جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
معاونت مسکن و ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

راهنمای محاسبات و طراحی سازه‌ای ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

سرشناسه :
عنوان و نام پدیدآور : راهنماي محاسبات و طراحی سازه‌ای ساختمان
مشخصات نشر :
مشخصات ظاهری : ۲۴۸ ص.: مصور، جدول، نمودار.
شابک : ۹۷۸۶۲۲۰۰۲۲۰۲۲
وضعیت فهرست نویسی : فیپا
موضوع : ساختمان سازی-- طراحی لرزه ای – ایران
موضوع : Building Construction--Earthquake Resistant Design—Iran
موضوع : راهنماي محاسبات و طراحی سازه‌ای ساختمان
موضوع : Guidelines for Structural Analysis and Design of Buildings
شناسه افزوده : ایران. وزارت راه و شهرسازی. معاونت مسکن و ساختمان
شناسه افزوده : Ministry of Road and Urban Development, Deputy for Housing and Construction
شناسه افزوده : دفتر مقررات و کنترل ساختمان
رده بندی کنگره :
رده بندی دیویی :
شماره کتابشناسی ملی :
اطلاعات رکورد کتابشناسی :

راهنماي محاسبات و طراحی سازه‌ای ساختمان

تهیه کننده: دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان
ناشر:
نوبت چاپ: اول
قیمت:
تیراژ: ۱۰۰۰۰ جلد
شابک: ۹۷۸۶۲۲۰۰۲۲۰۲۲

مسئولیت صحت دیدگاه های فنی کتاب بر عهده نگارندگان محترم می باشد.
کلیه حقوق چاپ و انتشار اثر برای دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان محفوظ است.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

نامه ابلاغ

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

اعضای کارگروه تدوین (به ترتیب حروف الفبا)

مهندس صمد آقازاده	مهندسین مشاور و عضو کارگروه تحلیل آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
دکتر مسعود حسین‌زاده اصل	عضو هیات علمی دانشگاه تبریز و عضو کارگروه تحلیل آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
مهندس صمد دهقان‌اسکویی	سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران
دکتر سید رضا سرافرازی	عضو هیات علمی دانشگاه بیرجند و نماینده سازمان نظام مهندسی ساختمان کشور (شورای مرکزی)
دکتر مهدی علی‌رضائی	مهندسین مشاور و استاد دانشگاه آزاد واحد ملایر
مهندس رضا غفاری	مهندسین مشاور و عضو کارگروه تحلیل آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
دکتر سید امین موسوی	مهندسین مشاور

اعضای گروه مدیریت و راهبری

دکتر محمود محمود زاده	معاون وقت مسکن و ساختمان وزارت راه و شهرسازی
مهندس حامد مانی‌فر	مدیرکل دفتر مقررات ملّی و بررسی ساختمان وزارت راه و شهرسازی
مهندس مسعود افراز	معاون ترویج و کنترل ساختمان - دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان
مهندس مهدی نورمحمدی	معاون صنعتی‌سازی و فناوری‌های نوین ساختمان
مهندس رضا شیخ انصاری	معاون وقت ترویج و کنترل ساختمان دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان وزارت راه و شهرسازی

دفتر مقررات ملی ساختمان

اعضای کمیته داوری (به ترتیب حروف الفبا)

دکتر اباذر اصغری	عضو هیات علمی دانشگاه تهران، عضو شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان و عضو کمیته تخصصی مبحث دهم
دکتر محمد خان محمدی	عضو هیات علمی دانشگاه تهران
دکتر حمید زعفرانی	عضو هیات علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله و عضو کارگروه طیف آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
دکتر عبدالرضا سروقد مقدم	عضو هیات علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله و عضو کارگروه تحلیل و اجزاء غیرسازه‌ای آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
دکتر میثم صمدی	مهندسین مشاور و عضو هیات علمی دانشگاه آزاد واحد مشهد
مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور، رئیس کمیته تخصصی مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان، عضو کمیته هماهنگی و کمیته اجرایی آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
دکتر مسعود فرزام	عضو هیات علمی دانشگاه تبریز
دکتر سید رسول میرقادری	عضو هیات علمی دانشگاه تهران و رئیس کمیته تخصصی مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان
مهندس سید محمود نجفی الموسوی	مهندسین مشاور

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

همچنین از ادارات کل راه و شهرسازی و سازمان نظام مهندسی ساختمان استان های خراسان رضوی، خوزستان، لرستان، هرمزگان و یزد و نیز از آقایان مهندس حامد میرزایی فر، مهندس علی پورجوادی، مهندس امیر نصیری پور، مهندس عبدالله عسگری برجلو، مهندس محمد ایزدگشسپ، مهندس علیرضا خیاط‌زاده، مهندس سید مصطفی رضوی، دکتر حمید کاظمی، مهندس فرهاد عذباشی، دکتر فاروق بحرالعلوم طباطبایی، دکتر محسن ورمزیاری و دکتر محمدرضا میرجلیلی که با ارسال نظرات و پیشنهادات خود، ما را در تهیه این راهنما یاری نمودند تشکر و قدردانی می‌گردد.

همچنین از آقای دکتر هادی عباسی اصل معاون مسکن و ساختمان و قائم مقام وزیر در نهضت ملی مسکن وزارت راه و شهرسازی بابت حمایت از چاپ و انتشار این متن به طور ویژه تشکر و قدردانی می‌گردد.

حامد مانی‌فر

مدیرکل دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

آبان ماه ۱۴۰۱

دفتر مقررات ملی ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پیشگفتار

با توجه به اختلاف نظرهای گسترده در بسیاری از موضوعات و مباحث طراحی از یک سو و اختلاف نظر طراحان در چگونگی اعمال و لحاظ نمودن ضوابط طراحی در نرم‌افزارهای متداول از سوی دیگر، فرآیند طراحی دچار چالش‌هایی گشته و طراحان را با مشکلاتی مواجه نموده است. در حوزه مهندسی و از جمله امر طراحی سازه ممکن است در بسیاری از مباحث، راهکارهای متفاوتی جهت انجام یک موضوع وجود داشته باشد که منجر به اختلاف نتایج گردد لیکن علیرغم این اختلاف‌ها، همگی قابل قبول و صحیح محسوب شوند. در بسیاری از مسائل مهندسی، هدف، یافتن یک راه حل مناسب است و نه لزوماً بهترین راه حل که البته ممکن است مهندسین در اینکه راهکاری، بهترین راه حل باشد نیز اختلاف‌نظر داشته باشند.

بسیاری از طراحان با این مشکل مواجه هستند که در هر طراحی، اظهار نظرات متفاوتی از سوی افراد کنترل کننده، ولو در خصوص یک موضوع مشخص وجود داشته و لذا تأیید هر طرح، منوط به رعایت و اعمال نظرات کنترل‌کننده آن طرح است. این اختلاف و اعمال سلیقه‌ها موجب خستگی و سردرگمی طراحان گشته است.

این راهنما با هدف برطرف ساختن معضل مذکور و ایجاد وحدت رویه در موضوع محاسبات و طراحی سازه‌ای ساختمان‌ها و استفاده از نرم‌افزارهای متداول تدوین گشته است. پیشنویس اولیه این راهنما برای جمعی از اساتید و صاحب نظران و همچنین برای نمایندگان معرفی شده از سوی ادارات کل راه و شهرسازی و سازمان‌های نظام مهندسی ساختمان استان‌ها ارسال گردید

تا نظرات ایشان اعلام و در کارگروه تدوین، مورد بحث و بررسی قرار گیرد و درصورت تأیید در راهنما اعمال گردد. بسیاری از نکات حائز اهمیت از جمله مواردی که درخصوص آنها اختلاف نظرهایی وجود دارد در این راهنما لحاظ گردیده است لیکن بدیهی است مباحث و نکات حائز اهمیت دیگری نیز وجود دارند که در حال حاضر به آنها اشاره‌ای نشده است. خاطر نشان می‌گردد هدف این مجموعه آموزش محاسبات و نرم‌افزار نمی‌باشد و بنای کار بر آن بوده که مخاطبِ این راهنما، آشنا به محاسبات و نرم‌افزار می‌باشد اگرچه بیان برخی نکات، مستلزم ارائه روش انجام آنها بوده و ناگزیر در برخی موارد، مختصر آموزش‌هایی نیز صورت گرفته است. مبنای کار در شرح و بیان مطالب، مباحث مقررات ملی ساختمان شامل ویرایش چهارم مبحث ششم (۱۳۹۹)، ویرایش پنجم مبحث نهم (۱۳۹۹)، ویرایش چهارم مبحث دهم (۱۳۹۲)، ویرایش سوم مبحث هفتم (۱۳۹۲) و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بوده است و در مواردی‌که نیاز به توضیحات تکمیلی وجود داشته به سایر مراجع و آیین‌نامه‌های معتبر استناد گردیده است. نرم‌افزارهای موضوع کار این راهنما، ETABS2016 و SAFE2016 می‌باشند. نظر به توسعه توانایی و قابلیت‌های نرم‌افزارهای مذکور نسبت به نسخه‌های پیشین و پشتیبانی از ویرایش‌های جدیدتر آیین‌نامه‌ها، استفاده از نسخه‌های قدیمی‌تر، از این پس مجاز نمی‌باشد لیکن استفاده از نسخه‌های بالاتر و به روز تر بلامانع است.

حامد مانی‌فر
مدیرکل دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان
وزارت راه و شهرسازی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فهرست مطالب

فصل اول: مباحث مرتبط با آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ۱
۱-۱ بررسی نامنظمی پیچشی ۳
۱-۲ بررسی نامنظمی هندسی ۴
۱-۳ تعیین سختی طبقات ۴
۱-۴ نامنظمی سیستم‌های غیرموازی ۵
۱-۵ سازه‌های متشکل از سقف دال تخت و قارچی ۵
۱-۶ سیستم دیوار باربر ۹
۱-۷ بررسی ضابطه ۲۵ درصد سیستم‌های دوگانه ۱۰
۱-۸ وزن مؤثر لرزه‌ای بام ۱۲
۱-۹ طراحی شالوده ساختمان‌های نامنظم در پلان ۱۲
۱-۱۰ تراز پایه ۱۲
۱-۱۱ ضریب نامعینی ۱۳
۱-۱۲ زمان تناوب اصلی نوسان سازه ۱۵

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱-۱۳ خرپشته ۱۵
۱-۱۴ نیروی قائم ناشی از زلزله ۱۶
۱-۱۵ ضریب رفتار سیستم مهاربندهای واگرا ۱۶
۱-۱۶ بررسی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات ۱۶
۱-۱۷ نکاتی درخصوص تحلیل‌های دینامیکی طیفی ۱۸
۱-۱۸ درز انقطاع ۲۱
فصل دوم: نکات مرتبط با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ۲۳
۲-۱ ترکیب‌بارهای شامل اثر نیروی زلزله طرح ۲۵
۲-۲ ترکیب‌بارهای شامل اثر نیروی قائم زلزله در پیش‌آمدگی‌ها ۲۶
۲-۳ ضابطه بار حاصل از تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده ۲۷
۲-۴ کاهش بارهای زنده ۲۸
۲-۵ بار زنده بالکن‌ها ۲۸
۲-۶ حداقل مقادیر بارهای مرده در محاسبات ۲۹
فصل سوم: نکات نرم‌افزاری مرتبط با استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم ۳۱
۳-۱ الگوهای بار زنده در نرم‌افزار ۳۳

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۳-۲ الگوهای بار مرده در نرم‌افزار ۳۳
۳-۳ الگوهای بار زلزله استاتیکی در ETABS ۳۴
۳-۴ معرفی نیروی قائم ناشی از زلزله در نرم‌افزار ۳۵
۳-۵ معرفی ترکیب‌های بارگذاری در نرم‌افزار ۳۷
۳-۶ طراحی آویزهای کششی ۴۱
۳-۷ ترکیب بار P-Δ ۴۱
۳-۸ وزن مؤثر لرزه‌ای بام و طبقات ۴۲
۳-۹ ساختمان‌های دارای نیم‌طبقه یا اختلاف تراز در طبقه ۴۲
فصل چهارم: طراحی سازه‌های فولادی ۴۵
۴-۱ مقاطع فولادی ۴۷
۴-۲ نواحی صلب انتهایی اعضای فولادی ۴۹
۴-۳ تنظیمات طراحی قاب فولادی ۵۱
۴-۴ روش بررسی معافیت ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی از ضابطه ۳۰-۱۰۰ ..... ۵۳
۴-۵ روش بررسی ستون‌ها تحت ترکیب‌بارهای تشدیدیافته ۵۵
۴-۶ روش بررسی نسبت لنگر خمشی ستون به تیر در قاب خمشی ویژه ۵۷

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۴-۷ طراحی تیرها و ستون‌های قاب‌مهاربندی همگرای ویژه تحت نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله ۵۹
۴-۸ بررسی ضابطه ۳۰%-۷۰% قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه ۶۵
۴-۹ طراحی تیر دهانه مهاربندی۷ و ۸ در قاب مهاربندی همگرای معمولی تحت نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله ۶۶
۴-۱۰ اتصالات دهانه مهاربندی ۶۶
۴-۱۱ توصیه محل اتصال دستک و آویزها ۶۹
فصل پنجم: طراحی سازه‌های بتن‌آرمه ۷۱
۵-۱ مقاومت فشاری بتن ۷۳
۵-۲ مدول الاستیسیته بتن ۷۳
۵-۳ نواحی صلب انتهایی اعضای بتنی ۷۳
۵-۴ محدودیت استفاده از آرماتورهای S500 و S520 ..... ۷۳
۵-۵ ضرایب اصلاح سختی تیرها و ستون‌های بتنی ۷۴
۵-۶ ضریب کاهش جرم و وزن تیرهای بتنی ۷۷
۵-۷ تنظیمات طراحی قاب بتنی ۷۹
۵-۸ طراحی آرماتور عرضی ستون‌ها ۸۰
۵-۹ بررسی حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها در قاب‌های ویژه ۸۶

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۵-۱۰ بررسی مقاومت برشی چشمه اتصال تیر به ستون ۸۶
۵-۱۱ روش بررسی معافیت ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی از ضابطه ۳۰-۱۰۰ ۸۹
۵-۱۲ حداقل بُعد ستون‌ها ۹۰
۵-۱۳ مدل کردن تیرها با مقطع T و L ۹۱
۵-۱۴ کنسول‌های بتن‌آرمه ۹۳
۵-۱۵ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ۹۴
فصل ششم: طراحی شالوده ساختمان ۱۱۵
۶-۱ ترکیب‌بارهای طراحی شالوده ۱۱۷
۶-۲ ضریب بستر ۱۱۹
۶-۳ مقایسه تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک با تنش‌های مجاز خاک ۱۱۹
۶-۴ بار کف‌سازی و دیوارهای روی شالوده ۱۲۱
۶-۵ روش‌های طراحی آرماتورها در SAFE ۱۲۱
۶-۶ طراحی شالوده‌ی سازه‌های متشکل از سقف‌های دال‌تخت و قارچی ۱۲۲
۶-۷ آرماتورهای عرضی شالوده ۱۲۲

دفتر مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۶-۸ برش در شالوده ۱۲۲
۶-۹ خم انتهایی آرماتورهای طولی و عرضی شالوده ۱۲۷
۶-۱۰ مدل‌سازی چاله آسانسور و استخر ۱۲۸
فصل هفتم: مدل‌سازی و طراحی سقف‌های بتن‌آرمه ۱۳۱
۷-۱ سقف‌های تیرچه و بلوک ۱۳۳
۷-۲ دال‌های بتن‌آرمه؛ سیستم دال- تیر ۱۳۴
۷-۳ دال‌های بتن‌آرمه؛ سیستم دال‌های تخت ۱۳۶
۷-۴ دال‌های مشبک و مجوف ۱۳۸
۷-۵ نکاتی درخصوص طراحی دال‌ها تحت خمش و برش ۱۴۴
۷-۶ رمپ‌ها ۱۵۰
۷-۷ طراحی دیافراگم‌های بتنی ۱۵۰
۷-۸ تعیین ضخامت انواع دال‌ها بر مبنای تغییرشکل (افتادگی) ۱۵۱
۷-۹ بررسی ضخامت انواع دال‌ها برمبنای ارتعاش (لرزش) ۱۵۸
پیوست۱: جزئیات محاسبه کرنش جمع‌شدگی و ضریب خزش برمبنای استاندارد ACI 209.2R-08 ..... ۱۶۱

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پ۱-۱ کرنش جمع‌شدگی ۱۶۳
پ۱-۲ ضریب خزش ۱۶۵
پیوست۲: بررسی وضعیت لرزش و ارتعاش کف برمبنای ATC Design Guide 1 (1999) ۱۷۱
پ۲-۱ حداکثر نسبت شتاب حاصل از ارتعاش ۱۷۳
پ۲-۲ مقادیر پیشنهادی حداکثر نسبت شتاب مجاز حاصل از ارتعاش برای کاربری‌های مختلف ۱۷۴
پ۲-۳ محاسبه فرکانس ارتعاش کف در SAFE ۱۷۴
پیوست۳: جداول جزئیات سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه بتنی ۱۷۹

دفتر مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل اول

مباحث مرتبط با
آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها
در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱-۱ بررسی نامنظمی پیچشی

۱-۱-۱ استاندارد ۲۸۰۰ جهت بررسی نامنظمی پیچشی در بند ۱-۷-۱-ب مقرر نموده است در هر طبقه، تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان با متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه مقایسه شود. در ETABS 2016، ارائه Δ_{max} و Δ_{ave} بصورت تغییرمکان مطلق و تغییرمکان نسبی انجام می‌شود لیکن مقادیر ارائه شده بصورت نسبی در برخی از مدل‌ها بسته به شرایط مدل صحیح نبوده، لازم است طراح آن را محاسبه نماید. با هدف انجام این محاسبه، بسته به جهت نیروی زلزله، گره‌ای متصل به دیافراگم در محل ستون، در امتداد محورهای کناری سازه در امتداد نیروی زلزله، در کلیه طبقات انتخاب و جابجایی جانبی مطلق این گره‌ها مطابق تصویر ۱-۱ از برنامه دریافت شود. یکی از این گره‌ها Δ_{max} و دیگری Δ_{min} مطلق را ارائه می‌دهد که براساس آن می‌توان مقادیر Δ_{max} و Δ_{min} نسبی در هر یک از این گره‌ها را در هر طبقه محاسبه نمود. با معلوم شدن این جابجایی‌های نسبی در هرطبقه، Δ_{ave} نسبی آن طبقه نیز قابل تعیین و در نهایت، Δ_{max} و Δ_{ave} نسبی طبقه مورد نظر قابل بررسی خواهد بود.

تصویر ۱-۱؛ بخش ارائه خروجی‌های مربوط به جابجایی‌ها در *ETABS*

تذکر: درصورتی‌که حتی در یکی از طبقات و تحت نیروی زلزله یکی از دو امتداد سازه، نامنظمی پیچشی اتفاق افتاده باشد، سازه نامنظم پیچشی محسوب گشته، با توجه به آنکه این نامنظمی در گروه نامنظمی‌های پلانی است، مشمول طراحی تحت
۱۰۰ درصد نیروی زلزله یک راستا و ۳۰ درصد نیروی زلزله راستای دیگر خواهد بود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

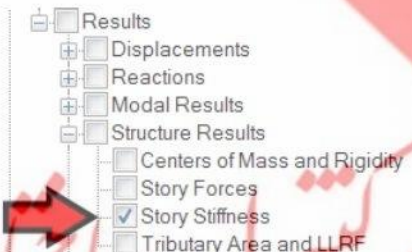
۱-۱-۲ در سازه‌هایی که به روش دینامیکی تحلیل می‌شوند بررسی نامنظمی پیچشی و درصورت لزوم محاسبه ضریب تشدید پیچش تصادفی، A_j، برمبنای روش تحلیل استاتیکی و نیروهای حاصل از توزیع برش پایه به روش استاتیکی انجام شود.

۱-۲ بررسی نامنظمی هندسی

در خصوص بررسی بند الف نامنظمی در ارتفاع با موضوع نامنظمی هندسی در استاندارد ۲۸۰۰، طول کل دیوارهای برشی و یا طول دهانه‌های مهاربندی در راستای مورد نظر در هر طبقه محاسبه، درصورتی‌که این طول در یک طبقه بیش از ۳۰ درصد با طول نظیر در یکی از طبقات مجاور اختلاف داشته باشد، ساختمان مشمول نامنظمی هندسی می‌باشد. در سیستم‌های خمشی نیز درصورتی‌که مجموع طول کل دهانه‌های خمشی یک امتداد سازه در یک طبقه، بیش از ۳۰ درصد با یکی از طبقات مجاور اختلاف داشته باشد مشمول این نامنظمی محسوب می‌گردد. توجه شود این مقایسه مربوط به قابِ قرار گرفته در یک محور نمی‌باشد و لازم است مجموع طول افقی کل سیستم باربر جانبی یک امتداد سازه در هر طبقه، مبنای این بررسی قرار گیرد.

۱-۳ تعیین سختی طبقات

درخصوص تعیین سختی طبقات، استفاده از خروجی ارائه شده برنامه در دستور Display → Show Tables (تصویر ۱-۲) با تعریف ارائه شده از سختی طبقه در استاندارد ۲۸۰۰ متفاوت بوده، لازم است طراح سختی طبقه را به روشی که در ادامه بیان گردیده است محاسبه نماید. بدین منظور، در طبقه مورد نظر فقط درجات آزادی انتقالی گره‌های تحتانی طبقه و در طبقات زیرین، کلیه درجات آزادی گره‌ها مقید گردد. گره‌های مربوط به طبقات فوقانی طبقه مورد نظر نباید مقید شود. سپس نیروی دلخواهی به مرکز جرم طبقه مورد نظر اعمال و تغییر مکان جانبی مطلق مرکز جرم طبقه از محل دستور Diaphragm Center of Mass Displacements قرائت گردد (تصویر



تصویر ۱-۲؛ خروجی مربوط به سختی طبقات در *ETABS*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱-۶). از تقسیم نیروی مورد نظر به تغییرمکان مذکور می‌توان سختی طبقه را محاسبه نمود.

۱-۴ نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

۱-۴-۱ درخصوص نامنظمی سیستم‌های غیرموازی، آنچه در استاندارد ۲۸۰۰ مقرر گردیده آن است که اگر بعضی اجزای باربر جانبی ساختمان به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشند، ساختمان مشمول نامنظمی سیستم‌های غیرموازی خواهد بود. برمبنای این تعریف، وجود یک قاب باربر جانبی با هر زاویه‌ای نسبت به امتدادهای اصلی سختمان می‌تواند نامنظمی پیچشی ایجاد نماید. لیکن با توجه به تعداد و آرایش اعضای قائم باربر جانبی که شرایط غیرموازی را ایجاد نموده‌اند، طراح می‌تواند بر اساس قضاوت خود، وقوع یا عدم وقوع این نامنظمی را تشخیص دهد. با کمی اغماض، درصورتی‌که قاب باربر جانبی غیرموازی، دارای زاویه‌ای حداکثر تا ۱۰ درجه نسبت به محورهای متعامد اصلی ساختمان باشد می‌توان بسته به نظر طراح، نامنظمی مذکور را نادیده گرفت.

۲-۴-۱ نظر به آنکه این نامنظمی بدلیل وجود اجزای قائم باربر جانبی غیرموازی با هر یک از محورهای متعامد اصلی ایجاد می‌شود، درصورت وجود اعضا یا قاب‌های باربر جانبی غیرموازی با امتدادهای اصلی ساختمان، اگر این اعضا، غیر باربر جانبی (Nonseismic) محسوب شوند، سازه از نامنظمی مذکور خارج می‌گردد. بدین منظور می‌توان در سازه‌های فولادی از قرار دادن مهاربندها در قاب‌ها و دهانه‌های غیرموازی با محورهای متعامد اصلی خودداری نمود. همچنین اتصالات تیرها به ستون‌ها در این قاب‌ها و در این دهانه‌ها بصورت مفصلی مدل‌سازی و اجرا شود. بدین ترتیب این اعضا، غیر باربر لرزه‌ای محسوب گشته و سازه از نامنظمی مذکور خارج می‌گردد.

تذکر: الزامی بر غیر باربر جانبی نمودن قاب‌ها و اعضای غیرموازی با محورهای متعامد اصلی ساختمان وجود نداشته، موضوع پیشنهادی بند

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱-۴-۲ صرفاً با این هدف که سازه بدلیل وجود چنین اعضایی، مشمول نامنظمی پلانی نشود، ارائه گردیده است.

۱- ۵ سازه‌های متشکل از سقف دال تخت و قارچی

۱-۵-۱ سازه متشکل از سقف دال تخت و قارچی (سیستم دال بدون تیر) همراه با ستون‌ها و دیوارهای برشی ممکن است بسته به شرایط، سیستم قاب ساختمانی همراه با دیوارهای برشی یا سیستم دیوار باربر محسوب شود لیکن سیستم دوگانه محسوب نخواهد شد. درچنین سازه‌هایی، طراحی در دو مرحله به شرح ذیل انجام شود:

در مرحله اول طراحی، دال‌ها بصورت Membrane مدل شوند و یا درصورتی‌که بصورت Shell مدل شده‌اند ضرایب اصلاح سختی خمشی آن‌ها عدد بسیار کوچکی معرفی شود (ضرایب مربوط به m11، m22 و m12 برابر ۰/۰۱ معرفی شود). همچنین اتصال پای‌ستون‌ها بصورت مفصلی معرفی شود و ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها شامل I_{22} و I_{33} مقدار کوچکی نظیر ۰/۱ معرفی شود تا مشارکت آنها در باربری جانبی به حداقل برسد (تعریف ضریب اصلاح سختی خمشی بسیار کوچک برای ستون‌ها گاهی اوقات موجب وقوع ناپایداری‌های عددی می‌شود. تعریف این ضریب برابر ۰/۱ با هدف به حداقل رساندن میزان مشارکت ستون‌ها در باربری جانبی، این هدف را بطور معمول تأمین می‌نماید). در این شرایط دیوارهای برشی تحت کل نیروهای جانبی طراحی شوند. ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی با توجه به وضعیت ترک‌خوردگی آنها تعیین می‌گردد. جزئیات مربوط به ضرایب اصلاح سختی دیوارهای برشی در بندهای ۵-۱۵-۳، ۵-۱۵-۷-۲ و ۵-۱۵-۷-۳ ارائه شده است.

در مرحله دوم طراحی، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستونها برابر ۰/۷ و یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم معرفی شود. دال‌ها از نوع Shell در نظر گرفته شوند و ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها شامل m11، m22 و m12 برابر ۰/۲۵ و یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم معرفی شود. ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی نیز بر مبنای نیروهای داخلی نظیر با این شرایط این مرحله طراحی و بر اساس وضعیت ترک‌خوردگی آنها تعیین گردد. در این مرحله اعضای غیر باربر جانبی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

شامل دال و ستونها تحت اثر کلیه ترکیب‌های بارگذاری ازجمله ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزله طراحی شوند.

۱) جهت محاسبه‌ی جابجایی‌های جانبی سازه، سختی اعضا طبق شرایط مشروح در مرحله اول طراحی درنظر گرفته شود. جهت محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه، ضرایب اصلاح سختی دیوارها و ستون‌ها برابر یک و دال‌ها برابر ۰/۳۵ در نظر گرفته شود.

۲) در خصوص طراحی شالوده ساختمان لازم است از دو مدل طراحی جداگانه استفاده
شود و شالوده ساختمان تحت نتایج حاصل از هر دو مدل رفتاری مرحله اول و مرحله دوم که در بالا به آنها اشاره شد طراحی و بررسی گردد.

۳) درصورتی‌که دال تخت مورد نظر از نوع دال مجوف باشد لازم است ضرایب تبدیل مقطع توپُر به مقطع مجوف که در بند ۷-۴-۲ به آن اشاره گردیده نیز اعمال گردند.

۲-۵-۱ سازه متشکل از سقف دال تخت و قارچی همراه با تیرهای محیطی (قاب‌های پیرامونی دارای تیر می‌باشند)، سیستم قاب خمشی محسوب گشته و مشمول ضوابط قاب‌های خمشی می‌باشد. طراحی این سازه‌ها در دو مرحله به شرح ذیل انجام شود:

در مرحله اول طراحی، ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های قرار گرفته در قاب خمشی برابر ۰/۷ و تیرها برابر ۰/۳۵ معرفی شود (و یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم). دال‌ها بصورت Membrane مدل شوند و یا درصورتی‌که بصورت Shell مدل می‌شوند ضرایب اصلاح سختی خمشی آن‌ها عدد بسیار کوچکی معرفی شود (ضرایب مربوط به m11، m22 و m12 برابر ۰/۰۱ معرفی شود) تا از مشارکت دال در باربری جانبی تا حد امکان ممانعت شود. درخصوص سایر ستون‌هایی که در قاب خمشی قرار نگرفته‌اند و عملاً غیر باربر جانبی محسوب می‌شوند، اتصال آنها به Base بصورت مفصلی مدل شود و نیز ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌ها شامل I_{22} و I_{33} مقدار کوچکی نظیر ۰/۱ معرفی شود تا مشارکت آنها نیز در باربری جانبی به حداقل برسد. بدین‌ترتیب فقط ستون‌هایی که در قاب‌های خمشی قرار دارند و عضوی از سیستم باربر جانبی محسوب می‌شوند به همراه تیرها، تحت کل نیروهای جانبی طراحی شوند.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

در مرحله دوم طراحی، دال‌ها باید از نوع Shell در نظر گرفته شوند و ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها شامل m11، m22 و m12 برابر با ۰/۲۵، ضرایب اصلاح سختی خمشی کلیه ستون‌ها برابر ۰/۷ و تیرها برابر ۰/۳۵ معرفی شود (و یا این ضرایب مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم تعیین شود). در این مرحله اعضای غیر باربر جانبی شامل دال و ستونها تحت اثر کلیه ترکیب‌های بارگذاری ازجمله ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزله طراحی شوند.

۱) درخصوص محاسبه‌ی جابجایی‌های جانبی سازه و طراحی شالوده ساختمان، سختی
اعضا مطابق با شرایط مشروح در مرحله اول طراحی درنظر گرفته شود. جهت محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها برابر یک، تیرها برابر ۰/۵ و دال‌ها برابر ۰/۳۵ درنظر گرفته شود.

۲) در خصوص طراحی شالوده ساختمان لازم است از دو مدل طراحی جداگانه استفاده شود و شالوده ساختمان باید تحت نتایج حاصل از هر دو مدل رفتاری مرحله اول و مرحله دوم که به آنها اشاره گردید طراحی و بررسی شود.

۳) درصورتی‌که دال تخت مورد نظر از نوع دال مجوف باشد لازم است ضرایب تبدیل مقطع توپُر به مقطع مجوف که در بند ۷-۴-۲ به آن اشاره گردیده نیز اعمال گردند.

۳-۵-۱ مطابق با بند ۳-۳-۵-۵ 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. این سیستم می‌تواند بصورت قاب خمشی معمولی یا مطابق با بند ۹-۲۰-۵-۱ مبحث نهم بصورت قاب خمشی متوسط بکار گرفته شود لیکن مطابق با بند ۹-۲۰-۵-۵-۹ مبحث نهم، در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و نیز در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد بکارگیری این سیستم بصورت قاب خمشی متوسط مجاز نمی‌باشد. بر این اساس و با توجه به ضابطه مندرج در یادداشت شماره ۱ جدول ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰:

۱) استفاده از این سیستم در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد ممنوع است.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

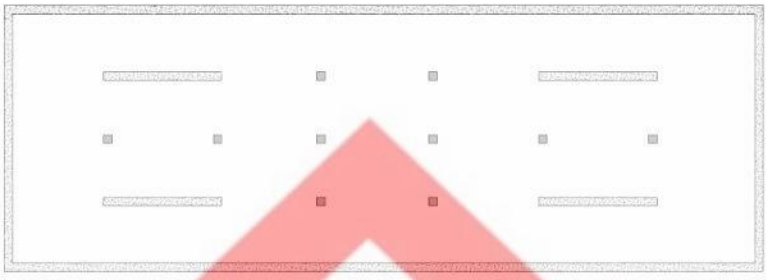
۲) در پهنه با خطر نسبی زیاد، نظر به آنکه استفاده از قاب خمشی معمولی مجاز نمی‌باشد بکارگیری این سیستم صرفاً به‌عنوان قاب خمشی متوسط امکان پذیر است.
۳) در مناطق با خطر نسبی متوسط و کم می‌توان این سیستم را بصورت قاب خمشی
متوسط یا معمولی در نظر گرفت.
در این سیستم که به‌عنوان قاب خمشی درنظر گرفته می‌شود، دال‌ها باید از نوع Shell در نظر گرفته شوند. ضرایب اصلاح سختی خمشی دال شامل m11، m22 و m12 برابر با ۰/۲۵ و ستون‌ها برابر ۰/۷ معرفی شود (و یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم تعیین شود). تحلیل و طراحی سازه و شالوده تحت این شرایط انجام می‌شود. جهت محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستونها برابر یک و ضرایب اصلاح سختی خمشی دال برابر با ۰/۳۵ معرفی شود. درصورتی‌که دال تخت مورد نظر از نوع دال مجوف باشد لازم است ضرایب تبدیل مقطع توپُر به مقطع مجوف که در بند ۷-۴-۲ به آن اشاره گردیده نیز مدنظر قرار گیرد.

۱-۶ سیستم دیوار باربر

در ساختمان‌های دارای دیوارهای برشی بتن‌آرمه، درصورتی‌که بیش از ۵۰ درصد کل بارهای ثقلی توسط این دیوارها تحمل می‌شود، سیستم سازه‌ای موردنظر، سیستم دیوار باربر محسوب می‌گردد. به‌عنوان مثال در ساختمان تصویر ۱-۳، در کل محیط ساختمان و نیز در چهار دهانه میانی، دیوار بتن‌آرمه داریم. در راستای شرقی- غربی، دیوارهای محیطی ضلع شمالی و جنوبی به همراه چهار دیوار در محورهای میانی مجموعاً بیش از ۵۰ درصد بارهای ثقلی را متحمل می‌شوند. لذا سیستم باربر جانبی در راستای شرقی– غربی ساختمان، سیستم دیوار باربر محسوب می‌گردد. در امتداد دیگر، دیوارهای راستای شمالی– جنوبی سازه فقط شامل دیوارهای محیطی ضلع شرقی و غربی سازه هستند که کمتر از ۵۰ درصد کل بارهای ثقلی را متحمل می‌شوند. لذا سیستم باربر جانبی در راستای شمالی– جنوبی ساختمان، سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌گردد که البته بسته به وضعیت قابهای میانی ممکن است سیستم، قاب دوگانه نیز محسوب گردد.

تصویر ۱-۳؛ ساختمان دارای دیوارهای باربر سازه‌ای

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تذکر: مطابق توضیحات ذیل بند ۳-۳-۵-۸ استاندارد ۲۸۰۰ درصورتی‌که سیستم باربر جانبی در یک امتداد سازه سیستم دیواربابر باشد، ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید از ضریب رفتار امتداد سیستم دیوار باربر بیشتر درنظر گرفته شود.

۱-۷ بررسی ضابطه ۲۵ درصد سیستم‌های دوگانه

بند ۱-۸-٤-الف استاندارد ۲۸۰۰ مقرر می‌دارد در سیستم‌های دوگانه، قاب‌های خمشی باید به تنهایی قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی باشند. به منظور اجرای الزام این بند، ابتدا لازم است سهم قاب و دیوار به‌طور مجزا در هر طبقه بررسی شود تا مشخص شود در کدام طبقات، سهم قاب کمتر از ۲۵ درصد برش زلزله‌ی طبقه می‌باشد. جهت اقناع ضابطه بند مذکور، طراح می‌تواند 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 می‌باشد و لذا قاب در آن طبقه و در امتداد مورد نظر، الزام سیستم‌های دوگانه را اقناع نموده است. بنابراین نیازی به طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه تحت نیروی زلزله امتداد مورد نظر نمی‌باشد. اگرچه در این بررسی، به‌جای مقاومت جانبی قاب در هر طبقه، 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.

با معلوم شدن طبقاتی که در آن‌ها سهم برش قاب کمتر از ۲۵ درصد برش زلزله طبقه می‌باشد، جهت طراحی اعضای قاب در آن طبقات،

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تحت ۲۵ درصد برش طبقه، مطابق روش‌های مشروح در بندهای ۱-۷-۱ و ۱-۷-۲ عمل شود.

۱-۷-۱ در سازه‌های دارای مهاربندهای فولادی، ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها توسط دستور Assign ⇨ Frame ⇨ property Modifiers، برابر صفر معرفی شود تا از مشارکت آنها در باربری جانبی جلوگیری شود (تصویر ۱-۴). همچنین تیرهایی که در دهانه مهاربندی قرار دارند مفصلی شوند. سپس برش پایه به ۰/۲۵ مقدار برش پایه طرح کاهش داده شود و قاب شامل ستون‌ها و تیرها تحت این شرایط بررسی شوند.

۱-۷-۲ در سازه‌های دارای دیوارهای برشی، جهت حذف سختی دیوارها و تأمین

تصویر ۱-۴؛ پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی، جرم و وزن اعضای خطی در *ETABS*

ضابطه بند ۱-۸-۴-الف استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان مطابق روش‌های زیر عمل نمود:

روش اول: در این روش، باربری محوری دیوار حذف نمی‌شود و لذا در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای خود هستند، مشکلی از بابت باربری ثقلی ایجاد نشده و نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در مدل نخواهد بود. جهت حذف مشارکت دیوار از باربری جانبی، ضریب اصلاح سختی مربوط به گزینه f12 دیوار برابر صفر و ضرایب اصلاح مربوط به پارامترهای m11، m22 و m12 برابر با ۰/۰۰۱ معرفی شود. ضرایب اصلاح مربوط به f11 و f22 برابر همان مقادیر اولیه و بدون تغییر باقی می‌ماند. همچنین گره‌های اتصال پای دیوار به تراز Base مفصلی شوند. برای دیوارهایی که بصورت دمبلی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

هستند بدلیل مدل شدن نواحی دمبلی شکل توسط المان ستون لازم است ضرایب اصلاح سختی خمشی این المان‌های ستونی شامل I_{22} و I_{33} عدد کوچکی نظیر ۰/۱ معرفی شود تا میزان مشارکت آنها در باربری جانبی به حداقل برسد. درصورتیکه دال بتنی از نوع Shell مدل شده است لازم است از سختی خمشی آن نیز صرفنظر شود. بدین منظور ضرایب مربوط به m11، m22 و m12 دال، برابر ۰/۰۱ معرفی شود. در نهایت، برش پایه برابر با ۰/۲۵ برش پایه طرح درنظر گرفته شود و قاب‌های خمشی شامل ستون‌ها و تیرها تحت این شرایط بررسی و درصورت لزوم مقطع و یا آرماتور آنها اصلاح گردد. در این بررسی لازم نیست المان‌های ستونی مدل شده در دو انتهای دیوار طراحی شوند چرا که عضوی از سیستم قاب خمشی محسوب نمی‌شوند. بدین منظور باید این المان‌های ستونی انتخاب و توسط دستور زیر، در شرایط No Design قرار داده شوند:

Design ⇨ Overwrite Frame Design Procedure ⇨ No Design

روش دوم: در این روش جهت حذف باربری جانبی دیوار، کلیه سختی‌های دیوار کاهش داده می‌شوند. لذا در خصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است بابت برطرف نمودن مشکل باربری ثقلی آن‌ها تمهیداتی لحاظ گردد. در این روش، کلیه ضرایب اصلاح سختی دیوارها (f11، f22، f12، m11، m22، m12، v13 و v23) برابر با ۰/۰۰۱ معرفی شوند. در خصوص دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های مرزی (I22 و I33) مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. لیکن در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای خود هستند، ستون‌هایی فرضی با ابعاد مشابه با ابعاد ستون‌های قاب که به‌عنوان مثال، در مجاورت دیوار قرار دارند مدل شود. ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی (I22 و I33) نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی حائز اهمیت نمی‌باشد چرا که قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند. در نهایت، برش پایه برابر با ۰/۲۵ برش پایه طرح درنظر گرفته شود و قاب‌های خمشی شامل ستون‌ها و تیرها تحت این شرایط بررسی و

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

درصورت لزوم مقطع و یا آرماتور آنها اصلاح گردد. همانطور که اشاره شد، در این بررسی لازم نیست المان‌های ستونی مدل شده در دو انتهای دیوار طراحی شوند چرا که عضوی از سیستم قاب خمشی محسوب نمی‌شوند.

تذکر۱: در هر دو روش فوق، علیرغم آنکه سختی دیوارهای برشی طبق عملیات فوق، به حداقل رسانده شده لیکن بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط دیوار جذب می‌شود که بدین ترتیب سهم قاب در بعضی طبقات، خصوصاً در سازه‌هایی که تعداد دیوارهای برشی آنها نسبتاً زیاد باشد، کمتر از ۲۵ درصد مورد نظر خواهد شد. جهت جبران این موضوع لازم است با معلوم بودن سهم دیوارهای برشی از برش هر طبقه، بجای ۲۵ درصد برش پایه از ضریب بزرگتری استفاده شود که پس از کسر سهم دیوارها، سهم قاب از برش طبقه، حداقل برابر ۲۵ درصد برش طبقه شده باشد. البته با توجه به آنکه سهم دیوارها از برش زلزله در هر طبقه متفاوت است جهت سهولت کار می‌توان بیشترین سهم دیوارها از برش طبقه را که در یکی از طبقات اتفاق افتاده ملاک عمل قرار داد و برمبنای همین حالت، میزان درصد برش پایه جهت بررسی این ضابطه را تعیین نمود.

تذکر۲: درصورتیکه قاب‌های خمشی قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای زلزله نباشند (عدم بررسی ضابطه ۲۵ درصد و یا عدم اصلاح ابعاد مقاطع و آرماتورهای اعضای قاب خمشی جهت توانایی تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای زلزله)، در امتداد مورد نظر، ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد را خواهیم داشت (ترکیب سیستم قاب خمشی و سیستم مهاربندی یا دیوار برشی در یک امتداد). در این حالت، ضریب رفتار، ضریب Ω_o و نیز ضریب C_d سیستمی که وضعیت بحرانی‌تری در طراحی آن امتداد ایجاد می‌کند ملاک محاسبات آن امتداد سازه قرار گیرد. توجه شود برای امتداد مذکور نباید یکی از ضرایب مثلاً ضریب رفتار را از یک سیستم و همزمان، ضریب C_d را از سیستم دیگر انتخاب نمود. کلیه محاسبات مربوط به امتداد مورد نظر باید بر مبنای انتخاب هر سه ضریب مذکور، مربوط به یک سیستم باشد.

۸-۱ وزن مؤثر لرزه‌ای بام

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

در محاسبه وزن موثر لرزه‌ای بام، بار زنده بام مشارکت نداشته، صرفاً درصدی از بار برف بام مشارکت داده شود.

۱-۹ طراحی شالوده‌ی ساختمان‌های نامنظم در پلان

در ساختمان‌های نامنظم در پلان که مشمول طراحی تحت اثر ۱۰۰ درصد نیروهای زلزله یک امتداد و ۳۰ درصد نیروهای زلزله امتداد دیگر می‌شوند (ضابطه ۳۰-۱۰۰)، لازم است کلیه مراحل طراحی شالوده ساختمان نیز تحت شرایط ۳۰-۱۰۰ انجام شود.

۱-۱۰ تراز پایه

۱-۱۰-۱ در ساختمان‌های دارای دیوارهای نگهبان متصل به سازه، یکی از شروط بالا آوردن تراز پایه طبق بند ۳-۳-۱-۲ استاندارد ۲۸۰۰، وجود خاک طبیعی متراکم در اطراف ساختمان است. با توجه به آنکه برای میزان عرض خاک طبیعی مجاور دیوار، مقدار حداقل مشخصی در ۲۸۰۰ معرفی نشده و به نوعی تابع نظر طراح است پیشنهاد می‌گردد حداقلِ این عرض، با توجه به عمق سازه در زمین، برمبنای نسبت ۲:۱ (به‌ازای ۲ واحد در عمق، یک واحد در عرض) درنظر گرفته شود که البته از ۳ متر هم کمتر نباشد. درصورتی‌که عرض خاک طبیعی مجاور دیوار کمتر از این مقادیر باشد تراز پایه، تراز روی شالوده یا ترازی که ضوابط این بند در آن رعایت می‌گردد در نظر گرفته شود. همچنین در مواردی که خاک ساختگاه از نوع خاک‌های سست باشد و یا مستعد روانگرایی باشد باید تراز پایه در محل شالوده درنظر گرفته شود.

۱-۱۰-۲ در مواردی‌که علیرغم وجود دیوارهای حائل، شرایط بالا آوردن تراز پایه احراز نگردیده و تراز پایه در محل شالوده درنظر گرفته می‌شود لازم است موضوع ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع، موضوع بند ۳-۳-۵-۹ استاندارد ۲۸۰۰ درنظر گرفته شود. در این حالت نوع سیستم باربر جانبی هر امتداد سازه در طبقاتی که دیوار حائل اجرا می‌شود باید مطابق بند ۱-۶ تعیین شود که ممکن است سیستم باربر جانبی آن امتداد، دیوار باربر، قاب ساختمانی یا سیستم دوگانه محسوب گردد.

۱-۱۱ ضریب نامعینی

۱-۱۱-۱ جهت بررسی وضعیت نامعینی سازه، دو روش در بند ۳-۳-۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰ معرفی شده است. روش بند الف، فقط در ساختمان‌های منظم در پلان قابل استفاده بوده و در صورتی که ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دارای حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود بر هم باشد ضریب ρ برای هر دو امتداد سازه برابر یک منظور می‌گردد. روش بند ب برای کلیه ساختمان‌ها اعم از نامنظم و منظم از جمله ساختمان‌های منظم در پلان که شرایط بند الف را اقناع نمی‌کنند قابل استفاده می‌باشد. در صورت انجام بررسی های بند ب، ضریب ρ می‌تواند برای هر امتداد بطور مستقل تعیین گردد (به‌عنوان مثال مقدار ۱ برای یک امتداد سازه و ۱/۲ برای امتداد دیگر). متذکر می‌گردد ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر از تراز پایه مشمول اعمال ضریب نامعینی نمی‌باشند.

۱-۱۱-۲ در سازه‌هایی‌که دارای نامنظمی پیچشی شدید می‌باشند، بدون انجام بررسی

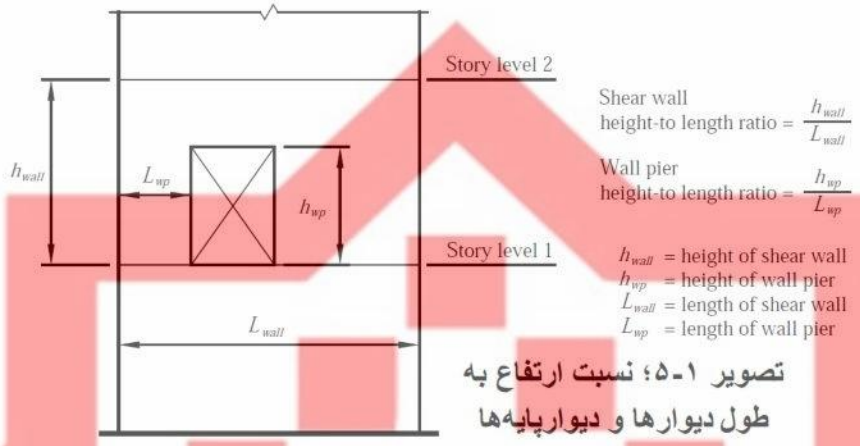
فوق لازم است ضریب ρ برای امتدادی از سازه که تحت نیروی زلزله آن امتداد، نامنظمی پیچشی اتفاق افتاده است برابر ۱/۲ در نظر گرفته شود.

۱-۱۱-۳ درکلیه حالات، بدون انجام بررسی می‌توان جهت سهولت کار، ضریب ρ را برای هر دو امتداد سازه برابر ۱/۲ در نظرگرفت لیکن این موضوع می‌تواند موجب غیراقتصادی شدن طرح و بزرگترشدن ابعاد و مقاطع اعضا شود و لذا پیشنهاد نمی‌گردد.

۱-۱۱-۴ درخصوص حذف جزئی از سیستم مقاوم‌جانبی، موضوع بند ۳-۳-۲-۲-ب استاندارد ۲۸۰۰ لازم است در هرطبقه بصورت مستقل، هربار یکی از اعضای مقاوم جانبی به شرح جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف و میزان کاهش مقاومت جانبی طبقه و نیز احتمال وقوع نامنظمی شدید پیچشی بررسی شود. در قاب‌های خمشی، حذف تیرهای قرارگرفته در قاب‌های پیرامونی (فاصله دورتر نسبت به مرکز سختی) خصوصاً تیرهای با طول‌کوتاه‌تر و مقطع قوی‌تر می‌تواند تأثیر بیشتری در افزایش پیچش طبقه و وقوع نامنظمی پیچشی داشته باشد. درخصوص مهاربندها لازم است در هر طبقه، هر بار یکی از قطری‌ها حذف و موارد مورد نظر بررسی گردد (لازم نیست هر دو قطری مربوط به یک دهانه مهاربندی همزمان حذف شوند). در مورد دیوارهای برشی مقرر گردیده صرفاً دیوارهای برشی عادی یا همبسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول، بیشتر از یک ($h_{wall}/L_{wall}>1$ و $h_{wp}/L_{wp}>1$) حذف گردند و دیوارهایی که

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

این شرایط را ندارند در فرآیند حذف و بررسی قرار نمی‌گیرند (تصویر ۱-۵).



تصویر ۱-۵؛ نسبت ارتفاع به طول دیوارها و دیوارپایه‌ها

۱-۱۱-۵ بررسی میزان کاهش مقاومت جانبی طبقه نیاز به محاسبات جامعی دارد که بدلیل پیچیدگی و بعضاً زمان‌بر بودن، طراحان ترجیح به استفاده از روش‌های ساده‌سازی شده دارند. برای این‌کار می‌توان از روش‌های تحلیل خطی یا غیرخطی استفاده نمود که البته بطور معمول از روش‌های خطی استفاده می‌شود. در برخی مراجع به استفاده از روش‌هایی از جمله روش الاستیک (روش مبتنی بر اولین تسلیم) اشاره شده است. بجای روش مذکور و صرفاً به‌عنوان یک روش ساده‌سازی شده و البته تقریبی، در تحلیل خطی می‌توان در فایل جداگانه‌ای جهت بررسی میزان کاهش مقاومت جانبی، بارهای جانبی را به ۶۷ درصد مقدار اولیه کاهش داد. سپس با حذف عضو مورد نظر نباید DCR هیچ‌یک از اعضا در این فایل از DCR همان عضو در فایل اصلی بیشتر شده باشد (منظور از DCR همان نسبت تنش‌ها یا نسبت تقاضا به ظرفیت، Demand/Capacity Ratio می‌باشد). به‌دلیل کثرت اعضا شاید طراح در این بررسی عمدتاً به مقایسه DCR اعضایی بپردازد که در فایل اصلی دارای DCR های بزرگتری هستند. در سازه‌های بتنی برای تیرها که آرماتورهای طولی طراحی می‌شوند و DCR ارائه نمی‌شود لازم است مقدار آرماتور تیرها در فایل بررسی میزان
کاهش مقاومت، از مقدار آرماتور آنها در فایل اصلی بیشتر نشده باشد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱-۱۱-۶ درصورتی‌که سازه مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد، این ضریب از طریق ترکیب‌های بارگذاری معرفی شود. در بند ۲-۱ به روش انجام کار و اعمال ضریب مذکور در ترکیب‌بارها اشاره شده است. که مباحثی از تحلیل و طراحی معاف از اعمال ضریب نامعینی می‌باشند، اعمال ضریب نامعینی بر روی ضریب زلزله می‌تواند آنها را نیز متأثر نموده، موجب افزایش نسبی مقدار بارجانبی در روند تحلیل و به تبع آن، افزایش نسبی اثر $P-\Delta$ و نیروهای داخلی ایجاد شده در اعضا شود.

۱-۱۲ زمان تناوب اصلی نوسان سازه

پیشنهاد می‌شود در کلیه ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان سازه بر مبنای تحلیل مودال (زمان تناوب تحلیلی) برای هریک از دو امتداد سازه تعیین شود تا تأثیر هندسه مدل و آرایش سختی‌ها در پلان و ارتفاع مدنظر قرار گرفته باشد اگرچه مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ استفاده از زمان تناوب حاصل از روابط تجربی در کلیه حالات بلامانع است. برای سیستم‌های کنسولی، زمان تناوب اصلی نوسان سازه بر مبنای تحلیل مودال تعیین شود لیکن بدلیل عدم ارائه زمان تناوب تجربی این سیستم‌ها در استاندارد ۲۸۰۰، زمان تناوب تجربی این سیستم‌ها از رابطه‌ی $0.05H^{0.75}$ محاسبه شود.

۱-۱۳ خرپشته

۱-۱۳-۱ در تعیین ارتفاع ساختمان، H، جهت محاسبه زمان تناوب تجربی سازه اگر وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد از ارتفاع خرپشته صرفنظر گردد و در غیر اینصورت لازم است ارتفاع خرپشته نیز در نظر گرفته شود. لیکن در محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه بر مبنای آنالیز مودال، وجود خرپشته در مدل بلامانع است.

۱-۱۳-۲ در مدل‌سازی سازه، خرپشته همواره مدل شود. در تحلیل‌های استاتیکی مطابق تبصره ذیل بند ۳-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰، اگر وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد لازم است از اثر خرپشته در توزیع برش پایه صرفنظر شود. در این حالت خرپشته به‌عنوان بخشی از وزن بام محسوب می‌گردد. اگر وزن خرپشته بیش از ۲۵ درصد وزن بام باشد لازم است خرپشته در توزیع برش پایه مشارکت داشته باشد. در تحلیل‌های دینامیکی، خرپشته صرفنظر از مقایسه وزن آن با بام، همواره در توزیع برش پایه مشارکت داده شود. متذکر می‌گردد اعضای خرپشته

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

همواره طراحی شوند و از انتخاب ابعاد و مقاطع اسمی برای این اعضا، بدون طراحی خودداری شود.

تذکر: درمواردی‌که بدلیل ایجاد ایستگاه آسانسور در تراز بام، ارتفاع خرپشته افزایش می‌یابد، درصورتی‌که وزن آن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، از اثر ارتفاع خرپشته در محاسبه زمان تناوب تجربی صرفنظر شود لیکن در توزیع برش پایه استاتیکی، خرپشته مشارکت داده شود.

۱-۱۴ نیروی قائم ناشی از زلزله

۱-۱۴-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله در بند ۳-۳-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰ برابر $0.6AIW_p$ مقرر گردیده که در این رابطه W_p برای عناصر ردیف‌های ب، پ و ت بند مذکور برابر بارمرده به‌اضافه کل سربار است. جهت اعمال این نیرو به عناصر مذکور لازم است در محل دستور Load Patterns از منوی Define، یک الگوی بار، با نام دلخواه EZ ایجاد شود که جزئیات آن در بند ۳-۴ شرح داده شده است.

