‌پذیری متوسط و برش در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط می‌باشند و همچنین در اجرای ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۴ با موضوع برش در تیرهای با شکل‌پذیری زیاد، بند ۹-۲۰-۶-۴ با موضوع حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها (ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی) و بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ با موضوع مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون، نیاز به ظرفیت خمشی اسمی تیر (M_n) یا ظرفیت خمشی محتمل تیر (M_{pr}) می‌باشد. نرم‌افزار به‌طور پیش‌فرض، محاسبه ظرفیت‌های خمشی اسمی و محتمل تیرها را بر مبنای آرماتورهای خمشی طراحی شده تحت لنگرهای حاصل از ترکیب‌های بارگذاری انجام می‌دهد. در حالی که در عمل، طراح پس از مشاهده آرماتورهای خمشی طراحی شده برای تیرها، اقدام به تعیین مقادیر آرماتورهای سراسری و تقویت نموده و بدین ترتیب، مقادیر نهایی یا اجرایی آرماتور طولی تیرها تعیین می‌شود که بعضاً متفاوت از مقدار اولیهٔ آرماتورهای خمشی طراحی شده در نرم‌افزار است. بر این اساس، ظرفیت‌های خمشی اسمی و محتمل تیرها نیز باید بر مبنای مقادیر اجرایی آرماتور طولی تیرها محاسبه شود. لذا لازم است طراح، مقادیر اجرایی آرماتورهای خمشی تیرها در مقطع اتصال به ستون‌ها را جهت محاسبات M_n و M_{pr} تیرها و انجام صحیح ضوابط بندهای مذکور به برنامه معرفی نماید. بدین منظور، پس از طراحی آرماتورهای خمشی تیرها در نرم‌افزار لازم است به‌ازای هر تیر، مقطع جدیدی تعریف شود که در پنجره معرفی اطلاعات آرماتورهای تیر مذکور، مقادیر اجرایی آرماتورهای فوقانی و تحتانی در دو انتهای آن تیر به برنامه معرفی شود (شکل ۱-۱) و سپس این مقطع جدید به تیر موردنظر تخصیص یابد. نظر به تعدد و تنوع گسترده مقاطع و آرماتورهای خمشی فوقانی و تحتانی تیرها، این تعریف و تخصیص می‌تواند بسیار زمان‌بر باشد. جهت سهولت نسبی کار و صرفاً در موضوع کنترل برش



شکل ۱-۱: پنجره معرفی مشخصات مقطع تیرهای بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS

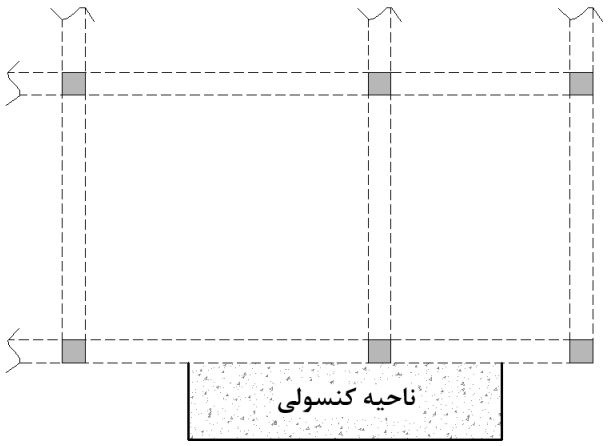
گره اتصال (چشمه اتصال) می‌توان از یک روش تقریبی استفاده نمود که در آن، جهت تعریف مقطع جدید تیرها فقط آرماتورهای تحتانی معرفی می‌شوند. بدین‌صورت‌که در هر گرهٔ محل ستون و در هر امتداد، بیشترین مقدار آرماتورهای تحتانی تیرهای متصل به آن گره تعیین شود و پس از تبدیل آن به مقدار نهایی اجرایی، این مقدار به‌عنوان آرماتور تحتانی در محل آن گره، برای تیرهای متصل به گرهٔ مذکور در امتداد موردنظر تعریف شود. در این حالت، در محاسباتی که نرم‌افزار انجام می‌دهد، آرماتورهای تحتانی تیرهای متصل به ستون مشترک تکیه‌گاهی با یکدیگر برابر خواهند بود و در نتیجه، مجموع لنگرهای مقاوم اسمی یا محتمل نظیر با آرماتور فوقانی حداکثر و آرماتور تحتانی حداکثر، مبنای محاسبات قرار خواهد گرفت. برای راحت‌تر شدن مجدد کار می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه ابتدا بیشترین مقدار آرماتور تحتانی در بین کلیه تیرهای با مقطع مشابه در هر طبقه را برای تمامی تیرهای آن طبقه تعریف و سپس در گره‌هایی که احیاناً مشکل برش ناحیه اتصال تیر به ستون در آنها مشاهده می‌شود، آرماتورهای مربوط به تیرهای متصل به ستون در محل آن گره را اصلاح نموده و برابر با مقادیر دقیق اجرایی آنها تعریف کرد.

تبصره: درصورتی که ارتفاع تیر متصل به ستون در امتداد عمود بر راستای مورد بررسی، کوچکتر یا مساوی نصف ارتفاع تیر با ارتفاع بیشتر، در راستای مورد بررسی باشد توصیه می‌شود در محاسبات برش گره اتصال، حضور آن تیر در امتداد عمود بر راستای مورد بررسی نادیده گرفته شود.

۱-۶ آیا Divide کردن ستون‌های طرفین تیر نیم‌طبقه پله، در محل تیرهای مذکور ضرورت دارد؟

بله. به‌منظور برآورد صحیح پاسخ‌های سیستم و نیروهای داخلی اعضا مقتضی است ستون‌های طرفین تیر نیم‌طبقه پله از محل تیرهای مذکور، دو قطعه شود.

۱-۷ در مواردی که مطابق شکل ۱-۲، کنسولی بتنی در سقف وجود داشته باشد چه نکاتی باید مدنظر قرار گیرد؟

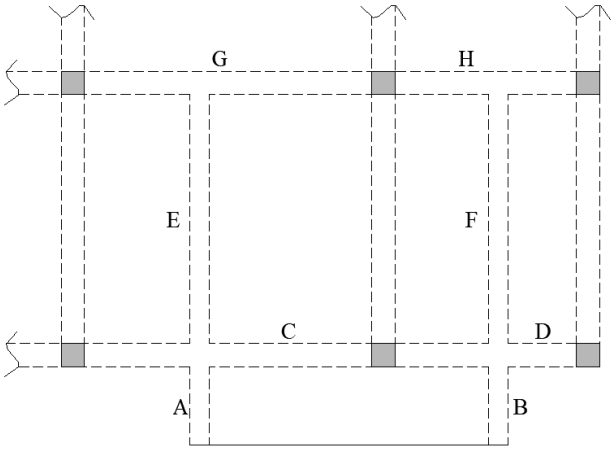


شکل ۱-۲: اجرای کنسول بصورت دال بتنی طره‌ای

به‌منظور اجرای سازهٔ ناحیه کنسول توصیه می‌شود به‌جای تیرهای طره از یک دال بتن‌آرمه طره‌ای استفاده شود تا از طریق دال مذکور، انتقال بارهای ناحیه کنسول به تیرهای تکیه‌گاهی به‌صورت یکنواخت انجام شود و حتی‌الامکان از ایجاد بارهای متمرکز در تیرهای اصلی تکیه‌گاهی ممانعت شود.

درصورتی که به هر دلیل، جهت تأمین پایداری ناحیه کنسول و انتقال بار آن به تیرهای تکیه‌گاهی، به‌جای دال طره‌ای از تیرهای طره‌ای، مشابه تیرهای A و B استفاده می‌شود (شکل ۱-۳)، باید تیرهای اصلی C و D برای لنگر پیچشی متمرکزی که به‌واسطهٔ تیرهای طره‌ای مذکور ایجاد می‌شود، طراحی شوند. در این حالت، با هدف کاهش اثرات لنگر پیچشی ناشی از عملکرد تیرهای طره‌ای می‌توان در امتداد تیرهای طره، تیرهای فرعی E و F را در داخل سقف دهانه مجاور ادامه داد. اگرچه تیرهای فرعی مذکور می‌توانند موجب کاهش بخشی از لنگرهای پیچشی متمرکز ایجاد شده در تیرهای اصلی C و D شوند، لیکن لزوماً موجب حذف کامل لنگرهای پیچشی مذکور نمی‌شوند. مقدار نهایی این لنگرهای پیچشی متمرکز به عوامل مختلفی از جمله طول طره، میزان بارهای ناحیه کنسول، سختی پیچشی تیرهای اصلی C و D، سختی خمشی تیرهای فرعی E و F و

باربر بودن یا نبودن آنها بستگی دارد. با توجه به مقادیر نهایی پیچش در تیرهای اصلی C و D، آرماتورهای پیچشی لازم برای این تیرها توسط نرم‌افزار قابل محاسبه است. به‌منظور محاسبه صحیح آرماتورهای پیچشی مذکور، ضریب ترک‌خوردگی پیچشی تیرها حائز اهمیت بوده و لذا باید این ضریب برای هریک از تیرها به درستی محاسبه شود. جزئیات محاسبه ضریب ترک‌خوردگی پیچشی تیرها در پرسش شماره ۱-۲ ارائه شده است.



شکل ۱-۳: اجرای کنسول از طریق تیرهای بتنی طره‌ای

تذکر ۱: درصورتی که از روش تیرهای طره‌ای استفاده می‌شود و خصوصاً زمانی‌که تیرهای فرعی E و F، باربر نیز باشند لازم است تدابیر مقتضی جهت کنترل برش ایجاد شده در تیرهای اصلی C و D و همچنین تیرهای اصلی G و H اتخاذ گردد. در این حالت و البته در مواردی که اتصال تیر فرعی به تیر اصلی به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شود، به تفسیر بند ۱۱-۶-۵-۲ آبا (آیین‌نامه بتن ایران؛ تجدیدنظر دوم؛ جلد اول؛ نشریه شماره ۱-۱۲۰ سازمان برنامه و بودجه کشور؛ ویرایش ۱۴۰۰) مراجعه شود.

تذکر ۲: در مواردی که همانند شکل‌های ۱-۲ و ۱-۳، تیری به‌عنوان تکیه‌گاه دال طره‌ای یا تیرهای طره‌ای عمل می‌کند لازم است به کنترل خیز و لرزش ناحیه کنسول توجه ویژه شود. در این موارد، صلبیت پیچشی تیر تکیه‌گاهی نقش قابل‌توجهی در میزان خیز و وضعیت لرزش ناحیه کنسول دارد. هرچه صلبیت پیچشی این تیر، کمتر و دوران پیچشی آن بیشتر باشد، خیز و لرزش ناحیه کنسول نیز افزایش می‌یابد. صلبیت پیچشی تیر تکیه‌گاهی تابع ابعاد این تیر و نیز ضریب اصلاح سختی پیچشی آن است که مؤکداً متذکر می‌شود باید این ضریب به درستی محاسبه شود.

۱-۸ چگونه می‌توان در نرم‌افزار ETABS، ضابطهٔ بند ۳-۱-۴(ب) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ را برای ستون‌های بتن‌آرمه کنترل نمود؟

مطابق بند ۳-۱-۴ (ب) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های منظم در پلان، ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی باید تحت اثر ۱۰۰ درصد نیروی زلزله یک امتداد و ۳۰ درصد نیروی زلزله امتداد دیگر طراحی شوند؛ لیکن درصورتی که نیروی محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد موردنظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد آن ستون، معاف از ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهد بود. این بررسی باید برای هر دو نیروی محوری کششی و فشاری ستون انجام شود. متذکر می‌گردد درصورتی که ساختمان، نامنظم در پلان محسوب شود این معافیت مصداق نداشته و لازم است سازه و شالوده ساختمان، تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ طراحی شوند. در سازه‌های بتن‌آرمه عملاً تمامی ستون‌ها، ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی هستند؛ مگر آنکه در امتدادی از سازه، ستون یا ستون‌هایی غیر باربر لرزه‌ای محسوب شده باشند.

جهت تسهیل چگونگی انجام بررسی این معافیت، جزئیات آن در قالب عملیات گام به گام به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

گام اول: لازم است ترکیب‌بارهایی ایجاد شوند که صرفاً شامل بارهای زلزله مطابق جدول ۱-۱ است.

تذکر: عبارت 0.6AI)D) در ترکیب‌بارهای جدول ۱-۱ مربوط به اثر نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازهٔ ساختمان در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد است که باید در تعیین نیروی محوری ناشی از زلزله در ستون‌ها

لحاظ گردد. در سایر نواحی لرزه‌خیزی، عبارت مذکور از ترکیب‌بارهای فوق حذف می‌گردد. توجه شود، در بررسی این ضابطه عنوان گردیده، "نیروی محوری ناشی از زلزله" که مطابق ضابطه بند ۶-۱۱-۱۲-۲ مبحث ششم، نیروی زلزلهٔ طرح، E، ترکیبی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان (E_h) و اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان (E_v) به‌صورت $E = \rho E_h \pm E_v$ است. همچنین علامت ± در عبارت (0.6AI)D مربوط به لحاظ نمودن اثر نیروی قائم ناشی از زلزله در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین است تا ستون‌ها تحت حداکثر نیروهای محوری فشاری و کششی بررسی شوند.

ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل استاتیکی	± (0.6AI)D ± ρxEX ± (0.6AI)D ± ρyEY
ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل دینامیکی	± (0.6AI)D + ρxSPX ± (0.6AI)D + ρySPY

جدول ۱-۱: ترکیب‌بارهای لازم جهت بررسی معاف یا عدم معاف بودن ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی از ضابطه ۳۰-۱۰۰

گام دوم: تمامی ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی انتخاب و در منوی تنظیمات طراحی قاب بتنی، پنجره دستور View/Revise Overwrites، ضرایب Sway Moment و NonSway Moment عدد بسیار کوچکی نظیر ۰/۰۰۰۰۱ معرفی شوند (شکل ۱-۴). همچنین Consider Minimum Eccentricty در حالت No تنظیم شود تا نرم‌افزار از لنگر خمشی نظیر با خروج از مرکزیت حداقل، صرف‌نظر نموده و بررسی مربوطه صرفاً تحت نیروی محوریِ تنها انجام شود.

08	Moment Coefficient (Cm Major)	1
09	Moment Coefficient (Cm Minor)	1
10	NonSway Moment Factor (Dns Major)	0.00001
11	NonSway Moment Factor (Dns Minor)	0.00001
12	Sway Moment Factor (Ds Major)	0.00001
13	Sway Moment Factor (Ds Minor)	0.00001
14	Consider Minimum Eccentricity?	No

شکل ۱-۴: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Overwrites در ETABS

گام سوم: در بخش منوی طراحی قاب بتنی، در پنجره دستور Select Design Combinations، ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول، آنهایی‌که شامل نیروی زلزله افقی مربوط به یکی از دو امتداد متعامد سازه است را فعال و سایر ترکیب‌های بارگذاری را غیرفعال نمایید. سپس تمامی ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی انتخاب شوند و دستور طراحی اجرا گردد. ستون‌هایی که DCR آنها کمتر از ۰/۲ باشد از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف هستند و نیازی به بررسی آنها تحت اثر زلزله امتداد دیگر سازه نیست؛ لیکن ستون‌هایی که DCR آنها برابر یا بیش از ۰/۲ باشد باید تحت اثر زلزله امتداد دیگر سازه نیز بررسی شوند. برای این منظور، این ستون‌ها انتخاب شوند و سپس ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول، آنهایی‌که شامل نیروی زلزله افقی امتداد دیگر سازه است فعال و سایر ترکیب‌بارها غیرفعال شوند. با اجرای مجدد دستور طراحی، از بین ستون‌هایی که برای بررسی زلزله امتداد دوم انتخاب شده‌اند، آنهایی که DCR کمتر از ۰/۲ داشته باشند از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف خواهند شد؛ لیکن ستون‌هایی که DCR آنها کماکان برابر یا بیش از ۰/۲ باشد همان‌هایی هستند که تحت اثر زلزله هر دو امتداد، دارای DCR برابر یا بیش از ۰/۲ هستند و لذا باید تحت شرایط ۳۰-۱۰۰ طراحی شوند.

پی‌نوشت: استاندارد ASCE7 در نسخ مختلف خود (۲۰۱۰، ۲۰۱۶ و ۲۰۲۲) مقرر می‌نماید درصورتی که نیروی محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هر دو امتداد متعامد ساختمان (و نه صرفاً یک امتداد) کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، آن ستون، معاف از ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهد بود. توصیهٔ این کارگروه آن است که به‌جای ضابطهٔ مذکور در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، از ضابطهٔ استاندارد ASCE7 استفاده شود. در این حالت، روش بررسی نیز ساده‌تر خواهد بود. بدین‌صورت که در گام سوم، نیازی به بررسی ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی، تحت زلزله هر امتداد به‌صورت جداگانه نخواهد بود. به‌عبارتی، کلیه

ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول، همگی فعال و سایر ترکیب‌های بارگذاری غیر فعال می‌شوند. سپس تمامی ستون‌های قرار گرفته در محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی انتخاب شوند و دستور طراحی اجرا گردد. ستون‌هایی که DCR آنها کمتر از ۰/۲ باشد از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف هستند و ستون‌هایی که DCR آنها برابر یا بیش از ۰/۲ باشد مشمول طراحی تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهند شد.

۱-۹ آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی متوسط را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟

نیروی برش طرح ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط، مطابق بند ۹-۲۰-۵-۳-۴ مبحث نهم تعیین می‌شود. نرم‌افزار ETABS به‌طور خودکار نیروی برشی مقرر در بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱-الف و ب را محاسبه می‌کند. لیکن علاوه بر موارد مذکور، برش نظیر با لنگر خمشی اسمی (M_n) تیرهای متصل به ستون را نیز تعیین و کوچکترین سه مقدار مذکور را مبنای طراحی قرار می‌دهد؛ درحالی‌که مبحث ۹ و ACI318 صرفاً برش حاصل از بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱-الف و ب، هر کدام کوچکتر باشد را به‌عنوان برش طرح ستون‌های مذکور مقرر می‌نمایند. به منظور حذف برش نظیر با M_n تیرهای متصل به ستون لازم است از مدل نهایی‌شدهٔ سازه، یک کپی تهیه و در فایل کپی مقدار آرماتور فوقانی و تحتانی کلیه تیرها در پنجره معرفی اطلاعات آرماتور تیرها (شکل ۱-۵) مقدار بزرگی نظیر ۱۰۰ سانتی‌متر مربع معرفی شود. با این کار، M_n تیرها و به تبع آن برش ستون نظیر با این مقادیر M_n، عدد بسیار بزرگی خواهد شد و هنگامی که نرم‌افزار، کوچکترین سه مقدار مذکور را تعیین می‌کند، برش نظیر با M_n تیرها حذف خواهد گردید.

تذکر ۱: مبحث ۶ مقررات ملی در بند ۳-۱۲-۱۱-۶ عنوان می‌کند مقدار نیروی تشدید یافته در هر عضو لازم نیست از نیرویی که بر اساس تحلیل ظرفیتی یا تحلیل غیر خطی با استفاده از مقادیر مورد انتظار مشخصات مصالح، امکان ایجاد در عضو را دارد بیشتر در نظر گرفته شود. بدیهی است درصورت انجام تحلیل‌های مذکور اگر برشی کمتر از برش مقرر در بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱-الف و ب حاصل شود می‌توان آن را مبنای طراحی قرار داد، لیکن برش نظیر با M_n تیرهای متصل به ستون که آن‌هم برمبنای مشخصات اسمی و نه مورد انتظار مصالح مصرفی تعیین می‌شود را نمی‌توان لزوماً برش حاصل از تحلیل ظرفیتی سازه تلقی نمود.

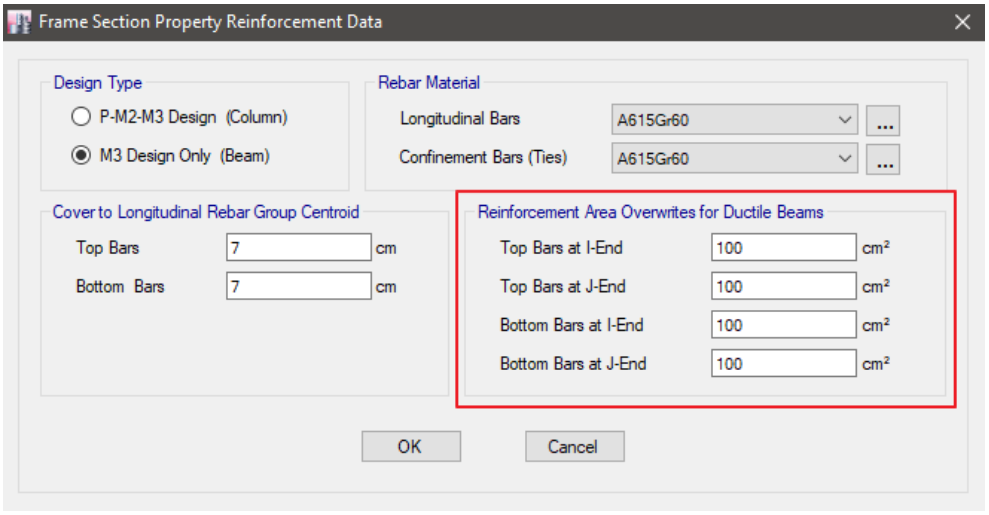
تذکر ۲: به منظور محاسبه برش حاصل از ترکیب‌بارهای تشدیدیافته لازم است طراح در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) را نظیر با سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه معرفی نماید (شکل ۱-۶).

۱-۱۰ آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟

بله. نرم‌افزار ETABS به‌طور خودکار نیروی برشی طرح ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه را مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ مبحث نهم تعیین و در طراحی آرماتورهای برشی منظور می‌نماید. لیکن ضوابط آرماتورهای عرضی مقرر در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳ مبحث ۹ توسط برنامه اعمال نمی‌گردد. لذا لازم است هنگام تعیین جزئیات نهایی آرماتورهای عرضی ستون‌های ویژه، ضوابط مذکور توسط طراح رعایت گردد.

۱-۱۱ آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی تیرهای بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟

در قاب‌های خمشی متوسط، ETABS تعیین نیروی برش طرح و طراحی آرماتورهای برشی را بر مبنای ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۲-۴-۱-الف انجام می‌دهد. نظر به آنکه بند ۹-۲۰-۵-۲-۴-۱، کوچکترین مقدار حاصل از



شکل ۱-۵: پنجره معرفی اطلاعات آرماتور تیرها در نرم‌افزار ETABS

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Omega0	3
08	Design System Rho	1

شکل ۱-۶: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Prefrences در ETABS

موارد الف و ب ذیل آن بند را به‌عنوان مبنای طراحی، مقرر می‌دارد، روش کار ETABS بسته به شرایط، ممکن است صحیح یا محافظه‌کارانه باشد؛ بنابراین قابل قبول محسوب می‌گردد. در قاب‌های خمشی ویژه، ETABS طراحی آرماتورهای برشی را بر مبنای موارد ۱ و ۲ ذیل، هرکدام A_v/S بیشتری ارائه دهد انجام می‌دهد:

۱) طراحی آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۴ و با لحاظ شدن ضریب کاهش مقاومت برشی، برابر با مقداری که برای Phi (Shear and/or Torsion) در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی معرفی شده است (شکل ۱-۷). مقدار این ضریب در مبحث نهم، ACI318 و پیش‌فرض برنامه برابر ۰/۷۵ است.

۲) طراحی آرماتورهای برشی تحت بزرگترین برش حاصل از ترکیب‌های بارگذاری و با در نظر گرفتن ضریب کاهش مقاومت برشی، برابر با مقداری که برای Phi (Shear Seismic) در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی معرفی شده است (شکل ۱-۷). مقدار این ضریب در پیش‌فرض برنامه برابر ۰/۶ است.

11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	0.85

شکل ۱-۷: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Prefrences در ETABS

مبحث ۹ در بند ۹-۷-۴-۵-الف، شرایطی را معرفی نموده که درصورت وقوع آن باید ضریب کاهش مقاومت برشی برابر ۰/۶ منظور گردد، لیکن عملاً برای تیرهای عضو قاب خمشی ویژه، این شرایط هیچ‌گاه مصداق نیافته و لذا ضریب مذکور همواره ۰/۷۵ می‌باشد. بدین ترتیب، آنچه برنامه بر اساس مورد ۲ انجام می‌دهد صحیح نیست. جهت برطرف ساختن خطای مشروح باید هنگام طراحی آرماتور برشی تیرهای ویژه، مقدار ضریب Phi (Shear Seismic) نیز برابر ۰/۷۵ معرفی گردد.

فصل ۲: پرسش‌های مربوط به دیوارهای بتن آرمه (برشی، حائل)

۲-۱ جهت مش‌بندی دیوارهای برشی، ابعاد مش‌ها چگونه اختیار گردد؟ آیا نسبت ابعادی مش‌ها مهم است؟

در تحلیل با استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود، جهت اجرای مش‌بندی باید ابعاد مش‌ها به اندازه‌ای کوچک باشد که در صورت کوچکتر شدن مجدد این ابعاد، تغییر محسوسی در نتایج ایجاد نشود. بدین منظور توصیه می‌شود ابعاد مش‌ها برای دیوار در هر دهانه، برابر با یک‌پنجم تا یک‌دهم طول دیوار در دهانه موردنظر اختیار گردد؛ مضافاً آنکه مش‌بندی به‌گونه‌ای انجام شود که دیوار در هر دهانه و در هر یک از دو راستای طولی و ارتفاعی خود حداقل به سه جزء مش تقسیم شده باشد. درخصوص نسبت ابعادی مش‌ها نیز پیشنهاد می‌شود مش‌بندی به‌گونه‌ای انجام شود که مش‌ها حتی‌المقدور مربعی باشند. به‌عبارتی نسبت ابعادی آنها برابر یا نزدیک به ۱ و حداکثر برابر ۲ در نظر گرفته شود. برای مش‌های مثلثی این نسبت به‌صورت نسبت بزرگترین به کوچکترین ضلع اندازه‌گیری می‌شود.

۲-۲ ضرایب ترک‌خوردگی مربوط به سختی‌های درون‌صفحه و عمود بر صفحهٔ دیوارهای برشی چه مقدار است و چگونه به دیوار تخصیص یابد؟

مطابق جدول ۹-۶-۲-الف مبحث نهم، ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی، نظیر با سختی دورن صفحه دیوار در حالت ترک‌خورده و ترک‌نخورده به ترتیب برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷ مقرر گردیده است. همچنین می‌توان به‌جای استفاده از ضرایب مذکور، ضریب اصلاح سختی دیوارها را بر مبنای جدول ۹-۶-۲-ب تعیین نمود. در پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی دیوارها، ضرایب فوق از طریق گزینه f22 به دیوار تخصیص می‌یابد (مشروط بر آنکه محورهای محلی دیوار، توسط کاربر دوران داده نشده باشد).

درخصوص ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوارهای برشی توصیه می‌شود مطابق آنچه در TBI (Tall Buildings Initiative) بیان گردیده، مقدار ضریب اصلاح سختی برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. در پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی دیوارها این ضریب توسط گزینه‌های m11، m22 و m12 به دیوار معرفی می‌شود.

۲-۳ آیا لازم است در دو انتهای دیوارهای برشی، المان ستون مدل شود؟

خیر.

۲-۴ درصورتی که دیوار برشی دارای اجزای مرزی (المان مرزی) باشد، آیا لازم است اجزای مرزی دیوار توسط المان ستون مدل شوند؟

خیر.

۲-۵ درصورتی که دیوار برشی، دارای المان ستون در دو انتهای خود باشد (ستون‌های مرزی)، ضرایب اصلاح سختی این ستون‌های مرزی چه مقدار است و چگونه معرفی می‌شود؟

دیوار برشی دمبلی شکل، مطابق شکل ۲-۱ را در نظر می‌گیریم. فرض شود نحوه قرارگیری ستون‌های مرزی دو انتهای دیوار به‌گونه‌ای است که محورهای محلی ۲ و ۳ آنها، مطابق شکل ۲-۱ است.

شکل ۲-۱: محورهای محلی ستون‌های مرزی دیوار

در شکل ۲-۱، سختی خمشی حول محور ۳ ستون، نظیر با سختی درون‌صفحه دیوار می‌باشد. در این حالت لازم است، هر ضریبی که جهت اصلاح سختی دیوار از طریق گزینه f22 به آن معرفی شده است درون‌صفحه بر روی I33 و نیز A ستون‌های دو انتهای دیوار (گزینه اصلاح

سختی محوری) نیز معرفی شود. سختی خمشی حول محور ۲ ستون، متناظر با سختی خارج صفحه دیوار است. مقدار ضریب اصلاح سختی خمشی مذکور که بر روی I22 ستون‌های دو انتهای دیوار معرفی می‌شود به عوامل متعددی از جمله وجود یا عدم وجود قاب خمشی در راستای متعامد دیوار و جزئیات آرماتورگذاری موردنظر در این ستون‌های مرزی وابسته است. لذا انتخاب این ضریب بر عهده مهندس طراح است. به‌عنوان مثال ممکن است طراح این ضریب را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار، برابر با ۰/۲۵ و یا این ضریب را مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها برابر با ۰/۷ منظور نماید. درصورتی که این ضریب، مشابه ستون‌ها در نظر گرفته می‌شود لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل‌پذیری سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه در راستای عمود بر صفحه دیوار رعایت گردد.

۲-۶ درصورتی که دیوار برشی، دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود باشد آیا لازم است این ستون‌ها به‌صورت مستقل طراحی شوند؟

ستون‌های مرزی دیوارهای برشی در عملکرد درون‌صفحه دیوار، بخشی از دیوار محسوب گشته و با دیوار کاملاً یکپارچه می‌باشند و نمی‌توان آنها را ستون‌هایی مستقل در نظر گرفت. لذا تحت ترکیب‌بارهای دارای نیروهای زلزله در امتداد صفحه دیوار، این ستون‌ها نباید به‌صورت مستقل طراحی شوند؛ لیکن تحت ترکیب‌بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای خارج صفحه دیوار باید این ستون‌ها طراحی شوند. در این حالت اگر طراح، ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی حول محور نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار (مثلاً ۰/۲۵) در نظر گرفته باشد الزامی به رعایت جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل‌پذیری سیستم مقاوم لرزه‌ای در راستای عمود بر صفحه دیوار نیست. لیکن درصورتی که ضریب مذکور، مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها، برابر با ۰/۷ منظور شده باشد لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل‌پذیری سیستم مقاوم لرزه‌ای در راستای عمود بر صفحه دیوار نیز رعایت گردد.

۲-۷ در دیوارهای برشی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند، ابعاد ستون‌های فرضی و ضریب اصلاح سختی آنها چگونه در نظر گرفته شود؟

در این نوع دیوارها، جهت تحلیل و بررسی سازه در امتداد صفحه دیوار، ستونی در دو انتهای دیوار مدل نخواهد شد؛ لیکن جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند لازم است در دو انتهای دیوار، ستون‌هایی فرضی مدل شود (این کار ممکن است در فایل جداگانه‌ای انجام گردد). پیشنهاد می‌شود عرض این ستون‌ها برابر با ضخامت دیوار و طول آنها بر مبنای کوچکترین مقدار حاصل از موارد زیر تعیین شود:

الف) طول المان مرزی درصورت وجود؛

ب) بیشترین دو مقدار ۲۵ سانتی‌متر و ۳/۳۳ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب متوسط باشد؛

پ) ۲/۵ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب ویژه باشد؛

ت) عرض تیر متصل به دیوار بعلاوهٔ دو برابر ضخامت دیوار در هر سمت تیر که از لبهٔ تیر محاسبه می‌شود.

درخصوص ضریب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی، نظیر با سختی خارج صفحه دیوار، برخی از طراحان معتقدند به‌دلیل آنکه در عمل، ستونی در محل مذکور وجود ندارد لازم است از همان ضریب اصلاح سختی خمشی عمود بر صفحه دیوار، برابر با ۰/۲۵ استفاده شود. لیکن نظر برخی دیگر آن است که اگر در

محدوده مذکور، شرایط آرماتورگذاری ستون‌ها به‌طور کامل رعایت شده باشد می‌توان این ضریب را مشابه ستون‌ها برابر با ۰/۷ و درغیر اینصورت، مشابه سختی خارج صفحه دیوار، برابر ۰/۲۵ در نظر گرفت.