۱-۱۴-۲ درخصوص نیروی قائم ناشی از زلزله وارد برکل سازه‌ی ساختمان‌های واقع در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، موضوع بند ۳-۳-۹-۱-الف، نیازی به استفاده از روش فوق نبوده، بدون نیاز به ایجاد الگوی بار EZ کافی است جهت اعمال این نیرو، ضریب بارهای مرده در ترکیب‌های بارگذاری اصلاح شود. در بند ۲-۱، روش انجام این کار در ترکیب‌های بارگذاری شرح داده شده است.

۱-۱۵ ضریب رفتار سیستم مهاربندهای واگرا

درخصوص یادداشت شماره ۳ جدول ۳-۴ با موضوع ضریب رفتار سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندهای واگرا (EBF)، منظور از تیر پیوند با رفتار برشی حالتی است که طول تیر پیوند، کوچکتر از $1.6(M_p/V_p)$ باشد. در این حالت ضریب رفتار را می‌توان برابر ۷ درنظر گرفت. در سایر حالات لازم است این ضریب برابر ۶ درنظر گرفته شود.

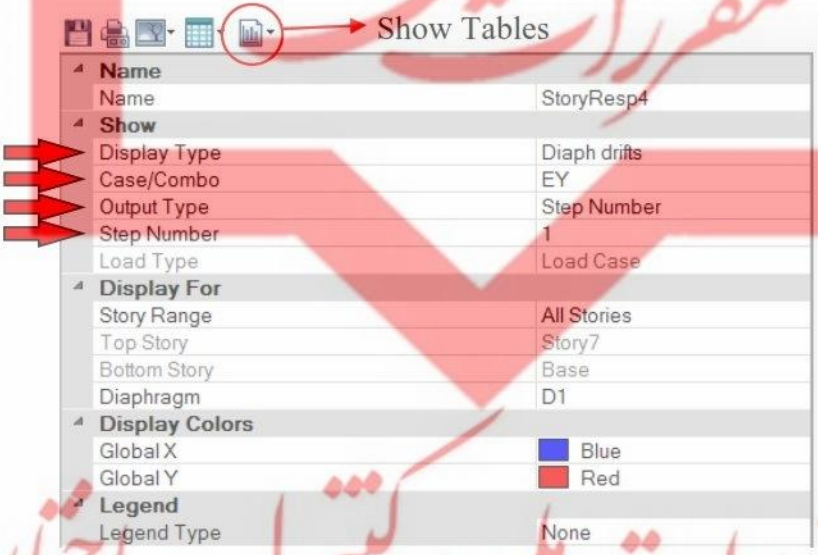
۱-۱۶ بررسی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات

۱-۱۶-۱ مطابق بند ۳-۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های فاقد نامنظمی پیچشی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

لازم است تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، در محل مرکز جرم طبقه بررسی شود. گزینه Diaphragm Center of Mass Displacements در بخش ارائه نتایج تحلیل (تصویر ۱-۶)، جابجایی مطلق مرکز جرم طبقات را تحت هریک از الگوهای بار زلزله ارائه می‌دهد که از تفاضل جابجایی مطلق مرکز جرم هر طبقه و طبقه تحتانی‌اش، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه، Δ_{eu}، تحت الگوی بار زلزله مورد نظر قابل تعیین است. از حاصلضرب این مقادیر در ضریب C_d مربوط به هر امتداد سازه، تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقات در آن امتداد تعیین خواهد شد که نباید بر حسب شرایط از مقادیر مجاز $0.02h$ یا $0.025h$ تجاوز کند. درخصوص روش بررسی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات ناشی از الگوهای بار دینامیکی به بند ۱-۱۷-۲ مراجعه شود.

۱-۱۶-۲ مطابق با بند ۳-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان دارای نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید لازم است بررسی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در امتداد محورهای کناری ساختمان انجام شود. این بررسی از طریق دستور Diaphragm Drifts انجام شود. با توجه به آنکه خروجی این دستور بصورت Δ_{eu}/h می‌باشد لازم است مقدار آن بسته به شرایط، با $0.025/C_d$ و یا $0.02/Cd$ مقایسه گردد. جهت دریافت خروجی Diaphragm Drifts از دستور Story Response Plots ⇨ Display استفاده شود.



تصویر ۱-۷؛ پنجره انجام تنظیمات ارائه *Diaphragm Drifts* در *ETABS*

دفتر مقررات ملی کنترل ساختمان

مطابق تصویر ۱-۷، پس از انجام تنظیمات چهار گزینه‌ای که در تصویر مذکور نشان داده شده‌اند، از طریق گزینه Show Tables، حالت Formatted درخواست شود. نتایج مورد نظر در جدولی ارائه خواهند شد. لازم به ذکر است می‌توان بجای عملیات فوق، بررسی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات را از طریق گزینه Story Drifts نیز انجام داد لیکن در این حالت ممکن است بیشترین جابجایی مربوط به گره‌ای باشد که جدا از دیافراگم است و معیار مناسبی جهت بررسی جابجایی طبقه نمی‌باشد و نیز ممکن است میزان جابجایی نسبی طبقات بیش از Diaphragm Drifts ارائه شود.

۱-۱۶-۳ نظر به آنکه در بند ۹-۶-۵-۳-۱-۲ مبحث نهم عنوان گردیده در تحلیل تحت بارهای جانبی می‌توان ممان اینرسی کلیه اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت، جهت تعیین کلیه جابجایی‌های جانبی سازه از جمله جابجایی‌های مطلق و نسبی طبقات و نیز Δ_{max} و Δ_{ave}، می‌توان بجای استفاده از ضرایب اصلاح سختی خمشی ذیل بند ۳-۵-۵ استاندارد ۲۸۰۰، ضریب اصلاح سختی خمشی کلیه اعضا را برابر با ۰/۵ معرفی کرد.

۱-۱۷ نکاتی درخصوص تحلیل‌های دینامیکی طیفی

در ابتدا متذکر می‌گردد در کلیه مباحث و مطالب این راهنما، هرکجا نام تحلیل دینامیکی آورده شده است، منظور تحلیل دینامیکی طیفی است.

۱-۱۷-۱ در محاسبه برش پایه دینامیکی جهت هم‌پایه‌کردن برش‌های پایه دینامیکی و استاتیکی، ازآنجائیکه الگوی بار دینامیکی هر امتداد سازه دارای مؤلفه‌های V_x و V_y توأم می‌باشد لازم است برای هر امتداد، مؤلفه برش همان امتداد مبنای کار قرار گیرد و از ترکیب SRSS برش‌های V_x و V_y همزمانِ یک الگوی بار خودداری شود.

۱-۱۷-۲ بررسی Drift طبقات تحت الگوهای بار دینامیکی انجام شود لیکن خروجی گزارش شده‌ی دستور Diaphragm Center of Mass Displacements تحت الگوهای بار دینامیکی قابل قبول نبوده، امکان محاسبه Drift طبقات به شرح مندرج در بند ۱-۱۶-۱، برای الگوهای بار دینامیکی وجود ندارد. یکی از روش‌های ساده جهت تعیین Drift طبقات تحت الگوهای بار دینامیکی آن است که گره‌ای که حدوداً

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

نزدیکترین گره به مرکز جرم است در کلیه طبقات انتخاب و جابجایی جانبی نسبی این گره‌ها از گزینه Joint Drifts درخواست شود. خروجی این دستور بصورت Δ_{eu}/h می‌باشد که باید مقدار آن بسته به شرایط با $0.025/C_d$ یا $0.02/C_d$ مقایسه شود. درصورتی‌که ساختمان دارای نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید باشد، بررسی تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، مشابه بند ۱-۱۶-۲ از طریق دستور Diaphragm Drifts (و یا Story Drifts) انجام شود لیکن جابجایی تحت الگوهای بار دینامیکی بررسی گردد.

۱-۱۷-۳ جهت بررسی نامنظمی پیچشی لازم است برای هر امتداد، الگوهای بار استاتیکی ایجاد شود و تحت اثر آنها بررسی مذکور انجام شود. درصورت وقوع نامنظمی پیچشی نیز لازم است محاسبه ضریب تشدید پیچش تصادفی، A_j، تحت جابجایی‌های حاصل از الگوهای بار استاتیکی انجام گردد. متذکر می‌گردد در بررسی نامنظمی پیچشی و نیز درصورت وقوع این نامنظمی، در محاسبه ضریب تشدید A_j، لازم است اثر پیچش تصادفی مبتنی بر ۵ درصد بعد ساختمان عمود بر امتداد نیروی جانبی درنظر گرفته شده باشد.

۱-۱۷-۴ نیروهای زلزله وارد بر سازه که جهت تحلیل و طراحی شالوده ساختمان به کار گرفته می‌شوند بر اساس یکی از روش‌های زیر تعیین گردد:

روش اول: برش پایه، بر اساس روش توزیع استاتیکی در طبقات توزیع و نتایج حاصل از تحلیل سازه تحت الگوهای بار زلزله‌ی استاتیکی، جهت طراحی شالوده به SAFE ارسال گردد.

روش دوم: نیروهای ایجاد شده در طبقات حاصل از الگوهای بار زلزله‌ی دینامیکی، بصورت استاتیکی به سازه اعمال و سازه تحت این نیروها به روش استاتیکی تحلیل شود. نتایج حاصل از این تحلیل استاتیکی، جهت طراحی شالوده به SAFE ارسال گردد. بطور معمول، طراحی شالوده تحت نتایج حاصل از این روش، سنگین‌تر از نتایج حاصل از روش اول است. جهت انجام روش دوم در نرم‌افزار بدین صورت عمل شود که از محل دستور Display → Show Tables می‌توان برش ایجاد شده در هر طبقه ناشی از هر الگوی بار دینامیکی طیفی را بدست آورد. توجه شود تحت الگوی بار دینامیکی امتداد X باید V_x و تحت الگوی بار دینامیکی امتداد Y باید V_y مد نظر قرار گیرد (تصویر ۱-۸). از آنجائیکه این

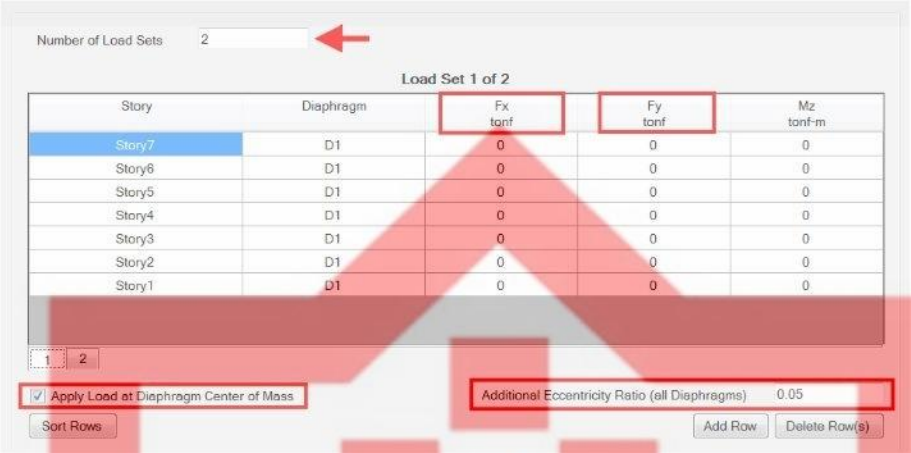
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مقادیر، برش طبقات هستند لازم است از تفاضل برش هرطبقه و برش طبقه فوقانی‌اش، نیروی آن طبقه تعیین شود. این‌کار بطور جداگانه برای الگوهای بار زلزله دینامیکی هر امتداد انجام شود. سپس در قسمت

تصویر ۱-۸؛ ارائه برش طبقات ناشی از الگوهای بار دینامیکی‌طیفی در

تعریف الگوهای بار استاتیکی (Load Patterns)، دو الگوی بار زلزله استاتیکی از نوع User Loads معرفی شود. مطابق تصویر ۱-۹ در یکی از این دو الگو که مربوط به نیروهای امتداد X است، نیروهای محاسبه شده برای امتداد X در ستون F_x معرفی شود. به همین منوال در الگویی که مربوط به نیروهای امتداد Y است، نیروهای محاسبه شده برای امتداد Y در ستون F_y معرفی شود. در پنجره هر دو الگوی زلزله User Loads، گزینه Number of load Sets برای هریک از دو زلزله مذکور برابر ۲ تعریف شود تا امکان ایجاد ۲ شیت فراهم شود. در یکی از این دو شیت، جهت محاسبه پیچش تصادفی، درصد بعد ساختمان برابر ۰/۰۵ با علامت مثبت و در شیت دوم با علامت منفی معرفی گردد. در هر دو شیت علامت نیروها مثبت است و فقط علامت ضریب ۰/۰۵ مربوط به محاسبه پیچش تصادفی، مثبت و منفی می‌شود. پس از تحلیل، نتایج حاصل از این دو الگوی بار زلزله استاتیکی به SAFE ارسال شود. متذکرمی‌گردد نیروهای ایجاد شده در اعضا و از جمله عکس‌العمل‌های سازه در تراز Base حاصل از الگوهای بار زلزله دینامیکی طیفی با نتایج حاصل از این روشِ معادل شده، تفاوت داشته، این روش، صرفاً یک روش جایگزین تقریبی می‌باشد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۱-۹؛ معرفی نیروهای زلزله‌استاتیکی به روش *User Loads* در *ETABS*

۱-۱۷-۵ مطابق با بند ۳-۴-۱-۶ استاندارد ۲۸۰۰ جهت بررسی ضابطه ۲۵ درصد قابهای دوگانه می‌توان برش پایه حاصل از تحلیل طیفی را برمبنای توزیع برش پایه به روش استاتیکی بین طبقات توزیع نمود. در این حالت از الگوهای بار زلزله استاتیکی استفاده می‌شود که ضریب زلزله استاتیکی، C، توسط ضریب ۰/۲۵ کاهش داده شده و البته مطابق با مفاد بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ممکن است مشمول اعمال ضریب ۰/۹ یا ۰/۸۵ نیز شده باشد. روش دیگر مشابه روش دوم ذیل بند ۱-۱۷-۴ می‌باشد که البته نیروهای حاصل از تفاضل برش طبقات، ابتدا در ضریب ۰/۲۵ ضرب و سپس در پنجره دستور User Loads معرفی می‌شوند.

۱-۱۸ درز انقطاع

مطابق با ضابطه بند ۳-۵-۶ استاندارد ۲۸۰۰، میزان درز انقطاع در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و زیاد، با هر تعداد طبقه و در ساختمان‌های بیش از ۸ طبقه، صرفنظر از آنکه در کدام گروه اهمیتی قراردارند، برابر با $0.7C_d.\Delta_{eu}$ می‌باشد. در این رابطه Δ_{eu}، حداکثر جابجایی مطلق بالاترین طبقه در محل محورهای کناری ساختمان و در امتداد موازی با ساختمان‌های مجاور می‌باشد. در این حالت لازم است اثر پیچش تصادفی نیز در نظر گرفته شود و درصورتی‌که سازه مشمول نامنظمی پیچشی شده باشد، اثر ضریب تشدید A_j نیز لحاظ شده باشد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل دوم

نکات مرتبط با
مبحث ششم
مقررات ملی ساختمان

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۲-۱ ترکیب بارهای شامل اثر نیروی زلزله طرح

مطابق با بند ۶-۱۱-۱۲-۲ مبحث ششم، نیروی زلزله طرح، E، ترکیبی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان، E_h، و اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان، E_v می‌باشد. بنابراین عبارت زلزله در ترکیب‌های بارگذاری بصورت $E=\rho E_h \pm E_v$ می‌باشد. ρ ضریب نامعینی امتداد مورد نظر سازه است که بر روی مؤلفه افقی نیروی زلزله اعمال می‌گردد و ممکن است برابر ۱ یا ۱/۲ باشد. درخصوص نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازه‌ی ساختمان‌های واقع در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد، موضوع بند ۳-۳-۹-۱-الف استاندارد ۲۸۰۰، مقدار این نیرو برابر با $0.6AI.D$ مقرر گردیده است. اعمال نیروی قائم ناشی از زلزله مربوط به کل سازه ساختمان، از طریق ترکیب‌های بارگذاری به شرح زیر انجام می‌شود و نیازی به تعریف بارهای گسترده سطحی و خطی با ماهیت نیروی قائم زلزله نمی‌باشد. در بند ۹-۷-۳-۱-۴ مبحث نهم نیز به این ترکیب‌ها اشاره شده است.

تذکر: نظر به ابلاغ ویرایش چهارم مبحث ششم (۱۳۹۸) و ویرایش پنجم مبحث نهم (۱۳۹۸)، استفاده از ضریب ۰/۸۵ برای بار زلزله در ترکیب‌های‌بارگذاری، موضوع بند ۳-۱۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰، از این پس موضوعیت نداشته، مجاز نخواهد بود.

۲-۱-۱ ترکیب‌های بارگذاری در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، با احتساب اثر بارهای زلزله طرح و ضریب نامعینی بصورت زیر خواهد بود:

$$1.2D+L+0.2S+E = 1.2D+L+0.2S+(\pm\rho E_h+E_v) =$$
$$1.2D+L+0.2S\pm\rho E_h+0.6AI.D = (1.2+0.6AI)D+L+0.2S\pm\rho E_h$$
$$0.9D+E = 0.9D+(\pm\rho E_h-E_v) = 0.9D \pm\rho E_h-0.6AI.D$$
$$= (0.9-0.6AI)D\pm\rho E_h$$

$$(1.2+0.6AI)D+L+0.2S\pm\rho E_h$$
$$(0.9-0.6AI)D\pm\rho E_h$$

به‌عنوان مثال با فرض A=0.35 و I=1، مقدار 0.6AI برابر ۰/۲۱ می‌باشد و لذا ترکیب‌بارهای فوق بصورت زیر بازنویسی می‌شوند:

$$1.41D+L+0.2S\pm\rho E_h$$

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

$0.69D \pm \rho E_h$

۲-۱-۲ ترکیب‌های بارگذاری در طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز که شامل اثر بارهاي زلزله طرح و ضریب‌نامعینی می‌باشند، به شرح زیر خواهد بود. به‌عنوان نمونه، جزئیات یکی از ترکیب‌های بار ارائه می‌شود:

$$D + 0.7E = D + 0.7(\pm\rho E_h + E_v) = D \pm 0.7\rho E_h + 0.7(0.6AI.D)$$

$$\rightarrow \quad (1+0.42AI)D \pm \rho E_h$$

$$(1+0.42AI)D \pm 0.7\rho E_h$$
$$(1+0.315AI)D + 0.75L + 0.75S \pm 0.525\rho E_h$$
$$(0.6-0.42AI)D \pm 0.7\rho E_h$$

به‌عنوان مثال با فرض $A=0.35$ و $I=1$، ترکیب‌بارهای فوق بصورت زیر بازنویسی می‌شوند:

$1.147D \pm 0.7\rho E_h$

$1.11D + 0.75L + 0.75S \pm 0.525\rho E_h$

$0.453D \pm 0.7\rho E_h$

۲-۲ ترکیب بارهاي شامل اثر نیروی قائم زلزله در پیش‌آمدگی‌ها

در صورت وجود بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که بصورت طره اجرا می‌شوند لازم است اثر نیروی قائم زلزله در قالب الگوی بار EZ، مطابق با بند ۳-۴ تعریف و ترکیب‌بارهای زیر جهت لحاظ نمودن اثر این الگوی بار ایجاد گردند:

جدول ۲-۱ ؛ ترکیب بارهاي شامل اثر نیروی‌قائم‌زلزله درپیش‌آمدگی‌ها

ترکیب‌بارهای روش ضرایب بار و مقاومت	1.2D+L+0.2S+EZ – EZ
ترکیب‌بارهای روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز	D+0.7EZ D+0.75L+0.75S+0.525EZ – 0.7EZ

۲-۳ ضابطه بار حاصل از تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده

مطابق با بندهای ۶-۳-۳ و ۶-۵-۲-۲ مبحث ششم، بار حاصل از تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده (پارتیشن‌ها) به شرح زیر مقرر گردیده است:

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

جدول ۲-۲ ؛ جزئیات نحوه لحاظ نمودن اثر بار تیغه‌ها		
وزن متر مربع تیغه (kg/m^2)	نحوه اعمال بار تیغه‌ها در مدل‌سازی و طراحی	ماهیت بار
< ۴۰	بصورت بار گسترده سطحی حداقل برابر ۵۰ kg/m^2	زنده محسوب می‌گردد
۴۰ ≤ ≤ ۱۰۰	بصورت بار گسترده سطحی حداقل برابر ۱۰۰ kg/m^2	زنده محسوب می‌گردد
۱۰۰ < ≤ ۲۰۰	بصورت بار گسترده سطحی حداقل برابر ۱۰۰ kg/m^2	مرده محسوب می‌گردد
> ۲۰۰	اعمال بار در محل واقعی خود	مرده محسوب می‌گردد

مطابق جدول فوق درمواردی‌که وزن متر‌مربع تیغه از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر‌مربع تجاوز نکرده باشد بار تیغه‌ها به‌عنوان بار زنده محسوب می‌گردد لیکن نظر به آنکه در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات لازم است تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده همانند بارهای مرده، مشارکت جرمی کامل داشته باشند لازم است بار معادل تیغه‌ها در قالب یک الگوی بار زنده‌ی مستقل و جدا از سایر بارهای زنده معرفی شود تا بتوان در ترکیب‌های بارگذاری، ضریب بارهای زنده را بر روی آن اعمال نمود لیکن در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات، آن را بصورت کامل مشارکت داد. در صورتی‌که وزن متر مربع تیغه بیش از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر‌مربع باشد، بار تیغه‌ها، بار مرده محسوب می‌گردد. در این حالت نیاز به معرفی الگوی بار جداگانه‌ای برای تیغه‌ها نبوده و بار آنها را می‌توان در قالب همان الگوی بار مرده معرفی نمود. در این حالت اگر وزن متر‌مربع تیغه از ۲۰۰ کیلوگرم بر متر‌مربع تجاوز نکرده باشد، بار گستره معادل تیغه‌ها را می‌توان با بار مرده حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری تجمیع نمود. به‌عنوان مثال اگر بار مرده کف‌سازی و نازک‌کاری در یک کف برابر ۲۰۰ کیلوگرم برمتر‌مربع باشد، با اضافه‌کردن ۱۰۰ کیلوگرم بر متر‌مربع، مربوط به تیغه‌ها به آن، می‌توان بار ۳۰۰ کیلوگرم بر متر‌مربع را
به‌عنوان بار مرده برروی سقف معرفی نمود.

تذکر: درمواردی‌که وزن متر‌مربع تیغه‌ها از ۲۰۰ کیلوگرم تجاوز نکرده باشد لیکن ارتفاع خالص دیوار قابل توجه باشد و بار متر طول دیوار نیز

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مقدار قابل ملاحظه‌ای شده باشد توصیه می‌شود بار تیغه به‌عنوان بار مرده در محل واقعی خودش لحاظ گردد. تشخیص جزئیات این موضوع و قابل ملاحظه بودن آن با طراح است.

۲-۴ کاهش بارهای زنده

۲-٤-۱ مطابق با بند ۶-۲-۳-۲-الف مبحث ششم، در ترکیب بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، در برخی ترکیب‌بارها اجازه داده شده است ضریب بار زنده برای بارهای زنده کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، به استثناء کف پارکینگ‌ها و محل‌های اجتماع عمومی برابر ۰/۵ درنظر گرفته شود. جهت بهره‌مندی از مفاد این بند لازم است بارهای زنده در قالب چند الگوی بار مختلف ایجاد شوند که بتوان برای آنها ضرایب بار متفاوت معرفی نمود. جزئیات این موضوع در بند ۳-۱ بیان شده است.

تذکر: در بند ۶-۲-۳-۲-الف مبحث ۶ مقرر گردیده، جهت‌کاهش بارهای زنده، صرفاً طبق یکی از دو روش زیر عمل شود و بکارگیری توأم این دو روش مجاز نمی‌باشد.

۱) کاهش بارهای زنده از طریق ترکیب‌های بارگذاری و البته در برخی ترکیب بارها.

۲) کاهش باهای زنده مطابق بند ۶-۵-۵ مبحث ۶.

۲-۵ بار زنده بالکن‌ها

موضوع بحث ردیف ۳-۶ جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ (جدول حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت) درخصوص افزایش ۱/۵ برابری بار زنده کف اتاق‌های متصل، صرفاً مربوط به بالکن‌ها می‌باشد. بعبارتی فضاهایی که بصورت بالکن مورد استفاده قرار می‌گیرند، صرفنظر از آنکه بصورت پیش‌آمدگی و کنسول اجرا می‌شوند یا خیر، مشمول این ضابطه برای بار زنده می‌باشند لیکن درصورتی‌که پیش‌آمدگی و کنسول، بالکن نباشد، نیازی به اعمال این ضابطه نیست. توجه شود بالکن یک اصطلاح معماری و تعریفی از نوع استفاده از یک فضای‌معماری است درحالیکه کنسول، عبارتی سازه‌ای به مفهوم پیش‌آمدگی است که ممکن است بصورت طره‌ای یا غیرطره‌ای اجرا شود.

۲-۶ حداقل مقادیر بارهای مرده در محاسبات

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۲-۶-۱ توصیه می‌شود، حداقلِ بار مرده حاصل از مجموع بار کف‌سازی و نازک‌کاری، که به‌عنوان بار مرده‌ی اضافی سقف سازه‌ای، در مدل‌سازی معرفی می‌شود، برای کف‌های مسکونی و اداری برابر با ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، کف‌های تجاری و کف پارکینگ‌ها برابر با ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و برای بام برابر با ۳۲۵ کیلوگرم بر مترمربع درنظر گرفته شود. توجه شود نظر به وجود برخی تجهیزات در بام، توصیه می‌شود بار مرده مترمربع بام از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، کمتر درنظر گرفته نشود. بدیهی است درصورتی‌که مقدار محاسبه شده برمبنای جزئیات اجرایی سقف، بیش از مقادیر مذکور باشد لازم است مقدار محاسبه شده‌ی بزرگتر، مورد استفاده قرار گیرد.

۲-۶-۲ توصیه می‌شود، حداقلِ وزن مترمربع دیوارها به شرح جدول ۲-۳ اختیار گردد. درصورتی‌که مقدار محاسبه شده بر مبنای جزئیات اجرای دیوار، بیش از مقادیر جدول ۲-۳ باشد لازم است مقدار محاسباتی مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۲-۳ ؛ مقادیر پیشنهادی وزن مترمربع دیوارها (Kg/m^2)

مشخصات و جزئیات دیوار	وزن متر مربع دیوار
یک رو سنگ و یک رو نازک‌کاری ؛ دارای	۲۰۵
یک رو سنگ و یک رو نازک‌کاری ؛ بدون	۲۹۰
یک رو سیمان‌کاری و یک رو نازک‌کاری ؛	۲۳۵
دو رو سنگ ؛ با بازشو	۲۵۵
دو رو سنگ ؛ بدون بازشو	۳۶۵
یک رو سنگ و یک رو بدون نازک‌کاری یا	۲۴۵
یک رو سنگ و یک رو مجاور خاک پشت	۵۵۰

همچنین توصیه می‌شود بارمترطول جان‌پناه بام، کمتر ازمقادیر زیر درنظر گرفته نشود:

جان‌پناه دو رو سنگ ۵۰۰ کیلوگرم بر متر

جان‌پناه یک رو سنگ و یک رو سیمان‌کاری ۴۰۰ کیلوگرم بر متر

جان‌پناه دو رو سیمان‌کاری ۳۵۰ کیلوگرم بر متر

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل سوم

نکات نرم‌افزاری مرتبط با استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۳-۱ الگوهای بار زنده در نرم‌افزار

به منظور بهره‌مندی از ارفاق بند ۶-۲-۳-۲-الف مبحث ششم که در بند ۲-۴-۱ به آن اشاره گردید و با فرض آنکه وزن متر مربع تیغه‌ها بیش از ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع باشد (که در اینصورت به‌عنوان بار مرده محسوب می‌گردد)، مقتضی است بارهای زنده در قالب حداقل سه الگوی بار به شرح زیر معرفی شوند. درصورتی‌که وزن مترمربع تیغه‌ها از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع بیشتر نباشد لازم است به لیست الگوهای بار زنده زیر، الگویی با نام اختیاری PL و با ماهیت Live نیز اضافه شود (به بند ۲-۳ مراجعه شود). نام‌گذاری اختیاری PL برگرفته از Partition Loads است.

LL: آن دسته از بارهای زنده‌ای که مشمول ضریب ۰/۵ در برخی ترکیب‌بارهای مربوط به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع بند ۶-۲-۳-۲-الف مبحث ۶ می‌شوند. این نام‌گذاری اختیاری، برگرفته از Light Live (loads) یا اصطلاحاً بارهای زنده سبک است.

HL: آن دسته از بارهای زنده‌ای که مشمول ضریب ۰/۵ در برخی ترکیب‌بارهای مربوط به روش ضرایب بار و مقاومت نمی‌شوند. این نام‌گذاری اختیاری، برگرفته از Heavy Live (loads) یا اصطلاحاً بارهای زنده سنگین است.

RL: معرف بار زنده‌ی بام است که ضریب آن در ترکیب‌های بارگذاری، متفاوت از ضریب بار زنده طبقات است و لذا لازم است برای آن، یک الگوی بار مستقل ایجاد شود. نام‌گذاری اختیاری این الگو برگرفته از Roof Live (load) است.

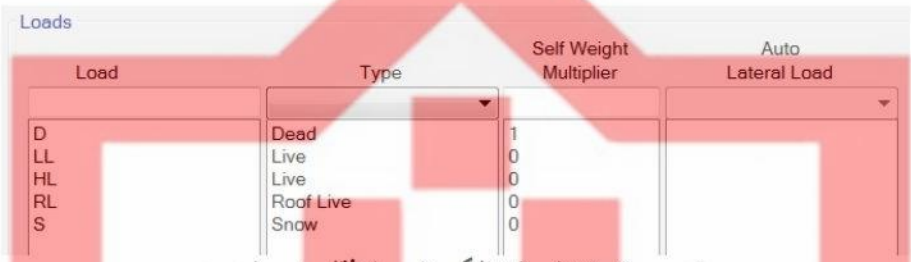
۳-۲ الگوهای بار مرده در نرم‌افزار

درخصوص معرفی بارهای مرده می‌توان کل بارهای مرده را در قالب یک الگوی بار مرده همانند تصویر ۳-۱ معرفی نمود و یا می‌توان بار مرده کف‌ها را در یک الگوی بار مرده با نام دلخواه D و بار دیوارها (غیر از دیوارهای جداکننده) را توسط یک الگوی بار مرده دیگر با نام دلخواه Walls تعریف نمود که البته جهت پرهیز از افزایش تعداد الگوهای بار، این کار توصیه نمی‌شود.

تذکر: درصورتی‌که سقف‌ها از نوع سقف کامپوزیت باشند لازم است حداقل، دو الگوی بار مرده ایجاد گردد. یک الگو با نام اختیاری D و

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ماهیت Dead که صرفاً شامل وزن اجزای سازه‌ای و سقف‌ها می‌باشد. الگوی دیگر با نام اختیاری SD و ماهیت بار Super Dead که شامل بار مرده‌ی حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری سقف‌ها و نیز بار معادل تیغه‌هایی است که بصورت بار مرده گسترده اعمال می‌شوند (جدول ۳-۱).



تصویر ۳-۱؛ نمونه الگوهای بارثقلی در پنجره دستور *Load Patterns* در *ETABS*

جدول ۳-۱؛ معرفی الگوهای بار مرده با ماهیت‌های متفاوت

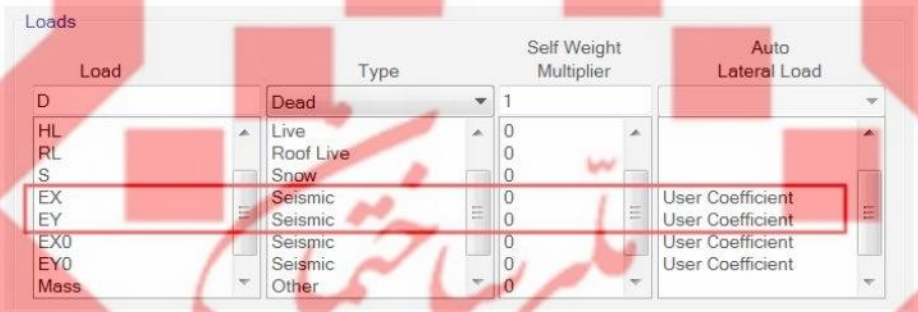
Load	*Type*	*Self Weight Multiplier*	*Auto Lateral Load*
D	Dead	1	
SD	Super Dead	0	

۳-۳ الگوهای بار زلزله استاتیکی در ETABS

در نسخه‌های 2013 و بالاتر نرم‌افزار ETABS، جهت معرفی الگوهای بار زلزله استاتیکی که دارای پیچش تصادفی می‌باشند، نیاز به ایجاد دو الگوی بار جداگانه برای هر امتداد (نظیر EXP و EXN و یا EYP و EYN) نمی‌باشد. همانند تصویر ۳-۲، برای هر امتداد صرفاً یک الگوی بار زلزله به نام‌های اختیاری EX و EY ایجاد گردد. سپس در پنجره تعریف جزئیات و اطلاعات هر یک از این الگوهای بار زلزله، هر دو گزینه‌ی پیچش تصادفی مثبت و منفی، همزمان درخواست شود (تصویر ۳-۳). در این حالت برنامه، زمان انجام تحلیل، بطور خودکار یکبار پیچش تصادفی را با علامت مثبت و یکبار هم جداگانه با علامت منفی درنظر گرفته و نتایج را نیز بطور جداگانه با نام‌های EX1 و EX2 و همچنین EY1 و EY2 ثبت و ارائه می‌کند. به همین منوال، در معرفی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ترکیب‌های بارگذاری نیز ترکیب بارها بر اساس EX و EY ایجاد شوند. برنامه بطور خودکار در زمان طراحی، یکبار اثر EX را بصورت EX1 و بار دیگر بصورت EX2 درنظر می‌گیرد (همینطور در موردEY). لذا تعداد الگوهای بار و به تبع آن، تعداد ترکیب‌های بارگذاری کاهش می‌یابد. درصورتی‌که کل سازه یا برخی اعضا مشمول اثر ۱۰۰ درصد زلزله یک امتداد و ۳۰ درصد زلزله امتداد دیگر شده باشند لازم است علاوه بر EX و EY به شرح فوق، دو الگوی بار زلزله با نام‌های دلخواه EX0 و EY0 نیز ایجاد شود که در پنجره تنظیمات آنها فقط گزینه زلزله‌ی بدون پیچش تصادفی انتخاب خواهد شد. هدف از ایجاد این دو الگو آن است که در اجرای ضابطه ۳۰-۱۰۰ بتوان از اثر پیچش تصادفی توأم با مؤلفه‌ی ۳۰ درصد صرفنظر نمود.



تصویر۳-۲؛ نمونه‌ی الگوهای بارزلزله استاتیکی در پنجره دستور *Load Patterns* در *ETABS*

تنظیمات پنجره *EX* **تنظیمات پنجره *EY***

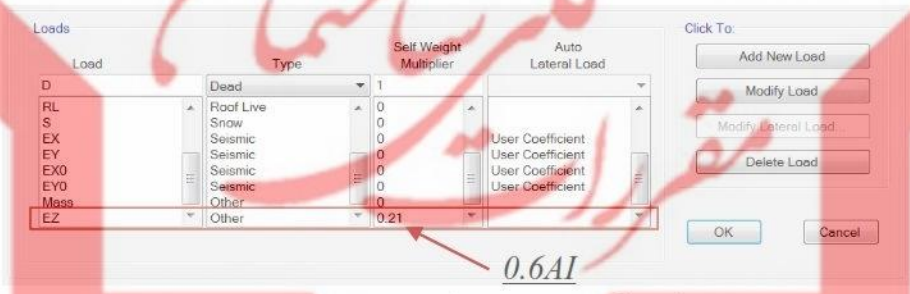
تصویر۳-۳؛ پنجره معرفی جزئیات الگوی بار زلزله استاتیکی به روش *User Coefficient* در محل دستور *Load Patterns* در *ETABS*

۳-۴ معرفی نیروی قائم ناشی از زلزله در نرم‌افزار

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

درصورت وجود عناصر ب، پ و ت بند ۳-۳-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰ در مدل، به منظور

معرفی نیروی زلزله قائم آنها لازم است مطابق تصویر ۳-۴، در منوی Define و از طریق دستور Load Patterns، یک الگوی بار با نام اختیاری EZ و با ماهیت Other ایجاد شود. ضریب Self Weight Multiplier برای این الگوی بار برابر *0.6AI* معرفی شود. این ضریب، اثر نیروی قائم زلزله نظیر با وزن سقف و اجزای سازه‌ای می‌باشد. در ادامه و زمان بارگذاری لازم است، بار گسترده‌ی سطحی یا خطی (و یا بعضاً هر دوی آنها) با ماهیت EZ و معادل با حاصلضرب *0.6AI* در مجموع بارهای مرده و زنده عضو به آن اعمال گردد. به‌ازای بارهای خطی آن عضو، بار خطی EZ و به‌ازای بارهای سطحی آن عضو، بار سطحی EZ اعمال گردد. متذکر می‌گردد جهت اعمال نیروی قائم زلزله بر کل سازه ساختمان در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد، مورد الف بند ۳-۳-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰، نیازی به تعریف و ایجاد EZ نبوده، این کار از طریق ترکیب‌های بارگذاری، مطابق با توضیحات ذیل بند ۲-۱ انجام خواهد شد.



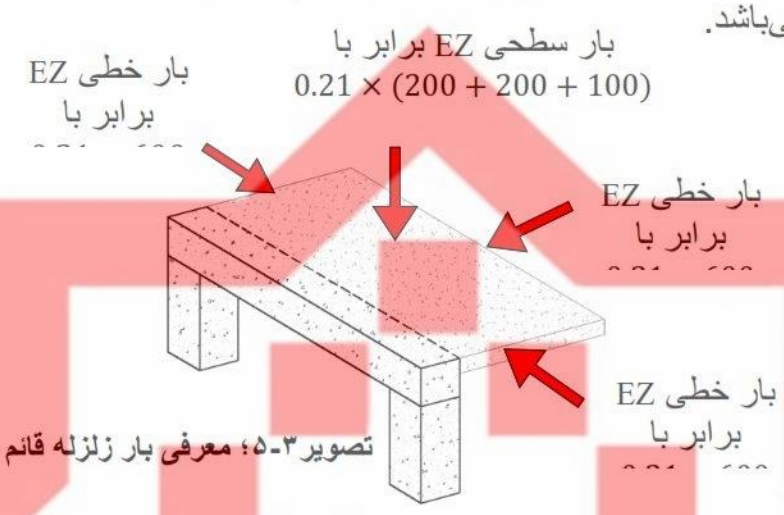
تصویر۳-۴؛ معرفی الگوی بار زلزله قائم عناصر ب، پ و ت بند ۳-۳-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰ در پنجره دستور *Load Patterns* در *ETABS*

مثال ۳-۱؛ بارگذاری مربوط به *EZ* ناحیه طره:

در دال طره‌ای تصویر ۳-۵، در هر سه لبه‌ی دال مذکور، بار خطی ۶۰۰ کیلوگرم بر متر موجود است. همچنین بر روی سطح دال طره، بار سطحی مرده‌ی اضافی (بار مرده حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری) برابر ۲۰۰، بار معادل تیغه‌ها برابر ۱۰۰ و بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع وجود دارد. با فرض آنکه نسبت شتاب مبنای طرح، برابر

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۰/۳۵ و ضریب اهمیت ساختمان برابر یک باشد، ضریب $0.6AI$ برابر ۰/۲۱ خواهد شد. بدین ترتیب، نیروی قائم زلزله آن مطابق تصویر ۳-۵ می‌باشد.



تصویر۳-۵؛ معرفی بار زلزله قائم طره

۳-۵ معرفی ترکیب‌های بارگذاری در نرم‌افزار

پیش از معرفی ترکیب‌های بارگذاری، موارد زیر لازم به ذکر می‌باشند:

۱) درصورتی‌که علاوه بر الگوی بار مرده D، الگوی بار مرده SD و Walls نیز در مدل وجود داشته باشند لازم است این دو الگوی بار نیز با همان ضریب الگوی بار D، در کلیه ترکیب‌های بارگذاری مشارکت داده شوند.

۲) در خصوص تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده، کلیه‌ی ترکیب‌بارهای زیر با فرض آنکه وزن مترمربع تیغه‌ها بیش از ۱۰۰ کیلوگرم باشد (که در اینصورت به‌عنوان بار مرده محسوب گشته و از طریق الگوی بار D معرفی می‌شوند) ارائه شده‌اند. در غیر اینصورت در کلیه ترکیب‌بارهایی که LL یا HL حضور دارند، الگوی بار PL نیز با همان ضریب HL حضور خواهد داشت (به توضیحات ذیل بند ۳-۱ مراجعه شود).

۳) در کلیه ترکیب‌بارهای ذیل این بند، با فرض آنکه ساختمان در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد قرار گرفته است، اثر نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازه ساختمان، توسط ضریب $0.6AI$ بر روی الگوی بار مرده لحاظ گردیده است (مطابق توضیحات ذیل بند ۲-۱). درصورتی‌که ساختمان در این پهنه قرار نداشته باشد، ضریب $0.6AI$ در کلیه ترکیب‌بارهای دارای این ضریب حذف می‌گردد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۴) در برخی ترکیب‌بارهای مربوط به روش ضرایب بار و مقاومت، ضریب بار زنده مربوط به بارهای زنده‌ی کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع (به استثناء کف پارکینگ‌ها و محل‌های اجتماع عمومی)، مطابق بند ۶-۲-۳-۲-الف مبحث ۶، برابر ۰/۵ در نظر گرفته شده است. این بارها در قالب الگوی بار LL معرفی شده‌اند.
۵) در ترکیب‌بارهای زیر، منظور از الگوی بار R، بار باران است.

۳-۵-۱ ترکیب بارهای طراحی سازه‌های فولادی به روش حدی (LRFD) و نیز طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، مطابق با ویرایش پنجم مبحث نهم (۱۳۹۹)، مطابق جدول ۳-۲ می‌باشد. ردیف سوم این جدول مربوط به حالتی است که کل سازه یا برخی اعضا، مشمول اثر ۱۰۰ درصد زلزله یک امتداد و ۳۰ درصد زلزله امتداد دیگر می‌شوند.

تذکر: درصورتی‌که سازه فقط در یک امتداد خود مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد، جهت ایجاد ترکیب بارهای شامل ضابطه ۳۰-۱۰۰، بدین صورت عمل شود که به‌عنوان مثال اگر سازه فقط در امتداد X مشمول اعمال ضریب نامعینی شده است زمانی‌که مؤلفه نیروی امتداد X با مقدار ۱۰۰ درصد حضور دارد، لازم است کل عبارت ($\pm EX \pm 0.3EY0$) با ضریب ρ افزایش داده شود لیکن زمانی‌که مؤلفه نیروی امتداد Y با مقدار ۱۰۰ درصد حضور دارد، ضریب ρ بر روی هیچ‌یک از مؤلفه‌های نیروی امتداد X و Y اعمال نخواهد شد. بعبارتی:

$$\rho_x (\pm EX \pm 0.3EY0) \quad , \quad (\pm EY \pm 0.3EX0)$$

جدول ۳-۲؛ ترکیب‌بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

ترکیب‌بارهای ثقلی	1.4 D 1.2 D + 1.6(LL+HL) + 0.5(RL or S or R) 1.2 D + 1.6(RL or S or R) + 0.5LL + HL
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله بدون ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± ρ_xEX (1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± ρ_yEY (0.9-0.6AI) D ± ρ_xEX (0.9-0.6AI) D ± ρ_yEY

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله برمبنای ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± EX ± 0.3EY0 (1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± EY ± 0.3EX0 (0.9-0.6AI) D ± EX ± 0.3EY0 (0.9-0.6AI) D ± EY ± 0.3EX0

۳-۵-۲ ترکیب بارهای طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز، مطابق جدول ۳-۳ می‌باشد. ردیف سوم این جدول مربوط به حالتی است که کل سازه یا برخی اعضا، مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰ می‌شوند.

تذکر: درصورتی‌که سازه فقط در یک امتداد خود مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد، جهت معرفی ترکیب‌بارهای شامل ضابطه ۳۰-۱۰۰ به تذکر ذیل بند ۳-۵-۱ مراجعه شود.

جدول ۳-۳؛ ترکیب‌بارهای طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز

ترکیب‌بارهای ثقلی	D D + LL+ HL D + (RL or S or R) D + 0.75(LL+HL) + 0.75(RL or S or R)
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله بدون ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1+0.42AI) D ± 0.7 ρ_xEX (1+0.42AI) D ± 0.7 ρ_yEY (1+0.315AI) D + 0.75(LL+HL) + 0.75S ± 0.525 ρ_xEX (1+0.315AI) D + 0.75(LL+HL) + 0.75S ± 0.525 ρ_yEY (0.6-0.42AI) D ± 0.7 ρ_xEX (0.6-0.42AI) D ± 0.7 ρ_yEY
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله برمبنای ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1+0.42AI) D ± 0.7 EX ± 0.21 EY0 (1+0.42AI) D ± 0.7 EY ± 0.21 EX0 (1+0.315AI) D + 0.75(LL+HL) + 0.75S ± 0.525 EX ± 0.1575 EY0 (1+0.315AI) D + 0.75(LL+HL) + 0.75S ± 0.525 EY ± 0.1575 EX0 (0.6-0.42AI) D ± 0.7 EX ± 0.21 EY0 (0.6-0.42AI) D ± 0.7 EY ± 0.21 EX0

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۳-۵-۳ در تحلیل‌های دینامیکی، صرفنظر از آنکه سازه مشمول پیچش تصادفی شده است یا خیر، لازم است برای هر امتداد اصلی ساختمان، یک الگوی بار زلزله دینامیکی با نام اختیاری SPX و SPY ایجاد شود. درصورتی‌که سازه مشمول پیچش تصادفی شده باشد، در پنجره معرفی اطلاعات الگوی بار موردنظر، پیچش تصادفی درخواست گردد. در این حالت برنامه بطور خودکار، یکبار پیچش تصادفی را بصورت ساعتگرد و بار دیگر خلاف ساعتگرد اعمال می‌کند. درصورتی‌که سازه مشمول پیچش تصادفی نشده باشد، در پنجره معرفی اطلاعات الگوی بار زلزله دینامیکی موردنظر، گزینه‌ی پیچش‌تصادفی غیرفعال گردد. متذکر می‌گردد در معرفی ترکیب‌بارهای شامل الگوهای بار زلزله دینامیکی، نیاز به تعریف علامت مثبت و منفی برای الگوهای بار زلزله دینامیکی نبوده، برنامه بطور خودکار، آنها را، هم با علامت مثبت و هم با علامت منفی، با سایر الگوهای بار ترکیب می‌کند. ترکیب‌های بارگذاری با احتساب ضریب نامعینی و نیروی قائم زلزله وارد بر کل سازه ساختمان، مطابق جدول ۳-۴ می‌باشد.

جدول ۳-۴؛ ترکیب‌بارهای حاوی الگوهای بار دینامیکی در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

ترکیب‌بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت	$(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \rho_x SPX$ $(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \rho_y SPY$ $(0.9-0.6AI)\ D + \rho_x SPX$ $(0.9-0.6AI)\ D + \rho_y SPY$

درصورتی‌که کل سازه یا برخی اعضا، مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰ شده باشند لازم است علاوه بر الگوهای بار زلزله دینامیکی SPX و SPY که دارای پیچش تصادفی هستند، دو الگوی بار زلزله دینامیکی دیگر با نام اختیاری SPX0 و SPY0 نیز ایجاد گردد که فاقد پیچش تصادفی بوده و به‌عنوان مؤلفه نیروی ۳۰ درصد، در ترکیب‌بارهای مربوط به ضابطه ۳۰-۱۰۰ مشارکت می‌کنند. در این حالت، ترکیب‌بارهای دارای الگوی بار زلزله دینامیکی، مطابق جدول ۳-۵ معرفی شوند.

جدول ۳-۵؛ ترکیب‌بارهای حاوی الگوی بار دینامیکی در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت با احتساب ضابطه ۳۰-۱۰۰

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + SPX + 0.3SPY0
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + SPY + 0.3SPX0
(0.9-0.6AI) D + SPX + 0.3SPY0
(0.9-0.6AI) D + SPY + 0.3SPX0

درصورتی‌که فقط یک امتداد سازه مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد جهت ایجاد ترکیب بارهای شامل ضابطه ۳۰-۱۰۰ به تذکر ذیل بند ۳-۵-۱ مراجعه شود.

۳-۶ طراحی آویزهای کششی

مطابق ضابطه بند ۶-۵-۸-۱ مبحث ۶، در طراحی آویزهای کششی نگهدارنده کف‌ها و بالکن‌ها، لازم است ترکیب بارهایی به شرح جدول ۳-۶ ایجاد و فقط در طراحی آویزها مورد استفاده قرار گیرند. ضریب ۲/۱۳ در ترکیب‌بارهای مربوط به روش ضرایب بار و مقاومت حاصل اعمال ضریب ۱/۳۳ بر روی ضریب ۱/۶ بارهای زنده می‌باشد.

جدول ۳-۶؛ ترکیب‌بارهای طراحی آویزهای کششی نگهدارنده کف‌ها

روش ضرایب بار و مقاومت	1.2D + 2.13 (LL+HL) 1.2D + 2.13 (RL)
روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز	D + 1.33 (LL+HL) D + 1.33 (RL)

۳-۷ ترکیب بار P-Δ :

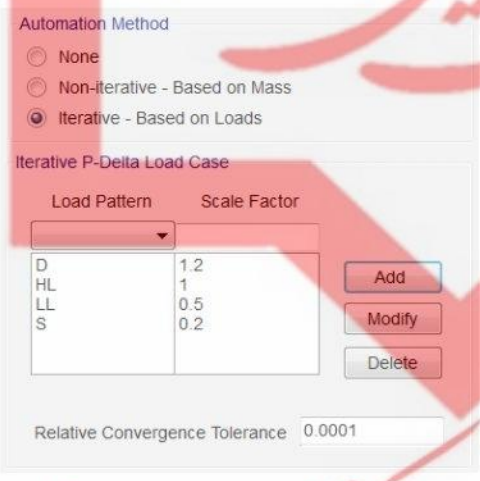
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ترکیب‌بار P-Δ مربوط به طراحی سازه‌های فولادی به روش حدی (LRFD) و نیز طراحی سازه‌های بتنی بر مبنای مبحث نهم، مطابق تصویر ۳-۶ تعریف گردد. هدف از این کار آن است که در محاسبات P-Δ و تعیین نیروهای داخلی اعضا حاصل از تحلیل مرتبه دوم، بارهای ثقلیِ همزمان با بار زلزله، مدنظر قرار گیرند. درصورتی‌که الگوهای بار مرده SD و Walls نیز در مدل وجود داشته باشند لازم است این دو الگوی بار نیز همانند الگوی بار D، با همان ضریب ۱/۲ در ترکیب بار P-Δ مشارکت داده شوند. اگر وزن متر مربع تیغه‌ها از ۱۰۰ کیلوگرم برمترمربع بیشتر نباشد که به‌عنوان بار زنده در قالب الگوی بار PL معرفی می‌شود، این الگو نیز با ضریب یک، در ترکیب بار P-Δ مشارکت داده شود.

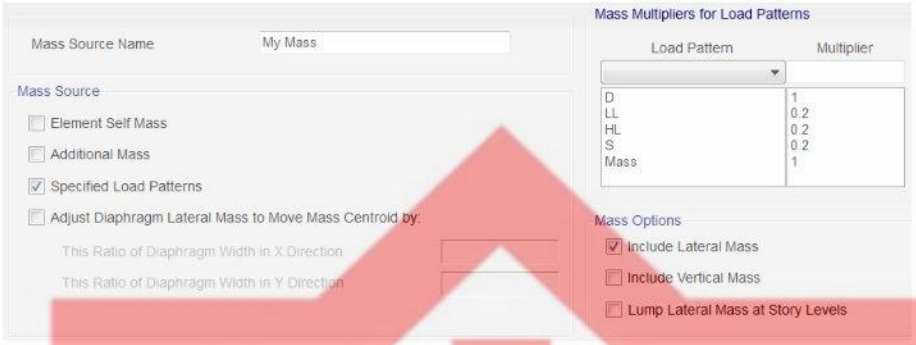
۳-۸ وزن مؤثر لرزه‌ای بام و طبقات

تعریف Mass Source با توجه به نام الگوهای بار به شرح بند ۳-۱ و ۳-۲، مطابق تصویر ۳-۷ انجام شود. همان‌طور که در ترکیب‌بارهای دارای الگوی بار زلزله، بار زنده بام و بار باران مشارکت ندارند و فقط بار برف بام مشارکت می‌کند، در تعریف جزئیات Mass Source نیز، برای بام، صرفاً بار برف ملاک محاسبه وزن‌مؤثر لرزه‌ای است نه بار زنده بام یا باران. در جدول ۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰ نیز در خصوص بام، وضعیت برف منطقه به‌عنوان معیار معرفی شده است نه نوع بام به لحاظ میزان بار زنده. مثالی از تعریف جزئیات Mass Source با فرض آنکه درصد مشارکت بارهای زنده و بار برف برابر ۲۰ درصد است، در تصویر ۳-۷ نمایش داده شده است.

تصویر ۳-۶؛ پنجره معرفی ترکیب‌بار P-Δ در ETABS



دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر۳-۷؛ پنجره دستور*Mass Source* در *ETABS*

تذکر: درصورتی‌که الگوی بار مرده SD و Walls نیز در مدل وجود داشته باشند لازم است این دو الگوی بار نیز با همان ضریب الگوی بار D، در جدول فوق مشارکت داده شوند. همچنین درصورتی‌که بار معادل تیغه‌ها (صرفنظر از آنکه بار مرده محسوب شده باشند یا بار زنده) در قالب یک الگوی بار مستقل تعریف شده باشد لازم است با ضریب یک، در Mass Source مشارکت داده شود.

۳-۹ ساختمان‌های دارای نیم‌طبقه یا اختلاف تراز در طبقه

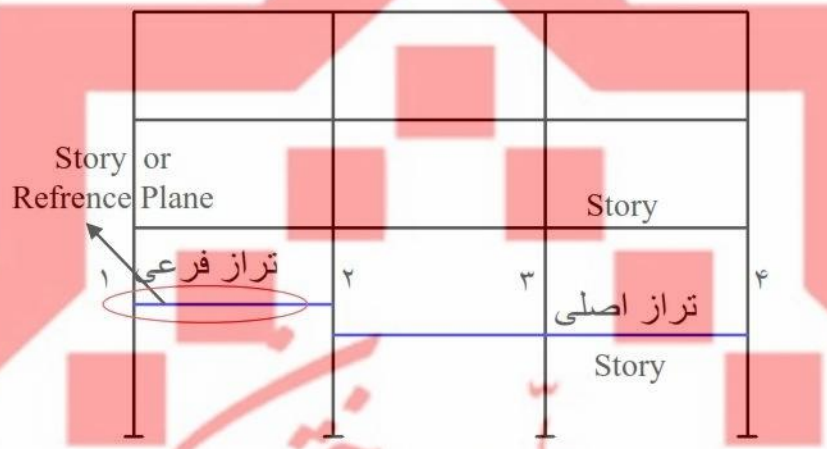
۳-۹-۱ مطابق تصویر ۳-۸، درساختمان‌های دارای اختلاف تراز در یک سقف، این موضوع که آیا تراز فرعی به‌عنوان یک طبقه مستقل درنظر گرفته شود یا خیر ضابطه‌ای وجود ندارد. لذا صرفاً با شبیه‌سازی این موضوع به مبحث بام و خرپشته، مدل‌سازی بصورت زیر پیشنهاد می‌شود:

۱) درصورتی‌که وزن سقف در تراز فرعی (ترازی که بخش کمتر وزن سقف در آن تراز قرار گرفته است) از ۲۵ درصد وزن سقف در تراز اصلی (ترازی‌که عمده وزن سقف در آن تراز قرار گرفته است) بیشتر باشد تراز فرعی به‌عنوان Story مدل شود.

۲) درصورتی‌که وزن سقف در تراز فرعی کمتر از ۲۵ درصد وزن سقف در تراز اصلی باشد، تراز فرعی از طریق Refrence Plane مدل شود. در این حالت لازم است اولاً نام دیافراگم در تراز فرعی، متفاوت از نام دیافراگم در تراز اصلی باشد و ثانیاً گزینه Lump Lateral Mass at Story Levels غیرفعال شود. همچنین ستون‌هایی که در محدوده تراز فرعی قرار دارند (مانند ستون‌های ۱ و ۲ در تصویر ۳-۸)، در تراز

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

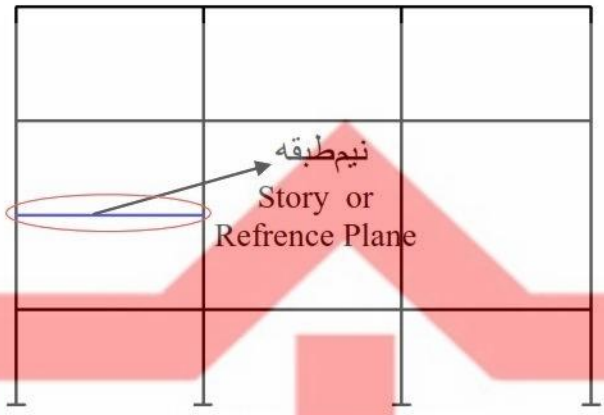
Refrence Plane، توسط دستور Devide به دو قطعه تقسیم شوند. توجه شود درصورتی‌که تراز فرعی توسط story مدل شود، ستون‌های ۳ و ۴ در تصویر ۳-۸، در تراز story ایجاد شده برای تراز فرعی، بطور خودکار توسط برنامه، Devide می‌شوند که نیازی به Join کردن این اجزای Devide شده نبوده، ترجیح بر آن است که به همین صورت باقی بمانند.



تصویر ۳-۸: تقسیم‌بندی تراز دارای سقف‌های شیب‌دار

۳-۹-۲ مطابق بند ۳-۹-۱ برای سقف‌های تراز دارای نیم‌طبقه نیز مشابه توضیحات ذیل بند ۳-۹-۱، درصورتی‌که وزن این نیم‌طبقه از ۲۵ درصد وزن هریک سقف‌های فوقانی یا تحتانی‌اش بیشتر باشد، تراز نیم‌طبقه به‌عنوان Story مدل شود. درصورتی‌که وزن این نیم‌طبقه کمتر از ۲۵ درصد وزن هر دو سقف تراز مجاورش باشد، تراز نیم‌طبقه به‌عنوان Refrence Plane مدل شود و نام دیافراگم آن متفاوت از نام دیافراگم سقف‌های مجاورش باشد. همچنین گزینه Lump Lateral Mass... غیرفعال شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر۳-۹؛ قاب دارای تراز نیم‌طبقه

۳-۹-۳ در ساختمان‌های دارای نیم‌طبقه لازم است موضوع تأمین پایداری برای نیم‌طبقه درنظر گرفته شده باشد.

۳-۹-۴ در ساختمان‌های دارای سقف شیبدار، گزینه Lump Lateral Mass... غیرفعال شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل چهارم

طراحی سازه‌های فولادی

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۴-۱ مقاطع فولادی

۴-۱-۱ نظر به آنکه در طراحی به روش حدی، نرم‌افزار در محاسبه ظرفیت خمشی اسمی مقاطع ساخته شده به روش General و SD Section از رابطه $M_n=S.F_y$ استفاده می‌کند که می‌تواند متفاوت از ظرفیت خمشی حقیقی آنها باشد مقتضی است جهت معرفی مقاطع به برنامه، به شرح زیر عمل شود:

۱) مقاطع تیرورق‌های I شکل و ستون‌های H شکل در قالب Steel I/Wide Flange معرفی شوند.

۲) مقاطع ستون‌های متشکل از پروفیل‌های نوردشده و مقاطع صلیبی در قالب فایل XML ایجاد و بکار گرفته شود. بدین صورت که مقاطع مذکور ابتدا بصورت مقاطع Steel I/Wide Flange ایجاد و سپس Export to XML File شوند. در فایل XML ایجاد شده، اطلاعات این مقاطع اصلاح گردد و سپس محتوای این فایل XML در فایل مدل‌سازی Import شود.

۳) مقاطع ستون‌های قوطی در قالب فایلXML ایجاد و بکار گرفته شوند. درصورتی‌که ستون‌های مذکور، عضوی از قاب ویژه نباشند می‌توان ابتدا آن‌ها را بصورت مقاطع Steel Tube ایجاد و سپس Export to XML File نمود لیکن درصورتی‌که ستون‌های مذکور عضوی از قاب ویژه باشند لازم است آن‌ها را بصورت مقاطع Steel I/Wide Flange ایجاد و سپس Export to XML File نمود. برای هر دو حالت مذکور، در فایل XML ایجاد شده، اطلاعات این مقاطع اصلاح گردد و در نهایت این فایل‌های XML در فایل مدل‌سازی Import شوند. علت این تفکیک آن است که نرم‌افزار در طراحی قاب‌های ویژه، بررسی نسبت لنگر خمشی ستون به تیر، موضوع بند ۱۰-۳-۹-۲ مبحث دهم را منوط به برقراری شروطی می‌داند که یکی از این شروط آن است که مقطع ستون‌ها و تیرها I (یا H) شکل باشد که البته نباید به روش SD Section ایجاد شده باشند . لذا در این حالت لازم است ابتدا مقاطع قوطی، بصورت صوری و در قالب مقطع Steel I/Wide Flange ایجاد و سپس Export to XML File شوند. نهایتاً اطلاعات مقاطع صوری Export شده در فایل XML، به مشخصات مقطع قوطی اصلاح گردد.

تذکر۱: مقاطع مختلف ستون‌های قوطی در تصویر ۴-۱ نمایش داده شده است. اگر

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مقطع قوطی مورد نظر مشابه حالت A باشد و سیستم‌سازه‌ای، قاب ویژه نباشد می‌توان آنها را بدون نیاز به ایجاد و استفاده از فایل XML، از طریق Steel Tube معرفی نمود. درغیر اینصورت باید مطابق بند ۴-۱-۱(۳)، در قالب فایل XML ایجاد شوند.

تصویر ۴-۱؛ انواع مختلف مقاطع قوطی

تذکر۲: استفاده از مقاطع Steel Tube برنامه جهت تعیین مشخصات مکانیکی مقاطع قوطی به شکل B و C تصویر ۴-۱ مجاز نمی‌باشد. علت آن است که گزینه Steel Tube برنامه، مقطعی به شکل A ایجاد می‌کند که مشخصات مکانیکی آن با مشخصات مقاطع قوطی به شکل B و C تفاوت دارد.

۴-۱-۲ با توجه به ضابطه بند ۱۰-۳-۱۳-۱(۷) مبحث دهم و نیاز به اجرای جوش نفوذی جان‌ها به بال‌ها در نواحی مشخصی از ستون‌های با مقطع قوطی، بکارگیری مقطع C تصویر ۴-۱ در شکل‌پذیری‌های متوسط و زیاد مجاز نمی‌باشد و تنها می‌توان از فرم مقطع A یا B استفاده نمود. در اجرای جوش نفوذی مقطع A نیز پیشنهاد می‌شود مطابق تصویر ۴-۲ عمل شود. توصیه می‌شود ساخت مقاطع قوطی، همواره مطابق فرم مقطع A تصویر ۴-۱ باشد.

تصویر ۴-۲؛ روش پیشنهادی اجرای جوش نفوذی در مقاطع قوطی

۴-۱-۳ لازم است طراح، فشردگی و فشردگی لرزه‌ای مقاطع اعضا را نظیر با نوع سیستم سازه‌ای انتخابی بررسی کند.

۴-۱-۴ نظر به آنکه امکان تأمین برخی ضوابط مربوط به الزامات اتصالات گیردار از پیش‌تأییدشده، در ستون‌های متشکل از دو یا چند پروفیل نوردشده (مانند ستون‌های دوبل IPE) وجود ندارد، استفاده از این مقاطع به‌عنوان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ستون باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه مجاز نمی‌باشد و لازم است از ستون‌های ساخته شده از ورق استفاده شود. لیکن در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم، بکارگیری ستون‌های متشکل از دو یا چند پروفیل نوردشده با رعایت الزامات مربوط به این سیستم بلامانع است. همچنین استفاده از تیرهای متشکل از دو یا چند پروفیل نوردشده، با یا بدون ورق‌های تقویتی، به‌عنوان تیر خمشی در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه مجاز نمی‌باشد.

۴-۲ نواحی صلب انتهایی اعضای فولادی

درخصوص معرفی ناحیه صلب انتهایی (End Length Offset) برای تیرها و ستون‌های فولادی بصورت زیر عمل شود:

۴-۲-۱ اگر در هر دو امتداد سازه اتصال تیرها به ستون‌ها مفصلی باشد می‌توان برای کلیه تیرها و ستون‌ها، ضریب ناحیه صلب انتهایی را برابر ۰/۵ معرفی کرد.

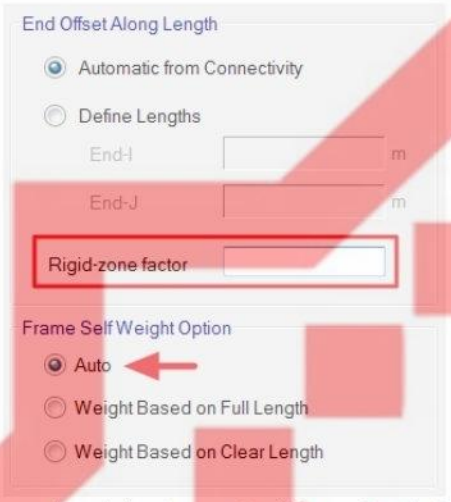
۴-۲-۲ در قاب‌های خمشی، غیر از محاسبه جابجایی‌های جانبی سازه، در سایر حالات برای کلیه تیرها و ستون‌ها استفاده از ضریب ۰/۵ مطابق عرف معمول بلامانع است. اگرچه این ضریب تابع نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر بوده، می‌تواند برای تیرها و ستون‌ها در حالات مختلف، متفاوت باشد. معرفی و تنظیمات مربوط به این موضوع برای تیرها و ستون‌ها در پنجره دستور End Length Offsets به شرح تصویر ۴-۳ می‌باشد. لیکن جهت محاسبه انواع تغییرمکان‌های جانبی سازه، به‌دلیل اهمیت اثر تغییرشکل‌های چشمه اتصال بر تغییرمکان‌های جانبی و با هدف منظور نمودن این اثر باید بر اساس یکی از دو روش زیر عمل شود:

۱) برای کلیه تیرهای خمشی و ستون‌ها، ضریب ناحیه صلب انتهایی برابر صفر معرفی شود و تحلیل سازه بر مبنای طول محور تا محور اعضا انجام شود.

۲) برای کلیه تیرهای خمشی و ستون‌ها ضریب ناحیه صلب انتهایی برابر یک معرفی شود لیکن گره‌ها انتخاب و با استفاده از دستور Assign ⇨ Joint ⇨ Panel Zone، امکان محاسبه تغییرشکل‌های چشمه اتصال در محل اتصال تیر به ستون، در تحلیل مدل فراهم گردد (تصویر ۴-۴).

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

توجه شود جهت محاسبه صحیح تغییرشکل‌های چشمه اتصال لازم است ضخامت جان ستون، به درستی معرفی شده باشد. بدین منظور، درصورتی‌که مقطع ستون‌ها در قالب فایل‌های XML ایجاد و در مدل، مورد استفاده قرار می‌گیرند باید به موضوع ضخامت جان ستون توجه شده باشد. همچنین در مواردی که از ورق‌های مضاعف‌کننده جان استفاده می‌شود باید ضخامت این ورق‌ها نیز مدنظر قرار گیرد.



تصویر ۴-۳؛ پنجره تنظیمات میزان طول صلب انتهایی تیرها و ستون‌های فولادی در *ETABS*

در صورت وجود ورق‌های مضاعف‌کننده جان در ناحیه چشمه اتصال باید مجموع ضخامت ورق‌های مذکور در این قسمت معرفی

تصویر ۴-۴؛ پنجره معرفی چگونگی محاسبه تغییرشکل‌های چشمه اتصال در *ETABS*

۴-۳ تنظیمات طراحی قاب فولادی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱-۳-۴ با توجه به آنکه مبنای طراحی در مبحث دهم ۱۳۹۲، روش حدی (LRFD) است، در ادامه صرفاً به بحث طراحی به روش حدی پرداخته شده است. نظر به آنکه ضوابط طراحی در آیین‌نامه مذکور، برگرفته از استاندارد AISC2010 است جهت طراحی لازم است آیین‌نامه انتخابی بر روی AISC 360-10 تنظیم گردد.

۲-۳-۴ جهت انجام تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی، چند روش در مبحث دهم معرفی شده است. ازآنجائیکه روش تحلیل مستقیم، موضوع بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ مبحث دهم بدون هیچ محدودیتی همواره قابل استفاده می‌باشد و نیز مشکلات احتمالی مربوط به محاسبه ضرایب طول مؤثر ستون‌ها که در برخی مدل‌ها با توجه به هندسه مدل رخ می‌دهد را ندارد، توصیه می‌شود جهت طراحی از روش تحلیل مستقیم استفاده شود. بدیهی است استفاده از سایر روش‌های تحلیل و طراحی معرفی شده در مبحث دهم مشروط بر آنکه شرایط استفاده از آنها برقرار باشد نیز قابل قبول است. در استفاده از روش تحلیل مستقیم لازم است از محل دستور زیر تنظیمات ذیل انجام گردد:

Design ⇨ Steel Frame Design ⇨ View/Revise Preferences

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	
04	Seismic Design Category	
05	Importance Factor	
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	
09	Design System Omega0	
10	Design System Cd	
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic comb...	No
16	Beta Factor	1.3

تصویر ۴-۵؛ بخشی از تنظیمات عمومی طراحی قاب فولادی در *ETABS*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱) گزینه Stiffness Reduction Method مربوط به روش محاسبه و اعمال ضرایب کاهش سختی اعضا، موضوع بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ مبحث دهم می‌باشد. مطابق با تبصره مندرج در انتهای بند مذکور، اعمال ضرایب کاهش سختی فقط مربوط به طراحی مقاومتی اعضا بوده، زمان تعیین تغییرمکان‌های جانبی سازه، بررسی تغییرشکل تیرها و نیز محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه، نباید این ضرایب کاهش سختی اعمال گردد. بدین ترتیب:

- جهت محاسبه ظرفیت اعضا و تعیین DCR های مقاومتی لازم است این گزینه در وضعیت Tau-b Variable یا Fixed قرار داده شود. البته توصیه می‌شود در حالت Variable قرار گیرد تا برنامه بطور خودکار، ضرایب کاهش سختی اعضا را محاسبه و اعمال نماید. درصورتی‌که این گزینه در حالت Fixed قرار داده شود لازم است شرایط مشروح در بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲(۳) مبحث دهم لحاظ گردد.
- جهت تعیین تغییرمکان‌های جانبی سازه، بررسی تغییرشکل تیرها و محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه باید ابتدا گزینه مذکور در وضعیت No Modification قرار داده شود. سپس دستور طراحی اجرا شود تا برنامه درخواست مذکور را انجام و ضرایب کاهش سختی اعمال شده بر روی اعضا را حذف نماید.

۲) گزینه Design System Rho همان ضریب نامعینی ρ است. توصیه می‌شود این مقدار برابر یک تعریف گردد و درصورتی‌که امتدادی از سازه مشمول ضریب ρ شده باشد، طراح در ترکیب‌های بارگذاری، ضریب الگوی بار زلزله‌ی آن امتداد را برابر ۱/۲ معرفی‌نماید علی‌الخصوص زمانی‌که صرفاً یک امتداد سازه مشمول اعمال ضریب ρ می‌باشد. با معرفی ضریب نامعینی در پنجره تنظیمات طراحی (تصویر ۴-۵)، برنامه این ضریب را در ترکیب‌های بارگذاری، بر روی زلزله هر دو امتداد اعمال خواهد کرد.

۳) گزینه Design System S_{ds} مربوط به محاسبه نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازه ساختمان، موضوع بند ۳-۳-۹-۱-الف استاندارد ۲۸۰۰ است. توصیه می‌شود این مقدار برابر صفر تعریف گردد و طراح، اثر نیروی قائم زلزله را خود در ترکیب بارها، مطابق بند ۲-۱ معرفی نماید.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر۱: رابطه محاسبه خودکار نیروی قائم ناشی از زلزله در برنامه بصورت $0.2S_{ds}.D$ می‌باشد. ممکن است طراح تمایل به استفاده از ترکیب‌بارهای پیش‌فرض برنامه داشته باشد. در اینصورت، زمان انجام تنظیمات طراحی قاب فولادی (تصویر ۴-۵) می‌تواند گزینه S_{ds} را به‌گونه‌ای تعریف نماید که مقدارحاصل از $0.2S_{ds}.D$ با مقدار $0.6AID$ در استاندارد ۲۸۰۰ یکسان گردد. به‌عنوان مثال برای یک ساختمان مسکونی واقع در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد:

$$0.6AID = 0.2S_{ds}D \rightarrow 0.6 \times 0.35 \times 1 = 0.2S_{ds} \rightarrow S_{ds} = 1.05$$

تذکر۲: انجام تنظیمات بندهای (۲) و (۳) فوق مربوط به ضریب نامعینی و اثر نیروی قائم زلزله وارد بر کل سازه ساختمان، صرفاً مربوط به روش تحلیل مستقیم نبوده، در سایر روش‌های تحلیل و طراحی نیز به همین منوال است.

تذکر۳: در روش تحلیل مستقیم، زمانی‌که در پنجره تنظیمات تصویر ۴-۵، گزینه Second Order Method در حالت General 2nd order قرار داده می‌شود الزاماً باید آنالیز P-Δ در تحلیل انجام شود.

۴-۴ روش بررسی معافیت ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی از ضابطه ۳۰-۱۰۰

مطابق با بند ۳-۱-۴(ب) استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های منظم در پلان، کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند باید تحت اثر ۱۰۰ درصد نیروی زلزله یک راستا و ۳۰ درصد نیروی زلزله راستای دیگر (ضابطه ۳۰-۱۰۰ ستون‌های محل تلاقی) طراحی شوند لیکن درصورتی‌که نیروی محوری ناشی از زلزله، در هر دو امتداد سازه کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت ستون باشد، ستون مذکور معاف از طراحی تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ می‌باشد. در ادامه، روش بررسی این معافیت ارائه گردیده است. متذکر می‌گردد درصورتی‌که ساختمان در پلان نامنظم محسوب شده باشد، این معافیت مصداق نداشته، لازم است سازه و شالوده‌ی ساختمان، تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ طراحی شوند.

گام اول: ترکیب بارهایی به شرح جدول ۴-۱ تعریف شوند.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر: عبارت *(0.6AI)D* در ترکیب‌بارهای جدول ۴-۱، مربوط به اثر نیروی قائم زلزله وارد بر کل سازه 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، این ضریب از ترکیب‌بارهای مذکور حذف می‌گردد. توجه شود، در بررسی این ضابطه عنوان گردیده "نیروی محوری ناشی از زلزله" که مطابق توضیحات ذیل بند ۲-۱، زلزله بصورت $E=\rho Eh \pm Ev$ بوده، شامل هر دو اثر نیروی افقی و قائم می‌باشد.

جدول ۴-۱؛ ترکیب‌بارهای مربوط به مقایسه نیروی محوری ناشی از زلزله در ستون‌های فولادی با ۲۰ درصد ظرفیت محوری ستون

$(0.6AI)D \pm \rho_x EX$	**ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل‌های استاتیکی**
$(0.6AI)D \pm \rho_y EY$	
$(0.6AI)D + \rho_x SPX$	**ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل‌های دینامیکی**
$(0.6AI)D + \rho_y SPY$	

گام دوم: در تنظیمات طراحی قاب فولادی، پنجره View/Revise Preferences (تصویر ۴-۶)، ضرایب تقلیل مقاومت، غیر از ضرایب مربوط به مقاومت فشاری و کششی، عدد بسیار بزرگی نظیر 9×10^{20} معرفی شود. در این بررسی، گزینه‌های طراحی لرزه‌ای (گزینه‌های ردیف ۲۵ و ۲۶ تصویر ۴-۶) را می‌توان غیرفعال کرد.

17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	9e20
19	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Tension-Yielding)	0.9
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	9e20
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	9e20
24	Phi(Torsion)	9e20
25	Ignore Seismic Code?	Yes
26	Ignore Special Seismic Load?	Yes
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes

تصویر ۴-۶؛ بخشی از تنظیمات عمومی طراحی قاب فولادی در *ETABS*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

گام سوم: در تنظیمات طراحی قاب فولادی و در پنجره دستور Select Design Combinations، ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول را فعال و سایر ترکیب‌بارها را غیرفعال نمایید. کلیه ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی انتخاب و دستور طراحی اجرا شود. ستون‌هایی که DCR آنها کمتر از ۰/۲ باشد از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف می‌باشند لیکن ستون‌هایی که DCR آنها برابر یا بیش از ۰/۲ است، مشمول طراحی تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهند بود.

۴-۵ روش بررسی ستون‌ها تحت ترکیب‌بارهای تشدیدیافته

مطابق ضابطه بند ۱۰-۳-۵-۱-۱ مبحث دهم لازم است کلیه ستون‌های باربر لرزه‌ای، دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری تنها، حاصل از ترکیب‌بارهای دارای زلزله تشدیدیافته باشند. مراحل کار نرم‌افزاری جهت انجام این بررسی به شرح زیر می‌باشد.

گام اول: ترکیب‌بارهایی به شرح جدول ۴-۲ یا ۴-۳ ایجاد گردند.

جدول ۴-۲؛ ترکیب‌بارهای زلزله تشدیدیافته، بدون ضابطه ۳۰-۱۰۰
تحلیل به روش استاتیکی
$(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S \pm \Omega_{ox}\ EX$ $(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S \pm \Omega_{oy}\ EY$
تحلیل به روش طیفی
$(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \Omega_{ox}\ SPX$ $(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \Omega_{oy}\ SPY$

تذکر۱: مطابق تبصره ۲ ذیل بند ۱۰-۳-۵-۱-۱ مبحث دهم، درمواردی که ترکیب نیروی زلزله‌ی امتدادهای متعامد ضرورت داشته باشد (ضابطه ۳۰-۱۰۰)، باید این موضوع در بررسی ستون‌ها تحت ترکیب‌بارهای تشدیدیافته نیز مد نظر قرار گیرد که در اینصورت ترکیب‌بارهایی به شرح جدول ۴-۳ مورد نیاز است.

جدول ۴-۳؛ ترکیب‌بارهای زلزله تشدیدیافته، شامل ضابطه ۳۰-۱۰۰
تحلیل به روش استاتیکی
$(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \Omega_{ox}\ (\pm EX \pm 0.3EY0)$ $(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \Omega_{oy}\ (\pm EY \pm 0.3EX0)$
تحلیل به روش طیفی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

$$(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \Omega_{ox}\ (SPX + 0.3SPY0)$$
$$(1.2+0.6AI)\ D + 0.5LL + HL + 0.2S + \Omega_{oy}\ (SPY + 0.3SPX0)$$

تذکر۲: بسته به شرایط ممکن است کلیه ستون‌های سازه و یا برخی از آنها مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰ شده باشند. درصورتی‌که کلیه ستون‌ها مشمول این ضابطه شده باشند نیاز به معرفی ترکیب بارهای جدول ۴-۲ نبوده، صرفاً ترکیب بارهای جدول ۴-۳ ایجاد شوند لیکن درصورتی‌که برخی از ستون‌ها مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰ شده باشند، هر دو دسته ترکیب بارهای جدول ۴-۲ و ۴-۳ مورد نیاز خواهند بود.

تذکر۳: مطابق بند ۳-۳-۲-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در ترکیب بارهای دارای زلزله تشدیدیافته، لازم نیست ضریب نامعینی نیز در نظر گرفته شود. لذا درصورتی‌که در پنجره View/Revise Preferences مربوط به تنظیمات طراحی قاب فولادی، اثر ضریب نامعینی ρ از طریق گزینه Rho اعمال شده است باید در همان پنجره، ضریب Rho برابر یک معرفی شود.

گام دوم: در بخش تنظیمات طراحی قاب فولادی و در پنجره دستور View/Revise Preferences (تصویر ۴-۶)، ضرایب تقلیل مقاومت، غیر از ضرایب مربوط به مقاومت فشاری و کششی، عدد بسیار بزرگی نظیر 9×10^{20} معرفی‌شود. در این بررسی، گزینه‌های طرح لرزه‌ای (ردیف ۲۵ و ۲۶ تصویر ۴-۶) را می‌توان غیرفعال کرد.

گام سوم: در پنجره دستور Select Design Combinations از منوی طراحی قاب فولادی، ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول درخواست شوند. سپس ستون‌ها انتخاب و دستور طراحی قاب فولادی اجرا شود. ستون‌هایی که در قالب این بررسی قادر به تحمل نیروی محوری حاصل از ترکیب‌بارهای تشدیدیافته نیستند باید اصلاح شوند.

تذکر: درصورتی‌که صرفاً برخی از ستون‌ها مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰ شده باشند باید این بررسی در دو مرحله انجام شود. در یک مرحله لازم است در پنجره دستور Select Design Combinations فقط ترکیب‌بارهای جدول ۴-۲ درخواست شوند. سپس ستون‌هایی که مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰ نیستند انتخاب و با اجرای دستور طراحی قاب فولادی، وضعیت ستون‌های مذکور بررسی شود. در مرحله بعد فقط ترکیب‌بارهای جدول ۴-۳ درخواست شوند. سپس ستون‌هایی که مشمول ضابطه ۳۰-۱۰۰

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

شده‌اند انتخاب و با اجرای دستور طراحی، وضعیت ستون‌های مذکور بررسی شود.

۴-۶ روش بررسی نسبت لنگر خمشی ستون به تیر در قاب خمشی ویژه

این ضابطه، موضوع بند ۱۰-۳-۹-۲ مبحث دهم می‌باشد که به آن اصطلاحاً ضابطه تیرضعیف-ستون قوی نیز گفته می‌شود. اجرای این ضابطه در طراحی سازه‌های فولادی در نرم‌افزار مشروط به برقراری شروط زیر است:

۱) مقطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع I/H باشد که البته به روش SD Section ایجاد نشده باشد. لذا درصورتی‌که ستون‌های سازه، مقطعی غیر از H داشته باشند لازم است مقطع آنها به روش XML ایجاد شود (به توضیحات ذیل بند ۴-۱-۱ مراجعه شود).

۲) در تنظیمات طراحی قاب فولادی، طراحی لرزه‌ای درخواست شده باشد (گزینه‌های ردیف ۲۵ و ۲۶ تصویر ۴-۶ در حالت No باشند).

۳) در تنظیمات طراحی قاب فولادی، پنجره View/Revise Preferences، نوع قاب در حالت قاب ویژه (SMF) و گروه طراحی لرزه‌ای در حالت D تا F قرار داده شود. همچنین ضریب رفتارسیستم، بیش از ۳ باشد (همان ضریب رفتارسیستم معرفی شود).

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	SMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	7.5
09	Design System Omega0	1

تصویر ۴-۷؛ بخشی از تنظیمات عمومی طراحی قاب فولادی در *ETABS*

جهت انجام ضابطه بند ۱۰-۳-۹-۲ مبحث دهم بصورت زیر عمل شود.

گام اول: با توجه به آنکه جهت انجام این بررسی لازم است نیروی محوری ستون‌ها بر مبنای ترکیب‌بارهای زلزله تشدید یافته تعیین شود مقتضی است از طریق دستور Load Combinations ، ترکیب بارهای مذکور

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ایجاد گردند. جزئیات این ترکیب‌بارها در دو حالت وجود و عدم وجود ضابطه ۳۰-۱۰۰ عیناً همان است که در جداول ۴-۲ و ۴-۳ ارائه گردید.

گام دوم: نرم‌افزار ETABS در محاسبه $\sum M_{pb}^{*}$ مربوط به رابطه ۱۰-۳-۹-۱ مبحث دهم، خطاهایی به شرح زیر دارد:

۱) محل مفصل پلاستیک تیر را همواره درمقطع بر اتصال تیر به ستون درنظر می‌گیرد.

۲) اثر بار ثقلی تیر را نادیده می‌گیرد.

۳) ضریب C_{pr} را برابر ۱/۱ درنظر می‌گیرد.

بدین ترتیب، برنامه M_{pb}^{*} هر تیر را بر مبنای رابطه $1.1R_yM_p$ محاسبه می‌کند. لذا لازم است طراح مقدار ضریب R_y تیرها را به‌گونه‌ای در برنامه معرفی نماید که با تقریب قابل قبول، تصویر M_{pb}^{*} هر تیر در محل گره اتصال تیر به ستون، برابر یا حدوداً برابر با مقداری باشد که بر مبنای محاسبات دقیق تعیین می‌شود. تصویر M_{pb}^{*} هر تیر در محل گره اتصال عبارت است از مجموع M_{pr} و لنگر حاصل از انتقال برش از محل مفصل پلاستیک تیر به گره محل تلاقی ستون و تیر. بدیهی است در این محاسبه، نوع اتصال گیردار از پیش تأییدشده، محل تشکیل مفصل پلاستیک، طول تیر و میزان بارهای ثقلی آن حائز اهمیت است. نظر به آنکه انجام این محاسبه برای کلیه تیرها امری دشوار است، طراح می‌تواند با تقریب قابل قبول، تیرها را در قالب چند گروه تقسیم‌بندی و برای هر گروه از تیرها این محاسبه را انجام دهد و ضریب R_y جبرانی هر گروه را بطور تقریبی تعیین نماید. سپس کلیه تیرهای گروه مورد نظر انتخاب و از محل دستور زیر، ضریب R_y جبرانی آن گروه معرفی شود (تصویر ۴-۸).

Design ⇨ Steel Frame Design ⇨ View/Revise Overwrites

39	Yield stress, Fy, kgf/cm²	2400
40	Expected to specified Fy ratio, Ry	1.5
41	Compressive Capacity, Pnc, kgf	Varies
42	Tensile Capacity, Pnt, kgf	Varies

تصویر ۴-۸؛ بخشی از تنظیمات اختصاصی اعضا در طراحی قاب فولادی در *ETABS*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر: درصورت وجود تیر طره، برنامه M_{pb}^{*} تیر طره را نیز در محاسبات مربوط به این ضابطه، در محل ستونی که تیر طره به آن متصل گردیده مشارکت می‌دهد که نادرست است. درخصوص تیر طره صرفاً لازم است تصویر لنگر تکیه‌گاهی آن (و یا در جهت اطمینان M_P آن) در محل گره اتصال به ستون درنظر گرفته شود. بنابراین لازم است طراح مقدار ضریب R_y طره‌ها را بگونه‌ای در برنامه معرفی نماید که تصویر M_{pb}^{*} تیر طره در محل گره اتصال، برابر یا حدوداً برابر با مقداری باشد که برمبنای محاسبات دقیق تعیین می‌شود.

گام سوم: بررسی این ضابطه برای هریک از دو امتداد سازه بصورت جداگانه انجام شود (البته درصورتی‌که هر دو امتداد سازه مشمول این بررسی می‌باشند). بدین منظور لازم است از طریق دستور زیر، یکبار ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول مربوط به یکی از دو امتداد سازه، فعال و سایر ترکیب‌ها غیرفعال شوند. پس از اجرای دستور طراحی و انجام بررسی و اصلاحات لازم برای آن امتداد، در مرحله بعد، ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول مربوط به امتداد دیگر، فعال و سایر ترکیب‌ها غیرفعال شوند. سپس بررسی و اصلاحات لازم برای این امتداد انجام شود.

Design ⇨ Steel Frame Design ⇨ Select Design Combinations

متذکر می‌گردد پس از انجام تنظیمات لازم و اجرای دستور طراحی، نتایج این بررسی در محل دستور زیر گزارش می‌شود که لازم است DCR گزارش شده از یک بیشتر نباشد اگرچه توصیه می‌شود بدلیل وجود برخی تقریب‌ها در این شیوه بررسی، DCR مذکور بسته به نظر طراح، به مقادیر محافظه‌کارانه‌ای نظیر ۰/۹ محدود گردد.

Design ⇨ Steel Frame Design ⇨ Display Design Info

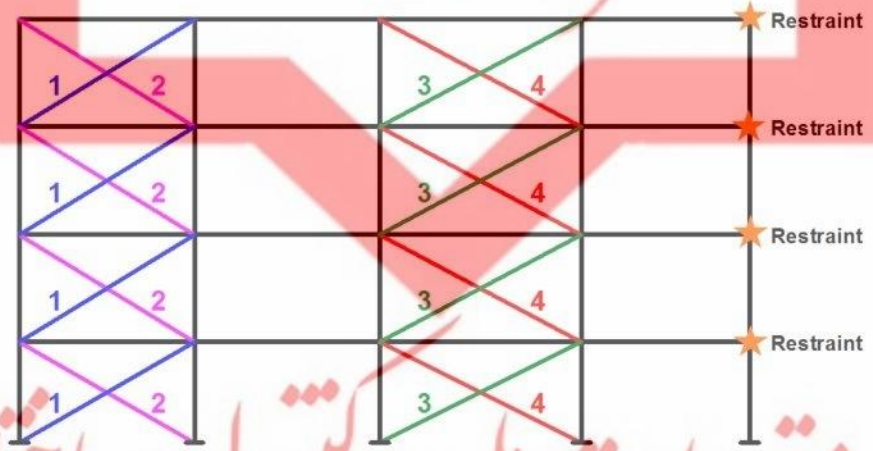
تصویر ۴-۹؛ دستور نمایش نتایج کنترل نسبت لنگر خمشی تیر به ستون فولادی (تیر ضعیف-ستون قوی) در *ETABS*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۴-۷ طراحی تیرها و ستون‌های قاب‌مهاربندی همگرای ویژه تحت نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله

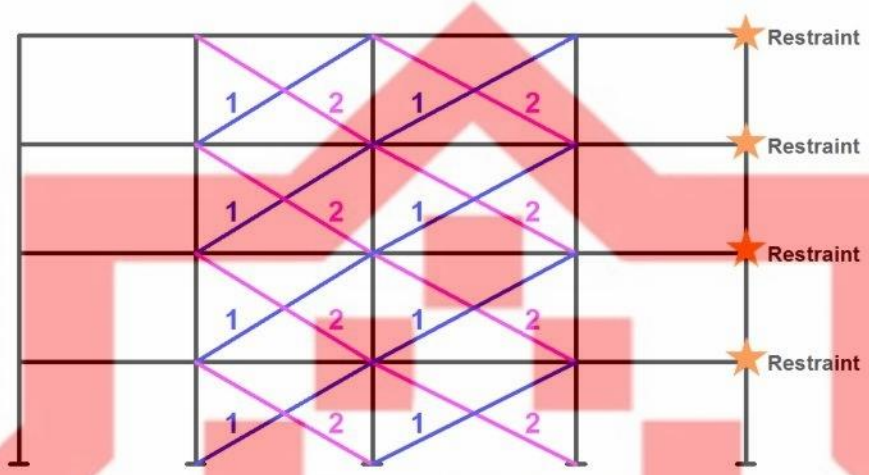
این ضابطه، موضوع بند ۱۰-۳-۱۱-۲ مبحث دهم می‌باشد. جهت اجرای آن لازم
است در مدل جداگانه‌ای عملیات زیر انجام شود.

گام اول: برای هر قاب مهاربندی بطور جداگانه، مهاربندها را گروه‌بندی نمایید. روش این گروه‌بندی در تصاویر ۴-۱۰ تا ۴-۱۲ نمایش داده شده است. متذکر می‌گردد این ضابطه مربوط به انواع مهاربندهای هم‌محور شامل مهاربندهای ضربدری، قطری و مهاربندهای هفت و هشت هم‌محور می‌باشد. درصورتی‌که مهاربندها در دو دهانه غیرمتوالی قرارگرفته باشند (تصویر ۴-۱۰) برای هر دهانه، گروه‌بندی جداگانه انجام شود. بدین صورت‌که برای هر دهانه بطور مستقل، قطری‌هایی که هم‌زمان در کشش قرار می‌گیرند در یک گروه و قطری‌هایی که هم‌زمان در فشار قرار می‌گیرند در گروه دیگر قرار خواهند گرفت. به‌عنوان مثال در قاب تصویر ۴-۱۰، چهار گروه وجود دارد. درصورتی‌که در محور دیگری نیز مهاربندهای هم‌محور وجود داشته باشد در گروه‌های ۵ الی ۸ قرار خواهند گرفت. درصورتی‌که مهاربندها در دو دهانه متوالی قرار گرفته باشند، همانند دو تصویر ۴-۱۱ و ۴-۱۲ گروه‌بندی می‌شوند. در این حالت در کلیه دهانه‌های متوالی، قطری‌هایی که هم‌زمان در کشش قرار می‌گیرند در یک گروه و قطری‌هایی که هم‌زمان در فشار قرار می‌گیرند در گروه دیگر قرار خواهند گرفت.

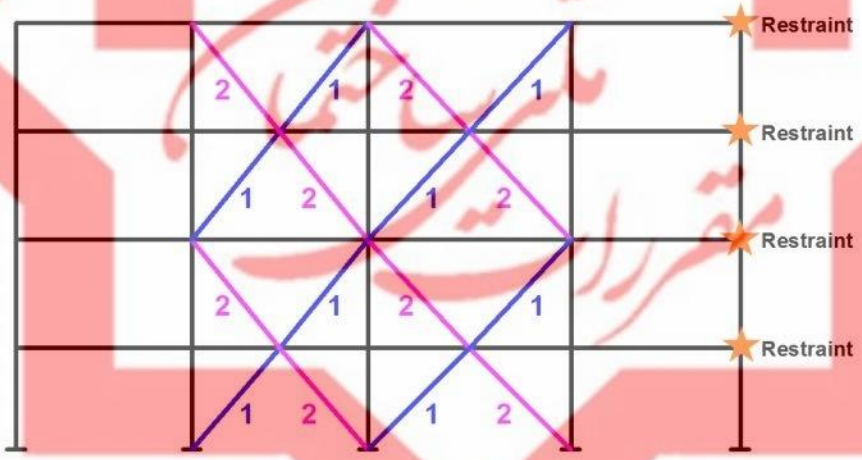


تصویر ۴-۱۰؛ قاب فولادی با مهاربندهای هم‌محور ضربدری در دهانه‌های غیر متوالی

دفتر مقررات ملی ساختمان



تصویر ۴-۱۱؛ قاب فولادی با مهاربندهای هم‌محور ضربدری در دهانه‌های متوالی



تصویر ۴-۱۲؛ قاب فولادی با مهاربندهای هم‌محور هفتی و هشتی در دهانه‌های متوالی

گام دوم: به تعداد گروه‌های تشکیل شده لازم است مطابق تصویر ۴-۱۳، در محل دستور Load Patterns، الگوهای بار C و T ایجاد شود. به‌عنوان مثال اگر همانند تصاویر ۴-۱۱ و ۴-۱۲، دو گروه وجود دارد، الگوهای C1، T1 ، C2 و T2 با ماهیت Other ایجاد گردد. الگوهای C جهت

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

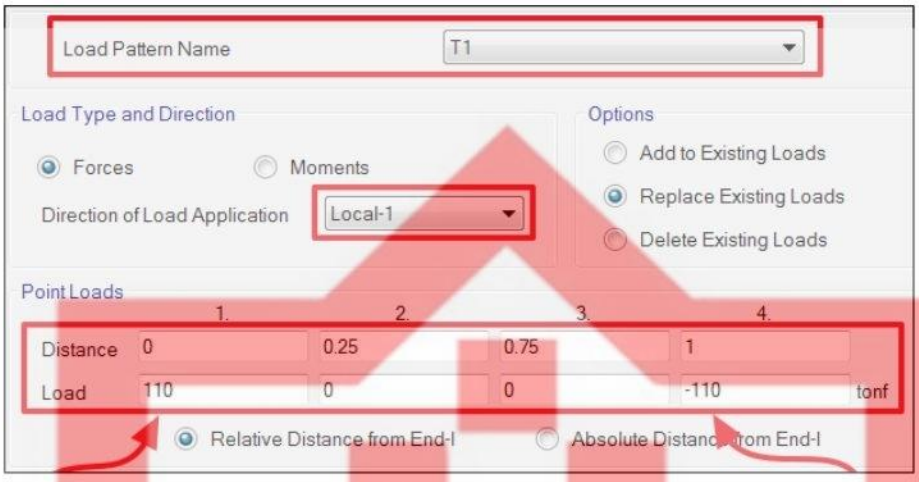
معرفی نیروهای فشاری و الگوهای T جهت معرفی نیروهای کششی می‌باشند. برای هر المان مهاربندی صرفنظر از آنکه در کدام گروه باشد نیروی کششی و فشاری آن عبارت است از:

$T = R_y . F_y . A_g$, $C = 1.14 F_{cre} . A_g$

تصویر ۴-۱۳؛ ایجاد الگوهای بار لازم جهت تعریف نیروهای کششی و فشاری مهاربندهای هم‌محور در پنجره دستور *Load Patterns* در *ETABS*

گام سوم: هر یک از مهاربندها بر اساس نیروی کششی و فشاری خود، مطابق تصاویر ۴-۱۴-الف و ب، یک‌بار بارگذاری محوری کششی و یک‌بار بارگذاری محوری فشاری می‌شوند. توجه شود صرفنظر از آنکه برخی مهاربندها در یک گروه قرار داشته و مقطع آنها نیز مشابه است، با توجه به طول و ضریب لاغری متفاوت آنها، نیروهای فشاری متفاوتی دارند. جهت انجام بارگذاری، المان مهاربندی مورد نظر انتخاب و از طریق دستور Assign ⇨ Frame Loads ⇨ Point بارگذاری انجام شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۴-۱۴(الف)؛ تعریف نیروهای کششی بصورت بارهای متمرکز در گره‌های دو انتهای المان قطری در *ETABS*

تصویر ۴-۱۴(ب)؛ تعریف نیروهای فشاری بصورت بارهای متمرکز در گره‌های دو انتهای المان قطری در *ETABS*

گام چهارم: به‌ازای هر دو گروهی که با یکدیگر اندرکنش دارند (در تصویر ۴-۱۰، گروه‌های ۱ و ۲ با یکدیگر و گروه‌های ۳ و ۴ با یکدیگر اندرکنش دارند) ترکیب‌بارهایی به شرح جدول ۴-۴ ایجاد گردد. در این ترکیب‌بارها عبارت $0.6AI$ مربوط به نیروی قائم زلزله وارد بر کل سازه ساختمان در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد است. در سایر مناطق لرزه خیزی، این ضریب از ترکیب‌های بارگذاری حذف می‌گردد.

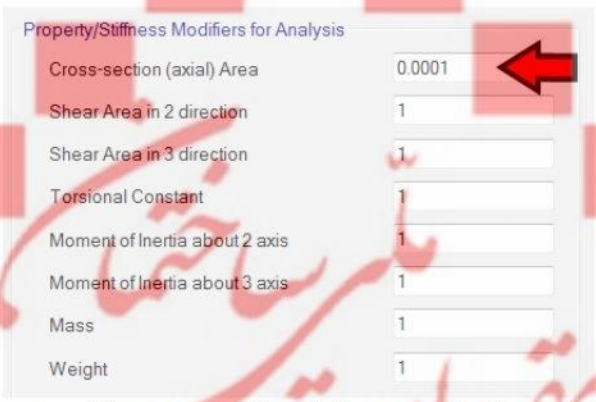
جدول ۴-۴ ؛ نمونه ترکیب‌بارهای مربوط به اندرکنش گروه ۱ و ۲
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + T1 + C2

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + T1 + 0.3C2
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + T2 + C1
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + T2 + 0.3C1
(0.9-0.6AI) D + T1 + C2
(0.9-0.6AI) D + T1 + 0.3C2
(0.9-0.6AI) D + T2 + C1
(0.9-0.6AI) D + T2 + 0.3C1

گام پنجم: کلیه مهاربندهای هم‌محور انتخاب و از محل دستور زیر، ضریب اصلاح سختی محوری آن‌ها عدد بسیار کوچکی نظیر ۰/۰۰۰۱ تعریف شود (تصویر ۴-۱۵):

Assign ⇨ Frame ⇨ Property Modifiers



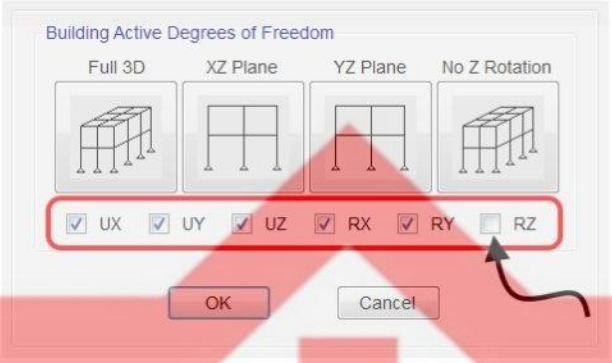
تصویر ۴-۱۵؛ معرفی ضریب بسیار کوچک بر روی سختی محوری قطری‌ها در پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی اعضای خطی در *ETABS*

گام ششم: کلیه گره‌ها انتخاب شوند (می‌توان select all کرد) و توسط دستور Assign ⇨ Joint ⇨ Diaphragm، از دیافراگم جدا شوند.

گام هفتم: در پنجره دستور زیر، گزینه No Z Rotation انتخاب شود (تصویر۴-۱۶):

Analyze ⇨ Set Active Degrees of Freedom

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۴-۱۶؛ مقید نمودن سازه در برابر پیچش در پنجره معرفی درجات آزادی در *ETABS*

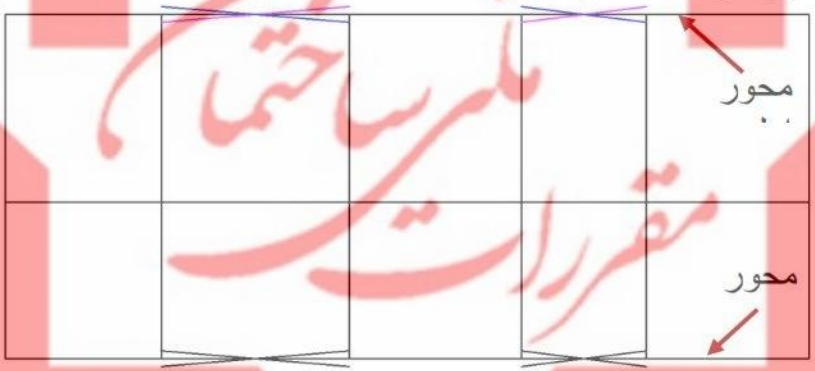
گام هشتم: بررسی برای هر قاب مهاربندی جداگانه انجام می‌گردد. در قابی که قصد دارید مهاربندهای آن را بررسی کنید، گره‌ای خارج از دهانه مهاربندی را در کلیه طبقات، در همان قاب توسط دستور Restraint مقید نمایید. در پنجره دستور مذکور صرفاً درجه آزادی مربوط به انتقال جانبی در راستای قاب مورد نظر (U_X یا U_Y) مقید شود. بنابراین برای یک قاب مهاربندی در امتداد X باید U_x مربوط به یکی از گره‌های همان قاب را مقید کنید. برای بررسی قاب مهاربندی در محور دیگر، ابتدا گره مقید شده قاب قبلی را باز و سپس گره‌ای در قاب محور جدید را مقید نمایید.

گام نهم: دستور تحلیل اجرا شود. سپس در منوی طراحی قاب‌فولادی، از پنجره دستور Select Design Combinations، ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام چهارم، مربوط به اندرکنش گروه‌های مهاربندیِ موجود در قاب مورد بررسی، همراه با ترکیب‌بارهای ثقلی که از پیش موجود بودند را فعال و سایر ترکیب‌بارها را غیرفعال نمایید. همچنین در منوی تنظیمات طراحی قاب فولادی، در پنجره View/Revise Preferences، گزینه‌های طراحی لرزه‌ای (گزینه‌های ردیف ۲۵ و ۲۶ تصویر ۴-۶) را می‌توان غیرفعال نمود. در نهایت دستور طراحی قاب فولادی اجرا گردد. تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی، تحت این شرایط بررسی و درصورت لزوم اصلاح گردند.

۴-۸ بررسی ضابطه ۳۰%-۷۰% قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

این ضابطه، موضوع بند ۱۰-۳-۱۱-۱-ت مبحث دهم می‌باشد. جهت اجرای این ضابطه در نرم‌افزار لازم است نیروی زلزله مهاربندهایی که در یک طبقه و مطابق تصویر ۴-۱۷ در یک محور قرار گرفته‌اند از گزینه Show Tables درخواست و تصویر این نیروها در امتداد افق محاسبه شود. سپس نیروی زلزله تصویر شده‌ی مهاربندهای فشاری در محور مورد نظر با یکدیگر جمع شده، به همین منوال نیروی زلزله تصویر شده‌ی مهاربندهای کششی محور مورد نظر نیز با یکدیگر جمع می‌شوند. نهایتاً بررسی شود در هر طبقه، مجموع نیروی زلزله تصویر شده‌ی مهاربندهای کششی در امتداد هر محور از ۷۰ درصد مجموع نیروی زلزله تصویر شده‌ی مهاربندهای کششی و فشاری در امتداد همان محور در آن طبقه بیشتر نباشد و از ۳۰ درصد مذکور نیز کمتر نباشد. این بررسی برای هر محور در هر طبقه باید بصورت جداگانه انجام شود. متذکر می‌گردد درصورتی‌که DCR مهاربندهای فشاری تحت‌کلیه ترکیب‌بارها ازجمله ترکیب‌بارهای تشدیدیافته، کوچکتر از یک باشد، از این بررسی معاف خواهند بود.



تصویر ۴-۱۷؛ نمایش محورهای مهاربندی

۴-۹ طراحی تیر دهانه مهاربندی ۷ و ۸ در قاب مهاربندی همگرای معمولی تحت نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله

این ضابطه، موضوع بند ۱۰-۳-۱۰-۲ (ج) مبحث دهم می‌باشد. روش اجرای این ضابطه در ETABS، مشابه توضیحات ذیل بند ۴-۷ بوده، صرفاً موارد زیر تغییر می‌یابند:

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

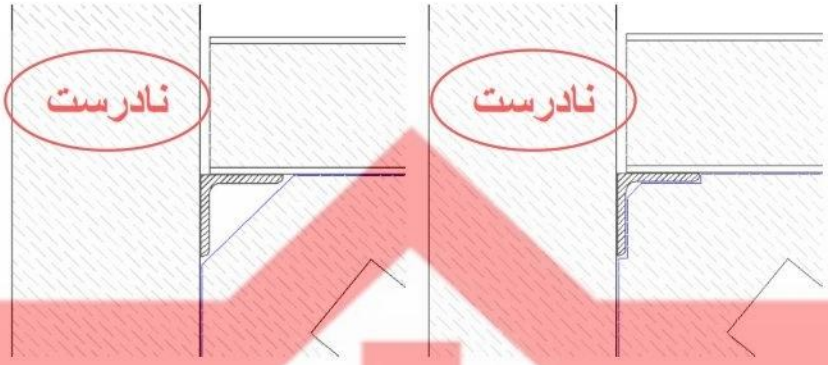
۱) در قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی، انجام این طراحی فقط مربوط به تیرهای دهانه‌های مهاربندی با مهاربندهای هفت و هشت (Chevron) می‌باشد.
۲) نیروی لرزه‌ای مهاربند کششی، کوچکترین دو مقدار $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی حاصل از ترکیب‌بارهای تشدید یافته است. نیروی لرزه‌ای مهاربند فشاری نیز برابر $0.3P_n$ می‌باشد.

۴-۱۰ اتصالات دهانه مهاربندی

۴-۱۰-۱ اتصالات تیرهای دهانه مهاربندی به ستون‌ها در سیستم قاب‌های ساختمانی در مدل‌سازی مفصلی درنظر گرفته شود لیکن در نقشه‌های اجرایی، استفاده از اتصالات مفصلی از نوع نبشی نشیمن، نبشی‌های جان و ورق نشیمن همراه با نبشی فوقانی مجاز نبوده، ایجاد پَخ در محل کُنج ورق اتصال مهاربندها به تیر و ستون صحیح نمی‌باشد (تصویر ۴-۱۸). جزئیات این اتصال و طراحی آن بگونه‌ای باشد که علاوه بر قابلیت تحمل برش‌های ایجاد شده در آن، قادر به تحمل نیروی محوری ایجاد شده در تیر نیز باشد.

۴-۱۰-۲ با توجه به مقادیر قابل ملاحظه‌ی نیروهای محوری و برشی در پای ستونِ مربوط به ستون‌های دهانه مهاربندی، اجرای اتصال مفصلی برای این پای‌ستون‌ها قابل قبول نمی‌باشد. از سوی دیگر، اجرای ورق‌های اتصال مهاربندی در محل این پای‌ستون‌ها، امکان آزادی دورانی اتصال را از بین خواهد برد. لذا اتصال پای ستونِ مربوط به ستون‌های دهانه مهاربندی بصورت گیردار مدل‌سازی شود. لیکن جهت طراحی این اتصال، مقدار لنگر طرح نظیر با امتداد مهاربندی، برابر با لنگر حاصل از ترکیب‌بارهای متعارف و نیروهای ناشی از تحلیل درنظر گرفته شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



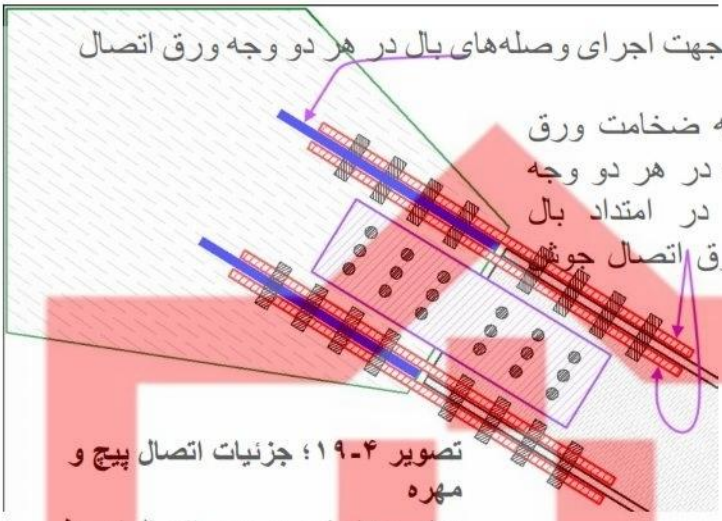
تصویر ۴-۱۸؛ جزئیات اجرایی نادرست از حضور نبشی نشیمن در محل اتصال ورق‌های مهاربندی و برش‌کاری کنج ورق اتصال

۴-۱۰-۳ توصیه می‌شود در مواردی‌که از اتصال پیچ و مهره جهت اجرای اتصالات مهاربندها استفاده می‌شود، جزئیات اتصال مطابق یکی از روش‌های ذیل باشد.