۲-۸ آیا لازم است در دیوارهای برشی، المان تیر مدل شود؟

بین المان‌های دیوار برشی عملاً تیری وجود نداشته و با اجرای آرماتورگذاری مشابه تیرها یا بعضاً افزودن آرماتور در این ناحیه، رفتار ناحیه مذکور، مشابه تیرها نخواهد شد. از این رو توصیه می‌شود تا حد امکان از مدل‌سازی این تیرها بین المان‌ها یا پنل‌های دیوار خودداری شود؛ خصوصاً آنکه مدل‌سازی المان تیر غیر مفصلی در این نواحی موجب تشکیل سختی مضاعف در ناحیه مذکور می‌گردد. لیکن در مواردی‌که به تشخیص طراح، نیاز به مدل‌سازی این تیرها باشد ضرورتی به طراحی این تیرها، تأمین ضوابط شکل‌پذیری و اجرای آرماتورهای عرضی مربوط به تیرها در ناحیه مذکور نیست. متذکر می‌گردد جهت بررسی ضابطه ۲۵ درصد سیستم‌های دوگانه (ضابطه استاندارد ۲۸۰۰) الزامی مبنی بر مدل کردن و حضور این تیر نمی‌باشد.

تذکر: در مواردی که یک عضو جمع‌کننده (collector) در امتداد صفحه دیوار به آن متصل می‌شود، تأمین طول مهاری مستقیم یا قلاب‌کردن آرماتورهای عضو مذکور در المان مرزی (در صورت وجود) یا ناحیه انتهایی دیوار کافی نبوده و باید حداقل برخی از آرماتورهای عضو مذکور تا انتهای دیوار ادامه یابند. اگرچه قطع برخی آرماتورهای عضو جمع‌کننده در داخل دیوار امکان‌پذیر است، لیکن نظر به آنکه محاسبه محل قطع آرماتورهای مذکور در داخل دیوار دشوار است، توصیه این کارگروه آن است که بدون بررسی بیشتر، تمامی آرماتورهای عضو جمع‌کننده تا انتهای دیوار ادامه یابند.

۲-۹ در دیوارهای برشی دمبلی شکل که نواحی تعریض شدهٔ انتهای دیوار از طریق المان ستون (ستون‌های مرزی) مدل می‌شوند، آیا نیازی به لحاظ نمودن ضریب اصلاح، به‌دلیل هم‌پوشانی دیوار و ستون‌های مرزی وجود دارد؟

مطابق با پاسخ مربوط به پرسش ۲-۲، ضریب اصلاح سختی درون‌صفحه دیوار از طریق گزینه f22 به دیوار معرفی می‌شود و به‌صورت توأم، هر دو سختی خمشی و محوری دیوار را کاهش می‌دهد؛ درحالی‌که مبحث نهم و دیگر آیین‌نامه‌های معتبر، صرفاً اصلاح سختی خمشی دیوار را مقرر نموده‌اند. نظر به آنکه در نرم‌افزار به‌طور ناخواسته و غیر ضروری، سختی محوری دیوار نیز بعضاً به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد، اعمال یک ضریب کاهش دیگر که ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون است، ضرورت ندارد.

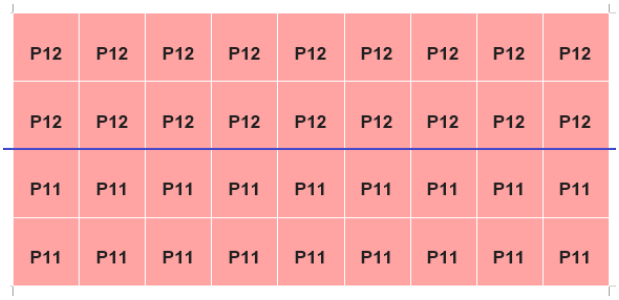
درخصوص سختی خمشی خارج صفحه دیوار نیز مطابق با پاسخ مربوط به سوال ۲-۶، درصورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی دو انتهای دیوارهای دمبلی، نظیر با سختی خارج صفحه دیوار، برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته می‌شود نیاز به اعمال ضریب کاهش مضاعف، ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون نمی‌باشد؛ لیکن درصورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی، برابر ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود باید ضریب کاهش ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون نیز اعمال گردد. همچنین بسته به ابعاد ناحیه هم‌پوشانی می‌توان برای ستون‌های مذکور، ضریب اصلاح جرم و وزن نیز معرفی نمود.

۲-۱۰ با توجه به عدم وجود پردازنده خاص طراحی دیوارهای حائل در نرم‌افزار ETABS، آیا معرفی Pier Label به دیوارهای حائل و طراحی آنها به‌مانند دیوارهای برشی صحیح است؟

نرم‌افزار ETABS جهت طراحی دیوارهای بتن‌آرمه صرفاً نیروهای داخلی دیوار در مقطع فوقانی و تحتانی هر Pier در هر طبقه را مبنای طراحی قرار می‌دهد. نظر به آن‌که

حداکثر لنگر طرح در دیوارهای حائل، اغلب در وسط ارتفاع دیوار ایجاد می‌گردد توصیه می‌شود برای دیوارهای حائل در هر طبقه، حداقل از دو نام Pier متفاوت برای نیمه فوقانی و تحتانی دیوار استفاده شود؛ به‌عبارتی نام Pier، از وسط ارتفاع طبقه تغییر یابد (شکل ۲-۲-ب). درخصوص چگونگی تعیین نام Pier ها برای دیوارهای حائلی که در یک طبقه، در دهانه‌های مجاور یکدیگر قرار دارند به‌طور معمول می‌توان برای هر دهانه از نام Pier مستقل استفاده نمود؛ به‌عبارتی نام Pier ها را برای هر دهانه تغییر داد و لذا دیوارها در دهانه‌های متوالی و مجاور، دارای نام Pier های متفاوت و مختص به خود باشند. لیکن با توجه به آنکه نرم‌افزار برای کلیه اجزای با نام Pier مشترک، جمع جبری کل نیروها در امتداد طول دیوار را مبنای طراحی قرار می‌دهد، در شرایطی که مقادیر نیروها در طول دیوار، تغییرات قابل‌توجه داشته باشد، انتخاب نام Pier مشابه برای کل طول دیوار در یک دهانه مناسب نبوده و لازم است بسته به شرایط، در طول یک دهانه نیز از دو یا چند نام Pier جداگانه استفاده شود.

(الف) استفاده از یک نام Pier واحد برای کل ارتفاع دیوار بین دو طبقه متوالی



(ب) تغییر نام Pier از وسط ارتفاع طبقه

شکل ۲-۲: نام‌گذاری Pier ها در دیوارهای حائل

۲-۱۱ آیا در مدل‌سازی دیوارهای حائل لازم است ستون‌های بتن‌آرمه، بین پنل‌های دیوارهای حائل مدل شوند؟

درصورتی که ستون، هم‌ضخامت با دیوار حائل باشد و به‌صورت کامل در دیوار مدفون باشد عملاً بخشی از دیوار محسوب گشته و لذا در این حالت، المان ستون مدل نخواهد شد؛ لیکن درصورتی که بُعد ستون، عمود بر سطح دیوار، بیش از ضخامت دیوار باشد لازم است المان ستون مدل شود. در این حالت با توجه به ابعاد ناحیه مشترک ستون و دیوار لازم است وزن المان ستون و نیز در برخی حالات، سختی ستون به شرح ذیل اصلاح گردد.

الف) ضریب اصلاح سختی خمشی نظیر با خمش خارج صفحه دیوار: این ضریب را می‌توان مشابه با ضریب اصلاح سختی خارج صفحه دیوار، برابر ۰/۲۵ یا مشابه با ضریب اصلاح سختی ستون‌ها، برابر ۰/۷ در نظر گرفت. درصورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های بین پنل‌های دیوار، برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته می‌شود، نیاز به اعمال ضریب کاهش مضاعف ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون نمی‌باشد. لیکن درصورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مذکور، برابر ۰/۷ منظور می‌گردد باید ضریب کاهش ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون نیز اعمال گردد. در این حالت، ضریب اصلاح سختی نهایی از حاصل‌ضرب ضریب ۰/۷ در ضریب کاهش ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون تعیین می‌گردد.

ب) ضریب اصلاح سختی خمشی نظیر با خمش داخل صفحه دیوار: نظر به آنکه ضریب اصلاح سختی درون‌صفحه دیوار از طریق گزینه f22 به دیوار معرفی می‌شود و همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، این ضریب به‌صورت توأم، هر دو سختی خمشی و محوری را کاهش می‌دهد، به‌طور ناخواسته و غیرضروری، سختی محوری دیوار نیز بعضاً به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد؛ درحالی‌که مبحث نهم و دیگر آیین‌نامه‌های معتبر صرفاً

اصلاح سختی خمشی دیوار را مقرر نموده‌اند. بر این اساس، اعمال یک ضریب کاهش مضاعف که ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون است ضرورت ندارد.

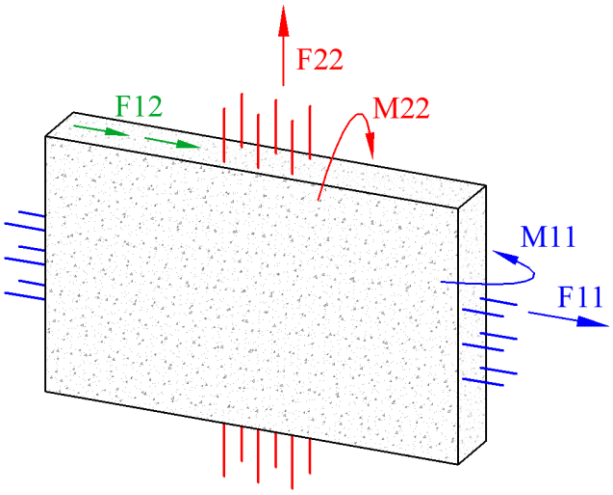
تذکر ۱: با توجه به نوع عملکرد دیوارهای حائل و شباهت رفتار آنها تحت فشار جانبی خاک، به رفتار دال‌ها تحت بارهای ثقلی، توصیه می‌شود دیوارهای حائل، همانند دال‌ها مش‌بندی شوند. همچنین توصیه می‌شود از مش‌بندی با ابعاد کوچکتر استفاده شود.

تذکر ۲: در مواردی که بین پنل‌های دیوار، المان ستون مدل می‌شود نیازی به معرفی Pier Label برای این ستون‌ها نمی‌باشد.

۲-۱۲ آرماتورهای افقی دیوارهای حائل چگونه باید طراحی شوند و آیا ETABS قادر است این آرماتورها را طراحی نماید؟

نظر به آنکه نرم‌افزار ETABS، فاقد پردازنده طراحی دیوارهای حائل است و با توجه به آنکه آرماتورهای برشی افقی Pier ها صرفاً بر مبنای برش ایجاد شده در امتداد طولی دیوار طراحی می‌شوند، اثرات ناشی از فشار جانبی خاک عمود بر سطح دیوار و نیز برخی دیگر از تلاش‌هایی که لازم است در طراحی آرماتورهای افقی دیوارهای حائل مدنظر قرار گیرد، در روند طراحی ETABS در نظر گرفته نمی‌شود.

نرم‌افزار ETABS جهت محاسبه برش دیوار، از مجموع مقادیر F12 درطول Pier استفاده می‌کند (شکل ۲-۳). لذا اثرات ناشی از لنگر طولی (M11)، لنگر پیچشی (M12) و نیز نیروهای محوری در راستای طولی دیوار (F11) نادیده گرفته می‌شود. عوامل مختلفی می‌توانند موجب ایجاد نیروهای محوری افقی در دیوار شوند. به‌عنوان مثال، در دیوارهای متقاطع، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی ناشی از اندرکنش دیوارها بر روی یکدیگر موجب تشکیل نیروهای محوری افقی در آنها می‌شود. همچنین درصورت تفاوت در مقادیر بارهای خارج صفحه دیوار در ارتفاع یا طول آن (اعم از فشار جانبی خاک یا اثر اندرکنش دیوارهای متقاطع بر روی یکدیگر)، لنگرهای پیچشی M12 ایجاد می‌گردد.



شکل ۲-۳: مؤلفه‌های نیرو و لنگر در المان دیوار

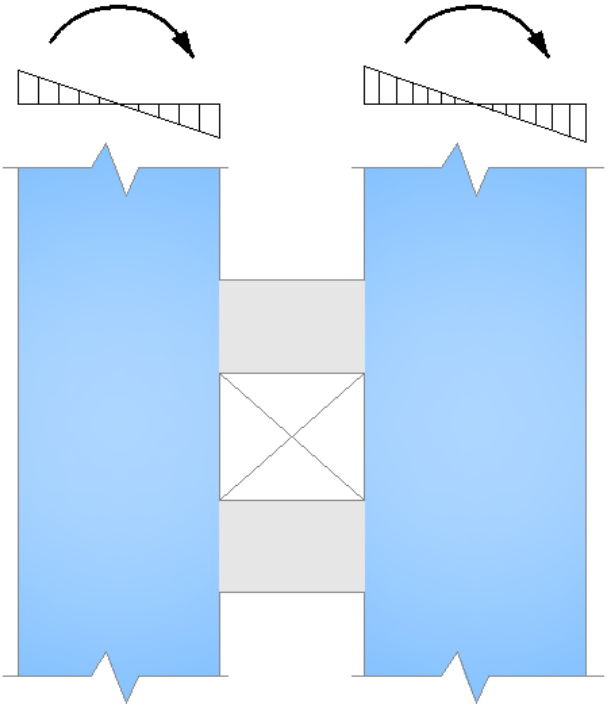
درصورتی که طراحی آرماتورهای افقی و قائم دیوارهای حائل، صرفاً تحت لنگرهای M11 و M22 انجام شود، اثرات نیروهای محوری قائم و اندرکنش آن با لنگر دیوار در طراحی آرماتورهای قائم، و اثرات ناشی از F11، F12 و M12 در طراحی آرماتورهای افقی دیوارهای حائل، نادیده گرفته خواهد شد. با استفاده از قابلیت طراحی Pier ها می‌توان آرماتورهای قائم دیوارهای حائل را با احتساب کلیه تلاش‌های ایجاد شده در دیوار طراحی نمود؛ لیکن طراحی آرماتورهای افقی دیوارهای حائل توسط برنامه انجام نمی‌شود و لازم است طراح، تحت کلیه تلاش‌های ایجاد شده، آرماتورهای افقی دیوار را طراحی نماید. بدین منظور می‌توان از روش مشروح در راهنمای نرم‌افزار SAP نیز استفاده نمود.

تذکر: با توجه به آنکه رفتار دیوارهای حائل تحت فشار جانبی خاک به‌نوعی مشابه با رفتار دال‌ها تحت بارهای قائم است مؤکداً توصیه می‌شود حداقل آرماتورهای افقی و قائم دیوار، مشابه با دال‌ها منظور گردد.

۲-۱۳ نام‌گذاری دیوارهای برشی هم‌بسته (بازشودار) در نرم افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟

دیوارهای برشی هم‌بسته، مجموعه‌ای متشکل از دو یا

چند قطعهٔ دیواری هستند که توسط اعضای افقی به نام تیر همبند (Spandrel, Coupling Beam) به یکدیگر متصل و به‌صورت همبسته عمل می‌کنند. اگرچه این دیوارها به‌واسطهٔ حضور تیر همبند، عملکردی همبسته دارند، لیکن هر یک از دیوارها در این مجموعه، نیروهای داخلی مستقلی داشته که باید تحت این نیروها طراحی شوند (شکل ۲-۴). سهم نیروی هریک از دیوارها به ابعاد آنها و نیز سختی تیر همبند بستگی دارد. در مواردی ممکن است به‌دلیل سختی قابل ملاحظهٔ تیر همبند و البته میزان سختی دیوارها شرایطی ایجاد شود که نتوان برای دیوارها عملکرد مستقلی قائل شد. در این حالت، کل مجموعه، یک دیوار واحد تلقی می‌گردد.

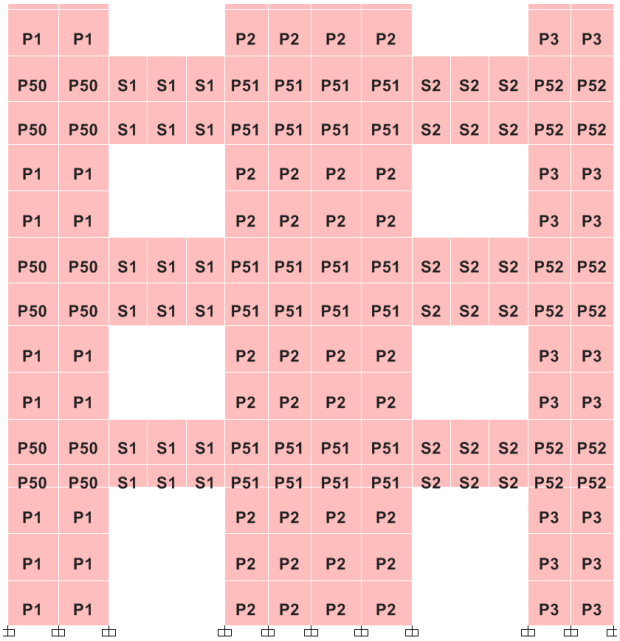


شکل ۲-۴: لنگرهای مستقل هر یک از دیوارپایه‌ها در یک دیوار همبسته

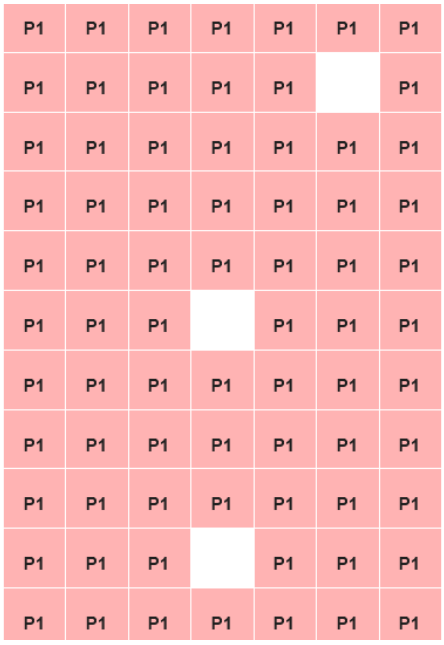
جهت نام‌گذاری و معرفی Pier Label برای دیوارپایه‌ها باید برای هر یک از دیوارهای طرفین بازشوها از Label هایی با نام‌های متفاوت استفاده شود (شکل ۲-۵).

در بررسی وضعیت ترک‌خوردگی هر یک از اجزای دیوارهای همبسته، هر یک از اجزا در هر طبقه ممکن است ضرایب اصلاح سختی متفاوتی بسته به شرایط ترک‌خوردگی خود داشته باشند.

تذکر: ممکن است در یک دیوار برشی، بازشوهای تأسیساتی کوچکی پیش‌بینی شده باشد. به‌طور معمول در این موارد، دیوار عملاً در ردیف دیوارهای همبسته قرار نمی‌گیرد و یک دیوار واحد محسوب می‌شود. لذا برای تمامی اجزای آن از یک نام‌گذاری واحد استفاده می‌گردد (شکل ۲-۶). تشخیص شرایط مذکور، از جمله کوچک بودن ابعاد بازشوها تابع نظر طراح است.



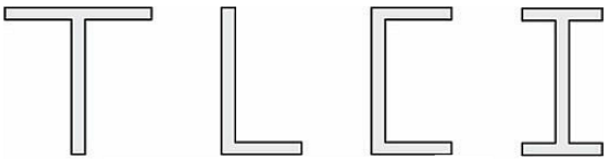
شکل ۲-۵: معرفی *Pier Label* و *Spandrel Label* ها در دیوارهای همبسته



شکل ۲-۶: معرفی *Pier Label* در دیوارهای با بازشوهای تأسیساتی کوچک

نکات تکمیلی درخصوص دیوارهای بال‌دار:

منظور از دیوارهای بال‌دار، دیوارهایی با مقاطع I، C، L، T، باکس و نظایر آنها است (شکل۲-۷). به‌منظور نام‌گذاری این دیوارها می‌توان برای تمامی اجزای دیوار از یک Label مشابه استفاده نمود (شکل ۲-۸-الف)، یا به‌طور محافظه‌کارانه (و البته در جهت سهولت کار) برای هریک از اجزای دیوار، نام‌گذاری متفاوتی در نظر گرفت (شکل ۲-۸-ب). درصورتی که طراح قصد دارد کل مقطع



شکل ۲-۷: معرفی برخی از مقاطع دیوارهای بال‌دار

دیوار را به‌صورت یکپارچه طراحی نماید (شکل ۲-۸-الف) لازم است از محل دستور زیر، کل مقطع دیوار بال‌دار را معرفی و سپس مقطع ترسیم شده را به دیوار موردنظر، تخصیص دهد.

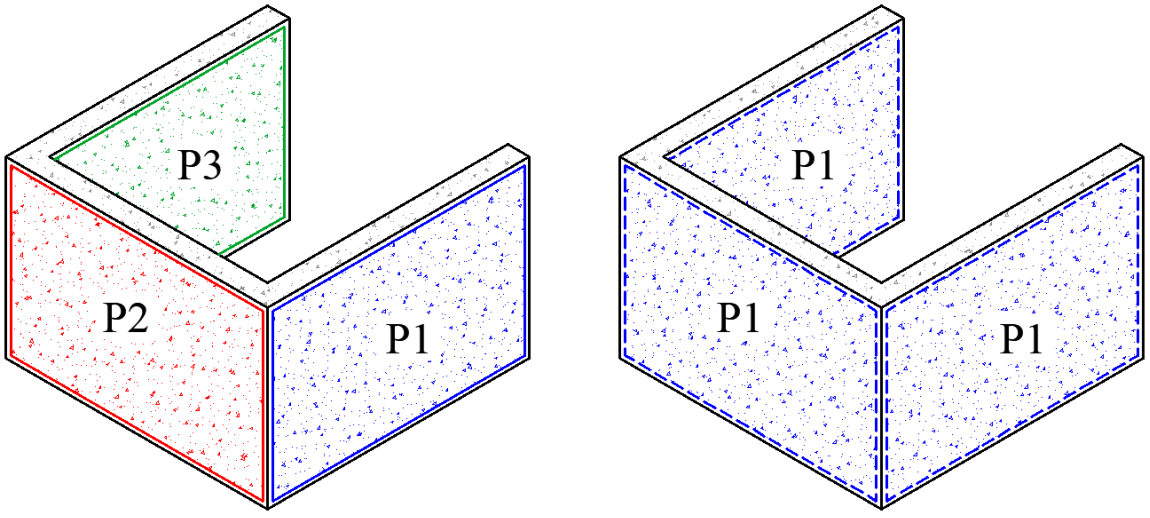
Design > Shear Wall Design > Define General Pier Sections

در این حالت، مطابق بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ مبحث ۹، در طبقاتی که بخشی از بال یا بال‌ها به‌عنوان عرض مؤثر محسوب می‌شوند، مقطع ترسیمی مذکور باید فقط شامل جان یا جان‌ها همراه با عرض مؤثر بال یا بال‌ها باشد و نباید کل بال دیوار، در مقطع ترسیم شود. تشخیص آنکه کدام اجزای دیوار به‌عنوان بال یا جان محسوب می‌شوند به امتداد اعمال نیروهای زلزله وابسته است. لذا در طبقات مذکور لازم است دو مقطع جداگانه ترسیم گردد که در آنها بسته به امتداد نیروی زلزله موردنظر (امتداد X یا Y نیروهای زلزله)، بال(ها) و جان(ها) متفاوت هستند. در مواردی که نحوه قرارگیری دیوار در پلان به‌صورتی است که بال(ها) یا جان(ها) در امتداد محورهای اصلی متعامد ساختمان قرار ندارند یا در مواردی که تشخیص صحیح بال(ها) و جان(ها) مقدور نیست، از روش نام‌گذاری شکل ۲-۸-ب استفاده شود. در دیوارهای برشی هم‌بسته، نحوه نام‌گذاری Pier ها به شرایط دیوار از جمله تعداد و محل قرارگیری بازشوها نیز بستگی دارد و لازم است طراح با توجه به شرایط موجود، نحوه نام‌گذاری اجزای مختلف دیوار را تعیین نماید. به‌عنوان مثال، برای دیوار بال‌دار شکل ۲-۹ می‌توان کل مجموعه دیوار را به دو بخش جداگانه تقسیم و نام‌گذاری Pier ها را مطابق با شکل ۲-۹-الف انجام داد و یا می‌توان اعضای دیوار را مطابق با شکل ۲-۹-ب نام‌گذاری نمود. در مواردی که تعداد و محل قرارگیری بازشوها به‌صورتی باشد که امکان ترکیب بخش‌های مختلف دیوار و تخصیص یک نام واحد برای آنها وجود نداشته باشد، یا ابهاماتی درخصوص نام‌گذاری واحد برای چند بخش وجود داشته باشد توصیه می‌شود نام‌گذاری دیوار، مطابق شکل ۲-۱۰ انجام شود.

تذکر: در مواردی که در محل تلاقی دو Pier، ستون مرزی وجود داشته باشد این ستون، هر بار با یکی از Pier های مجاورش نامگذاری مشترک شود و به‌عنوان بخشی از آن دیوار طراحی گردد. نهایتاً هرکدام که آرماتورهای بزرگتری برای ستون مرزی ارائه دهد، مبنا قرار گیرد. به‌عنوان مثال، در شکل ۲-۱۱ در محل تلاقی دیوارهای P2 و P3، ستون مرزی وجود دارد. یک‌بار این ستون‌های مرزی، P2 نام‌گذاری شود و به‌عنوان بخشی از دیوار P2 طراحی شود و یک‌بار هم جداگانه P3 نامگذاری شود و به‌عنوان بخشی از دیوار P3 طراحی شود. آرماتورهای طولی تعیین‌شده برای ستون مذکور در این دو حالت، هرکدام بیشتر باشد مبنای ارائه آرماتورهای طولی آن در نقشه‌های اجرایی خواهد بود.

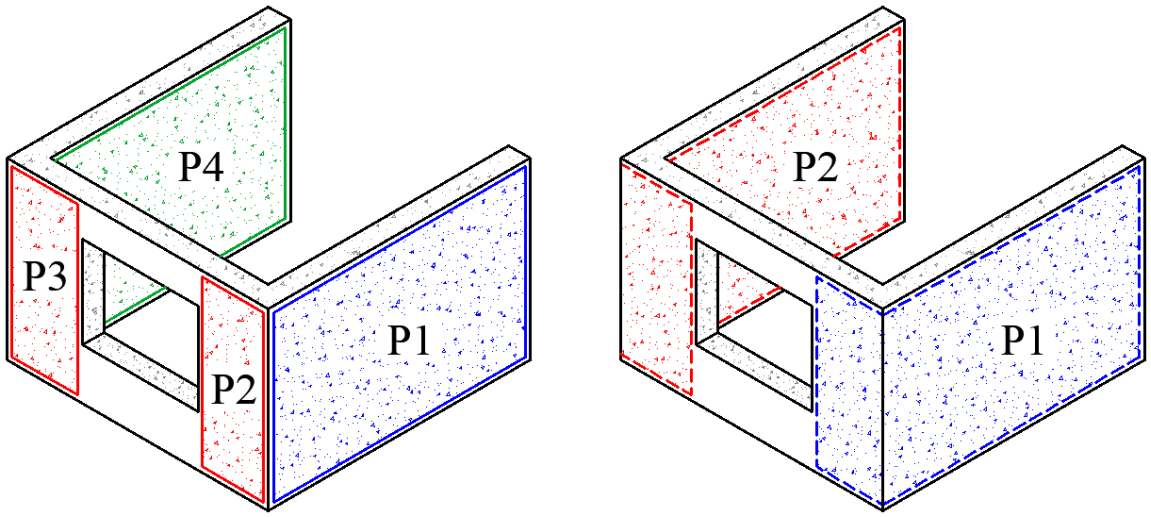
۲-۱۴ آیا به‌منظور مدل‌سازی تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS می‌توان از المان Frame استفاده نمود؟

همان‌طور که در پرسش ۲-۱۳ اشاره شد، منظور از تیر هم‌بند، قطعه‌ای افقی است که دو دیوار برشی بتن‌آرمه را به یکدیگر متصل و موجب عملکرد هم‌بستهٔ آن دو دیوار می‌گردد. درصورتی که جهت مدل‌سازی تیر هم‌بند از المان Frame استفاده شود، انتقال لنگر بین تیر هم‌بند



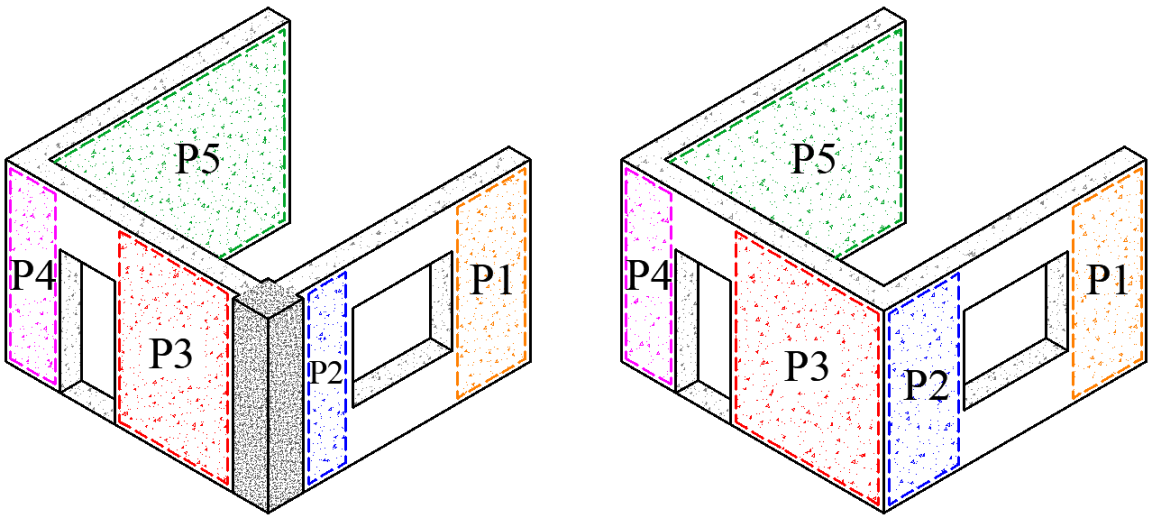
(الف) (ب)

شکل ۲-۸: روش‌های معرفی ***Pier Label*** در دیوارهای بال‌دار



(الف) (ب)

شکل ۲-۹: روش‌های معرفی ***Pier Label*** در دیوارهای بال‌دار دارای بازشو



شکل ۲-۱۰: معرفی ***Pier Label*** در دیوارهای بال‌دار دارای بازشوهای متعدد

شکل ۲-۱۱: معرفی ***Pier Label*** در دیوارهای بال‌دار دارای بازشوهای متعدد، همراه با ستون مرزی در کُنج‌ها

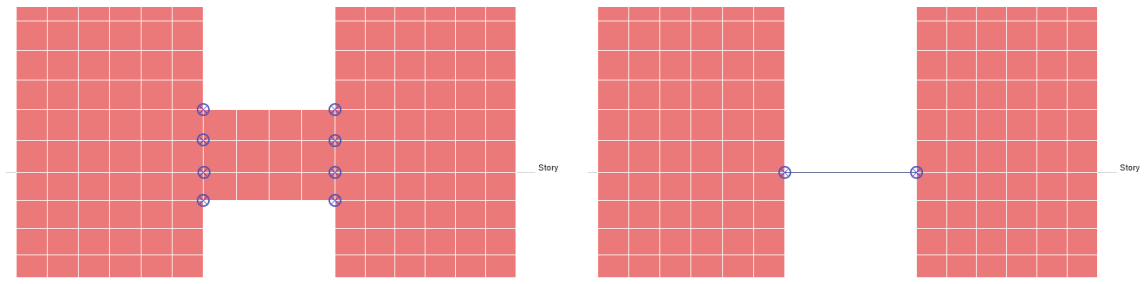
و دیوارهای طرفین به‌طور صحیح انجام نشده و این موضوع می‌تواند بر روی پاسخ‌های سیستم از جمله مقادیر لنگر ایجاد شده در تیر هم‌بند و نیز لنگرهای دیوار، تأثیر نادرست داشته باشد؛ لذا دقت نتایج، کاهش می‌یابد. دلیل اصلی این موضوع آن است که اگر تیر هم‌بند از طریق المان Frame مدل شود صرفاً به‌واسطهٔ یک گره به دیوار متصل شده و گیرداری کامل بین تیر هم‌بند و دیوار، آن‌گونه که باید و انتظار می‌رود ایجاد نخواهد شد (شکل ۲-۱۲-الف). درصورتی که اگر تیر هم‌بند از طریق المان Shell مدل شود، بسته به ارتفاع تیر هم‌بند، اتصال و انتقال لنگر به دیوارهای طرفین از طریق چند گره برقرار خواهد بود (شکل ۲-۱۲-ب). بر این اساس لازم است مدل‌سازی تیر هم‌بند از طریق المان Shell انجام شود.