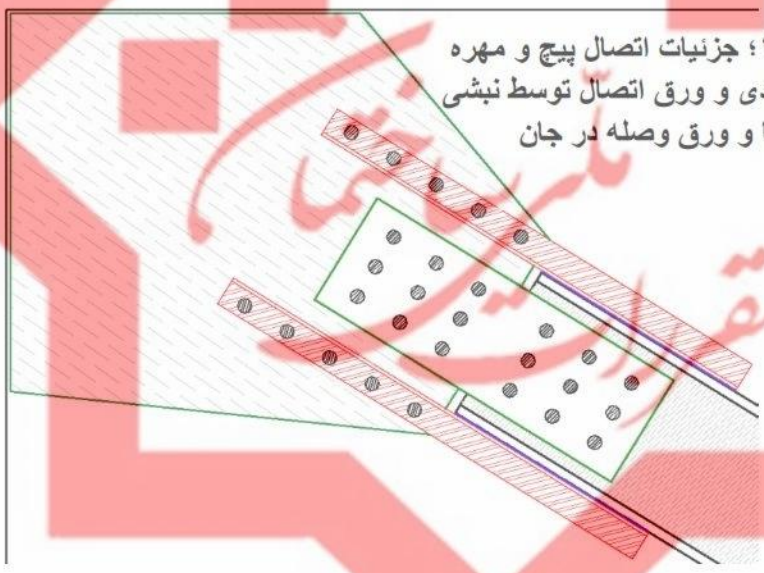
روش اول: در این روش مقطع مهاربندها از نوع مقطع H ساخته شده از ورق می‌باشد. همچنین جهت پرهیز از صعوبت اجرای ورق اتصال میانی، از مهاربندی ضربدری استفاده نشود. جزئیات این روش مطابق تصویر ۴-۱۹ می‌باشد.

روش دوم: در این روش مطابق تصویر ۴-۲۰، با استفاده از یک جفت نبشی در محل بال فوقانی و نیز یک جفت نبشی در محل بال تحتانی عضو مهاربندی، بال‌های عضو مهاربندی به ورق اتصال، متصل می‌شوند. هر یک از جفت نبشی‌ها در طرفین ورق اتصال قرارگرفته، توسط پیچ به ورق اتصال متصل می‌شوند. همچنین این نبشی‌ها توسط جوش یا پیچ به بال‌های عضو مهاربندی متصل خواهند شد. از دو ورق مشابه و متقارن جهت اتصال جان عضو مهاربندی به ورق اتصال استفاده می‌شود. اتصال این ورق‌های جان به ورق اتصال مهاربندی از طریق پیچ و اتصال آنها به عضو مهاربندی توسط جوش یا پیچ انجام می‌شود. در این روش نیز توصیه می‌شود مقطع مهاربندها از نوع مقطع H ساخته شده از ورق باشد و از مهاربندی ضربدری استفاده نشود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۴-۱۹؛ جزئیات اتصال پیچ و مهره عضو مهاربندی و ورق اتصال توسط



تصویر ۴-۲۰؛ جزئیات اتصال پیچ و مهره عضو مهاربندی و ورق اتصال توسط نبشی در محل بال‌ها و ورق وصله در جان

۴-۱۱ توصیه محل اتصال دستک و آویزها

درمواردی‌که جهت تأمین پایداری کنسول‌ها از دستک فشاری یا آویز کششی استفاده می‌شود توصیه می‌گردد از اتصال این اعضا به هر محل دلخواه در ارتفاع ستون خودداری و این اتصال در مجاورت محل اتصال ستون با تیرها اجرا گردد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل پنجم

طراحی سازه‌های بتن‌آرمه

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۵-۱ مقاومت فشاری بتن

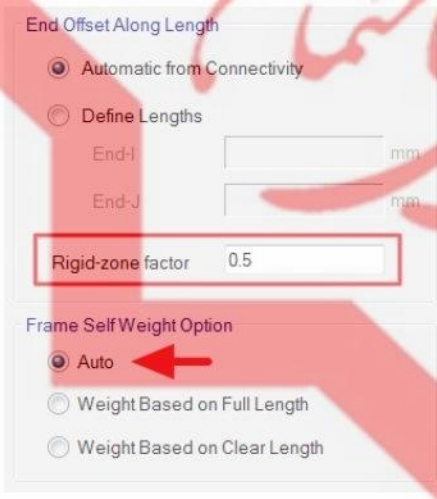
تعیین مقدار مقاومت فشاری بتن، f_c' ، مبتنی بر تشخیص طراح است. صرفاً توصیه می‌شود، مقاومت فشاری بتن برای ساختمان‌های متعارف تا ۵ سقف، حداکثر برابر با ۲۵۰، ساختمان‌های متعارف تا ۹ سقف حداکثر برابر با ۳۵۰ و برای ساختمانهای بلندتر حداکثر برابر با ۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع درنظرگرفته شود. منظور از مقاومت‌های مذکور، مقاومت ۲۸ روزه نمونه استاندارد استوانه‌ای می‌باشد.

۵-۲ مدول الاستیسیته بتن

جهت محاسبه مدول الاستیسیته‌ی بتن برمبنای رابطه ۹-۳-۲-الف مبحث نهم، توصیه می‌شود وزن مخصوص بتن در رابطه مذکور، بین ۲۳۵۰ تا حداکثر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب درنظر گرفته شود که در اینصورت رابطه مذکور با کمی تقریب برابر $4900\sqrt{f_c'}$ تا $5000\sqrt{f_c'}$ خواهد شد.

۵-۳ نواحی صلب انتهایی اعضای بتنی

ضریب ناحیه صلب انتهایی برای تیرها و ستون‌های بتنی با توجه به نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر می‌تواند برای تیرها و ستون‌ها در حالات مختلف، متفاوت باشد. لیکن مطابق عرف معمول، استفاده از ضریب ۰/۵ برای کلیه تیرها و ستون‌ها بلامانع است. معرفی و تنظیمات مربوط به این موضوع برای تیرها و ستون‌ها در پنجره دستور End Length Offsets به شرح تصویر ۵-۱ می‌باشد.



تصویر انتهایی

۵-۴ محدودیت استفاده از آرماتورهای *S500* و *S520*

استفاده از آرماتورهای S500 و S550 با رعایت مفاد جدول ۹-۴-۴ و نیز ضابطه بند

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۹-۴-۸-۱۰ مبحث نهم در کلیه حالات شکل‌پذیری از جمله قاب‌ها و دیوارهای ویژه مجاز است لیکن درخصوص دورپیچ‌ها، خاموت‌ها، آرماتورهای برش اصطکاکی و نیز آرماتورهای عرضی و طولی پیچشی، برای کلیه ردیف‌های شکل‌پذیری استفاده از آرماتورهای با مقاومت حداکثر ۴۲۰ مگاپاسکال مجاز می‌باشد.

۵-۵ ضرایب اصلاح سختی تیرها و ستون‌های بتنی

۵-۵-۱ ضریب اصلاح سختی خمشی تیرها و ستون‌ها صرفنظر از آنکه قاب، مهارشده یا مهارنشده باشد باید به ترتیب برابر ۰/۳۵ و ۰/۷ معرفی شود و یا مقدار این ضرایب برمبنای جدول ۹-۶-۲-ب مبحث ۹ تعیین شود.

تذکر: استفاده از ضریب $0.5I_g$ جهت اصلاح سختی خمشی کلیه اعضا، موضوع بند ۹-۶-۵-۳-۱-۲ مبحث ۹ مربوط به زمانی است که تحلیل صرفاً برای بارهای جانبی انجام می‌شود که از آن جمله می‌توان به تعیین جابجایی‌های جانبی سازه اشاره نمود (به بند ۱-۱۶-۳ مراجعه شود).

۵-۵-۲ درخصوص ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها، معرفی ضریب ثابت ۰/۱۵ برای کلیه تیرها مجاز نبوده و محاسبه این ضریب مستلزم عملیات آزمون و خطا می‌باشد. بدین‌صورت که مطابق با بند ۹-۸-۶-۱-۴ مبحث نهم، برای هر تیر در هر طبقه لازم است مقدار این ضریب بگونه‌ای معرفی شود تا شرایط $T_u=\phi T_{cr}$ برقرار گردد که در آن، T_{cr}، پیچش ترک‌خوردگی می‌باشد. روابط تعیین پیچش ترک‌خوردگی در بند ۹-۸-۶-۲ مبحث ۹ ارائه گردیده است.

زمان نمایش نتایج طراحی اعضا در نرم‌افزار، بر روی تیر مورد نظر کلیک راست شود و در پنجره مربوطه، گزینه Shear درخواست شود. پنجره دیگری باز خواهد شد که در قسمت تحتانی آن، جدول Torsion Capacity قابل مشاهده است (تصویر ۵-۲). در ستون‌های این جدول مقادیر ϕT_{cr} و ϕT_{th} گزارش شده است که T_{cr} پیچش ترک‌خوردگی و T_{th} پیچش آستانه می‌باشد که مطابق با بند ۹-۸-۶-۲ مبحث نهم رابطه آنها بصورت $T_{th}=0.25T_{cr}$ می‌باشد. طراح می‌تواند جهت سهولت کار، بجای آنکه خود، مقدار ϕT_{cr} را محاسبه کند، از مقدار گزارش شده برنامه استفاده نماید که

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

البته عدد برنامه با آنچه بطور دقیق محاسبه می‌شود اندکی اختلاف دارد که قابل اغماض است.

Torsion Capacity

Torsion T_u kgf-cm	Threshold ΦT_{th} kgf-cm	Critical ΦT_{cr} kgf-cm	Conc.Area A_{cp} cm²	Conc.Area A_{oh} cm²	Conc.Area A_o cm²
21371.01	83780.29	335121.17	2250	1484.5	1261.8

تصویر ۵-۲؛ جزئیات خروجی *Torsion Capacity* مربوط به طراحی قاب بتنی در *ETABS*

۵-۵-۲-۱ روش محاسبه ضریب اصلاح سختی پیچشی

جهت محاسبه این ضریب برای هر تیر، ابتدا ضریب مذکور برابر یک درنظر گرفته می‌شود. پس از تحلیل، حداکثر پیچش ضریب‌دار تیر حاصل از ترکیب‌های بارگذاری، T_u، تعیین خواهد شد. درصورتیکه $T_u < \phi T_{cr}$ باشد برای آن تیر نیاز به کاهش ضریب اصلاح سختی پیچشی نمی‌باشد (این ضریب برابر یک باقی می‌ماند). درصورتیکه $T_u \geq \phi T_{cr}$ باشد در گام بعد ضریب دلخواهی کوچکتر از یک برای تیر مذکور لحاظ و پس از تحلیل مجدد سازه، T_u با ϕT_{cr} مجدداً مقایسه شود:

الف) درصورتیکه هنوز $T_u > \phi T_{cr}$ باشد می‌توان با کوچکتر کردن مجدد ضریب اصلاح سختی پیچشی، T_u را دوباره کاهش داد. این کار می‌تواند چند مرحله تکرار شود لیکن نباید T_u از ϕT_{cr} کمتر شود. در نهایت T_u باید عملاً برابر ϕT_{cr} شود.

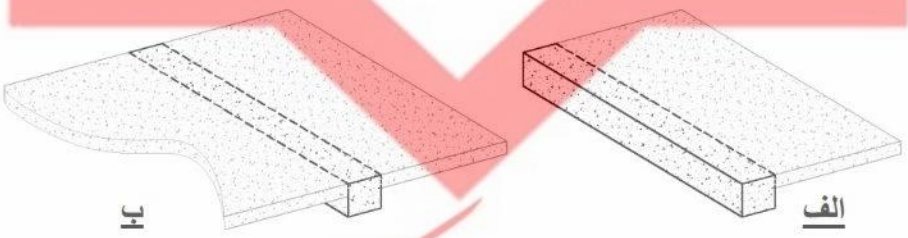
ب) درصورتیکه $T_u < \phi T_{cr}$ شده باشد باید با بزرگتر کردن ضریب مذکور، T_u را افزایش داد. بگونه‌ای که T_u از ϕT_{cr} کمتر نشود و عملاً برابر ϕT_{cr} شود.

تذکر۱: غیر از تیرهایی که تحت اثر پیچش دچار مشکل شده‌اند، می‌توان برای سایر تیرها جهت سهولت، ضریب اصلاح سختی پیچشی را برابر ۰/۳۵ معرفی کرد. لیکن درخصوص آن دسته از تیرهایی که به آنها تیر فرعی متصل می‌شود همواره لازم است مطابق با توضیحات ذیل بند ۵-۵-۲-۱ ضریب اصلاح سختی پیچشی محاسبه شود.

تذکر۲: در آن دسته از تیرهایی که پیچش آنها از نوع پیچش تعادلی است، مطابق با بند ۹-۸-۶-۱-۴ مبحث ۹ لازم است تیر تحت لنگر پیچشی T_u طراحی شود چراکه امکان بازپخش نیروهای داخلی پس از ترک‌خوردگی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

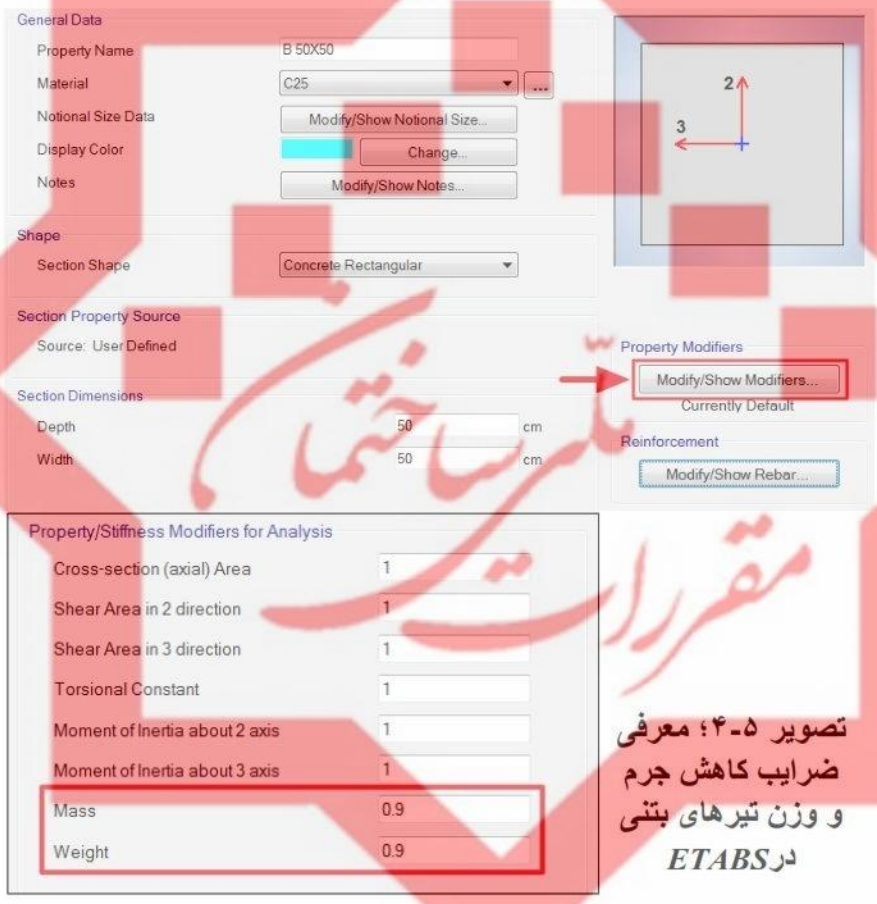
پیچشی وجود ندارد. لذا اعمال ضریب کاهش سختی پیچشی در این حالت مصداق نمی‌یابد. از سوی دیگر درحالتی که گره‌های انتهایی دال طره به ستون متصل می‌باشند، با توجه به ماهیت انتقال نیرو در المانهای Shell، در صورت کاهش ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر، بخشی از لنگر لبه دال بصورت لنگر گرهی به ستونهای انتهایی منتقل شده، از لنگر پیچشی وارد بر تیر کاسته می‌شود. لذا بدلایل مذکور لازم است در مدل‌سازی ETABS ضریب اصلاح سختی پیچشی این تیرها برابر یک باقی بماند. لیکن در مدل‌سازی SAFE و صرفاً با هدف محاسبه تغییرشکل‌ها و بررسی ارتعاش، اعمال این ضریب تابع رابطه T_u و ϕT_{cr} است. درصورتیکه $T_u \geq \phi T_{cr}$ باشد وقوع ترک‌خوردگی پیچشی محتمل بوده لازم است ضریب اصلاح سختی پیچشی این تیر کاهش داده شود. در این حالت پیشنهاد می‌گردد ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر ۰/۳۵ معرفی شود. لیکن اگر $T_u < \phi T_{cr}$ باشد می‌توان از اعمال ضریب اصلاح سختی پیچشی بر روی این تیرها صرفنظر کرد. یک راهکار آن است که با افزایش ابعاد چنین تیرهایی، شرایط $T_u < \phi T_{cr}$ برقرار گردد تا از ترک‌خوردگی آنها تحت پیچش جلوگیری شود. البته توصیه می‌شود حتی‌المقدور برای چنین تیرهایی شرایطی ایجاد گردد که رفتار آنها در پیچش از حالت پیچش تعادلی خارج گردیده، شرایط پیچش همسازی برقرار گردد. بعنوان مثال در تصویر ۵-۳-الف، پیچش تیر از نوع تعادلی است لیکن درصورتیکه مطابق تصویر ۵-۳-ب، چشمه‌ای از سقف که در سمت دیگر تیر مذکور قرار دارد بصورت دال بتنی اجرا شده باشد و یا اگر سقف در چشمه مجاور تیر مذکور ، از نوع تیرچه‌و بلوک است، تیرچه‌های آن عمود بر این تیر و نه به موازات آن اجرا شده باشند پیچش تیر از نوع همسازی محسوب می‌گردد.



تصویر ۵-۳؛ تیر تکیه‌گاه دال بتن‌آرمه‌ی طره‌ای در
۵-۶ ضریب کاهش‌دهنده پیچش تعادلی (الف) و پیچش همسازی (ب)

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

بدلیل اشتراک و همپوشانی بخشی از سقف با تیرها، وزن ناحیه مشترک، هم از طریق
سقف‌ها و هم از طریق تیرها، بیش از یک‌بار محاسبه می‌شود. جهت برطرف نمودن اثر این محاسبه مضاعف می‌توان زمان تعریف مقطع تیرها در منوی Define، برای هر تیر در پنجره دستور Section Properties → Frame Sections از طریق گزینه Modify/Show Modifiers، ضریب اصلاح وزن و جرم تعریف نمود (تصویر ۵-۴).



تصویر ۵-۴؛ معرفی ضرایب کاهش جرم و وزن تیرهای بتنی در *ETABS*

توجه شود از آنجائیکه مقدار این ضریب برای تیرهای با ارتفاع مختلف، متفاوت است، اگر این ضریب از طریق منوی Assign به المان تیر اختصاص یابد لازم است هربار با تغییر مقطع تیرها در طول مراحل آزمون و خطای طراحی، این ضریب نیز مکرر تغییر یابد که با توجه

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

به تعدد المان‌های تیر این کار بسیار وقت گیر و عملاً مقدور نمی‌باشد. لذا باید ضریب مذکور را زمان تعریف مقطع در منوی Define معرفی نمود.

تذکر۱: جهت معرفی ضرایب اصلاح سختی اعضا از منوی Assign استفاده شود و صرفاً جهت معرفی ضریب اصلاح وزن و جرم تیرها از بخش تعریف مقاطع در منوی Define، به شرح فوق استفاده شود.

تذکر۲: نظربه آنکه میزان همپوشانی سقف و تیر در محل تیرهای میانی و پیرامونی متفاوت است لذا ضریب اصلاح جرم و وزن نیز برای تیرهای میانی و کناری متفاوت می‌باشد. مطابق توضیحات ذیل بند ۵-۱۳ ممکن است تیرها با مقطع T و L مدل شوند (بند ۵-۱۳-۱) و یا از مقطع مستطیلی با سختی خمشی معادل مقاطع T و L استفاده شود (بند ۵-۱۳-۲). درصورتیکه مدل‌سازی از طریق مقطع مستطیلی معادل انجام می‌شود، درصورت تمایل به استفاده از ضرایب اصلاح جرم و وزن لازم است بازای هر مقطع تیر، دو مقطع در برنامه معرفی شود که یکی کاربرد بعنوان تیر میانی دارد و دیگری با همان ابعاد و لیکن کاربرد بعنوان تیر کناری. کلیه مشخصات این دو مقطع یکسان است و تنها تفاوت آنها در مقدار ضریب اصلاح جرم و وزن است.

ضریب اصلاح جرم و وزن تیرهای بتنی بصورت زیر محاسبه می‌شود:

تیر میانی با مقطع مستطیلی: $1-\frac{t_s}{h_B}$

تیر کناری با مقطع مستطیلی: $1-\frac{t_s}{2h_B}$

تیر با مقطع T شکل: $\frac{b_w \times (h_B - t_s)}{A_T}$

تیر با مقطع L شکل: $1-\frac{(b_f - 0.5b_w) \times t_s}{A_L}$

در روابط فوق:

t_s : ضخامت دال بتنی یا ضخامت معادل بتن در سقف تیرچه و بلوک

h_B : ارتفاع کل تیر

b_w : عرض جان تیر

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

b_f : عرض مؤثر بال تیر با مقطع T یا L شکل
A_T : سطح مقطع کل تیر با مقطع T شکل
A_L : سطح مقطع کل تیر با مقطع L شکل

مثال ۵-۱: درصورتیکه سقف‌ها از نوع تیرچه و بلوک و ضخامت بتن روی بلوک‌ها برابر ۵ ، عرض تیرچه‌ها برابر ۱۰، ارتفاع تیرچه‌ها برابر ۲۵ و عرض بلوک‌ها برابر ۵۰ سانتی‌متر باشد برای تیر میانی با مقطع مستطیلی و ارتفاع کل ۵۰ سانتی‌متر:

$$\text{ضخامت معادل بتن سقف} = \frac{25 \times 10}{60\ cm} + 5cm = 9.167$$

$$\text{ضریب اصلاح} = 1 - \frac{9.167\ \text{cm}}{50\ cm} = 0.82$$

مثال ۵-۲: درصورتیکه سقف از نوع دال بتن‌آرمه و ضخامت دال برابر ۱۵ سانتی‌متر باشد برای تیر کناری با مقطع مستطیلی و ارتفاع کل ۵۰ سانتی‌متر:

$$\text{ضریب اصلاح} = 1 - \frac{15\ \text{cm}}{2 \times 50\ cm} = 0.85$$

مثال ۵-۳: درصورتیکه سقف از نوع دال بتن‌آرمه و ضخامت دال برابر ۱۵ سانتی‌متر باشد برای تیری T شکل به ارتفاع کل ۵۰ ، عرض مؤثر بال برابر ۱۱۰ و عرض جان برابر ۴۰ سانتی‌متر، ضریب اصلاح جرم و وزن عبارت است از:

$$\text{ضریب اصلاح} = 1 - \frac{15 \times 110}{15 \times 110 + 35 \times 40} = 0.46$$

۵-۷ تنظیمات طراحی قاب بتنی

جهت طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، آیین‌نامه طراحی بر روی ACI 318-14 تنظیم شود (ویرایش پنجم مبحث نهم، ۱۳۹۸، برگرفته از ACI318-19 است لیکن بدلیل عدم وجود استاندارد مذکور در نسخه‌های ETABS 2016، از ACI318-14 استفاده شود). متذکر می‌گردد آنالیز P-Δ باید در تحلیل انجام شود. بخش اول تنظیمات طراحی، از محل دستور زیر و مطابق با تصویر ۵-۵ انجام گردد.

Design ⇨ Concrete Frame Design ⇨ View/Revise Preferences

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

درخصوص تنظیمات گزینه Design System Rho و Design System S_{ds}، به توضیحات شماره (۲) و (۳) ذیل بند ۴-۳-۲ مراجعه شود.
جهت معرفی ردیف شکل‌پذیری سیستم، کلیه اعضا انتخاب و از محل دستور زیر اقدام گردد (تصویر ۵-۶). تیرهای طره‌ای در حالت None Sway قرار داده شوند.

Design ⇨ Concrete Frame Design ⇨ View/Revise overwrites

	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	
08	Design System Rho	1
09	Design System Sds	0
10	Consider ICC_ESR 2017	No
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
17	Pattern Live Load Factor	0.75
18	Utilization Factor Limit	1

تصویر ۵-۵؛ پنجره تنظیمات عمومی طراحی قاب بتنی در *ETABS*

	Item	Value
01	Current Design Section	Varies
02	Framing Type	Sway Special
03	Live Load Reduction Factor	
04	Unbraced Length Ratio (Major)	
05	Unbraced Length Ratio (Minor)	

Sway Special
Sway Intermediate
Sway Ordinary
NonSway

تصویر ۵-۶؛ معرفی ردیف شکل‌پذیری تیرها و ستون‌ها در پنجره تنظیمات اختصاصی طراحی قاب بتنی در *ETABS*

۵-۸ طراحی آرماتور عرضی ستون‌ها

ETABS در طراحی لرزه‌ای ستون‌های بتن‌آرمه تحت برش و طراحی آرماتورهای عرضی برمبنای ضوابط فصل بیستم مبحث ۹، نادرست عمل می‌کند. بدین صورت که در اجرای ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۳-۴

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مبحث ۹، مربوط به ستون‌های با شکل‌پذیری متوسط، نادرست عمل کرده، برش طرح لرزه‌ای را مطابق بند مذکور تعیین نمی‌کند و به دنبال آن آرماتورهای عرضی را نیز نادرست ارائه می‌دهد. همچنین در ستون‌های مربوط به قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، آرماتور عرضی ویژه مربوط به ناحیه L_o ستون، موضوع بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مبحث ۹ را اعمال نمی‌کند. بنابراین لازم است طراح درخصوص طراحی آرماتور عرضی ستون‌ها، اقداماتی صورت دهد. پیش از ارائه راهکارهایی جهت رفع مشکلات فوق متذکر می‌گردد در برخی موارد، طراحی آرماتورهای عرضی بر مبنای برش طرح لرزه‌ای منجر به آن می‌شود که فواصل این آرماتورها در ناحیه میانی ارتفاع ستون با فواصل آنها در ناحیه l_o یکسان و یا کمی بیشتر از فواصل ناحیه l_o شود. در اغلب موارد به اشتباه تصور می‌شود، همواره فواصل آرماتورهای عرضی در ناحیه میانی ارتفاع ستون بیشتر از فواصل آنها در ناحیه l_o است در حالیکه در بعضی شرایط ممکن است فواصل آنها در ناحیه میانی ارتفاع ستون نیز مشابه فواصل آنها در ناحیه l_o شود.

۵-۸-۱ ستون‌های با شکل‌پذیری متوسط

جهت طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های با شکل‌پذیری متوسط، از فایل اصلی نسخه دیگری تهیه و در آن بصورت زیر عمل شود:

۱) برای کلیه تیرها، در محل پنجره تعریف مشخصات مقطع آنها در منوی Define، از طریق گزینه Modify/Show Rebar، مقدار آرماتورهای فوقانی و تحتانی دو انتهای تیر، عدد بزرگی نظیر ۱۰۰ سانتی‌مترمربع تعریف شود تا M_n ستون، حاکم بر محاسبه نیروی برشی ستون گردد (تصویر ۵-۷).

۲) در بخش تنظیمات طراحی قاب بتنی، پنجره دستور View/Revise Preferences، مقدار پارامتر Design System Omega0 برابر با مقدار Ω_o نظیر با سیستم باربر جانبی مورد نظر تعریف شود (ردیف ۷ تصویر ۵-۵).

۳) سایر تنظیمات طراحی، مشابه فایل اصلی بوده و تغییری ندارند. پس از اجرای دستور طراحی، مقادیر آرماتورهای برشی گزارش شده برای ستون‌ها قرائت شود. لازم به ذکر است در این فایل، صرفاً آرماتورهای برشی ستون‌ها خوانده شود و به سایر نتایج طراحی توجه نشود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تصویر ۵-۷؛ معرفی مقدار آرماتور طولی تیرهای بتنی در *ETABS*

۵-۸-۲ ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد

در خصوص ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد، برنامه آرماتور برشی نظیر با ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۳-۴ مبحث نهم را به درستی محاسبه می‌کند لیکن حداقل آرماتور عرضی ویژه در ناحیه l_o ستون، موضوع بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ یا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مبحث نهم را اعمال نمی‌کند. لذا لازم است مقدار طراحی شده برنامه برای هر امتداد مقطع ستون با آنچه به عنوان مقدار حداقل آرماتور عرضی ویژه، از بندهای مذکور برای آن امتداد تعیین می‌گردد مقایسه و هرکدام بیشتر بود به‌عنوان آرماتور عرضی ستون در ناحیه l_o برای آن امتداد انتخاب شود. در این حالت، جهت سهولت کار می‌توان به‌ازای هر مقطع ستون (ونه به تعداد المان‌های ستون) دو بار محاسبه آرماتور عرضی ویژه انجام شود که شامل محاسبه

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

برای هر امتداد مقطع ستون بطور جداگانه است. لازم به ذکر است این آرماتور عرضی ویژه، صرفاً مربوط به ناحیه l_o ستون بوده و خارج از ناحیه l_o ، همان مقدار گزارش شده برنامه قابل قبول است. متذکر می‌گردد مطابق با بند ۹-۲۰-۶-۳-۲-۴ مبحث ۹، درصورت استفاده از وصله پوششی برای میلگردهای طولی ستون‌های قاب ویژه، این وصله فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز بوده و در طول این وصله‌ها باید آرماتورگذاری عرضی مشابه با ناحیه l_o ستون اجرا شود که در اینصورت برای ستون‌های با ارتفاع معمول، عملاً اجرای آرماتورهای عرضی در کل ارتفاع ستون همانند ناحیه l_o آن خواهد شد.

۵-۸-۲-۱ روش بررسی بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مبحث نهم در *ETABS*

یکی از معیارهای محاسبه $A_{sh}/S.b_c$ در بندهای مذکور آن است که P_u از $0.3A_g f'_c$ بیشتر است یا خیر. در ادامه راهکار بررسی این موضوع آورده شده است. پیشنهاد می‌گردد از نسخه اصلی یک کپی تهیه شود و بررسی در نسخه کپی انجام شود:

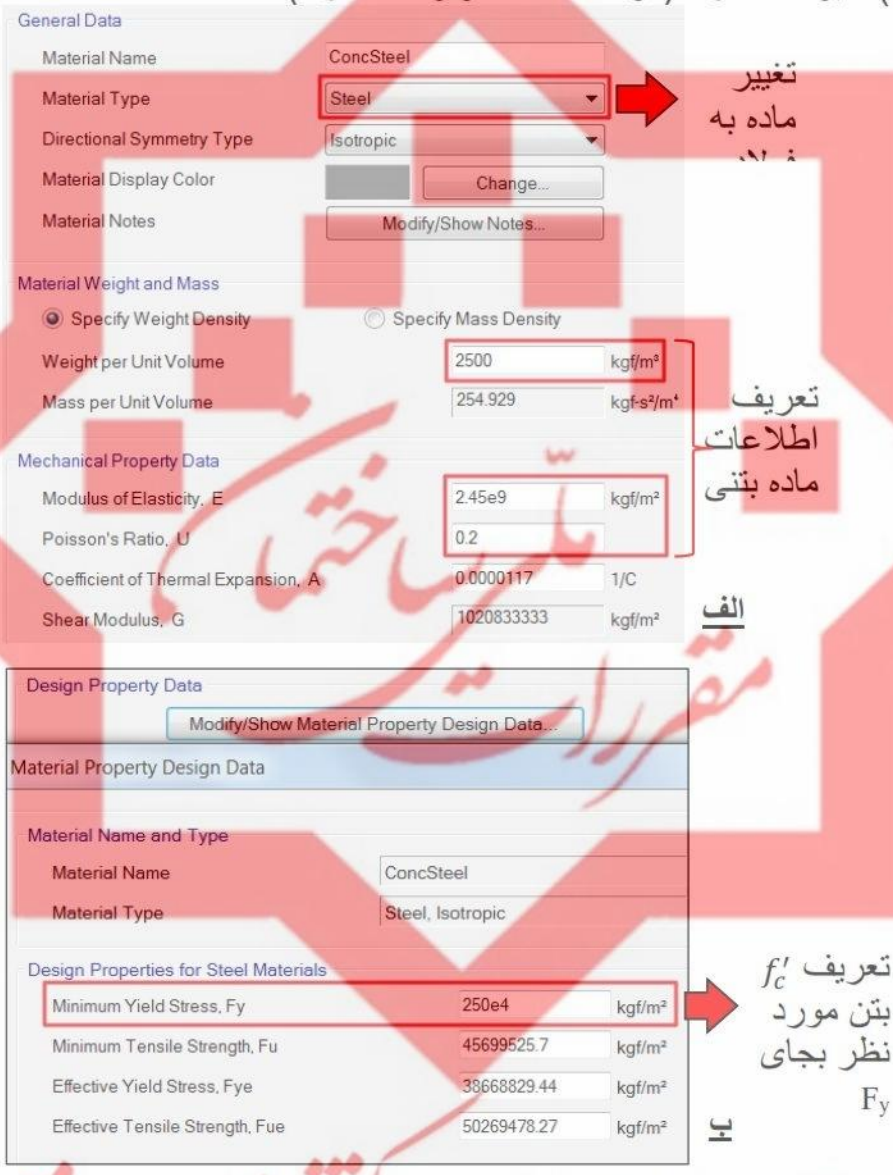
گام اول: در بخش تعریف اطلاعات مصالح، ماده بتنی را که قبلاً معرفی کرده بودیم به ماده فولادی تغییر داده لیکن کلیه مشخصات شامل وزن واحد حجم، ضریب الاستیسیته و ضریب پواسون، مشابه بتن مصرفی معرفی شود(تصویر ۵-۸-الف). همچنین در قسمت معرفی تنش‌های تسلیم و نهایی فولاد، مقدار Fy برابر f'_c بتن مورد نظر معرفی شود. سایر اطلاعات این صفحه حائز اهمیت نبوده و می‌توانند برابر پیش‌فرض رها شوند (تصویر ۵-۸-ب).

گام دوم: در منوی تنظیمات طراحی قاب فولادی در پنجره مربوط به دستور View/Revise Preferences، موارد زیر انجام شود (تصویر ۵-۹).

۱) آیین‌نامه طراحی در حالت AISC360-10 قرار داده شود. روش طراحی در حالت LRFD، روش تحلیل در حالت Effective Length و روش تحلیل مرتبه دوم در حالت Amplified First Order تنظیم شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۲) کلیه‌ی ضرایب تقلیل مقاومت ϕ غیر از ضریب مربوط به مقاومت فشاری، عدد بسیار بزرگی نظیر 9×10^{20} و ضریب مربوط به مقاومت فشاری برابر یک معرفی شود.
۳) گزینه‌های طراحی لرزه‌ای (گزینه‌های ردیف ۲۵ و ۲۶ تصویر ۵-۹) غیرفعال شوند (درحالت Yes قرار داده شوند).



تصویر ۵-۸؛ (الف)اصلاحات مربوط به *Material Properties* در *ETABS*؛

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۴) گزینه Demand/Capacity Ratio Limit برابر ۰/۳ معرفی شود.
۵) در خصوص تنظیمات گزینه Design System Rho و Design System S_{ds}، به توضیحات شماره (۲) و (۳) ذیل بند ۴-۳-۲ مراجعه شود.

11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Effective Length
13	Second Order Method	Amplified 1st Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Add Notional load cases into seismic comb...	No
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	9E+20
19	Phi(Compression)	1
20	Phi(Tension-Yielding)	9E+20
21	Phi(Tension-Fracture)	9E+20
22	Phi(Shear)	9E+20
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	9E+20
24	Phi(Torsion)	9E+20
25	Ignore Seismic Code?	Yes
26	Ignore Special Seismic Load?	Yes
37	Demand/Capacity Ratio Limit	0.3

تصویر ۵-۹؛ تنظیمات مربوط به گام دوم بند ۵-۸-۲-۱ در *ETABS*

گام سوم: کلیه ستون‌ها انتخاب و در بخش تنظیمات طراحی قاب فولادی، در پنجره دستور View/Revise overwrites، مطابق تصویر ۵-۱۰، دو مورد از گزینه‌های Unbraced Length Ratio برابر ۰/۰۰۱ و سه مورد از گزینه‌های مربوط به Effective Length Factor برابر یک معرفی شوند.

22	Unbraced Length Ratio (Major)	0.001
23	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.001
24	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.875
25	Effective Length Factor (K1 Major)	1
26	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
27	Effective Length Factor (K2 Major)	1
28	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
29	Effective Length Factor (K LTB)	1

تصویر ۵-۱۰؛ تنظیمات مربوط به *Unbraced Length Ratio* و

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

گام چهارم: در بخش تنظیمات طراحی قاب فولادی، ترکیب بارهای ثقلی از طریق پنجره دستور Select Design Combinations، غیرفعال شوند.
گام پنجم: دستور طراحی قاب فولادی اجرا و DCR ستون‌ها با ۰/۳ مقایسه شود. در ستون‌هایی که DCR بیش از ۰/۳ باشد مفهوم آن است که $P_u > 0.3A_g f'_c$ است.

۵-۹ بررسی حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها در قاب‌های ویژه

این ضابطه، موضوع بند ۹-۲۰-۶-۴ مبحث نهم است که به آن اصطلاحاً ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی قاب‌های ویژه نیزگفته می‌شود. نرم‌افزار، نتیجه بررسی این ضابطه را در خروجی دستور Beam/Column (6/5) Capacity Ratios گزارش می‌کند.

تصویر ۵-۱۱؛ دستور نمایش نتایج بررسی حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها مربوط به قاب‌های ویژه (تیر ضعیف-ستون قوی) در *ETABS*

تذکر: در محاسبه M_{pr} تیرهای متصل به ستون، میزان آرماتور طولی بکار رفته در مقطع تیر در مجاورت ستون نقش مهمی دارد. نرم‌افزار بر مبنای لنگر طرح، آرماتور طولی مذکور را تعیین و همان را در محاسبه لنگرهای فوق لحاظ می‌کند درحالی‌که طراح پس از قرائت آرماتور طولی تیرها در نرم‌افزار، مقادیر نهایی آرماتورهای سراسری و تقویت را برای تیر تعیین می‌کند که بطور معمول این A_S اجرایی ممکن است متفاوت از A_S ارائه شده برنامه باشد. اختلاف بین این مقادیر گاهی اوقات قابل اغماض است که بر محاسبات مذکور تأثیر چندانی ندارد لیکن در مواردی‌که اختلاف، قابل اغماض نباشد بررسی مذکور دچار خطا خواهد بود. لذا لازم است طراح با اطلاع از این مطلب، اقدام لازم صورت دهد.

۵-۱۰ بررسی مقاومت برشی چشمه اتصال تیر به ستون

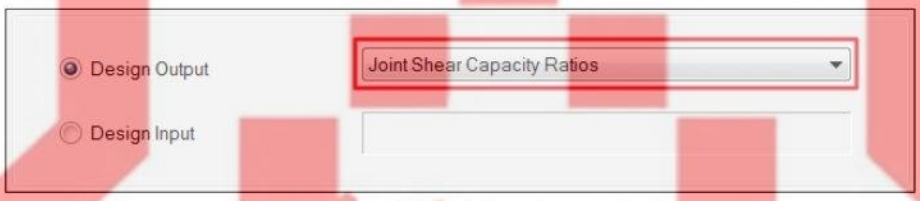
بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ مبحث نهم ضابطه‌ای جهت بررسی مقاومت برشی چشمه اتصال تیر به ستون در قاب‌های ویژه و بند ۹-۲۰-۵-۴-۷ ضابطه‌ای جهت بررسی برش در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

با شکل‌پذیری متوسط مقرر نموده است. نرم‌افزار صرفاً ضابطه مربوط به قاب‌های ویژه را بررسی می‌کند و نتیجه را در خروجی دستور Joint Shear Capacity Ratios گزارش می‌کند(تصویر ۵-۱۲). تفاوت این بررسی در قاب‌های ویژه و متوسط در موارد زیر است.

۱) در محاسبه مقاومت برشی گره اتصال، ϕV_n ، مقدار ضریب ϕ در قاب‌های ویژه برابر ۰/۸۵ و در قاب‌های متوسط برابر ۰/۷۵ می‌باشد.

۲) در محاسبه نیروی برشی گره اتصال، در قاب‌های ویژه از M_{pr} تیرهای طرفین استفاده می‌شود لیکن در قاب‌های متوسط از M_n تیرهای طرفین گره اتصال.



تصویر ۵-۱۲؛ دستور نمایش نتایج بررسی مقاومت برشی چشمه اتصال تیر به ستون در *ETABS*

همانطور که اشاره شد، ETABS این بررسی را صرفاً در قاب‌های ویژه انجام می‌دهد. با استفاده از راهکاری می‌توان در قاب‌های متوسط نیز خروجی مربوط به بررسی Joint Shear Capacity Ratios را نیز از برنامه دریافت نمود. بدین صورت که ابتدا کلیه ستون‌ها انتخاب و ردیف شکل‌پذیری آنها Sway Special معرفی شود لیکن تیرها در همان وضعیت Sway Intermediate باقی بمانند (تصویر ۵-۶). همچنین ضریب کاهش مقاومت برشی چشمه اتصال، Phi(joint Shear) در تنظیمات مربوط به طراحی قاب بتنی (تصویر ۵-۵)، مشابه قاب‌های ویژه برابر ۰/۷۵ معرفی گردد. نهایتاً دستور طراحی اجرا شود.

تذکر: در بررسی برش گره اتصال در هر دو گروه قاب‌های ویژه و متوسط، مشکلاتی به شرح زیر وجود دارد که لازم است در نهایت، طراح در خصوص بررسی این موضوع راهکاری اتخاذ نماید.

۱) برنامه مطابق با ACI318-14، محاسبه مقاومت برشی گره اتصال را طبق جدول

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۵-۱ انجام می‌دهد درحالی‌که مبحث ۹ بر مبنای ACI318-19، این محاسبه را طبق روابط جدول ۹-۲۰-۲ خود مقرر نموده است که در برخی شرایط متفاوت از روند کار نرم‌افزار و ACI318-14 است. لازم به ذکر است، در جدول زیر علاوه بر وضعیت اتصال تیرها به گره اتصال از اطراف، حصول محصور شدگی، منوط به احراز شرط دیگری نیز می‌باشد که هدف از بیان جدول زیر صرفاً معرفی ضرایب محاسبه V_n گره اتصال بر اساس ACI318-14 در نرم‌افزار است.

جدول ۵-۱ ؛ مقاومت برشی اسمی گره اتصال در *ACI318-14*

V_n (N)	وضعیت گره اتصال
$1.7\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	گره در هر چهار وجه خود محصور شده باشد
$1.25\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	گره در سه وجه خود یا دو وجه مقابل هم که در یک امتداد هستند محصور شده باشد
$1.0\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$	سایر حالات

۲) نرم‌افزار، سطح مقطع موثر ناحیه اتصال، A_j، را برابر با سطح مقطع ستون محاسبه می‌کند که بعضاً ممکن است نادرست باشد. در مواردی‌که عرض تیر متصل به ستون در امتداد مورد بررسی، کمتر از عرض ستون باشد، محاسبه A_j، مطابق با ضابطه بند ۹-۱۶-۴-۲-۳ مبحث ۹ ممکن است متفاوت از مقداری باشد که نرم‌افزار بطور پیش‌فرض، برابر با سطح مقطع ستون محاسبه نموده است.

۳) در محاسبه M_{pr} و M_n تیرهای طرفین ناحیه اتصال، جهت تعیین نیروی برشی ناحیه مذکور، نرم‌افزار آرماتورهای طولی تعیین شده برمبنای لنگر طرح را در محاسبه M_{pr} و M_n تیرهای طرفین ناحیه اتصال لحاظ می‌کند که البته قادر به لحاظ نمودن آرماتورهای کششی موجود در ناحیه عرض مؤثر دال نیز نمی‌باشد درحالی‌که طراح پس از قرائت آرماتورهای طولی تیرها در نرم‌افزار، مقادیر نهایی آرماتورهای سراسری و تقویت را برای تیر تعیین می‌کند که بطور معمول این A_S اجرایی ممکن است متفاوت از A_S ارائه شده برنامه باشد. بسته به میزان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

اختلاف بین این مقادیر، مقدار برش ناحیه اتصال دچار خطای قابل اغماض یا غیر قابل اغماض خواهد شد.

۵-۱۱ روش بررسی معافیت ستون‌های محل‌تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی از ضابطه ۳۰-۱۰۰

مطابق بند ۳-۱-۴ (ب) 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. درصورتی‌که نیروی محوری ناشی از زلزله در هر دو امتداد سازه، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت ستون باشد، ستون مذکور معاف از ضابطه ۳۰-۱۰۰ می‌باشد. توجه شود درصورتی‌که ساختمان در پلان نامنظم محسوب شده باشد این معافیت مصداق نداشته، لازم است سازه و شالوده ساختمان، تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ طراحی شوند. در سازه‌های بتنی عمدتاً کلیه ستون‌ها، ستونهای محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی می‌باشند مگر آنکه ستون مذکور، در امتدادی از سازه به‌عنوان ستون غیر باربر لرزه‌ای محسوب شده باشد. روش بررسی این معافیت به شرح ذیل می‌باشد:

گام اول: ترکیب بارهایی به شرح جدول ۵-۲ معرفی شود.

جدول ۵-۲؛ ترکیب‌بارهای مربوط به مقایسه نیروی محوری ناشی از زلزله در ستون‌های بتنی با ۲۰ درصد ظرفیت محوری ستون

$\pm (0.6AI)D \pm \rho_x EX$	**ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل‌های استاتیکی**
$\pm (0.6AI)D \pm \rho_y EY$	
$\pm (0.6AI)D + \rho_x SPX$	**ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل‌های دینامیکی**
$\pm (0.6AI)D + \rho_y SPY$	

تذکر۱: در خصوص علت حضور عبارت *(0.6AI)D* در ترکیب‌بارهای فوق به توضیحات مندرج در تذکر ذیل گام اول بند ۴-۴ مراجعه شود.

تذکر۲: این بررسی مربوط به هر دو نیروی محوری کششی و فشاری ستون می‌باشد. در ستون‌های بتنی، موضوع بررسی کشش می‌تواند در بسیاری از مواقع حاکم گردد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر۳: در جدول ۵-۲، علامت ± مربوط به عبارت (0.6AI)D با هدف لحاظ نمودن
اثر نیروی قائم ناشی از زلزله در دو جهت رو به بالا و رو به پایین است تا بدین ترتیب
ستون‌های بتنی تحت حداکثر نیروهای محوری فشاری و کششی بررسی شوند.

گام دوم: کلیه ستون‌ها 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 تعریف شوند (تصویر ۵-۱۳). همچنین گزینه Consider Minimum Eccentricty در حالت No قرار داده شود. هدف از این کار حذف نمودن لنگر خمشی ستون است تا 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

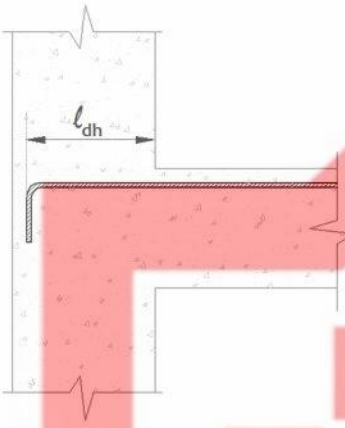
تصویر ۵-۱۳؛ تنظیمات مربوط به گام دوم بند ۵-۱۱ برای ستون‌ها

گام سوم: در بخش منوی طراحی قاب بتنی، در پنجره دستور Select Design Combinations، ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول را فعال، سایر ترکیب‌بارها را غیرفعال نمایید. کلیه ستونهای محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی انتخاب و دستور طراحی اجرا شود. ستون‌هایی که DCR آنها کمتر از ۰/۲ باشد از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف می‌باشند لیکن ستون‌هایی که DCR آنها برابر یا بیش از ۰/۲ باشد، مشمول طراحی تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهند بود.

۵-۱۲ حداقل بُعد ستون‌ها

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

درتعیین ابعاد ستون‌ها لازم است علاوه بر رعایت الزامات بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۱-۱ و ۹-۲۰-۶-۳-۱-۱ مبحث ۹، موارد زیر نیز درنظر گرفته شوند:



۱) درصورتی‌که مهار میلگردهای طولی تیر در داخل ستون‌های انتهایی قاب، به روش قلاب انتهایی، موضوع بند ۹-۲۱-۳-۳ مبحث نهم انجام می‌شود (تصویر ۵-۱۴) لازم است بُعد ستون انتهایی در امتداد صفحه قلاب، فضای لازم جهت اجرای l_{dh} را دارا باشد. لذا حداقل بُعد ستون انتهایی در امتداد صفحه قلاب برابر است با:

پوشش + قطر آرماتورعرضی ستون + l_{dh}

متذکر می‌گردد مطابق با بند ۹-۲۱-۳-۹-۲ مبحث ۹، استفاده از ضریب کاهنده‌ی آرماتور اضافی در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد مجاز نمی‌باشد.

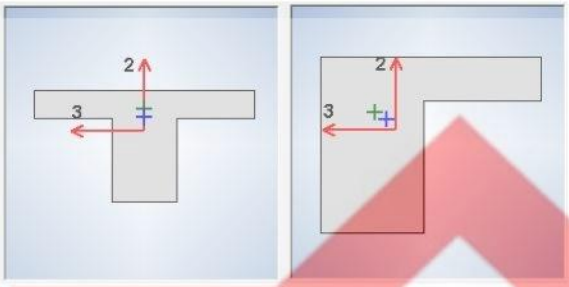
تصویر ۵-۱۴؛ تأمین فضای لازم در ستون جهت اجرای حداقل طول گیرایی مستقیم میلگرد طولی تیر در مهار به روش قلاب

۲) جهت محاسبه l_{dh}، طول گیرایی میلگردها در کشش و نیز محاسبه طول وصله همپوشانی میلگردها در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد، ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ مبحث نهم رعایت گردد.

۳) در ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد، علاوه بر رعایت نکات فوق لازم است در تعیین ابعاد ستون‌ها، الزامات بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۳ مبحث ۹ نیز تأمین گردد. متذکر می‌گردد ضابطه این بند مربوط به بُعد ستون به موازات آرماتورهایی است که از ستون عبور کرده و ادامه می‌یابند و مربوط به ستون انتهایی که آرماتورهای طولی تیر در آن خاتمه می‌یابند نمی‌باشد.

۵-۱۳ مدل کردن تیرها با مقطع T و L

نظر به آنکه بخشی از دال که به‌عنوان عرض مؤثر تیرها محسوب می‌شود موجب می‌گردد مقطع تیر بصورت T یا L عمل کند (تیرهایی



که در هر دو سمت آنها دال سقف موجود است بصورت T و تیرهایی که فقط در یک سمت آنها دال سقف موجود است بصورت L عمل می‌کنند)، خصوصاً در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، لحاظ نمودن این اثر در مدل‌سازی و روند تحلیل الزامی است. بر این اساس لازم است مطابق با یکی از دو روش زیر عمل شود.

۱) تیرها بسته به شکل مقطع، عیناً بصورت مقطع T و L مدل شوند. توجه شود در تعریف مقاطع T و L در نرم‌افزار، بال مقطع مطابق با تصویر ۵-۱۵، در ناحیه فوقانی تیر قرار گرفته باشد.

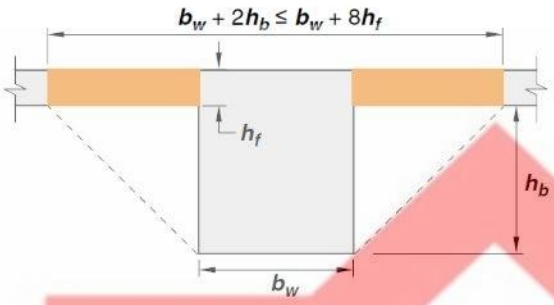
۲) تیرها با مقطع مستطیلی مدل شوند لیکن ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقطع T و L باید بر روی آنها اعمال شود. این ضریب برای کلیه تیرها یکسان نبوده و بازای مقاطع مختلف، متفاوت است. متذکر می‌گردد این ضریب باید علاوه بر ضریب اصلاح سختی خمشی ناشی از ترک‌خوردگی اعمال گردد. لازم به توضیح است در نرم‌افزار روش لازم است 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 محاسبه شود که در تیرهای با مقاطع مختلف، متفاوت است.

۵-۱۳-۱ عرض مؤثر بال تیرهای با مقطع T و L

عرض مؤثر بال تیرها باید مطابق بند ۹-۱۰-۲-۸ مبحث نهم تعیین می‌شود (تصویر ۵-۱۶). در سقف‌های تیرچه و بلوک، بال تیر در ناحیه بتن روی بلوک‌ها و با همان ضخامت معمول ۵ سانتی‌متر یا بیشتر تشکیل می‌گردد.

توضیح تکمیلی: عدم رعایت ضابطه بند ۵-۱۳ موجب محاسبه نادرست سختی اعضا و سازه گشته، توزیع نیرو بین اعضا، نیروهای طرح اعضا، محاسبه جابجایی‌های جانبی سازه و موارد دیگری را دچار اشکال می‌سازد. از طرفی، در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط جهت تعیین برش

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



لرزه‌ای تیر و نیز تعیین برش لرزه‌ای ناحیه اتصال و در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد، علاوه بر این موارد، در بررسی و تأمین ضابطه حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها (تیر ضعیف – ستون قوی)، جزئیات مقطع تیر حائز اهمیت بوده، عدم لحاظ نمودن اثر بال تیر می‌تواند کم و بیش، موضوعات مذکور را دچار خطا سازد.

تصویر ۵-۱۶؛ عرض مؤثر مقاطع بتنی *T* و *L* در مبحث

تذکر۱: در سقف‌های از نوع سیستم دال تخت همراه با تیرهای پیرامونی، زمانی‌که با هدف تعیین نیروهای داخلی دال و طراحی دال، ضرایب اصلاح سختی خمشی دال برابر مقادیر واقعی و نه مقادیر بسیار کوچک تعریف می‌شود، تیرها نباید بصورت T و L معرفی شوند چراکه اثر سختی دال بطور مستقیم در مدل لحاظ گردیده است.

تذکر۲: مطابق بند ۹-۱۹-۳-۴ مبحث نهم درمواردی‌که بال تیر با مقطع T شکل (و یا L شکل) در کشش قرار دارد لازم است بخشی از آرماتورهای کششی، در عرضی از بال که در بند مذکور تعیین گردیده توزیع شوند. مبحث نهم و استاندارد ACI درخصوص این موضوع که چه مقدار از این آرماتورها باید در بال توزیع شوند ضابطه‌ای ندارند. در برخی مراجع بتن آمده است که تعیین مقدار آرماتوری که باید در بال‌ها توزیع شود به تشخیص و قضاوت طراح است. به‌عنوان مثال در مرجعی پیشنهاد شده است یک چهارم تا یک سوم آرماتور کششی را می‌توان در بال‌ها توزیع نمود. در نهایت تعیین این مقدار به عهده طراح است.

۱۴-۵ کنسول‌های بتن‌آرمه

جهت اجرای کنسول‌های بتنی می‌توان به روش‌های زیر عمل نمود:

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

الف) اجرای تیرهای طره و قرارگرفتن سقف بر روی این تیرها. به‌عنوان مثال در مواردی‌که کنسول یا پیش‌آمدگی با سقفی از نوع تیرچه و بلوک اجرا می‌شود، تیرچه‌ها
بر روی این تیرهای طره‌ای قرار داده می‌شوند.
ب) اجرای کنسول بصورت دال بتن‌آرمه طره‌ای مطابق با تصویر ۵-۳.

تذکر: در اجرای کنسول‌ها بر مبنای هر یک از دو روش الف یا ب، الزامی بر اجرای
تیر در لبه آزاد کنسول نمی‌باشد. در سقف‌های تیرچه و بلوک، در لبه آزاد کنسول می‌توان از تیرچه‌ها بصورت دوبل استفاده کرد. در لبه‌هایی از دال که تیر نداریم، جهت معرفی بار خطی دیوارهای محل مذکور لازم است تیر None مدل شود.

۵-۱۵ دیوارهای برشی بتن‌آرمه

۵-۱۵-۱ معرفی دیوار و دیوارپایه

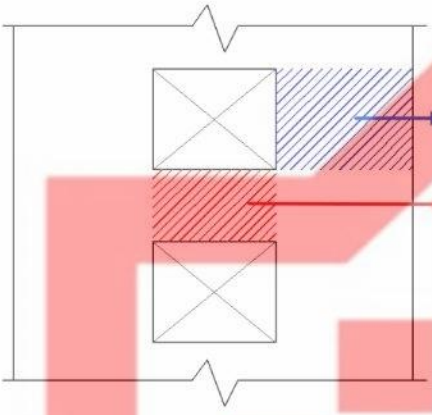
مطابق با بند ۹-۲-۳ مبحث ۹ با عنوان تعاریف و اصطلاحات، دیوار عضوی است قائم که نسبت طول افقی به ضخامت آن بیش از ۳ باشد لیکن در بحث دیوارهای ویژه این تعریف، تغییراتی به شرح جدول ۵-۳ دارد. همچنین علاوه بر تعریف دیوار، عضو دیگری که دیوار پایه نامیده می‌شود نیز به شرح جدول ۵-۳ تعریف می‌شود.

جدول ۵-۳؛ گروه‌بندی ضوابط طراحی اجزای قائم دیوارها

نسبت طول افقی مقطع دیوار به ضخامت دیوار (l_w/b_w)			نسبت ارتفاع خالص به طول افقی مقطع دیوار
$l_w/b_w > 6$	$2.5 < l_w/b_w \le 6$	$l_w/b_w \le 2.5$	
دیوار	دیوار	دیوار	$h_w/l_w < 2$
دیوار	دیوارپایه باید مطابق ضوابط ذیل بند ۹-۲۰-۷-۶-۱ طراحی شود	دیوارپایه باید مانند یک ستون ویژه مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۴ طراحی شود	$h_w/l_w \ge 2$

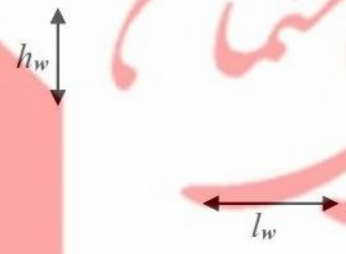
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر۱: در مواردی‌که در جدول ۵-۳ نام "دیوار" آورده شده لازم است قطعه مورد نظر به‌عنوان دیوار سازه‌ای و با رعایت ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۳ ، ۹-۲۰-۷-۴ و ۹-۲۰-۷-۹ مبحث نهم طراحی شود.



تذکر۲: مطابق جدول ۵-۳ دیوار پایه، قطعه قائمی از دیوار است که نسبت طول افقی مقطع به ضخامت آن کوچکتر یا مساوی ۶ است (که البته در دیوارهای ویژه اگر از ۲/۵ کوچکتر باشد، عملاً ستون محسوب می‌شود و باید مشابه یک ستون ویژه طراحی شود) و نیز نسبت ارتفاع خالص به طول افقی مقطع آن کمتر از ۲ نباشد.

تذکر۳: در جدول ۵-۳ منظور از h_w، ارتفاع خالص دیوار است که در تصویر ۵-۱۷ نمایش داده شده است.



تصویر ۵-۱۷؛ معرفی ارتفاع خالص و طول مقطع اجزای قائم دیوارهای همبند

۵-۱۵-۲ مش‌بندی اجزای دیوار

لازم است اجزای دیوارهای برشی شامل Pier ها و Spandrel ها مش‌بندی شوند. مش‌بندی دیوارها از محل دستور Edit ⇨ Edit Shells ⇨ Divide Shells انجام شود. جهت انجام این مش‌بندی، نکات زیر توصیه می‌شوند:

۱) اندازه مش‌ها بین یک دهم تا حداکثر یک پنجم طول دهانه دیوار اختیار گردد. انتخاب مقادیر کوچکتر برای اندازه مش‌ها، مطلوب‌تر است. همچنین ابعاد مش‌ها، بیش از یک متر توصیه نمی‌شود.

۲) ابعاد مش‌ها بگونه‌ای اختیار گردد که نسبت ابعادی هر جزء مش، حتی‌المقدور برابر یا نزدیک به یک و حداکثر برابر ۲ باشد.

دفتر مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

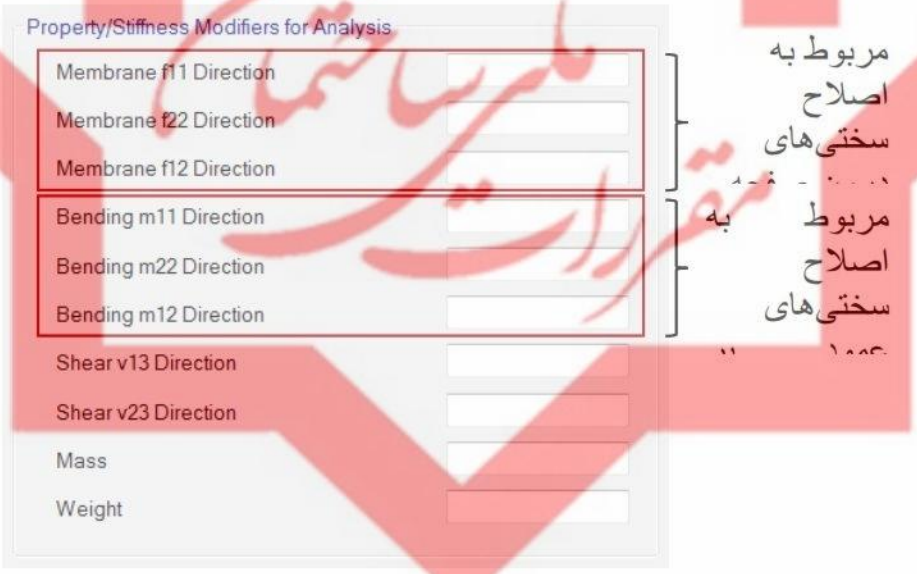
۳) مش‌بندی بگونه‌ای انجام شود که کلیه اجزای دیوار اعم از Pierها و Spandrelها در هر دو امتداد طولی و ارتفاعی خود، حداقل به سه جزء مش تقسیم شده باشند. درخصوص Spandrelها با توجه به ارتفاع آنها ممکن است در امتداد ارتفاع آنها بکارگیری حداقل دو جزء مش کافی باشد.

۵-۱۵-۳ معرفی ضرایب اصلاح سختی دیوار

۵-۱۵-۳-۱ معرفی پارامترهای اصلاح سختی دیوار در نرم‌افزار

ضرایب اصلاح سختی درون صفحه و عمود بر صفحه‌ی دیوارها را می‌توان از طریق دستور Assign ⇨ Shell ⇨ Stiffness Modifiers معرفی نمود (تصویر ۵-۱۸).

اصلاح سختی خمشی و محوری اجزای افقی دیوار (تیر	Membrane f11
اصلاح سختی خمشی و محوری اجزای قائم دیوار	Membrane f22
مربوط به اصلاح سختی برشی درون صفحه اجزای	Membrane f12



تصویر ۵-۱۸؛ گزینه‌های معرفی ضرایب اصلاح سختی درون‌صفحه و عمود برصفحه اجزای قائم و افقی دیوارهای سازه‌ای در *ETABS*

۵-۱۵-۳-۲ سختی خمشی درون صفحه دیوار

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مطابق با ضوابط مبحث نهم و استاندارد ACI، ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی در شرایط ترک‌نخورده برابر ۰/۷ و در شرایط ترک‌خورده برابر ۰/۳۵ مقررگردیده است. مطابق تصویر ۵-۱۸، ضریب اصلاح سختی درون‌صفحه دیوار از طریق گزینه‌های Membrane معرفی می‌شود. پارامتر f22 مربوط به اصلاح سختی خمشی درون صفحه‌ی اجزای قائم دیوار می‌باشد که بسته به وضعیت ترک‌خوردگی دیوار که در ادامه نحوه تعیین آن شرح داده شده است برابر ۰/۳۵ یا ۰/۷ معرفی می‌شود. ازآنجایی‌که مبحث نهم و استاندارد ACI درخصوص موضوع ترک‌خوردگی دیوارها صرفاً اصلاح ممان اینرسی را درخواست نموده‌اند لذا ضریب مربوط به پارامتر f12 نیاز به اصلاح نداشته و برابر یک باقی می‌ماند. همچنین ضریب مربوط به پارامتر f11 مربوط به اصلاح سختی خمشی درون صفحه‌ی اجزای افقی دیوار بوده، برای اجزای
قائم دیوار برابر یک معرفی شود.

۵-۱۵-۳-۲-۱ بررسی وضعیت ترک‌خوردگی دیوار

انجام این بررسی مبتنی‌بر وضعیت توزیع تنش در دیوار، حاصل از ترکیب‌های‌بارگذاری
است که در خروجی دستور Shell Stresses/Forces ارائه می‌شود. جزئیات انجام کار به شرح زیر است:

۱) این بررسی تحت ترکیب‌بارهایی به شرح جدول ۵-۴ انجام شود. در روش تحلیل استاتیکی جهت سهولت کار می‌توان در محل دستور Load Combinations، برای دیوارهای هر امتداد سازه، یک ترکیب‌بار پوش (Envelope) شامل ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله استاتیکی مربوط به آن امتداد به شرح جدول مذکور ایجاد نمود. بدین ترتیب درصورتی‌که فقط در یک امتداد سازه از دیوارهای برشی استفاده شده است، یک ترکیب‌بار پوش و درصورتی‌که در هر دو امتداد سازه از دیوارهای برشی استفاده شده باشد، دو ترکیب بار پوش مورد نیاز است. دیوارهای هر امتداد، تحت پوش ترکیب بارهای دارای زلزله همان امتداد بررسی شوند.

جدول ۵-۴؛ ترکیب‌بارهای مربوط به بررسی وضعیت ترک‌خوردگی دیوارهای سازه‌ای

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

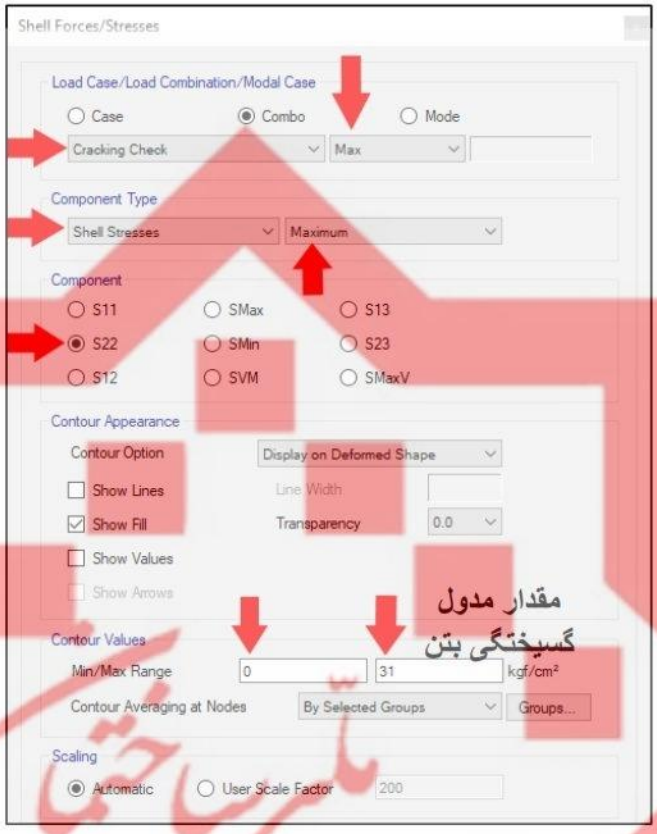
ترکیب‌بارهای حاوی الگوی بار زلزله استاتیکی	ترکیب‌بارهای مربوط به بررسی دیوارهای امتداد X	(0.9-0.6AI) D + ρ_xEX (0.9-0.6AI) D – ρ_xEX
	ترکیب‌بارهای مربوط به بررسی دیوارهای امتداد Y	(0.9-0.6AI) D + ρ_yEY (0.9-0.6AI) D – ρ_yEY
ترکیب‌بارهای حاوی الگوی بار زلزله دینامیکی	ترکیب‌بار مربوط به بررسی دیوارهای امتداد X	(0.9-0.6AI) D + ρ_xSpecX
	ترکیب‌بار مربوط به بررسی دیوارهای امتداد Y	(0.9-0.6AI) D + ρ_ySpecY

تذکر: در سازه‌هایی که به روش دینامیکی تحلیل می‌شوند می‌توان بررسی وضعیت ترک‌خوردگی دیوارها را برمبنای الگوهای بار زلزله استاتیکی و ترکیب‌بارهای حاوی این الگوهای بار نیز انجام داد.

۲) ضریب اصلاح سختی خمشی درون صفحه اجزای قائم دیوارها (f22) برابر با ۰/۷ معرفی شود. پس از تحلیل، از طریق دستور زیر، وضعیت تنش‌ها در دیوار بررسی شود.

Display ⇨ Force/Stress Diagrams ⇨ Shell Stresses/Forces

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۵-۱۹؛ تنظیمات پنجره دستور *Shell Stresses/Forces* جهت بررسی وضعیت توزیع تنش دردیوارهای سازه‌ای در *ETABS*

بدین منظور در پنجره دستور مذکور ابتدا تنظیمات لازم مطابق با تصویر ۵-۱۹ انجام شود. در بالای پنجره مذکور، گزینه Combo انتخاب و سپس ترکیب‌بار مورد نظر جهت بررسی انتخاب شود. در صورت انتخاب ترکیب بار پوش و همچنین در مواردی که از ترکیب‌بار حاوی الگوی بار زلزله دینامیکی استفاده می‌شود، گزینه مقابل آن بر روی Max قرار داده شود. توجه شود، تنش‌های کششی با علامت مثبت و تنش‌های فشاری با علامت منفی نمایش داده می‌شوند. ازآنجایی‌که درحال بررسی ترک‌خوردگی ناشی از کشش می‌باشیم، لازم است وضعیت تنش‌های مثبت بررسی شود. به همین دلیل در Contour Values، گزینه Min/Max Range را بین صفر و مقدار مدول گسیختگی با علامت مثبت قرار دهید. به‌عنوان مثال با فرض بتن مصرفی رده C25:

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} = 0.62\sqrt{25} = 3.1\ MPa = 31\ kg/cm^2$

۳) برنامه توزیع تنش‌های ایجاد شده در دیوار، حاصل از ترکیب‌بار درخواستی یا پوش ترکیب‌بارها را نمایش می‌دهد. برمبنای وضعیت تنش‌های ایجاد شده در هر پنل دیوار، پنل‌های ترک‌خورده مشخص می‌شوند.

۴) ضریب اصلاح سختی خمشی درون صفحه پنل‌های ترک‌خورده (پارامتر f22) برابر با ۰/۳۵ معرفی شود و مدل مجدداً تحلیل شود. درصورتی‌که برمبنای تحلیل سری دوم، پنل جدیدی دچار ترک‌خوردگی شود لازم است عملیات این گام مجدداً تکرار و تحلیل سری سوم انجام شود لیکن درصورتی‌که پنل جدیدی دچار ترک‌خوردگی نشود، بررسی به اتمام رسیده است.

۳-۳-۱۵-۵ سختی خمشی عمود بر صفحه دیوار

دیوارهای برشی صفحه‌ای (Planar Walls)، با هدف ایجاد سختی و مقاومت برای سازه در امتداد صفحه دیوار مورد استفاده قرار می‌گیرند و لذا هدف آن است که هر دیوار برشی در تأمین سختی و اتلاف انرژی مربوط به نیروهای امتداد صفحه خود مشارکت داشته باشد (غیر از دیوارهای بالدار نظیر دیوارهای C و T و L). در تعاریف ابتدای استاندارد ۲۸۰۰ نیز آمده است، دیوار برشی، دیواری است که نیروهای جانبی افقی را با عملکرد میان‌صفحه‌ای تحمل کرده و به شالوده منتقل می‌کند. همچنین در استاندارد ASCE7 آمده است، دیوار برشی، دیواری سازه‌ای است که جهت تأمین مقاومت در برابر نیروهای جانبی که "در صفحه دیوار" اعمال می‌شود طراحی می‌شود. لذا با هدف به حداقل رساندن مشارکت دیوار در تحمل نیروهای عمود بر صفحه آن، در دیوارهای صفحه‌ای ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه را برابر با ۰/۲۵ معرفی نمایید. ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار توسط پارامترهای

Bending شامل m11، m22 و m12 معرفی می‌شود.

تذکر۱: ضریب ۰/۲۵ جهت اصلاح سختی خمشی عمود بر صفحه دیوارها، مبتنی بر تشبیه رفتار خارج از صفحه دیوار به رفتار دال‌ها است که در برخی مراجع به آن اشاره شده است.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر۲: در خصوص دیوارهای حائل، ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه را می‌توان برابر با ۰/۳۵ در نظر گرفت.

۵-۱۵-۴ ستون‌های مرزی در انتهای دیوارهای برشی و ضرایب اصلاح سختی آنها

مطابق با تصویر ۵-۲۰، دیوارها ممکن است دارای مقطع دمبلی یا مستطیلی باشند.

Bar Bell Shape (الف) Rectangular shape (ب)

تصویر ۵-۲۰؛ انواع مقاطع دیوارهای برشی
(الف)دیوار با مقطع دمبلی، (ب)دیوار با مقطع مستطیلی

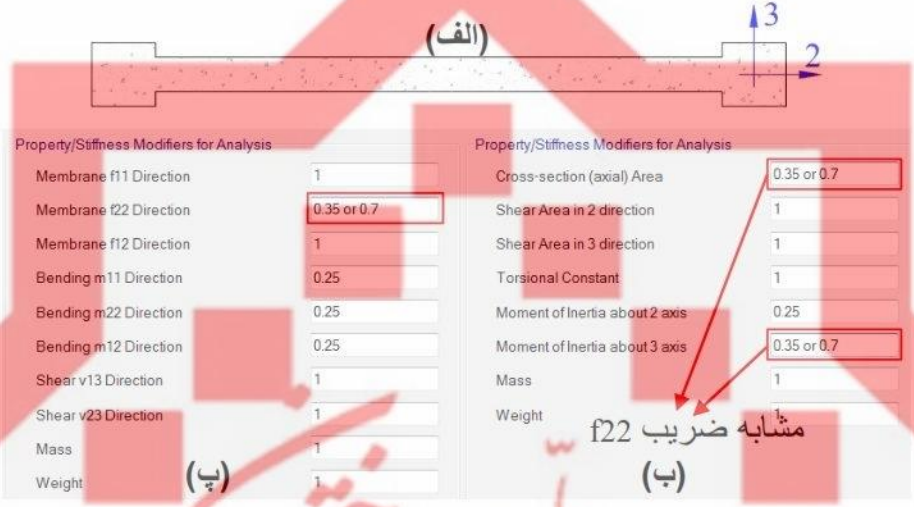
۵-۱۵-۴-۱ دیوارهای دمبلی شکل (*Bar Bell Shape*)

درخصوص دیوارهای برشی دمبلی شکل، آنچه شبیه به ستون در طرفین دیوار مشاهده می‌شود، ستون نبوده، ناحیه تعریض‌شده انتهای دیوار است که موجب تشکیل مقطعی دمبلی شکل برای دیوار شده است. این اعضا در اصطلاح، ستون‌های مرزی نامیده می‌شوند (Boundary Columns). این نواحی، رفتار مستقل ستونی نداشته و بخشی از دیوار می‌باشند. نکته مهم آنکه این نواحی تعریض‌شده، لزوماً المان مرزی دیوار نیز نمی‌باشند. المان مرزی ناحیه‌ای از دیوار است که مطابق با ضوابط آیین‌نامه دارای آرماتورگذاری و محصورشدگی ویژه است. ممکن است در نواحی تعریض‌شده انتهای دیوار، مطابق با ضوابط مبحث نهم، الزامی به وجود المان مرزی و ایجاد محصورشدگی ویژه نباشد و لذا ناحیه تعریض‌شده انتهای دیوار، المان مرزی محسوب نخواهد شد.

جهت مدل‌سازی این نوع دیوارها، ستون‌هایی با ابعاد ناحیه تعریض‌شده انتهای دیوار، در طرفین دیوار مدل شوند. درخصوص این المان‌های ستونی، ضریب اصلاح سختی خمشی نظیر با سختی درون صفحه دیوار، برابر با ضریب f22 دیوار تعریف شود (۰/۳۵ یا ۰/۷ بسته به شرایط) و برای ممان اینرسی نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار، همان ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار، ۰/۲۵ معرفی شود. همچنین ضریب اصلاح سختی محوری این المان‌های ستونی، برابر ضریب f22 دیوار تعریف شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

به‌عنوان مثال در دیوار برشی دمبلی تصویر ۵-۲۱-الف، نواحی تعریض شده انتهای دیوار (ستون‌های مرزی)، توسط المان ستونی مدل شده‌اند که نحوه قرارگیری و محورهای محلی ۲ و ۳ آنها مطابق تصویر مذکور است. در این حالت، ضرایب اصلاح سختی، مطابق تصویر ۵-۲۱-ب معرفی می‌شود.



تصویر ۵-۲۱؛ (الف)مقطع دیوار دمبلی و محورهای محلی ستون‌های مرزی دیوار. (ب)معرفی ضرایب اصلاح سختی خمشی درون و خارج صفحه ستون‌های مرزی دیوار در *ETABS*. (پ)معرفی ضرایب اصلاح سختی خمشی درون وخارج صفحه دیوار در *ETABS*

از آنجایی‌که این المان‌ها رفتار و عملکرد ستونی نداشته و بخشی از دیوار می‌باشند، در طراحی دیوار تحت نیروهای درون‌صفحه نباید بصورت ستون مستقل طراحی شوند بلکه در فرآیند طراحی دیوار برشی، به‌عنوان بخشی از دیوار طراحی می‌شوند. با هدف عدم طراحی این المان‌های ستونی به‌عنوان ستون مستقل، می‌توان این المان‌های ستونی را انتخاب و دستور زیر را بر روی آنها اجرا نمود:

Design ⇨ Overwrite Frame Design Procedure ⇨ No Design

لیکن لازم است این ستون‌های مرزی، تحت زلزله عمود بر صفحه دیوار و یا بعبارتی تحت ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله عمود بر صفحه دیوار طراحی شوند. بدین منظور لازم است از حالت No Design خارج و مجدداً در حالت طراحی قاب بتنی قرار داده شوند. همچنین در این

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

حالت لازم است جزئیات شکل‌پذیری ستون‌های مرزی دیوار، بر اساس ضوابط شکل‌پذیری مورد نیاز دیوار و ضوابط شکل‌پذیری قاب عمود بر صفحه دیوار تأمین گردد.

۵-۱۵-۴-۲ دیوارهای مستطیل شکل (*Rectangular Shape*)

درخصوص دیوارهای مستطیلی نیز عملاً هیچ ستونی در طرفین دیوار وجود ندارد و لذا نیازی به مدل کردن المان ستون در طرفین دیوار نمی‌باشد. در این حالت، دیگر اعضای سازه نظیر تیرهای اطراف، بطور مستقیم به دیوار متصل می‌شوند. در خصوص تیرهایی که در امتداد صفحه دیوار، به دیوار متصل می‌شوند مؤکداً توصیه می‌شود مطابق تصویر ۵-۲۲، این تیرها به اندازه طول یک جزء مش، وارد دیوار شوند و بجای اتصال به اولین گره لبه دیوار، به دومین ردیف گره‌های حاصل از مش‌بندی دیوار متصل شوند. سپس توسط دستور End Length Offsets باید این طول که به اندازه یک جزء مش وارد دیوار شده است، Rigid شود. هدف از این کار، محاسبه صحیح‌تر لنگر انتهایی تیر در محل اتصال آن به المان دیوار است.

تصویر ۵-۲۲
مدل‌سازی اتصال تیر به دیوارسازه‌ای بدون ستون‌های مرزی

ازآنجایی‌که لازم است اندرکنش تیرهای عمود بر صفحه دیوار، با دیوار بررسی گردد و نیز نواحی دو انتهای دیوار، تحت نیروهای عمود بر صفحه دیوار، به‌عنوان یک ستون بررسی شوند لازم است در مدل جداگانه‌ای، ستون‌هایی در دو انتهای دیوار مدل شوند. برای دیوارهای ویژه، عرض این ستون‌ها برابر با ضخامت دیوار و طول آنها بر مبنای کوچکترین مقدار حاصل از موارد زیر تعیین شود:

۱) طول المان مرزی درصورت وجود

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۲) بیشترین دو مقدار ۲۵ سانتی‌متر و ۳/۳۳ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب متوسط باشد.
۳) ۲/۵ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب ویژه باشد.
۴) عرض تیر متصل به دیوار بعلاوه‌ی دو برابر ضخامت دیوار در هر سمت تیر که از لبه‌ی تیر محاسبه می‌شود.

درخصوص این المان‌های فرضی ستونی، ضریب اصلاح سختی خمشی نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار برابر ۰/۲۵ معرفی شود. با توجه به آنکه بررسی در این مدل صرفاً مربوط به امتداد عمود بر صفحه دیوار و طراحی ناحیه انتهایی دیوار و تیرهای متصل شونده به آن در امتداد عمود بر صفحه دیوار است، برای این ستون‌های فرضی، ضرایب اصلاح سختی خمشی نظیر با سختی درون صفحه دیوار و نیز ضریب اصلاح سختی محوری چندان حائز اهمیت نمی‌باشد لیکن می‌توان ضریب اصلاح سختی خمشی درون صفحه و ضریب اصلاح سختی محوری این ستون‌های فرضی را برابر با ضریب f22 دیوار تعریف نمود. نهایتاً این ستون‌های فرضی و تیرهایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل شده‌اند تحت ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله عمود بر صفحه دیوار طراحی شوند.

۵-۱۵-۵ موضوع مدل کردن المان تیر بین پنل‌های دیوار

بین پنل‌های دیوار عملاً تیری وجود ندارد و آنچه بعضاً شبیه به تیر مشاهده می‌شود هیچ‌گاه نمی‌تواند در داخل دیوار، رفتار مستقل تیری داشته باشد. لیکن در مواردی‌که دیوار دارای ضخامت کمی می‌باشد، جهت تأمین سختی عمود بر صفحه‌ی مناسب برای دیوار، در اندرکنش با دال بتن‌آرمه‌ای که عمود بر صفحه به دیوار متصل می‌شود ممکن است نیاز به افزایش موضعی ضخامت دیوار در محل سقف‌ها باشد. همچنین ممکن است ضخامت دیوار جهت تأمین طول گیرایی آرماتورهای دال که عمود بر صفحه دیوار، وارد دیوار می‌شوند کافی نباشد که در اینصورت نیز، نیاز به افزایش موضعی ضخامت دیوار می‌باشد. در هیچ‌یک از این موارد، نیازی به مدل کردن تیر بین پنل‌های دیوار نمی‌باشد. صرفاً در نقشه‌های اجرایی می‌توان ضخامت دیوار را در محل

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

سقف، برابر با عرض تیرهای طرفین دیوار که در امتداد صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند ارائه داد.

۵-۱۵-۶ روش طراحی دیوار در نرم‌افزار

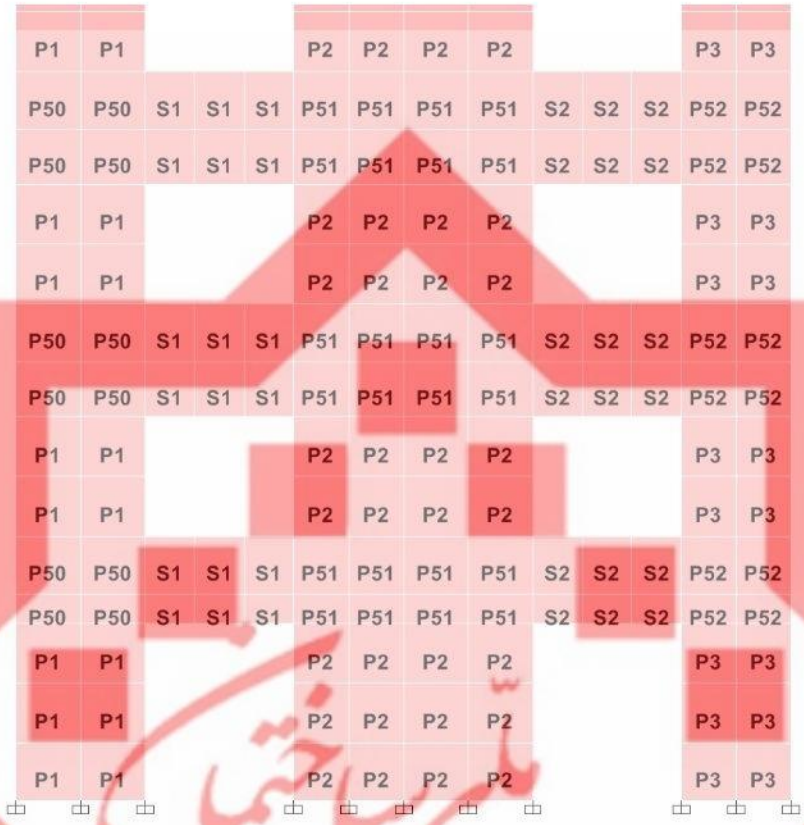
مطابق با بند ۹-۲۰-۷-۱۰-۱ مبحث نهم و متناظر با آن، بند 18.10.5.1 استاندارد ACI 318-19 لازم است در محاسبه ظرفیت دیوار تحت خمش و بارهای محوری (منحنی ظرفیت *P-M* دیوار)، اثر بتن و آرماتورهای موجود در ناحیه المان‌های مرزی، جان دیوار و عرض مؤثر دیوارهای بال‌دار، مؤثر درنظر گرفته شود. بنابراین استفاده از روش طراحی Simplified C and T نادرست بوده، مجاز نمی‌باشد. چرا که در این روش از اثر بتن و آرماتور موجود در ناحیه جان که سهم قابل توجهی در تعیین ظرفیت *P-M* دیوار دارند صرفنظر می‌شود. متذکر می‌گردد نمی‌توان این موضوع را در جهت اطمینان تلقی کرد. علت آن است که طراحی در این روش موجب بزرگتر شدن نسبی ابعاد و آرماتورهای انتهایی دیوار گشته که این امر می‌تواند منجر به ایجاد اضافه مقاومت بعضاً قابل توجهی در دیوار شود که در جریان زلزله ممکن است بر روی روند تسلیم و اتلاف انرژی دیوار تأثیر نامطلوب ایجاد نماید. از این رو در آیین‌نامه‌های مذکور، بر لحاظ نمودن تأثیر بتن و آرماتور موجود در ناحیه جان تأکید شده است. بر این مبنا، جهت طراحی دیوارها فقط می‌توان از روش‌های General و Uniform استفاده نمود. روش General قابلیت تعریف دیوار با هر مقطع و هر آرایش میلگردی را فراهم می‌سازد. به‌عنوان مثال می‌توان به حالتی اشاره نمود که آرماتورگذاری در دو انتهای طول دیوار، متفاوت از آرماتورگذاری ناحیه میانی طول دیوار می‌باشد که در اغلب موارد، دیوارها اینگونه هستند. روش Uniform نیز مربوط به حالتی است که در کل طول دیوار از آرماتورگذاری یکنواخت استفاده می‌شود. این روش عمدتاً مناسب دیوارهای زیرزمین و یا شاید در برخی موارد، مناسب دیوارها در سیستم سازه‌ای دیوارهای باربر است.

۵-۱۵-۷ مدل سازی و طراحی دیوارهای بازشودار (همبند یا هم‌بسته)

۵-۱۵-۷-۱ معرفی *Label* اجزای قائم دیوارهای همبند

جهت معرفی Pier Label اجزای قائم دیوارهای همبند لازم است برای دیوارهای طرفین بازشو از Label هایی با نام‌های متفاوت استفاده شود. (تصویر ۵-۲۳)

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۵-۲۳؛ روش معرفی *Pier Labels* و *Spandrel Labels* دیوارهای سازه‌ای در *ETABS*

۵-۱۵-۷-۲ ضرایب اصلاح سختی اجزای قائم دیوار

بررسی ترک‌خوردگی هریک از اجزای قائم دیوار (P1، P2 و ...) باید بصورت جداگانه انجام شود. روش بررسی ترک‌خوردگی و تعیین ضرایب اصلاح سختی اجزای قائم دیوار، مطابق با بند ۵-۱۵-۳ می‌باشد. متذکر می‌گردد طراحی هر یک از اجزای قائم دیوار (P1، P2 و ...) نیز باید بطور جداگانه انجام شود.

۵-۱۵-۷-۳ ضرایب اصلاح سختی اجزای افقی دیوار

درخصوص تیر همبند (Coupling Beam یا المان Spandrel در برنامه) پارامتر f11 مربوط به اصلاح سختی خمشی درون صفحه‌ی این تیر می‌باشد. استاندارد ACI و مبحث ۹ برای تیر همبند، ضریب اصلاح سختی خمشی جداگانه‌ای معرفی نکرده‌اند. برخی از طراحان این ضریب

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

را همانند سایر تیرهای بتنی برابر ۰/۳۵ در نظر می‌گیرند که البته بلامانع است. ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه مربوط به پارامترهای m11، m22 و m12 نیز مشابه دیوار برابر ۰/۲۵ معرفی شود.

تذکر: جهت معرفی ضرایب اصلاح سختی خمشی درون صفحه‌ی تیر همبند می‌توان از پیشنهاد ATC72-1(2010) با عنوان "مدل‌سازی و معیارهای پذیرش جهت طراحی لرزه‌ای و تحلیل ساختمان‌های بلند مرتبه" استفاده نمود. این مرجع در بند 4.3.2 در خصوص سختی مؤثر تیر همبند در دیوارهای برشی عنوان می‌کند، در تیرهای همبند با $L_n/h \geq 2$ ، تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی، ناشی از خمش بوده و در این حالت $I_{eff} \approx 0.15I_g$ و $G \approx 0.4E$ می‌باشد. در تیرهای همبند با $L_n/h \leq 1.4$، تغییرشکل‌های ناشی از خمش و برش حدوداً یکسان بوده، رفتار غیرخطی تیر، ناشی از برش است. برای این حالت مقتضی است $I_{eff} \approx 0.15I_g$ و $G \approx 0.1E$ لحاظ گردد (که معادل ۰/۲۵ مدول برشی در حالت معمول است). با توجه به آنکه در مدل‌سازی، مقدار مدول برشی بتن برای کلیه اعضا یکسان درنظر گرفته می‌شود، تأثیر این موضوع را می‌توان بر روی سختی برشی اعمال نمود. در این روابط، L_n طول دهانه خالص تیر همبند و h ارتفاع آن است. بدین ترتیب نتیجه پیشنهاد ATC درخصوص اصلاح سختی تیر همبند را می‌توان مطابق جدول ۵-۵، در نرم‌افزار معرفی نمود.

جدول ۵-۵؛ ضرایب اصلاح سختی اجزای افقی دیوارهای سازه‌ای

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

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 لیکن f12 بین مقادیر ۰/۲۵ و ۱، درون‌یابی خطی می‌شود. توجه شود،

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

در تیرهای همبند، نیاز به تعریف ضریب اصلاح برای پارامتر f22 نبوده، این ضریب در کلیه حالات برابر یک باقی می‌ماند.

۵-۱۵-۷-۴ طراحی آرماتورهای تیر همبند (*Spandrel* در مدل نرم‌افزار)

مطابق با بند ۹-۲۰-۷-۵ مبحث نهم، برش وارد بر تیر همبند در برخی حالات ممکن است توسط دو گروه از آرماتورهای قطری متقاطع و در برخی دیگر از حالات، توسط آرماتورهای برشی قائم، مشابه آرماتور برشی تیرها تحمل شود. لزوم بکارگیری هر یک از این دو حالت، در شرح بند مذکور ارائه گردیده است. در حالت استفاده از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع، جزئیات آرماتورگذاری تیرهای همبند مطابق با ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۴ (پ) و (ت) ، به ترتیب در تصاویر ۵-۲۴ و ۵-۲۵ نمایش داده شده است.

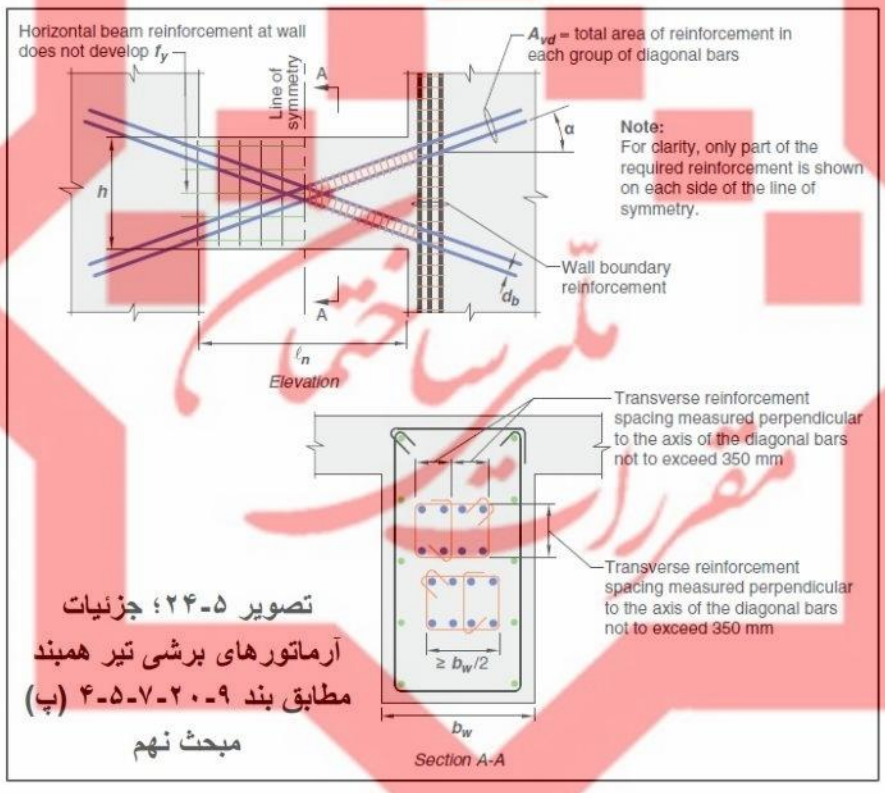
ETABS بدون اطلاع از اینکه طراح، بر مبنای کدام یک از این دو روش قصد دارد تیر همبند را در برابر برش مقاوم نماید، هر دو نوع آرماتورهای قطری متقاطع و آرماتورهای برشی قائم را جداگانه تحت برش ضریبدار تیر همبند طراحی می‌کند درحالی‌که براساس یکی از این دو روش و نه هر دو بطور توأم، ظرفیت برشی مقطع تأمین می‌گردد.

- درصورتی‌که طراح قصد داشته باشد جهت تأمین ظرفیت برشی تیر همبند از آرماتورهای برشی قطری استفاده کند، برنامه در خروجی دستور Spandrel Diagonal Shear Renforcing، مقدار این آرماتورها را گزارش می‌کند. در این حالت خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing مربوط به آرماتورهای برشی قائم و افقی کاربرد نداشته، لازم است آرماتورهای برشی افقی و قائم تیر همبند، صرفنظر از نتایج نرم‌افزار، مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۴ (پ) یا (ت) مبحث نهم، توسط طراح تعیین شود.
- درصورتی‌که قصد بر آن است که برش تیر همبند توسط آرماتورهای برشی قائم تحمل شود (عدم استفاده از آرماتورهای قطری متقاطع)، اینبار خروجی مربوط به دستور Spandrel Diagonal Shear Reinforcing درخصوص آرماتورهای برشی قطری کاربرد نداشته، لیکن در این حالت نیز، خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing که مربوط به آرماتورهای برشی قائم و بعضاً افقی است نادرست بوده و نمی‌توان از آن استفاده کرد. علت آن است که برنامه

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

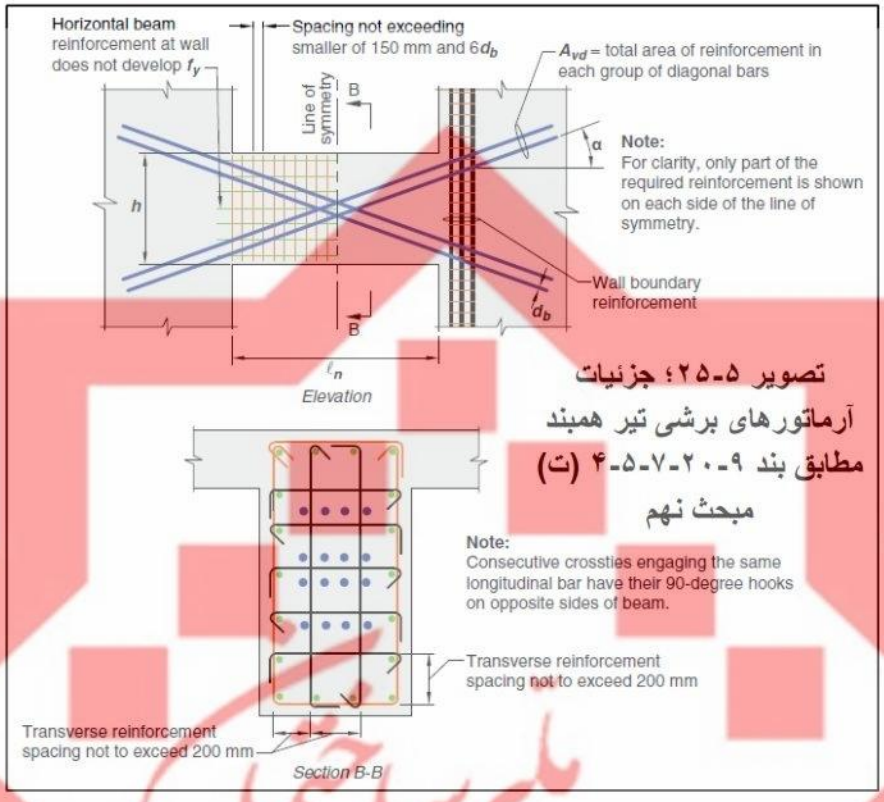
آرماتورهای برشی قائم را تحت برش ضریبدار تیر همبند که از تحلیل مدل حاصل گردیده طراحی می‌کند درحالی‌که در بند ۹-۲۰-۷-۵-۱ مبحث نهم مقرر گردیده است، طراحی آرماتورهای برشی قائم تیرهای همبند، مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ انجام شود که برنامه اینگونه عمل نمی‌کند. لذا برای این حالت باید آرماتور برشی قائم توسط خود طراح، طراحی شود. همچنین برای این حالت از تیرهای همبند، نیاز به آرماتور برشی افقی نمی‌باشد.

بدین‌ترتیب، خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing در هیچ‌یک از دو روش مشروح کاربرد نداشته و قابل قبول نمی‌باشد.



تصویر ۵-۲۴؛ جزئیات آرماتورهای برشی تیر همبند مطابق بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ (پ) مبحث نهم

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۵-۲۵؛ جزئیات آرماتورهای برشی تیر همبند مطابق بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ (ت) مبحث نهم

۵-۱۵-۸ دیوارهای برشی همبند شکل‌پذیر (*Ductile Coupled Walls*)

درخصوص بند ۹-۲۰-۷-۱۱ مبحث نهم با عنوان دیوارهای برشی همبند شکل‌پذیر متذکر می‌گردد، این نوع دیوارهای برشی همبند، که در طراحی آنها مقررگردیده است ضوابط اضافه‌ای، علاوه بر ضوابط دیوارهای ویژه رعایت شود، یک‌نوع سیستم سازه‌ای با شکل‌پذیری بیشتر از دیوارهای ویژه است لیکن ضریب رفتار چنین سیستم‌هایی در حال حاضر در استاندارد ۲۸۰۰ معرفی نشده است. رعایت مفاد بند مذکور، در طراحی دیوارهای برشی همبند الزامی نبوده و حتی پس از ابلاغ ضریب رفتار این نوع سیستم دیوار برشی، طراح تصمیم خواهد گرفت که اگر در امتدادی از سازه از دیوارهای برشی همبند استفاده می‌شود، آیا آنها را به‌عنوان دیوار ویژه طراحی کند یا با رعایت ضوابط اضافی بند مذکور، شکل‌پذیری را افزایش دهد و متناظر با آن از ضریب رفتار بزرگتری استفاده نماید.

۵-۱۵-۹ المان مرزی (عضو لبه)

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

بررسی نیاز به اجرای المان مرزی، موضوع بند ۹-۲۰-۷-۴-۱ مبحث نهم در برنامه دارای مشکلاتی به شرح زیر می‌باشد:

۱) بررسی نیاز به اجرای المان مرزی را می‌توان برمبنای ضوابط یکی از بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ انجام داد که البته استفاده از روش بند اول، فقط مربوط به دیوارهایی است که در آنها $h_{wcs}/l_w \geq 2$ باشد. درصورتی‌که بر مبنای هریک از این دو روش، نیاز به اجرای المان مرزی نباشد، الزامی به اجرای آن نخواهد بود مگر آنکه طراح، خود تمایل به اجرای المان مرزی داشته باشد. برنامه بررسی ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ را بصورت قابل قبول انجام می‌دهد لیکن در بررسی ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۴-۲، نادرست عمل می‌کند. توجه شود در رابطه ۹-۲۰-۱۲-الف مبحث نهم، δ_u تغییرمکان جانبی مطلق طرح (یعنی با اعمال ضریب C_d) مربوط به بالاترین گره دیوار (مثلاً در تراز بام) و h_{wcs} ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع بحرانی می‌باشد. روش بررسی رابطه ۹-۲۰-۱۲-الف مبحث نهم در بند ۵-۱۵-۹-۱ ارائه شده است.

۲) در توضیحات ذیل بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ مبحث ۹ مقرر گردیده است، در دیوارهای بال‌دار باید عرض مؤثر بال در این بررسی مدنظر قرار گیرد در حالی‌که برنامه در بررسی ضابطه بند مذکور، محاسبات خود را برمبنای کل مقطع دیوار انجام می‌دهد که نادرست است. بدین ترتیب، نتایج ارائه شده برنامه در خصوص المان مرزی لزوماً صحیح نبوده، لازم است طراح با اطلاع از موارد فوق، اقدام لازم به عمل آورد.

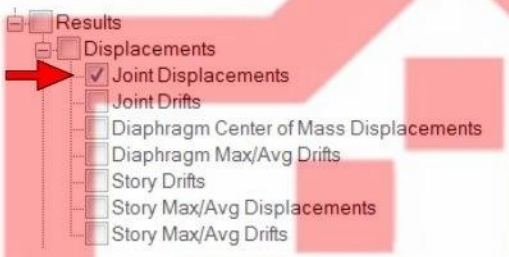
تذکر: درصورت نیاز به اجرای المان مرزی، میزان ارتفاعی از دیوار که لازم است ضوابط المان مرزی در آن ارتفاع رعایت شود، توسط برنامه ارائه نمی‌شود. لذا لازم است طراح، جزئیات کامل اجرای المان‌های مرزی را مطابق ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۴ مبحث ۹ و نیز تصاویر ۹-۲۰-۲-الف و ب مبحث ۹ تعیین و ارائه نماید.

۵-۱۵-۹-۱ روش بررسی نیاز به اجرای المان مرزی

در بررسی نیاز به المان مرزی طبق بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ و رابطه ۹-۲۰-۱۲-الف مبحث ۹، h_{wcs}، ارتفاع دیوار از مقطع بحرانی آن تا بالاترین مقطع دیوار می‌باشد. مقطع بحرانی بطور معمول (و نه همواره) مقطع پای دیوار در محل اتصال آن به شالوده است. در مواردی که دیوارهای

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

حائل متصل به سازه وجود داشته باشند، مقطع بحرانی ممکن است، مقطع تحتانی اولین پنل روی دیوارهای حائل باشد. فاصله خط خنثی از دورترین تار فشاری، C، جهت استفاده در روابط مربوطه را می‌توان از برنامه دریافت نمود (از طریق کلیک راست بر روی دیوار، زمانی‌که نتایج طراحی بر روی دیوار ارائه گردیده است). برای تعیین مقدار δ_u، یکی از گره‌های دیوار در بالاترین تراز آن را انتخاب و توسط گزینه Joint Displacements، جابجایی مطلق آن را قرائت و در ضریب C_d ضرب نمایید (تصویر ۵-۲۶).



تصویر ۵-۲۶؛ دستور ارائه جابجایی

۵-۱۵-۱۰ روش طراحی دیوارهای سازه‌ای در برش

به منظور اجرای ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، در نرم‌افزار ETABS دیوارهای سازه‌ای در برش لازم است ابتدا ترکیب‌بارهای تشدیدیافته به شرح جدول ۵-۶ ایجاد گردد. توضیح آنکه رابطه ۹-۲۰-۱۸ مبحث ۹ بصورت $V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$ می‌باشد که مفهوم آن این است که ضرایب Ω_v و ω_v، در برش نهایی دیوار حاصل از ترکیب‌های بارگذاری ضرب شوند لیکن نظر به آنکه بطور معمول، برش حاصل از بارهای ثقلی در دیوارها چندان بزرگ نیست می‌توان جهت سهولت کار، مطابق ترکیب بارهای

جدول ۵-۶؛ ترکیب‌بارهای تشدید یافته جهت طراحی دیوارهای سازه‌ای در برش

ترکیب‌بارهای دارای زلزله استاتیکی
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± $\Omega_v \omega_v$ EX
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± $\Omega_v \omega_v$ EY
ترکیب‌بارهای دارای زلزله دینامیکی
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + $\Omega_v \omega_v$ SpecX
(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S + $\Omega_v \omega_v$ SpecY

جدول ۵-۶، ضرایب مذکور را صرفاً بر روی برش حاصل از الگوی بار زلزله افقی اعمال نمود. حاصلضرب ضرایب Ω_v و ω_v نباید بیش از ۳ درنظر گرفته شود. مقدار ضرایب Ω_v و ω_v برمبنای جزئیات ارائه شده

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

در بند ۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ مبحث ۹ تعیین می‌شوند. پس از اجرای دستور تحلیل و طراحی دیوارهای برشی، برنامه آرماتور برشی افقی دیوارها را طراحی و بصورت A_v/S گزارش می‌کند لیکن در محاسبه V_n دیوار، از رابطه ۹-۲۰-۱۹ مبحث ۹ به شرح زیر استفاده نمی‌کند. این درحالیست که لازم است بررسی شود، برش V_e از ϕV_n بیشتر نباشد. ϕV_n به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \quad \text{و} \quad \phi = 0.75$$

کافیست با داشتن مقدار A_v/S گزارش شده برنامه تحت ترکیب‌بارهای جدول ۵-۶، قطر و فواصل آرماتورهای برشی محاسبه و برمبنای آن مقدار نهایی ρ_t تعیین شود. سپس با جایگذاری در رابطه V_n، مقدار دقیق V_n محاسبه شود. با داشتن حداکثر برش ایجاد شده در دیوار حاصل از ترکیب‌بارهای تشدیدیافته مذکور، می‌توان آن را با ϕV_n مقایسه نمود.

تذکر: نظر به سهولت انجام بررسی فوق بصورت محاسبات دستی و نیز با توجه به آنکه برمبنای وضعیت تیپ‌بندی مقطع دیوار در ارتفاع، انجام این بررسی عملاً در تعدادی از پنل‌ها که با نظر طراح، بحرانی‌تر محسوب می‌شوند کفایت می‌کند، شاید نیاز و تأکیدی بر استفاده از روش‌های ابتکاری نرم‌افزاری نباشد. با این حال این موضوع و روش بررسی به نظر طراح بستگی دارد.

مثال ۵-۴: در پنلی از دیوار، تحت ترکیب‌بارهای تشدید یافته مورد نظر، مقدار A_v/S در برنامه برابر با ۰/۱۵۱ (در سیستم واحد $kgf\text{-}cm$) گزارش شده است. ضخامت این دیوار برابر ۵۰ سانتی‌متر، طول آن برابر ۶ متر، بتن مصرفی C25 و آرماتورهای برشی افقی از نوع S400 می‌باشند. با فرض فواصل آرماتورهای برشی افقی از یکدیگر برابر ۲۰ سانتی‌متر، مقدار A_v برابر
۳/۰۲ سانتی‌مترمربع خواهد شد که معادل ۲ ساق میلگرد نمره ۱۴ است لذا:

$$\rho_t = \frac{2 \times 1.54}{20 \times 50} = 0.00308$$

با فرض آنکه نسبت ارتفاع کل دیوار، از پایه تا بالاترین تراز، به طول مقطع دیوار، h_w/l_w، بیش از ۲ است، α_c برابر ۰/۱۷ خواهد بود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

$$V_n = (50 \times 600)\left(0.17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 10 + 0.00308 \times 4000\right)$$
$$V_n = 624600\ kg \ \rightarrow \ \phi V_n = 0.75 \times 624600 = 468450\ kg$$

در رابطه فوق، عدد ۱۰ جهت تبدیل واحد از مگاپاسکال به کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع به‌کارگرفته شده است. نهایتاً باید بررسی شود حداکثر برش ایجاد شده در این پنل حاصل از ترکیب‌بارهای تشدیدیافته جدول ۵-۶ از ۴۶۸۴۵۰ کیلوگرم بیشتر نباشد.