تذکر: در مواردی که به‌دلیل برخی ملاحظات، نیاز به مدل‌سازی تیر هم‌بند از طریق المان Frame باشد (از جمله بررسی رفتار غیرارتجاعی تیر هم‌بند در تحلیل‌های غیر خطی و معرفی Hinge های آن)، یا بعضاً استفاده از المان Frame اجتناب ناپذیر باشد، به‌کارگیری المان Frame بلامانع است. در این حالت توصیه می‌شود به‌منظور کاهش خطای مدل‌سازی ناشی از اتصال تیر هم‌بند از طریق صرفاً یگ گره به المان دیوار، درصورتی که در محل اتصال، ستون‌های مرزی (نواحی پهن شده در انتهای دیوار که به‌طور معمول از طریق المان ستون مدل می‌شوند) وجود ندارند، المان Frame معرف تیر هم‌بند، به‌اندازه یک مش وارد دیوار شود (شکل ۲-۱۳).

۲-۱۵ آیا طراحی آرماتورهای برشی تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS صحیح انجام می‌شود؟

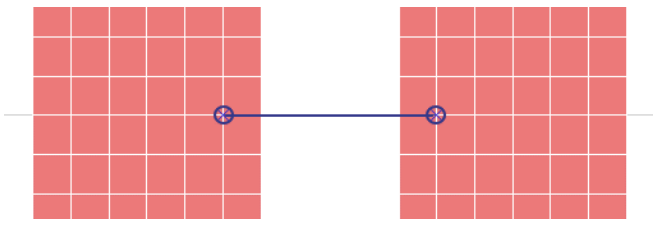
مطابق با بند ۹-۲۰-۷-۵ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، جهت تأمین مقاومت برشی تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی بتن‌آرمه، بسته به شرایط تیر هم‌بند، ممکن است از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع یا از آرماتورهای برشی قائم، مشابه آرماتور برشی تیرها استفاده شود.

نرم‌افزار ETABS بدون اطلاع از این‌که برمبنای کدام یک از روش‌های فوق، تیر هم‌بند در برابر برش مسلح می‌شود هر دو نوع آرماتورهای قطری متقاطع و آرماتورهای برشی قائم را جداگانه تحت برش ضریب‌دار تیر هم‌بند طراحی می‌کند؛ درحالی‌که صرفاً بر اساس یکی از این دو روش و نه هر دو به‌صورت توأم، ظرفیت برشی مقطع تأمین می‌گردد. در این خصوص لازم است



(الف) از طریق المان Frame؛ روش نادرست (ب) از طریق المان Shell

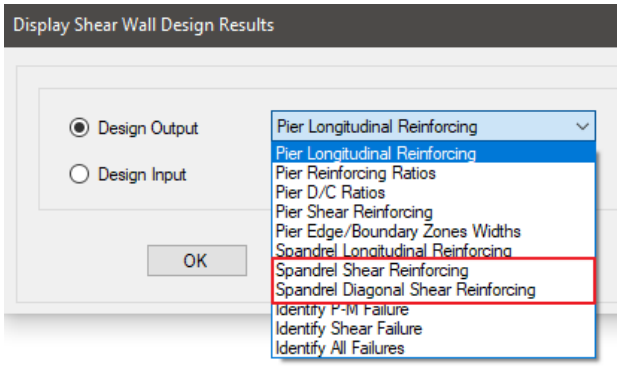
شکل ۲-۱۲: مدل‌کردن تیر هم‌بند دیوارهای برشی



شکل ۲-۱۳: مدل کردن تیر هم‌بند از طریق المان Frame و وارد شدن آن به‌اندازهٔ یک مش به داخل دیوارهای طرفین

طراح، موارد زیر را مدنظر داشته باشد:

الف) در مواردی که تیر همبند، مشمول شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۱ مبحث نهم می‌شود و باید مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قائم تأمین گردد، آرماتور برشی ارائه شدهٔ ETABS (خروجی دستور Spandrel Shear Renforcing) صحیح نبوده لازم است طراحی آرماتورهای برشی قائم تیرهای همبند مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ مبحث نهم توسط طراح انجام شود. همچنین در این حالت، آرماتور برشی قطری و خروجی مربوط به دستور Spandrel Diagonal Shear Reinforcing کاربرد ندارد (شکل ۲-۱۴).



شکل ۲-۱۴: پنجره درخواست نمایش نتایج طراحی دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS

ب) در مواردی که تیر همبند، مشمول شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۲ مبحث نهم بوده و باید مقاومت برشی آن از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین گردد، آرماتورهای مذکور بر مبنای حداکثر برش حاصل از ترکیب بارها محاسبه می‌شوند و مقدار آنها از خروجی دستور Spandrel Diagonal Shear Renforcing قابل مشاهده است. در این حالت، تعیین مقدار آرماتورهای قائم تیر همبند، مستقل از مقدار برش این تیر بوده و لذا خروجی دستور Spandrel Shear Renforcing کاربرد ندارد. متذکر می‌گردد هنگامی که مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین می‌گردد، مطابق بند ۹-۷-۴-۵-ت، ضریب کاهش مقاومت برشی باید برابر ۰/۸۵ در نظر گرفته شود.

پ) در مواردی که تیر همبند، مشمول شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۳ مبحث نهم می‌شود مقاومت برشی تیر همبند را می‌توان از طریق آرماتورهای برشی قطری یا آرماتورهای برشی قائم، بسته به نظر طراح تأمین نمود. در این حالت اگر مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قائم تأمین می‌گردد، روش کار عیناً مشابه توضیحات مشروح در بند الف و اگر مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین می‌گردد، روش کار عیناً مشابه توضیحات مشروح در بند ب می‌باشد.

بنابراین،خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing در هیچ‌یک از حالات فوق کاربرد نداشته و قابل قبول نمی‌باشد.

۲-۱۶ مقدار ضریب اصلاح سختی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار، چه میزان در نظر گرفته شود؟

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن‌آرمه، ضریب اصلاح سختی یا ضریب ترک‌خوردگی معرفی نکرده است؛ لیکن همانند دیوارپایه‌ها، معرفی ضریب اصلاح سختی برای اجزای افقی دیوار یا همان تیرهای همبند نیز ضرورت دارد. این ضریب را می‌توان همانند سایر تیرهای بتنی، برابر با ۰/۳۵ در نظر گرفت و یا بر مبنای مقادیر ارائه شده و پیشنهادی در سایر مراجع عمل نمود.

ATC72-1(2010) درخصوص سختی مؤثر تیرهای همبند دیوارهای برشی عنوان می‌کند، در تیرهای همبند با شرایط $L_n/h \geq 2$، تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی، ناشی از خمش بوده و استفاده از $I_{eff} \approx 0.15I_g$ و $G \approx 0.4E$ را پیشنهاد نموده است. در تیرهای همبند که $L_n/h \leq 1.4$ است، تغییرشکل‌های ناشی از خمش و برش حدوداً یکسان بوده، رفتار غیر ارتجاعی تیر، عمدتاً ناشی از برش است. در این حالت، استفاده از $I_{eff} \approx 0.15I_g$ و $G \approx 0.1E$ پیشنهاد شده است (مدول برشی در این حالت، معادل ۰/۲۵ مدول برشی در حالت معمول است). در روابط

مذکور، L_n، طول دهانه خالص تیر هم‌بند و h، ارتفاع آن می‌باشد (شکل ۲-۱۵).

به‌منظور اصلاح سختی خمشی داخل صفحهٔ تیرهای هم‌بند لازم است از محل دستور زیر، ضریب f11 آنها برابر با مقدار موردنظر معرفی شود.

Assign > Shell > Stiffness Modifiers ...

همچنین نظر به آنکه در مدل‌سازی، مقدار مدول برشی بتن برای تمامی اعضا یکسان در نظر گرفته می‌شود، اصلاح سختی برشی نیز از طریق ضریب f12 لحاظ گردد. مطابق توضیحات مشروح، ضرایب پیشنهادی ATC72-1 درخصوص سختی مؤثر تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی به شرح جدول ۲-۱ است.

$L_n/h \geq 2$	$I_{eff} \approx 0.15 I_g$ $G = 0.4E$	f11= 0.15 f22=f12=1
$L_n/h \leq 1.4$	$I_{eff} \approx 0.15 I_g$ $G = 0.1E$	f11= 0.15 f22=1 f12=0.25

جدول ۲-۱: ضرایب پیشنهادی ATC72-1 برای سختی مؤثر تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی

برای تیرهای هم‌بند با نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، بین ۱/۴ تا ۲، از درون‌یابی خطی استفاده شود. در این حالت، ضرایب f11=0.15 و f22=1 ثابت بوده، صرفاً ضریب f12، بین مقادیر ۰/۲۵ و ۱/۰ درون‌یابی خطی می‌شود. متذکر می‌گردد در تیرهای هم‌بند، ضریب اصلاح مربوط به f22 در تمامی حالات، برابر ۱/۰ است.

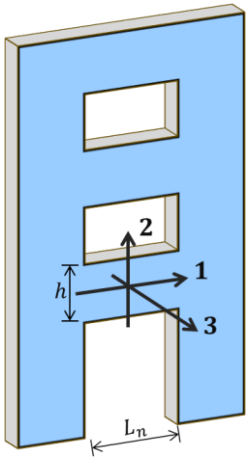
TBI (Tall Building Initiative)، راهنمای طراحی بر اساس عملکرد ساختمان‌های بلند، سختی مؤثر تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی را برای تمامی حالات به شرح جدول ۲-۲ معرفی می‌کند.

سختی مؤثر برشی	سختی مؤثر خمشی
$0.4E_cA_g$	$0.07\left(\frac{l_n}{h}\right)E_cI_g \leq 0.3E_cI_g$

جدول ۲-۲: ضرایب پیشنهادی TBI برای سختی مؤثر تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی

بر این اساس لازم است برای تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی، ضریب f11، برابر با مقدار $0.07\left(L_n/h\right) \leq 0.3$ و ضرایب f12 و f22، برابر با ۱/۰ معرفی شوند.

تذکر ۱: معرفی ضرایب اصلاح سختی تیر هم‌بند به شرح فوق در نرم‌افزار، مبتنی بر آن است که کاربر، محورهای محلی تیر هم‌بند را دوران ندهد و امتداد آنها مطابق پیش‌فرض برنامه باقی بماند (شکل ۲-۱۵).



شکل ۲-۱۵: محورهای محلی تیر هم‌بند دیوارهای برشی، مطابق پیش‌فرض نرم‌افزار ETABS

تذکر ۲: ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه تیرهای هم‌بند دیوارهای برشی (m11، m22 و m12) مشابه ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه اجزای قائم دیوار در طرفین تیر هم‌بند، معرفی شود.

فصل ۳: پرسش‌های مربوط به دال‌ها و دیافراگم‌ها

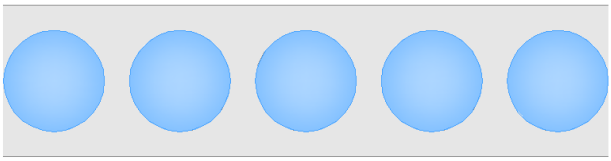
پیش از پرداختن به پرسش‌های مرتبط با مبحث دال‌ها ابتدا اصطلاحات زیر معرفی می‌گردد:

دال مجوف یک پوش: آن دسته از دال‌های مجوف هستند که صرفاً دارای دال پوششی فوقانی (*top slab*) بوده و به‌طور معمول، حفره‌ها در زیر سقف، قابل مشاهده می‌باشند (شکل ۳-۱).

شکل ۳-۱: دال مجوف یک پوش

دال مجوف دو پوش: آن دسته از دال‌های مجوف هستند که دارای هر دو دال پوششی فوقانی (*top slab*) و تحتانی (*bottom slab*) بوده و حفره‌ها در داخل سقف قرار می‌گیرند (شکل ۳-۲).

(الف): دال مجوف دو پوش با قالب‌های مکعبی



(ب): دال مجوف دو پوش با قالب‌های کروی

شکل ۳-۲: دال مجوف دو پوش

۳-۱ جهت محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال‌ها در نرم‌افزار SAFE آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی اعضا معرفی شود؟

با توجه به آنکه محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال‌ها بر مبنای تحلیل‌های غیر خطی در نرم‌افزار SAFE انجام می‌شود و در تحلیل‌های غیر خطی، سختی مؤثر دال‌ها و تیرها ناشی از ترک‌خوردگی آنها به‌طور دقیق محاسبه می‌شود نباید به دال‌ها و تیرها ضریب اصلاح سختی تخصیص داده شود، لیکن درخصوص اصلاح سختی ستون‌ها و دیوارهای برشی باید مطابق بند ۹-۶-۶-۲-۲ مبحث نهم عمل شود. متذکر می‌گردد سختی عمود بر صفحهٔ دیوارها و به تبع آن، ضریب اصلاح سختی که برای آنها در نظر گرفته می‌شود حائز اهمیت فراوان بوده و نقش مؤثری در نتایج این تحلیل خواهد داشت.

همچنین لازم است موارد زیر رعایت گردد:

۱- درصورتی که دال موردنظر از نوع دال‌های مجوف دو پوش باشد که توسط یک دال تو پُر مدل می‌شود، معرفی ضرایب تبدیل سختی مقطع تو پر به مقطع تو خالی ضرورت دارد.

۲- در تعریف مشخصات تیرها در پنجره دستور مربوطه نباید گزینه No Design فعال شود.

۳- نظر به آنکه آرماتورهای خمشی دال در روند تحلیل غیر خطی و محاسبه سختی مؤثر دال نقش دارند، معرفی ترکیب‌بارهای مربوط به طراحی آرماتورهای دال و نیز انجام تنظیمات مربوط به طراحی دال ضرورت دارد.

به‌منظور مدل‌سازی تیرها در تحلیل ترک‌خوردگی و محاسبه خیز دال‌ها می‌توان به دو روش عمل نمود. روش اول آن است که تیرها توسط المان خطی مدل شوند. در این حالت، نظر به هم‌پوشانی تیرها و دال لازم است بر روی ممان اینرسی و وزن تیر، ضریب اصلاح معرفی شود. روش دیگر آن است که به‌جای استفاده از المان خطی، از المان سطحی با عرض و ضخامت تیر استفاده شود. در این حالت نیاز به اصلاح سختی و وزن تیر به‌دلیل هم‌پوشانی تیر و دال نمی‌باشد.

۳-۲ در مواردی که در SAFE یا ETABS قصد طراحی آرماتورهای دال و محاسبات مربوط به خمش و برش، تحت بارهای ثقلی و جانبی دال را داریم آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی

اعضا معرفی شود؟

هنگامی‌که تحلیل بر مبنای روش‌های غیر خطی مربوط به تحلیل ترک‌خوردگی و محاسبه خیز دال نمی‌باشد لازم است ضرایب اصلاح سختی خمشی کلیه اعضا معرفی شود. در این حالت، ضریب اصلاح سختی دال‌ها برابر ۰/۲۵، تیرها برابر ۰/۳۵ و ستون‌ها برابر ۰/۷ می‌باشد. همچنین می‌توان ضرایب مذکور را مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث ۹ تعیین نمود. درخصوص ضریب اصلاح سختی داخل‌صفحه و عمود بر صفحه دیوارهای بتن‌آرمه به پرسش ۲-۲ مراجعه شود. درصورتی که دال موردنظر از نوع دال‌های مجوف دو پوش باشد که توسط یک دال تو پُر مدل می‌شود لازم است ضرایب تبدیل سختی مقطع تو پر به مقطع تو خالی نیز اعمال گردد.

تذکر: نرم‌افزار SAFE 16 به‌صورت خودکار بر روی سختی پیچشی تیرها ضریب ۰/۱ اعمال می‌کند. بر این اساس لازم است هنگام طراحی دال‌ها در SAFE، ضریب اصلاح سختی پیچشی، عددی تعریف شود که حاصل‌ضرب آن در ۰/۱، برابر با مقدار نهایی موردنظر شود. مثلاً اگر قرار است برای تیری ضریب اصلاح سختی پیچشی در هنگام تحلیل، برابر ۰/۳۵ در نظر گرفته شود باید این ضریب برای تیر موردنظر ۳/۵ معرفی شود.

۳-۳ به‌منظور طراحی آرماتور دال‌های بتن‌آرمه از نرم‌افزار ETABS استفاده شود یا SAFE ؟

درصورت استفاده از نرم‌افزار ETABS نسخه ۱۶ و بالاتر که قابلیت طراحی آرماتور دال‌ها را دارا می‌باشند، می‌توان دال کلیه طبقات را در یک فایل ETABS طراحی نمود. حال آنکه درصورت تمایل به طراحی دال‌ها در SAFE، اول آنکه لازم است با توجه به تعداد طبقات، مقادیر بارهای کف و الگوهای تیپ‌بندی، چندین مدل جهت طراحی دال طبقات ایجاد شود و دوم آنکه در ارسال دال به SAFE، برخی از اطلاعات مدل، حذف یا تغییر می‌یابد و لذا لازم است در مدل SAFE اصلاحاتی صورت گیرد. از این رو پیشنهاد می‌گردد طراحی آرماتور دال‌ها در ETABS انجام شود.

استثناء: درخصوص دال‌های متشکل از تیرچه‌های یک‌طرفه (Ribbed Slab) و دال‌های مجوف یک پوش، نرم‌افزار ETABS 16 این نوع دال‌ها را به دالی تو پُر با ضخامت یکنواخت و برابر با ضخامت معادل دال مذکور تبدیل می‌کند و لذا طراحی این نوع دال‌ها را نادرست انجام می‌دهد. این مشکل در نسخه‌های ۲۰ و بالاتر نرم‌افزار ETABS برطرف شده است. بنابراین جهت طراحی دال‌های مذکور باید از نرم‌افزار ETABS 20 و بالاتر یا از نرم‌افزار SAFE استفاده شود.

تذکر: مدل‌سازی ناحیه صلب مشترک بین دال و ستون یا دیوار می‌تواند در نتایج طراحی دال‌ها (عمدتاً دال‌های تخت) تأثیرگذار باشد. SAFE، قابلیت مدل‌سازی این نواحی صلب را دارد، لیکن ETABS صرفاً در نسخه‌های ۱۸ و بالاتر، این قابلیت را دارا می‌باشد.

۳-۴ در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه از نوع دال-تیر، آیا سختی‌های خارج صفحهٔ دال در طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای مشارکت داده شود و آیا لازم است این دال‌ها تحت اثر تلاش‌های خارج صفحهٔ ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه طراحی شوند؟

نظر به آنکه لازم است سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای سازه (سیستم متشکل از تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و دیوارهای برشی) به تنهایی قادر به تحمل کل نیروهای زلزله و اقناع الزامات و محدودیت‌های مربوط به جابجایی‌های جانبی سازه باشد و با توجه به آنکه دال طبقات، بخشی از سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شود لازم است جهت طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای از اثر سختی خمشی خارج صفحهٔ دال صرف‌نظر گردد (مگر در مواردی که مطابق توضیحاتی که در ادامه ارائه شده است، سختی مذکور موجب کاهش سهم سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای از بارهای جانبی نشود).

بنابراین الزامی بر طراحی این نوع دال‌ها تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه وجود ندارد. صرفاً لازم است دال‌ها تحت اثر بارهای ثقلی، اثرات ناشی از نیروی قائم زلزله و نیز برای اثرات درون‌صفحهٔ ناشی از نیروهای زلزلهٔ مربوط به طراحی دیافراگم، طراحی شوند.

تذکر: دال‌ها در نقش دیافراگم، سیستم افقی مقاوم لرزه‌ای محسوب می‌گردند؛ اگرچه در سیستم‌های از نوع دال-ستون، بسته به شرایط ممکن است دال در باربری جانبی نیز مشارکت داشته باشد.

توضیحات تکمیلی:

در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال-تیر، بخشی از دال در مجاورت تیرها و در محدودهٔ عرض مؤثر، به‌عنوان بال تیر عمل نموده، سختی و مقاومت تیر را افزایش می‌دهد که مطابق با ضوابط مبحث ۹ و ACI318 لازم است این موضوع در روند محاسبات لحاظ گردد.

درصورتی که ارتفاع تیرها نسبت به ضخامت دال، چندان زیاد نباشد مشارکت دال در باربری جانبی سازه می‌تواند قابل‌توجه محسوب گردد. در این حالت بخشی از برش دال به‌طور مستقیم به ستون‌ها منتقل می‌شود و می‌توان انتظار داشت که علاوه بر قاب‌های تیر-ستونی، به نوعی قاب‌های دال-ستونی نیز تشکیل و بخشی از بارهای جانبی وارد بر سازه که سهم سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای است را جذب نماید. در این شرایط اگر هنگام مدل‌سازی از سختی خمشی دال‌ها صرف‌نظر نشود، سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای برای تحمل کل نیروهای جانبی نظیر با برش پایهٔ موردنظر، طراحی نخواهد شد که نادرست است. مطابق با ضوابط بندهای ۹-۱۰-۹-۱۱-۲ و ۹-۱۰-۹-۱۱-۳ مبحث ۹، در مواردی که ارتفاع تیرها در مقایسه با ضخامت دال به‌گونه‌ای باشد که رابطهٔ $\alpha_{f1}.L_2 / L_1 < 1$ برقرار باشد می‌توان انتظار تشکیل قاب‌های دال-ستونی و به تبع آن کاهش نسبی عملکرد قاب‌های تیر-ستونی را داشت. α_{f1}، L_1 و L_2 در مبحث ۹ معرفی شده‌اند (در مثال ۳-۱، نحوه محاسبهٔ $\alpha_{f1}.L_2 / L_1$ ارائه گردیده است). در مقابل، اگر ارتفاع تیرها به‌گونه‌ای اختیار شود که رابطهٔ $\alpha_{f1}.L_2 / L_1 \geq 1$ برقرار باشد، مشارکت دال در باربری جانبی، قابل‌توجه نبوده و انتظار تشکیل قاب‌های دال-ستونی نمی‌رود. لذا حتی اگر در مدل‌سازی از سختی خمشی دال‌ها صرف‌نظر نشود، عملاً کاهشی در سهم باربری جانبی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای ایجاد نخواهد شد. در این حالت انتظار می‌رود نتایج حاصل از مدلی که در آن تیرها به‌صورت مستطیلی مدل می‌شوند و از سختی خمشی دال صرف‌نظر نمی‌شود با نتایج مدلی که در آن تیرها با مقطع T و L (یا مستطیل معادل آنها؛ مطابق توضیحات مشروح ذیل بند ب) مدل می‌شوند و از سختی خمشی دال صرف‌نظر می‌شود، یکسان باشد. بر این اساس و با توجه به توضیحات فوق، جزئیات مدل‌سازی و طراحی به شرح ذیل می‌باشد.

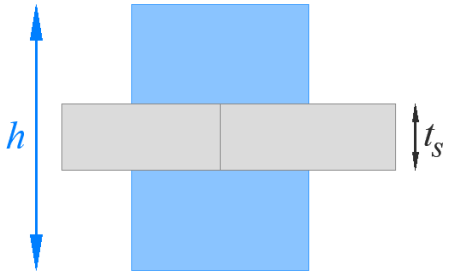
الف) تمامی تیرها شرط $\alpha_{f1}.L_2 / L_1 \geq 1$ را اقناع می‌نمایند

در این حالت، دال‌ها از نوع Shell مدل شوند و ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها برابر ۰/۲۵ معرفی گردد. بنابراین با توجه به آنکه اثر سختی دال به‌طور مستقیم لحاظ می‌گردد باید تیرها را با مقطع مستطیلی مدل نمود (عملکرد بال‌های تیر از طریق لحاظ نمودن سختی دال منظور می‌گردد). در این حالت به‌دلیل هم‌پوشانی دال و تیر در محدودهٔ عرض جان تیر، یک‌بار سختی تیر و یک‌بار سختی دال، به‌طور مضاعف محاسبه می‌شود که لازم است طراح در تعیین ضریب اصلاح سختی خمشی تیر، اثر این موضوع را لحاظ نماید. متذکر می‌گردد نرم‌افزار ETABS به‌صورت پیش‌فرض، دال را در وسط ارتفاع تیر و نه در محل واقعی آن در نظر می‌گیرد و لذا باید در محاسبه ضریب اصلاح سختی ناشی از هم‌پوشانی به این موضوع توجه شود. با فرض استفاده از ضریب ۰/۳۵ جهت اصلاح سختی خمشی تیرها و ضریب ۰/۲۵ جهت اصلاح سختی خمشی دال، ضریب اصلاح سختی خمشی نهایی تیرها با در نظر گرفتن اثر هم‌پوشانی مذکور، مطابق روابط ۳-۱ و ۳-۲

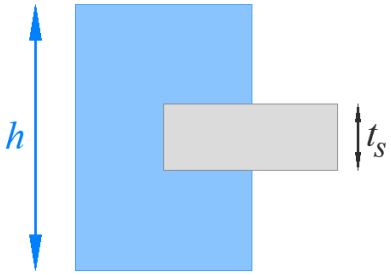
قابل تعیین است.

(۳-۱) ضریب اصلاح تیرهای میانی (شکل ۳-۳-الف) $0.35-0.25\left(\frac{t_s}{h}\right)^3$

(۳-۲) ضریب اصلاح تیرهای کناری (شکل ۳-۳-ب) $0.35-0.125\left(\frac{t_s}{h}\right)^3$



(الف): تیرهای میانی



(ب): تیرهای کناری

شکل ۳-۳: موقعیت قرارگیری تیر و دال نسبت به هم برای تیرهای میانی و کناری، مطابق پیش‌فرض ETABS

طراحی تمامی اعضای سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای غیر از موارد زیر و نیز طراحی دال‌ها در همین مدل انجام می‌شود، لیکن برای موارد زیر باید از مدل دیگری استفاده نمود.

۱) **طراحی آرماتور برشی تیرها:** در قاب‌های خمشی متوسط، مطابق بند ۹-۲۰-۵-۲-۴-۱-الف مبحث نهم، طراحی آرماتورهای برشی بر مبنای برش نظیر با لنگر خمشی مقاوم اسمی (M_n) دو انتهای تیر و در قاب‌های خمشی ویژه، مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ آن مبحث، طراحی آرماتورهای برشی بر مبنای برش نظیر با لنگر خمشی مقاوم محتمل (M_{pr}) دو انتهای تیر انجام می‌شود. به‌منظور محاسبه M_n و M_{pr}، اثر بال تیر و آرماتورهای موجود در این ناحیه در نظر گرفته می‌شود. از این رو با هدف طراحی آرماتور برشی تیرها از مدلی استفاده شود که در آن تیرها با مقطع T و L، یا مستطیل معادل آنها مدل می‌شوند. در این حالت، دال‌ها نیز باید یا به‌صورت Membrane مدل شوند و یا اگر از نوع Shell مدل می‌شوند، ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی گردد.

۲) **کنترل برش گره اتصال:** محاسبه برش گره اتصال در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه به ترتیب، مبتنی بر M_n و M_{pr} مقطع تیرها در مجاورت گره اتصال است. از این رو لازم است برای انجام این کنترل از مدل مشروح در بند الف-۱ استفاده شود، با این توضیح که در این کنترل باید تیرها با مقطع مستطیل معادل، مدل‌سازی شوند. علت آن است که معرفی مقطع تیرها به‌صورت T و L موجب می‌شود نرم‌افزار در تشخیص وضعیت محصورشدگی گره اتصال، دچار خطا شود و لذا کنترل برش گره اتصال نیز به‌طور صحیح انجام نشود.

۳) **کنترل حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها (تیرضعیف-ستون قوی)؛ موضوع بند ۹-۲۰-۶-۴ مبحث ۹:** در این کنترل نیز به دلیل نیاز به محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی دو انتهای تیر و ستون لازم است از مدل مشروح در بند الف-۱ استفاده شود.

تذکر ۱: در انجام موارد الف-۱ تا الف-۳ باید نکات مشروح در پرسش ۱-۵ نیز مدنظر قرار گیرد.

تذکر ۲: حتی در مواردی که شرایط بند الف برقرار باشد می‌توان از روش مشروح در بند ب استفاده نمود.

ب) تمامی یا برخی از تیرها شرط $\alpha_{f1}.L_2 / L_1 \geq 1$ را اقناع نمی‌نمایند

مطابق با توضیحاتی که پیش‌تر ارائه گردید، در این حالت مشارکت دال در باربری جانبی می‌تواند قابل‌توجه باشد. بر این اساس و با هدف جلوگیری از مشارکت سختی خمشی خارج صفحهٔ دال در باربری جانبی لازم است دال‌ها به‌صورت Membrane مدل شوند و یا اگر از نوع Shell مدل می‌شوند، ضرایب اصلاح سختی مربوط به

m11، m22 و m12 آنها مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی گردد؛ لیکن نظر به آنکه مطابق ضوابط مبحث نهم، بخشی از دال در مجاورت تیرها و در محدودهٔ عرض مؤثر، به‌عنوان بال تیر عمل نموده و سختی تیر را افزایش می‌دهد باید اثرات این بخش از دال در مشخصات تیرها منظور گردد. بدین منظور لازم است تیرها بر اساس یکی از دو روش زیر مدل شوند.

روش اول؛ معرفی مقطع تیرها به‌صورت T و L: تیرها بسته به شکل مقطعشان، عیناً با مقطع T و L مدل می‌شوند. توجه شود که در تعریف مقاطع T و L در نرم‌افزار، بال مقطع در ناحیه فوقانی تیر قرار گرفته باشد.

روش دوم؛ معرفی مقطع تیرها به‌صورت مستطیل معادل: تیرها با مقطع مستطیلی مدل می‌شوند، لیکن لازم است ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقطع T و L بر روی آنها اعمال گردد. متذکر می‌گردد این ضریب باید علاوه بر ضریب اصلاح سختی خمشی ناشی از ترک‌خوردگی اعمال شود. لذا در استفاده از این روش، ضریب اصلاح سختی خمشی نهایی از حاصل‌ضرب ضریب اصلاح سختی خمشی ناشی از اثرات ترک‌خوردگی، در ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقطع T یا L تعیین می‌شود.

ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع برای کلیه تیرها یکسان نبوده و به‌ازای مقاطع مختلف، متفاوت است. نظر به آنکه محاسبه و معرفی این ضریب برای هر یک از تیرها به‌صورت متفاوت، دشوار و زمان‌بر است می‌توان ضریب نهایی اصلاح سختی خمشی (حاصل‌ضرب ضریب نظیر با ترک‌خوردگی و ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقاطع T و L) را برای تمامی تیرهای مستطیلی معادل T، برابر با ۰/۵ و برای تمامی تیرهای مستطیلی معادل L، برابر با ۰/۴۵ در نظر گرفت. توضیح آنکه مطابق تفسیر بند R6.6.3.1.1 استاندارد ACI318-19 می‌توان ممان اینرسی مقطع T شکل را دو برابر ممان اینرسی مقطع مستطیلی جان آنها در نظر گرفت. بند 24.2.3.6 استاندارد مذکور نیز عنوان می‌کند ممان اینرسی مؤثر مقطع بر مبنای میانگین ممان اینرسی نظیر با لنگرهای مثبت و منفی مقطع در نظر گرفته شود که به‌دلیل نوع ترک‌خوردگی مقطع تحت لنگرهای مثبت و منفی، مقطعِ تحت لنگر مثبت به‌صورت T و مقطعِ تحت لنگر منفی، به‌صورت مستطیلی به عرض جان عمل می‌کند. بر این اساس، تحت لنگر مثبت، ضریب ۲ و تحت لنگر منفی ضریب ۱/۰ مصداق می‌یابد که متوسط آن، ضریب ۱/۵ خواهد بود. با اعمال این ضریب بر روی ضریب ترک‌خوردگی معمول که برابر ۰/۳۵ است، برای مقاطع T، ضریب نهایی تقریبی بر روی مقطع مستطیل معادل آنها برابر ۰/۵ خواهد شد ($1.5\times0.35=0.525\approx0.5$). به همین منوال برای مقاطع L تحت لنگر مثبت، ضریب ۱/۵ و تحت لنگر منفی همان ضریب ۱/۰ مصداق می‌یابد که متوسط آن ضریب ۱/۲۵ است. با اعمال این ضریب بر روی ضریب ترک‌خوردگی معمول که برابر ۰/۳۵ است، ضریب نهایی تقریبی بر روی مقطع مستطیل معادل آنها برابر ۰/۴۵ خواهد شد ($1.25\times0.35=0.437\approx0.45$).