۵-۱۵-۱۱ دیوارهای بال‌دار (سه‌بعدی)

۵-۱۵-۱۱-۱ ضرایب اصلاح سختی دیوارهای بال‌دار

در دیوارهای بال‌دار نظیر دیوار با مقاطع C ، L ، T ، BOX و یا هر شکل مقطع دیگری که از تلاقی چند دیوار تشکیل گردیده و شکل سه‌بعدی یافته است لازم است بر اساس لنگرهای حول هریک از محورهای محلی ۲ و ۳ دیوار و همچنین اساس مقطع دیوار حول هریک از محورهای محلی مذکور، وضعیت ترک‌خوردگی حول هر دو محور جداگانه بررسی شود. ممکن است پنلی از دیوار در یکی از طبقات حول یک محور خود ترک‌خورده و حول محور دیگر ترک‌نخورده محسوب گردد. در این حالت جهت سهولت کار می‌توان دیوار را در آن طبقه حول هر دو محور ترک‌خورده فرض نمود و ضریب f22 را برای کلیه‌ی اجزای دیوار بال‌دار در آن طبقه برابر ۰/۳۵ معرفی کرد. ضریب پارامترهای Bending شامل m11، m22 و m12 دیوارهای بال‌دار برابر ۰/۲۵ و ضرایب f11 و f12 برابر یک معرفی شوند. درخصوص روش‌های بررسی ترک‌خوردگی دیوارها به بند ۵-۱۵-۳-۲-۱ مراجعه شود.

تذکر: بررسی ترک‌خوردگی دیوارها مبتنی بر مشخصات مکانیکی کل مقطع دیوار بال‌دار است و موضوع عرض مؤثر بال‌ها که در ادامه و در بند ۵-۱۵-۱۱-۲ به آن اشاره گردیده، ارتباطی با موضوع بررسی ترک‌خوردگی دیوار ندارد.

۵-۱۵-۱۱-۲ مطابق بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ مبحث ۹، در دیوارهای بال‌دار باید بخشی از بال که به آن عرض مؤثر بال گفته می‌شود، در تعیین ظرفیت خمشی و محوری دیوار مشارکت داده شود. برای این‌کار لازم است:

۱) دیوارهای بال‌دار فقط بر اساس روش General طراحی شوند. توضیح آنکه با توجه به توضیحات ذیل بند ۵-۱۵-۶، استفاده از روش

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

طراحی Simplified مجاز نمی‌باشد مضافاً آنکه در Manual برنامه نیز عنوان شده است روش طراحی Simplified قادر به طراحی دیوارهای سه‌بعدی نبوده و صرفاً در دیوارهای صفحه‌ای قابل استفاده است. از طرفی استفاده از روش طراحی Uniform نیز مجاز نمی‌باشد چراکه اولاً کل مقطع دیوار را در طراحی مشارکت می‌دهد و موضوع عرض مؤثر بال را نمی‌شناسد درحالیکه در دیوارهای بال‌دار باید عرض مؤثر بال و نه کل عرض بال در تعیین ظرفیت *P-M* دیوار مشارکت داده شود. ثانیاً امکان تعریف مقطعی که آرماتورها در بخشی از آن متفاوت از سایر نواحی هستند وجود ندارد (مانند دیوارهای دارای المان مرزی).

۲) نظر به آنکه بسته به جهت نیروی زلزله، موقعیت جان یا جان‌ها و بال یا بال‌ها تغییر می‌کند، تحت الگوی بار زلزله هر امتداد، شکل مقطع طراحی شامل اینکه کدام ناحیه، جان و کدام ناحیه، بال محسوب می‌گردد متفاوت است. بدین ترتیب با توجه به تغییر محل بال، عرض مؤثر بال نیز می‌تواند در شرایط مختلف، متفاوت باشد. بر این اساس لازم است برای هر دیوار بال‌دار، در بخش مقاطع General مربوط به دیوارها، چند مقطع مختلف ترسیم گردد تا تحت ترکیب‌بارهای حاوی الگوی بار زلزله هر امتداد، از شکل مقطع نظیر با همان امتداد جهت بررسی DCR مربوط به وضعیت *P-M* دیوار استفاده شود.

۵-۱۵-۱۱-۳ درنظر گرفتن بخشی از بال با عنوان عرض مؤثر بال فقط مربوط به محاسبه ظرفیت *P-M* دیوار است. بعبارتی صرفاً در تعیین منحنی ظرفیت *P-M* دیوار است که بخشی از عرض بال مدنظر قرار می‌گیرد. لذا در محاسبه اساس مقطع دیوار جهت بررسی وضعیت ترک‌خوردگی آن و نیز در محاسبات مربوط به برش دیوار، کل مقطع دیوار مشارکت خواهد داشت.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل ششم

طراحی شالوده ساختمان

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۶-۱ ترکیب‌بارهای طراحی شالوده

۶-۱-۱ درصورتی‌که امتدادی از سازه مشمول اعمال ضریب نامعینی، ρ ، شده باشد لازم است در طراحی شالوده نیز ضریب نامعینی برای آن امتداد در نظر گرفته شود.

۶-۱-۲ درصورتی‌که سازه ساختمان مشمول طراحی تحت ۱۰۰ درصد نیروی زلزله یک راستا و ۳۰ درصد نیروی زلزله راستای دیگر (ضابطه ۳۰-۱۰۰) شده باشد لازم است طراحی شالوده ساختمان نیز تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ انجام شود.

۶-۱-۳ در پهنه با خطر زلزله بسیار زیاد که کل سازه ساختمان مشمول اعمال نیروی قائم زلزله می‌شود لازم است در طراحی شالوده ساختمان نیز اثر این نیروی قائم درنظر گرفته شود. مطابق با بند ۳-۳-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰، در طراحی شالوده صرفاً اثر نیروی زلزله‌ی رو به پایین حائز اهمیت بوده و می‌توان از اثر نیروی زلزله‌ی رو به بالا صرفنظر نمود.

۶-۱-۴ درطراحی شالوده از دو گروه ترکیب‌های بارگذاری استفاده می‌شود. گروه اول، ترکیب‌بارهای تنش مجاز است که جهت محاسبه تنش‌های روی خاک، با هدف تعیین ابعاد شالوده و نیز درصورت نیاز به شمع، جهت تعیین تعداد و آرایش شمعها مورد استفاده قرار می‌گیرد. گروه دوم، ترکیب‌بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت است که جهت طراحی آرماتورهای خمشی (طولی) شالوده، بررسی برش یکطرفه، بررسی برش دوطرفه (پانچ) و درصورت نیاز، طراحی آرماتورهای برشی شالوده کاربرد دارد. در جداول ۶-۱ و ۶-۲، ترکیب‌بارهای تنش مجاز مربوط به شرایط بدون ضابطه ۳۰-۱۰۰ و نیز با ضابطه ۳۰-۱۰۰ ارائه شده است. عبارت 0.42AI، 0.315AI و 0.6AI در این ترکیب‌بارها، مربوط به اثر نیروی قائم زلزله در مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد است. در سایر مناطق لرزه‌خیزی این ضریب از ترکیب‌های بارگذاری حذف می‌گردد.

تذکر۱: مبحث ۷ در بند ۷-۴-۵ جهت بررسی تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک به دو روش اشاره دارد که شامل روش تنش مجاز و روش حالات حدی می‌باشد. نظر به آنکه روش تنش مجاز به‌عنوان روش مرسوم و متداول جهت محاسبه تنش‌های روی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

جدول ۶-۱ ؛ ترکیب‌بارهای سطح تنش مجاز	
ترکیب‌بارهای ثقلی	D D + LL+ HL D + (RL or S) D + 0.75 (LL+HL) + 0.75 (RL or S)
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله بدون ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1+0.42AI) D ± 0.7 ρ_xEX (1+0.42AI) D ± 0.7 ρ_yEY (1+0.315AI) D + 0.75 (LL+HL) + 0.75 S ± 0.525 ρ_xEX (1+0.315AI) D + 0.75 (LL+HL) + 0.75 S ± 0.525 ρ_yEY 0.6D ± 0.7 ρ_xEX 0.6D ± 0.7 ρ_yEY
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله بر مبنای ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1+0.42AI) D ± 0.7 EX ± 0.21 EY0 (1+0.42AI) D ± 0.7 EY ± 0.21 EX0 (1+0.315AI) D + 0.75 (LL+HL) + 0.75 S ± 0.525 EX ± 0.1575 EY0 (1+0.315AI) D + 0.75 (LL+HL) + 0.75 S ± 0.525 EY ± 0.1575 EX0 0.6D ± 0.7 EX ± 0.21 EY0 0.6D ± 0.7 EY ± 0.21 EX0

جدول ۶-۲ ؛ ترکیب‌بارهای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت	
ترکیب‌بارهای ثقلی	1.4D 1.2D + 1.6 (LL+HL) + 0.5 (RL or S or R) 1.2D + 1.6 (RL or S) + 0.5 LL + HL
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله بدون ضابطه ۳۰-۱۰۰	(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± ρ_xEX (1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± ρ_yEY 0.9D ± ρ_xEX 0.9D ± ρ_yEY
ترکیب‌بارهای دارای نیروی زلزله بر مبنای	(1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± EX ± 0.3EY0 (1.2+0.6AI) D + 0.5LL + HL + 0.2S ± EY ± 0.3EX0 0.9D ± EX ± 0.3EY0 0.9D ± EY ± 0.3EX0

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

	ضابطه ۳۰-۱۰۰

خاک استفاده می‌شود، در این قسمت صرفاً به جزئیات روش تنش مجاز جهت محاسبه تنش‌های مذکور اشاره گردیده است. بدیهی است استفاده از روش حالات حدی جهت بررسی تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک نیز درصورت تمایل طراح، مجاز می‌باشد.

تذکر۲: در خصوص تیغه‌ها، ترکیب‌بارهای جداول ۶-۱ و ۶-۲ با این فرض ارائه شده‌اند که وزن متر مربع تیغه‌ها بیش از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد که در این‌حالت به‌عنوان بار مرده محسوب گشته و در قالب الگوی بار D معرفی می‌شوند. درصورتی‌که اثر بار تیغه‌ها به‌عنوان بار زنده در قالب الگوی بار PL ایجاد می‌گردد، درکلیه ترکیب‌بارهایی که LL و HL وجود دارد، الگوی بار PL نیز با همان ضریب HL حضور داشته باشد.

تذکر۳: درصورتی‌که فقط یک امتداد سازه مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد جهت ایجاد ترکیب بارهای حاوی ضابطه ۳۰-۱۰۰ در هریک از روش‌های طراحی به روش مقاومت یا تنش مجاز، به تذکر ذیل بندهای ۳-۵-۱ و ۳-۵-۲ مراجعه شود.

تذکر۴: با هدف انجام تحلیل شالوده بر اساس روشی که در آن فنرهای کششی خاک حذف گردند لازم است ترکیب‌بارهای جداول ۶-۱ و ۶-۲ توسط دستور Load Cases و با ماهیت تحلیلی Nonlinear(Allow Uplift) ایجاد گردند که در ادامه، آنها را الگوهای تحلیل می‌نامیم.

۶-۲ ضریب بستر

مطابق با بند ۷-۴-۶-۲-ب مبحث هفتم، استفاده از یک ضریب بستر ثابت (k_s) برای کل سطح زیر شالوده نادرست بوده لازم است در نواحی مختلف، از ضریب بستر متفاوت استفاده شود که مقادیر آن باید توسط آزمایشگاه مکانیک خاک ارائه شود.

۶-۳ مقایسه تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک با تنش‌های مجاز خاک

استناد به مباحث مراجع ژئوتکنیک و مفاد بند ۷-۴-۵-۱ مبحث ۷، جهت مقایسه‌ی تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک با تنش‌های مجاز خاک، دو مقدار تنش‌مجاز به شرح زیر ملاک عمل است:

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۶-۳-۱ تنش‌مجاز بر مبنای معیار نشست

مطابق با بند ۷-۴-۵-۱-۹ مبحث ۷، لازم است در هریک از ترکیب‌بارهای سطح تنش مجاز، متوسط تنش‌های ایجاد شده روی خاک از تنش‌مجاز مبتنی بر معیار نشست تجاوز نکرده باشد. در این حالت نیازی به بررسی نقطه به نقطه تنش نمی‌باشد. توجه شود منظور از متوسط تنش، متوسط وزنی می‌باشد و نه $(\sigma_{max}+\sigma_{min})/2$. جهت محاسبه تنش متوسط، مجموع عکس‌العمل‌های ایجاد شده تحت هریک از ترکیب‌های بارگذاری سطح تنش مجاز توسط دستور Display ⇨ Show Tables بطور جداگانه درخواست شود (تصویر ۶-۱). از طریق گزینه‌ی Select Load Cases، هربار، یکی از الگوهای تحلیل که داخل آن یکی از ترکیب‌بارهای تنش مجاز تعریف گردیده انتخاب و مجموع عکس‌العمل‌های موجود درکلیه گره‌های دارای عکس‌العمل محاسبه و بر مساحت شالوده تقسیم گردد تا متوسط تنش در آن الگوی تحلیل تعیین شود. این مقدار متوسط، با تنش مجاز مبتنی برمعیار نشست مقایسه شود.

تصویر ۶-۱؛ ارائه خروجی مربوط به مجموع عکس‌العمل‌های موجود در *SAFE*

۶-۳-۲ تنش‌مجاز بر مبنای معیار گسیختگی (ظرفیت باربری)

در این حالت لازم است تنش‌های ایجاد شده بر روی خاک تحت کلیه ترکیب‌بارهای سطح تنش مجاز، در هیچ نقطه‌ای از سطح زیر شالوده، از تنش‌مجاز مبتنی بر معیارگسیختگی تجاوز نکرده باشد (بررسی نقطه به نقطه تنش). جزئیات کار به شرح

جدول ۶-۳ می‌باشد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۶-۴ بار کف‌سازی و دیوارهای روی شالوده

در مدل تحلیلی شالوده لازم است بار ناشی از کف‌سازی روی شالوده و نیز بار دیوارهای محیطی (درصورت عدم وجود دیوارهای حائل) معرفی گردد. توصیه می‌شود بار ناشی ازکف‌سازی، حداقل برابر با ۶۵۰ کیلوگرم برمترمربع درنظرگرفته شود. جهت معرفی بار دیوارها بر روی شالوده می‌توان از المان خطی None استفاده کرد.

جدول ۶-۳ ؛ روش‌های بررسی تنش‌های ایجادشده روی خاک

چگونگی مقایسه تنش‌های روی خاک با تنش مجاز	معیار پذیرش
تنش مجاز ≤ متوسط تنش‌های ایجاد شده در هر الگوی تحلیل	تنش مجاز بر مبنای معیار نشست
تنش مجاز ≤ حداکثر تنش ایجاد شده در هر الگوی تحلیل	تنش مجاز بر مبنای معیار گسیختگی

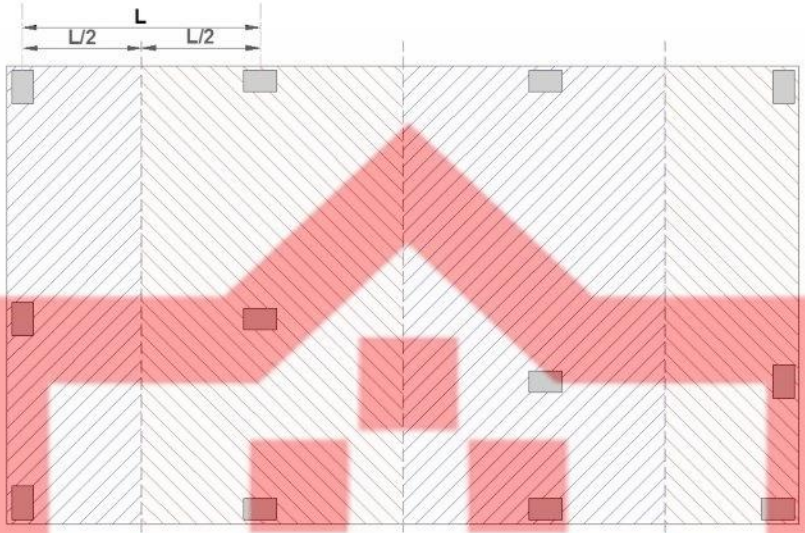
۶-۵ روش‌های طراحی آرماتورها در *SAFE*

طراحی آرماتورهای طولی در SAFE به دو روش، شامل Finite Element Based و نیز Strip Based امکان پذیر است. در شالوده‌های گسترده، درصورت استفاده از روش Strip Based لازم است به منظور طراحی برای خمش و برش یکطرفه، از دو روش متفاوت جهت تعریف Strip ها که در ادامه آنها را نوار می‌نامیم استفاده شود. جزئیات این موضوع به قرار زیر است:

۱) با هدف طراحی آرماتورهای خمشی شالوده، برای هر امتداد از دو دسته نوار شامل نوارهای ستونی و میانی استفاده شود. توصیه می‌شود عرض نوارهای ستونی شالوده، در هر طرف ستون برابر با ضخامت شالوده از بر ستون در نظر گرفته شود. به‌عنوان مثال برای یک محور میانی، عرض نوار ستونی می‌تواند برابر با عرض ستون بعلاوه‌ی دو برابر ضخامت شالوده باشد.

۲) با هدف بررسی برش یکطرفه، برای هر امتداد شالوده از نوارهایی استفاده شود که عرض آنها مطابق تصویر ۶-۲ می‌باشد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۶-۲ ؛ نمونه معرفی نوارهای امتداد Y جهت بررسی برش یکطرفه

۶-۶ طراحی شالوده‌ی سازه‌های متشکل از سقف‌های دال تخت و قارچی

در این خصوص به توضیحات ذیل بندهای ۱-۵-۱(۲) و ۱-۵-۲(۲) مراجعه شود.

۶-۷ آرماتورهای عرضی شالوده

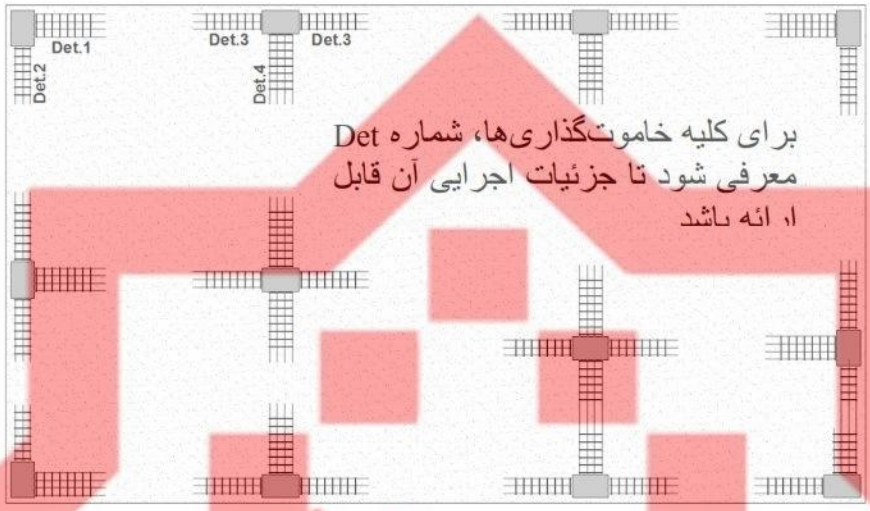
در شالوده‌های نواری یک‌طرفه و شالوده‌های نواری مرکب دوطرفه، آرماتورهای عرضی در هر نوار شالوده، معادل آرماتورهای افت و حرارت بوده و باید بر مبنای ضخامت شالوده و تنش تسلیم آرماتورهای حرارتی مورد نظر تعیین گردد. بدین صورت‌که آرماتور حرارتی مورد نیاز محاسبه، نیمی از آن در وجه فوقانی و نیم دیگر در وجه تحتانی قرار داده شود لیکن در محل‌هایی که دیوار برشی وجود دارد مقدار آرماتور عرضی، هم در بالا و هم در پایین نوار برابر با مقدار آرماتور حرارتی (و نه نصف آن) در نظر گرفته شود.

۶-۸ برش در شالوده

برمبنای محاسبات برش ممکن است شالوده نیاز به آرماتورهای برشی داشته باشد. در این حالت لازم است در نقشه‌های اجرایی، جزئیات آرماتورهای برشی شالوده نیز ارائه گردد (تصویر ۶-۳). این آرماتورهای برشی ممکن است برمبنای برش یکطرفه، برش دوطرفه (پانچ) و یا هر دوی آنها، مورد نیاز باشند. همچنین این آرماتورهای

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

برشی می‌توانند بصورت سنجاق، خاموت U شکل (رکابی) و یا بصورت تنگ بسته باشند.



تصویر ۶-۳ ؛ نمونه پلان آرماتورگذاری برشی شالوده

۶-۸-۱ برش یکطرفه

از طریق دستور Display ⇦ Show Slab Design، آرماتور برشی مورد نیاز مربوط به برش یکطرفه گزارش می‌شود (تصویر ۶-۴).

تصویر ۶-۴؛ ارائه خروجی مربوط به آرماتور برشی مورد نیاز برش یکطرفه در هر *Strip* در *SAFE*

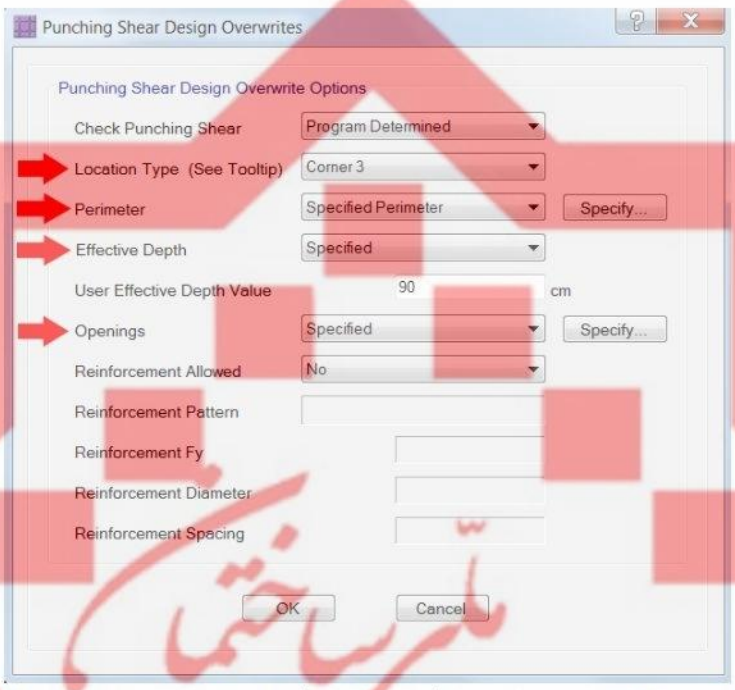
۶-۸-۲ برش دوطرفه (پانچ)

جهت بررسی وضعیت برش دوطرفه می‌توان ابتدا بدون انجام تنظیمات مربوطه و صرفاً برمبنای پیش‌فرض‌های برنامه، مقادیر DCR محاسبه شده برای پانچ را بررسی نمود. در گره‌هایی که این DCR بیش از یک باشد توصیه می‌شود با انجام تنظیمات مربوط به محاسبات پانچ، این

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

بررسی مجدد انجام شود. بدین منظور لازم است گره ستون مورد نظر انتخاب و از محل دستور زیر تنظیمات لازم به شرح ذیل انجام شود.

Design ⇨ Punching Check Overwrites



تصویر ۶-۵؛ پنجره انجام تنظیمات مربوط به محاسبات پانچ در *SAFE*

Location Type: گزینه مربوط به تعیین محل قرارگیری ستون

Perimeter: این گزینه در حالت Specified Perimeter قرار داده شود. با کلیک برروی Specify، مختصات نقاط چهار گوشه محدوده پانچ (محدوده b_o) معرفی شود.

Effective Depth: معرفی عمق مؤثر مقطع شالوده (d).

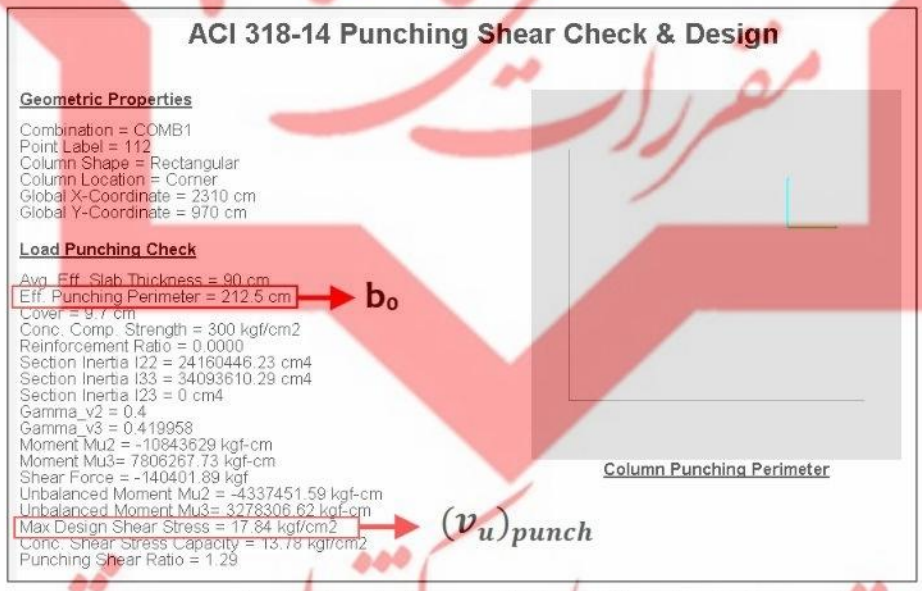
Opening: این گزینه را می‌توان در حالت Auto قرار داد. درمواردی‌که بازشویی در داخل محدوده پانچ قرار می‌گیرد، این گزینه در حالت Specified قرار داده شود و سپس با کلیک‌کردن بر روی‌گزینه Specify، اطلاعات‌کلیه بازشوهایی که در محدوده پانچ ستون مورد نظر قرار گرفته‌اند معرفی شود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پس از انجام تنظیمات لازم برای گره ستون‌های مورد نظر، با اجرای دستور تحلیل و طراحی، برنامه وضعیت پانچ محل گره‌های موردنظر را بصورت DCR گزارش می‌کند. درصورتی‌که DCR مذکور بیش از یک باشد لازم است با بکارگیری تمهیداتی ازجمله استفاده از آرماتورهای برشی، ظرفیت مورد نیاز مقطع تحت تلاش‌های ناشی از برش پانچ تأمین گردد. جهت طراحی آرماتورهای برشی، یک روش آن است که بر روی گره ستون مورد نظر کلیک راست شود تا گزارش مربوط به جزئیات محاسبات پانچ محل ستون مورد نظر مطابق تصویر ۶-۶ ارائه گردد. برمبنای گزارش ارائه شده، لازم است مقدار حداکثر تنش برشی پانچ کننده که همان Max Design Shear Stress است و نیز مقدار b_o قرائت شود. سپس طبق رابطه زیر مقدار A_v/S قابل محاسبه است.

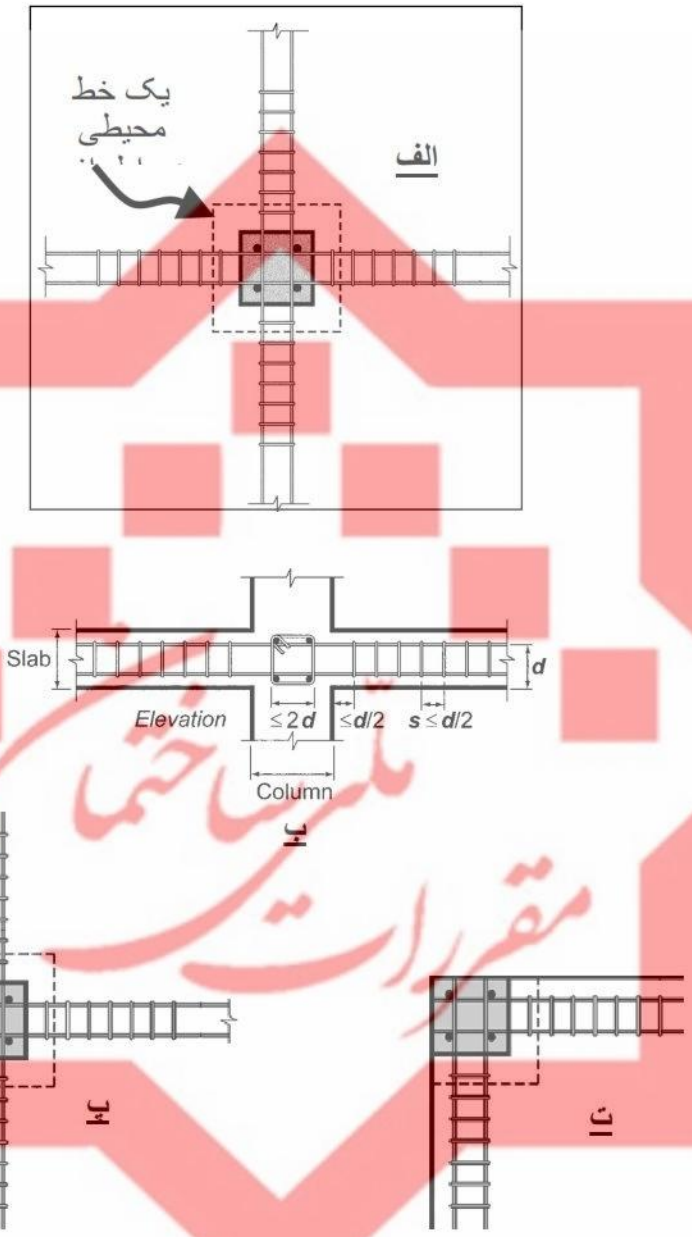
$$(v_u)_{punch} = \phi \left[0.17\,\lambda\,.\lambda_s\sqrt{f_c'} + \frac{A_v}{S}\,.\frac{f_y}{b_o}\right] \quad ; \quad \phi = 0.75$$

در این رابطه A_v عبارت است از مجموع سطح مقطع کل آرماتورهای برشی موجود در یک خط محیطی اطراف ستون. به‌عنوان مثال در تصویر ۶-۷-الف، یک خط محیطی پانچ شامل دو مجموعه از آرماتورهای برشی است که اگر کلیه آرماتورهای برشی از دو ساق قائم تشکیل شده باشند، A_v جمع مساحت ۸ ساق آرماتور برشی می‌باشد.



تصویر ۶-۶؛ پنجره ارائه جزئیات مربوط به محاسبات پانچ در *SAFE*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۶-۷؛ نحوه اجرای آرماتورهای برشی مربوط به برش دوطرفه. (الف)محل ستون میانی، (ب)نمایش آرماتورهای برشی در مقطع، (پ) محل ستون کناری، (ت)محل ستون گوشه

دفتر مقررات ملی ساختمان

تذکر: مطابق با بند ۹-۱۵-۲-۵-۲ مبحث نهم در طراحی شالوده‌های سطحی اعم از شالوده نواری یکطرفه، شالوده نواری ترکیبی دوطرفه و شالوده‌های گسترده می‌توان از ضریب تأثیر عمق، λ_s، در محاسبات مربوط به مقاومت برشی یک‌طرفه و مقاومت برشی دوطرفه (پانچ) صرفنظر نمود.

مثال ۶-۱: با فرض آنکه موقعیت ستون مورد نظر مشابه موقعیت تصویر ۶-۷-ت و گزارش بررسی پانچ آن مطابق تصویر ۶-۶ باشد و نیز با فرض ارتفاع شالوده برابر یک متر و عمق مؤثر شالوده برابر ۹۰ سانتی‌متر:

$$17.84 = 0.75\left[0.17 \times 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 10 + \frac{A_v}{S} \times \frac{4000}{212.5}\right]$$

برمبنای رابطه فوق مقدار A_v/S برابر ۰/۷۶۹ حاصل می‌شود. عدد ۱۰ در رابطه فوق جهت تبدیل واحد از مگاپاسکال به کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع استفاده شده است. برای فاصله بین آرماتورهای برشی، مقداری فرض شود و A_v تعیین گردد. به‌عنوان مثال با فرض فاصله بین آرماتورهای برشی از یکدیگر برابر ۲۰ سانتی‌متر، مقدار A_v برابر ۱۵/۳۸ سانتی‌مترمربع خواهد شد. با توجه به آنکه محل قرارگیری ستون در موقعیت تصویر ۶-۷-ت قرار دارد لذا یک خط محیطی پانچ شامل دو مجموعه از آرماتورهای برشی است که اگر آرماتورهای برشی هر مجموعه از چهار ساق تشکیل شده باشند:

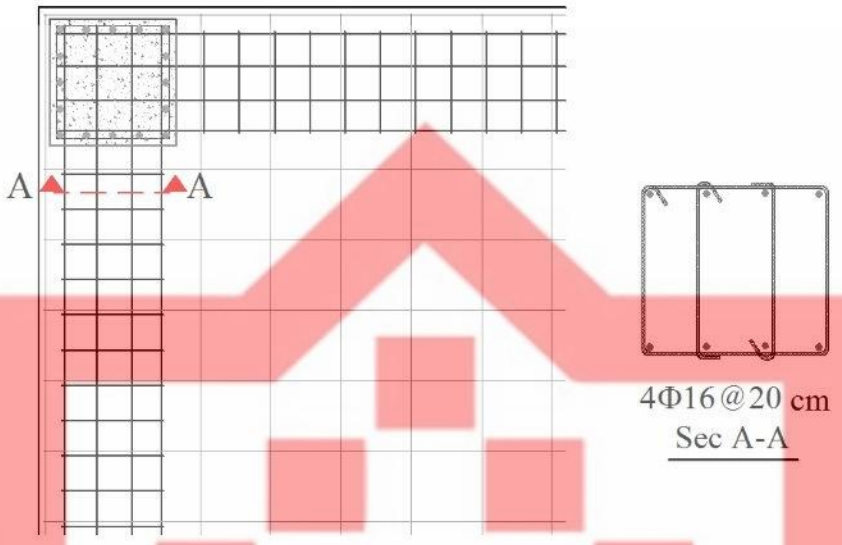
$Av = ۱۵/۳۸ \div ۲$ گروه $\div ۴$ ساق $= ۱/۹۲\ cm^2 \cong \Phi ۱۶$

بنابراین فواصل آرماتورهای برشی از یکدیگر برابر ۲۰ سانتی‌متر و هریک از آنها از ۴ ساق آرماتور Φ16 تشکیل گردیده است. آرایش آرماتورهای برشی در مقطع شالوده و نحوه توزیع آن‌ها در پلان مطابق تصویر ۶-۸ انجام می‌شود.

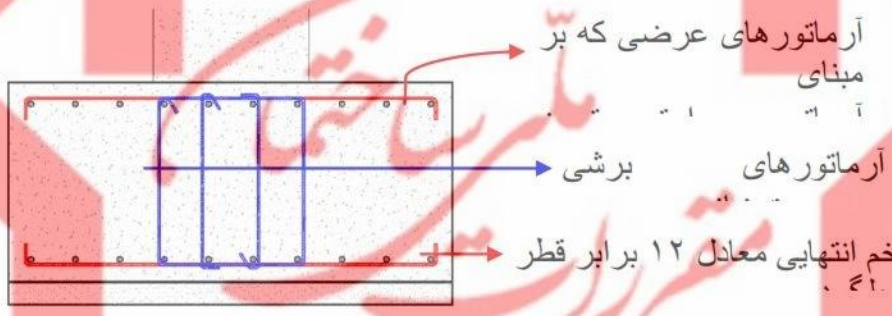
۶-۹ خم انتهایی آرماتورهای طولی و عرضی شالوده

هیچ ضابطه و الزامی مبنی بر همپوشانی خم انتهایی آرماتورهای طولی فوقانی و تحتانی و یا همپوشانی خم انتهایی آرماتورهای عرضی فوقانی و تحتانی شالوده وجود ندارد. لذا همانند تصویر ۶-۹، تأمین قلاب انتهایی آرماتورهای طولی و عرضی به میزان ۱۲ برابر قطر آرماتور مورد نظر کافی تلقی می‌گردد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۶-۸؛ نحوه اجرای آرماتورهای برشی شالوده مثال ۶-۱



تصویر ۶-۹؛ مقطع عرضی نواری از شالوده و خم انتهایی آرماتورهای

۶-۱۰ مدل‌سازی چاله آسانسور و استخر

درصورت وجود چاله آسانسور یا استخر در محل شالوده ساختمان نباید شالوده در محل چاله بصورت یکسره مدل شود بلکه الزاماً باید المان سطحی شالوده و المان سطحی محل چاله، بصورت جداگانه ولی متصل به هم مدل شوند. چگونگی لحاظ نمودن اثر چاله در مدل تحلیلی شالوده تابع شکل هندسی ناحیه مذکور بوده و جزئیات آن به قرار زیر است.

۱) در حالتی‌که شکل هندسی چاله مطابق تصویر ۶-۱۰-الف باشد، بین شالوده اصلی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ساختمان و شالوده‌کف چاله، انتقال برش و خمش وجود دارد و صرفاً درناحیه چاله بدلیل ضخامت کمتر، سختی بطور موضعی کاهش یافته است. در این حالت لازم است در محل چاله، یک المان سطحی مستقل به ضخامت بتن ناحیه چاله مدل شود. نرم‌افزار SAFE بطور پیش‌فرض عناصر سطحی را از بالا هم‌تراز می‌کند لذا از طریق دستور Assign ⇨ Slab Data ⇨ Vertical Offset ، تراز تحتانی شالوده ساختمان و شالوده کف چاله با یکدیگر هم‌تراز گردد. جهت اطمینان از صحت کار، زمان اجرای دستور فوق یا بعد از آن، نمایش مدل در حالت Elevation View و در محل Grid مجاور چاله قرار داده شود و هندسه مدل بررسی شود.

۲) درصورتی‌که شکل هندسی چاله مطابق تصویر ۶-۱۰-ب باشد، بین شالوده اصلی ساختمان و شالوده کف چاله صرفاً انتقال برش وجود داشته و عملاً انتقال خمش نداریم. در این حالت لازم است در محل چاله، یک المان سطحی مستقل به ضخامت بتن ناحیه چاله مدل شود. سپس المان سطحی محل چاله انتخاب و از طریق دستور زیر، از انتقال خمش در لبه‌های آن ممانعت شود.

Assign ⇨ Slab Data ⇨ Edge Releases

تذکر۱: لازم نیست ضخامت بتن کف چاله و جدار قائم بتنی اطراف آن با ضخامت بتن شالوده اصلی ساختمان برابر باشد. تعیین ضخامت بتن کف چاله اعم از چاله آسانسور یا استخر و تعیین ضخامت جدار بتنی قائم اطراف آنها به عهده طراح است.

تذکر۲: در خصوص استخرها لازم است با توجه به عمق استخر، وزن آب بر روی المان سطحی مدل شده در ناحیه چاله استخر، بارگذاری شود.

تصویر ۶-۱۰؛ انواع فرم چاله در شالوده. (الف) چاله در داخل شالوده قرار داشته و تراز زیرین چاله و شالوده یکسان است. (ب) تراز کف چاله پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار دارد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

فصل هفتم

مدل‌سازی و طراحی
سقف‌های بتن‌آرمه

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

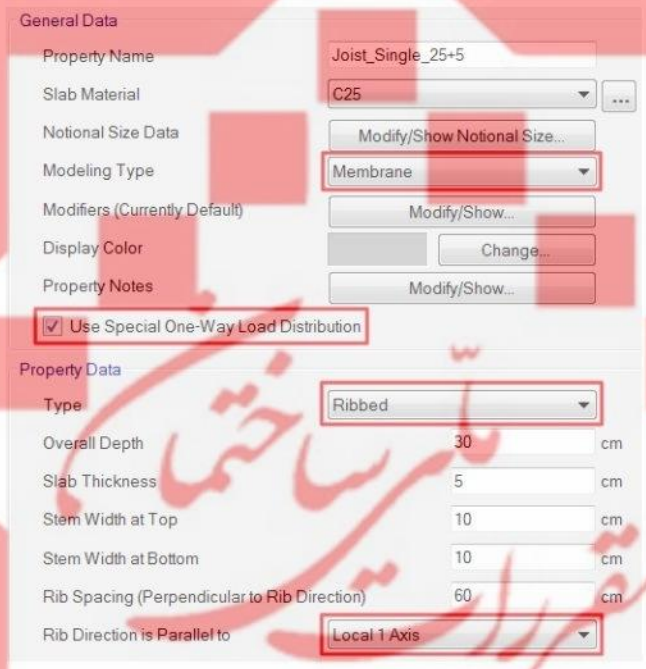
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۷-۱ سقف‌های تیرچه و بلوک

۷-۱-۱ جهت مدل‌سازی سقف‌های تیرچه و بلوک نیازی به معرفی آن‌ها از طریق Deck ها نمی‌باشد. ETABS2016 قابلیت معرفی سقف Ribbed Slab (یا همان One Way Joist System) که سقف‌های تیرچه و بلوک نیز زیرمجموعه آنها محسوب می‌شوند را دارا می‌باشد. لذا به منظور معرفی سقف‌های تیرچه و بلوک از محل دستور زیر عمل شود:

Define ⇨ Section Properties ⇨ Slab Sections



تصویر ۷-۱؛ معرفی اطلاعات مقطع سقف تیرچه و بلوک در *ETABS*

۷-۱-۲ در جدول ۹-۱۱-۱ مبحث ۹، حداقل ضخامت سقف‌های تیرچه و بلوک با فرض دهانه ساده برابر با یک شانزدهم طول آزاد تیرچه مقرر گردیده است. بدین ترتیب بدون انجام محاسبات تغییرشکل، استفاده از سقف تیرچه و بلوک با ارتفاع معمول ۳۰ سانتی‌متر و با آرماتور کششی تیرچه از نوع فولاد S420 به ترتیب با طول آزاد حداکثر ۴/۹۵ و ۴/۸ متر در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول مجاز است. در دهانه‌های با طول آزاد بیشتر لازم است در طراحی تیرچه‌ها شامل آرماتورهای کششی، آرماتور فوقانی، تک یا دوبل بودن تیرچه‌ها و

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ضخامت بتن روی بلوک‌ها، الزامات مربوط به تغییرشکل‌ها شامل مجموع تغییرشکل‌های آنی و دراز مدت نیز تأمین شود. بدین منظور لازم است طراح، جزئیات محاسبات تیرچه درخصوص تأمین الزامات آیین‌نامه شامل الزامات مقاومتی و بهره‌برداری را ارائه نماید. جهت سهولت کار می‌توان از جزئیات و جداول ارائه شده در پیوست شماره ۳ استفاده نمود که البته برای چند نوع کف فراهم شده است.

۷-۱-۳ در مواردی‌که برمبنای جدول بارهای زنده در مبحث ۶، نیاز به اعمال بار زنده متمرکز می‌باشد لازم است ضخامت بتن روی بلوک‌ها دارای مقاومت لازم تحت اثر برش پانچ ناشی از بار متمرکز مذکور باشد. درخصوص کف‌های محل تردد و پارک خودروها ضخامت بتن روی بلوک‌ها برابر ۷ سانتی‌متر درنظر گرفته شود.

۷-۲ دال‌های بتن‌آرمه؛ سیستم دال- تیر

۷-۲-۱ جهت مدل‌سازی دال‌ها در سیستم‌های دال- تیر توصیه می‌شود دال بصورت Membrane مدل شود. در این حالت می‌توان دال را بصورت یکطرفه یا دوطرفه معرفی و مدل‌سازی نمود (تصویر ۷-۲). توصیه می‌شود صرفنظر از نسبت طول دهانه‌ها و عملکرد یک یا دوطرفه، این دال‌ها همواره بصورت دال دوطرفه مدل‌سازی شوند. درصورتی‌که دال از نوع Membrane باشد نیازی به انجام مش‌بندی و تعریف ضرایب اصلاح سختی برای آن نمی‌باشد. روش دیگر معرفی دال‌ها آن است که رفتار

تصویر ۷-۲؛ معرفی اطلاعات مقطع سقف دال بتن‌آرمه توپُر با رفتار دال، Shell، درنظر گرفته شده (الف) دال بتنی یکطرفه (ب) دال بتنی دوطرفه در *ETABS* با رفتار *Membrane*

شود. تعیین اندازه مش‌ها با توجه به شرایط دال و ضخامت آن بر عهده

طراح است. پیشنهاد می‌شود اندازه مش‌ها از ضخامت دال یا ۱/۵ برابر ضخامت دال، بیشتر اختیار نشود. مش‌بندی می‌تواند از محل دستور زیر انجام شود:

Analyze → Automatic Mesh Setting for Floors

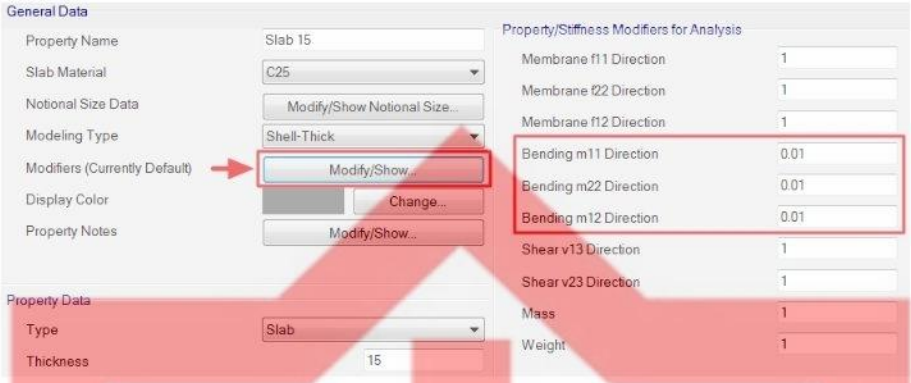
تذکر: انتخاب حالت Shell Thin یا Shell Thick برای سیستم دال- تیر در مدل ETABS و صرفاً با هدف طراحی سازه و نه طراحی سقف‌ها، چندان مهم نمی‌باشد اگرچه پیشنهاد می‌شود همواره Shell Thick انتخاب شود. علت آن است که ممکن است در برخی از پنل‌های سقف با توجه به نسبت ابعاد سطحی آن پنل به ضخامت دال، اثر تغییرشکل‌های برشی حائز اهمیت باشد که در حالت رفتاری Shell Thin این اثر درنظر گرفته نمی‌شود لیکن Shell Thick می‌تواند اثر مذکور را لحاظ نماید. در هرحال انتخاب نوع حالت رفتاری بر مبنای عملکرد پنل‌ها با طراح است.

۷-۲-۲ جهت تحلیل و طراحی سازه ساختمان از جمله طراحی اعضا و تعیین جابجایی‌های جانبی سازه و نیز جهت تعیین نیروهای مربوط به طراحی شالوده ساختمان، ضرایب اصلاح سختی خمشی دال شامل m11، m22 و m12 عدد کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود. متذکر می‌گردد در این حالات با هدف کاهش بیشتر سختی خمشی دال شاید بهتر باشد از ضرایب کوچکتری استفاده شود. به‌عنوان مثال می‌توان ضرایب مربوط به m11 و m22 را عدد بسیار کوچکی نظیر ۰/۰۰۱ و ضریب m12 را برابر ۰/۰۱ معرفی نمود منوط بر آنکه با توجه به شرایط مدل، روند تحلیل دچار ناپایداری‌های عددی نشود (تصویر ۷-۳).

۷-۲-۳ زمان طراحی دال در SAFE و یا بعضاً ETABS باید ضرایب اصلاح سختی خمشی دال برابر ۰/۲۵ معرفی شود. همچنین تیرهایی که با مقطع T و L مدل شده بودند، بصورت مستطیلی مدل شوند.

تذکر: درمواردی‌که مطابق با بند ۵-۱۴-ب، پیش‌آمدگی بصورت دال طره‌ای باشد الزاماً باید دال از نوع Shell مدل‌سازی و مش‌بندی شود. در مدل‌سازی دال‌های طره‌ای، استفاده از دال با عملکرد Membrane مجاز نمی‌باشد.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



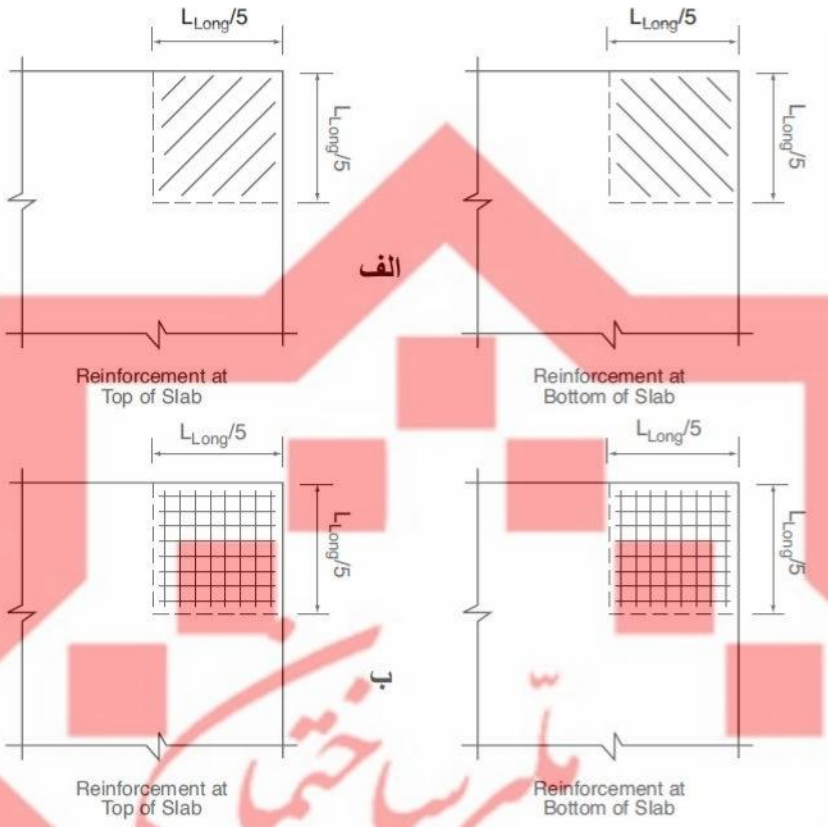
تصویر ۷-۳؛ معرفی اطلاعات سقف دال بتن‌آرمه با رفتار *Shell* و ضرایب کاهش سختی خمشی در *ETABS*

۷-۲-۴ مطابق بند ۹-۱۰-۷-۳-۴ مبحث ۹ لازم است در شرایطی، در گوشه‌های خارجی دال آرماتورگذاری ویژه گوشه‌ها انجام شود. مقدار این آرماتورها معادل با بیشترین مقدار آرماتور تحتانی چشمه سقف مورد نظر و حداکثر فاصله آرماتورهای ویژه از یکدیگر، دو برابر ضخامت دال می‌باشد. این آرماتورهای ویژه در هر امتداد، حداقل تا یک‌پنجم طول بلندتر چشمه سقف مورد نظر اجرا شوند (تصویر ۷-۴). لازم نیست این مقدار آرماتور ویژه به آرماتور موجود در گوشه‌ها اضافه شود. درصورتی‌که مقدار آرماتور در گوشه خارجی مورد نظر از مقدار آرماتور ویژه کمتر بود لازم است در آن گوشه، حداقل آرماتور برابر با مقدار آرماتور ویژه تأمین شود. این آرماتورگذاری ویژه به دو صورت قابل انجام است. روش اول مطابق با حالت الف تصویر ۷-۴ بگونه‌ای است که در وجه فوقانی گوشه مورد نظر، آرماتورها در امتداد قطر چشمه سقف و در وجه تحتانی گوشه مورد نظر، آرماتورها در امتداد عمود بر قطر چشمه سقف قرار می‌گیرند. روش دوم مطابق با حالت ب بگونه‌ای است که بطور توأم در هر دو وجه فوقانی و تحتانی، آرماتورها در هر دو امتداد اجرا می‌شوند. در این حالت منظور از L_{Long}، طول دهانه بلندتر دال در آن چشمه سقف می‌باشد.

۷-۳ دال‌های بتن‌آرمه؛ سیستم دال‌های تخت

درصورتی‌که سیستم سقف از نوع دال تخت باشد، دال مورد نظر بصورت Shell مدل شود که پیشنهاد می‌گردد از نوع Shell Thick باشد تا اثر تغییر شکل‌های برشی نیز

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۷-۴؛ آرماتورگذاری ویژه گوشه‌های خارجی دال‌ها

درصورت لزوم لحاظ گردد. همچنین لازم است دال، مش‌بندی شود. بدین منظور می‌توان مش‌بندی را از طریق دستور زیر انجام داد. پیشنهاد می‌شود اندازه مش‌ها از ضخامت دال یا ۱/۵ برابر ضخامت دال، بیشتر اختیار نشود.

Analyze ⇨ Automatic Mesh Setting for Floors

تذکر۱: درخصوص تعریف ضرایب اصلاح سختی دال‌های تخت و دیگر اعضای سازه در این سیستم به توضیحات ذیل بند ۱-۵ مراجعه شود.

تذکر۲: درصورت احراز شرایط بند ۹-۱۰-۷-۳-۴-الف مبحث نهم لازم است آرماتورگذاری ویژه گوشه‌های خارجی مطابق با بند ۷-۲-۴ انجام گردد.

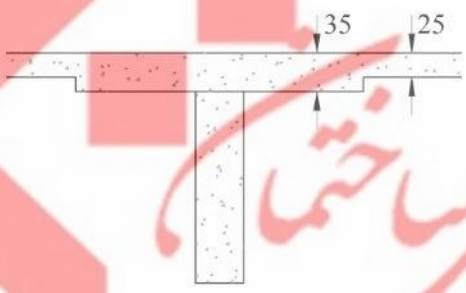
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تذکر۳: درصورت عدم وجود تیرهای پیرامونی، معرفی بار خطی دیوارهای محیطی
از طریق المان خطی None انجام شود.

تذکر۴: در معرفی اطلاعات مربوط به دال‌ها، از طریق گزینه Type می‌توان نوع دال را بسته به عملکرد آن، Slab، Drop یا Stiff معرفی کرد. در ناحیه‌ای که دو عضو سطحی با ماهیت‌های Slab و Drop روی هم قرار گرفته باشند برنامه سختی عضو Slab را نادیده گرفته و فقط عضو Drop را مد نظر قرار می‌دهد. درصورت وجود عضو Stiff، این عضو بر اعضای با ماهیت Slab و Drop غالب بوده برنامه در محل مورد نظر فقط سختی عضو Stiff را درنظر می‌گیرد و از سختی Slab و Drop درصورت وجود، صرفنظر می‌کند.

۷-۳-۱ مدل‌سازی کتیبه در دال‌های تخت توپُر

در دال‌های تخت تو پُر که دارای کتیبه می‌باشند، لازم است در نواحی کتیبه‌ها یک دال با ماهیت Drop و با ضخامتی برابر با مجموع ضخامت دال و کتیبه زیر آن معرفی شود. به‌عنوان مثال در سیستم دال تخت همراه با کتیبه تصویر ۷-۵ باید یک المان Slab با ضخامت ۲۵ سانتی‌متر و یک المان Drop با ضخامت ۳۵ سانتی‌متر تعریف شود.



تصویر ۷-۵؛ دال تخت تو پُر همراه با کتیبه

۷-۴ دال‌های مشبک و مجوف

دال‌های مشبک آن دسته از دال‌هایی هستند که در اجرای آنها از قالب‌های موقت استفاده شده و پس از اجرای دال و برداشتن قالب‌ها، حفره‌ها در زیر سقف قابل مشاهده می‌باشند. در مقابل، دال‌های مجوف آن دسته از دال‌هایی هستند که در اجرای آنها از قالب‌های ماندگار در داخل سقف استفاده شده و پس از اجرای دال، حفره‌ها در داخل دال قرار گرفته و قابل مشاهده نمی‌باشند (همانند سقف‌های یوبوت و کوبیاکس). این نوع دال‌ها را می‌توان به‌عنوان سیستم دال- تیر و یا به‌عنوان سیستم دال تخت بکار گرفت که بسته به نوع سیستم، نکات بندهای ۷-۲ یا ۷-۳ رعایت گردد. در هر دو نوع دال‌های مشبک و مجوف درصورتی‌که به‌عنوان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

سیستم دال تخت استفاده می‌شوند مؤکداً توصیه می‌شود اجرای قالب‌ها در ناحیه‌ای مجاور ستون‌ها و بعضاً دیوارهای برشی متوقف گردیده و ناحیه‌ای تو پُر تشکیل گردد که به آن اصطلاحاً Solid Region یا Solid Head گفته می‌شود. همچنین توصیه می‌شود مشابه با موضوع کتیبه در دال‌های تخت تو پُر، ابعاد ناحیه Solid Region در هر طرف ستون، حداقل برابر با یک ششم طول دهانه مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها در امتداد آن دهانه درنظر گرفته شود. در سقف‌های دال مجوف و مشبک که در سقف، تیر نیز وجود دارد (سیستم سازه‌ای ذیل بند ۱-۵-۲)، درصورت وجود تیرهای هم‌ارتفاع با سقف که به آنها اصطلاحاً تیرمخفی (Hide Beam) گفته می‌شود الزاماً باید در کلیه مراحل طراحی از سختی این تیرها صرفنظر شود. می‌توان از مدل کردن این تیرها صرفنظر نمود یا درمواردی‌که مدل‌سازی آنها به هر دلیل ضرورت دارد، جهت حذف سختی آنها از روش‌های مختلف از جمله تبدیل این تیرها به المان خطی None یا اختصاص ضرایب اصلاح سختی بسیار کوچک به سختی خمشی و برشی آنها و تعریف مقدار صفر برای ضرایب اصلاح جرم و وزن این تیرها استفاده شود. درخصوص تیرهای با ارتفاع بیش از ضخامت سقف نکات زیر رعایت گردد:

۱) درمواردی‌که طبق توضیحات ذیل بند ۱-۵-۲ از سختی خمشی دال صرفنظر می‌شود، این تیرها مدل شوند و ضریب اصلاح سختی خمشی آنها برابر ۰/۳۵ و یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم درنظر گرفته شود.

۲) درمواردی‌که طبق توضیحات ذیل بند ۱-۵-۲، سختی خمشی دال در تحلیل مشارکت دارد برای تیرهای با ارتفاع بیشتر از سقف لازم است ضریب اصلاح سختی خمشی، برشی، جرم و وزن این تیرها بصورت زیر تعیین و اعمال شود.

$\alpha.\beta$ = ضریب اصلاح سختی خمشی

γ = ضریب اصلاح سختی برشی، اصلاح جرم و وزن

γ تیرهای کناری $\gamma = 1 - \frac{h_s}{h_b}$ ، تیرهای میانی $\beta = 1 - \left(\frac{h_s}{h_b}\right)^3$

$= 1 - \frac{h_s}{2h_b}$

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

در روابط فوق، α ضریب اصلاح سختی خمشی تیرها می‌باشدکه برابر ۰/۳۵ و یا طبق

جدول ۹-۶-۲-ب مبحث نهم تعیین می‌شود. همچنین h_b ارتفاع کامل تیر و h_s ضخامت کامل دال می‌باشد.

در سقف‌های دال مجوف و مشبک درصورتی‌که هدف، مدل‌سازی و انجام تحلیل ترک‌خوردگی در SAFE است درصورت وجود تیر در سقف، اعم از تیرهای هم‌ارتفاع با سقف و یا با ارتفاع بیشتر از ضخامت سقف، به توضیحات ذیل بند ۷-۸-۲ مراجعه شود. مؤکداً توصیه می‌شود درصورت عدم وجود تیرهای پیرامونی، زمان اجرای قالب‌ها، چیدمان آن‌ها بگونه‌ای در نظر گرفته شود که در لبه‌های پیرامونی سقف، کلافی به عرض حداقل برابر با عرض تیرک‌ها (Ribs) تشکیل گردد.

۷-۴-۱ نکاتی درخصوص دال‌های مشبک

در دال‌های مشبک امکان تعریف مشخصات سقف از محل دستور زیر وجود دارد:

Define ⇨ Section Properties ⇨ Slab Sections (Type: Waffle)

در دال‌های مشبک که بصورت دال تخت بکارگرفته می‌شوند و در مجاورت ستون‌ها و دیوارهای برشی دارای ناحیه تو پُر می‌باشند، دو نوع دال تعریف گردد. یک دال با ماهیت Waffle مربوط به نواحی عمومی دال و یک دال با ماهیت Drop و با همان ضخامت سقف مربوط به نواحی تو پُر مجاور ستون‌ها و دیوارها.

تصویر ۷-۶؛ معرفی مقطع سقف دال مشبک در *ETABS*

۷-۴-۲ نکاتی درخصوص دال‌های مجوف

درصورتی‌که سقف‌ها از نوع دال مجوف باشند جهت مدل‌سازی آنها از یک دال تو پُر با ماهیت Slab و به ضخامتی برابر با ضخامت کامل دال

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

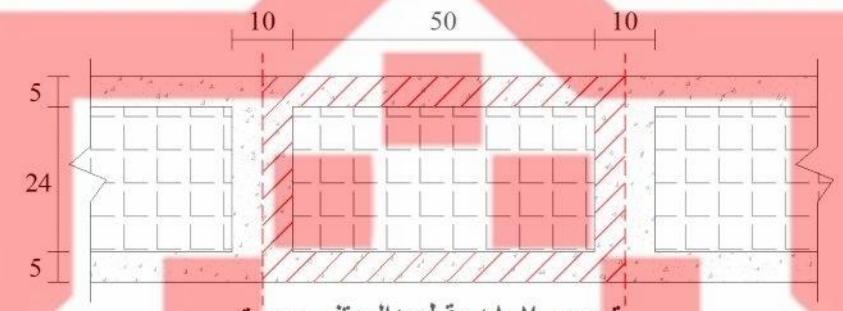
استفاده شود لیکن بدلیل وجود حفره‌های داخل دال، ناشی از وجود قالب‌های ماندگار لازم است با توجه به هندسه دال و قالب‌ها، ضرایبی جهت تبدیل مشخصات مکانیکی، جرم و وزن مقطع تو پُر به مقطع مجوف به برنامه معرفی گردد. درصورتی‌که در مجاورت ستون‌ها و دیوارهای برشی، ناحیه تو پُر وجود داشته باشد لازم است یک دال با ماهیت Drop و با همان ضخامت سقف مربوط به نواحی تو پُر مجاور ستون‌ها و دیوارها نیز ایجاد شود. متذکر می‌گردد ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع مجوف صرفاً بر روی Slabها که مربوط به نواحی مجوف هستند اعمال می‌گردد و این ضرایب به نواحی تو پُر اعمال نمی‌گردد.

تصویر ۷-۷؛ پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی، جرم و وزن دال‌ها در *ETABS*

تذکر: درصورتی‌که دال مجوف به‌عنوان سیستم دال تخت بکارگرفته شود لازم است اثر هر دو دسته ضرایب اصلاح سختی خمشی ناشی از ترک‌خوردگی و ضریب تبدیل مشخصات مکانیکی مقطع تو پُر به مقطع مجوف اعمال گردند. بدین منظور می‌توان مقدار حاصلضرب آنها را به برنامه معرفی نمود و یا ضرایب تبدیل مشخصات مکانیکی مقطع تو پُر به مقطع مجوف را از طریق گزینه Modifiers در پنجره معرفی مشخصات دال در منوی Define و ضرایب اصلاح سختی نظیر با ترک‌خوردگی را از طریق دستور Stiffness Modifiers در منوی Assign معرفی نمود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مثال ۷-۱: در یک سقف دال مجوف با قالب‌های یوبوت مطابق تصویر ۷-۸، ابعاد قالب‌ها برابر ۲۴ ×۵۰ ×۵۰ سانتی‌متر، فاصله بین قالب‌ها برابر ۱۰ و ضخامت بتن در زیر و روی قالب‌ها برابر ۵ سانتی‌متر است. ضرایب اصلاح سختی خمشی، سختی درون صفحه، سختی برشی و ضریب اصلاح جرم و وزن بصورت زیر محاسبه می‌شود:



تصویر ۷-۸؛ مقطع دال بتنی یوبوت

الف) محاسبه ضریب اصلاح سختی خمشی: ابتدا لازم است ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع توپُر به مقطع تو خالی محاسبه شود.

ممان اینرسی دال فرضی تو پُر به عرض ۶۰ و ضخامت ۳۴ سانتی‌متر $60 \times (34)^3 \div 12 = 196520$

ممان اینرسی فضای خالی به عرض ۵۰ و ارتفاع ۲۴ سانتی‌متر $50 \times (24)^3 \div 12 = 57600$

ضریب اصلاح سختی خمشی دال = (196520-57600)/196520 = 0.707

درصورتی‌که این دال به‌عنوان دال تخت بکارگرفته می‌شود لازم است ضرایب اصلاح سختی خمشی ناشی از ترک‌خوردگی دال‌های تخت نیز لحاظ و در ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع توپُر به مقطع مجوف به شرح فوق ضرب شوند. به‌عنوان مثال با فرض سقف دال تخت و ضریب اصلاح سختی خمشی ناشی از ترک‌خوردگی برابر ۰/۲۵، ضریب نهایی اصلاح سختی خمشی برابر ۰/۷۰۷ × ۰/۲۵ معادل ۰/۱۸ خواهد شد که البته مطابق تذکر ذیل بند ۷-۴-۲ می‌توان این دو ضریب را به تفکیک نیز معرفی نمود. متذکر می‌گردد در دال‌های تخت دارای نواحی تو پُر مجاور ستون‌ها و دیوارهای برشی، بر روی دال تو پُر نواحی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مذکور، فقط ضرایب اصلاح سختی خمشی مربوط به ترک‌خوردگی دال تخت اعمال شود.

ب) محاسبه ضریب اصلاح جرم و وزن: درخصوص محاسبه ضریب اصلاح یا کاهش جرم و وزن لازم است حجمی را در نظر گرفت که از یک سمت محصور به محور تیرک‌های عرضی و از یک سمت محصور به محور تیرک‌های طولی است.

وزن ناحیه‌ای به ابعاد محور تا محور تیرک‌های طولی در یک امتداد و محور تا محور تیرک‌های عرضی در امتداد دیگر و با فرض دال توپُر عبارت است از:

$$(0.6\times0.6\times0.34) \times 2500 = 306\ kg$$

از طرفی وزن حقیقی ناحیه فوق با فرض تقریبی وزن هر قالب حدود ۲ کیلوگرم:

$$(0.6\times0.6\times0.34 - 0.5\times0.5\times0.24) \times 2500 + (\sim 2kg) = 158\ kg$$

بنابراین ضریب اصلاح جرم و وزن دال برابر نسبت ۱۵۸ به ۳۰۶ کیلوگرم معادل با ۰/۵۲ خواهد شد.

پ) محاسبه ضریب اصلاح سختی برشی: سختی برشی دال مبتنی بر سطح مقطع جان می‌باشد لذا ضریب تبدیل سختی برشی مقطع توپُر به مقطع توخالی بصورت زیر تعیین می‌شود.

سطح مقطع مؤثر جان $10\times34 = 340$

سطح مقطع کل $60\times34 = 2040$

ضریب اصلاح سختی برشی دال $= 340/2040 = 0.17$

ت) محاسبه ضریب اصلاح سختی درون صفحه: درخصوص محاسبه ضریب اصلاح سختی درون صفحه، مقطع مؤثر، مقطع I شکلی است که جان آن بین قالب‌ها بوده و عرض بال در هر سمت تا وسط عرض بلوک‌ها ادامه یافته است.

سطح مقطع مؤثر $10\times24 + 2\times5\times60 = 840$

سطح مقطع کل $60\times34 = 2040$

ضریب اصلاح سختی درون صفحه دال $= 840/2040 = 0.41$

بنابراین ضریب اصلاح سختی درون صفحه دال را می‌توان برابر ۰/۴۱ درنظر گرفت. درصورتی‌که دیافراگم‌ها بصورت صلب مدل شده باشند

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

تعریف ضرایب اصلاح سختی درون صفحه دال تأثیری در تحلیل ندارد لیکن درصورتی‌که دیافراگم بصورت صلب مدل نشده باشد، تعریف ضرایب اصلاح سختی درون صفحه حائز اهمیت بوده و لازم است علاوه بر ضریب تبدیل مشخصات مکانیکی مقطع توپُر به مقطع مجوف، ضریب اصلاح سختی درون صفحه دیافراگم ناشی از اثرات ترک‌خوردگی، موضوع بند ۷-۷ نیز اعمال گردد.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	0.41
Membrane f22 Direction	0.41
Membrane f12 Direction	0.41
Bending m11 Direction	0.18
Bending m22 Direction	0.18
Bending m12 Direction	0.18
Shear v13 Direction	0.17
Shear v23 Direction	0.17
Mass	0.52
Weight	0.52

نتیجه محاسبات فوق برای دال مجوف مثال ۷-۱ در تصویر ۷-۹ نمایش داده شده است. متذکر می‌گردد درصورتی‌که سیستم سقف، دال-تیر باشد و دال بصورت Membrane مدل شده باشد صرفاً لازم بود ضرایب اصلاح جرم و وزن معرفی شوند.

۷-۵ نکاتی درخصوص طراحی دال‌ها تحت خمش و برش

طراحی دال‌ها را می‌توان در ETABS یا در SAFE انجام داد. صرفاً در خصوص سیستم دال‌های بتنی دارای تیرچه‌های یک یا دوطرفه مانند دال‌های مشبک و Ribbed Slab ها، بدلیل برخی مشکلات ETABS در طراحی این نوع دال‌ها، طراحی آنها در SAFE انجام شود. در ETABS یا SAFE می‌توان برمبنای هریک از روش‌های Strip Based یا Finite Element Method Based طراحی نمود (تصویر ۷-۱۰). درصورت بکارگیری روش Strip Based لازم است به منظور طراحی تحت خمش و تحت برش یکطرفه، از دو روش متفاوت جهت تعریف Strip ها (نوارها) استفاده شود که جزئیات آن به قرار زیر است:

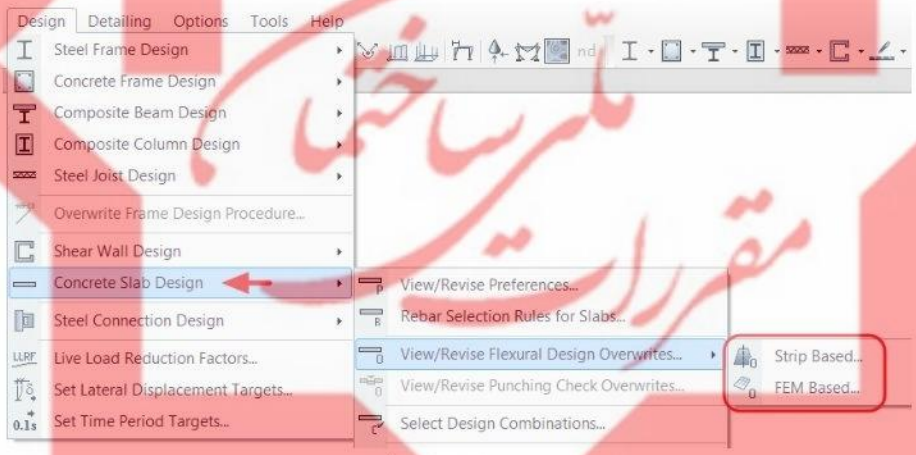
۱) درخصوص طراحی برای خمش توصیه می‌شود عرض نوارها برمبنای عرض نوارهای ستونی و میانی در بندهای ۹-۱۰-۲-۵ و ۹-۱۰-۲-۶ مبحث ۹ انجام شود که البته ممکن است طراح ترجیح دهد

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

محدوده نوار ستونی را در قالب چند نوار با عرض کوچکتر بجای یک نوار کلی معرفی نماید.

۲) درخصوص تعریف نوارها جهت بررسی برش یکطرفه در دال‌های غیر از دال مشبک

توصیه می‌شود همانند شالوده‌ها و مطابق توضیحات ذیل بند ۶-۵ و تصویر ۶-۲ عمل شود لیکن درخصوص دال‌های مشبک، تعریف نوارها با نظر طراح و بر اساس شرایط مدل انجام شود. به‌عنوان یک روش پیشنهادی می‌توان در دال‌های مشبک، برای برش یکطرفه نیز از همان نوارهایی که جهت طراحی برای خمش ایجاد گردیده استفاده نمود لیکن لازم است محدوده نوار ستونی به چند نوار با عرض کوچکتر تقسیم شود. به‌عنوان مثال، ناحیه نوارهای ستونی توسط سه نوار، یکی به عرض برابر با عرض ناحیه تو پُر (Solid Region) و دو نوار دیگر از لبه ناحیه تو پُر تا مرزهای نوار ستونی تعریف شوند (به مثال۷-۲ مراجعه شود).



تصویر ۷-۱۰؛ روش‌های طراحی دال‌ها در

۷-۵-۱ بررسی برش یکطرفه

در سیستم دال‌های تخت در ناحیه کتیبه و نواحی تو پُر مجاور ستون‌ها ممکن است نیاز به آرماتور برشی جهت تحمل برش یکطرفه باشد. درصورتی‌که طراحی به روش Strip Based انجام می‌شود، برنامه آرماتورهای برشی را درصورت نیاز گزارش می‌کند. در دال‌های مجوف و مشبک، خارج از نواحی تو پُر، در بخش‌هایی از طول تیرچه‌ها

(Rib ها) بخصوص قسمت‌های مجاور نواحی تو پُر نیز ممکن است نیاز به آرماتورهای برشی باشد. در این حالت طراح می‌تواند برش نوار ناحیه مورد نظر را از برنامه دریافت و آن را به تعداد تیرچه‌هایی که در عرض نوار مورد نظر وجود دارند تقسیم نماید تا برش سهم هر تیرچه تعیین شود. سپس وضعیت برش تیرچه‌ها بررسی و در صورت لزوم، آرماتور برشی مورد نیاز طراحی شود.

۱) در دال‌های مجوف، در ناحیه تیرچه‌ها درصورتی‌که $V_u \le \phi V_c$ باشد نیاز به آرماتور برشی نخواهد بود لیکن در آن نواحی که $V_u > \phi V_c$ باشد لازم است آرماتورهای برشی طراحی شوند.

۲) در دال‌های مشبک، مطابق با بند ۹-۱۰-۸-۱-۵ مبحث نهم اجازه داده می‌شود ظرفیت برشی بتن تیرچه‌ها ده درصد افزایش داده شود لذا در ناحیه تیرچه‌ها درصورتی‌که $V_u \le 1.1\phi V_c$ باشد نیاز به آرماتورهای برشی نمی‌باشد و در غیر اینصورت لازم است آرماتور برشی طراحی شود.

مثال ۷-۲؛ بررسی برش در دال مشبک: مطابق تصویر ۷-۱۱ در یک سقف دال مشبک، ناحیه نوارهای ستونی توسط سه نوار، یکی به عرض ناحیه تو پُر مجاور ستون و دو نوار دیگر از لبه ناحیه مذکور تا مرزهای نوار ستونی تعریف شده‌اند. فرض شود در نوار هم عرض با ناحیه تو پُر، شش Rib یا تیرچه وجود دارد. عرض تیرچه‌های فی‌مابین قالب‌ها برابر ۱۰ سانتی‌متر، ارتفاع کامل سقف سازه‌ای برابر با ۳۲ سانتی‌متر و بتن مصرفی در سقف از نوع C25 می‌باشد. درصورتی‌که بیشترین مقدار برش حاصل از ترکیب‌های بارگذاری در مقطع A-A نوار مذکور برابر ۲۸ تن قرائت شده باشد سهم برش هریک از تیرچه‌ها یک ششم این مقدار و حدوداً برابر ۴۶۷۰ کیلوگرم خواهد شد.

$$V_c = \left(0.17\sqrt{25}\right)(10)(\mathrm{b}_w = 10\mathrm{cm})(\mathrm{d} = 32 - 5) = 2295$$

در رابطه فوق عدد ۱۰ مربوط به تبدیل واحد MPa به kg/cm² است.

$$1.1\phi V_c = 1.1 \times 0.75 \times 2295 = 1893.38 < 4670\ kg$$

لذا نیاز به آرماتور برشی می‌باشد.

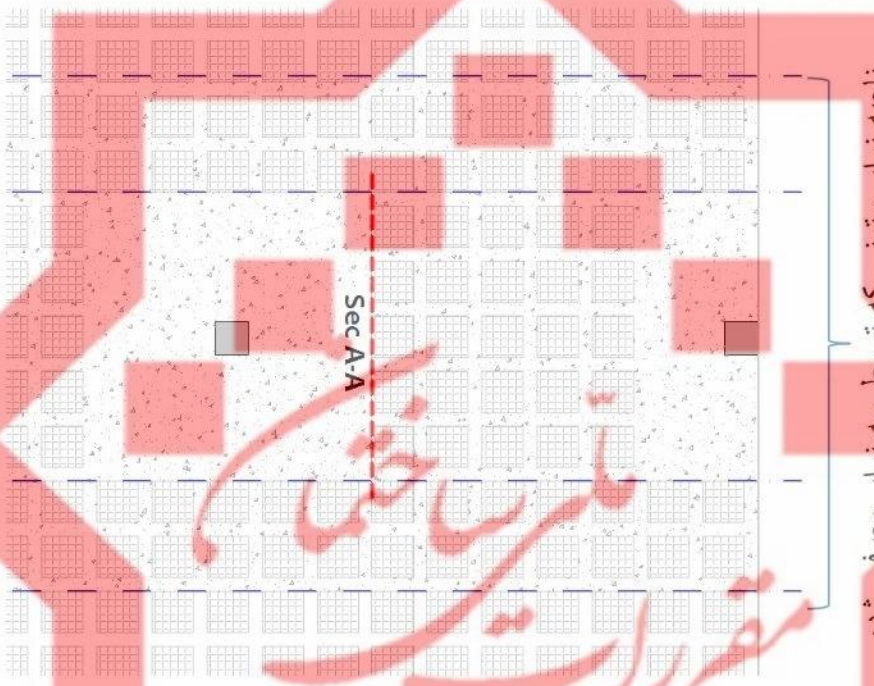
$$V_u \le \phi V_n = \phi(V_c + V_s)\ ;\ V_s = \frac{A_v}{S}.d.f_{yt}$$

$$4670 = 0.75\left(1.1 \times 2295 + \frac{A_v}{S} \times 27 \times 3400\right)$$

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

$$\frac{A_v}{s} = 0.04 \ , S \leq \frac{d}{2} \ \rightarrow S = 12.5\ cm \ \rightarrow A_v = 0.504 \ \equiv \ \emptyset 8$$

بدین ترتیب نیاز به آرماتورهای برشی بصورت سنجاق Φ8 از فولاد S340 است که به فواصل ۱۲/۵ سانتی‌متر از یکدیگر قرار داده می‌شوند. این آرماتورهای برشی در طول تیرچه‌ها تا آنجا ادامه می‌یابند که برش نوار برابر یا کوچکتر از $1.1\phi V_c$ معادل ۱۸۹۳/۳۸ کیلوگرم باشد.



تصویر ۷-۱۱ مقطع A-A دال مشبک مثال ۷-۲

۷-۵-۲ بررسی برش دوطرفه (پانچ)

جهت بررسی برش پانچ در دال‌های تخت به توضیحات ذیل بند ۶-۸-۲ مراجعه شود. توضیحات مذکور در SAFE و ETABS مشابه است.

۷-۵-۳ آرماتور برشی حداقل در محل اتصال دال به ستون

در محل اتصال دال به ستون در دال‌های بدون تیر، درصورتی‌که مطابق ضابطه بند ۹-۲۰-۱۰-۴ مبحث ۹، اجرای آرماتورهای برشی ضرورت یابد لازم است در مقطع بحرانی دال، آرماتور برشی حداقل برابر با $V_s = 0.29\sqrt{f_c'}\ .\ b_0\ .\ d$ تأمین گردد (در سیستم واحد MPa). این آرماتورهای برشی در طولی معادل چهار برابر ضخامت دال

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

از بَرِ ستون ادامه می‌یابند. جهت سهولت کار و اجتناب از بررسی‌های مشروح در بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ مبحث ۹ می‌توان آرماتور برشی فوق را همواره اجرا نمود.

مثال ۷-۳؛ محاسبه آرماتور برشی حداقل محل اتصال دال به ستون: در یک سیستم دال مشبک یا مجوف به ضخامت ۳۵ سانتی‌متر، در ناحیه تو پُر مجاور ستون‌ها، حداقل آرماتورهای برشی مجاور ستون میانی به ابعاد ۵۰×۵۰ چه مقدار می‌باشد؟ بتن مصرفی از نوع C30 و آرماتورهای برشی از رده S340 می‌باشند.

$d = 35 - 5 = 30\ cm \quad , \quad b_o = 4 \times (50+15+15) = 320\ cm$

$V_s = 0.29\ (\sqrt{30})(10)(320\ cm)(30\ cm) = 152486\ kg$

در رابطه فوق عدد ۱۰ مربوط به تبدیل واحد MPa به kg/cm^2 است. با توجه به آنکه اضلاع b_o در هر چهار وجه برابر است لذا می‌توان در هر وجه ستون بطور یکسان یک چهارم مقدار فوق را در نظر گرفت:

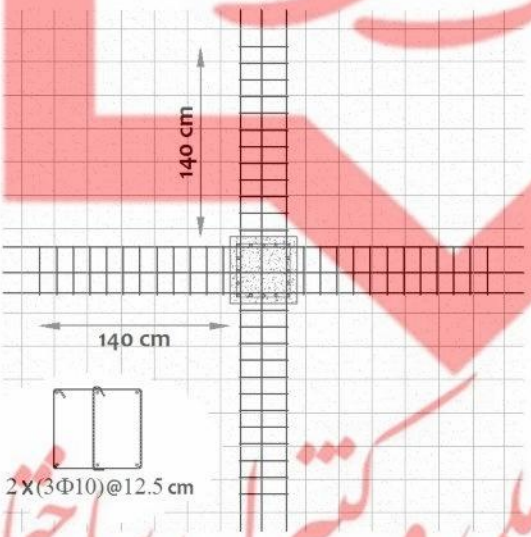
$(1/4)V_s = (152486\ kg) \div 4 = 38121.5\ kg$

$V_s = (A_v / S).d.f_y \Rightarrow 38121.5 = (A_v / S) \times 30 \times 3400$

$(A_v / S) = 0.374\ cm^2@cm \quad , \quad S_{max} = d/2 = 15\ cm$

با فرض آنکه فاصله آرماتورهای برشی برابر ۱۲/۵ سانتی‌متر درنظر گرفته شود:

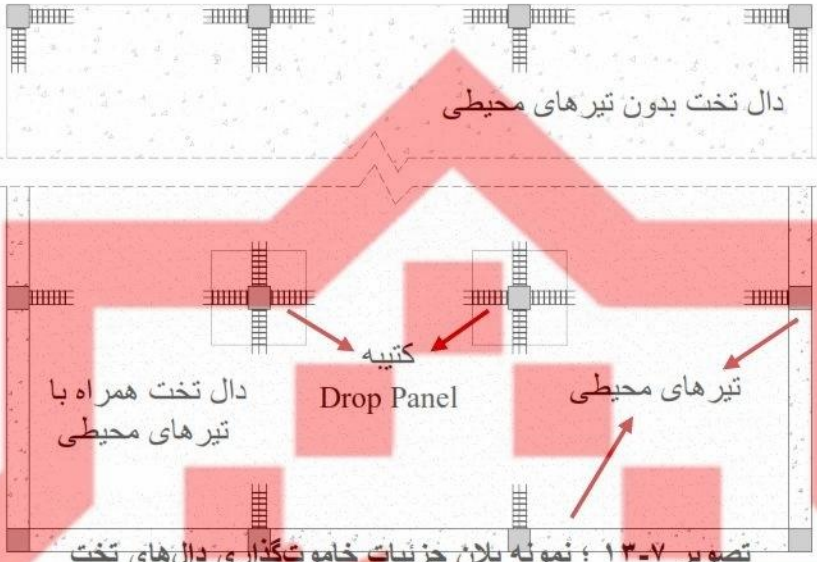
$A_v = 0.374 \times 12.5 = 4.67\ cm^2 \equiv 6\ \Phi 10$



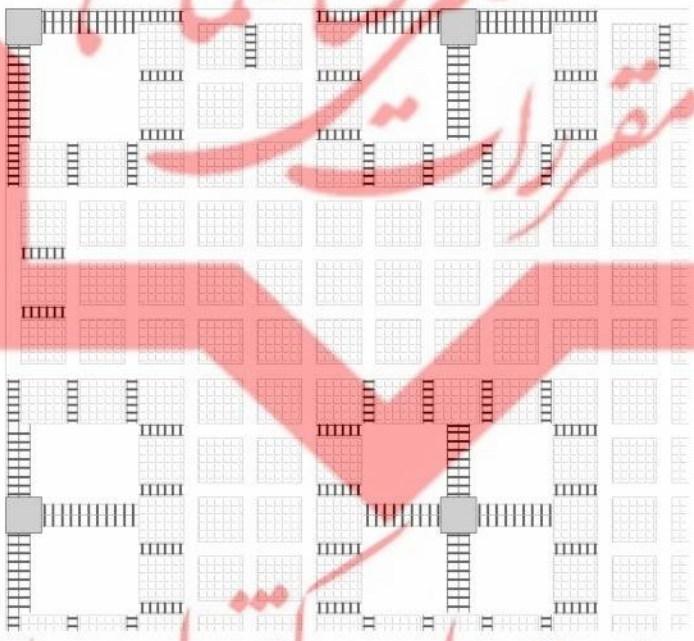
مقدار فوق توسط دو گروه آرماتورهای برشی به هم چسپیده (دوبل) که هر گروه از ۳ ساق میلگرد Φ10 تشکیل می‌گردند تأمین می‌شود. آرماتورهای برشی از هر وجه ستون حداقل در طولی برابر با ۱/۴۰ متر ادامه می‌یابند. فاصله اولین خاموت از بر ستون حداکثر تا ۵ سانتی‌متر مجاز است.

تصویر ۷-۱۲؛ جزئیات آرماتورهای برشی دال در محل اتصال به ستون؛ نتیجه طراحی مثال ۷-۳

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر ۷-۱۳ ؛ نمونه پلان جزئیات خاموت‌گذاری دال‌های تخت توپُر در دو حالت بدون تیرهای پیرامونی و با تیرهای پیرامونی



تصویر ۷-۱۴ ؛ نمونه پلان جزئیات خاموت گذاری دال تخت مشبک یا مجوف بدون تیرهای پیرامونی

دفتر مقررات ملی ساختمان

۶-۷ رمپ‌ها

درخصوص رمپ‌های پارکینگ توصیه می‌شود با اجرای تیر در لبه‌های موازی با طول رمپ، امکان کاهش ضخامت دال رمپ فراهم گردد. همچنین توصیه می‌شود ضخامت دال رمپ از ۲۰ سانتی‌متر کمتر اختیار نگردد. در خصوص مدل‌سازی دال رمپ لازم است در مرحله اول با حذف مشارکت سختی دال رمپ از باربری جانبی، کل نیروی جانبی توسط سیستم باربرجانبی قابل تحمل باشد. بدین منظور ضرایب اصلاح سختی دال شامل ضرایب پارامترهای Bending و Membrane عدد بسیار کوچک نظیر ۰/۰۱ درنظر گرفته شود و سازه ساختمان با این شرایط طراحی شود. در مرحله دوم، جهت لحاظ نمودن تأثیر سختی دال رمپ و بررسی سازه با احتساب اثر این سختی و نیز تعیین نیروهای داخلی ایجاد شده در دال رمپ جهت طراحی آن، کلیه ضرایب اصلاح سختی دال برابر مقدار مقتضی معرفی شود.

تذکر: جهت طراحی دال رمپ در ETABS لازم است از روش طراحی Finite Element Method Based استفاده شود.

۷-۷ طراحی دیافراگم‌های بتنی

طراحی دیافراگم بسته به شرایط سازه از جمله تعداد طبقات، نوع سقف، ابعاد دهانه‌ها، نوع سیستم باربر جانبی، ابعاد و محل بازشوهای بزرگ و تغییر صفحه مهاربندها یا دیوارهای برشی می‌تواند حائز اهمیت محسوب گردد علی‌الخصوص زمانی‌که سیستم سقف از انواع دال‌های تخت باشد که موضوع طراحی دیافراگم باید مورد توجه قرار گیرد. نیروهای داخلی ایجاد شده در دیافراگم و همچنین چگونگی توزیع نیرو بین اعضای قائم باربر جانبی متأثر از میزان سختی درون صفحه دیافراگم‌ها می‌باشد. در مبحث ۹ ضریبی جهت کاهش سختی درون صفحه دیافراگم ناشی از ترک‌خوردگی آنها ارائه نشده است. استناد به سایر مراجع (NEHRP; NIST GCR 10-917-4)، ضریب اصلاح سختی درون صفحه دیافراگم‌های بتن‌آرمه زمانی‌که تحت زلزله سطح طرح تحلیل می‌شوند بین ۰/۱۵ تا ۰/۵ می‌باشد. در مواردی که نتایج تحلیل، به فرضیات سختی دیافراگم حساس می‌باشد می‌توان بطور محافظه‌کارانه، یک تحلیل برمبنای حداقل سختی دیافراگم و یک تحلیل برمبنای حداکثر سختی آن انجام شود

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

و مقادیر طراحی بر اساس بیشینه نتایج این دو تحلیل درنظر گرفته شود.

۸-۷ تعیین ضخامت انواع دال‌ها بر مبنای تغییرشکل (افتادگی)

یکی از معیارهای تعیین ضخامت دال‌ها تأمین ضوابط تغییرشکل آنها می‌باشد. مبحث نهم درخصوص انواع دال‌ها، مقادیر حداقل ضخامت لازم جهت عدم نیاز به بررسی تغییرشکل‌ها را ارائه نموده است لیکن در خصوص دال‌های مشبک و مجوف لازم است تعیین ضخامت بر مبنای بررسی دقیق تغییرشکل‌ها صورت گیرد. همچنین در سایر انواع دال‌ها نیز می‌توان تعیین ضخامت را بر مبنای بررسی دقیق تغییرشکل‌ها انجام داد خصوصاً زمانی‌که سقف تحت بارگذاری‌های غیر متعارف و بارهای قابل ملاحظه قرار دارد که در این حالت بررسی دقیق تغییرشکل‌ها حائز اهمیت فراوان است. جهت تعیین میزان تغییرشکل‌ها شامل تغییرشکل‌های آنی و درازمدت، بدلیل جزئیات گسترده‌ی محاسبات مربوطه لازم است از نرم‌افزار SAFE استفاده شود.

مطابق با بند ۹-۱۹-۲-۲-۵ مبحث نهم جهت محاسبه تغییرشکل درازمدت که ناشی از اثرات افت و خزش بتن در طول زمان است می‌توان از روش‌های تحلیلی دقیق و یا در غیاب آن از حاصلضرب تغییرشکل آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ (که در ادامه با نام روش تقریبی معرفی شده است) استفاده کرد. در این بخش، شرح کار بر اساس هر دو روش مذکور آورده شده است.

۱-۸-۷ مدول گسیختگی بتن در تعیین تغییرشکل دال‌ها

مبحث نهم در بند ۹-۳-۵، مدول گسیختگی بتن را برابر با $0.62\sqrt{f'_c}$ مقرر نموده است. همچنین در بند ۹-۱۰-۶-۱-۱ مقرر گردیده است در محاسبات تغییرشکل دال‌ها، درصورتی‌که تنش تسلیم آرماتورها بیش از ۵۵۰ مگاپاسکال باشد، از مدول گسیختگی کاهش‌یافته بتن برابر با $0.42\sqrt{f'_c}$ استفاده شود (مشابه آنچه در ACI318-19 آمده است). ACI435R-95 مدول گسیختگی بتن در دال‌ها را برابر با $0.33\sqrt{f'_c}$ پیشنهاد می‌کند که SAFE نیز بطور پیش‌فرض، مدول گسیختگی بتن را $0.33\sqrt{f'_c}$ درنظر می‌گیرد.

بر این اساس درصورتی‌که محاسبات تعیین تغییرشکل دال در SAFE برمبنای ضوابط

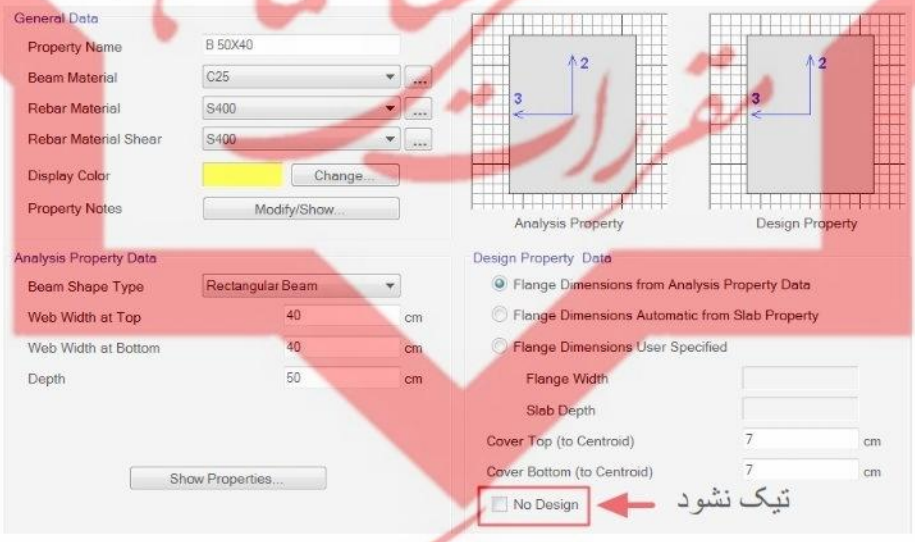
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

مبحث نهم که در ادامه با نام روش تقریبی در بند ۷-۸-۳ شرح داده شده است انجام می‌شود، مدول گسیختگی بتن بر اساس روابط مبحث نهم معرفی شود. لیکن درصورتی‌که این محاسبات برمبنای ACI 209.2R-08 که در ادامه با نام روش دقیق در بند ۷-۸-۴ شرح داده شده است انجام می‌شود مدول گسیختگی بتن برابر با $0.33\sqrt{f'_c}$ درنظر گرفته شود.

۷-۸-۲ روش‌های مدل‌کردن تیرها جهت تحلیل ترک‌خوردگی دال

درصورتی‌که دال مورد نظر دارای تیر باشد و هدف، انجام تحلیل ترک خوردگی درSAFE است، جهت مدل‌کردن تیرها بر اساس یکی از دو روش زیر عمل شود.

۱) تیر بصورت یک المان خطی مدل شود. در این حالت همانند توضیحات ذیل بند ۷-۲-۳ و ۷-۴ عمل شود با این تفاوت که ضریب α نباید اعمال شود. SAFE در روند تحلیل ترک‌خوردگی، وضعیت ترک‌خوردگی تیرها را نیز بررسی و سختی مؤثر آنها را با توجه به شرایط ترک‌خوردگی اصلاح می‌کند. بدین منظور در پنجره معرفی مشخصات تیر در SAFE نباید گزینه No Design تیک شود تا امکان انجام تنظیمات مربوط به طراحی تیر در بخش Design Property data و بررسی وضعیت ترک‌خوردگی آن فراهم گردد (تصویر ۷-۱۵).



تصویر ۷-۱۵؛ معرفی مقطع تیر در *SAFE*

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۲) تیر بصورت یک المان Shell به ارتفاع خود تیر و در عرضی برابر با عرض تیر مدل می‌شود. ماهیت این المان، Drop درنظر گرفته شود. استفاده از این روش نسبت به روش اول ارجح بوده، توصیه می‌شود از این روش استفاده شود.

۷-۸-۳ روش تقریبی تعیین تغییرشکل دال‌ها

جهت انجام کار در این روش، نکات و موارد زیر مدنظر قرار گیرد:

۱- کلیه اجزای سقف شامل تیرها، کتیبه‌ها و نواحی تو پُر مجاور ستون‌ها و دیوارهای برشی (Solid Region) درصورت وجود، عیناً مدل شده باشند. در معرفی مشخصات دال پیشنهاد می‌شود گزینه‌ی Thick Plate درخواست شود تا اگر در برخی از پنل‌های سقف اثر تغییرشکل‌های برشی حائز اهمیت است، این اثر در بررسی رفتار چشمه‌های مذکور جهت محاسبات تغییرشکل‌های نهایی دال لحاظ شده باشد.

۲- از آنجائیکه قصد داریم تحلیل ترک‌خوردگی انجام دهیم نباید هیچگونه ضریب ترک‌خوردگی بر روی دال معرفی شود. صرفاً درصورتی‌که از دال مجوف استفاده می‌شود لازم است ضرایب اصلاح سختی مربوط به تبدیل مقطع تو پُر به مقطع مجوف و ضریب اصلاح جرم و وزن به شرح بند ۷-۴-۲، بر روی دال (غیر از عناصر سطحی مربوط به کتیبه‌ها و نواحی تو پُر) اعمال گردد.

۳- در پنجره تعریف مشخصات بتن، مقدار مدول گسیختگی بتن از طریق گزینه User Specified، مطابق با توضیحات ذیل بند ۷-۸-۱، برمبنای ضوابط مبحث ۹ برابر با $0.62\sqrt{f_c'}$ معرفی شود (رابطه برحسب Mpa است. درصورت لزوم، تبدیل واحد شود). توجه شود مدول گسیختگی بتن در شرایط Program Default نباشد.

۴- در بخش Load Cases از منوی Define، الگوهای تحلیلی به شرح جدول ۷-۱ ایجاد گردند. لازم است درصدی از بارهای زنده که بر تغییرشکل‌های درازمدت دال تأثیرگذارند نیز دائمی فرض شوند. تعیین این درصد، برمبنای تشخیص طراح و مبتنی بر شرایط پروژه است لیکن

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

حداقل ۲۰ درصد بارهای زنده، دائمی درنظر گرفته شوند. در جدول مذکور:

D : بار مرده ناشی از وزن سقف سازه‌ای

L : بارهای زنده

SD : بار مرده ناشی از کف‌سازی و نازک‌کاری سقف

PL : بار حاصل از تیغه‌ها که مقدار و ماهیت آن مطابق بند ۲-۳ می‌باشد لیکن در تعیین افتادگی دال لازم است بار حاصل از تیغه‌ها همواره در قالب الگوی بار PL معرفی شود.

جدول ۷-۱؛ الگوهای تحلیل دال مربوط به روش بند ۷-۸-۳

CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)	
D	1	D	1	D	1	D	1
SD	1	SD	1			SD	1
PL	1	PL	1	PL	Y		
L	X	L	1			PL	1

در جدول فوق منظور از X، درصد بارهای زنده‌ای است که دائمی فرض شده‌اند و منظور از Y، درصدی از بار تیغه‌هاست که ناشی از وزن دیوار بنایی بدون نازک‌کاری است. به‌عنوان مثال برای یک تیغه از نوع آجر مجوف و ملات ماسه سیمان که هر دو وجه آن شامل ۲ سانتی‌متر گچ و خاک و ۱ سانتی‌متر گچ می‌باشد، Kg/m^2 ۸۵ وزن دیوار و Kg/m^2 ۹۰ وزن نازک‌کاری آن می‌باشد. بنابراین از کل بار مترمربع آن که معادل Kg/m^2 ۱۷۵ می‌باشد، ۴۸/۶ درصد آن و یا با تقریب، حدود ۵۰ درصد آن ناشی از وزن دیوار بدون نازک‌کاری است. برای این حالت و البته بطور تقریبی برای کلیه حالات می‌توان Y را برابر ۰/۵ درنظر گرفت. البته می‌توان بطور محافظه‌کارانه Y را برابر صفر نیز درنظر گرفت.

تذکر: درصورت استفاده از این روش که آن را تقریبی نامیدیم، نباید الگوی تحلیل با ماهیت Long Term Cracked ایجاد شود چرا که تعریف مقادیر ضریب خزش (Creep Coefficient)، کرنش جمع‌شدگی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

(Shrinkage Strain) و انجام تحلیل ترک‌خوردگی با احتساب ضریب خزش و کرنش جمع‌شدگی، مربوط به شیوه تحلیلی
است که جزئیات آن در بند ۷-۸-۴ ارائه گردیده است.

۵- در محل دستور Load Combinations ترکیب‌بارهایی به شرح جدول ۷-۲ ایجاد شود.

جدول ۷-۲؛ ترکیب‌های بارگذاری مربوط به روش بند ۷-۸-۳	
ترکیب‌بارهای مربوط به طراحی آرماتورهای دال	1.4 (D+SD+PL) 1.2 (D+SD+PL) + 1.6 L
ترکیب‌بار مربوط به محاسبه تغییرشکل نهایی دال تحت کلیه بارها	($\lambda_{\Delta 5y}$) Case1 + Case2 – (1+$\lambda_{\Delta 3m}$) Case3
ترکیب‌بار مربوط به محاسبه تغییرشکل آنی دال تحت کل بار زنده	Case2 – Case4

در روابط فوق، $\lambda_{\Delta 5y}$ ضریب محاسبه تغییرشکل‌های دراز مدت مربوط به زمان ۵ سال و بیشتر و $\lambda_{\Delta 3m}$ ضریب محاسبه تغییرشکل‌های دراز مدت مربوط به زمان ۳ ماه است. این ضرایب بر مبنای رابطه ۹-۱۹-۳ مبحث نهم به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

تذکر: از حاصلضرب λ_{Δ} در تغییرشکل آنی حاصل از هر بار، فقط اضافه تغییرشکل دراز مدت ناشی از افت و خزش ناشی از آن بار تعیین می‌شود لذا در استفاده از روشی‌که
آن را تقریبی نامیدیم، هرکجا لازم باشد، جهت تعیین مجموع تغییرشکل‌های آنی و درازمدت لازم است از ضریب (1+λ_{Δ}) استفاده شود.

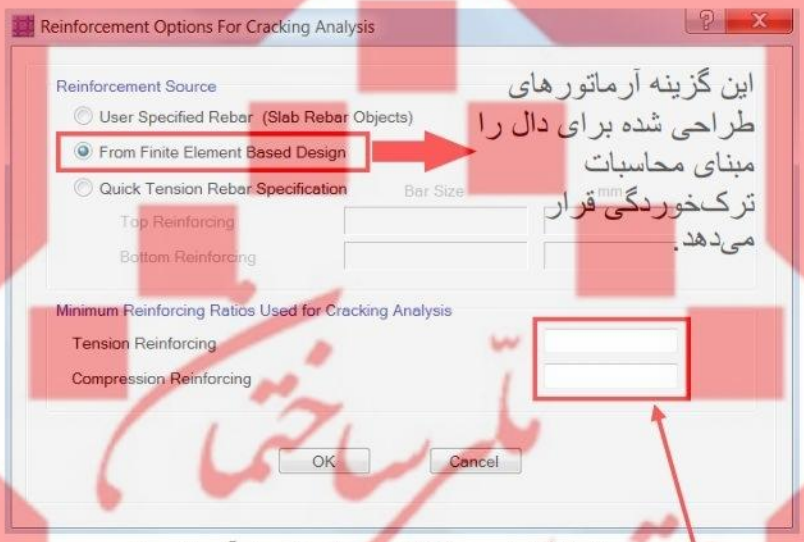
۶- در منوی Run از طریق گزینه‌ی Cracking Analysis Options، تنظیمات مربوط به تحلیل ترک‌خوردگی مطابق تصویر ۷-۱۶ انجام شود.

۷- تنظیمات طراحی در منوی Design انجام شود.

۸- از منوی Run، دستور Run Analysis & Design را اجرا کنید. توجه شود نباید

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دستور Run Analysis اجرا شود چراکه لازم است برنامه پس از تحلیل، طراحی را نیز انجام دهد و آرماتورهای طراحی شده را در محاسبات ترک‌خوردگی مورد استفاده قرار دهد. پس از اتمام روند تحلیل و طراحی، حداکثر افتادگی دال تحت ترکیب‌بارهای مربوط به محاسبه تغییرشکل قرائت شود که نباید از مقادیر تغییرشکل مجاز مندرج در جدول ۹-۱۹-۳ مبحث نهم تجاوز کرده باشد. در روابط جدول مذکور، L در هر چشمه از سقف، طول دهانه کوچکتر آن چشمه می‌باشد.



تصویر ۷-۱۶؛ پنجره انتخاب روش تعیین آرماتورهای طولی دال جهت تحلیل ترک‌خوردگی در *SAFE*

در این قسمت، حداقلِ درصد آرماتوری که طراح قصد دارد در وجه تحتانی و فوقانی دال لحاظ نماید معرفی شود. بدیهی است این مقدار نمی‌تواند کمتر از مقدار نظیر با آرماتورهای افت و حرارت باشد لیکن ممکن است طراح قصد داشته باشد در تمامی نواحی دال از آرماتور یکنواختی بیش از مقدار آرماتورهای حرارتی استفاده

۷-۸-۴ روش دقیق تعیین تغییرشکل دال‌ها

جهت محاسبه دقیق‌تر تغییرشکل درازمدت ناشی از اثرات افت و خزش بتن در طول زمان می‌توان از روش مشروح در ACI 209.2R-08 استفاده نمود. در استفاده از این روش ابتدا لازم است مقدارکرنش جمع‌شدگی و ضریب خزش، هرکدام یکبار برای زمان ۵ سال و یکبار برای زمان ۳

ماه بطور جداگانه محاسبه شوند. بدین ترتیب جمعاً چهار مقدار تعیین خواهد شد. جزئیات محاسبه این مقادیر در پیوست ۱ این راهنما ارائه گردیده است. مراحل گام به گام کار در این روش عیناً مشابه روش تقریبی است که در بند ۷-۸-۳ به آنها اشاره گردید با این تفاوت که تعریف مدول گسیختگی در گام ۳، الگوهای تحلیل در گام ۴ و ترکیب بارهای مربوط به محاسبه تغییرشکل نهایی دال در گام ۵ به شرح زیر تغییر می‌یابد.

در گام ۳، در پنجره تعریف مشخصات بتن، مقدار مدول گسیختگی بتن از طریق گزینه User Specified، مطابق با توضیحات ذیل بند ۷-۸-۱، برابر با $0.33\sqrt{f_c'}$ معرفی شود (رابطه برحسب Mpa است. درصورت لزوم تبدیل واحد شود) و یا جهت سهولت می‌توان مدول گسیختگی بتن را در شرایط Program Default قرار داد.

در گام ۴، الگوهای تحلیل به شرح جدول ۷-۳ ایجاد گردند.

جدول ۷-۳؛ الگوهای تحلیل دال در بررسی به روش بند ۷-۸-۴

CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4		CASE 5	
Nonlinear (long Term Cracked)		Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Long Term Cracked)		Nonlinear (Cracked)	
D	1	D	1	D	1	D	1	D	1
SD	1	SD	1	SD	1			SD	1
PL	1	PL	1	PL	1	PL	Y		
L	X	L	1	L	X			PL	1

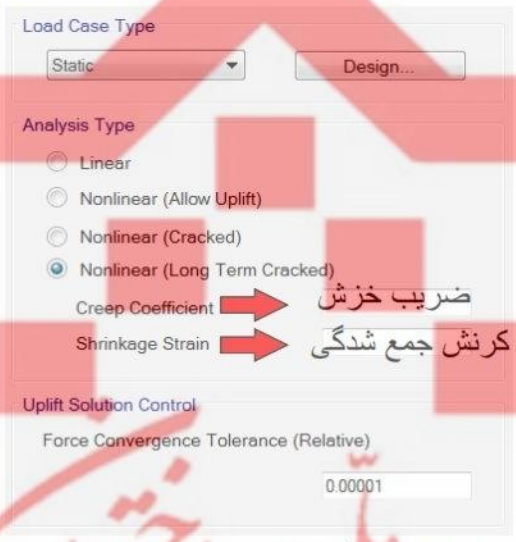
تذکر۱: در جدول ۷-۳ منظور از X، درصد بارهای زنده‌ای است که دائمی فرض شده‌اند و منظور از Y، درصدی از بار تیغه‌ها می‌باشدکه ناشی از وزن دیوار بنایی بدون نازک‌کاری آن است (به توضیحات ذیل گام ۴ بند ۷-۸-۳ مراجعه شود).

تذکر۲: در تعریف جزئیات الگوی تحلیل CASE1 لازم است ضریب خزش و کرنش جمع‌شدگی ۵ ساله و در تعریف جزئیات الگوی تحلیل

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

CASE4 لازم است ضریب خزش و کرنش جمع‌شدگی ۳ ماهه معرفی شود (تصویر ۷-۱۷).

در گام ۵ نیز ترکیب‌های بارگذاری مربوط به طراحی آرماتورهای دال، مشابه ترکیب



تصویر ۷-۱۷؛ معرفی ضریب خزش و کرنش جمع‌شدگی دال در *SAFE* مربوط به تحلیل بر اساس روش بند ۷-۸-۴

بارهای روش تقریبی در جدول ۷-۲ است لیکن ترکیب‌بارهای مربوط به تعیین تغییرشکل‌ها، مطابق جدول ۷-۴ تعریف گردد.

جدول ۷-۴؛ ترکیب‌های بارگذاری مربوط به روش بند ۷-۸-۴	
ترکیب‌بار مربوط به محاسبه تغییرشکل نهایی دال تحت کلیه بارها	Case1 + Case2 – Case3 – Case4
ترکیب‌بار مربوط به محاسبه تغییرشکل آنی دال تحت کل بار زنده	Case2 – Case5

۷-۹ بررسی ضخامت انواع دال‌ها بر مبنای ارتعاش (لرزش)

بند ۹-۱۹-۵ مبحث نهم جهت بررسی وضعیت لرزش کف‌ها و اطمینان از قابل قبول بودن آن روشی را ارائه نموده است که البته در انتهای بند مذکور اجازه استفاده از روش‌های دیگر که در مراجع معتبر ارائه گردیده

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

نیز داده شده است. لذا در این راهنما جهت بررسی وضعیت لرزش کف‌ها، جزئیات انجام کار به دو روش شامل روش ارائه شده در مبحث ۹ و نیز روش مشروح در ATC Design Guide 1(1999) که استاندارد ACI نیز به‌عنوان یکی از روش‌های بررسی ارتعاش کف‌ها به مرجع مذکور
ارجاع داده است، آورده شده است.