تذکر ۱: بر اساس مدل بند ب و معرفی تیرها بر اساس هر یک از روش‌های مشروح در این بند، طراحی تمامی اعضای سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای در همین مدل انجام می‌شود، لیکن جهت طراحی آرماتورهای خمشی و البته پیچشی تیرها باید از مدل دیگری استفاده نمود. توضیح آنکه با مدل‌کردن تیرها بر اساس روش بند ب، اثر قسمتی از دال که در عرض مؤثر تیر قرار گرفته و به‌عنوان بال تیر عمل می‌کند به‌طور مستقیم در طراحی آرماتورهای خمشی تیر لحاظ می‌گردد و از طرفی آرماتورهای خمشی دال که جداگانه بر مبنای طراحی دال تعیین می‌شوند و در محدوده بال تیر قرار می‌گیرند نیز عملاً به آرماتورهای خمشی تیر اضافه شده و منجر به افزایش ناخواستهٔ ظرفیت خمشی تیر خواهند شد. با هدف طراحی صحیح‌تر آرماتورهای خمشی و البته آرماتورهای پیچشی تیرها لازم است صرف‌نظر از مقدار $\alpha_{f1}.L_2/L_1$ تیرها، از مدلی به شرح روش بند الف

استفاده شود. طراحی دال‌ها نیز باید بر اساس مدل مشروح در بند الف انجام شود.

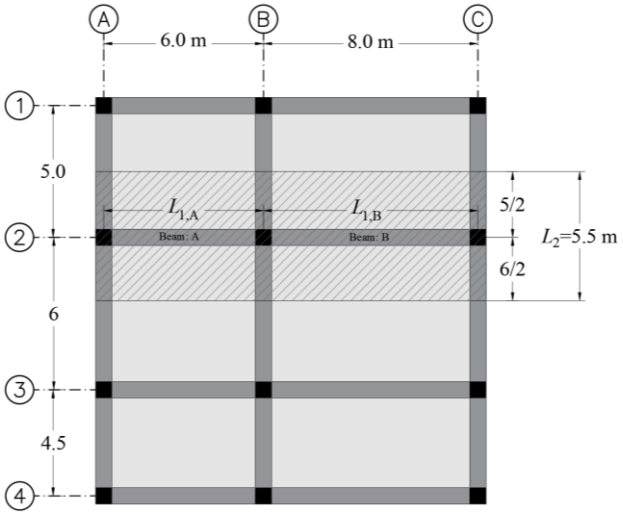
تذکر ۲: به‌منظور طراحی آرماتور برشی تیرها، کنترل برش گره اتصال و نیز کنترل تیر ضعیف-ستون قوی باید مطابق بندهای الف-۱ تا الف-۳ و با رعایت توضیحات مشروح در پرسش ۱-۵ عمل شود.

در استفاده از روش بندهای الف و ب، به‌دلیل هم‌پوشانی بخشی از سقف با تیر، وزن این بخش، هم از طریق تیر و هم از طریق دال، عملاً دوبار محاسبه می‌شود. بنابراین در معرفی مقطع تیرها لازم است با استفاده از ضریب اصلاح جرم و وزن، خطای مذکور اصلاح گردد. ضمناً کنترل تغییرمکان‌های جانبی سازه در مدلی انجام شود که در آن تیرها با مقطع T و L یا مستطیل معادل آنها معرفی می‌شوند.

مثال ۳-۱: نحوه محاسبهٔ $\alpha_{f1}.L_2/L_1$

در سقف شکل ۳-۴ قصد داریم نسبت $\alpha_{f1}.L_2/L_1$ را برای تیر B محاسبه نماییم. علت انتخاب تیر B آن است که عمدتاً تیرهای با دهانه‌های بلندتر، بحرانی‌تر از سایر تیرها می‌باشند و چنانچه ابعاد تمامی تیرها یکسان باشد، تیرهای دارای طول بیشتر، نسبت $\alpha_{f1}.L_2/L_1$ کمتری خواهند داشت.

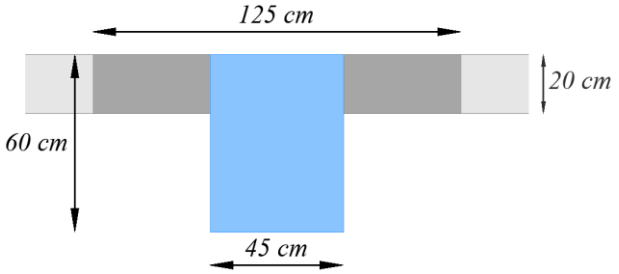
ضخامت دال موردنظر برابر ۲۰، عرض تیر B برابر ۴۵ و ارتفاع آن برابر ۶۰ سانتی‌متر فرض می‌شود (شکل ۳-۵).



شکل ۳-۴: پلان سقف مربوط به مثال ۳-۱

عرض مؤثر تیر B برابر است با:

$$b_w + 2h = 45 + 2(60-20) = 125cm$$
$$\le b_w + 8t_s = 45 + 8\times 20 = 205cm$$
$$\Rightarrow b_e = 125cm$$



شکل ۳-۵: ابعاد تیر B مربوط به مثال ۳-۱

ممان اینرسی تیر B (با مقطع T شکل) و ممان اینرسی دال مجاور آن به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$I_b\ (beam\ B) = 1265194\ cm^4$$
$$I_s = \frac{L_2\, t_s^3}{12} = \frac{550\times 20^3}{12} = 366666.67\ cm^4$$

و در نهایت، مقدار $\alpha_{f1}.L_2/L_1$ برای تیر B به شرح زیر خواهد بود:

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{1265194}{366666.67} = 3.45$$
$$\alpha_{f1}.L_2/L_1 = 3.45\times\frac{550}{800} = 2.37 \ge 1.0$$

۳-۵ در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه از نوع دال‌های تخت آیا لازم است دال‌ها تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه، طراحی شوند؟

در این خصوص، بر اساس تعداد طبقات و ارتفاع سازه از روی تراز پایه می‌توان دو حالت، به شرح ذیل را بیان نمود. در ابتدا متذکر می‌گردد، آنچه در ادامه بیان گردیده، صرفاً مربوط به اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه است که در طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای، مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدیهی است همواره باید دال‌ها به‌عنوان دیافراگم، تحت نیروهایی که استاندارد ۲۸۰۰ جهت طراحی دیافراگم‌ها مقرر نموده، طراحی شوند و ضوابط

مربوط به دیافراگم‌ها را اقناع نمایند.

الف) مطابق بند ۳-۳-۵-۵ ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، سازه متشکل از سقف دال تخت یا قارچی، بدون دیوارهای برشی و بدون تیرهای محیطی، به‌عنوان سیستم قاب خمشی در ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. مبحث نهم در بند ۹-۲۰-۵-۱، این سیستم را قاب خمشی متوسط معرفی می‌کند. نظر به آنکه در این شرایط، دال طبقات به‌عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه محسوب می‌گردد لازم است دال‌ها به‌صورت Shell مدل شوند و ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها شامل m11، m22 و m12، برابر با ۰/۲۵ یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب معرفی گردد. با توجه به آنکه دال‌ها از نوع Shell مدل می‌شوند مش‌بندی آنها ضرورت دارد. لازم به ذکر است مطابق بند ۹-۲۰-۵-۵-۹ مبحث نهم، در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و همچنین در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از این سیستم، مجاز نمی‌باشد.

تذکر: درصورتی که دال تخت موردنظر، از نوع دال مجوف دو پوش باشد لازم است اثر ضریب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع تو خالی نیز باید در محاسبات منظور شود.

ب) در ساختمان‌های بیش از ۳ طبقه و بلندتر از ۱۰ متر و نیز در مواردی‌که به‌دلیل محدودیت‌های بند ۹-۲۰-۵-۵-۹ مبحث نهم، استفاده از سیستم متشکل از سقف دال تخت یا قارچی همراه با ستون‌ها به‌عنوان سیستم قاب خمشی مجاز نمی‌باشد، سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌گردد. در این حالت، دال طبقات و همچنین ستون‌ها عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شوند. لذا جهت تحلیل و طراحی سازه به شرح زیر عمل شود:

۱- دال طبقات و ستون‌ها صرفاً تحت بارهای ثقلی و اثرات ناشی از نیروی قائم زلزله طراحی می‌شوند، لیکن لازم است ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ مبحث نهم درخصوص آنها رعایت شود.

۲- طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه در قالب دو فایل به شرح ذیل انجام شود:

فایل اول: از اثر سختی خمشی دال در طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه صرف‌نظر گردد. بدین منظور می‌توان دال‌ها را به‌صورت Membrane مدل نمود و یا درصورتی که از نوع Shell مدل می‌شوند ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود. ضمناً لازم است از سختی خمشی ستون‌ها (غیر از ستون‌های مرزی دیوارها درصورت وجود) صرف‌نظر گردد. بدین منظور، ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها (ضرایب مربوط به I_{33} و I_{22}) مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود و اتصال پای ستون‌ها به Base نیز مفصلی مدل شود. سپس، سازه تحلیل و دیوارهای برشی طراحی شوند.

فایل دوم: با هدف بررسی اثر اندرکنش دال با اعضای مقاوم لرزه‌ای سازه و به‌طور کلی لحاظ نمودن تأثیر دال بر عملکرد سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه، دال‌ها از نوع Shell مدل شوند و ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها برابر با ۰/۲۵ یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب معرفی شود. همچنین ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها برابر با ۰/۷ یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب معرفی شود. اتصال پای ستون‌ها به Base نیز گیردار مدل شود. هدف از این فایل، کنترل مقاومت دیوارها و درصورت لزوم، اصلاح مقاومت آنها، بررسی نامنظمی سازه و همچنین طراحی ستون‌ها (تحت ترکیب‌بارهای ثقلی و ترکیب‌بارهای شامل اثر نیروی قائم زلزله) می‌باشد. لازم به ذکر است، بر مبنای نیروهای ایجاد شده در ستون‌ها در این فایل، جزئیات آرماتورگذاری آنها مطابق با ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳ تعیین شود.

تذکر ۱: درصورتی که دال تخت موردنظر، از نوع دال مجوف دو پوش باشد لازم است اثر ضریب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع تو خالی نیز در محاسبات منظور گردد.

تذکر ۲: جهت طراحی شالوده ساختمان لازم است طراحی تحت نتایج یکی از دو فایل مذکور انجام و تحت نتایج حاصل از فایل دیگر، بررسی و درصورت لزوم اصلاح گردد.

بسیاری از طراحان معتقدند، صرف‌نظر از آنکه در سیستم فوق، دال طبقات و ستون‌ها اعضای غیر مقاوم لرزه‌ای محسوب می‌شوند، علی‌رغم رعایت ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ مبحث ۹ و با توجه به وقوع تلاش‌های ناشی از زلزله در ستون‌ها و نیز در دال طبقات (علی‌الخصوص در محل اتصال دال به دیوارها و ستون‌ها)، ترجیح دارد به‌طور محافظه‌کارانه این اعضا در فایل دوم تحت کلیه ترکیب‌بارهای شامل نیروهای افقی و قائم زلزله طراحی شوند. به‌عنوان مثال در ستون‌های ابتدا و انتهایی قاب‌ها ممکن است نیروهای محوری کششی ناشی از اثر نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه موجب وقوع آسیب‌هایی در این ستون‌ها شود و یا به‌واسطهٔ اثر نیروی زلزله افقی وارد بر سازه، لنگرهای خمشی بعضاً قابل ملاحظه‌ای در محل اتصال دال به ستون‌ها و دیوارها ایجاد شود که می‌تواند موجب وقوع آسیب‌هایی در این نواحی دال گردد. البته با توجه به آنکه مبحث ۹ الزامی بر طراحی این اعضا تحت نیروهای افقی ناشی از زلزله وارد بر سازه ندارد، انجام این کار الزامی نیست.

۳-۶ درصورتی که طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه دال را در SAFE انجام دهد (مستقل از مبحث طراحی دیافراگم)، ارسال اطلاعات از ETABS به SAFE بر اساس کدام‌یک از گزینه‌های مربوط به ارسال انجام شود؟

بر مبنای پاسخ پرسش‌های شماره ۳-۴ و ۳-۵ و البته با در نظر گرفتن نکات پرسش ۳-۳، درصورتی که طراح قصد داشته باشد دال طبقات را صرفاً تحت اثر ترکیب‌بارهای ثقلی و ترکیب‌بارهای شامل اثر نیروی قائم زلزله طراحی نماید می‌تواند جهت ارسال اطلاعات دال به SAFE از گزینه Export Floor Loads and Loads from above استفاده نماید؛ لیکن اگر طراح قصد داشته باشد دال طبقات را تحت اثر کلیه ترکیب‌های بارگذاری و اثرات ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه طراحی نماید لازم است ارسال اطلاعات دال به SAFE توسط گزینه Export Floor Loads Plus Column and Wall Distorsion انجام شود. در این حالت، جهت ارسال اطلاعات دال به SAFE لازم است در ETABS، دیافراگم‌ها از نوع Semi Rigid در نظر گرفته شوند.

تذکر: هنگام تحلیل مدل دال در SAFE، گزینه 2D Plate در بخش تنظیمات تحلیل، تیک نشود. به‌عبارتی مدل باید در حالت سه بعدی تحلیل شود.

۳-۷ درصورتی که سازه‌ای در ETABS به روش دینامیکی تحلیل شده باشد و طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه را در SAFE انجام دهد آیا استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی ETABS برای این منظور قابل قبول است؟

خیر. به‌منظور طراحی آرماتورهای دال در SAFE باید از نتایج تحلیل استاتیکی سازه در ETABS استفاده شود.

۳-۸ در سازه‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه، اعم از دال‌های تخت یا سیستم دال-تیر، تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه چگونه باید انجام شود؟

صرف‌نظر از آنکه دال‌ها و البته دیگر اعضای سازه‌ای، عضو سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه هستند یا خیر، لازم است تأثیر مشارکت سختی آنها در تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه لحاظ گردد. بدین منظور، دال‌ها از نوع Shell مدل می‌شوند و ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها برابر با ۰/۳۵ معرفی می‌گردد (۱/۴ برابر ضریب ۰/۲۵) که البته اگر دال موردنظر از نوع دال‌های مجوف دو پوش باشد (که بصورت یک دال تو پُر مدل می‌شود) لازم است ضرایب تبدیل سختی مقطع

تو پُر به مقطع تو خالی نیز اعمال گردد. با توجه به آنکه دال‌ها از نوع Shell مدل می‌شوند مش‌بندی آنها ضرورت دارد. ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها و نیز دیوارهای برشی درصورت وجود، برابر با ۱/۰ معرفی شود. ضریب اصلاح سختی خمشی تیرها نیز درصورت وجود، برابر با ۰/۵ معرفی گردد. این ضرایب بر مبنای ضابطه بند ۳-۳-۳-۳ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

۳-۹ درصورتی که سقف‌ها از نوع دال مجوف دو پوش باشند، ضریب اصلاح سختی خمشی و برشی خارج صفحه آنها چه مقدار تعریف شود؟

مدل‌سازی دال‌های مجوف دو پوش در نرم‌افزار به‌صورت یک دال تو پُر انجام می‌شود، لیکن لازم است سختی‌های آن اصلاح گردد. سختی خمشی خارج صفحهٔ دال‌ها باید توسط ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع تو پُر به مقطع مجوف اصلاح گردد. همچنین لازم است سختی برشی خارج صفحهٔ آنها توسط ضریب تبدیل سطح مقطع کل مقطع تو پُر، به سطح مقطع جانِ مقطع مجوف (حاصل‌ضرب ارتفاع کامل مقطع در ضخامت جان) اصلاح گردد. متذکر می‌گردد علاوه بر اصلاحات فوق لازم است وزن (و جرم) دال نیز از طریق ضرایب تبدیل جرم و وزن مقطع تو پُر به مقطع مجوف اصلاح گردد.

ضریب اصلاح سختی خمشی خارج صفحهٔ دال‌ها از طریق گزینه‌های m11، m22 و m12 و ضریب اصلاح سختی برشی خارج صفحهٔ آنها از طریق گزینه‌های V13 و V23 به نرم‌افزار معرفی می‌شود. علاوه بر این ضرایب، اثر کاهش سختی ناشی از ترک‌خوردگی نیز باید در نظر گرفته شود. متذکر می‌گردد درصورتی که این دال‌ها در نرم‌افزار SAFE و با هدف انجام تحلیل‌های ترک‌خوردگی به‌منظور تعیین خیز مدل می‌شوند، صرفاً ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع مجوف تعریف می‌گردد و نباید ضرایب ترک‌خوردگی معرفی شوند (به پرسش ۳-۱ مراجعه شود).

در ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه و ۱۰ متر ارتفاع که مطابق بند ۳-۳-۵-۵ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، استفاده از دال تخت و قارچی به‌عنوان قاب خمشی مجاز می‌باشد لازم است ضریب اصلاح سختی خمشی خارج صفحهٔ دال بر اساس حاصل‌ضرب ضریب ترک‌خوردگی در ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع تو پُر به مقطع مجوف تعیین شود. ضریب اصلاح سختی خمشی دال، ناشی از ترک‌خوردگی، برابر ۰/۲۵ می‌باشد که البته می‌توان آن را بر مبنای جدول ۹-۶-۲-ب نیز تعیین نمود. درخصوص ضریب اصلاح سختی برشی خارج صفحه دال، مبحث نهم ضریبی جهت کاهش سختی ناشی از ترک‌خوردگی معرفی نکرده است، لذا صرفاً ضریب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع مجوف معرفی شود. در مورد سایر ساختمان‌ها که در آنها دال طبقات، عضو غیر مقاوم لرزه‌ای محسوب می‌شود، در حالتی‌که با هدف طراحی اعضای مقاوم لرزه‌ای سازه از سختی و مشارکت دال صرف‌نظر می‌شود لازم است ضریب اصلاح سختی مربوط به گزینه‌های m11، m22 و m12 دال، مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود. لیکن، زمانی‌که قصد طراحی آرماتورهای دال (تحت بارهای ثقلی و نیروی قائم ناشی از زلزله) را داشته باشیم لازم است ضرایب اصلاح سختی خمشی و برشی خارج صفحه دال، مشابه آنچه در مورد ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه و ۱۰ متر بیان گردید، به دال تخصیص یابد.

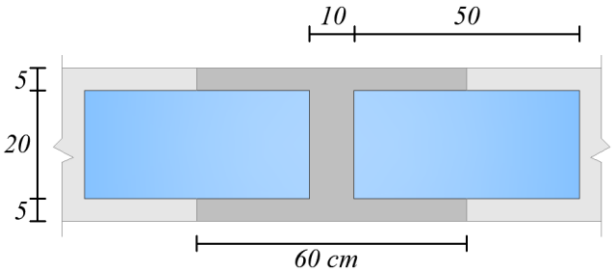
۳-۱۰ در سقف‌هایی که از نوع دال‌های مجوف می‌باشند آیا لازم است طراح، آرماتور حداقل دال را صرف‌نظر از محاسبات نرم‌افزار بررسی نماید؟

الف) دال‌های مجوف دو پوش: درصورتی که عملکرد این دال‌ها بصورت دوطرفه باشد و به‌عنوان دال دوطرفه محسوب شوند مشمول رعایت حداقل آرماتور خمشی بر طبق بند ۹-۱۰-۷-۱-۲، برابر با $0.0018A_g$ می‌باشند. در شرایط خاصی که به تشخیص طراح، دال بصورت یک‌طرفه عمل می‌کند، نیازی به رعایت حداقل آرماتور خمشی در راستایی که لنگر ناچیز است نبوده و صرفاً

لازم است در راستای مذکور، آرماتور حداقل حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۹-۴ رعایت گردد که می‌توان نیمی از آرماتور حرارت و جمع‌شدگی را در وجه فوقانی و نیم دیگر را در وجه تحتانی قرار داد. متذکر می‌گردد شرط نسبت ۲ به ۱ ابعاد دهانه‌های دال که در اغلب کتب و مراجع بتن به‌عنوان یک روش جهت تشخیص یک یا دوطرفه بودن دال پیشنهاد می‌شود، صراحت آیین‌نامه‌ای نداشته و الزاماً نمی‌تواند به‌عنوان یک معیار قطعی جهت تشخیص نوع رفتار دال، مدنظر قرار گیرد. عوامل متعددی از جمله سختی نسبی دال و تیرها نیز می‌تواند در تعیین رفتار دال، مؤثر باشد. از این رو توصیه می‌شود در دال‌ها همواره در هر دو امتداد دهانه دال، آرماتور خمشی حداقل، مطابق بند ۹-۱۰-۷-۱-۲ برای هر دو آرماتور فوقانی و تحتانی رعایت شود. مبحث نهم و ACI318، چگونگی تعیین آرماتور خمشی حداقل دال‌های مجوف را به صراحت بیان نکرده‌اند. اغلب مراجع بتن عنوان می‌کنند، آرماتور خمشی حداقل در دال‌ها با هدف برقراری رابطهٔ $M_n > M_{cr}$ و جلوگیری از گسیختگی تُرد بکار گرفته می‌شود که در این رابطه، M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع، نظیر با آرماتور خمشی حداقل و M_{cr} لنگر ترک‌خوردگی مقطع است. بر مبنای بررسی شرایط مذکور در دال‌های مجوف دو پوش، آرماتور خمشی حداقل از رابطهٔ $0.0018A_g$ تعیین می‌شود که در این رابطه باید A_g، سطح مقطع دال، بدون کاهش مساحت حفره‌ها درنظر گرفته شود. CRSI[1] نیز در راهنمای طراحی خود، آرماتور خمشی حداقل دال‌های مذکور را همین‌طور محاسبه نموده است. نظر به آنکه مدل‌سازی دال‌های مجوف دو پوش در نرم‌افزار بصورت یک دال توپُر به ارتفاع کل دال انجام می‌شود و صرفاً با اعمال ضرایب اصلاح سختی و وزن، اثر حفره‌ها منظور می‌گردد (به پرسش شماره ۳-۹ مراجعه شود)، محاسبهٔ آرماتور خمشی حداقل این دال‌ها توسط نرم‌افزار، قابل قبول است.

1. *Concrete Reinforcing Steel Institute; Design Guide on the ACI318 (Based on ACI318-19)*

مثال ۳-۲: حداقل آرماتور خمشی دال مجوف دو پوش شکل ۳-۶ چه مقدار می‌باشد؟ ابعاد قالب‌ها ۲۰×۵۰×۵۰ سانتی‌متر است.



شکل ۳-۶: دال مجوف دو پوش مربوط به مثال ۳-۲

برای عرض ۶۰ سانتی‌متر دال مجوف مذکور، محاسبهٔ آرماتور خمشی حداقل به شرح زیر است:

$$A_{s,\min} = 0.0018A_g = 0.0018\times(60\times30)$$
$$A_{s,\min} = 3.24\,cm^2\,@\,60cm \simeq \Phi12@20cm$$

ب) دال‌های مجوف یک‌پوش: نرم‌افزار SAFE، آرماتور حداقل دال‌های مذکور را بر اساس مساحت جان و بر اساس رابطه $0.0018A_g$ محاسبه می‌کند که برای این دال‌ها صحیح نمی‌باشد. لذا آرماتور حداقل این دال‌ها باید توسط طراح محاسبه شود. همان‌طور که پیش‌تر عنوان گردید، مبحث ۹ و ACI318 درخصوص چگونگی تعیین آرماتور حداقل دال‌های مجوف به‌طور مشخص ضابطه‌ای ندارند. اگر مبنای تعیین آرماتور خمشی حداقل دال‌ها، برقراری رابطهٔ $M_n > M_{cr}$ درنظر گرفته شود لازم است آرماتور خمشی حداقل در هر دو وجه تحتانی و فوقانی تیرچه‌ها (Ribs) بر مبنای مقادیر حاصل از روابط ۹-۱۱-۱-الف و ب مبحث ۹، هر کدام بیشتر باشد تعیین شود.

تذکر: آرماتور خمشی حداقل، نظیر با لنگر منفی، شامل کلیه آرماتورهایی است که در ناحیه فوقانی جان و عرض مؤثر بال قرار دارند. در بخش‌هایی از دال که محتمل به وقوع لنگر منفی نمی‌باشند (مبتنی بر تمامی ترکیب‌های بارگذاری، شامل نیروهای زلزله)، می‌توان به‌جای آرماتور خمشی حداقل بر مبنای روابط فوق، آرماتور حداقل را بر مبنای رابطه $0.0018A_g$ تعیین نمود که در این رابطه، A_g سطح مقطع دال فوقانی (top slab) است.

مثال ۳-۳: برای دال مجوف یک پوش شکل ۳-۷، حداقل آرماتور خمشی تیرچه‌ها و آرماتور حداقل دال فوقانی را تعیین نمایید. آرماتورهای مصرفی از نوع S400 و بتن مصرفی از رده C30 می‌باشد. پوشش تا مرکز آرماتورهای خمشی تیرچه‌ها ۳/۵ سانتی‌متر و متوسط عرض جان تیرچه‌ها نیز برابر ۱۲/۵ سانتی‌متر است.

حداقل آرماتور خمشی تحتانی تیرچه‌ها، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$$\frac{1.4}{f_y}=\frac{1.4}{400}=0.0035$$

$$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}=\frac{0.25\times\sqrt{30}}{400}=0.0034$$

$$\rho_{\min}=\max(\frac{1.4}{f_y},\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y})=0.0035$$

$$A_{s,\min}=\rho_{\min}.b_w.d$$

$$A_{s,\min}=0.0035\times12.5\times28.5=1.25\,cm^2\approx2\Phi10$$

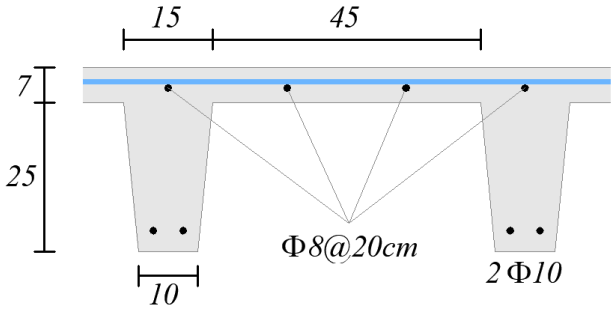
در نواحی محتمل به وقوع لنگر منفی لازم است برای بخش فوقانی دال نیز آرماتور حداقل به میزان ۱/۲۵ سانتی‌متر مربع تأمین گردد. این میزان آرماتور باید در محدوده جان و عرض مؤثر بال، مجموعاً برابر با ۶۰ سانتی‌متر اجرا شود (شکل ۳-۷-الف). فواصل این آرماتورها مطابق بند ۹-۱۰-۷-۳-۲ مبحث ۹، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$$S_{\max}=\min(3h,35cm)=\min(3\times7,35)$$
$$\rightarrow S=20\,cm$$

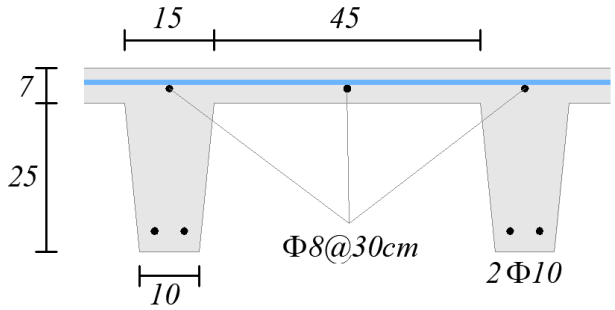
در بخش‌هایی از دال که محتمل به وقوع لنگر منفی نمی‌باشد می‌توان برای بخش فوقانی دال، آرماتور حداقل را به میزان حاصل از رابطه زیر را تأمین نمود که معادل آرماتور افت و حرارت است (شکل ۳-۷-ب). در این حالت، فواصل آرماتورها نیز باید مطابق بند ۹-۱۹-۴-۵ مبحث ۹ تعیین گردد.

$$A_{s,\min}=0.0018\times60\times7=0.76\,cm^2\approx\Phi8@30cm$$

$$S_{\max}=\min(5h,35cm)=\min(5\times7,35)$$
$$\rightarrow S=30\,cm$$



(الف): آرماتور حداقل فوقانی و تحتانی در نواحی محتمل به وقوع لنگر منفی



(ب): آرماتور حداقل فوقانی و تحتانی در نواحی عدم محتمل به وقوع لنگر منفی

شکل ۳-۷: دال مجوف یک پوش مربوط به مثال ۳-۳

۳-۱۱ اختصاص دیافراگم به کف‌ها به چند روش ممکن است و تفاوت بین آنها چیست؟

در نرم‌افزار ETABS می‌توان دیافراگم‌ها را به‌صورت Rigid یا Semi Rigid مدل نمود. یک حالت نیز آن است که دیافراگمی به کف‌ها تخصیص داده نشود.

درصورتی که دیافراگم کف از نوع Rigid باشد سختی درون‌صفحه المان‌های سطحی و سختی محوری تیرهای داخل دیافراگم، بینهایت در نظر گرفته می‌شود و از تغییرشکل‌های نسبی درون‌صفحهٔ سقف و عناصر آن صرف‌نظر می‌شود. همچنین توزیع نیروهای جانبی بر مبنای سختی جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای انجام می‌شود. نرم‌افزار در این حالت، اثر پیچش تصادفی تعریف شدهٔ کاربر را در محاسبات منظور خواهد نمود.

درصورتی که دیافراگم کف از نوع Semi Rigid باشد، سختی درون صفحهٔ المان‌های سطحی و سختی محوری تیرهای افقی و به تبع آنها تغییرشکل‌های نسبی درون‌صفحهٔ کف و اجزای آن، در روند تحلیل در نظر

گرفته می‌شود. بر این اساس، توزیع نیروهای جانبی، مبتنی بر عوامل مختلف از جمله سختی جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و همچنین سختی و تغییرشکل‌های درون‌صفحهٔ دیافراگم خواهد بود. در این حالت نیز نرم‌افزار، اثر پیچش تصادفی تعریف شده کاربر را در محاسبات منظور خواهد نمود.

حالت دیگر آن است که دیافراگمی به کف‌ها اختصاص داده نشده است. در این حالت، شرایط عیناً مشابه دیافراگم‌های Semi Rigid خواهد بود، با این تفاوت که نرم‌افزار، اثر پیچش تصادفی تعریف شده کاربر را نادیده می‌گیرد.

تذکر ۱: در مواردی که دیافراگم از نوع Rigid نباشد جهت محاسبه سختی درون صفحهٔ دیافراگم و اجزای کف و همچنین تأثیر آن بر توزیع نیروهای جانبی، مدل‌سازی عنصر سطحی کف و تعریف مشخصات صحیح آن ضرورت دارد.

تذکر ۲: درخصوص ضریب اصلاح سختی درون‌صفحهٔ دیافراگم‌ها ضابطه‌ای در مبحث نهم مقرر نشده است. لذا با توجه به عدم صراحت آیین‌نامه، انتخاب این ضریب بر عهده طراح است. برخی مراجع نظیر TBI این ضریب را بین ۰/۱۵ تا ۰/۵ معرفی می‌کنند. در مواردی که هدف، صرفاً تحلیل مدل سازه و طراحی اعضای مقاوم لرزه‌ای سازه است (منظور آنکه هدف، طراحی دیافراگم نیست)، برخی طراحان، این ضریب را برای دیافراگم طبقات، برابر ۰/۵ و برای دیافراگم محصور بین دیوارهای حائل، برابر ۱/۰ در نظر می‌گیرند.

۳-۱۲ در مواردی که مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم کف، صلب محسوب شده باشد آیا می‌توان آن را به‌صورت نیمه‌صلب مدل‌سازی نمود؟

بله. حتی در مواردی که مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم کف از نوع صلب محسوب شده باشد، مدل‌سازی آنها به‌صورت Semi Rigid بلامانع است. به‌عبارتی در این حالت می‌توان دیافراگم‌ها را به هر دو صورت Rigid یا Semi Rigid مدل نمود.

تذکر: درصورتی که طراح، قصد طراحی یا کنترل صلبیت دیافراگم را داشته باشد الزاماً باید دیافراگم به‌صورت Semi Rigid مدل شود. علت آن است که در صورت مدل‌سازی دیافراگم‌ها به‌صورت صلب، تغییرشکل‌های درون صفحهٔ دیافراگم محاسبه نخواهد شد. همچنین درصورت صلب بودن دیافراگم کف، برنامه قادر نخواهد بود نیروهای داخلی دیافراگم را که جهت طراحی اجزای آن مورد نیاز است محاسبه نماید.

فصل ۴: پرسش‌های مربوط به شالوده‌ها

۴-۱ به‌منظور تحلیل شالوده‌های انعطاف‌پذیر در نرم‌افزار SAFE، آیا می‌توان از یک مقدار ثابت برای ضریب بستر (k_s) در کل سطح زیر شالوده استفاده نمود؟

ضریب عکس‌العمل بستر (k_s)، رابطه بین فشار وارد بر خاک و تغییر شکل خاک، ناشی از این فشار است که در طراحی انواع شالوده‌ها نقش مهمی دارد. مطابق با ضابطه بند ۷-۴-۶-۲-ب مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، انتخاب یک مقدار یکنواخت برای ضریب بستر در تمام سطح زیر شالوده صحیح نبوده، لازم است این ضریب، متناسب با نشست ایجاد شده تغییر یابد. این ضابطه در ادامه، افزایش سختی در لبه‌ها را توصیه می‌نماید. افزایش سختی در کناره‌ها نسبت به نواحی میانی، رفتار واقع‌بینانه‌تری از عملکرد شالوده ارائه می‌دهد.

مقادیر ضریب بستر در نواحی مختلف سطح زیر شالوده باید توسط آزمایشگاه مکانیک خاک و مطابق بررسی‌های ژئوتکنیکی ارائه شود. در صورت عدم وجود اطلاعات کافی توصیه می‌شود با انجام مدل‌سازی عددی ژئوتکنیکی (دو بعدی یا سه بعدی) از طریق برخی نرم‌افزارهای مرتبط، مقدار ضریب بستر برای هر بخش از سطح زیر شالوده به‌صورت مجزا تعیین شود. درغیر اینصورت، ناگزیر باید مطابق موارد پیشنهادی در کتب و مراجع معتبر عمل نمود. در کتاب طراحی شالوده Donald P.Coduto پیشنهاد شده است سطح زیر شالوده به سه ناحیه تقسیم و مقدار ضریب بستر هر ناحیه، مطابق شکل ۴-۱ منظور گردد.

در برخی گزارش‌های ژئوتکنیک، مقدار k_s در لبه‌ها و مرکز به طراح داده می‌شود. در این حالت توصیه می‌شود مقدار k_s لبه‌ها به‌عنوان ضریب بستر ناحیه C و مقدار k_s مرکز به‌عنوان ضریب بستر ناحیه A در نظر گرفته شود و مقدار متوسط وزنی آنها به‌عنوان k_s ناحیه B، مورد استفاده قرار گیرد.

در مواردی که رفتار شالوده شبکه‌ای، همانند شالوده گسترده محسوب می‌شود می‌توان از روش پیشنهادی Donald P.Coduto استفاده نمود و یا جهت سهولت کار، سطح شالوده را به دو ناحیه تقسیم نموده و سختی لبه‌ها را در حدود ۲ برابر سختی ناحیه میانی در نظر گرفت (شکل ۴-۲).

تذکر ۱: بهتر آن است که مقدار ضریب بستر به‌صورت تدریجی از ناحیه میانی به سمت کناره‌ها افزایش یابد، لیکن به‌طور معمول و با هدف سهولت انجام کار، مقدار ضریب بستر به‌صورت پلکانی در نواحی تقسیم‌بندی شده تغییر داده می‌شود.

تذکر ۲: ضریب بستر تحت اثر بارهای دینامیکی (لرزه‌ای) با ضریب بستر در حالت استاتیکی که متناسب با نشست‌های درازمدت محاسبه می‌گردد متفاوت بوده (مقدار آن بیشتر است) و لازم است این مقادیر به تفکیک توسط مشاور ژئوتکنیک ارائه گردد. بر این اساس، هنگام بررسی پی تحت ترکیب‌بارهای دارای نیروهای زلزله باید تحلیل بر مبنای ضریب بستر نظیر با بارهای لرزه‌ای انجام شود.

مثال۴-۱: برای یک شالوده گسترده به ابعاد ۵۰×۳۰ متر، تنش فشاری متوسط زیر شالوده، ۱۲۰ کیلوپاسکال است (شکل ۴-۳). با فرض میانگین نشست برابر ۳۰ میلیمتر، مقدار k_s در نواحی مختلف به شرح زیر تعیین می‌شود.

مقدار متوسط ضریب بستر برابر است با:

$$k_{s,avg} = \frac{q}{\delta} = \frac{120}{0.03} = 4000\frac{KN}{m^3}$$

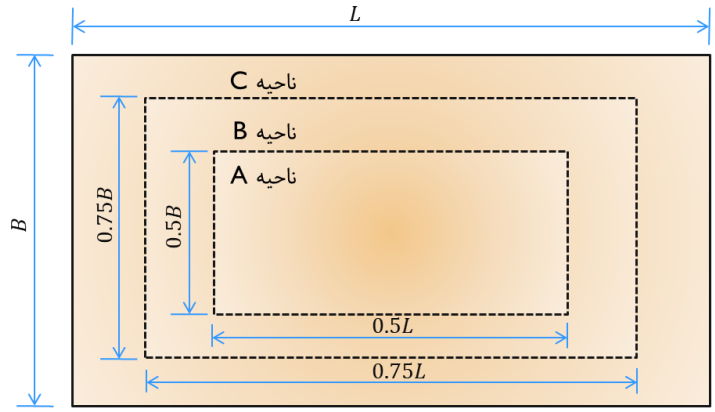
شالوده به سه ناحیه تقسیم و مقدار k_s برای هر بخش مطابق محاسبات ذیل شکل ۴-۳ تعیین می‌شود.

در نرم‌افزار SAFE، به‌منظور معرفی مقادیر مختلف k_s در زیر شالوده می‌توان بر اساس یکی از دو روشی که در ادامه بیان می‌گردد عمل نمود.

روش اول: از محل دستور *Define > Soil Subgrade Properties*، به تعداد موردنظر، مقادیر k_s معرفی شود.

سپس با انتخاب هر بخش از شالوده و استفاده از دستور *Assign > Support Data > Soil Properties*، ضریب بستر هر ناحیه، به آن ناحیه اختصاص داده شود.

روش دوم: نرم‌افزار SAFE، المان‌های سطحی را که روی هم ترسیم می‌شوند به‌صورت هوشمند تشخیص می‌دهد. از این ویژگی می‌توان در تخصیص k_s های متفاوت به نواحی مختلف شالوده استفاده نمود. بدین‌صورت‌که پس از تکمیل مدل‌سازی شالوده، المان‌های سطحی شالوده انتخاب و با فاصله‌ای بیش از عرض یا طول شالوده (مثلاً دو برابر عرض یا طول شالوده) از طریق دستور *Edit > Replicate*، در جهت X یا Y کپی شوند (هدف آن است که المان‌های جدید، روی المان‌های قبلی قرار نگیرند). سپس با انتخاب این المان‌های سطحی جدید (که عیناً مشابه هندسه شالوده اصلی است) و استفاده از دستور *Assign > Slab Data > Properties*، مقطع None به آنها اختصاص یابد. این المان‌های Null، با هدف تخصیص k_s های متفاوت، به چند قطعه تقسیم (Devide) و سپس k_s هر قسمت به آن قسمت تخصیص یابد. پس از اتمام کار، این المان‌های Null انتخاب و با همان مقدار جابجایی قبلی و البته در جهت عکس، دقیقاً روی شالوده اصلی قرار داده شوند. در این حالت، برای شالوده اصلی نیاز به تعریف k_s نیست، چراکه نرم‌افزار بر اساس عملیات مذکور، k_s المان‌های Null را بر روی شالوده اصلی اعمال نموده و روند محاسبات به درستی انجام می‌شود. جهت عدم نمایش این المان‌های Null و کاهش تعدد نمایش جزئیات تعریف شده در مدل می‌توان از محل دستور *View > Set Display Options*، تیک Null Area را برداشت.

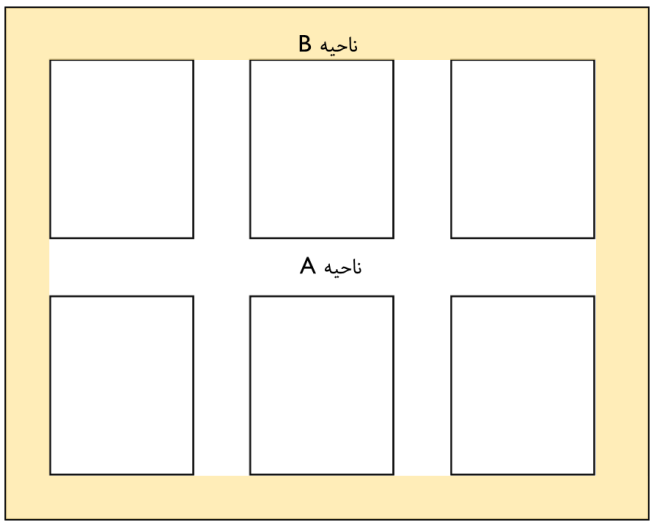


ضریب بستر ناحیه A $(k_s)_A$

ضریب بستر ناحیه B $(k_s)_B = 1.5(k_s)_A$

ضریب بستر ناحیه C $(k_s)_C = 2.0(k_s)_A$

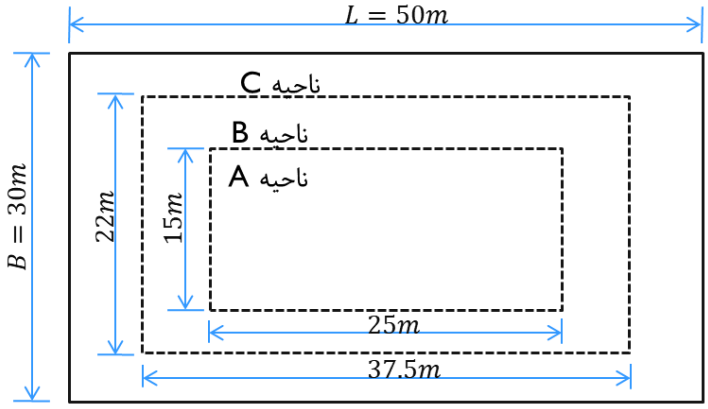
شکل ۴-۱: تقسیم شالوده گسترده به نواحی مختلف و اختصاص ضریب بستر متفاوت به هر ناحیه



ضریب بستر ناحیه A $(k_s)_A$

ضریب بستر ناحیه B $(k_s)_B = 2(k_s)_A$

شکل۴-۲: تقسیم شالوده شبکه‌ای (با رفتار شالوده گسترده) به نواحی مختلف و اختصاص ضریب بستر متفاوت به هر ناحیه



شکل۴-۳: نحوه تخصیص ضریب بسترهای متفاوت به نواحی مختلف شالوده گستردهٔ مربوط به مثال ۴-۱

$$A_A = 25\times 15 = 375 m^2 \; ; A_B = 37.5\times 22.5 - 25\times 15 = 469 m^2 \; ; A_C = 50\times 30 - 37.5\times 22.5 = 656 m^2$$

$$A_A (k_s)_A + A_B (k_s)_B + A_C (k_s)_C = (A_A + A_B + A_C) k_{s,avg} = 375 (k_s)_A + 469\times 1.5 (k_s)_A + 656\times 2 (k_s)_A = 1500 k_{s,avg}$$

$$\rightarrow 2390 (k_s)_A = 1500 k_{s,avg} \quad \rightarrow (k_s)_A = 0.627 k_{s,avg}$$

$$(k_s)_A = 0.627\times 4000 \frac{KN}{m^3} = 2510 \frac{KN}{m^3}$$

$$(k_s)_B = 1.5 (k_s)_A = 3765 \frac{KN}{m^3} \; ; (k_s)_C = 2 (k_s)_A = 5020 \frac{KN}{m^3}$$

توضیح تکمیلی:

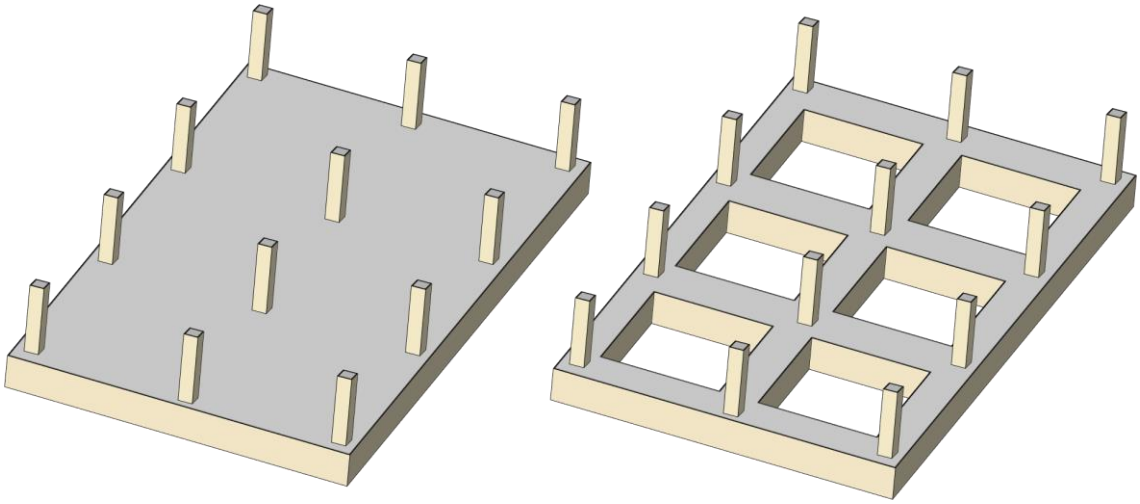
مطابق بند ۹-۱۵-۱-۲ مبحث ۹، شالوده‌های سطحی به انواع مختلفی تقسیم می‌شوند که در این بین، شالوده‌های نواری، شبکه‌ای و گسترده (شکل ۴-۴)، استفاده و کاربرد بیشتری دارند.

در شالوده‌های نواری، بخش عمدهٔ تغییر شکل پی و خمش آن، در امتداد محور طولی می‌باشد. به‌عنوان مثال می‌توان از شالوده‌های زیر دیوار به‌عنوان نمونه‌ای از این دسته یاد نمود.

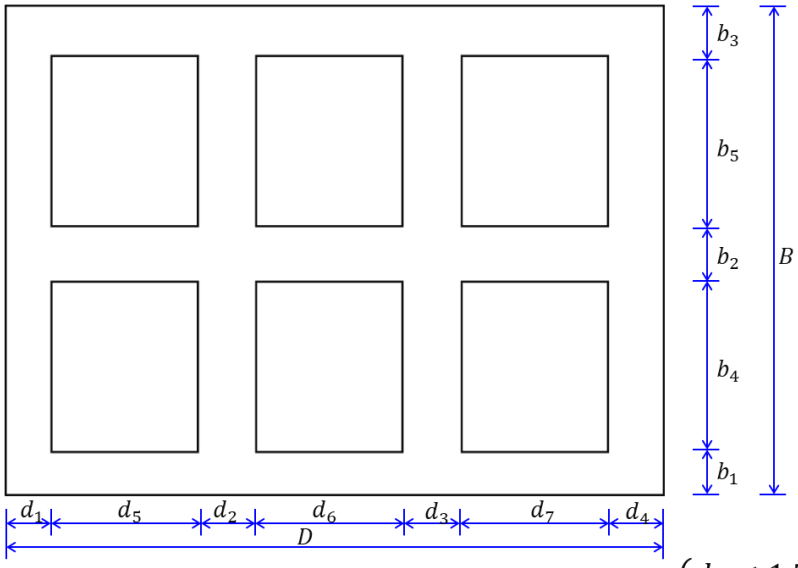
شالوده شبکه‌ای، حاصل ترکیب و ادغام پی‌های مرکب در جهت‌های مختلف می‌باشد، به طوری که مجموعه ایجاد شده معمولاً رفتاری مشابه شالوده گسترده دارد. درخصوص تشخیص این موضوع که چه زمان، شالوده شبکه‌ای را می‌توان به‌عنوان شالوده گسترده محسوب نمود ضابطه و دستورالعمل صریحی وجود ندارد. ACI336.2 توصیه می‌کند درصورتی که مساحت خالص شالوده شبکه‌ای بیش از ۷۵ درصد سطح کل باشد، رفتار آن شالوده همانند شالوده‌های گسترده محسوب می‌گردد. مبحث هفتم نیز در بند ۷-۲-۳-۵ ضوابطی درخصوص تعیین عمق گمانه‌ها مقرر نموده است که البته این ضوابط، مربوط به تشخیص نوع رفتار شالوده‌ها نمی‌باشد، لیکن برخی از مهندسین با تعمیم این ضوابط به نوع رفتار و عملکرد شالوده‌ها معتقدند که می‌توان از این ضوابط در جهت تشخیص نوع رفتار شالوده‌ها نیز استفاده نمود. بر این اساس و مطابق بند ۷-۲-۳-۵-۳ مبحث ۷، اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور در هر دو امتداد، بیشتر از ۱/۵ برابر مجموع عرض آنها باشد، B، عرض یک نوار محسوب گشته و به‌عبارتی رفتار نواری حاکم است. در غیر اینصورت، عرض کل ساختمان به‌عنوان B تلقی گشته و می‌توان رفتار شالوده را مشابه شالوده گسترده در نظر گرفت (شکل۴-۵). به هرحال، تشخیص نهایی این موضوع، مبتنی بر شرایط و مشخصات پی و نظر مهندس طراح است.

۴-۲ آیا به‌منظور تحلیل و طراحی شالوده‌ها در نرم‌افزار، نیاز به استفاده از ضرایب اصلاح سختی برای شالوده‌ها می‌باشد؟

مبحث ۹، ضابطه‌ای جهت اصلاح سختی شالوده‌ها مقرر



شکل ۴-۴: شالوده شبکه‌ای و گسترده



اگر $\begin{Bmatrix} d_5 < 1.5(d_1 + d_2) \\ d_6 < 1.5(d_2 + d_3) \\ d_7 < 1.5(d_3 + d_4) \end{Bmatrix}$ باشد، عرض پی برابر D و رفتار پی گسترده در نظر گرفته شود.

اگر $\begin{Bmatrix} b_4 < 1.5(b_1 + b_2) \\ b_5 < 1.5(b_2 + b_3) \end{Bmatrix}$ باشد، عرض پی برابر B و رفتار پی گسترده در نظر گرفته شود.

شکل ۴-۵: شرایط در نظر گرفتن رفتار شالوده شبکه‌ای، مشابه با رفتار شالوده گسترده

نداشته و ضریبی نیز ارائه نکرده است؛ لذا الزامی بر معرفی ضریب اصلاح سختی برای شالوده‌ها وجود ندارد. Tall Building Initiative (TBI)، راهنمای طراحی بر اساس عملکرد ساختمان‌های بلند، ضریب اصلاح سختی خمشی خارج صفحهٔ شالوده را در بررسی‌های حد سرویس (تنش مجاز یا مقاومت مجاز) برابر ۰/۸ و در بررسی‌های حد نهایی، برابر ۰/۵ معرفی می‌کند. لذا درصورتی که طراح، تمایل به استفاده از سختی کاهش‌یافتهٔ شالوده داشته باشد، می‌تواند از ضرایب مذکور استفاده نماید. در این حالت، در آن بخش از طراحی که تحت ترکیب‌بارهای نظیر با حد سرویس انجام می‌شود، ضریب اصلاح سختی خمشی شالوده برابر ۰/۸ و در آن بخش از طراحی که تحت ترکیب‌بارهای نظیر با حد نهایی انجام می‌شود، ضریب اصلاح سختی خمشی شالوده برابر ۰/۵ معرفی می‌گردد. به‌جای استفاده از ضریب ۰/۸، استفاده از ضریب ۰/۷ نیز بلامانع

است. ضریب ۰/۷ از حاصل‌ضرب ضریب ۰/۵ نظیر با حد مقاومت مجاز، در ضریب ۱/۴ مربوط به تبدیل سطوح مقاومت مجاز و حد نهایی تعیین می‌شود.

درصورت تمایل طراح به استفاده از ضرایب مذکور لازم است ابتدا شالوده انتخاب و سپس از طریق دستور زیر، ضریب موردنظر به m11، m22 و m12 المان(های) سطحی شالوده تخصیص یابد:

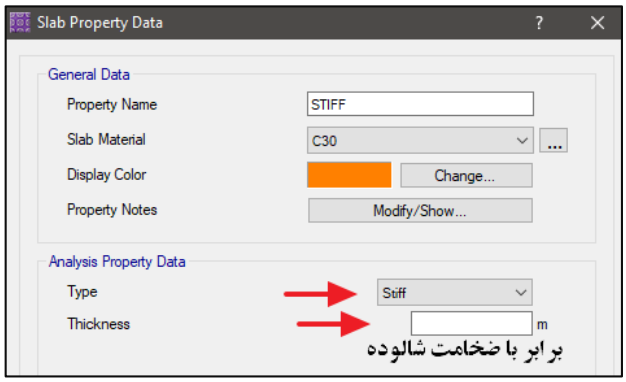
Assign > Slab Data > Property Modifiers…

متذکر می‌گردد در طراحی پی‌ها، کنترل نشست‌های غیر یکنواخت و دوران‌های نسبی به شرح مندرج در پرسش شماره ۴-۵ ضرورت دارد.

۴-۳ آیا جهت مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل کردن المان Stiff ضرورت دارد؟

در محل اتصال ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه به شالوده، ناحیه‌ای با سختی قابل‌ملاحظه ایجاد می‌شود. معرفی این ناحیهٔ بسیار سخت در مدل‌سازی شالوده می‌تواند بر نتایج تحلیل و طراحی، از جمله فرم و مقادیر تغییرشکل‌ها، مقادیر تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک، مقادیر تلاش‌ها و نیز مقدار آرماتورهای موردنیاز شالوده تأثیرگذار باشد و رفتار شالوده را به‌صورت واقع‌بینانه‌تری بیان نماید. لذا معرفی آن مؤکداً توصیه می‌شود.

به منظور معرفی این ناحیه سخت در نرم‌افزار SAFE، از المان Stiff استفاده می‌شود. بدین‌صورت که در بخش تعریف مقاطع دال‌ها، یک Slab با ماهیت Stiff و با ضخامتی برابر با ضخامت شالوده تعریف می‌شود (شکل ۴-۶). هنگام ترسیم اجزای مدل، در محل اتصال ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه به شالوده، المان سطحی با ماهیت Stiff ترسیم می‌گردد. درخصوص دیوارها و ستون‌های بتن‌آرمه، ابعاد سطحی المان Stiff مذکور، برابر با ابعاد مقطع دیوار یا ستون موردنظر لحاظ گردد. درصورتی که ستونِ روی شالوده، ستون فولادی باشد، درصورت تمایل طراح به تعریف المان Stiff لازم است ابعاد سطحی این المان، مطابق جدول ۹-۱۵-۱ مبحث نهم در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۶: پنجره معرفی مشخصات دال‌ها؛ تعریف دال با ماهیت Stiff در نرم‌افزار SAFE

تذکر: در سازه‌های دارای دیوارهای بتن‌آرمه، پس از تحلیل مدل در نرم‌افزار ETABS و ارسال نتایج به نرم‌افزار SAFE، سختی دیوار در SAFE به‌صورت پیش‌فرض از طریق المان خطی تیر با سختی بسیار زیاد شبیه‌سازی می‌شود، لیکن این المان خطی تیر قادر نیست تأثیر سختی ناحیه اتصال دیوار به شالوده را به‌صورت صحیح بیان نماید. لذا لازم است المان خطی تیر که به‌صورت پیش‌فرض ایجاد گردیده حذف و به جای آن در محل مذکور، المان Stiff به ابعاد مقطع دیوار موردنظر مدل شود. به‌عنوان یک روش دیگر یا راه ساده‌تر می‌توان به‌جای حذف المان‌های خطی تیر، این المان‌ها را انتخاب و از طریق دستور *Edit > Edit Lines > Convert Beams to Slab Areas* به المان سطحی تبدیل شوند. در این حالت، برنامه در بخش تعریف مقاطع عناصر سطحی، یک Slab جدید به ضخامتی برابر با ارتفاع دیوار مذکور ایجاد می‌کند. لازم است در پنجره مشخصات Slab مذکور، ضخامت آن اصلاح و برابر با ضخامت شالوده تعریف شود. همچنین می‌توان کلیه عناصر سطحی با ماهیت Slab که ناشی از عملیات Convert به شرح فوق می‌باشند را انتخاب و دالِ با مقطع Stiff را که پیش‌تر معرفی گردیده به آنها اختصاص داد.

۴-۴ آیا در مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل‌سازی ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه بر روی

شالوده ضرورت دارد؟

به‌منظور تحلیل و طراحی شالوده‌ها می‌توان مدل‌سازی را بر اساس هر یک از دو روشی که در ادامه ارائه می‌شوند انجام داد. اگرچه نتایج این دو روش با یکدیگر تفاوت‌هایی دارد، لیکن هر دو روش و نتایج آنها را می‌توان قابل قبول محسوب نمود.

روش اول: در این روش که از گذشته متداول بوده فقط شالوده مدل می‌گردد و هیچ‌گونه المان ستون یا دیوار سازه‌ای بر روی شالوده ترسیم نمی‌شود. صرفاً لنگرها و نیروهای ایجاد شده در محل اتصال ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه به شالوده، از طریق گره‌ها و بارگذاری گره‌ای بر روی شالوده معرفی می‌شود (همان نیروهای تراز شالوده که از نرم‌افزار ETABS ارسال شده است).

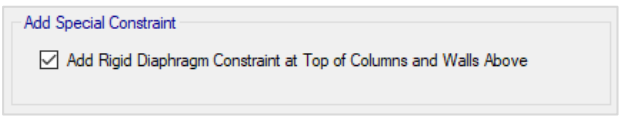
روش دوم: ستون‌ها و درصورت وجود، دیوارهای سازه‌ای بتنی بر روی شالوده ترسیم می‌شوند (شکل ۴-۷). در ادامه لازم است اقدامات ذیل صورت گیرد.

۱- گره‌های فوقانی کلیه ستون‌ها انتخاب و از طریق دستور زیر، تقید پیش‌فرض ایجاد شده برای آنها برداشته و تمامی درجات آزادی انتقالی و دورانی آنها آزاد می‌گردد.

Assign > Support Data > Point Restraints

درخصوص دیوارهای سازه‌ای، گره‌های فوقانی آنها فاقد تقید پیش‌فرض بوده و لذا نیاز به اصلاح وضعیت درجات آزادی آنها نیست.

۲- از طریق دستور *Run > Advanced Modeling Options* و تیک کردن گزینهٔ ایجاد دیافراگم در پنجره این دستور (شکل ۴-۷)، در تراز فوقانی ستون‌ها و دیوارها، دیافراگم صلب ایجاد می‌شود.



شکل ۴-۷: پنجره معرفی تقید دیافراگمی در گره‌های فوقانی ستون‌ها و دیوارها در نرم‌افزار SAFE

در این حالت، برنامه در تراز فوقانی ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم ایجاد می‌کند، لیکن ممکن است با توجه به معماری طرح و مدل سازه، ستون یا ستون‌هایی به دیافراگم متصل نباشند. به‌منظور جلوگیری از اتصال این ستون‌ها به دیافراگم لازم است از مدل کردن ستون‌های مذکور در SAFE خودداری شود.

۳- لازم است کلیه ستون‌ها انتخاب و از طریق دستور زیر، ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها مشابه با آنچه در مدل سازه در ETABS تعریف گردیده، معرفی شود.

Assign > Column/Brace Data > Property Modifiers…

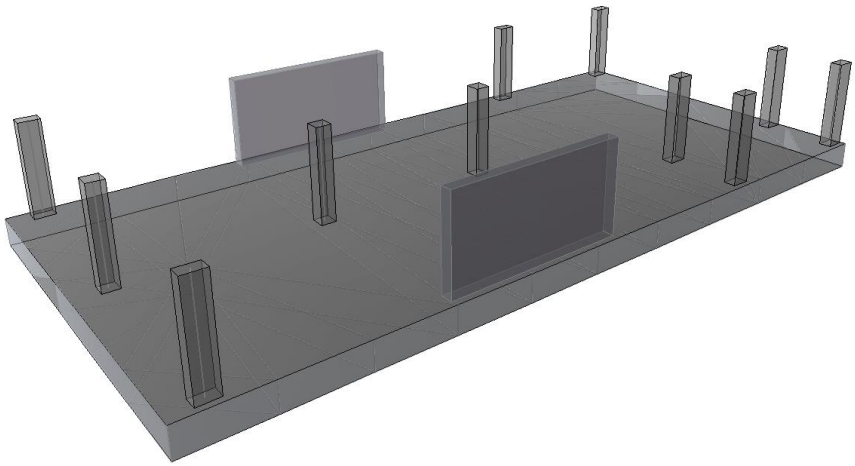
۴- درصورت وجود دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه لازم است کلیه دیوارهای مذکور انتخاب و از طریق دستور زیر، ضرایب اصلاح سختی خمشی داخل صفحه و نیز خارج صفحه آنها مشابه با آنچه در مدل سازه در ETABS تعریف گردیده معرفی شود.

Assign > Wall/Ramp Data > Property Modifiers…

تذکر ۱: نظر به آنکه هنگام ارسال نتایج تحلیل از ETABS به SAFE، وزن ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای بتنی در قالب الگوی بار مرده منتقل شده است، لازم است وزن این اعضا در مدل SAFE برابر با صفر معرفی گردد تا از محاسبه مضاعف اثرات وزن جلوگیری شود. بدین منظور می‌توان هنگامی‌که ستون‌ها و دیوارها جهت تخصیص ضرایب اصلاح سختی انتخاب می‌شوند، در همان پنجرهٔ دستور Property Modifiers، ضریب مربوط به گزینه Weight آنها نیز برابر صفر معرفی شود. روش دیگر آن است که در تعریف جزئیات مقطع ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای از یک مادهٔ بتنی با وزن واحد حجم صفر استفاده شود.

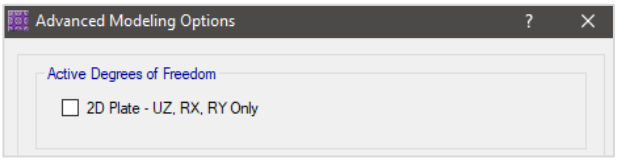
تذکر ۲: ترسیم المان‌های Stiff به شرح مذکور در پرسش شماره ۴-۳ ارتباطی با استفاده از روش اول یا دوم نداشته و در هر دو روش، معرفی و به‌کارگیری المان‌های Stiff توصیه می‌شود.

تذکر ۳: در استفاده از روش دوم، الزاماً باید تحلیل مدل بصورت سه‌بعدی انجام گردد. بدین منظور در تنظیمات



شکل ۴-۷: مدل‌سازی ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه بر روی شالوده

مربوط به دستور *Advanced Modeling Options* از منوی Run، لازم است گزینه 2D Plate تیک نداشته باشد (شکل ۴-۸). در مقابل، درصورت استفاده از روش اول، این گزینه، فعال (تیک) شود و تحلیل به‌صورت دوبعدی انجام گردد.



شکل ۴-۸: پنجره تنظیم دو یا سه‌بعدی بودن روش تحلیل در نرم‌افزار SAFE

توضیحات تکمیلی: در استفاده از هریک از روش‌های فوق، نکات حائز اهمیتی وجود دارد که لازم است طراح با توجه به آنها اقدام به انتخاب روش طراحی نماید.

تأثیر سختی درون صفحهٔ دیافراگمِ اولین طبقهٔ بالای تراز شالوده بر عملکرد ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای موجب می‌شود شالوده، ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای، همراه با اولین سقف بالای شالوده مجموعاً یک قاب‌بندی و اصطلاحاً یک سیستم قوطی شکل تشکیل دهند که می‌تواند بر روی تغییرشکل‌های ایجاد شده در شالوده و به تبع آن، توزیع تنش‌های روی خاک و نیز تلاش‌های ایجاد شده در مقاطع مختلف شالوده تأثیرگذار باشد. در روش اول، اگرچه تأثیر قاب‌بندی کلی سازه در تعیین نیروهای وارد بر تراز پی، هنگام تحلیل سازه در ETABS در نظر گرفته شده است، لیکن از تأثیر قاب‌بندی موضعی مذکور بر رفتار شالوده و تغییرشکل‌های ناشی از آن صرف‌نظر می‌شود. درحالی‌که در روش دوم، تأثیر این موضوع لحاظ می‌گردد. در مقابل و از منظری دیگر، روش دوم و مدل‌کردن ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای و ایجاد دیافراگم در تراز فوقانی آنها نیز مستلزم توجه به نکته‌ای حائز اهمیت است؛ اینکه در مدل تحلیلی سازه در ETABS، پس از انجام تحلیل، با توجه به تأثیر عوامل مختلف مانند سختی اعضا، آرایش سختی‌ها و صلبیت یا انعطاف‌پذیری کف‌ها، مقادیر نیروها و لنگرها در گره‌های اتصال ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای به شالوده تعیین می‌شود. سپس این نیروها و لنگرهای گره‌ای ایجاد شده در تراز پی، جهت طراحی شالوده ساختمان به SAFE ارسال می‌گردند. اگر تحلیل شالوده بر مبنای روش اول انجام شود، کل نیروها و لنگرهای ایجاد شده در محل گرهٔ پای ستون‌ها و پای دیوارهای سازه‌ای عیناً به شالوده اعمال می‌گردد، لیکن درصورت استفاده از روش دوم، قاب‌بندی یا همان سیستم قوطی شکل ایجاد شده در SAFE موجب بازپخش مجدد لنگرهای ایجاد شده در تراز پی و توزیع بخشی از این لنگرها در طول اعضا (ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای مدل‌شده بر روی پی) خواهد شد. بدین ترتیب، بخشی از لنگرهای ایجاد شده بر روی شالوده که از تحلیل مدل سازه در ETABS تعیین شده و لازم است در طراحی پی مدنظر قرارگیرد، حذف می‌گردد. بر این اساس، استفاده از هریک از دو روش مذکور مستلزم توجه و نظر طراح است.

۴-۵ در نرم‌افزار SAFE و هنگام طراحی شالوده‌ها، هدف از کنترل تغییرشکل‌ها و دوران‌های پی چیست؟

تغییرشکل‌ها و دوران‌های ایجاد شده در پی ممکن است موجب ایجاد آسیب‌هایی در اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای شود. مبحث هفتم در بند ۷-۴-۲-ب-۲، ضوابطی درخصوص نشست‌های غیر یکنواخت و دوران‌های نسبی پی‌ها مقرر نموده و مقادیر مجاز اولیه برای نشست‌های یکنواخت و غیر یکنواخت و نیز مقادیر مجاز اولیه برای چرخش را به ترتیب در جداول ۷-۴-۲ و ۷-۴-۳ ارائه نموده است. کنترل دوران‌های پی و محدود نمودن آن به مقادیر مجاز در جدول ۷-۴-۳ با هدف کنترل خرابی اجزای سازه‌ای و کنترل ترک در اجزای غیرسازه‌ای انجام می‌شود. چنانچه دوران‌های پی از مقادیر مجاز بیشتر باشد باید با اتخاذ تدابیری از جمله افزایش سختی شالوده (افزایش ارتفاع شالوده، افزایش عرض نوارها و ...)، مقدار دوران‌ها را کاهش داد.

دوران‌های پی باید در دو سطح نیرویی و در قالب دو گروه ترکیب‌های بارگذاری به شرح ذیل کنترل گردد:

۱- محدود نمودن دوران‌های پی به مقدار ۰/۰۰۳۳ رادیان تحت بارهای حد سرویس (سطح تنش مجاز یا مقاومت مجاز) و بدون حضور زلزله.

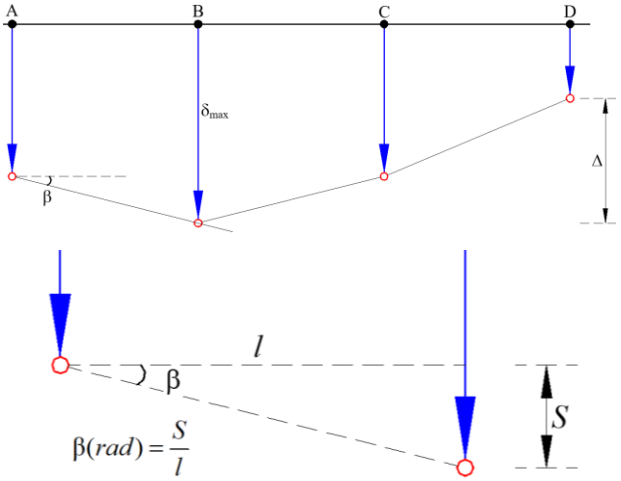
۲- محدود نمودن دوران‌های پی به مقدار ۰/۰۰۶۷ رادیان تحت بارهای حد نهایی (بارهای ضریب‌دار) و با حضور زلزله.

نشست غیر یکنواخت و چرخش نسبی پی در شکل ۴-۹ نمایش داده شده است که در آن، منظور از نقاط A تا D، محل قرارگیری ستون‌ها یا دیوارهای سازه‌ای است. سایر متغیرهای به‌کار رفته در شکل مذکور عبارتند از:

Δ: نشست غیر یکنواخت پی؛

δ_{max}: حداکثر نشست یکنواخت پی؛

β: دوران یا چرخش نسبی پی در حد فاصل بین دو تکیه‌گاه مجاور (ستون یا دیوار سازه‌ای)، برحسب رادیان. همچنین، S نشست تفاضلی یا نسبی بین دو تکیه‌گاه مجاور و l فاصله بین آن دو تکیه‌گاه است.



شکل ۴-۹: نشست غیر یکنواخت و چرخش نسبی پی در حد فاصل بین دو تکیه‌گاه مجاور

از طریق دستور زیر، امکان دریافت مقادیر دوران گره‌ها در هر ترکیب‌بار در نرم‌افزار SAFE وجود دارد، لیکن این دوران گره‌ها، متفاوت از دوران یا چرخش نسبی پی در حد فاصل بین دو تکیه‌گاه مجاور (β) است.

Display > Show Table > Analysis Results > Nodal Results > Nodal Displacements (Rx,Ry)

به‌منظور سهولت کنترل می‌توان ابتدا مقادیر دوران کلیه گره‌ها از جمله گره‌های بین تکیه‌گاه‌ها را بر مبنای خروجی SAFE، تحت ترکیب‌بارهای مختلف بررسی نمود. درصورتی که این مقادیر از حدود مجاز بیشتر نباشند دوران‌های پی را می‌توان قابل قبول تلقی نمود. لیکن چنانچه دوران گره‌ها به شرح فوق، از حدود مجاز بیشتر باشد لازم است طراح، مقدار β را در حد فاصل تکیه‌گاه‌ها در تمامی ترکیب‌بارها تعیین و با مقادیر مجاز کنترل نماید.

تذکر: درصورت تمایل طراح به استفاده از ضرایب اصلاح سختی خمشی شالوده‌ها، هنگام بررسی دوران‌های پی تحت بارهای حد سرویس باید از ضریب اصلاح سختی ۰/۸(یا ۰/۷) و هنگام بررسی دوران‌های پی تحت بارهای حد نهایی باید از ضریب اصلاح سختی ۰/۵ استفاده شود (به پرسش ۴-۲ مراجعه شود).

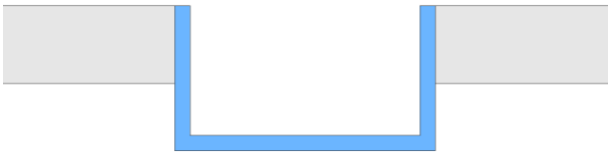
۴-۶ مدل‌سازی چاله آسانسور و استخر در نرم‌افزار SAFE چگونه انجام می‌شود؟

بسته به موقعیت بتن کف چاله نسبت به شالوده و نیز ضخامت دیوارهٔ چاله، مدل‌سازی به‌شرح زیر انجام می‌شود:

الف) درصورتی که چاله در داخل شالوده قرار داشته و تراز کف چاله و شالوده یکسان باشد (شکل ۴-۱۰) مانند آن است که قسمتی از شالوده، ضخامتی متفاوت از سایر نواحی آن دارد. در این حالت صرفاً لازم است در محل چاله، دالی به ضخامت شالودهٔ ناحیه چاله مدل شود.

شکل ۴-۱۰: چاله در داخل شالوده قرار داشته و تراز زیرین چاله و شالوده یکسان است

ب) درصورتی که تراز کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار داشته و شالودهٔ کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل‌توجهی نباشند (به‌طور معمول، ضخامتی به مراتب کمتر از ضخامت شالودهٔ ساختمان) بین شالوده اصلی ساختمان و شالوده کف چاله، صرفاً انتقال برش وجود داشته و عملاً انتقال خمش نداریم (شکل ۴-۱۱). در این حالت لازم است در محل چاله، دالی به ضخامت شالودهٔ ناحیه چاله مدل شود. سپس با اجرای دستور Edge Releases بر روی دال ناحیه چاله، از انتقال خمش در لبه‌های آن ممانعت شود.



شکل ۴-۱۱: کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار دارد؛ بتن کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل‌توجهی نمی‌باشند

در چنین مواردی اگر سختی و مقاومت خمشی چاله در طراحی حائز اهمیت نباشد می‌توان چاله را به‌صورت بازشو (opening) نیز مدل نمود.

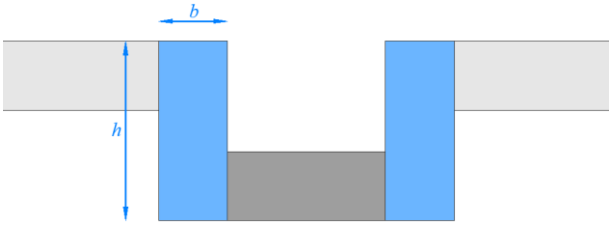
پ) درصورتی که تراز کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار گرفته باشد، لیکن شالودهٔ کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل توجهی باشند (ضخامتی در حدود ضخامت شالودهٔ ساختمان)، بین شالوده اصلی ساختمان و شالوده کف چاله، علاوه بر انتقال برش، انتقال خمش نیز وجود دارد (شکل ۴-۱۲). در این حالت در محل چاله، دالی به ضخامت شالودهٔ ناحیه چاله مدل می‌شود. در این حالت لازم است اثر سختی دیوار ضخیم چاله در روند محاسبات در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان بر اساس هریک از روش‌های زیر عمل نمود:

۱) در محل دیوار مذکور، تیرهایی به ارتفاع مقطع h و عرض مقطع b مدل شود. لازم است این تیرها در طول خود به قطعات کوچکتری (مثلاً حدود ۱ متر) Devide شوند.

۲) در محل دیوار مذکور از دال‌هایی به ضخامت h استفاده شود که به عرض b مدل می‌شوند. ماهیت این دال‌ها Drop در نظر گرفته شود.

۳) در محل دیوار مذکور، دیوارهایی به ضخامت b و با ارتفاع h مدل شود.

تذکر: در حالت خاص که ضخامت بتن کف چاله و شالودهٔ ساختمان یکسان باشد می‌توان شالوده را به‌صورت یکپارچه مدل نمود (مانند آنکه چاله‌ای وجود ندارد). البته لحاظ نمودن اثر سختی دیوار ضخیم چاله بر مبنای یکی از روش‌های فوق، الزامی است.



شکل ۴-۱۲: کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار دارد؛ بتن کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل‌توجهی می‌باشند

۴-۷ به‌منظور طراحی شالوده‌های گسترده در نرم‌افزار SAFE به روش Strip Based، نوارهای طراحی (strips) چگونه تعریف می‌شوند؟

در طراحی به روش Strip Based لازم است برای طراحی

خمشی و برش یک‌طرفه، نوارهایی به برنامه معرفی شود. تعیین عرض این نوارها به عوامل مختلفی بستگی داشته و تابع نظر طراح است. در اغلب موارد از نوارهای متفاوتی برای خمش و برش یک‌طرفه استفاده می‌شود. در ادامه، روش‌هایی جهت تعیین عرض نوارها ارائه گردیده است.

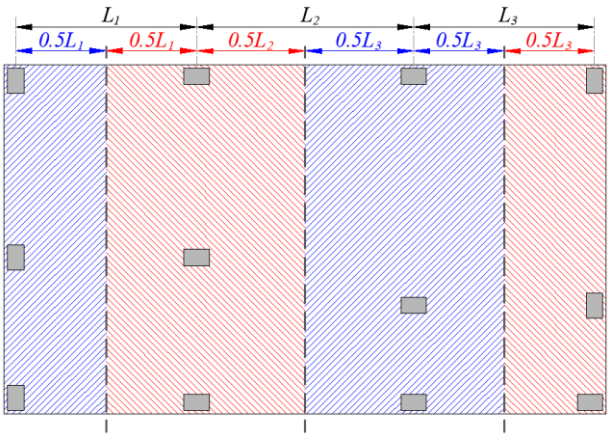
الف) نوارهای طراحی خمشی: تعیین عرض این نوارها دستورالعمل ثابت و مشخصی ندارد. بررسی دیاگرام لنگر خمشی و وضعیت توزیع خمش در شالوده و به تبع آن، تعریف نوارهای هر امتداد، متناسب با ترکیب‌بارهای مؤثر در آن امتداد ممکن است بهترین روش برای تعیین عرض نوارهای هر امتداد باشد. لیکن به‌دلیل زمان‌بَر بودن و شاید صعوبت نسبی این بررسی، استفاده از روش‌های سادهٔ متداول برای طراحان مطلوب‌تر است. بدین منظور می‌توان نوارهای طراحی خمشی را بر مبنای روش‌های پیشنهادی زیر تعریف نمود:

۱- در هر امتداد، از دو دسته نوارهای ستونی و میانی استفاده می‌گردد که عرض نوارهای ستونی در هر طرف ستون، برابر با ضخامت شالوده از بَرِ ستون در نظر گرفته می‌شود. به‌عبارتی برای هر محور، عرض نوار ستونی، برابر عرض ستون‌ها بعلاوهٔ دو برابر ضخامت شالوده می‌باشد. در مواردی که ستون‌ها هم‌محور نیستند، اگر دو محور ستون نزدیک به هم وجود داشته باشد می‌توان برای هر دو محور، یک نوار ستونی واحد معرفی نمود و اگر فاصله دو محور چندان نزدیک نباشد، دو نوار ستونی مجزا و مجاور هم تعریف شود. با مشخص شدن عرض نوارهای ستونی، نوارهای میانی نیز بین نوارهای ستونی مجاور معرفی خواهند شد.

۲- همانند روش اول در هر امتداد از دو دسته نوارهای ستونی و میانی استفاده می‌شود؛ با این تفاوت که عرض نوارهای ستونی مطابق ضابطه بند ۹-۱۰-۲-۵ مبحث ۹ تعیین می‌گردد. در مواردی که ستون‌ها هم‌محور نیستند انتخاب عرض نوار تابع نظر طراح بوده، می‌توان مشابه آنچه در روش اول بیان گردید عمل نمود. با مشخص شدن عرض نوارهای ستونی، نوارهای میانی نیز بین نوارهای ستونی مجاور معرفی می‌شوند.

ب) نوارهای بررسی برش یک‌طرفه: مطابق بند ۹-۱۰-۶-۵-۳-ب مبحث نهم می‌توان جهت بررسی برش یک‌طرفه در هر امتداد، نواری به عرض کل شالوده معرفی نمود. البته در مواردی که از دیوارهای برشی استفاده شده است مؤکداً توصیه می‌شود در محدودهٔ دیوارها از نوارهای جداگانه‌ای استفاده شود. در این حالت می‌توان جهت تعیین عرض نوار محدودهٔ دیوار از دیاگرام خمش و وضعیت توزیع خمش در شالوده استفاده نمود و یا نواری تعریف شود که عرض آن در هر سمت دیوار، برابر ضخامت شالوده از بَرِ دیوار باشد.

بعضی از طراحان ممکن است به‌طور محافظه‌کارانه ترجیح دهند به‌جای استفاده از نواری به عرض کل شالوده از چند نوار با عرض کمتر استفاده نمایند. به‌عنوان مثال ممکن است در هر امتداد شالوده از نوارهایی استفاده شود که عرض آنها مطابق شکل ۴-۱۳ می‌باشد. در این حالت نیز هنگامی که ستون‌ها در یک محور قرار ندارند تعیین عرض نوار، مبتنی بر نظر طراح است.



شکل ۴-۱۳: عرض نوارهای طراحی شالوده، مربوط به برش یک‌طرفه در امتداد شمالی-جنوبی

فصل ۵: پرسش‌های مربوط به سایر موضوعات

۵-۱ به‌منظور تحلیل سازه‌های بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS، چه زمان می‌توان از اثرات P-Δ صرف‌نظر نمود؟

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در بند ۹-۶-۲-۱-۱، روش‌های مجاز تحلیل سازه‌های بتن‌آرمه را معرفی نموده است که در این بین، روش تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول و روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم به‌طور معمول کاربرد بیشتری در نزد طراحان دارد. در روش تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول، به منظور لحاظ نمودن اثرات لاغری در اعضای تحت فشار و خمش، لنگر این اعضا حاصل از تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول سازه، در قالب روش تشدید لنگرها مطابق با ضوابط بندهای ۹-۶-۵-۴-۳ و ۹-۶-۵-۴-۴ آن مبحث افزایش داده می‌شود. هدف از تشدید لنگرها بر طبق ضوابط بند ۹-۶-۵-۴-۴، لحاظ نمودن اثرات P-Δ می‌باشد. در تحلیل الاستیک مرتبه دوم، نیازی به تشدید لنگرها بر طبق بند ۹-۶-۵-۴-۴ نبوده و مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۴-۲-پ، لنگرهای طراحی به‌طور مستقیم از تحلیل تعیین می‌شوند.

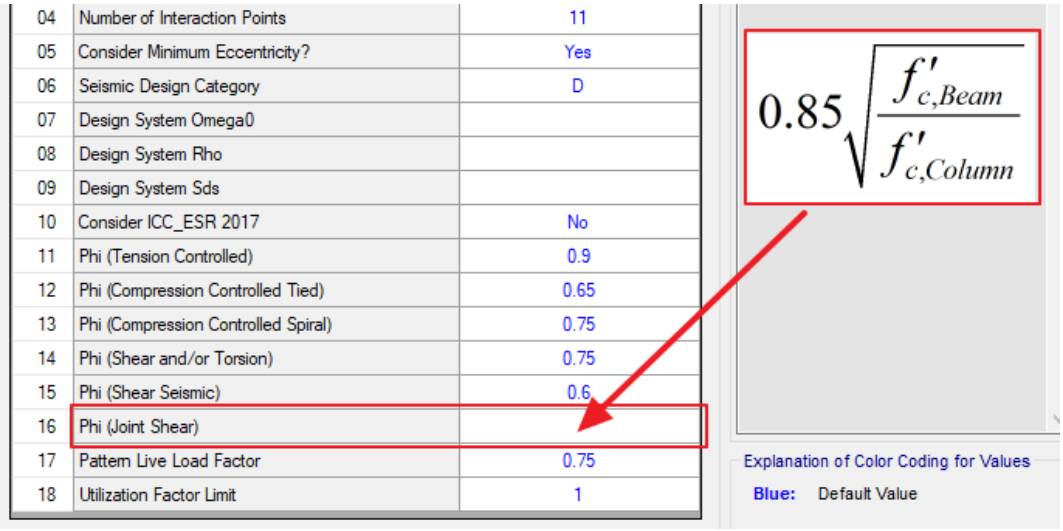
نرم‌افزار ETABS در طراحی ستون‌های بتنی قادر نیست ضرایب تشدید لنگر مربوط به اثرات P-Δ، موضوع بند ۹-۶-۵-۴-۴ را به‌طور خودکار محاسبه نماید. لذا در مواردی که مطابق با ضوابط مبحث نهم، لحاظ نمودن اثرات P-Δ ضرورت داشته باشد لازم است با فعال نمودن تحلیل P-Δ در نرم‌افزار و انجام تحلیل مرتبه دوم، اثرات مذکور در نظر گرفته شود.

موارد معاف از اثر P-Δ مطابق ضوابط مبحث نهم: مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۱-۲ مبحث نهم در صورتی‌که شاخص پایداری(Q) در طبقه‌ای از ۵ درصد بیشتر نباشد می‌توان ستون‌های آن طبقه را مهارشده تلقی نمود و از اثر P-Δ در طراحی ستون‌های آن طبقه صرف‌نظر کرد. همچنین صرف‌نظر از مقدار شاخص پایداری، اگر مطابق بند ۹-۶-۲-۲-۱-الف مبحث نهم، ضریب لاغری ستون‌های مهار نشده (Kl_u/r) بیش از ۲۲ نباشد می‌توان از اثرات لاغری و P-Δ در همان ستون‌ها صرف‌نظر نمود.

نرم‌افزار ETABS، ضریب طول موثر ستون‌های بتنی را محاسبه نمی‌کند. لذا درصورتی که طراح، قصد بررسی شرط Kl_u/r را داشته باشد باید این بررسی را برای هر یک از ستون‌ها به‌صورت دستی و خارج از روند محاسبات نرم‌افزار انجام دهد. همچنین به منظور بررسی شرط مربوط به شاخص پایداری، لازم است کنترل آن در کلیه ترکیب‌های بارگذاری و در کلیه طبقات، در هر دو امتداد متعامد سازه انجام شود. بر این اساس ممکن است ستون‌ها در طبقه‌ای و در امتدادی از سازه، مهارشده محسوب شوند و معاف از اثرات P-Δ باشند و در همان طبقه و امتداد دیگر سازه یا در طبقه‌ای دیگر، مشمول اثرات P-Δ شوند. همچنین بر مبنای کنترل Kl_u/r ممکن است در طبقه‌ای و در امتدادی از سازه، ستونی معاف از P-Δ و ستون مجاورش در همان طبقه، مشمول اثر P-Δ شود. نظر به صعوبت و پیچیدگی‌های بررسی شروط مذکور و تفکیک ستون‌های مشمول و معاف از P-Δ و همچنین با هدف حصول نتایج واقع‌بینانه‌تر، پیشنهاد می‌شود برای کلیه سازه‌های بتنی همواره تحلیل P-Δ در نرم‌افزار انجام شود.

۵-۲ درصورتی که مقاومت فشاری بتن تیر، کمتر از مقاومت فشاری بتن ستون باشد، جهت طراحی گره اتصال (چشمه اتصال)، کدام یک از مقاومت‌های فشاری بتن تیر یا ستون باید مد نظر قرار گیرد و نحوه اعمال آن در نرم‌افزار ETABS چگونه می‌باشد؟

در این حالت می‌توان جهت طراحی گره اتصال، از بتن با f'_c کمتر استفاده نمود. بدین منظور، در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی، ضریب کاهش مقاومت برشی گره اتصال، برابر $0.85\sqrt{\left(\sqrt{f'_{c,Beam}}/\sqrt{f'_{c,Column}}\right)}$



شکل ۵-۱: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Prefrences در ETABS

معرفی گردد (شکل ۵-۱).

۵-۳ در سازه‌های بتن‌آرمه درصورتی‌که عرض تیر، کمتر از عرض ستونی باشد که به آن متصل می‌شود و محور تیر از مرکز ستون عبور نکند ممکن است ETABS در محاسبات مقاومت برشی گره اتصال نادرست عمل کند. روش اصلاح این موضوع در روند طراحی نرم‌افزاری چگونه است؟

اگرچه نرم‌افزار ETABS در محاسبات مقاومت برشی گره اتصال، مقدار A_j را مطابق بند ۹-۱۶-۴-۲-۳ مبحث نهم محاسبه می‌کند، لیکن درصورتی که محور تیر از مرکز ستون عبور نکند، بسته به عرض تیر و فاصله محور تیر تا مرکز ستون ممکن است نرم‌افزار در محاسبه مقدار صحیح A_j دچار خطا شود. جهت برطرف نمودن خطای مذکور لازم است طراح، نسبت A_j محاسبه شده ETABS به A_j محاسبه شده (دستی) بر مبنای مبحث نهم را تعیین و این مقدار را در نسبت مقاومت گره اتصال که ETABS گزارش نموده ضرب نماید. متذکر می‌گردد در مواردی که محور تیر از مرکز ستون عبور نمی‌کند، اصلاح وضعیت اتصال اعضا از طریق دستور Insertion Point تأثیری بر اصلاح خطای مذکور ندارد.

تذکر: مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ مبحث ۹، یکی از شروط محصورشدگی گره اتصال آن است که عرض هر یک از تیرهای عرضی، حداقل سه‌چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد. به‌عنوان مثال برای ستونی به عرض ۶۰ سانتی‌متر، عرض تیرهای عرضی باید حداقل برابر ۴۵ سانتی‌متر باشد تا یکی از شروط محصورشدگی گره اتصال احراز گردد. نظر به آنکه نرم‌افزار ETABS در محاسبات خود، واحدهای متریک یا SI را به FPS تبدیل می‌کند، در مواردی که نسبت مذکور برابر ۰/۷۵ باشد این کنترل دچار خطا می‌شود. به‌عنوان یک روش پیشنهادی جهت اصلاح این خطا می‌توان هنگام کنترل برش گره اتصال، عرض تیرها به میزان ۰/۰۱ بیشتر تعریف گردد. مثلاً تیر با عرض ۴۵ سانتی‌متر را ۰/۰۱ ۴۵ سانتی‌متر معرفی نمود.

۵-۴ کنترل برش گره اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط بتنی در نرم‌افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟

در خصوص کنترل برش گره اتصال در ETABS لازم است ابتدا به اِشکالات نرم‌افزار به شرح ذیل اشاره گردد:

۱) کنترل برش گره اتصال در ETABS نسخه ۱۶ و بعد از آن، بر مبنای ACI318-14 انجام می‌شود. به‌عبارتی حتی در نسخه‌هایی از نرم‌افزار که امکان طراحی بر مبنای ACI318-19 وجود دارد نیز اگر آیین‌نامه طراحی قاب بتنی، ACI318-19 انتخاب

شود، نرم‌افزار کنترل برش گره اتصال را بر مبنای ACI318-14 انجام می‌دهد. اگرچه در اغلب موارد، نتایج این کنترل قابل قبول است (غیر از ستون‌های بالاترین طبقه)، لیکن لازم است طراح نیز همواره وضعیت برش گره اتصال را حداقل در گره‌های بحرانی کنترل نماید.

۲) هنگامی‌که نیروی محوری فشاری قابل‌ملاحظه (نیروی بیش از $0.1f'_cA_g$) در مجاورت گره اتصال در تیر وجود داشته باشد، DCR گزارش شدهٔ برنامه مربوط به وضعیت برش گره اتصال، خلاف اطمینان بوده، لازم است در این موارد، کنترل برش مذکور توسط طراح انجام شود.

۳) شرایط پیوستگی تیر و ستون در ناحیه اتصال که باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۱۶-۲-۶ الی ۹-۱۶-۲-۸ مبحث نهم بررسی گردد، متفاوت از ضوابطی است که ACI318-14 مقرر نموده بود. بر این اساس باید شرایط پیوستگی نیز توسط طراح بررسی گردد.

در ادامه، چگونگی کنترل برش گره اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط در ETABS ارائه گردیده است.

الف) قاب‌های خمشی ویژه: در این حالت، ETABS برش ضریب‌دار گره اتصال را بر مبنای M_{pr} تیرهای متصل به گره تعیین و ضریب کاهش مقاومت برشی را برابر ۰/۸۵ در نظر می‌گیرد که صحیح است. لیکن مقاومت برشی گره اتصال (V_n) را همان‌طور که پیش‌تر عنوان شد، بر مبنای ACI318-14 (و نه طبق جدول ۹-۲۰-۲ مبحث نهم) محاسبه می‌کند.

ب) قاب‌های خمشی متوسط: در این حالت باید ابتدا تنظیمات طراحی زیر توسط طراح انجام شود:

۱- تمامی ستون‌ها انتخاب و طراحی آنها در حالت قاب ویژه (Sway Special) قرار داده شود (شکل ۵-۲).

۲- تیرها انتخاب و طراحی آنها در حالت قاب متوسط (Sway Intermediate) قرار داده شود (شکل ۵-۳).

۳- ضریب کاهش مقاومت برشی گره اتصال (ϕ) برابر با ۰/۷۵ معرفی شود (شکل ۵-۴).

با انجام تنظیمات فوق و اجرای دستور طراحی، ETABS برش ضریب‌دار گره اتصال را بر مبنای M_n تیرهای متصل به گره و مقاومت برشی گره اتصال (V_n) را بر مبنای ACI318-14 (و نه طبق جدول ۹-۲۰-۲ مبحث نهم) محاسبه می‌کند.

Concrete Frame Design Overwrites for ACI 318-14

	Item	Value
01	Current Design Section	C50X50_16T22
02	Framing Type	Sway Special
03	Live Load Reduction Factor	1

شکل ۵-۲: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Overwrites در ETABS

Concrete Frame Design Overwrites for ACI 318-14

	Item	Value
1	Current Design Section	B 50X50
2	Framing Type	Sway Intermediate
3	Live Load Reduction Factor	1

شکل ۵-۳: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Overwrites در ETABS

11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	0.75

شکل ۵-۴: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Prefrences در ETABS

در هر دو حالت قاب ویژه و متوسط بتنی، نرم‌افزار نتیجه کنترل برش گره اتصال را بصورت نسبت V_u ایجاد شده در گره به ϕV_n گره اتصال گزارش می‌کند که اگر این نسبت بیش از ۱/۰ باشد، پیغام N/C گزارش می‌شود. در این حالت اگر طراح قصد داشته باشد مقدار DCR مذکور را مشاهده نماید باید با کلیک راست بر روی ستون تحتانی گره موردنظر و ورود به پنجره نمایش جزئیات محاسبهٔ برش گره اتصال، نسبت مذکور را برای هر امتداد مشاهده نماید. به‌منظور سهولت کار و اجتناب از فرآیند مشاهده به شرح فوق، کافی است مقدار ضریب کاهش مقاومت برشی گره اتصال (شکل ۵-۴)، دو برابر مقدار

اصلی آن معرفی شود (۱/۷ و ۱/۵ به‌ترتیب برای قاب‌های ویژه و متوسط). در ادامه لازم است کنترل شود نسبت مذکور از ۰/۵ بیشتر نباشد. مقادیر بیشتر از ۰/۵، همان مقادیر بیشتر از یک در حالت قبل از دو برابر کردن ضریب ϕ است که حال می‌توان به‌سادگی آنها را نیز مشاهده نمود.

پیوست ۱

روش‌های کنترل ضابطهٔ ۲۵ درصد استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های متشکل از سیستم دوگانه با دیوار برشی بتن‌آرمه

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در بند ۱-۸-۴-پ مقرر می‌دارد در سیستم دوگانه، قاب‌های خمشی باید قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی وارد بر سازه باشند. در این پیوست، چهار روش جهت انجام این کنترل در نرم‌افزار ETABS ارائه شده که در ادامه به شرح آنها خواهیم پرداخت.

روش انجام کار: ابتدا لازم است سهم قاب و دیوار، به‌طور مجزا در طبقات بررسی شود تا معلوم گردد در کدام طبقات، سهم قاب از برش زلزلهٔ طبقه، کمتر از ۲۵ درصد می‌باشد. سپس طراح می‌تواند جهت اقناع ضابطه مذکور، صرفاً به انجام اصلاحات در طبقاتی بپردازد که سهم قاب در آن طبقات کمتر از ۲۵ درصد برش طبقه است. در طبقاتی که سهم قاب، بیش از ۲۵ درصد برش طبقه باشد می‌توان اطمینان حاصل نمود که قاب، قادر به تحمل ۲۵ درصد برش زلزله طبقه بوده و لذا قاب در آن طبقه و در امتداد موردنظر، الزام سیستم‌های دوگانه را اقناع نموده است؛ بنابراین نیازی به طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه، تحت نیروی زلزله امتداد موردنظر نمی‌باشد. متذکر می‌گردد در این بررسی، مقاومت جانبی قاب در هر طبقه مشخص نمی‌شود، بلکه سهم باربری آن از بار جانبی تعیین می‌گردد. لیکن در صورتی‌که در طبقه‌ای سهم باربری قاب از نیروهای جانبی زلزله، حداقل ۲۵ درصد برش طبقه باشد و تحت این میزان نیرو طراحی شده باشد، مقاومت جانبی آن نیز حداقل به اندازه ۲۵ درصد نیروهای جانبی خواهد بود.

به منظور تعیین سهم قاب و دیوار در هر طبقه، بدون آنکه تغییری در مدل اصلی ایجاد شود با استفاده از چند روش می‌توان سهم قاب و دیوار را در هر طبقه تعیین نمود. به‌عنوان مثال، یک روش آن است که طراح مقدار مجموع برش زلزلهٔ سهم دیوارهای طبقه موردنظر در یک امتداد سازه را از خروجی مربوط به نتایج تحلیل استخراج نماید. از تقسیم این برش به برش طبقه، سهم دیوارهای آن طبقه از برش طبقه در امتداد موردنظر تعیین شده و بر این اساس، سهم قاب در آن طبقه نیز معلوم خواهد شد. روش دیگر آن است که به‌جای مشاهده سهم دیوارهای هر طبقه از خروجی مربوط به نتایج تحلیل، از دستور Section Cut استفاده شود. به هر حال، طراح می‌تواند به شیوه‌های مختلف، سهم قاب از برش طبقه در هر امتداد را محاسبه نماید. در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند این ستون‌های مرزی در امتداد صفحهٔ دیوار، بخشی از دیوار برشی محسوب گشته و برش آن‌ها از زلزله طبقه به‌عنوان برش سهم قاب محسوب نمی‌گردد. از این رو در فرآیند طراحی قاب، تحت ۲۵ درصد برش طبقه نباید این ستون‌های مرزی طراحی شوند. متذکر می‌گردد ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی شکل، لزوماً اجزای مرزی (المان‌های مرزی) دیوار نمی‌باشند.

با معلوم شدن طبقاتی که در آن‌ها سهم برش قاب، کمتر از ۲۵ درصد برش زلزله طبقه است می‌توان

طراحی اعضای قاب در آن طبقات تحت ۲۵ درصد برش طبقه را بر اساس روش‌هایی که در ادامه ارائه می‌گردد، انجام داد.

تذکر ۱: با توجه به چگونگی روند محاسبه برش طبقات و برش اعضا در تحلیل‌های طیفی، مجموع برش اعضای قائم مقاوم لرزه‌ای، متفاوت از برش طبقه است (که در تحلیل استاتیکی، برابر هستند). لذا لازم است بررسی سهم قاب و دیوار از برش طبقه که در بالا به آن اشاره شد، بر مبنای روش تحلیل استاتیکی انجام شود.

تذکر ۲: با توجه به ساختار مدل‌سازی در روش‌های دوم الی چهارم، به‌دلیل حذف سختی دیوار از مدل، ویژگی مودهای ارتعاشی سازه دچار تغییر قابل ملاحظه‌ای گشته و لذا نتایج تحلیل دینامیکی در مدل مربوط به کنترل ضابطه ۲۵ درصد، با نتایج مدل سازه اصلی مطابقت ندارد. از این رو در مدل ۲۵ درصد، درصورتی که طراحی اعضای قاب بر اساس روش‌های دوم الی چهارم انجام می‌شود، تحلیل مدل باید به روش استاتیکی انجام شود. در این حالت به‌منظور توزیع برش پایه می‌توان از توزیع به روش استاتیکی معادل یا توزیع برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی مدل اصلی استفاده نمود. لیکن درصورتی که طراحی اعضای قاب بر اساس روش اول انجام می‌شود می‌توان از هر دو نوع تحلیل استاتیکی معادل یا تحلیل دینامیکی طیفی استفاده نمود. متذکر می‌گردد در صورتی‌که توزیع به روش استاتیکی معادل انجام می‌شود لازم است ضریب K در رابطهٔ توزیع برش پایهٔ استاتیکی، بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان مربوط به سازه اصلی تعیین شود.

روش اول: افزایش نیروی زلزله در مدل، بدون حذف دیوارها

در این روش، سختی دیوارها حذف نشده و هیچ‌گونه تغییری در سختی آنها اعمال نمی‌گردد. بدین‌صورت که با حفظ سختی دیوارها، نیروی جانبی طبقه موردنظر تا آنجا افزایش داده می‌شود که برش سهم قاب در طبقه موردنظر، برابر با ۲۵ درصد برش طبقه در مدل اصلی شود. اگر فرض شود سهم قاب از برش زلزله در طبقه i ام، a_i درصد باشد، برای طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه لازم است نیروهای زلزله در ضریب $25/a_i$ ضرب شوند. نظر به آنکه سهم قاب از برش طبقه در طبقات مختلف متفاوت است لازم است به‌ازای a_i هر طبقه، هر بار، نیروهای زلزله در ضریب $25/a_i$ همان طبقه ضرب شود و اعضای قاب در آن طبقه طراحی مجدد شوند و یا به‌دلیل زمان‌بر بودن این‌کار، بحرانی‌ترین طبقه که دارای کوچکترین a_i می‌باشد مبنا قرار گرفته و طراحی قاب در کلیه طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقناع نکرده‌اند، تحت ضریب $25/a_i$ مربوط به طبقه بحرانی انجام شود.

تذکر: نتایج استفاده از این روش حتی درصورتی که برای هر طبقه از ضریب نظیر با a_i همان طبقه استفاده شود به‌طور معمول نسبت به سایر روش‌ها تا حدی دست بالا می‌باشد که در صورت استفاده از a_i طبقه بحرانی برای کلیه طبقات، این وضعیت، تشدید نیز خواهد شد.

روش دوم: حذف سختی خمشی و برشی دیوارها

در این روش، باربری محوری دیوارها حفظ می‌گردد. لذا در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند مشکلی از بابت باربری ثقلی ایجاد نشده و نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در محل دیوار نخواهد بود. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در کلیه طبقات، ضریب اصلاح سختی برشی یا همان گزینه f12 ، برابر صفر معرفی شود. همچنین ضرایب اصلاح سختی خمشی مربوط به گزینه‌های m11، m22 و m12 برابر با ۰/۰۰۱ معرفی شود. ضرایب اصلاح مربوط به f11 و f22 بدون تغییر و برابر همان مقادیر موجود در مدل اصلی باقی می‌ماند.

۲- درخصوص دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی (I_{22} و I_{33}) عدد کوچکی نظیر ۰/۱ معرفی شود تا میزان مشارکت آنها در باربری جانبی به حداقل برسد.

۳- گره‌های اتصال پای دیوار در تراز شالوده، مفصلی شوند.

۴- لازم است نیروهای زلزلهٔ وارد بر سازه به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند، لیکن با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط دیوارها جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، به‌جای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد خواهد شد. همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد، سهم ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی به‌عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب گشته و نباید به‌عنوان سهم قاب در نظر گرفته شود.

نهایتاً اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقناع نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله افزایش یافته به شرح مذکور در بند ۴، بررسی و در صورت لزوم، طراحی مجدد شوند.

روش سوم: حذف کلیه سختی‌های دیوارها

در این روش، جهت حذف باربری جانبی دیوارها، کلیه سختی‌های دیوار کاهش داده می‌شود. بنابراین درخصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است جهت برطرف نمودن مشکل باربری ثقلی آنها تمهیداتی لحاظ گردد. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در تمامی طبقات، کلیه ضرایب اصلاح سختی (f11، f22، f12، m11، m22، m12، v13 و v23) برابر با ۰/۰۰۱ معرفی شود.

۲- در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های مرزی (I_{22} و I_{33})، مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است ستون‌هایی فرضی در طرفین دیوار مدل شود. ابعاد این ستون‌های فرضی را می‌توان مشابه با ابعاد ستون‌های قاب که در مجاورت دیوار قرار دارند و یا مطابق توضیحات ذیل پرسش ۲-۷ در نظر گرفت. ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی (I_{22} و I_{33}) نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی در بررسی ضابطه ۲۵ درصد حائز اهمیت نمی‌باشد؛ چراکه قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند.

۳- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند. لیکن

با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط آن‌ها جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، به‌جای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد خواهد شد. همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد سهم ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی و نیز ستون‌های فرضی مدل‌شده در دو انتهای دیوارهای غیر دمبلی (موضوع بند ۲ فوق) به‌عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب گشته و نباید به‌عنوان سهم قاب در نظر گرفته شود.

نهایتاً اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقناع نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله افزایش یافته به شرح مذکور در بند ۳، بررسی و در صورت لزوم، طراحی مجدد شوند.

روش چهارم؛ تبدیل دیوار به ستون معادل و حذف سختی جانبی آن

در این روش، دیوارها بصورت المان Frame و همانند یک ستون فرضی معادل با مقطع دیوار، مدل می‌شوند. سپس مشارکت آنها از باربری جانبی حذف می‌گردد. نظر به آنکه این ستون‌های معادل، قادر به تحمل بارهای ثقلی (به صورت محوری) می‌باشند نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در محل دیوار در مدل نخواهد بود. جزئیات این روش به شرح زیر است:

۱- به‌ازای هر دیوار، یک مقطع ستون به ابعاد مشابه با ابعاد مقطع دیوار معرفی شود.

۲- تیرهایی با وزن صفر و سختی بالا (Rigid Beam) تعریف شود.

۳- در کلیه طبقات، دیوارها از مدل حذف و به‌جای هر دیوار، ستون معادل نظیر با آن مدل می‌شود. لازم است این ستون‌های معادل، به‌صورت دو سر مفصل مدل شوند تا در باربری جانبی مشارکت نداشته باشند. توجه شود که وزن ستون‌های معادل نباید صفر شود تا تأثیر وزنی دیوارها در مدل باقی بماند.

۴- ستون‌های معادل توسط تیرهای با سختی بالا (Rigid Beam) که در بند ۲ به آن اشاره گردید در طول دهانه دیوار، به سازه متصل شوند. این تیرهای صلب در کلیه طبقات به‌صورت دو سر مفصل مدل شوند. در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند این ستون‌های مرزی، حذف نشده و ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. درخصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است ستون‌هایی فرضی در طرفین دیوار مدل شود. ابعاد این ستون‌های فرضی را می‌توان مشابه با ابعاد ستون‌های قاب که در مجاورت دیوار قرار دارند و یا مطابق توضیحات ذیل پرسش ۲-۷ در نظر گرفت. ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی (I_{22} و I_{33}) نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی در بررسی ضابطه ۲۵ درصد حائز اهمیت نمی‌باشد؛ چراکه قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند.

۵- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند. لیکن با توجه به آنکه علیرغم حذف سختی دیوارها کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط

ستون‌های مرزی یا فرضی مدل‌شده در دو انتهای دیوارها (موضوع بند ۵) جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم این ستون‌ها و قاب از برش هر طبقه، به‌جای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد خواهد شد.

نهایتاً اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقناع نکرده‌اند، تحت نیروهای زلزله افزایش یافته به شرح بند ۶، بررسی و در صورت لزوم، طراحی مجدد شوند.

سایر نکات:

۱- در مدل ۲۵ درصد، لحاظ نمودن اثر ۳۰ درصدی زلزلهٔ راستای متعامد و استفاده از ترکیب‌بارهای دارای زلزله مذکور ضرورت ندارد.

۲- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات نمی‌باشد.

۳- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به بررسی نامنظمی پیچشی و اعمال ضریب تشدید پیچش تصادفی نمی‌باشد.

۴- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به لحاظ نمودن اثر $P\text{-}\Delta$ نمی‌باشد.

۵- درصورتی که سازه اصلی در راستای سیستم دوگانه، مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد لازم است اثر این ضریب در مدل ۲۵ درصد نیز برای آن راستا در نظر گرفته شود.

۶- در دیوارهای دمبلی، نظر به آنکه ستون‌های مرزی دیوار، بخشی از دیوار محسوب می‌گردند لازم نیست این ستون‌های مرزی در مدل ۲۵ درصد، طراحی شوند (همچنین مراجعه شود به پرسش ۲-۶).

۷- درصورت وجود تیر بین المان‌های دیوار لازم است این تیر بصورت دو سر مفصل مدل شود تا در سهم ۲۵ درصد قاب، مشارکت نداشته باشد (همچنین مراجعه شود به پرسش ۲-۸).

پیوست ۲

نکات طراحی دیوارهای برشی بتن‌آرمه تحت برش لرزه‌ای در نرم‌افزار ETABS

به منظور طراحی برشی دیوارهای برشی بتن‌آرمه مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹ مبحث نهم، می‌توان در نسخه‌های مختلف نرم‌افزار ETABS بر اساس روش‌هایی که در ادامه ارائه شده است عمل نمود. طبق ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ مبحث نهم، نیروی برشی طرح دیوارهای سازه‌ای باید از رابطه پ۲-۱ تعیین گردد.

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u \qquad \text{(رابطه پ۲-۱)}$$

در رابطه فوق، Ω_v ضریب اضافه مقاومت و ω_v، ضریب تشدید برش دینامیکی به‌دلیل اثر مودهای بالاتر است که نرم‌افزار ETABS قادر به محاسبه هیچ‌کدام از ضرایب مذکور نیست. از سوی دیگر، طبق ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۹-۲ مبحث ۹، مقاومت برشی اسمی دیوار (V_n) باید از رابطه پ۲-۲ تعیین گردد.

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right) \qquad \text{(رابطه پ۲-۲)}$$

در رابطه فوق، α_c ضریبی است که مقدار آن تابع مقدار h_w/l_w است. h_w ارتفاع دیوار از مقطع بحرانی (مقطع محتمل به تشکیل مفصل پلاستیک در دیوار) تا بالاترین تراز دیوار و l_w طول دیوار است. نرم‌افزار ETABS قادر به محاسبه صحیح h_w نیست و این ارتفاع را برابر با ارتفاع طبقه از طبقه زیرین در نظر می‌گیرد. لذا مقدار α_c را نیز به اشتباه، برابر ۰/۲۵ لحاظ می‌کند. این در حالی است که به‌طور معمول، مقدار h_w/l_w بیشتر از ۲ بوده که در این حالت مقدار α_c، برابر ۰/۱۷ خواهد بود. بدین ترتیب، مقاومت برشی دیوار، بیش از مقدار صحیح آن تعیین می‌شود (مشکل عدم تشخیص صحیح h_w و محاسبه نادرست α_c در نسخه ETABS 20.1 برطرف گردیده و لذا مقدار α_c در این نسخه از نرم‌افزار به‌درستی محاسبه می‌شود).

بر مبنای توضیحات فوق، ETABS به‌طور خودکار قادر به محاسبه برش طراحی (V_e) و مقاومت برشی (V_n) نبوده، باید این موارد به نحوی توسط طراح در محاسبات، مدنظر قرارگیرد. در ادامه، دو روش جهت اصلاح خطاهای مشروح و تعیین مقدار صحیح آرماتورهای برشی مورد نیاز ارائه می‌شود.

روش اول:

در استفاده از این روش، فرضیات زیر، مبنای کار قرار گرفته‌اند:

۱- مقدار h_w/l_w، برابر یا بیشتر از ۲ بوده و لذا مقدار α_c، برابر ۰/۱۷ در نظر گرفته می‌شود؛

۲- جهت سهولت کار و البته در جهت اطمینان، حاصل‌ضرب $\Omega_v \omega_v$، برابر با مقدار حداکثر آن که عدد ۳ است در نظر گرفته می‌شود؛

۳- ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، به‌جای ۰/۶، برابر

۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شود؛

۴- به‌جای افزایش سه برابری V_u، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، بر ۳ تقسیم خواهد شد.

تذکر: درصورتی که طراح، به‌جای فرض شماره ۲، حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ را به‌طور دقیق محاسبه کند و مقدار دقیق حاصل‌ضرب مذکور، از ۳ بزرگتر نباشد، در فرض شماره ۴ باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای به‌جای عدد ۳ بر مقدار دقیق حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ تقسیم شود.

در ادامه، جزئیات انجام کار در ویرایش‌های مختلف نرم‌افزار ETABS بیان گردیده است.

روش کار در ETABS 2016: به‌منظور شرح روش کار لازم است ابتدا به جزئیات رابطه V_n بپردازیم.

$$V_u \le \phi.V_n \quad ; \quad \phi.V_n = \phi\left(V_c + V_s\right) = \phi\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'}\, A_{cv}\right) + \phi\left(\frac{A_v}{S} f_{yt} l_w\right)$$

مطابق آنچه در فرض ۳ و ۴ بیان گردید، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای از تقسیم ۰/۷۵ بر ۳، برابر با ۰/۲۵ منظور می‌گردد؛ لیکن در صورت استفاده از ضریب ۰/۲۵، ایراد مربوط به استفاده نرم‌افزار از α_c نادرست، کماکان باقی می‌ماند. نظر به آنکه نرم‌افزار، مقاومت برشی بتن دیوار را با فرض α_c برابر با ۰/۲۵ محاسبه می‌کند و این مقدار، ۱/۵ برابر مقدار واقعی آن بر مبنای $\alpha_c = 0.17$ است، ضریب کاهش مقاومت برشی بتن باید یک‌بار هم، بر ۱/۵ تقسیم شود و لذا مقدار این ضریب، برابر ۰/۱۶۷ خواهد شد. بدین ترتیب اگر قصد داشته باشیم رابطه فوق را در نرم‌افزار اصلاح نماییم باید ضریب ϕ مربوط به مقاومت بتن را برابر ۰/۱۶۷ و ضریب ϕ مربوط به مقاومت آرماتورهای برشی را برابر ۰/۲۵ معرفی کنیم. با توجه به آنکه در نرم‌افزار، جهت محاسبه مقاومت برشی مقطع دیوار، صرفاً می‌توان از یک ضریب برای اصلاح هر دو مقاومت بتن و آرماتورهای برشی استفاده نمود، ناگزیر در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic) برابر با ۰/۱۶۷ معرفی شود؛ لیکن پس از محاسبه مقدار A_v/S توسط برنامه، باید اصلاحی بر روی آن صورت گیرد.

$$V_u = \phi\left(V_c + V_s\right) = \phi V_c + \phi\left(\frac{A_v}{S} f_{yt} l_w\right)$$

$$\rightarrow \quad \frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi\, f_{yt} l_w} \qquad \text{(رابطه پ۲-۳)}$$

همان‌طور که در رابطه پ۲-۳ مشاهده می‌شود، ضریب ۰/۱۶۷ برای ϕ در صورت کسر فوق، صحیح است؛ لیکن ضریب ϕ مربوط به مخرج کسر باید ۰/۲۵ باشد که برنامه آن را نیز، ۰/۱۶۷ لحاظ می‌نماید. لذا باید مقدار A_v/S ارائه شده برنامه، بر مقدار (۰/۱۶۷)/ (۰/۲۵)، یعنی ۱/۵ تقسیم شود تا مقدار صحیح حاصل گردد.

بنابراین به‌طور خلاصه، روش کار این‌گونه خواهد بود که ابتدا در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۱۶۷ معرفی شود. سپس، بعد از انجام فرایند طراحی دیوارها، مقدار A_v/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

تذکر ۱: به منظور مشاهده مقدار آرماتور برشی دیوارها، قاب دارای دیوار موردنظر، در حالت نمایش دو بعدی (Elevation) قرار داده شود. سپس از طریق دستور زیر، مقدار A_v/S ارائه شده برای دیوارها مطابق توضیحات فوق بر ۱/۵ تقسیم شود تا مقدار نهایی جهت ارائه در نقشه‌های اجرایی حاصل گردد.

Design → Shear Wall Design Display → Design Info → Design output → Pier Shear Reinforcing

متذکر می‌گردد جهت مشاهده آرماتور برشی محاسبه شده برای دیوارها از روش کلیک راست بر روی دیوار و جداول گزارش جزئیات محاسباتی دیوار استفاده نشود؛ چراکه در اغلب موارد ممکن است در جداول مذکور، پیغام O/S گزارش شده باشد.

تذکر ۲: مقدار A_v/S ارائه شده برنامه که البته باید بر ۱/۵ تقسیم شود، بدون بررسی و کنترل ضابطه بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ مبحث نهم تعیین شده است. بند مذکور مقرر می‌دارد در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید از $0.66\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$ بیشتر در نظر گرفته شود. به‌منظور اقناع این ضابطه لازم است کنترل شود، A_v/S ارائه شده برنامه پس از تقسیم شدن بر ۱/۵، از $0.5\sqrt{f_c'}\,t_w / f_{yt}$ بیشتر نباشد (رابطه پ۲-۴). در صورت عدم برقراری این شرایط لازم است با اتخاذ تدابیری از جمله افزایش ضخامت دیوار، ضابطه مذکور اقناع شود. t_w ضخامت جان دیوار و f_{yt}، مقاومت تسلیم آرماتورهای برشی دیوار است.

$$V_n \le (4/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cv} \;\; ; \;\; V_n = V_c + V_s \;\; ; \;\; V_c = (1/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$$

$$(1/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cv} + V_s \le (4/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cv} \rightarrow V_s \le 0.5\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$$

$$V_s = \frac{A_v}{S} f_{yt} l_w \le 0.5\sqrt{f_c'}\,t_w l_w$$

$$\rightarrow \quad \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max} \le 0.5\frac{\sqrt{f_c'}}{f_{yt}}\,t_w \qquad \text{(رابطه پ۲-۴)}$$

تذکر ۳: مطابق ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث نهم، در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیوار قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، مقدار V_n هر یک از قطعات دیوارها به تنهایی نباید از $0.83\sqrt{f_c'}\,A_{cw}$ بیشتر باشد. به منظور اقناع این ضابطه در نرم‌افزار لازم است مقدار A_v/S ارائه شدهٔ برنامه، پس از تقسیم بر ۱/۵ از $(2/3)\sqrt{f_c'}\,t_w / f_{yt}$ بیشتر نباشد (رابطه پ۲-۵).

$$V_n \le (5/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cw} \;\; ; \;\; V_n = V_c + V_s \;\; ; \;\; V_c = (1/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cw}$$

$$(1/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cw} + V_s \le (5/6)\sqrt{f_c'}\,A_{cw} \rightarrow V_s \le (2/3)\sqrt{f_c'}\,A_{cw}$$

$$V_s = \frac{A_v}{S} f_{yt} l_w \le \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{f_c'}\,t_w l_w$$

$$\rightarrow \quad \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max} \le \left(\frac{2}{3}\right)\frac{\sqrt{f_c'}}{f_{yt}}\,t_w \qquad \text{(رابطه پ۲-۵)}$$

همچنین بند مذکور، ضابطه دیگری نیز دارد که مقرر می‌دارد مقدار V_n نباید از $0.66\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$ بیشتر باشد که در این رابطه، A_{cv}، سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول

مقاطع دیوارها است. به منظور اقناع این ضابطه لازم است مجموع $(A_v/S)_i \times l_{wi}$ محاسبه شده برای دیوارها (که البته باید مقدار A_v/S ارائه شدهٔ برنامه برای هر دیوار بر ۱/۵ تقسیم شود) کمتر از مجموع $(A_v/S)_{\max(i)} \times l_{wi}$ باشد (رابطه پ۲-۶). $(A_v/S)_{\max(i)}$ بر اساس تذکر ۲ محاسبه می‌شود.

$$\frac{\sum V_{si}}{f_y \sum l_{wi}} = \frac{\sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi} \times f_y}{f_y \sum l_{wi}} = \frac{\sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi}}{\sum l_{wi}} \le \frac{\sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \times l_{wi}}{\sum l_{wi}}$$

$$\rightarrow \quad \sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi} \le \sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \times l_{wi} \qquad \text{(رابطه پ۲-۶)}$$

اگر طول دیوارها برابر باشد، رابطه پ۲-۶ را می‌توان به‌صورت رابطه پ۲-۷ بیان نمود.

$$\sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_i \le \sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \qquad \text{(رابطه پ۲-۷)}$$

به‌عنوان مثال، اگر دو دیوار که نیروی برشی ناشی از زلزله را به‌صورت مشترک تحمل می‌کنند، یکی دارای ضخامت ۳۰۰ میلی‌متر، طول ۵۰۰۰ میلی‌متر و A_v/S برابر با $2.1\ mm^2/mm$ و دیوار دیگر دارای ضخامت ۴۰۰ میلی‌متر، طول ۴۰۰۰ میلی‌متر و A_v/S برابر با $2.3mm^2/mm$ باشد، با فرض استفاده از بتن رده C25 و آرماتورهای برشی رده S400 برای دیوار، کنترل فوق به‌صورت زیر انجام می‌شود:

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(30)} = 0.5 \times \frac{\sqrt{25}}{400} \times 300 = 1.875\ mm^2/mm$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(40)} = 0.5 \times \frac{\sqrt{25}}{400} \times 400 = 2.5\ mm^2/mm$$

$$\sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi} \le \sum\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \times l_{wi}$$

$$(2.1\times 300 + 2.3\times 400) \le 1.875\times 300 + 2.5\times 400$$

$$\rightarrow \quad 1550 \le 1562.5 \quad \textbf{\textit{(OK)}} \ \checkmark$$

روش کار در ETABS 19: در این نسخه و نسخ بعد از آن که در لیست آیین‌نامه‌های طراحی بتن، ACI318-19 نیز وجود دارد می‌توان در پنجره معرفی اطلاعات بتن موردنظر، ضریب λ را که مربوط به بتن‌های سبک است برابر با (۱/۱۵)/ (۱)، یعنی ۰/۶۶۷ معرفی نمود. همچنین در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic) برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. در این حالت نیازی به تقسیم کردن A_v/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ نیز نخواهد بود. متذکر می‌گردد درصورتی که طراح، حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ را به‌طور دقیق محاسبه می‌کند و مقدار حاصل‌ضرب دقیق مذکور، کوچکتر از عدد ۳ است باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، به‌جای عدد ۳، بر مقدار دقیق حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ تقسیم شود.
به‌منظور اقناع ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث نهم، به تذکر ۳ ذیل روش کار در ETABS2016

مراجعه شود؛ با این تفاوت که در این حالت، جهت انجام کنترل‌های مذکور نباید A_v/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

روش کار در ETABS 20.1: در این نسخه از نرم‌افزار، h_w به‌درستی محاسبه می‌شود و بدین ترتیب، یکی از مهمترین اشکالات نسخه‌های پیشین برطرف گردیده است. لذا صرفاً لازم است در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. متذکر می‌گردد درصورتی که طراح، حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ را به‌طور دقیق محاسبه می‌کند و مقدار دقیق حاصل‌ضرب مذکور، کوچکتر از عدد ۳ است باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، به‌جای عدد ۳، بر مقدار دقیق حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ تقسیم شود.

در این نسخه از نرم‌افزار نیز به‌منظور اقناع ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث نهم، به تذکر ۳ ذیل روش کار در ETABS2016 مراجعه شود؛ با این تفاوت که در این حالت نیز جهت انجام کنترل‌های مذکور نباید A_v/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

تذکر: معیار تشخیص h_w در برنامه به نحوه معرفی Pier Label ها بستگی دارد. لذا لازم است در محل هر دیوار در پلان، تمامی پنل‌های دیوار، شامل پنلی که مقطع بحرانی در آن قرار می‌گیرد تا پنل بالاترین طبقه، دارای Pier Label های مشابه باشند.

روش دوم:

این روش مربوط به زمانی است که از نسخه‌های قبل از ETABS 20.1 استفاده می‌شود. همان‌طور که در روش قبلی بیان شد، نرم‌افزار در نسخه‌های ماقبل ETABS 20.1 مقدار α_c را به اشتباه، برابر ۰/۲۵ در نظر می‌گیرد؛ در حالی که به‌طور معمول، مقدار h_w/l_w، بیش از ۲ بوده که در این‌صورت باید مقدار α_c، برابر ۰/۱۷ منظور گردد.

$$V_n = A_{cv}\left((1/6)\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_{yt}\right)$$ (رابطه پ۲-۸) رابطه صحیح مقاومت برشی دیوار

$$V_n = A_{cv}\left((1/4)\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_{yt}\right)$$ (رابطه پ۲-۹) رابطه‌ای که نرم‌افزار جهت محاسبه مقاومت برشی دیوار استفاده می‌کند

جهت افزایش دقت کار، در رابطه پ۲-۸، به‌جای ۰/۱۷ از مقدار صحیح‌تر آن که یک‌ششم است و در رابطه پ۲-۹ نیز به‌جای ۰/۲۵ از مقدار معادل آن که یک‌چهارم است استفاده شده است. اگر دو رابطه فوق را معادل هم قرار دهیم، روابط پ۲-۱۰ و پ۲-۱۱ حاصل می‌گردند.

$$A_{cv}\left((1/6)\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_{t-Real}\ f_{yt}\right) = A_{cv}\left((1/4)\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_{t-ETABS}\ f_{yt}\right)$$

$$\rightarrow\ \left(\rho_{t-Real} - \rho_{t-ETABS}\right) f_{yt} = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{6}\right)\lambda\sqrt{f_c'}$$

$$\rightarrow\ \rho_{t-Real} = \frac{\lambda\sqrt{f_c'}}{12\ f_{yt}} + \rho_{t-ETABS}$$ (رابطه پ۲-۱۰)

جهت سهولت کار می‌توان رابطه پ۲-۱۰ را به‌صورت رابطه پ۲-۱۱ بازنویسی نمود.

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{Real} = \frac{\lambda\sqrt{f_c'}}{12 f_{yt}} t_w + \left(\frac{A_v}{S}\right)_{ETABS}$$ (رابطه پ۲-۱۱)

در رابطه فوق، t_w ضخامت جان دیوار است. بدین‌ترتیب کافی است به A_v/S ارائه شده برنامه، $\lambda\sqrt{f_c'}\,.t_w/\left(12\,f_{yt}\right)$ اضافه شود.

به‌عنوان مثال، درصورتی که بتن دیوار از رده C25 و آرماتورهای برشی دیوار از رده S400 باشند و با فرض آنکه ضخامت دیوار، برابر 450mm و λ برابر ۱/۰ باشد، لازم است به مقدار $0.0469\ cm^2/cm$، به A_v/S ارائه شده برنامه اضافه شود که جزئیات آن به شرح زیر است:

$$\frac{\lambda\sqrt{f_c'}}{12 f_{yt}} t_w = \frac{1\sqrt{25}}{12\times 400}\times 450 = 0.469\,mm^2/mm = 0.0469\,cm^2/cm$$

تذکر ۱: در استفاده از این روش نیز فرضیات اول تا چهارم مشروح در روش اول برقرار است. لذا باید در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. متذکر می‌گردد درصورتی که طراح، حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ را به‌طور دقیق محاسبه می‌کند و مقدار دقیق حاصل‌ضرب مذکور، کوچکتر از عدد ۳ است باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، به‌جای عدد ۳، بر مقدار دقیق حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$ تقسیم شود.

تذکر ۲: به‌منظور کنترل ضابطه بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ مبحث نهم که مقرر می‌دارد در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید از $0.66\sqrt{f_c'}\,A_{cv}$ بیشتر در نظر گرفته شود، درصورتی که طبق فرضیات دوم الی چهارم مشروح در روش اول، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۲۵ (یا مقدار حاصل از تقسیم ۰/۷۵ بر مقدار دقیق حاصل‌ضرب $\Omega_v\omega_v$) معرفی می‌شود، نرم‌افزار ETABS برش حداکثر بر مبنای رابطه $V_{n,max} = 0.66\sqrt{f_c'}\,A_{cw}$ را به درستی کنترل نموده و در مواردی که برش وارد بر دیوار از مقدار حداکثری فوق بیشتر باشد پیغام O/S گزارش می‌کند. لذا نیازی به محاسبات دستی برای کنترل این ضابطه نخواهد بود.

تذکر ۳: در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، ETABS مقدار حداکثر V_n را در تمامی حالات با رابطه $0.66\sqrt{f_c'}\,A_{cw}$ کنترل می‌کند که مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث نهم در خصوص دیوارهای متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم، نمی‌باشد. به منظور اقناع ضوابط بند مذکور، به تذکر شماره ۳ ذیل روش کار در ETABS2016 مربوط به روش اول مراجعه شود، با این تفاوت که جهت انجام کنترل‌های مذکور نباید A_v/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

تذکرات و ملاحظات عمومی:

۱- در تحلیل‌های خطی که وضعیت توزیع خرابی در سیستم، نامعلوم است نمی‌توان در مورد تعیین محل مقطع بحرانی دیوارها به‌صورت قطعی اظهار نظر نمود و بررسی این موضوع، نیاز به قضاوت طراح دارد. لیکن طراح در تحلیل‌های خطی، ناگزیر به استفاده از برخی راه‌کارها جهت تعیین محل مقطع بحرانی است. بدین منظور دو روش پیشنهاد می‌گردد.

روش اول: بررسی گردد در هر مجموعه دیوار (از روی شالوده تا بالاترین تراز دیوار) تحت ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزلهٔ تشدید یافته، حداکثر مقدار DCR در کدام پنل اتفاق افتاده است و نهایتاً مقطع بحرانی، در پنل مذکور در نظر گرفته شود. علت استفاده از ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزلهٔ تشدید یافته آن است که اگر فرض شود تسلیم خمشی دیوار موردنظر به تأخیر افتد و سطح نیروهای زلزلهٔ محتمل در دیوار، تا حد Ω_0 برابر، افزایش یابد، DCR فرضی در کدام پنل دیوار بیشتر خواهد بود. البته این نوع نگرش در تحلیل خطی کاملاً فرضی می‌باشد. چراکه در عملکرد غیر خطی سازه، پس از تسلیم برخی از اعضای مقاوم لرزه‌ای ساختمان و از جمله برخی دیوارها، روند توزیع نیرو بین سایر اعضای مقاوم لرزه‌ای و وضعیت توزیع خرابی دچار تغییر گشته که این موضوع می‌تواند محل مقطع بحرانی را نیز متأثر نماید.

روش دوم: این روش، مبتنی بر بررسی دیاگرام لنگر ناشی از نیروهای زلزله در دیوارها است. مقطعی که متحمل حداکثر لنگر مذکور می‌شود مقطع بحرانی در نظر گرفته خواهد شد.

ممکن است طراح از روش‌های دیگری جهت تشخیص محل مقطع بحرانی استفاده نماید. متذکر می‌گردد هیچ‌کدام از این روش‌ها الزاماً قطعیت نداشته و لازم است طراح با کمک گرفتن از روش‌های پیشنهادی یا هر روش دیگر و نهایتاً قضاوت خود، محل مقطع بحرانی را تعیین نماید.

تذکر: در مواردی که دیوارهای حائل بتن‌آرمهٔ زیرزمین را داشته باشیم، صرف‌نظر از آن‌که تراز پایه در روی شالوده یا بالای دیوارهای حائل قرار می‌گیرد، محتمل آن است که برای دیوارهایی که در بالای دیوارهای حائل قرار دارند، مقطع بحرانی، پایین‌ترین مقطع اولین پنل دیوار در روی دیوارهای حائل زیرزمین باشد. در این حالت برای اولین پنل دیوار در روی دیوارهای زیرزمین تا بالاترین طبقه، Pier Label های مشابه تعریف گردد. لیکن باید برای دیوارهای زیرزمین که در امتداد قائم این دیوارها تا شالوده ادامه می‌یابند، Pier Label هایی متفاوت تعریف شود.

۲- طراحی برشی دیوارهایی که پایین‌تر از مقطع بحرانی قرار گرفته‌اند، تحت برش حاصل از رابطه ۹-۲۰-۱۸ انجام شود؛ با این تفاوت که در رابطه مذکور فقط ضریب اضافه مقاومت Ω_v مدنظر قرار گیرد. در این حالت، نیاز به استفاده از ضریب ω_v که مربوط به تشدید برش دینامیکی به‌دلیل اثر مودهای بالاتر است نمی‌باشد؛ به‌عبارتی ضریب ω_v، برابر ۱/۰ منظور گردد.

۳- موکداً توصیه می‌شود در طبقاتی که دیوارهای حائل بتن‌آرمه اجرا و به کف این طبقات متصل می‌گردند، دیافراگم‌ها به‌صورت نیمه‌صلب (Semi Rigid) مدل شوند. اگرچه در مواردی که اثرات رانش معکوس (Backstay Effects) محتمل باشد، مدل‌سازی دیافراگم طبقات مذکور به‌صورت نیمه‌صلب ضرورت دارد.

۴- در مواردی که در یک ترکیب بارگذاری، نیروی محوری ضریب‌دار دیوار، کششی باشد، به‌منظور محاسبه V_n باید بر اساس رابطه ۹-۱۳-۲ مبحث ۹ عمل شود و مقدار α_c نیز از رابطه ۹-۱۳-۳ (که همواره کوچکتر از ۰/۱۷ است) تعیین شود. در این حالت، نرم‌افزار ETABS عملکرد صحیحی نداشته و لازم است کاربر، محاسبات مربوطه را خود انجام دهد.

۵- در طراحی برشی دیوارهای برشی بازشودار (دیوارهای هم‌بند) موارد ۵-۱ و ۵-۲ به شرح ذیل

رعایت گردد:

۵-۱) مطابق بند ۹-۲۰-۷-۶-۱(الف) مبحث ۹، در دیوارپایه‌هایی که در آنها $l_w/b_w>2.5$ است لازم نیست برش طراحی آنها از Ω_0 برابر برش ناشی از زلزله که از تحلیل سازه حاصل شده است بیشتر در نظر گرفته شود.

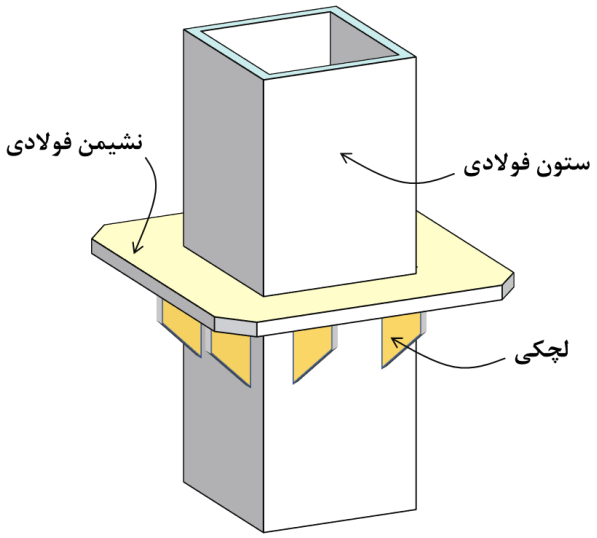
۵-۲) در طراحی برشی تیرهای هم‌بند نباید برش تیرهای مذکور تشدید گردد. توضیح آنکه اگر مقاومت برشی تیر هم‌بند از طریق آرماتورهای برشی قائم تأمین می‌گردد، طراحی این آرماتورهای برشی مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ مبحث نهم و مبتنی بر برش نظیر با لنگر خمشی مقاوم محتمل (M_{pr}) مقطع دو انتهای تیر هم‌بند است و اگر مقاومت برشی تیر هم‌بند از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین می‌گردد، آرماتورهای مذکور بر مبنای حداکثر برش حاصل از ترکیب‌های بار محاسبه می‌شوند (به پرسش شماره ۲-۱۵ مراجعه شود).

پیوست ۳

راهنمای مدل‌سازی و طراحی دال‌های تخت بتن‌آرمه بر روی ستون‌های فولادی

استفاده از دال تخت بتنی همراه با ستون‌ها و دیوارهای برشی بتن‌آرمه یکی از سیستم‌های سازه‌ای متداول است که مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به‌کارگیری آن تا ارتفاع ۵۰ متر از تراز پایه و در شرایط خاص تا ۷۵ متر از تراز پایه مجاز می‌باشد. ضوابط کلی و نحوهٔ آرماتورگذاری این نوع سقف‌ها نیز در بند ۹-۱۰-۷ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است. لیکن درصورتی که طراح قصد اجرای دال بتنی بر روی ستون‌های فولادی را داشته باشد، ضوابط بند مذکور در مبحث نهم قادر به پوشش برخی از جزئیات طراحی و اجرای این سیستم نمی‌باشد.

در این سیستم، ستون‌های فولادی همراه با نشیمن سخت‌شدهٔ فولادی به‌عنوان تکیه‌گاه دال بتنی در نظر گرفته می‌شود (شکل پ۳-۱). بین دال و ستون یکپارچگی وجود ندارد.



شکل پ۳-۱: مثالی از نشیمن فولادی سخت‌شده به‌عنوان تکیه‌گاه دال بتنی

در مدل‌سازی این سیستم سقف در نرم‌افزارهای SAFE یا ETABS باید مواردی از جمله شرایط تکیه‌گاهی، اتصال دال به نشیمن سخت‌شدهٔ فولادی و عدم یکپارچگی دال در محل ستون فولادی به‌طور صحیح لحاظ شود. در این راهنما، برخی از نکات مدل‌سازی و طراحی این نوع سیستم‌ها ارائه گردیده است.

تذکر: با توجه به اینکه مدارک و مستندات زیادی برای این نوع سیستم وجود ندارد، نکات ارائه شده در این راهنما بر مبنای تجربیات طراحی و اجرایی اعضای این کارگروه بوده که البته اکثر توصیه‌های پیشنهادی در جهت اطمینان ارائه شده است. بدیهی است درصورت انجام آزمایش یا بررسی‌های بیشتر درخصوص این نوع سقف‌ها ممکن است برخی از مطالب ارائه شده نیاز به اصلاح یا تکمیل داشته باشند.

نکات مدل‌سازی و طراحی:

۱- استفاده از این نوع سیستم فقط در زیرزمین‌هایی که تقریباً در تمامی محیط آنها دیوارهای حائل بتن‌آرمه اجرا و این سقف‌ها به دیوارهای مذکور کلاف می‌شوند توصیه می‌شود. نظر اعضای این کارگروه آن است که مؤکداً از اجرای چنین سیستمی در طبقات بالای زیرزمین اجتناب گردد.

۲- در صورتی که پس از طراحی سازه در نرم‌افزار ETABS، طراح قصد دارد طراحی دال را در نرم‌افزار SAFE انجام دهد لازم است مشخصات فنی و هندسه دال به نرم‌افزار SAFE منتقل گردد (EXPORT). در این حالت باید سختی ناحیهٔ مشترک دال و ستون فولادی اصلاح شود. توضیح آنکه در نرم‌افزار SAFE به‌منظور معرفی سختی ناحیه اتصال دال به ستون، یک دال با ماهیت Stiff و با نام ColStiff در ناحیه مشترک دال و ستون بصورت خودکار ایجاد می‌شود. لیکن این سختیِ قابل‌ملاحظهٔ ناحیهٔ مذکور، در اتصال دال بتنی و ستون فولادی وجود ندارد. بر این اساس و با هدف مدل‌سازی صحیح شرایط دال در محل ستون فولادی پیشنهاد می‌گردد ضرایب اصلاح سختی m11، m22، m12، f11، f22 و f12 برای ColStiff مذکور عدد کوچکی نظیر ۰/۰۰۱ معرفی گردد (و یا از طریق دستور Release، سختی خمشی المان Stiff حذف شود). متذکر می‌گردد هرگاه دالی با ماهیت Stiff بر روی دال دیگری با ماهیت Slab مدل شود نرم‌افزار فقط دال با ماهیت Stiff را مدنظر قرار داده و دال با ماهیت Slab را در آن محل، نادیده می‌گیرد. بدین ترتیب با قرار گرفتن ColStiff اصلاح شده به شرح فوق در محل ستون فولادی، عدم وجود دال در محدودهٔ داخلی ستون فولادی به برنامه تفهیم خواهد شد.

تذکر: درصورتی که از نرم‌افزار ETABS نسخه ۲۰ یا بالاتر استفاده می‌شود نیاز به طراحی دال در SAFE نبوده و مؤکداً توصیه می‌شود طراحی دال‌ها نیز در ETABS انجام شود؛ چرا که نیروهای داخل و خارج صفحهٔ دال و نیز نیروهای انتقالی در دال (در نقش دیافراگم) در ETABS دقیق‌تر تعیین می‌شوند. همچنین متذکر می‌گردد نرم‌افزار ETABS نسخه ۱۶ قادر به طراحی صحیح دال‌های مشبک نیست، لیکن این مشکل در ETABS نسخه ۲۰ برطرف گردیده است.

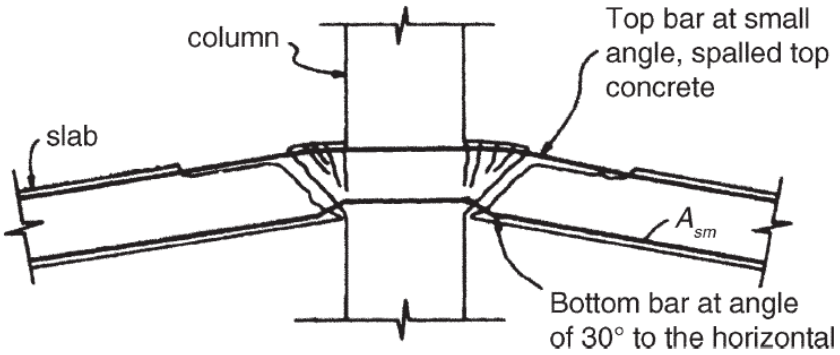
۳- به‌منظور کنترل تغییرشکل‌های دال، با توجه به عدم گیرداری اتصال دال به ستون فولادی، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها حول هر دو محور اصلی آنها (ضرایب مربوط به I_{22} وI_{33}) عدد کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود؛ لیکن نباید ضریب اصلاح سختی خمشی برای دال معرفی گردد (غیر از ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع تو خالی در دال‌های مجوف دو پوش، درصورت استفاده از این نوع دال). همچنین نظر به آنکه پس از ارسال دال به SAFE، ستون‌های فولادی بصورت یک ستون تو پُر به ابعاد ستون فولادی نظیر و با مدول الاستیسیتهٔ فولاد معرفی می‌شوند باید سختی محوری این ستون‌ها نیز اصلاح گردد (به‌عنوان مثال، یک ستون فولادی با مقطع قوطی به یک ستون تو پُر فولادی تبدیل می‌شود و لذا لازم است ضریب اصلاح سختی محوری آن در SAFE برابر با نسبت سطح مقطع واقعی ستون مذکور به سطح مقطع حالت تو پُر شدهٔ آن معرفی گردد).

۴- به‌منظور طراحی آرماتورهای دال، ضریبی جهت اصلاح سختی خمشی ستون‌های فولادی معرفی نشود؛ لیکن ضریب اصلاح سختی خمشی دال‌ها برابر با ۰/۲۵ یا بر مبنای جدول ۹-۶-۲-ب

مبحث ۹ معرفی گردد. درصورت استفاده از دال‌های مجوف دو پوش باید اثر ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع تو خالی نیز در نظر گرفته شود.

۵- به‌منظور محاسبه برش سوراخ‌کننده (پانچ)، همانند ستون‌های دارای سرستون عمل شود. ابعاد لازم جهت محاسبه محیط پانچ، برابر با ابعاد نشیمن فولادی معرفی شود (نرم‌افزار به‌طور پیش‌فرض در محاسبهٔ محیط پانچ، ابعاد ستون را مبنا قرار می‌دهد). توصیه می‌شود جهت جلوگیری از پانچ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی موردنیاز، بدون توجه به میزان تغییرمکان‌های جانبی نسبی طبقات یا مقدار نیروی برشی، رابطهٔ $V_s > 0.29\sqrt{f_c'}$ را اقناع نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه‌گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه یابند.

۶- در سیستم دال-ستون چنانچه تمهیداتی جهت تأمین ظرفیت پس از پانچ پیش‌بینی نشده باشد، خرابی یک اتصال ممکن است منجر به وقوع خرابی پیش‌رونده و بعضاً فروریزش کل سازه شود. لذا تأمین ظرفیت پس از پانچ حائز اهمیت فراوان است. اگرچه آرماتورهای برشی دال (درصورت وجود) می‌توانند با ایجاد مقاومت محدودِ پس از پانچ، در جلوگیری از خرابی پیش‌رونده مؤثر باشند، لیکن استفاده از آرماتورهای تحتانی دال (که از مخروط شکست عبور می‌کنند) برای این منظور مؤثرترند. لازم به ذکر است آرماتورهای فوقانی دال به‌دلیل ناچیز بودن پوشش بتن، تأثیر چندانی در تأمین ظرفیت پس از پانچ ندارند و باید از طریق تعبیه آرماتورهای تحتانی، ظرفیت پس از پانچ کافی تأمین گردد (شکل پ۳-۲).



شکل پ۳-۲: وضعیت اتصال در هنگام گسیختگی پانچ (در سازه‌های بتنی)

بنا بر توضیحات فوق توصیه می‌شود مطابق رابطه ارائه شده در استاندارد ACI 352.1R-11، آرماتور تحتانی، حداقل به مقدار حاصل از رابطه پ۳-۱ در دال تعبیه شود.

$$A_{sm} = \frac{0.5\, w_u\, l_1\, l_2}{\phi\, f_y} \qquad \text{(رابطه پ۳-۱)}$$

در رابطه فوق:

A_{sm}: حداقل آرماتور تحتانی دال که باید به‌صورت پیوسته در محل اتصال اجرا شود، بر حسب mm^2؛

w_u: بار گسترده یکنواخت ضریب‌دار کف بر حسب N/mm^2. مقدار این بار نباید کمتر از دو برابر بار مرده کف در نظر گرفته شود؛

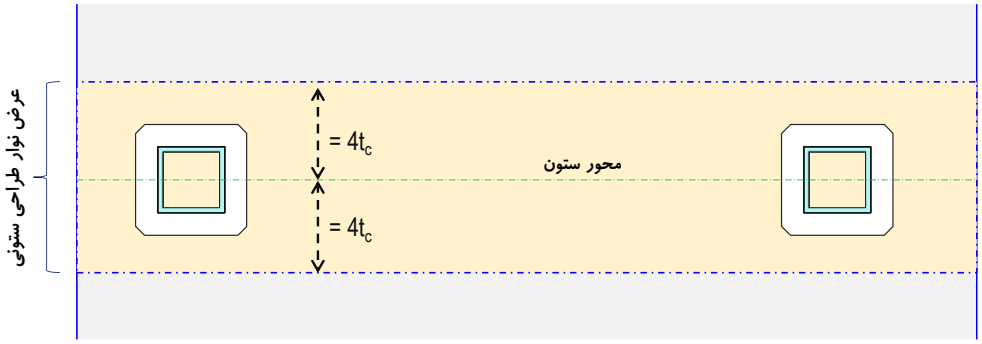
ϕ: ضریبی که مقدار آن برابر با ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود؛

l_1 و l_2: طول دهانه‌های طرفین ستون در یک امتداد که به‌صورت محور تا محور، برحسب mm تعیین می‌شوند؛

f_y : تنش تسلیم آرماتورهای موردنظر، برحسب N/mm^2.

در ستون‌های فولادی که با براکت (نشیمن سخت‌شده) اجرا می‌شوند می‌توان بر مبنای ضابطهٔ بند 8.9 استاندارد ACI318-19، آرماتورهای انسجام (A_{sm}) را به‌جای هسته ستون از روی براکت‌ها عبور داد. لازم به ذکر است این آرماتورها باید در هر دو جهت پیوسته باشند و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

۷- عرض نوارهای طراحی نباید مانند نوارهای ستونی و میانی در سازه‌های بتنی معرفی شود. در این حالت، عرض نوار ستونی در هر سمت محور ستون فولادی، برابر با $4t_c$ در نظر گرفته شود (شکل پ۳-۳). t_c، ضخامت دال تو پُر در هر طرف مرکز ستون است و در دال‌های مجوف، اعم از یک پوش و دو پوش نیز برابر ضخامت نواحی تو پُر مجاور ستون‌ها می‌باشد. بر همین اساس، عرض نوارهای میانی نیز تعیین خواهد شد.



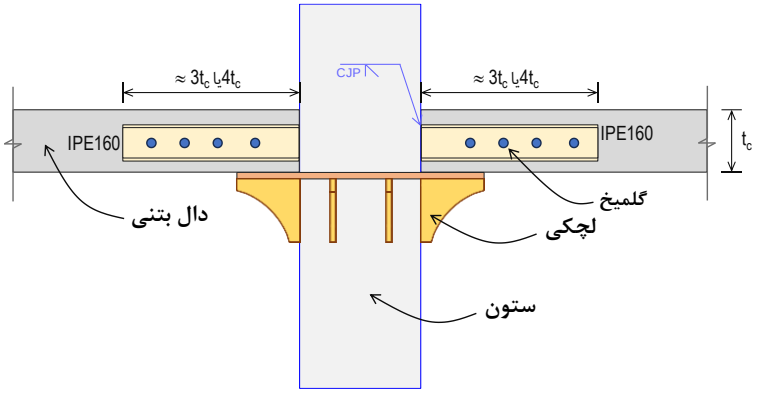
شکل پ۳-۳: عرض نوار طراحی؛ نوار ستونی

سایر نکات:

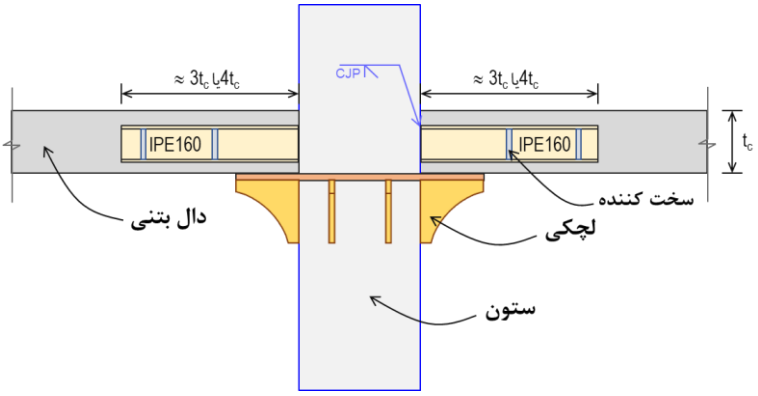
۱- در هر وجه ستون که دال بتنی وجود دارد بر مبنای ضخامت دال از یک یا دو پروفیل نوردشده (IPE16,18,..) یا از مقاطع ساخته‌شده از ورق به طول حدود ۳ تا ۴ برابر ضخامت دال استفاده شود که با جوش نفوذی کامل (CJP) به ستون جوش می‌شوند (شکل پ۳-۴). بدین منظور، استفاده از اتصال پیچی که قادر به انتقال نیروی نظیر با مقاومت محوری اسمی تیر باشد نیز بلامانع است. توصیه می‌شود در طرفین جان این تیرهای فولادی از برشگیر بصورت گل‌میخ (شکل پ۳-۴-الف)، ناودانی یا از ورق‌های سخت‌کننده (شکل پ۳-۴-ب) استفاده شود. دلیل اصلی اجرای این تیرهای فولادی، ایجاد یکپارچگی بین دال بتنی و ستون فولادی است تا به نوعی نقش ضوابط بندهای ۹-۱۰-۷-۳-۶-ب و پ در سازه‌های بتنی (که باید حداقل دو آرماتور زیرین از هسته مرکزی ستون بتنی عبور کند) برای این نوع سقف‌ها تأمین گردد.

۲- یکی از روش‌های طراحی ورق نشیمن آن است که همانند یک کف‌ستون وارونه در نظر گرفته شود. سخت‌کننده‌هایی که در زیر نشیمن فولادی جوش می‌شوند، سطح ورق یا کف‌ستون معادل را به نواحی دو، سه یا چهارطرف اتکا تقسیم می‌کنند و لذا همان روابطی که در طراحی کف‌ستون‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد در این حالت نیز مصداق می‌یابد (روابط مربوط به طراحی

ضخامت کف‌ستون و ضخامت و ارتفاع سخت‌کننده‌ها). در این حالت جهت محاسبهٔ تنش فشاری ایجادشده بر روی ورق نشیمن با توجه به پَخ‌زدن گوشه‌های ورق مذکور، به‌طور محافظه‌کارانه از مساحت ناحیهٔ هاشورخورده در شکل پ۳-۵ استفاده شود. همچنین جهت طراحی ورق نشیمن می‌توان از روابط مربوط به طراحی اتصال مفصلی از نوع نشیمن سخت‌شده نیز استفاده نمود.

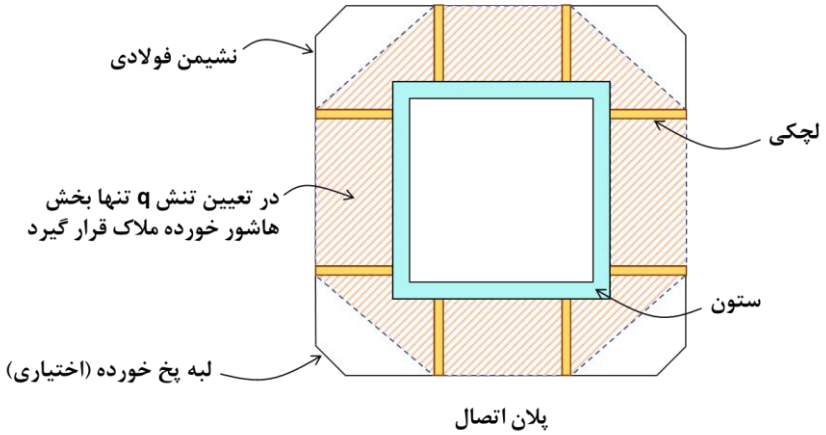


(الف): استفاده از برش‌گیرها در جان تیر



(ب): استفاده از سخت‌کننده‌ها در جان تیر

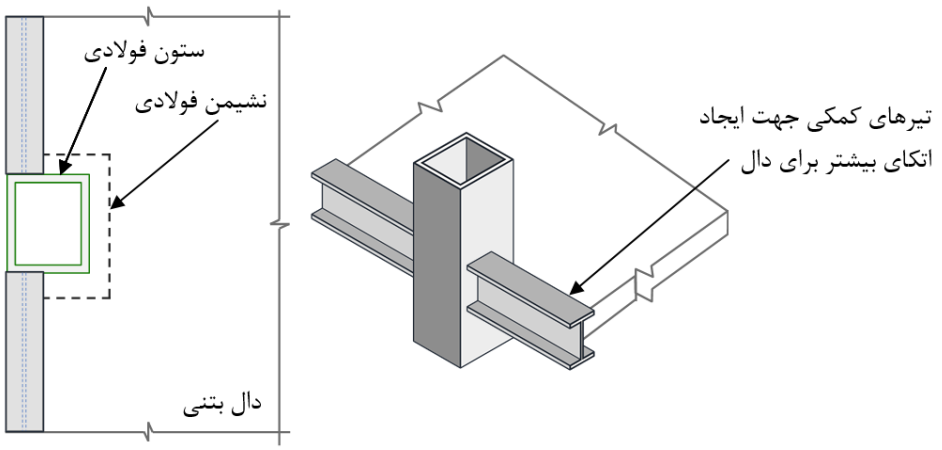
شکل پ۳-۴: نمای اتصال مربوط به اجرای تیر فولادی در طرفین ستون فولادی به‌منظور ایجاد یکپارچگی بین دال بتنی و ستون فولادی



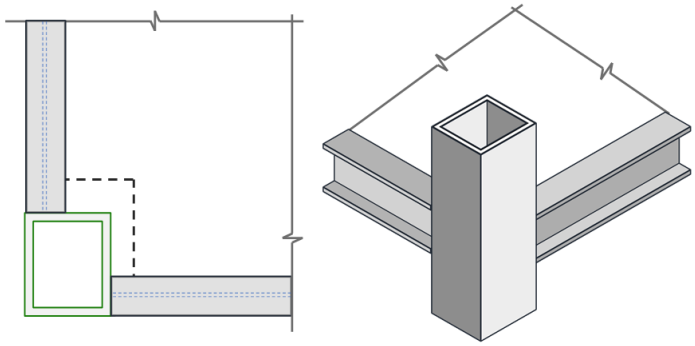
شکل پ۳-۵: نمای ورق نشیمن و سخت‌کننده‌های زیر آن

۳- درصورتی که دال بتنی صرفاً از دو یا سه طرف به ستون فولادی متصل می‌شود مؤکداً توصیه

می‌گردد در وجوهی از ستون فولادی که دال به آن متصل است از دیوار بتنی یا تیر فولادی استفاده شود (شکل پ۳-۶). این حالت ممکن است برای ستون‌های اطراف دستگاه پله، آسانسور، رمپ‌ها و ... رخ دهد.



(الف): حالتی که دال از سه‌طرف به ستون فولادی متصل است



(ب): حالتی که دال از دو طرف به ستون فولادی متصل است

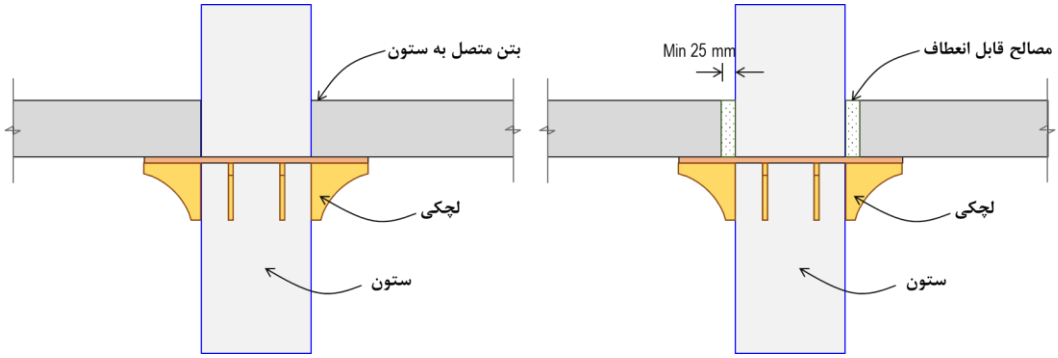
شکل پ۳-۶: حالت‌هایی که دال بتنی صرفاً از دو یا سه طرف به ستون فولادی متصل می‌شود

۴- در خصوص اتصال دال بتنی به بال‌های ستون فولادی، نظراتی به شرح ذیل وجود دارد:

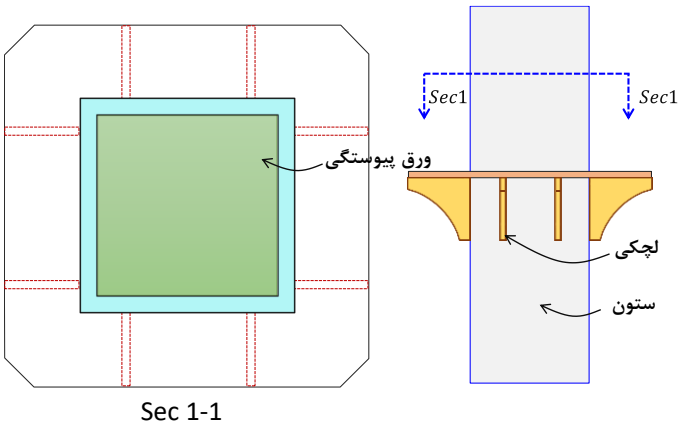
۱) قراردادن یونولیت به ضخامت حداقل ۲/۵ سانتی‌متر در حد فاصل دال بتنی و بال ستون به‌منظور عدم پیوستگی بین دال و ستون. در این حالت باید طراح، مسیر انتقال نیروها از دال به ستون و برعکس را مشخص و برای آن، راه‌کار مناسبی درنظر گیرد (شکل پ۳-۷-الف).

۲) بین دال بتنی و بال ستون فولادی هیچ فاصله‌ای ایجاد نشود (در تماس با یکدیگر باشند؛ شکل پ۳-۷-ب). هدف از این کار، جلوگیری از انتقال نیروهای افقی ایجاد شده در دال (در نقش دیافراگم) به ستون‌ها به‌ویژه در تراز تغییر سیستم فوقانی و تحتانی است. این نیروها باید توسط توزیع‌کننده‌های دیافراگم (Distributors) به دیوارهای برشی و دیوارهای پیرامونی انتقال یابد.

۵- با هدف جلوگیری از تغییرشکل و اعوجاج مقطع ستون توصیه می‌شود در داخل ستون و در مجاورت نشیمن از سخت‌کننده‌های افقی استفاده شود. همچنین می‌توان از ورق‌هایی مشابه ورق پیوستگی استفاده نمود. اتصال این ورق‌ها به جدار داخلی مقطع ستون می‌تواند از طریق جوش گوشه اجرا شود.



شکل پ۳-۷: اجرای دال بتنی در دو حالت تماس و عدم تماس دال با ستون فولادی



شکل پ۳-۸: اجرای ورق یا ورق‌های سخت‌کننده افقی در داخل ستون فولادی (با مقطع قوطی) در تراز ورق نشیمن