۷-۹-۱ مدول گسیختگی بتن در بررسی لرزش کف‌های بتنی

درصورتی‌که جهت محاسبه فرکانس ارتعاش کف، از رابطه ۹-۱۹-۶ مبحث ۹ که مبتنی بر تغییرشکل آنی ناشی از بارهای دائمی دال یا همان Δ_{is} است استفاده می‌شود، جهت تعیین این Δ_{is}، مدول گسیختگی بتن نیز برمبنای ضوابط مبحث ۹، برابر $0.62\sqrt{f'_c}$ (و یا در شرایطی برابر $0.42\sqrt{f'_c}$) درنظر گرفته شود. از سوی دیگر بجای محاسبه فرکانس ارتعاش کف بر مبنای Δ_{is} و رابطه ۹-۱۹-۶ ، مبحث نهم اجازه می‌دهد از روش‌های دیگر نیز استفاده شود. لذا می‌توان فرکانس ارتعاش کف را بر مبنای تحلیل مودال کف در SAFE محاسبه نمود که در ادامه به آن اشاره شده است. درصورتی‌که محاسبه فرکانس ارتعاش کف برمبنای تحلیل مودال در SAFE انجام می‌شود، مدول‌گسیختگی دال در تحلیل، برابر $0.33\sqrt{f'_c}$ منظور گردد.

۷-۹-۲ بررسی لرزش کف بر مبنای روش مبحث ۹

در انجام این بررسی لازم است نکات زیر مد نظر قرار گیرد. جهت سهولت کار می‌توان
از فایل اصلی یک کپی تهیه نمود و بررسی لرزش کف را در فایل جداگانه انجام داد.

۱- در تعریف مشخصات بتن، ضریب الاستیسیته‌ی بتن ۲۵ درصد افزایش داده شود.

۲- با توجه به آنکه تنظیمات طراحی، پیش‌تر جهت تعیین تغییرشکل‌ها انجام شده است نیاز به انجام مجدد آن نمی‌باشد. لذا دستور Run Analysis & Design اجرا شود. سپس مقدار تغییرشکل یا همان Δ_{is} قرائت شود. نظر به آنکه تغییرشکل مورد نیاز جهت محاسبه فرکانس، تغییرشکل آنی ناشی از بارهای دائمی می‌باشد که البته باید اثر ترک‌خوردگی برکاهش سختی و تعیین این تغییرشکل دیده شود، لازم است این تغییرشکل یا همان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

Δ_{is}، تحت CASE1 جدول ۷-۱ و یا مشابه آن، تحت CASE3 جدول ۷-۳ تعیین گردد. با قرار دادن این Δ_{is} برحسب میلی‌متر در رابطه ۹-۱۹-۶ مبحث ۹، فرکانس ارتعاش کف محاسبه شود. این فرکانس باید الزامات جدول ۹-۱۹-۴ مبحث ۹ را تأمین نماید.

تذکر: همانطور که در بند ۷-۹-۱ بیان گردید، مبحث ۹ اجازه می‌دهد بجای محاسبه فرکانس ارتعاش کف بر مبنای رابطه ۹-۱۹-۶ این مبحث، از روش‌های دیگری استفاده شود. لذا می‌توان فرکانس ارتعاش کف را بر مبنای آنالیز مودال در SAFE محاسبه نمود که جزئیات انجام آن در بند پ۲-۳ (پیوست ۲) ارائه گردیده است. توجه شود فرکانس مذکور لزوماً مربوط به مود اول ارتعاش قائم کف نبوده و با مشاهده شکل ارتعاش در چند مود، تعیین خواهد شد فرکانس کدام مود یا مودها باید استفاده شود.

۷-۹-۳ روش ATC Design Guide 1(1999)

جزئیات انجام کار بر مبنای روش این مرجع در پیوست ۲ آورده شده است.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پیوست ۱

جزئیات محاسبه کرنش جمع‌شدگی و ضریب خزش بر مبنای استاندارد ACI 209.2R-08

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پ۱-۱ کرنش جمع‌شدگی (Shrinkage Strain)

مقدار کرنش جمع‌شدگی بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_c) = \frac{(t-t_c)^{\alpha}}{f+(t-t_c)^{\alpha}} \cdot \varepsilon_{shu}$$

t : سن بتن بر حسب روز در زمان مورد نظر جهت محاسبه کرنش جمع‌شدگی

t_c : مدت زمان عمل‌آوری بتن بر حسب روز

α : ضریبی مرتبط با شکل و اندازه دانه‌ها که مقدار آن برابر ۱ پیشنهاد شده است.

f : متغیری که بر مبنای رابطه زیر، بر حسب روز تعیین می‌شود:

$$f = 26e^{1.42\times10^{-2}.(\frac{V}{S})}$$

در رابطه فوق، V/S، نسبت حجم به سطح بر حسب میلی‌متر بوده و عبارت است از حجم بخشی از بتن سقف (mm^3) به مساحت سطوحِ در تماس با هوا در همان بخش (mm^2).

ε_{shu} : مقدار متوسط کرنش جمع‌شدگی نهایی که بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{shu} = (780\times10^{-6}).\gamma_{sh}$$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{sh,tc}\cdot\gamma_{sh,RH}\cdot\gamma_{sh,vs}\cdot\gamma_{sh,s}\cdot\gamma_{sh,\Psi}\cdot\gamma_{sh.c}\cdot\gamma_{sh,a}$$

مقادیر متغیرهای بکار رفته در تعیین γ_{sh} بر اساس جدول پ۱-۱ تعیین می‌گردند.

جدول پ۱-۱ ؛ متغیرهای اصلاح کرنش جمع‌شدگی

ضریب زمان عمل‌آوری	
$\gamma_{sh,tc} =$ $1.202 - 0.2337\log(t_c)$	t_c زمان عمل آوری بتن بر حسب روز است. مقدار این ضریب در عمل آوری به روش مرطوب به مدت ۷ روز و در عمل آوری به روش بخار به مدت ۳ روز برابر یک درنظر گرفته شود.
ضریب رطوبت محیط	
$\gamma_{sh,RH} =$ $1.4-1.02h$; $0.4\leq h\leq 0.8$ $3(1-h)$; $0.8< h \leq 1$	h رطوبت محیط به درصد است. برای رطوبت کمتر از ۴۰ درصد، مقدار این

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

ضریب بیش از یک می‌باشد که تعیین آن به تشخیص طراح است.	
ضریب اندازه عضو یا نسبت حجم به سطح [1]	
استفاده از این روابط مربوط به حالتی است که $37.5\text{mm} < V/S \leq 95\ \text{mm}$ برای نسبت حجم به سطح ۳۷/۵ میلی‌متر و کمتر، از جدول پ۱-۲ استفاده شود.	$\gamma_{sh,vs} =$ $t\text{-}t_c \leq 1Year$: $1.23-0.006(V/S) \geq 0.2$ $t\text{-}t_c > 1Year$: $1.17-0.00456(V/S) \geq 0.2$
ضریب اسلامپ بتن [2]	
S : اسلامپ بتن تازه بر حسب mm درصورتی‌که اسلامپ بتن از ۷۰ میلیمتر بیشتر نباشد این ضریب را می‌توان برابر یک درنظر گرفت.	$\gamma_{sh,s} =$ $0.89+0.00161S$
ضریب دانه‌بندی	
ψ : نسبت وزنی ریزدانه به وزن کل سنگدانه‌ها در مخلوط بتن	$\gamma_{sh,\psi} =$ $0.3+0.014\psi \quad ; \quad \psi \leq 50\%$ $0.9+0.002\psi \quad ; \quad \psi > 50\%$
ضریب مقدار سیمان	
c : میزان سیمان مصرفی در هر مترمکعب مخلوط بتن برحسب kg/m^3	$\gamma_{sh,c} =$ $0.75+0.00061c$
ضریب مقدار هوا	
a : درصد هوای موجود در بتن که اگر از ۶ درصد بیشتر نباشد این ضریب برابر ۱ درنظر گرفته شود.	$\gamma_{sh,a} =$ $0.95+0.008a \geq 1$

(۱) درصورتی‌که بتن در شرایط فصلی خشک شدن و مرطوب شدن قرار دارد مقدار $\gamma_{sh}\,\varepsilon_{shu}$ نباید کمتر از 100×10^{-6} و اگر بتن بطور دائمی در شرایط فصلی خشک قرار دارد مقدار $\gamma_{sh}\,\varepsilon_{shu}$ نباید کمتر از 150×10^{-6} درنظر گرفته شود.

(۲) رابطه محاسبه ضریب اسلامپ مربوط به حالتی است که اسلامپ بتن بواسطه استفاده از آب بیشتر، افزایش داده می‌شود. درصورت استفاده از فوق روان‌کننده‌ها، اگر نسبت آب به سیمان از ۰/۴۵ تجاوز نکرده باشد می‌توان این ضریب را برابر یک در نظر گرفت.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

جدول پ۱-۲؛ مقادیر V/S مربوط به $\gamma_{sh,vs} \leq 37.5mm$ جهت محاسبه کرنش جمع‌شدگی	
$\gamma_{sh,vs}$	V/S (mm)
1.35	12.5
1.25	19
1.17	25
1.08	31
1.00	37.5

پ۱-۲ ضریب خزش (Creep Coefficient)

مقدار ضریب خزش بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\phi(t,t_o) = \frac{(t-t_o)^{\Psi}}{d+(t-t_o)^{\Psi}} \cdot \phi_u$$

t : سن بتن در زمان مورد نظر جهت محاسبه ضریب خزش، بر حسب روز

t_0 : سن بتن در زمان اولین بارگذاری بر حسب روز

ψ و d ضرایبی هستند که اثر شکل و اندازه دانه‌ها را در محاسبه ضریب خزش ارائه می‌دهند. ACI209.2R-08 عنوان می‌کند اثر اندازه و شکل را می‌توان مجموعاً با درنظر گرفتن ψ برابر با یک و محاسبه مقدار d از همان رابطه‌ی تعیین f مربوط به محاسبات کرنش جمع‌شدگی لحاظ نمود.

ε_{shu} : ضریب خزش نهایی که مقدار آن بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\phi_u = 2.35\,\gamma_c$$

$$\gamma_c = \gamma_{c,to} \cdot \gamma_{c,RH} \cdot \gamma_{c,vs} \cdot \gamma_{c,s} \cdot \gamma_{c,\Psi} \cdot \gamma_{c,a}$$

مقادیر متغیرهای بکار رفته در تعیین γ_c بر اساس جدول پ۱-۳ تعیین می‌گردند.

جدول پ۱-۳ ؛ متغیرهای اصلاح ضریب خزش	
ضریب سن بارگذاری بتن	
مقدار این ضریب برای بارگذاری در سن ۷ روز در عمل آوری به روش مرطوب و در	$\gamma_{c,to}$ =

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

سن ۳ روز در عمل آوری به روش بخار برابر یک درنظر گرفته شود.	$1.25\ t_o^{-0.118}$
ضریب رطوبت محیط	
h رطوبت محیط به درصد است. برای رطوبت کمتر از ۴۰ درصد، مقدار این ضریب بیش از یک می‌باشد که تعیین آن به تشخیص طراح است.	$\gamma_{c,RH} =$ $1.27-0.67h \ ; \ h \geq 0.4$
ضریب اندازه عضو یا نسبت حجم به سطح	
استفاده از این روابط مربوط به حالتی است که $37.5\text{mm} < V/S \leq 95\ \text{mm}$ برای نسبت حجم به سطح ۳۷/۵ میلی‌متر و کمتر، از جدول پ۱-۴ استفاده شود.	$\gamma_{c,vs} =$ $t\text{-}t_o \leq 1Year$: $1.14-0.00363(V/S)$ $t\text{-}t_o > 1Year$: $1.10-0.00268(V/S)$
ضریب اسلامپ بتن[1]	
S : اسلامپ بتن تازه بر حسب mm درصورتی‌که اسلامپ بتن از ۷۰ میلیمتر بیشتر نباشد این ضریب را می‌توان برابر یک درنظر گرفت.	$\gamma_{c,s} =$ $0.82+0.00264S$
ضریب دانه‌بندی	
ψ : نسبت وزنی ریزدانه به وزن کل سنگدانه‌ها در مخلوط بتن	$\gamma_{c,\psi} =$ $0.88+0.0024\psi$
ضریب مقدار هوا	
a : درصد هوای موجود در بتن که اگر از ۶ درصد بیشتر نباشد این ضریب برابر ۱ درنظر گرفته شود.	$\gamma_{c,a} =$ $0.46+0.09a \geq 1$

(۱) به یادداشت (۲) ذیل جدول پ۱-۱ مراجعه شود.

جدول پ۱-۴؛ مقادیر *V/S* مربوط به $\gamma_{sh,vs} \leq 37.5mm$ جهت محاسبه ضریب خزش

V/S (mm)	$\gamma_{c,vs}$
12.5	1.30
19	1.17
25	1.11

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

31	1.04
37.5	1.00

مثال پ۱-۱: سقفی از نوع دال یوبوت که ابعاد قالب‌ها برابر ۲۴ × ۵۰ × ۵۰ سانتی‌متر، فاصله بین قالب‌ها برابر ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت بتن در زیر و روی قالب‌ها برابر ۵ سانتی‌متر است. بتن مصرفی، C35 می‌باشد. جهت افزایش کارایی بتن از فوق روان کننده استفاده شده است. عمل‌آوری به مدت ۷ روز و به روش مرطوب انجام می‌شود و سن بتن در زمان اولین بارگذاری بر روی سقف، ۱۴ روز در نظر گرفته شده است.

الف) محاسبه کرنش جمع‌شدگی ۵ ساله و ۳ ماهه

جدول پ۱-۵؛ متغیرهای اصلاح کرنش جمع‌شدگی مربوط به مثال پ۱-۱	
ضریب زمان عمل‌آوری	
عمل آوری به روش مرطوب به مدت ۷ روز انجام می‌شود	$\gamma_{sh,tc} = 1$
ضریب رطوبت محیط	
رطوبت محیط برابر ۴۰ درصد فرض شده است.	$\gamma_{sh,RH} = 1$
ضریب اندازه عضو یا نسبت حجم به سطح	
برای ناحیه‌ای از سقف، محصور بین محور تا محور تیرچه‌ها (Rib ها):	
حجم ناحیه پس از کسر حجم قالب	$V=(60\times60\times34-50\times50\times24)=62400\ cm^3$
مساحت سطوح فوقانی و تحتانی در تماس با هوا	$S=2\times(60\times60) = 7200\ cm^2$
	$\rightarrow V/S = 8.67\ cm = 86.7\ mm$
	$\gamma_{sh,vs} =$
برای مدت ۳ ماه:	$1.23-0.006(V/S) = 1.23-0.006(86.7) = 0.7098$
برای مدت ۵ سال:	$1.17-0.00456(V/S) = 1.17-0.00456(86.7) = 0.7747$
ضریب اسلامپ بتن	

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

با توجه به استفاده از فوق روان‌کننده و با فرض نسبت آب به سیمان حداکثر برابر با ۰/۴۵	$\gamma_{sh,s}=1$
ضریب دانه‌بندی	
نسبت وزنی ریزدانه به وزن کل سنگدانه‌ها در مخلوط بتن برابر ۵۰ درصد درنظر گرفته شده است.	$\gamma_{sh,\psi}=1$
ضریب مقدار سیمان	
با فرض عیار سیمان مصرفی برابر با ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب	$\gamma_{sh,c}=0.75+0.00061c=0.75+0.00061(400)=0.994$
ضریب مقدار هوا	
با فرض درصد هوای موجود در بتن کمتر از ۶ درصد	$\gamma_{sh,a}=1$

$$\gamma_{sh}=\gamma_{sh,tc}\cdot\gamma_{sh,RH}\cdot\gamma_{sh,vs}\cdot\gamma_{sh,s}\cdot\gamma_{sh,\Psi}\cdot\gamma_{sh.c}\cdot\gamma_{sh,a}$$

$$\gamma_{sh3m}=1\times1\times0.7098\times1\times1\times0.994\times1=0.7055$$
$$\gamma_{sh5y}=1\times1\times0.7747\times1\times1\times0.994\times1=0.7701$$

$$\varepsilon_{shu3m}=(780\times10^{-6})\times0.7055=0.00055$$
$$\varepsilon_{shu5y}=(780\times10^{-6})\times0.7701=0.0006$$

$$f=26e^{1.42\times10^{-2}.(\frac{V}{S})}=26e^{1.42\times10^{-2}.(86.7)}=89.053\equiv89\ days$$

$$\varepsilon_{sh}(t,t_c)=\frac{(t-t_c)^{\alpha}}{f+(t-t_c)^{\alpha}}\cdot\varepsilon_{shu}$$

برای مدت ۳ ماه با فرض ۹۰ روز:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_c)=\frac{90-7}{89+(90-7)}\times0.00055=0.000266$$

برای مدت ۵ سال با فرض ۱۸۲۶ روز:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_c)=\frac{1826-7}{89+(1826-7)}\times0.0006=0.000572$$

ب) محاسبه ضریب خزش ۵ ساله و ۳ ماهه

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

جدول پ۱-۶؛ متغیرهای اصلاح ضریب خزش مربوط به مثال پ۱-۱	
ضریب سن بارگذاری بتن	
اولین بارگذاری در سن ۱۴ روز	$\gamma_{c,to} = 1.25\ t_o^{-0.118}$ $= 1.25\times (14)^{-0.118} = 0.9155$
ضریب رطوبت محیط	
رطوبت محیط برابر ۴۰ درصد فرض شده است.	$\gamma_{c,RH} = 1$
ضریب اندازه عضو یا نسبت حجم به سطح	
مطابق محاسبات انجام شده در بخش الف، مقدار نسبت حجم به سطح، V/S برابر ۸۶/۷ میلی‌متر می‌باشد. $\gamma_{c,vs} =$ برای مدت ۳ ماه: $1.14-0.00363(V/S)=1.14-0.00363(86.7)=0.8253$ برای مدت ۵ سال: $1.10-0.00268(V/S)=1.10-0.00268(86.7)=0.8676$	
ضریب اسلامپ بتن	
با توجه به استفاده از فوق روان‌کننده و با فرض نسبت آب به سیمان حداکثر برابر با ۰/۴۵	$\gamma_{c,s} = 1$
ضریب دانه‌بندی	
نسبت وزنی ریزدانه به وزن کل سنگدانه‌ها در مخلوط بتن برابر ۵۰ درصد درنظر گرفته شده است.	$\gamma_{c,\Psi} = 1$
ضریب مقدار هوا	
با فرض درصد هوای موجود در بتن کمتر از ۶ درصد	$\gamma_{c,a} = 1$

$$\gamma_c = \gamma_{c,to}\cdot\gamma_{c,RH}\cdot\gamma_{c,vs}\cdot\gamma_{c,s}\cdot\gamma_{c,\Psi}\cdot\gamma_{c,a}$$

$$\gamma_{c3m} = 0.9155 \times 1 \times 0.8253 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.7556$$

$$\gamma_{c5y} = 0.9155 \times 1 \times 0.8676 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.7943$$

$$\phi_{u3m} = 2.35\ \gamma_{c3m} = 2.35 \times 0.7556 = 1.7757$$

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

$$\phi_{u5y} = 2.35\,\gamma_{c5y} = 2.35 \times 0.7943 = 1.8666$$

$$\phi(t,t_o) = \frac{(t-t_o)^{\Psi}}{d + (t-t_o)^{\Psi}} \cdot \phi_u \;\; ; \; d = f = 89\; days \;\; ; \;\; \psi = 1$$

برای مدت ۳ ماه با فرض ۹۰ روز:

$$\phi(t,t_o) = \frac{90-14}{89+(90-14)} \times 1.7757 = 0.8179$$

برای مدت ۵ سال با فرض ۱۸۲۵ روز:

$$\phi(t,t_o) = \frac{1826-14}{89+(1826-14)} \times 1.8666 = 1.7792$$

بدین ترتیب نتیجه محاسبه کرنش جمع‌شدگی و ضریب خزش به شرح زیر می‌باشد:

جدول پ۱-۷؛ مقادیر کرنش جمع‌شدگی و ضریب خزش ۳ ماهه و ۵ ساله محاسبه شده مربوط به مثال پ۱-۱

کرنش جمع‌شدگی	ضریب خزش	زمان
۰/۰۰۰۲۶۶	۰/۸۱۷۹	۳ ماه
۰/۰۰۰۵۷۲	۱/۷۷۹۲	۵ سال

مطابق با توضیحات ذیل تذکر ۲ گام ۴ بند ۷-۸-۴ مربوط به روش دقیق تعیین تغییرشکل دال‌ها لازم است در تعریف جزئیات الگوی تحلیل CASE1، ضریب خزش و کرنش جمع‌شدگی ۵ ساله و در تعریف جزئیات الگوی تحلیل CASE4، ضریب خزش و کرنش جمع‌شدگی ۳ ماهه معرفی شود (تصویر ۷-۱۷).

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پیوست ۲

بررسی وضعیت لرزش و ارتعاش‌کف بر مبنای ATC Design Guide 1 (1999)

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

در این پیوست، چگونگی بررسی ارتعاش و لرزش کف‌ها ناشی از حرکت و تردد افراد (Vibration due to Walking) ارائه گردیده است.

پ۲-۱ حداکثر نسبت شتاب حاصل از ارتعاش

بدین منظور لازم است حداکثر نسبت شتاب حاصل از حرکت افراد بر اساس رابطه زیر محاسبه شود:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \cdot e^{-0.35 f_n}}{\beta W}$$

a_p : حداکثر شتاب حاصل از حرکت افراد

g : شتاب ثقل

$\frac{a_p}{g}$: حداکثر نسبت شتاب حاصل از حرکت افراد

β : نسبت میرایی که ATC مقدار آن را بصورت زیر پیشنهاد می‌کند:

- ۲ درصد برای کف‌هایی که دارای اجزای غیرسازه‌ای کمی می‌باشند همانند فضاهای باز اداری.
- ۳ درصد برای کف‌های دارای اجزای غیرسازه‌ای و مبلمان لیکن دیوارهای جداکننده، به سقف متصل نیستند (جداسازی لرزه‌ای).
- ۵ درصد برای کف‌های دارای دیوارهای جداکننده‌ای که به سقف متصل هستند.
- ۲ درصد برای مراکز خرید.

W: وزن مؤثر چشمه سقف مورد نظر بر حسب کیلوگرم؛ جهت محاسبه این وزن، کل بار مرده و درصدی از بارهای زنده‌ی متر مربع چشمه مورد نظر، در مساحت آن پنل ضرب شود.

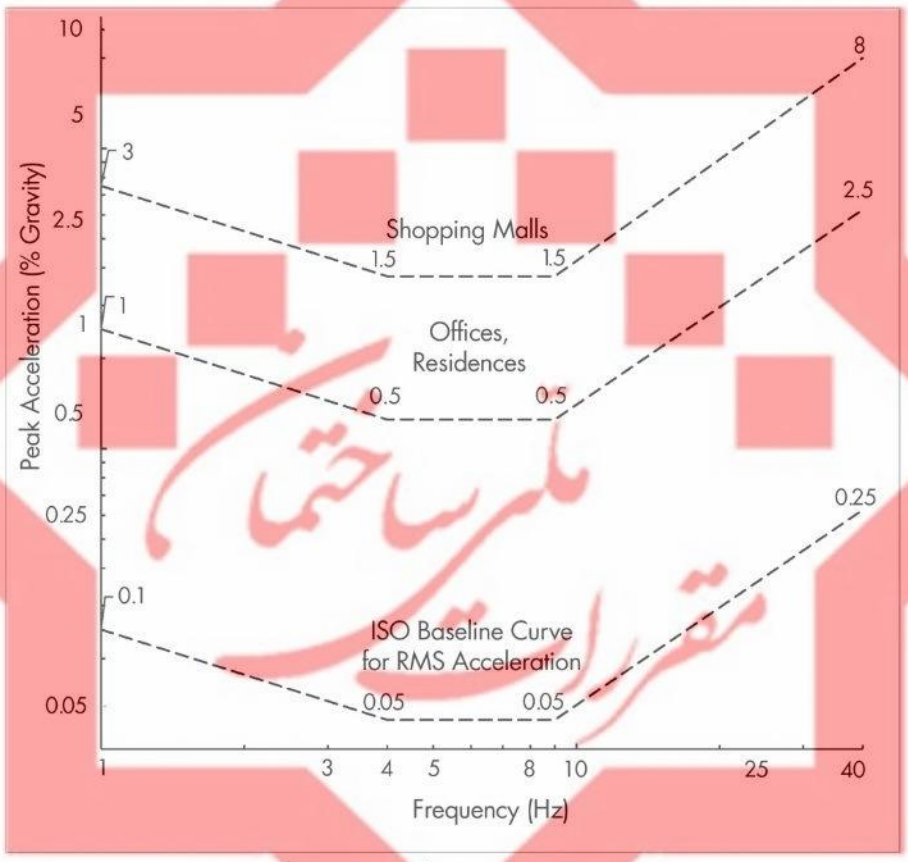
P_o: نیروی ثابتی که بیانگر نیروی ناشی از حرکت و تردد افراد است. ATC این مقدار ثابت را برای کف‌های مسکونی، اداری و مراکز خرید معادل ۲۹ کیلوگرم معرفی می‌کند.

f_n: فرکانس دوره‌ای طبیعی ارتعاش کف بر حسب هرتز که جهت محاسبه دقیق‌تر آن می‌توان از نتیجه تحلیل مودال نرم‌افزار SAFE استفاده کرد.

پ۲-۲ مقادیر پیشنهادی حداکثر نسبت شتاب مجازحاصل از ارتعاش برای کاربری‌های مختلف

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پس از تعیین حداکثر نسبت شتاب، a_p/g ، لازم است با توجه به کاربری کف مورد نظر، وضعیت آن در گراف تصویر پ۲-۱ بررسی شود. با توجه به آنکه محور قائم گراف بر حسب درصد است، باید a_p/g حاصل از رابطه مربوطه در ۱۰۰ ضرب شود و سپس در گراف زیر بررسی شود. وضعیت ارتعاش کف که از محل تلاقی فرکانس ارتعاش و a_p/g در گراف مشخص می‌شود باید زیر خط مجاز کاربری مورد نظر باشد.



تصویر پ۲-۱؛ مقادیر پیشنهادی حداکثر نسبت شتاب مجاز ناشی از ارتعاش برای کاربری‌های مختلف

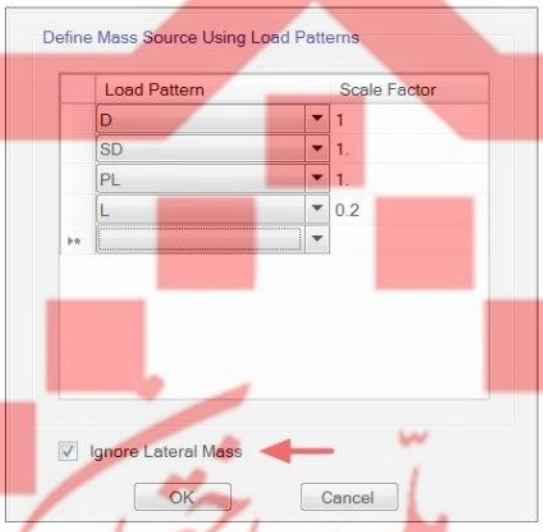
پ۲-۳ محاسبه فرکانس ارتعاش کف در SAFE

۱- در تعریف مشخصات بتن، ضریب الاستیسیته‌ی آن ۲۵ درصد افزیش داده شود.

۲- در پنجره دستور Mass Source میزان مشارکت الگوهای بار جهت محاسبه‌ی جرم مشارکت‌کننده در آنالیز مودال و تعیین فرکانس ارتعاش

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

کف معرفی گردد. این جرم مشارکت‌کننده شامل کل بارهای مرده،کل بار تیغه‌ها و نیز درصدی از بارهای زنده است که دائمی درنظر گرفته می‌شوند. متذکر می‌گردد نظر به آنکه هدف از انجام این تحلیل مودال، بررسی وضعیت مودهای ارتعاشی قائم کف و تعیین فرکانس این مودها می‌باشد، گزینه Ignore Lateral Mass باید تیک شود.



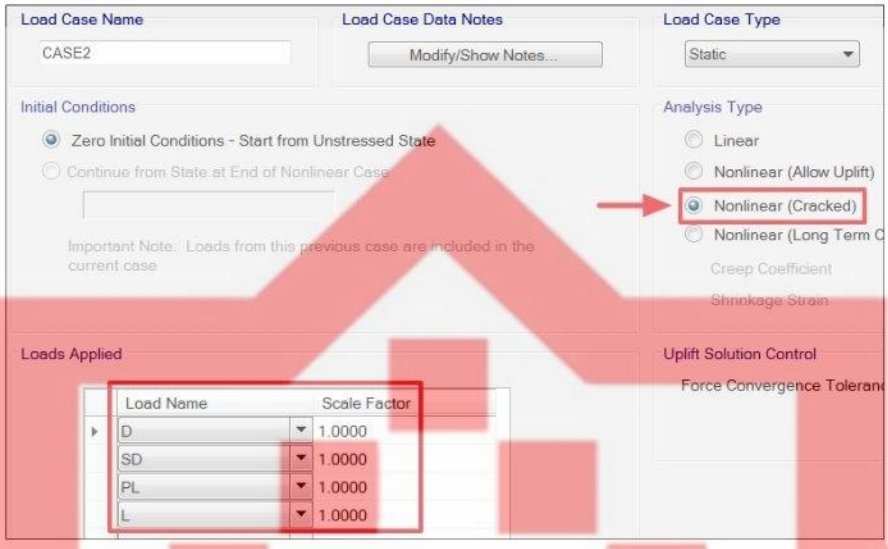
تصویر پ۲-۲؛ تنظیمات پنجره *Mass Source* جهت معرفی جرم مشارکت کننده در محاسبه فرکانس ارتعاش کف در *SAFE*

۳- در پنجره دستور Load Cases، دو الگوی تحلیل به شرح زیر ایجاد گردند:

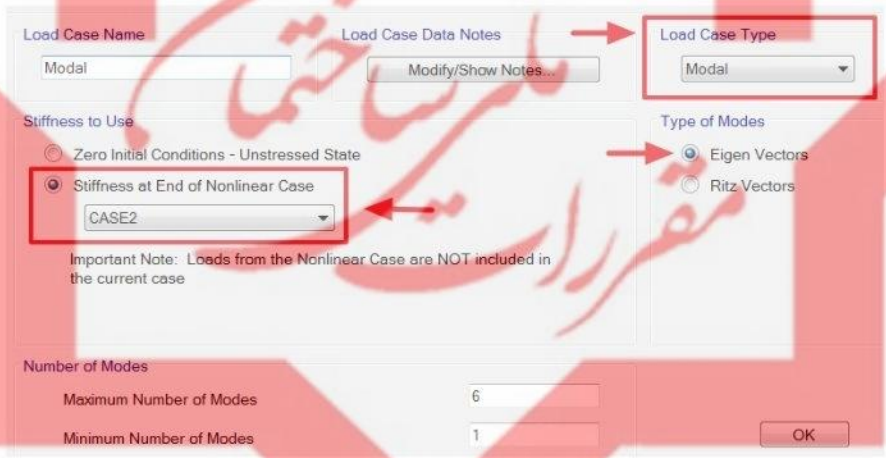
الگوی تحلیلی اول: یک الگوی تحلیل با ماهیت تحلیلی Nonlinear (Cracked) و با مشارکت کلیه بارها (تصویر پ۲-۳). این الگوی تحلیل، همان الگوی تحلیل CASE2 در جداول ۷-۱ و ۷-۳ است که پیش‌تر ایجاد شده‌اند.

الگوی تحلیلی دوم: که یک الگوی تحلیل با هدف انجام آنالیز مودال است. با هدف لحاظ نمودن اثر ترک‌خوردگی بر سختی دال و تأثیر آن بر لرزش کف، نتایج حاصل از الگوی تحلیل CASE2 به‌عنوان شرایط اولیه‌ی تحلیل مودال معرفی شود (تصویر پ۲-۴).

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



تصویر پ۲-۳؛ جزئیات الگوی تحلیل اول مربوط به محاسبه فرکانس ارتعاش کف در *SAFE*



تصویر پ۲-۴؛ جزئیات الگوی تحلیل دوم مربوط به محاسبه فرکانس ارتعاش کف در *SAFE*

مثال پ۲-۱: فرض شود در یک سقف بتن‌آرمه با کاربری مسکونی، چشمه‌ای از سقف با ابعاد ۱۲×۱۲ متر مد نظر است. پس از مدل‌سازی و تحلیل مدل در SAFE، مود اول ارتعاش قائم سقف بیانگر ارتعاش غالب این چشمه از سقف می‌باشد و فرکانس دوره‌ای طبیعی ارتعاش این مود

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

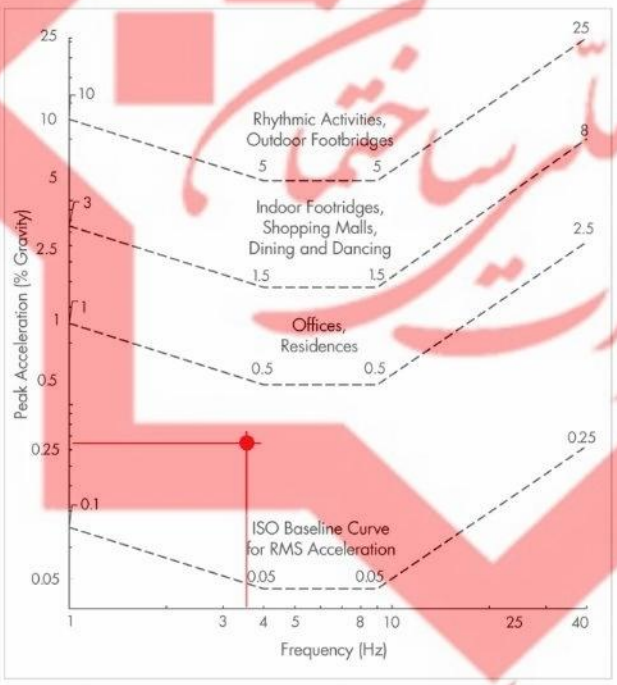
برابر ۳/۶۲۱ هرتز (f_n=3.621Hz) گزارش شده است. بار مرده حاصل از وزن این سقف برابر ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار مرده حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار معادل تیغه‌ها برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد که قصد داریم ۲۰ درصد آن را به‌عنوان بار دائمی محسوب نماییم.

با فرض عدم اتصال تیغه‌ها به سقف با هدف جداسازی لرزه‌ای اجزای ناسازه‌ای مطابق پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰، نسبت میرایی، $\beta = 3\%$ درنظر گرفته می‌شود. وزن مؤثر چشمه سقف مورد نظر حاصل از بارهای دائمی برابر است با:

$$W = (350+200+100+0.2\times200)\times(12\times12) = 99360 \text{ kgf}$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \cdot e^{-0.35 f_n}}{\beta W} = \frac{29 \times e^{-0.35\times3.621}}{0.03 \times 99360} = 0.00274 = 0.274\%$$

همانطور که در تصویر پ۲-۲ مشاهده می‌شود تلاقی فرکانس ۳/۶۲۱ هرتز و حداکثر نسبت شتاب ۰/۲۷٤ درصد در محدوده قابل قبول لرزش کف‌های مسکونی و اداری قرار دارد.



تصویر پ۲-۲؛ نمایش وضعیت ارتعاش کف مثال پ۲-۱ درگراف

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

پیوست ۳

جداول جزئیات سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه بتنی

مقررات ملی ساختمان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

به منظور سهولت و تسریع در امر طراحی تیرچه‌ها، جداولی در این پیوست ارائه گردیده است. این جداول شامل جزئیات تیرچه‌های بتنی می‌باشد که طراحی آنها تحت خمش و برش و با رعایت الزامات بهره‌برداری شامل تغییرشکل‌های آنی و دراز مدت و نیز بررسی لرزش، مطابق با ضوابط فصل ۹-۱۹ مبحث نهم انجام شده است و در طراحی آنها کلیه الزامات مبحث ۹ تأمین گردیده است. لیکن استفاده از این جداول الزامی نبوده، طراح می‌تواند مشروط بر ارائه جزئیات کامل طراحی تیرچه شامل الزامات مقاومتی و بهره‌برداری، نتایج حاصل از طراحی خود را در نقشه‌های اجرایی ارائه دهد. این جداول برای سه نوع کف متعارف به شرح ذیل ارائه گردیده است:

الف) کف‌های مسکونی که بارمرده حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری آنها حداکثر برابر با ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار معادل تیغه‌بندی آنها حداکثر برابر با ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.

ب) کف‌های محل عبور و پارک خودروهای با وزن حداکثر ۴۰ کیلونیوتن (۴ تن) که بارمرده حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری آنها حداکثر برابر با ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. متذکر می‌گردد مطابق با ضوابط مبحث ششم لازم است در طراحی چنین کف‌هایی، اثر بار زنده متمرکز برابر با ۱۵۰۰ کیلوگرم در سطحی به ابعاد ۱۲×۱۲ سانتی‌متر نیز مد نظر قرار گیرد که البته لازم نیست با بار زنده یکنواخت، بطور همزمان اعمال گردد.

پ) بام‌های معمولی که بارمرده حاصل از کف‌سازی و نازک‌کاری آنها حداکثر برابر با ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده، برف و باران آنها از ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بیشتر نباشد. متذکر می‌گردد مطابق با ضوابط مبحث ششم لازم است در طراحی این بام‌ها، اثر بار زنده متمرکز برابر با ۱۳۰۰ کیلوگرم در سطحی به ابعاد ۷۵×۷۵ سانتی‌متر نیز در نظر گرفته شود که البته لازم نیست با بار زنده یکنواخت، بطور همزمان اعمال گردد.

طراحی‌هر یک از این‌کف‌ها با فرض استفاده از سه رده‌ی بتن شامل C21، C25 و C30 انجام شده است. بدیهی است برای سایر کف‌ها و سایر رده‌های بتن لازم است تیرچه‌ها طراحی شوند.

فرضیات بکار رفته در این محاسبات به شرح زیر است:

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

۱- تکیه‌گاه‌های تیرچه بصورت ساده درنظر گرفته شده است.
۲- ۲۰ درصد بارهای زنده به‌عنوان بار دائمی درنظر گرفته شده است.
۳- محاسبه تغییرشکل‌های قبل از نازک‌کاری که از تغییرشکل کل کاسته می‌شود بر مبنای اثر خیز آنی و خزش ۳ ماهه ناشی از بار مرده حاصل از وزن سقف و نصف بار تیغه‌ها که مربوط به وزن دیوار بدون نازک‌کاری است، درنظر گرفته شده است.
۴- محاسبه ممان اینرسی مؤثر تیرچه که مبتنی بر مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن است بر مبنای روابط مندرج در جدول ۹-۱۹-۱ انجام شده است.
۵- تعیین ضریب خزش مطابق ضابطه بند ۹-۱۹-۲-۲-۵ مبحث ۹ انجام شده است.

تذکر۱: درصورتی‌که بررسی تغییرشکل تیرچه‌ها برمبنای مدل‌سازی و تحلیل تیرچه در نرم‌افزار SAFE انجام شود و در محاسبه تغییرشکل نهایی تیرچه، بجای روش مبحث ۹ از روش مشروح در پیوست ۱ استفاده شود، ممکن است نتایج طراحی در برخی حالات، سبک‌تر از جزئیات ارائه شده در این پیوست شود.

تذکر۲: درخصوص تیرچه‌هایی که نیاز به آرماتور کششی تقویتی دارند توصیه می‌شود طول این آرماتور تقویت حداقل برابر با ۶۰ درصد طول تیرچه و در ناحیه میانی طول آن اجرا شود اگرچه ارجح آن است که این طول بر مبنای محاسبه تعیین شود.

تذکر۳: در خصوص تیرچه‌ها در سازه‌های فولادی منظور از طول تیرچه، طول محور تا محور تیرهای فولادی تکیه‌گاهی تیرچه است و در سازه‌های بتنی منظور از طول تیرچه، طول دهانه خالص تیرچه (بَر تا بَر تیرهای بتنی تکیه‌گاهی تیرچه) بعلاوه‌ی ۳۰ سانتی‌متر می‌باشد. به‌عنوان مثال اگر در دهانه‌ای از سقف، طول دهانه خالص تیرچه برابر ۶ متر است لازم است جزئیات تیرچه در جدول بر مبنای دهانه ۶/۳۰ متر انتخاب گردد.

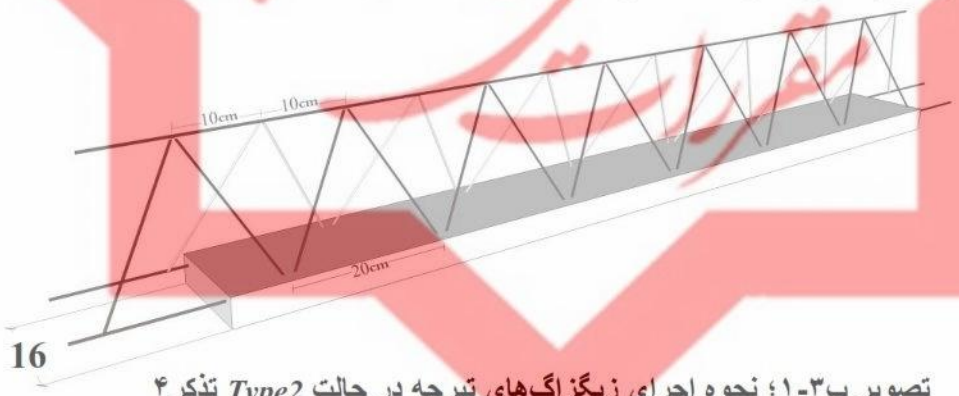
تذکر۴: در مواردی‌که آرماتور زیگزاگ در جدول از نوع Type1 معرفی شده باشد لازم است مطابق با بند ۵-۱-۱-۳ استاندارد شماره ۱-۲۹۰۹ سازمان ملی استاندارد ایران (چاپ ۱۳۹۵)، حداقل قطر زیگزاگ‌ها را برای میلگردهای گرم نورد برابر ۶ میلی‌متر و برای میلگردهای سرد

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

نورد برابر ۴ میلی‌متر در نظر گرفت. در مواردی‌که آرماتور زیگزاگ در جدول از نوع Type2 معرفی شده باشد لازم است اولاً زیگزاگ‌ها بصورت مضاعف و مطابق با تصویر پ۳-۱ اجرا شوند. ثانیاً در این حالت، حداقل قطر زیگزاگ‌ها برابر ۸ میلی‌متر می‌باشد (جهت تأمین نیاز برشی مقطع).

تذکر۵: در کلیه جداول، آرماتورهای با قطر ۱۴ میلی‌متر و بالاتر از نوع S400 و آرماتورهای با قطر ۱۲ میلی‌متر و کمتر از نوع S340 در نظر گرفته شده‌اند.

تذکر۶: درخصوص تیرچه‌هایی که در جدول بصورت دوبل معرفی شده‌اند، جزئیات ارائه شده در جدول مربوط به هریک از تیرچه‌ها به تنهایی می‌باشد. به‌عنوان مثال در یک سازه فولادی، در یک دهانه بطول ۷/۱۰ متر مربوط به یک کف مسکونی و با فرض بتن مصرفی از رده C21، لازم است از دو عدد تیرچه (تیرچه دوبل) هرکدام دارای دو عدد آرماتور نمره ۱۴ همراه با یک آرماتور تقویت نمره ۱۶ به طول ۴/۲۵ و آرماتور فوقانی نمره ۱۲ استفاده شود. بازای هر تیرچه نیز یک عدد آرماتور منفی نمره ۱۲ مورد نیاز است که چون تیرچه بصورت دوبل بکار گرفته شده است در محل هر دوبل تیرچه، لازم است دو عدد آرماتور منفی نمره ۱۲ اجرا شود.



تصویر پ۳-۱؛ نحوه اجرای زیگزاگ‌های تیرچه در حالت *Type2* تذکر۴

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

جدول پ۳-۱	کف‌های مسکونی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C21
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۴ متر	2 Φ10	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۴ تا ۴/۸۵	2 Φ12	-	1 Φ 10	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۴/۸۵ تا ۵/۳۵ (۱)	2 Φ14	-	1 Φ 10	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۸۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 12	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۸۵ تا ۵/۹۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 14	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۹۵ تا ۶/۱۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۶/۱۰ تا ۶/۳۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۳۰ تا ۶/۴۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۴۵ تا ۶/۶۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۶۰ تا ۶/۷۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 14	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۷۰ تا ۶/۹۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 1

جدول پ۳-۱	کف‌های مسکونی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C21
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۶/۹۵ تا ۷/۱۵	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۱۵ تا ۷/۳۵	2 Φ16	1Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۳۵ تا ۷/۴۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1

(۱) بجای 2 Φ14 می‌توان از 2 Φ12 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ12 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۲	کف‌های مسکونی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C25
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۴ متر	2 Φ10	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۴ تا ۴/۸۵	2 Φ12	-	1 Φ 10	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۴/۸۵ تا ۵/۳۵ (۱)	2 Φ14	-	1 Φ 10	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۸۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 12	تک	1 Φ10	Type 1
بیش از ۵/۸۵ تا ۵/۹۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 14	تک	1 Φ10	Type 1
بیش از ۵/۹۵ تا ۶/۱۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ10	Type 1
بیش از ۶/۱۵ تا ۶/۳۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 1
بیش از ۶/۳۰ تا ۶/۴۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۴۵ تا ۶/۶۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۶۵ تا ۶/۷۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 14	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۷۰ تا ۷	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 1

جدول پ۳-۲	کف‌های مسکونی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C25
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۷ تا ۷/۲۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۲۰ تا ۷/۳۵	2 Φ16	1Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۳۵ تا ۷/۸۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1

(۱) بجای 2 Φ14 می‌توان از 2 Φ12 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ12 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۳	کف‌های مسکونی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C30
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۴ متر	2 Φ10	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۴ تا ۴/۸۵	2 Φ12	-	1 Φ 10	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۴/۸۵ تا ۵/۳۵ (۱)	2 Φ14	-	1 Φ 10	تک	1 Φ8	Type 1
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۸۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 12	تک	1 Φ10	Type 1
بیش از ۵/۸۵ تا ۵/۹۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 14	تک	1 Φ10	Type 1
بیش از ۵/۹۵ تا ۶/۱۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ10	Type 1
بیش از ۶/۱۵ تا ۶/۳۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 1
بیش از ۶/۳۰ تا ۶/۵۰	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 1
بیش از ۶/۵۰ تا ۶/۶۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 1
بیش از ۶/۶۵ تا ۶/۷۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 14	تک	1 Φ12	Type 1
بیش از ۶/۷۵ تا ۷	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 1

جدول پ۳-۳	کف‌های مسکونی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C30
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۷ تا ۷/۲۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۲۰ تا ۷/۴۰	2 Φ16	1Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۴۰ تا ۷/۸۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1

(۱) بجای 2 Φ14 می‌توان از 2 Φ12 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ12 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۴	کف‌های پارک و تردد خودرو		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۷ سانتی‌متر بتن رو			بتن C21
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۲/۷۰ متر	2 Φ12	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۲/۷۰ تا ۳/۷۰	2 Φ12	1 Φ 12	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۷۰ تا ۳/۹۵	2 Φ14	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۹۵ تا ۴/۸۰	2 Φ16	-	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۴/۸۰ تا ۵/۳۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۷۵	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۵/۷۵ تا ۶/۱۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۱۵ تا ۶/۵۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۵۰ تا ۶/۷۵	2 Φ16	-	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۶/۷۵ تا ۷/۰۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۷/۰۵ تا ۷/۲۵	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2

جدول پ۳-۴	کف‌های پارک و تردد خودرو		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۷ سانتی‌متر بتن رو			بتن C21
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۷/۲۵ تا ۷/۴۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۴۵ تا ۷/۶۰	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۶۰ تا ۷/۷۰	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 14	دوبل	1 Φ12	Type 2

(۱) بجای 2 Φ12 آرماتور سراسری و 1 Φ12 آرماتور تقویت می‌توان از 2 Φ14 بصورت سراسری و بدون تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۵	کف‌های پارک و تردد خودرو		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۷ سانتی‌متر بتن رو			بتن C25
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۲/۷۰ متر	2 Φ12	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۲/۷۰ تا ۳/۷۵ (۱)	2 Φ12	1 Φ 12	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۷۵ تا ۳/۹۵	2 Φ14	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۹۵ تا ۴/۸۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۴/۸۵ تا ۵/۴۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۴۰ تا ۵/۸۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۵/۸۰ تا ۶/۱۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۱۵ تا ۶/۵۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۵۵ تا ۶/۸۰	2 Φ16	-	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۶/۸۰ تا ۷/۱۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۷/۱۰ تا ۷/۳۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2

جدول پ۳-۵	کف‌های پارک و تردد خودرو		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۷ سانتی‌متر بتن رو			بتن C25
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۷/۳۰ تا ۷/۴۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۴۵ تا ۷/۶۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۶۵ تا ۷/۷۰	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 14	دوبل	1 Φ12	Type 2

(۱) بجای 2 Φ12 آرماتور سراسری و 1 Φ12 آرماتور تقویت می‌توان از 2 Φ14 بصورت سراسری و بدون تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۶	کف‌های پارک و تردد خودرو		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۷ سانتی‌متر بتن رو			بتن C30
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۲/۷۰ متر	2 Φ12	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۲/۷۰ تا ۳/۷۵ (۱)	2 Φ12	1 Φ 12	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۷۵ تا ۳/۹۵	2 Φ14	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۹۵ تا ۴/۸۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۴/۸۵ تا ۵/۴۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۴۰ تا ۵/۸۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۵/۸۰ تا ۶/۲۰	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۲۰ تا ۶/۵۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۵۵ تا ۶/۸۰	2 Φ16	-	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 1
بیش از ۶/۸۰ تا ۷/۱۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 1
بیش از ۷/۱۰ تا ۷/۳۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1

جدول پ۳-۶	کف‌های پارک و تردد خودرو		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۷ سانتی‌متر بتن رو			بتن C30
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۷/۳۰ تا ۷/۸۰	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۵۰ تا ۷/۶۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 1
بیش از ۷/۶۵ تا ۷/۷۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 14	دوبل	1 Φ12	Type 1

(۱) بجای 2 Φ12 آرماتور سراسری و 1 Φ12 آرماتور تقویت می‌توان از 2 Φ14 بصورت سراسری و بدون تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۷	بام‌های معمولی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C21
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۳/۱۰ متر	2 Φ12	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۱۰ تا ۴/۲۰ (۱)	2 Φ12	1 Φ 12	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۴/۲۰ تا ۴/۴۵	2 Φ14	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۴/۴۵ تا ۵/۳۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۸۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۸۵ تا ۶	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶ تا ۶/۱۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۱۵ تا ۶/۳۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۳۰ تا ۶/۴۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 14	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۴۰ تا ۶/۶۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۶/۶۵ تا ۶/۸۵	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2

جدول پ۳-۷	بام‌های معمولی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C21
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۶/۸۵ تا ۷	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷ تا ۷/۱۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۱۵ تا ۷/۲۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 14	دوبل	1 Φ12	Type 2

(۱) بجای 2 Φ12 آرماتور سراسری و 1 Φ12 آرماتور تقویت می‌توان از 2 Φ14 بصورت سراسری و بدون تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۸	بام‌های معمولی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C25
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۳/۱۵ متر	2 Φ12	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۱۵ تا ۴/۲۵ (۱)	2 Φ12	1 Φ 12	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۴/۲۵ تا ۴/۴۵	2 Φ14	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۴/۴۵ تا ۵/۳۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۸۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۸۵ تا ۶	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶ تا ۶/۲۰	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۲۰ تا ۶/۳۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۳۵ تا ۶/۴۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 14	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۴۰ تا ۶/۷۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۶/۷۰ تا ۶/۸۵	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2

جدول پ۳-۸	بام‌های معمولی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C25
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۶/۸۵ تا ۷/۰۰	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۰۵ تا ۷/۲۰	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۲۰ تا ۷/۳۰	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 14	دوبل	1 Φ12	Type 2

(۱) بجای 2 Φ12 آرماتور سراسری و 1 Φ12 آرماتور تقویت می‌توان از 2 Φ14 بصورت سراسری و بدون تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

جدول پ۳-۹	بام‌های معمولی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C30
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
تا ۳/۱۵ متر	2 Φ12	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۳/۱۵ تا ۴/۲۵ (۱)	2 Φ12	1 Φ 12	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۴/۲۵ تا ۴/۴۵	2 Φ14	-	1 Φ 8	تک	1 Φ8	Type 2
بیش از ۴/۴۵ تا ۵/۳۵ (۲)	2 Φ16	-	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۳۵ تا ۵/۸۵	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 10	تک	1 Φ10	Type 2
بیش از ۵/۸۵ تا ۶	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶ تا ۶/۲۰	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۲۰ تا ۶/۳۵	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 12	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۳۵ تا ۶/۴۰	2 Φ16	1 Φ16	1 Φ 14	تک	1 Φ12	Type 2
بیش از ۶/۴۰ تا ۶/۷۰	2 Φ14	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ10	Type 2
بیش از ۶/۷۰ تا ۶/۹۰	2 Φ14	1 Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2

جدول پ۳-۹	بام‌های معمولی		بلوک ۲۵ سانتی‌متر + ۵ سانتی‌متر بتن رو			بتن C30
طول دهانه (متر)	آرماتور تحتانی	آرماتور تقویت	آرماتور فوقانی	تک / دوبل	آرماتور منفی	آرماتور زیگزاگ
بیش از ۶/۹۰ تا ۷/۰۵	2 Φ16	1 Φ14	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۰۵ تا ۷/۲۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 12	دوبل	1 Φ12	Type 2
بیش از ۷/۲۵ تا ۷/۳۵	2 Φ16	1Φ16	1 Φ 14	دوبل	1 Φ12	Type 2

(۱) بجای 2 Φ12 آرماتور سراسری و 1 Φ12 آرماتور تقویت می‌توان از 2 Φ14 بصورت سراسری و بدون تقویت استفاده نمود.

(۲) بجای 2 Φ16 می‌توان از 2 Φ14 به‌عنوان آرماتور سراسری همراه با 1 Φ14 به‌عنوان آرماتور تقویت استفاده نمود.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

منابع و مراجع:

۱- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ؛ ویرایش چهارم

۲- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ؛ ویرایش چهارم (۱۳۹۸)

۳- مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ؛ ویرایش سوم (۱۳۹۲)

۴- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ؛ ویرایش پنجم (۱۳۹۸)

۵- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ؛ ویرایش چهارم (۱۳۹۲)

6. ASCE/SEI 7-10

7. Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10

8. NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures; FEMA P-750 / 2009 Edition

9. Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete; ACI 209.2R-08

10. Control of Deflection in Concrete Structures; ACI 435R-95 (Reapproved 2000)

11. ATC Design Guide 1; Minimizing Floor Vibration (1999)

12. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings; PEER/ATC 72-1 (2010)

13. Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations; A Guide for Practicing Engineers (2012)

14. CSI Analysis Reference Manual

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان