سازمان نظام مهندسی ساختمان
استان یزد

راهنمای مدل‌سازی و طراحی سازه‌های بتنی

در ساختمان‌های استان یزد

کمیسیون تخصصی عمران

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان یزد

ویرایش اول-آبان ۱۴۰۰

به نام خدای مهربان

تغییرات زیاد ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و تشخیص‌های متفاوت و اختلاف‌نظرهای موجود بین مهندسان طراح باعث شده است که سازمان‌های نظام مهندسی استان‌های مختلف، دستورالعمل‌ها و راهنماهایی برای ایجاد وحدت رویه بین مهندسین خود ارائه دهند. در این راستا، کمسیون محترم عمران سازمان نظام مهندسی استان یزد اقدام به تعریف طرح پژوهشی جهت تدوین و تهیه دستورالعمل و راهنمای طراحی سازه های بتنی در ساختمان‌های استان یزد نموده و مجموعه پیشِ رو حاصل همکاری بین سازمان نظام مهندسی و دانشگاه یزد می‌باشد. به پیوست این راهنما چک لیست طراحی سازه و تهیه نقشه‌های سازه‌ای و همچنین فایل گزارش خلاصه محاسبات سازه در محیط نرم-افزار Excel ارائه شده است تا فرضیات و نتایج محاسبات و کنترل‌های آیین‌نامه‌ای در قالب همسان ارائه گردد. در راهنمای تهیه شده تلاش بر این بوده است تا از بیان مطالب واضح که در آیین‌نامه‌ها و یا مراجع طراحی آمده است پرهیز شده و صرفاً نکاتی که محل اختلاف است بیان گردد. توجه شود که مطالب این مجموعه صرفاً به عنوان راهنما بوده و از جنبه حقوقی جایگزین ضوابط صریح مقررات ملی ساختمان نیست و طراح سازه موظف به رعایت دقیق آیین‌نامه‌ها می-باشد.

هرچند تمام تلاش تهیه‌کنندگان این مجموعه بر این بوده است که مطالب با دقت زیادی گزینش و ارائه شود ولی به دلیل گستردگی و حجم زیاد موضوعات، خالی از اشکال نیست. از این رو جهت ارتقای سطح علمی و اجرایی این راهنما در ویرایش‌های بعدی، از مهندسان گرامی تقاضا می‌شود تا نظرات سازنده خود را به کمسیون تخصصی عمران سازمان نظام مهندسی ساختمان استان یزد ارائه نموده و یا به t.me/str_guide_cm ارسال نمایند. پس از جمع آوری نظرات، آخرین ویرایش راهنما و دفترچه محاسبات در کانال اطلاع‌رسانی t.me/str_guide_yazd ارائه می‌گردد و پس از تصویب هیئت مدیره و ابلاغ در سایت سازمان قابل بهره برداری خواهد بود.

تهیه‌کنندگان این مجموعه بر خود لازم می‌دانند که از همه همکارانی که در تهیه، پیگیری، تصویب و ابلاغ این راهنما نقش داشته‌اند به ویژه اعضای محترم هیئت مدیره و کمسیون تخصصی عمران سازمان نظام مهندسی ساختمان استان یزد، تشکر و قدردانی کنند. امید این که با اجرای این طرح توسط مهندسان گرامی شاهد پیشرفت و ارتقای طرح‌های سازه در سطح استان باشیم.

اعضای گروه تدوین:

- دکتر محمدرضا میرجلیلی (عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه یزد)
- مهندس فاطمه یوسفی
- مهندس مائده کاروان‌پور
- مهندس مجتبی احمدی

فهرست مطالب

فصل۱ اسناد و فایل‌های موردنیاز ۸
فصل۲ فرضیات اولیه بارگذاری و تحلیل ۱۰
۲-۱ مشخصات کلی ساختمان..... ۱۰
۲-۲ مشخصات مصالح و عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای..... ۱۰
فصل۳ حداقل بارهای مرده در ساختمان‌های متعارف ۱۲
۳-۱ حداقل بار مرده سازه‌ای سقف‌های مختلف ۱۲
۳-۲ حداقل بار مرده غیر سازه‌ای سقف..... ۱۳
۳-۳ حداقل بار مرده دیوار..... ۱۳
فصل۴ کنترل‌های مربوط به نامنظمی سازه ۱۵
فصل۵ معرفی انواع بار و ترکیبات بارگذاری ۱۷
۵-۱ حالت‌های بار (LOAD CASES) ۱۷
۵-۲ ترکیبات بارگذاری ساختمان‌های بدون دیوار حائل ۱۸
۵-۳ ترکیبات بارگذاری ساختمان‌های دارای فشار جانبی خاک ۲۰
۵-۴ ترکیبات بارگذاري جهت کنترل تنش خاک زیر شالوده برای ساختمان‌های بدون دیوار حائل..... ۲۳
۵-۵ ترکیبات بارگذاري جهت کنترل تنش خاک زیر شالوده برای ساختمان‌های دارای دیوار حائل..... ۲۵
۵-۶ ترکیبات بارگذاری حالت بهره‌برداری..... ۲۸
۵-۷ ترکیبات بارگذاری زلزله سطح بهره‌برداری..... ۲۸
۵-۸ ترکیبات بارگذاری طراحی دیافراگم..... ۳۰
۵-۹ نکات تکمیلی ۳۰
فصل۶ ضرایب اصلاح سختی اعضای بتنی..... ۳۲
۶-۱ تیرها و ستون‌ها..... ۳۲
۶-۲ دیوارهای برشی و تیرهای همبند ۳۳
۶-۳ ستون‌های چسبیده به دیوار برشی (اجزای مرزی دیوار) ۳۴
۶-۴ دال‌ها و سقف‌های بتنی ۳۵
۶-۵ رمپ پله و رمپهای ماشین رو..... ۳۶
۶-۶ دیوارهای حائل..... ۳۶
۶-۷ ترک‌خوردگی اعضای بتنی در قاب دوگانه ۳۶
فصل۷ سیستم‌های باربر جانبی و مشخصات مدل‌های موردنیاز..... ۳۸
۷-۱ سیستم دیوارهای باربر ۳۸
۷-۲ سیستم قاب ساختمانی ۳۹
۷-۳ سیستم قاب خمشی..... ۳۹
۷-۴ سیستم دوگانه..... ۴۰
۷-۴-۱ روش ایجاد فایل ۲۵ درصد یا frame.edb ۴۱
۷-۵ نکات مربوط به سیستم‌های سازه‌ای..... ۴۱
فصل۸ تعیین ضریب نامعینی سازه ۴۴
۸-۱ مراحل کنترل و محاسبه ضریب نامعینی سازه..... ۴۴
فصل۹ ضوابط آرماتورگذاری ۴۸
۹-۱ تعریف مفاهیم اولیه ۴۸
۹-۱-۱ تنگ ۴۸
۹-۱-۲ خاموت ۴۸
۹-۱-۳ آرماتور دورگیر..... ۴۹
۹-۱-۴ قلاب لرزه‌ای ۴۹
۹-۱-۵ سنجاقی ۴۹
۹-۲ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش ۴۹
۹-۲-۱ ضریب آرماتور محصورکننده r_{ψ} ۵۰

۹-۳ ضوابط آرماتورگذاری تیر ۵۱
۹-۳-۱ ضوابط آرماتورگذاری تیر با شکل پذیری متوسط ۵۲
۹-۳-۲ ضوابط آرماتورگذاری تیر با شکل پذیری ویژه ۵۲
۹-۴ ضوابط آرماتورگذاری ستون ۵۲
۹-۴-۱ ضوابط آرماتورگذاری ستون با شکل پذیری متوسط ۵۳
۹-۴-۲ ضوابط آرماتورگذاری ستون با شکل پذیری ویژه ۵۴
۹-۵ ضوابط آرماتورگذاری در محل اتصال تیر به ستون ۵۵
۹-۵-۱ مهار میلگردهای طولی تیر خارج از هسته ستون ۵۵
۹-۵-۲ لزوم عبور میلگرد تیر در هسته‌ی ستون: ۵۶
فصل۱۰ طراحی دیوار برشی ۵۷
۱۰-۱ تعاریف ۵۷
۱۰-۲ ضوابط آرماتورگذاری دیوار ۵۸
۱۰-۲-۱ حداقل آرماتور قائم و افقی دیوار ۵۸
۱۰-۲-۲ چیدمان آرماتورها ۵۸
۱۰-۲-۳ محل قطع عملی آرماتورهای طولی دیوار برشی ۵۹
۱۰-۳ اجزای مرزی ویژه و لبههای انتهایی دیوار ۵۹
۱۰-۳-۱ نحوه تشخیص نیاز به اجزای مرزی ویژه ۶۰
۱۰-۳-۲ طول و ارتفاع جزء مرزی ویژه ۶۱
۱۰-۳-۳ جزییات آرماتورگذاری عرضی در جزء مرزی ویژه ۶۲
۱۰-۳-۴ جزییات آرماتورگذاری در لبههای انتهایی دیوار و دور بازشوها (مواردی که نیاز به جزء مرزی ویژه نیست) ۶۴
۱۰-۳-۵ آرماتورگذاری عرضی در ناحیه میانی جان دیوار برشی ۶۵
۱۰-۳-۶ محل وصله پوششی آرماتور قائم در جزء مرزی ویژه ۶۵
۱۰-۴ نیروی برشی طرح دیوار برشی ۶۶
۱۰-۵ دیوارهای بال‌دار (متقاطع) ۶۹
۱۰-۶ دیوارهای همبسته ۷۱
۱۰-۶-۱ مش بندی و برچسب گذاری اجزاء دیوارهای همبسته ۷۱
فصل۱۱ مدل‌سازی دال در ETABS ۷۲
۱۱-۱ انتخاب سیستم باربر جانبی برای سازه‌های دارای سقف دال ۷۲
۱۱-۲ نحوه‌ی انتقال نیروها از ETABS به SAFE ۷۴
فصل۱۲ مدل‌سازی دال در SAFE ۷۶
۱۲-۱ مدل طراحی دال ۷۶
۱۲-۱-۱ ضرایب کاهش سختی ۷۶
۱۲-۱-۲ ایجاد ناحیه صلب (rigid zone) زیر ستون‌ها و دیوارها با استفاده از المان stiff ۷۶
۱۲-۱-۳ کنترل برش پانچ دال ۷۶
۱۲-۲ مدل کنترل تغییرشکل ۷۶
۱۲-۲-۱ الگوهای بار (Load pattern) ۷۷
۱۲-۲-۲ ضرایب ترک‌خوردگی ۷۷
۱۲-۲-۳ محاسبه تغییرشکل دال بر اساس ACI209.2R ۷۸
۱۲-۲-۴ محاسبه تغییرشکل دال بر اساس ACI318 و مبحث نهم ۸۱
۱۲-۲-۵ کنترل تغییرشکل دال ۸۳
۱۲-۲-۶ کنترل ارتعاش سقف ۸۵
فصل۱۳ مدل‌سازی شالوده و پی در SAFE ۸۶
۱۳-۱ مشخصات خاک ۸۶
۱۳-۲ مدل کردن اثر دیوار و ستون در فونداسیون ۸۷
۱۳-۳ مدل کردن شالوده های ناهمتراز و شالوده چاله آسانسور ۸۸

۱-۳-۱۳ *شالوده چاله آسانسور* ۸۸
۲-۳-۱۳ *شالوده های ناهمتراز* ۹۰
۱۳-۴ کنترل تنش خاک زیر شالوده ۹۲
۱-٤-۱۳ *ترکیب بارهای کنترل تنش خاک* ۹۲
۲-۴-۱۳ *کنترل تنش و معیارهای پذیرش* ۹۳
۱۳-۵ نکاتی درباره طراحی شالوده ۹۳
۱-۵-۱۳ *آرماتور حداقل داخل شالوده* ۹٤
۱۳-۶ کنترل برش یک‌طرفه ۹٤
۱۳-۷ کنترل برش پانچ (برش دوطرفه) و طراحی خاموت برشی ۹٤
۱-۷-۱۳ *مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن* ۹۵
۲-۷-۱۳ *کنترل برش پانچ در ETABS* ۹۶
فصل۱۴ کنترل و طراحی دیافراگم ۱۰۳
۱۴-۱ صلبیت دیافراگم ۱۰۳
۱۴-۲ بارگذاری دیافراگم جهت تحلیل و طراحی ۱۰٤
۱۴-۳ ترکیب بارهای طراحی دیافراگم ۱۰۶
۱۴-۴ تحلیل دیافراگم ۱۰۶
۱-٤-۱۴ *استخراج نیروهای وارد بر جمع‌کننده‌ها* ۱۰۶
۲-٤-۱۴ *استخراج نیروهای وارد بر سایر اجزای دیافراگم* ۱۱۳
۱۴-۵ طراحی دیافراگم ۱۱۳
۱-۵-۱۴ *جمع‌کننده‌ها* ۱۱۳
۲-۵-۱۴ *اجزای لبه (chords)* ۱۱۵
۳-۵-۱۴ *لبه‌های مرزی* ۱۱۶
فصل۱۵ کنترل ناحیه اتصال تیر به ستون ۱۱۸
۱۵-۱ کنترل ناحیه اتصال در قاب‌های خمشی متوسط ۱۱۸
۱۵-۲ اصلاح نتایج نسبت نیرو به مقاومت برشی چشمه اتصال در نرم‌افزار ۱۱۸
فصل۱۶ مدل‌سازی راه‌پله ۱۲۱
فصل۱۷ منابع ۱۲۳

فصل۱ اسناد و فایل‌های موردنیاز

۱) خلاصه محاسبات سازه در قالب دفترچه محاسبات الکترونیک

۲) فرم تکمیل شده چک لیست طراحی سازه

۳) فرم تکمیل شده چک لیست نقشه‌های اجرایی

٤) گزارش و نتایج آزمایش‌های ژئوتکنیک

٥) فایل مدل سازه اصلی با نام main.edb

٦) فایل مدل سازه برای محاسبه دوره تناوب تحلیلی (در صورت نیاز) با نام period.edb

۷) فایل مدل سازه‌ای جهت تعیین ضریب نامعینی ρ به‌منظور بررسی ایجاد نامنظمی پیچشی شدید با حذف عضو بحرانی (در صورت فرض ρ=1) با نام rho-torsion-x.edb و rho-torsion-y.edb

۸) فایل مدل سازه‌ای جهت تعیین ضریب نامعینی ρ به‌منظور بررسی کاهش شدید مقاومت با حذف عضو بحرانی (در صورت فرض ρ=1) با نام rho-strength-x.edb و rho-strength-y.edb

۹) فایل مدل سازه کفایت قاب‌های خمشی در سیستم‌های دوگانه با نام frame.edb

۱۰) فایل مدل سازه کفایت دیوارهای برشی در سیستم‌های دوگانه با نام wall.edb

۱۱) فایل مدل سازه بدون رامپ پله nostair.edb (تمامی فایل ها بدون رمپ پله)

۱۲) فایل مدل سازه جهت کنترل ناحیه اتصال تیرها به ستون با نام Joint-shear-check.edb

۱۳) فایل مدل فونداسیون با نام fond.fdb

۱٤) فایل طراحی دال برای طبقات متمایز (با ذکر شماره طبقه) با نام slab-story-i.fdb

۱٥) فایل کنترل تغییرشکل دال برای طبقات متمایز (با ذکر شماره طبقه) با نام def-story-i.fdb

۱٦) فایل کنترل ارتعاش کف برای طبقات متمایز (با ذکر شماره طبقه) با نام vib-story-i.fdb

۱۷) فایل مدل طراحی دیافراگم (در صورت نیاز) با نام diaphragm.edb

۱۸) فایل مدل سازه کفایت سیستم باربرجانبي بدون حضور دال (در سیستم‌های با سقف دال) با نام lateral.edb

۱۹) فایل مدل و دفترچه محاسبات سازه نگهبان

۲۰) نقشه‌های اجرایی سازه با نام str-drawing.dwg و str-drawing.pdf

۲۱) تمامی فایل‌های مدل سازه‌ای در نرم‌افزار ETABS نسخه ۱۶ به بعد و مدل‌های فونداسیون و سقف در نرم‌افزار SAFE نسخه ۱۲ ایجاد شده و در کنار تمامی فایل‌های مدل‌سازی، نسخه متنی آن‌ها با پسوند e2k و s2k ارائه شود.

فصل۲ فرضیات اولیه بارگذاری و تحلیل

۲-۱ مشخصات کلی ساختمان

مشابه جدول ۲-۱، اطلاعات کلی ساختمان در دفترچه محاسبات واردشده و در توضیحات اولیه نقشه نیز درج گردد.

جدول ۲-۱: جدول مشخصات ساختمان

1 -1 - مشخصات کلی ساختمان					
نام کارفرما:		مساحت کل زیر بنا (مترمربع):	1580	ابعاد زمین:	30*12
محل احداث ساختمان:	یزد	نوع کاربری ساختمان:	مسکونی	ابعاد ساختمان:	22*12
تعداد طبقات زیر زمین:	2	تعداد کل طبقات:	5	شماره پرونده نظام:	89/254

۲-۲ مشخصات مصالح و عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای

مشابه جدول ۲-۲، اطلاعات مربوط به مصالح و عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای، در دفترچه محاسبات واردشده و در توضیحات اولیه نقشه نیز درج گردد.

جدول ۲-۲: جدول مصالح و عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای

1 -2 - مشخصات مصالح و عناصر سازه ای و غیر سازه ای					
نوع اسکلت:	بتن مسلح	نوع سیستم سقف:	8-دال بتن آرمه مشبک (وافل)	ضخامت سقف:	30 cm
نوع مصالح کف‌سازی همکف:	بتن با پوک‌صنعتی (لیکا) و سیمان	نوع مصالح کف‌سازی طبقات:	بتن با پوک‌صنعتی (لیکا) و سیمان	نوع مصالح کف‌سازی پشت بام:	بتن با پوک‌صنعتی (لیکا) و سیمان
نوع کف فرش همکف:	سرامیک	نوع کف فرش طبقات:	سرامیک	نوع کف فرش پشت بام	ایزوگام
نوع دیوارهای خارجی:	بلوک پوکه‌ای (پرلیت،لیکا،...)	ضخامت دیوارهای خارجی:	15 cm	نوع نما:	آجر پلاک و سنگ
نوع دیوارهای داخلی:	بلوک پوکه‌ای (پرلیت،لیکا،...)	وضعیت مهار دیوارها:	والپست به همراه میلگرد بستر	وضعیت اتصال پلکان به سازه:	رمپ و دال پله به سازه مفصل است
نوع فولاد میلگردهای طولی:	S400	نوع فولاد میلگردهای عرضی:	S340	نوع فولاد میلگردهای سقف:	S340
مقاومت مشخصه بتن فونداسیون:	f'c = 25 MPa	مقاومت مشخصه بتن ستون و دیوار:	f'c = 25 MPa	مقاومت مشخصه بتن سقف:	f'c = 25 MPa

نکات مهم:

۱) نوع پوشش کف باید با هماهنگی معمار انتخاب گردد. چنانچه در فاز طراحی سازه هنوز این اطلاعات در دسترس نیست، باید سنگین‌ترین نوع کف‌سازی (سنگ) در نظر گرفته شود.

۲) نوع و ضخامت دیوار باید توسط معمار انتخاب‌شده و به تأیید وی رسیده باشد. در انتخاب دیوار، رعایت ضوابط مبحث ۱۸ و ۱۹ الزامی است.

۳) استفاده از تیغه تک لایه سفالی در دیوارهای پیرامونی مجاز نیست.

٤) استفاده از دیوارهای آجر فشاری با توجه به وزن زیاد آن‌ها، فقط در طبقات زیرزمین و همکف توصیه می‌شود.

٥) رعایت ضوابط نشریه ٥٥ برای دیوارهای دولایه الزامی است و در نقشه‌ها باید جزئیات مربوطه ارائه گردد.

٦) در بارگذاری دیوارهای 3d panel، جزئیات دیوار مخصوصاً ضخامت لایه‌های بتنی روکش اهمیت داشته و باید در دفترچه محاسبات و نقشه‌ها مشخص باشد.

۷) در صورت استفاده از سایر سیستم‌های دیوار، محاسب باید با ارائه جزئیات و مستندات کافی، محاسبات بارگذاری را تکمیل نماید.

۸) در رابطه با مدل‌سازی پله و جزئیات مربوط به جداسازی آن از سازه، با توجه به ابهامات نظری و مشکلات اجرایی موجود در این رابطه، توصیه اکید می‌گردد که سیستم پلکان در سازه مدل شود. در صورت عدم مدل‌سازی این اجزا، ملاحظات پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ در مورد جزئیات اجرایی و محاسباتی به‌صورت جداگانه و مستدل باید ارائه شود.

فصل۳ حداقل بارهای مرده در ساختمان‌های متعارف

در این فصل مقدار حداقل بارهای مرده اعضای مختلف در ساختمان‌های متعارف پیشنهاد شده است.

۳-۱ حداقل بار مرده سازه‌ای سقف‌های مختلف

بسته به نوع سیستم سقف، مقادیر حداقل ارائه شده در جدول ۳-۱ برای بارگذاری بار مرده سازه‌ای سقف (وزن بتن، تیرچه، بلوک و ...) پیشنهاد می‌گردد.

جدول ۳-۱: حداقل بار مرده سازه‌ای سقف‌های مختلف

انواع سیستم سقف	ضخامت سقف					
	20 cm	25 cm	30 cm	32 cm	35 cm	40 cm
تیرچه بتنی و بلوک پلی‌استایرین	-	275 kg/m2	300 kg/m2	350 kg/m2	-	-
تیرچه بتنی و بلوک بتنی	-	420 kg/m2	450 kg/m2	500 kg/m2	-	-
تیرچه بتنی و بلوک سفالی یا پوکه ای	-	370 kg/m2	400 kg/m2	450 kg/m2	-	-
تیرچه فلزی و بلوک پلی‌استایرین	-	260 kg/m2	280 kg/m2	330 kg/m2	-	-
تیرچه درجا (دال پشت بند دار)	-	275 kg/m2	300 kg/m2	350 kg/m2	-	-
دال بتن‌آرمه پ س‌کشیده	500 kg/m2	625 kg/m2	750 kg/m2	800 kg/m2	875 kg/m2	-
دال بتن‌آرمه مجوف	-	-	565 kg/m2	600 kg/m2	660 kg/m2	750 kg/m2
دال بتن آرمه مشبک (وافل)	-	-	395 kg/m2	395 kg/m2	415 kg/m2	-
کامپوزیت (تیر فلزی + بتن رویه)	-	215 kg/m2	215 kg/m2	215 kg/m2	220 kg/m2	220 kg/m2
کامپوزیت با عرشـــــــه فولادی	-	215 kg/m2	215 kg/m2	215 kg/m2	220 kg/m2	220 kg/m2
تیر دال	500 kg/m2	625 kg/m2	750 kg/m2	800 kg/m2	875 kg/m2	-
سایر	-	-	-	-	-	-

- جدول ۳-۱ بر اساس میزان بتن مصرفی سقف در اجراهاي متعارف برآورد شده است. به دليل خطاهاي اجرايي از جمله افزايش ضخامت بتن روي بلوك‌ها، نفوذ بتن در حفره هاي جانبي بلوك‌ها و ...، توصيه مي شود وزن محاسباتي از مقادير پيشنهادي جدول كمتر منظور نشود.
- در صورت استفاده از مقادیر کمتر، محاسب باید استدلال خود را ارائه داده و در تمامی نقشه‌های سقف به‌صورت واضح بر اجرای دقیق جزئیات ارائه‌شده تأکید ورزیده و مقدار بتن مصرفی هر سقف را به صورت جداگانه در نقشه‌ها اعلام نماید.

- بتن مصرفي در سقف‌هاي مجوف و مشبك با توجه به ابعاد قالب‌ها مي‌تواند متغير باشد ولي از عدد پيشنهادي در جدول نبايد كمتر در نظر گرفته شود.
- در صورت استفاده از تیرچه دوبل، باید وزن چشمه‌های متناظر جداگانه محاسبه و اعمال گردد.

۳-۲ حداقل بار مرده غیر سازه‌ای سقف

بسته به نوع مصالح کفسازی و نوع کف فرش، مقادیر حداقل بار مرده غیرسازه‌ای سقف مطابق جدول ۳-۲ پیشنهاد می گردد.

جدول ۳-۲: حداقل بار مرده غیر سازه‌ای سقف

	نوع کف فرش					
نوع مصالح کف سازی	سنگ	موزاییک	سرامیک	پارکت	ایزوگام	سایر
بتن سبک هوادار و گازی(فوم بتن)	230 kg/m2	230 kg/m2	195 kg/m2	175 kg/m2	170 kg/m2	-
بتن با پوکه معدنی و سیمان	300 kg/m2	300 kg/m2	265 kg/m2	245 kg/m2	240 kg/m2	-
بتن با پوکه‌صنعتی (لیکا) و سیمان	300 kg/m2	300 kg/m2	265 kg/m2	245 kg/m2	240 kg/m2	-
سایر	-	-	-	-	-	-

- جدول ۳-۲ بر اساس ضخامت ۳ سانتیمتر ملات زیر کف فرش، ۵۰ کیلوگرم بر مترمربع وزن پوشش زیر سقف، ۱۰ سانتیمتر ضخامت متوسط مصالح پرکننده کف‌سازی انجام‌شده است.
- در صورت استفاده از سایر انواع جزئیات کف‌سازی، محاسبات مربوطه ارائه گردد. درهرصورت ضخامت کف‌سازی نمی‌تواند کمتر از ۱۰ سانتیمتر لحاظ شود.
- درصورتی‌که مشخصات کف‌سازی مشخص نیست، باید سنگ لحاظ شود.

۳-۳ حداقل بار مرده دیوار

بسته به نوع دیوار و پوشش دو طرف آن، مقادیر حداقل بار مرده دیوار در جدول ۳-۳ پیشنهاد می‌گردد.

جدول ۳-۳: حداقل بار مرده واحد سطح انواع متداول دیوار پیرامونی و جداکننده با پوشش‌های مختلف

نوع دیوار		وزن دیوار بدون پوشش	وزن دیوارهای پیرامونی (یکطرف اندود سیمان و گچکاری/ یکطرف نما)						همسایه، پله و جداکننده واحدها		
نوع سیستم دیوار	ضخامت (cm)		آجر پلاک	سنگ	آجر پلاک و سنگ	آجر سفال	آجر سنتی	سیمان سفید	دو طرف اندود سیمان و گچکاری	یکطرف اندود سیمان و گچکاری/یکطرف سنگ	یک طرف اندود سیمان و گچکاری
آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	20	370 kg/m2	520 kg/m2	555 kg/m2	535 kg/m2	660 kg/m2	630 kg/m2	490 kg/m2	480 kg/m2	555 kg/m2	425 kg/m2
آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	35	648 kg/m2	800 kg/m2	830 kg/m2	815 kg/m2	935 kg/m2	910 kg/m2	770 kg/m2	760 kg/m2	830 kg/m2	705 kg/m2
بلوک تیغه سفال (دو لایه با فوم)	(15+5+10)	213 kg/m2	365 kg/m2	395 kg/m2	380 kg/m2	500 kg/m2	475 kg/m2	335 kg/m2	325 kg/m2	395 kg/m2	270 kg/m2
بلوک پوکه‌ای (پرلیت،لیکا،...)	15	99 kg/m2	250 kg/m2	280 kg/m2	265 kg/m2	385 kg/m2	360 kg/m2	220 kg/m2	210 kg/m2	280 kg/m2	155 kg/m2
بلوک پوکه‌ای (پرلیت،لیکا،...)	20	132 kg/m2	280 kg/m2	315 kg/m2	300 kg/m2	420 kg/m2	395 kg/m2	250 kg/m2	245 kg/m2	315 kg/m2	190 kg/m2
بلوک هوادار اتوکلاوشده (هبلکس)	15	105 kg/m2	255 kg/m2	290 kg/m2	270 kg/m2	395 kg/m2	365 kg/m2	225 kg/m2	215 kg/m2	290 kg/m2	160 kg/m2
بلوک هوادار اتوکلاوشده (هبلکس)	20	140 kg/m2	290 kg/m2	325 kg/m2	305 kg/m2	430 kg/m2	400 kg/m2	260 kg/m2	250 kg/m2	325 kg/m2	195 kg/m2
پانل سه بعدی (3d panel)	(5+10+5)	250 kg/m2	400 kg/m2	435 kg/m2	415 kg/m2	540 kg/m2	510 kg/m2	370 kg/m2	360 kg/m2	435 kg/m2	305 kg/m2
سایر	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
وزن‌نمای منظور شده در محاسبات فوق			93 kg/m2	126 kg/m2	109 kg/m2	231 kg/m2	204 kg/m2	63 kg/m2	-	126 kg/m2	-
وزن‌اندود سیمان و گچکاری			55 kg/m2	55 kg/m2	55 kg/m2	55 kg/m2	55 kg/m2	55 kg/m2	110 kg/m2	55 kg/m2	55 kg/m2

در صورت استفاده از سایر انواع دیوار، محاسبات مربوطه ارائه گردد. در صورتي كه پوشش ديوارهاي داخلي، غير از اندود سيمان و گچكاري باشد (نظير كاشي، سنگ و ...)، بايد به صورت مجزا محاسبه و اعمال گردد.

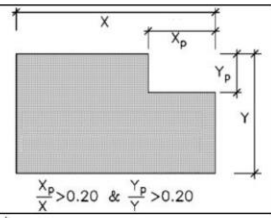
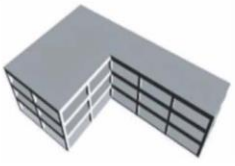
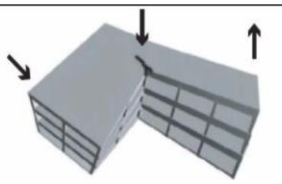
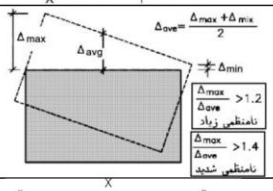
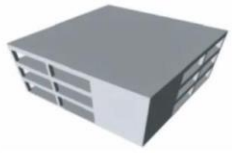
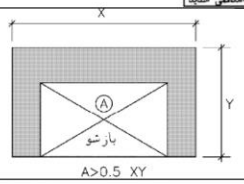
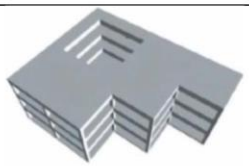
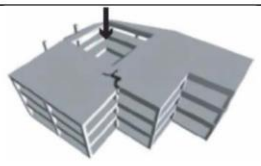
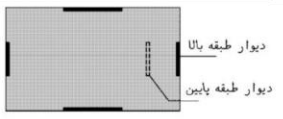
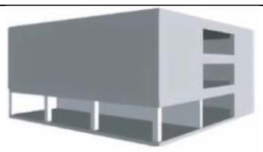
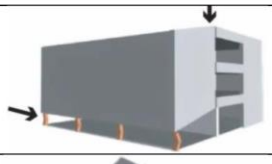
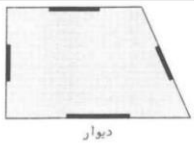
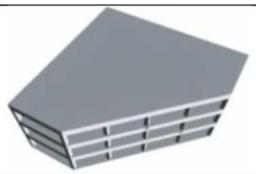
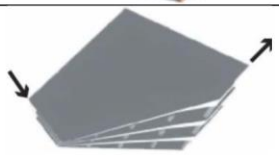
جدول ۴-۳: جدول حداقل بار مرده واحد سطح انواع متداول دیوارهای داخلی

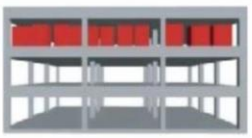
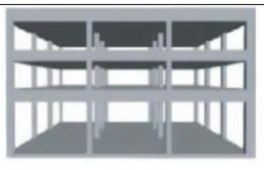
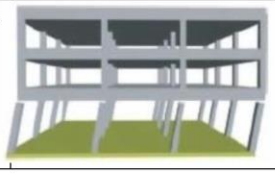
نوع دیوار		وزن دیوار بدون پوشش	وزن دیوارهای داخلی (دوطرف اندود سیمان و گچکاری)
نوع سیستم دیوار	ضخامت (cm)		
بلوک تیغه سفال	10	85 kg/m2	195 kg/m2
بلوک پوکه‌ای (پرلیت،لیکا،...)	10	66 kg/m2	180 kg/m2
بلوک هوادار اتوکلاوشده (هبلکس)	10	70 kg/m2	180 kg/m2
پانل سه بعدی (3d panel)	(3.5+4+3.5)	150 kg/m2	260 kg/m2
دیوار کناف یا dry wall	10	100 kg/m2	100 kg/m2
سایر	-	-	-
وزن‌اندود سیمان و گچکاری			110 kg/m2

فصل۴ کنترل‌های مربوط به نامنظمی سازه

با توجه به جدول ۱-٤ و کنترل‌های دفترچه محاسبات، انواع نامنظمی احتمالی در پلان و ارتفاع باید مشخص گردد. در صورت وجود هر یک از این نامنظمی‌ها طبق جدول ۱-٤، جریمه‌ها و تمهیدات مربوطه باید در طراحی سازه اعمال گردد.

جدول ۱-٤: انواع نامنظمی در پلان و تمهیدات مربوطه

نوع نامنظمی	توضیح مصور	شکل ساختمان	مکانیسم خرابی	تمهیدات
نامنظمی هندسی				– کنترل ضریب نامعینی – کنترل دیافراگم
نامنظمی پیچشی				– کنترل ضریب نامعینی – کنترل دیافراگم – افزایش پیچش اتفاقی – کنترل drift در لبه ها – تحلیل دینامیکی
نامنظمی در دیافراگم				– کنترل ضریب نامعینی – کنترل دیافراگم
نامنظمی خارج از صفحه				– کنترل ضریب نامعینی – کنترل دیافراگم
نامنظمی سیستم‌های ناموازی				– کنترل ضریب نامعینی

نوع نامنظمی	توضیح مصور	شکل ساختمان	مکانیسم خرابی	تمهیدات
نامنظمی هندسی	$L_{i+1} > 1.3\ L_i$			- کنترل دیافراگم - کنترل ضریب رفتار
نامنظمی جرمی	$M_i > 1.5\ M_{i+1}$ یا $M_i > 1.5\ M_{i-1}$			- تحلیل دینامیکی
نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی	جابجائی $> L_a$ یا جابجائی $> L_b$			- کنترل دیافراگم - تحلیل دینامیکی - طرح ستون‌های تکیه-گاهی تحت زلزله تشدیدیافته
نامنظمی مقاومت جانبی	طبقه ضعیف: $Str_i < 0.8\ Str_{i+1}$ یا $Str_i < 0.65\ Str_{i+1}$ طبقه خیلی ضعیف			- تحلیل دینامیکی
نامنظمی سختی جانبی	طبقه نرم: $K_i < 0.7\ K_{i+1}$ یا $K_i < 0.8/3(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})$ طبقه خیلی نرم: $K_i < 0.6\ K_{i+1}$ یا $K_i < 0.7/3(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})$			- تحلیل دینامیکی

فصل۵ معرفی انواع بار و ترکیبات بارگذاری

۵-۱ حالت‌های بار (load cases)

پیشنهاد می‌شود برای یکسان‌سازی و کنترل آسان‌تر فایل‌های طراحی از نام‌گذاری جدول ۵-۱ برای تعریف بارها استفاده گردد:

جدول ۵-۱: نام‌گذاری حالت‌های بار

نام‌گذاری حالت‌های بار مختلف	
DL	بار مرده (شامل وزن سازه‌ای سقف، دیوارهای خارجی، بارکف سازی و تأسیسات)
LL	بار زنده کمتر از 5 kN/m2 (از نوع کاهش نیافته)
LL2	بار زنده مساوی یا بیش از 5 kN/m2 (از نوع کاهش نیافته)
LR	بار زنده (از نوع کاهش‌یافته)
LROOF	بیشترین مقدار بار زنده بام و بار برف
LP	بار معادل تیغه‌های داخلی
EX	زلزله استاتیکی جهت X بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی
EXP	زلزله استاتیکی جهت X با در نظر گرفتن پیچش تصادفی مثبت
EXN	زلزله استاتیکی جهت X با در نظر گرفتن پیچش تصادفی منفی
EY	زلزله استاتیکی جهت Y بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی
EYP	زلزله استاتیکی جهت Y با در نظر گرفتن پیچش تصادفی مثبت
EYN	زلزله استاتیکی جهت Y با در نظر گرفتن پیچش تصادفی منفی
EV	بار زلزله قائم
SPX	زلزله دینامیکی جهت X بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی
SPXE	زلزله دینامیکی جهت X با در نظر گرفتن پیچش تصادفی
SPY	زلزله دینامیکی جهت Y بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی
SPYE	زلزله دینامیکی جهت Y با در نظر گرفتن پیچش تصادفی
T	بار خود کرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما، نشست پایه‌ها و وارفتگی
S	بار برف

MASS	بار اصلاح جرم لرزه‌ای
HPX	بار ناشی از فشار جانبی خاک، اعمالی در جهت مثبت محور X
HNX	بار ناشی از فشار جانبی خاک، اعمالی در جهت منفی محور X
HPY	بار ناشی از فشار جانبی خاک، اعمالی در جهت مثبت محور Y
HNY	بار ناشی از فشار جانبی خاک، اعمالی در جهت منفی محور Y
EXser	زلزله بهره‌برداری جهت X بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی
EXPser	زلزله بهره‌برداری جهت X با در نظر گرفتن پیچش تصادفی مثبت
EXNser	زلزله بهره‌برداری جهت X با در نظر گرفتن پیچش تصادفی منفی
EYser	زلزله بهره‌برداری جهت Y بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی
EYPser	زلزله بهره‌برداری جهت Y با در نظر گرفتن پیچش تصادفی مثبت
EYNser	زلزله بهره‌برداری جهت Y با در نظر گرفتن پیچش تصادفی منفی
Epuix	نیروی موثر بر دیافراگم طبقه i ام در راستای x
Epuiy	نیروی موثر بر دیافراگم طبقه i ام در راستای y

۵-۲ ترکیبات بارگذاری ساختمان‌های بدون دیوار حائل

ترکیبات بارگذاری طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش پنجم و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم، در صورت عدم وجود دیوار حائل مطابق جدول ۵-۲ منظور گردد:

جدول ۵-۲: ترکیبات بارگذاری برای ساختمان‌های بدون دیوار حائل

ثقلی	comb01	1.4DL
	comb02	1.2DL+1.6LL+1.2LP+1.6LL2+1.6LR+0.5LROOF
	comb03	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+1.6LROOF
زلزله استاتیکی بدون ۱۰۰-۳۰	comb04	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+ EXP
	comb05	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EXP
	comb06	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+ EXN
	comb07	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EXN
	comb08	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+ EYP
	comb09	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EYP
	comb10	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+ EYN
	comb11	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EYN
	comb12	0.9DL-EV+EXP
	comb13	0.9DL-EV-EXP
	comb14	0.9DL-EV+EXN

	comb15	0.9DL-EV-EXN
	comb16	0.9DL-EV+EYP
	comb17	0.9DL-EV-EYP
	comb18	0.9DL-EV+EYN
	comb19	0.9DL-EV-EYN
زلزله استاتیکی با ۱۰۰-۳۰	comb20	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+EXP+0.3EY
	comb21	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+EXP-0.3EY
	comb22	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EXP+0.3EY
	comb23	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EXP-0.3EY
	comb24	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+EXN+0.3EY
	comb25	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+EXN-0.3EY
	comb26	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EXN+0.3EY
	comb27	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EXN-0.3EY
	comb28	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+EYP+0.3EX
	comb29	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+EYP-0.3EX
	comb30	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EYP+0.3EX
	comb31	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EYP-0.3EX
	comb32	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+LR+0.2S+EV+EYN+0.3EX
	comb33	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+LR+0.2S+EV+EYN-0.3EX
	comb34	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EYN+0.3EX
	comb35	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV-EYN-0.3EX
	comb36	0.9DL-EV+EXP+0.3EY
	comb37	0.9DL-EV+EXP-0.3EY
	comb38	0.9DL-EV-EXP+0.3EY
	comb39	0.9DL-EV-EXP-0.3EY
	comb40	0.9DL-EV+EXN+0.3EY
	comb41	0.9DL-EV+EXN-0.3EY
	comb42	0.9DL-EV-EXN+0.3EY
	comb43	0.9DL-EV-EXN-0.3EY
	comb44	0.9DL-EV+EYP+0.3EX
	comb45	0.9DL-EV+EYP-0.3EX
	comb46	0.9DL-EV-EYP+0.3EX
	comb47	0.9DL-EV-EYP-0.3EX
	comb48	0.9DL-EV+EYN+0.3EX
	comb49	0.9DL-EV+EYN-0.3EX
	comb50	0.9DL-EV-EYN+0.3EX
	comb51	0.9DL-EV-EYN-0.3EX
دینامیکی بدون	comb52	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE

	comb53	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+SPYE
	comb54	0.9DL-EV+SPXE
	comb55	0.9DL-EV+SPYE
زلزله دینامیکی با ۱۰۰-۳۰	comb56	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+SPXE+0.3 SPY
	comb57	1.2DL+0.5LL+1.2LP+LL2+LR+0.2S+EV+SPYE+0.3 SPX
	comb58	0.9DL-EV+SPXE+0.3 SPY
	comb59	0.9DL-EV+SPYE+0.3 SPX
زلزله قائم روی طره	comb60	-EV
تغییرات دما	comb61	1.2DL+1.6LL+1.2LP+1.6LL2+1.6LR+1.6LROOF+1T
	comb62	1.2DL+1.6LL+1.2LP+1.6LL2+1.6LR+1.6LROOF-1T
	comb63	1.2DL+0.5LL+1.2LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+1.2T
	comb64	1.2DL+0.5LL+1.2LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-1.2T

با توجه به خطرپذیری لرزه‌اي متوسط یزد، بار زلزله قائم کافي است که در مواردي که در بند ۳-۳-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰ اشاره شده است، از جمله بالکن‌هاي طره، اعمال گردد. این بار با نام EV در ترکیب‌بارها وارد شده است. در مناطق با خطر لرزه‌اي خیلي زیاد علاوه بر این موارد، بار زلزله قائم باید به صورت ضریبی از بار مرده به کل ساختمان اعمال گردد. بدین منظور ضریب بار مرده در ترکیب بارهای سنگین زلزله از 1.2 DL به 1.41 DL و در ترکیب بارهای سبک زلزله از 0.9 DL به 0.69 DL تغییر یابد.

۳-۵ ترکیبات بارگذاری ساختمان‌های دارای فشار جانبی خاک

در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته،H، اثر آن‌ها را باید به‌صورت زیر منظور نمود:

- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگربارها باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱,٦ در ترکیب بارها منظور شود
- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰,۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر H صرف‌نظر کرد.

ترکیبات بارگذاری بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش پنجم، مبحث ششم ویرایش چهارم و مبحث هفتم، مطابق جدول ۳-۵ منظور گردد:

جدول ۳-۵: ترکیبات بارگذاری برای ساختمان‌های دارای دیوار حائل

ثقلی	comb01	1.4DL+1.6 HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY
	comb02	1.2DL+1.6LL+1.2LP+1.6LL2+1.6LR+0.5LROOF+1.6HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY
	comb03	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+LR+1.6LROOF+1.6HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY

زلزله استاتیکی بدون ۱۰۰-۳۰	comb04	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+EXP+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+1.6HNY
	comb05	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV-EXP+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+1.6HNY
	comb06	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+ EXN+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+1.6HNY
	comb07	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV-EXN+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+1.6HNY
	comb08	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+ EYP+1.6HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb09	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV-EYP+1.6HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb10	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+ EYN+1.6HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb11	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV-EYN+1.6HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb12	0.9DL-EV+EXP+1.6 HPX+0.9 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY
	comb13	0.9DL-EV-EXP+0.9 HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY
	comb14	0.9DL-EV+EXN+1.6 HPX+0.9 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY
	comb15	0.9DL-EV-EXN+0.9 HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+1.6 HNY
	comb16	0.9DL-EV+EYP+1.6 HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+0.9 HNY
	comb17	0.9DL-EV-EYP+1.6 HPX+1.6 HNX+0.9 HPY+1.6 HNY
	comb18	0.9DL-EV+EYN+1.6 HPX+1.6 HNX+1.6 HPY+0.9 HNY
	comb19	0.9DL-EV-EYN+1.6 HPX+1.6 HNX+0.9 HPY+1.6 HNY
زلزله استاتیکی با ۱۰۰-۳۰	comb20	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EXP+0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb21	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EXP-0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb22	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EXP+0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb23	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EXP-0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb24	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EXN+0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb25	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EXN-0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb26	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EXN+0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb27	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EXN-0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb28	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EYP+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb29	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EYP-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb30	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EYP+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb31	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EYP-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb32	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EYN+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb33	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV+EYN-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb34	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EYN+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.9HNY
	comb35	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2LROOF+EV-EYN-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb36	0.9DL-EV+EXP+0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb37	0.9DL-EV+EXP-0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb38	0.9DL-EV-EXP+0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb39	0.9DL-EV-EXP-0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb40	0.9DL-EV+EXN+0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb41	0.9DL-EV+EXN-0.3EY+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY

	comb42	0.9DL-EV-EXN+0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb43	0.9DL-EV-EXN-0.3EY+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb44	0.9DL-EV+EYP+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb45	0.9DL-EV+EYP-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb46	0.9DL-EV-EYP+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb47	0.9DL-EV-EYP-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb48	0.9DL-EV+EYN+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb49	0.9DL-EV+EYN-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb50	0.9DL-EV-EYN+0.3EX+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.9HNY
	comb51	0.9DL-EV-EYN-0.3EX+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
زلزله دینامیکی بدون ۱۰۰-۳۰	comb52	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb53	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb54	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb55	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb56	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb57	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb58	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb59	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb60	0.9D-EV+SPXE +1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb61	0.9DL-EV+SPXE +1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb62	0.9DL-EV+SPXE +0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb63	0.9DL-EV+SPXE +0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb64	0.9DL-EV+SPYE +1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb65	0.9DL-EV+SPYE +1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb66	0.9DL-EV+SPYE +0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb67	0.9DL-EV+ SPYE +0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
زلزله دینامیکی با ۱۰۰-۳۰	comb68	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+0.3SPY+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb69	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+0.3SPY+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb70	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+0.3SPY+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb71	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPXE+0.3SPY+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb72	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+0.3SPX+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb73	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+0.3SPX+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb74	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+0.3SPX+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb75	1.2DL+0.5LL+1.2LP+1LL2+ LR+0.2S+EV+SPYE+0.3SPX+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb76	0.9D-EV+SPXE+0.3SPY+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb77	0.9DL-EV+SPXE+0.3SPY+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb78	0.9DL-EV+SPXE+0.3SPY+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb79	0.9DL-EV+SPXE+0.3SPY+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY

	comb80	0.9DL-EV+SPYE+0.3SPX+1.6HPX+0.9HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb81	0.9DL-EV+SPYE+0.3SPX+1.6HPX+0.9HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb82	0.9DL-EV+SPYE+0.3SPX+0.9HPX+1.6HNX+1.6HPY+0.9HNY
	comb83	0.9DL-EV+SPYE+0.3SPX+0.9HPX+1.6HNX+0.9HPY+1.6HNY
	comb84	-EV
تغییرات دما	comb85	1.2DL+1.6LL+1.2LP+1.6LL2+1.6LR+1.6LROOF+1T+0.9HPX+0.9HNX+0.9 HPY+0.9 HNY
	comb86	1.2DL+1.6LL+1.2LP+1.6LL2+1.6LR+1.6LROOF-1T+1.6HPX+1.6HNX+1.6HPY+1.6 HNY
	comb87	1.2DL+0.5LL+1.2LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+1.2T+1.6HPX+1.6HNX+1.6HPY+1.6HNY
	comb88	1.2DL+0.5LL+1.2LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-1.2T+0.9HPX+0.9HNX+0.9 HPY+0.9HNY

۵-۴ ترکیبات بارگذاری جهت کنترل تنش خاک زیر شالوده برای ساختمان‌های بدون دیوار حائل

ترکیبات کنترل تنش زیر پی طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم و مبحث هفتم به‌صورت جدول ٤-٥ انتخاب شوند.

جدول ٤-٥: ترکیبات بارگذاری جهت کنترل تنش خاک زیر شالوده برای ساختمان‌های بدون دیوار حائل

ثقلی	S1	DL
	S2	DL+LL+LP+LL2+LR
	S3	DL+LROOF
	S4	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+LR+0.75LROOF
زلزله استاتیکی بدون ۱۰۰-۳۰	S5	DL+0.7EXP+0.7EV
	S6	DL-0.7EXP+0.7EV
	S7	DL+0.7EXN+0.7EV
	S8	DL-0.7EXN+0.7EV
	S9	DL+0.7EYP+0.7EV
	S10	DL-0.7EYP+0.7EV
	S11	DL+0.7EYN+0.7EV
	S12	DL-0.7EYN+0.7EV
	S13	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXP+0.525EV
	S14	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXP+0.525EV
	S15	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXN+0.525EV
	S16	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXN+0.525EV
	S17	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYP+0.525EV
	S18	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYP+0.525EV
	S19	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYN+0.525EV
	S20	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYN+0.525EV
	S21	0.6DL+0.7EXP

	S22	0.6DL-0.7EXP
	S23	0.6DL+0.7EXN
	S24	0.6DL-0.7EXN
	S25	0.6DL+0.7EYP
	S26	0.6DL-0.7EYP
	S27	0.6DL+0.7EYN
	S28	0.6DL-0.7EYN
زلزله استاتیکی با ۱۰۰-۳۰	S29	DL+0.7EXP+0.21EY+0.7EV
	S30	DL+0.7EXP-0.21EY+0.7EV
	S31	DL-0.7EXP+0.21EY+0.7EV
	S32	DL-0.7EXP-0.21EY+0.7EV
	S33	DL+0.7EXN+0.21EY+0.7EV
	S34	DL+0.7EXN-0.21EY+0.7EV
	S35	DL-0.7EXN+0.21EY+0.7EV
	S36	DL-0.7EXN-0.21EY+0.7EV
	S37	DL+0.7EYP+0.21EX+0.7EV
	S38	DL+0.7EYP-0.21EX+0.7EV
	S39	DL-0.7EYP+0.21EX+0.7EV
	S40	DL-0.7EYP-0.21EX+0.7EV
	S41	DL+0.7EYN+0.21EX+0.7EV
	S42	DL+0.7EYN-0.21EX+0.7EV
	S43	DL-0.7EYN+0.21EX+0.7EV
	S44	DL-0.7EYN-0.21EX+0.7EV
	S45	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXP+0.1575EY+0.525EV
	S46	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXP-0.1575EY+0.525EV
	S47	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXP+0.1575EY+0.525EV
	S48	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXP-0.1575EY+0.525EV
	S49	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXN+0.1575EY+0.525EV
	S50	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXN-0.1575EY+0.525EV
	S51	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXN+0.1575EY+0.525EV
	S52	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXN-0.1575EY+0.525EV
	S53	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYP+0.1575EX+0.525EV
	S54	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYP-0.1575EX+0.525EV
	S55	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYP+0.1575EX+0.525EV
	S56	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYP-0.1575EX+0.525EV
	S57	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYN+0.1575EX+0.525EV
	S58	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYN-0.1575EX+0.525EV
	S59	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYN+0.1575EX+0.525EV

	S60	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYN-0.1575EX+0.525EV
	S61	0.6DL+0.7EXP+0.21EY
	S62	0.6DL+0.7EXP-0.21EY
	S63	0.6DL-0.7EXP+0.21EY
	S64	0.6DL-0.7EXP-0.21EY
	S65	0.6DL+0.7EXN+0.21EY
	S66	0.6DL+0.7EXN-0.21EY
	S67	0.6DL-0.7EXN+0.21EY
	S68	0.6DL-0.7EXN-0.21EY
	S69	0.6DL+0.7EYP+0.21EX
	S70	0.6DL+0.7EYP-0.21EX
	S71	0.6DL-0.7EYP+0.21EX
	S72	0.6DL-0.7EYP-0.21EX
	S73	0.6DL+0.7EYN+0.21EX
	S74	0.6DL+0.7EYN-0.21EX
	S75	0.6DL-0.7EYN+0.21EX
	S76	0.6DL-0.7EYN-0.21EX
تغییرات دما	S77	DL+T
	S78	DL-T
	S79	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF+0.75T
	S80	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF-0.75T

۵-۵ ترکیبات بارگذاری جهت کنترل تنش خاک زیر شالوده برای ساختمان‌های دارای دیوار حائل

در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته،H، اثر آن‌ها را باید به‌صورت زیر منظور نمود:

- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱ در ترکیب بارها منظور شود
- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰,٦ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر H صرف‌نظر کرد

با توجه به موارد فوق، ترکیبات بارگذاری کنترل تنش زیر پی در شرایطی که دیوار حائل وجود دارد، مطابق جدول ۵-۵ انتخاب گردند.

جدول ۵-۵: ترکیبات بارگذاری کنترل تنش خاک زیر شالوده برای ساختمان‌های دارای دیوار حائل

ثقلی	S1	DL+HPX+HNX+HPY+HNY
	S2	DL+LL+LP+LL2+HPX+HNX+HPY+HNY

	S3	DL+LROOF+HPX+HNX+HPY+HNY
	S4	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF+HPX+HNX+HPY+HNY
زلزله استاتیکی بدون ۱۰۰-۳۰	S5	DL+0.7EXP+0.7EV+HPX+0.6HNX+HPY+HNY
	S6	DL-0.7EXP+0.7EV+0.6HPX+HNX+HPY+HNY
	S7	DL+0.7EXN+0.7EV+HPX+0.6HNX+HPY+HNY
	S8	DL-0.7EXN+0.7EV+0.6HPX+HNX+HPY+HNY
	S9	DL+0.7EYP+0.7EV+HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S10	DL-0.7EYP+0.7EV+HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S11	DL+0.7EYN+0.7EV+HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S12	DL-0.7EYN+0.7EV+HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S13	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXP+0.525EV+HPX+0.6HNX+HPY+HNY
	S14	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXP+0.525EV+0.6HPX+HNX+HPY+HNY
	S15	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXN+0.525EV+HPX+0.6HNX+HPY+HNY
	S16	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXN+0.525EV+0.6HPX+HNX+HPY+HNY
	S17	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYP+0.525EV+HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S18	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYP+0.525EV+HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S19	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYN+0.525EV+HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S20	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYN+0.525EV+HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S21	0.6DL+0.7EXP+HPX+0.6HNX+HPY+HNY
	S22	0.6DL-0.7EXP+0.6HPX+HNX+HPY+HNY
	S23	0.6DL+0.7EXN+HPX+0.6HNX+HPY+HNY
	S24	0.6DL-0.7EXN+0.6HPX+HNX+HPY+HNY
	S25	0.6DL+0.7EYP+HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S26	0.6DL-0.7EYP+HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S27	0.6DL+0.7EYN+HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S28	0.6DL-0.7EYN+HPX+HNX+0.6HPY+HNY
زلزله استاتیکی با ۱۰۰-۳۰	S29	DL+0.7EXP+0.21EY+0.7EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S30	DL+0.7EXP-0.21EY+0.7EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S31	DL-0.7EXP+0.21EY+0.7EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S32	DL-0.7EXP-0.21EY+0.7EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S33	DL+0.7EXN+0.21EY+0.7EV+1HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S34	DL+0.7EXN-0.21EY+0.7EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S35	DL-0.7EXN+0.21EY+0.7EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S36	DL-0.7EXN-0.21EY+0.7EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S37	DL+0.7EYP+0.21EX+0.7EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S38	DL+0.7EYP-0.21EX+0.7EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S39	DL-0.7EYP+0.21EX+0.7EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S40	DL-0.7EYP-0.21EX+0.7EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY

	S41	DL+0.7EYN+0.21EX+0.7EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S42	DL+0.7EYN-0.21EX+0.7EV+0.6HPX+1HNX+1HPY+0.6HNY
	S43	DL-0.7EYN+0.21EX+0.7EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S44	DL-0.7EYN-0.21EX+0.7EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S45	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXP+0.1575EY+0.525EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S46	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXP-0.1575EY+0.525EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S47	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXP+0.1575EY+0.525EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S48	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXP-0.1575EY+0.525EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S49	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXN+0.1575EY+0.525EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S50	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EXN-0.1575EY+0.525EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S51	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXN+0.1575EY+0.525EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S52	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EXN-0.1575EY+0.525EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S53	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYP+0.1575EX+0.525EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S54	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYP-0.1575EX+0.525EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S55	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYP+0.1575EX+0.525EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S56	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYP-0.1575EX+0.525EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S57	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYN+0.1575EX+0.525EV+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S58	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S+0.525EYN-0.1575EX+0.525EV+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S59	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYN+0.1575EX+0.525EV+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S60	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75S-0.525EYN-0.1575EX+0.525EV+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S61	0.6DL+0.7EXP+0.21EY+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S62	0.6DL+0.7EXP-0.21EY+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S63	0.6DL-0.7EXP+0.21EY+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S64	0.6DL-0.7EXP-0.21EY+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S65	0.6DL+0.7EXN+0.21EY+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S66	0.6DL+0.7EXN-0.21EY+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S67	0.6DL-0.7EXN+0.21EY+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S68	0.6DL-0.7EXN-0.21EY+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S69	0.6DL+0.7EYP+0.21EX+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S70	0.6DL+0.7EYP-0.21EX+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S71	0.6DL-0.7EYP+0.21EX+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S72	0.6DL-0.7EYP-0.21EX+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
	S73	0.6DL+0.7EYN+0.21EX+HPX+0.6HNX+HPY+0.6HNY
	S74	0.6DL+0.7EYN-0.21EX+0.6HPX+HNX+HPY+0.6HNY
	S75	0.6DL-0.7EYN+0.21EX+HPX+0.6HNX+0.6HPY+HNY
	S76	0.6DL-0.7EYN-0.21EX+0.6HPX+HNX+0.6HPY+HNY
تغییرات دما	S77	DL+T+0.6HPX+0.6HNX+0.6HPY+0.6HNY
	S78	DL-T+HPX+HNX+HPY+HNY

	S79	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF+0.75T+0.6HPX+0.6HNX+0.6HPY+0.6HNY
	S80	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF-0.75T+HPX+HNX+HPY+HNY

۵-۶ ترکیبات بارگذاری حالت بهره‌برداری

ترکیبات بارگذاری براي حالت‌های بهره‌برداری بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم مطابق جدول ٦-٥ می‌باشد.

جدول ٦-٥: ترکیبات بارگذاری حالت بهره‌برداری

ثقلی	SRV1	DL
	SRV2	LL+LP+LL2+LR
	SRV3	DL+LL+LP+LL2+LR
	SRV4	DL+LROOF
تغییرات دما	SRV5	DL+T
	SRV6	DL-T
	SRV7	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF+0.75T
	SRV8	DL+0.75LL+LP+0.75LL2+0.75LR+0.75LROOF-0.75T

۵-۷ ترکیبات بارگذاری زلزله سطح بهره‌برداری

در مواردی که نیاز به کنترل زلزله سطح بهره‌برداری مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، ترکیبات بارگذاری با توجه به جدول ۷-۵ انتخاب گردند.

جدول ۷-۵: ترکیبات بارگذاری زلزله سطح بهره‌برداری

زلزله استاتیکی بدون ۱۰۰-۳۰	SER01	DL+LL+LP+LL2+LR+S+ EXP
	SER02	DL+LL+LP+LL2+LR+S-EXP
	SER03	DL+LL+LP+LL2 LR+S+ EXN
	SER04	DL+LL+LP+LL2+LR+S-EXN
	SER05	DL+LL+LP+LL2+LR+S+ EYP
	SER06	DL+LL+LP+LL2+LR+S-EYP
	SER07	DL+LL+LP+LL2+LR+S+ EYN
	SER08	DL+LL+LP+LL2+LR+S-EYN
	SER09	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EXPser

	SER10	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EXPser
	SER11	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EXNser
	SER12	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EXNser
	SER13	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EYPser
	SER14	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EYPser
	SER15	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EYNser
	SER16	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EYNser
زلزله استاتیکی با ۱۰۰-۳۰	SER17	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EXPser+0.3EYser
	SER18	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EXPser-0.3EYser
	SER19	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EXPser+0.3EYser
	SER20	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EXPser-0.3EYser
	SER21	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EXNser+0.3EYser
	SER22	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EXNser-0.3EYser
	SER23	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EXNser+0.3EYser
	SER24	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EXNser-0.3EYser
	SER25	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EYPser+0.3EXser
	SER26	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EYPser-0.3EXser
	SER27	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EYPser+0.3EXser
	SER28	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EYPser-0.3EXser
	SER29	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EYNser+0.3EXser
	SER30	DL+LL+LP+LL2+ LR+S+EYNser-0.3EXser
	SER31	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EYNser+0.3EXser
	SER32	DL+LL+LP+LL2+ LR+S-EYNser-0.3EXser
	SER33	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EXPser+0.3EYser
	SER34	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EXPser-0.3EYser
	SER35	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EXPser+0.3EYser
	SER36	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EXPser-0.3EYser
	SER37	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EXNser+0.3EYser
	SER38	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EXNser-0.3EYser
	SER39	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EXNser+0.3EYser
	SER40	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EXNser-0.3EYser
	SER41	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EYPser+0.3EXser

SER42	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EYPser-0.3EXser
SER43	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EYPser+0.3EXser
SER44	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EYPser-0.3EXser
SER45	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EYNser+0.3EXser
SER46	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF+EYNser-0.3EXser
SER47	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EYNser+0.3EXser
SER48	DL+0.5LL+LP+0.5LL2+0.5LR+0.5LROOF-EYNser-0.3EXser

۵-۸ ترکیبات بارگذاری طراحی دیافراگم

جهت طراحی دیافراگم مطابق فصل۱۴ این راهنما عمل شود. ترکیبات بارگذاری جهت طراحی دیافراگم برای اجزای جمع کننده باید به صورت تشدیدیافته در نظر گرفته شود.

جدول ۸-۵: ترکیبات بارگذاری طراحی دیافراگم

طراحی اجزای دیافراگم به جز جمع کننده ها	Diaph1	EX+Epuix+0.3EY+0.3 Epuiy
	Diaph2	EX+Epuix-0.3EY-0.3 Epuiy
	Diaph3	-EX-Epuix+0.3EY+0.3 Epuiy
	Diaph4	-EX-Epuix-0.3EY-0.3 Epuiy
	Diaph5	EY+Epuiy+0.3EX+0.3 Epuix
	Diaph6	EY+Epuiy-0.3EX-0.3 Epuix
	Diaph7	-EY-Epuiy+0.3EX+0.3 Epuix
	Diaph8	-EY-Epuiy-0.3EX-0.3 Epuix
طراحی اجزای جمع کننده	Diaph9	ΩEX+ΩEpuix+0.3ΩEY+0.3Ω Epuiy
	Diaph10	ΩEX+ΩEpuix+0.3ΩEY-0.3Ω Epuiy
	Diaph11	-ΩEX-ΩEpuix+0.3ΩEY+0.3Ω Epuiy
	Diaph12	-ΩEX-ΩEpuix-0.3ΩEY-0.3Ω Epuiy
	Diaph13	ΩEY+ΩEpuiy+0.3ΩEX+0.3Ω Epuix
	Diaph14	ΩEY+ΩEpuiy-0.3ΩEX-0.3Ω Epuix
	Diaph15	-ΩEY-ΩEpuiy+0.3ΩEX+0.3Ω Epuix
	Diaph16	-ΩEY-ΩEpuiy-0.3ΩEX-0.3Ω Epuix

۵-۹ نکات تکمیلی

۱) درصورتی‌که سازه مشمول اعمال ضریب نامعینی ρ=۱,۲ شده باشد، جهت سهولت کار و جلوگیری از تغییر ترکیبات بارگذاری، اثر این ضریب از طریق اعمال آن در ضریب زلزله صورت می‌گیرد. البته این راهکار در مواردی که اثرات p-Δ تأثیرگذار است، باعث نتایج محافظه‌کارانه می‌شود.

۲) مطابق با بند ٦-٥-٢-٢ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش پنجم، نوع بار حاصل از تیغه‌ها و دیوار-های جداکننده به شرح جدول ۹-٥ انتخاب گردد.

جدول ۹-٥: نوع و نحوه اعمال بار تیغه‌های جداکننده

وزن مترمربع تیغه $\frac{Kg}{m^2}$	نحوه اعمال	نوع بار
< 40	گسترده سطحی حداقل برابر $۵۰\frac{Kg}{m^2}$	زنده
$40 \leq < 100$	گسترده سطحی حداقل برابر $۱۰۰\frac{Kg}{m^2}$	زنده
$100 \leq < 200$	گسترده سطحی حداقل برابر $۱۰۰\frac{Kg}{m^2}$	مرده
≥ 200	بار خطی در محل واقعی	مرده

چنانچه نوع بار تیغه بندي با توجه به جدول فوق از جنس بار زنده باشد، مي‌توان ضریب آن را در ترکیب بارها مشابه بار زنده منظور کرد.

۳) ضریب بار مربوط به LL در ترکیب بارهاي دارای نیروی زلزله را می‌توان براي کاربري‌هایي که بار زنده آن‌ها کمتر از ٥ کیلو نیوتن بر مترمربع است (به‌استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومي) به ضریب ۰/٥ کاهش داد. درصورتی‌که بار فوق از نوع بار زنده قابل کاهش (LR) منظور شده باش ، ضریب ۱ باید اعمال گردد.

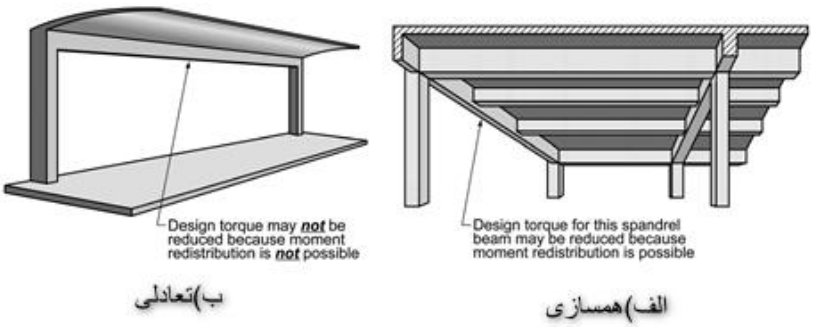
فصل۶ ضرایب اصلاح سختی اعضای بتنی

۶-۱ تیرها و ستون‌ها

۱) طبق جدول۹-٦-۲-الف مبحث نهم ضریب سختی خمشی تیرها ۰,۳۵ و ستون‌ها ۰,۷ درنظرگرفته شود ولی طبق بند ۹-٦-۵-۳-۱-۲ برای کنترل دریفت می‌توان ضریب سختی خمشی کلیه اعضا را برابر ۰,۵ در نظر گرفت.

۲) برای ضریب ترک‌خوردگی تیرها در پیچش، در آیین‌نامه ACI و مبحث نهم اشاره به ضریب مشخصی نشده است. به‌طورکلی در تیرهایی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع آن به‌صورت نیروهای داخلی در اعضای مجاور باشد (پیچش همسازی)، مقدار ضریب اصلاح سختی را می‌توان به‌گونه‌ای تعیین نمود که حداکثر لنگر پیچش نهایی Tu تا لنگر پیچشی ترک‌خوردگی $\Phi T_{cr} = 0.65\times 0.33\lambda\sqrt{f_c'}(A_{cp}^2 / P_{cp})$ کاهش یابد. روش فوق فقط برای اعضاي نامعین پیچشی که امکان بازتوزیع پیچش در سایر اعضای مجاور وجود دارد (شکل ۱-٦ الف)، امکان‌پذیر است. در مواردی که امکان بازتوزیع پیچش نیست (شکل ۱-٦ ب)، ضریب کاهش سختی برابر ۱ منظور می‌گردد. در هرصورت باید کنترل گردد که در تمامي تیرهایي که سختي پیچشي آن‌ها کاهش یافته است، رابطه $T_u \geq \Phi T_{cr}$ برقرار باشد.

ضریب ترک‌خوردگی تیرها در پیچش، به پارامتر ثابت پیچشی (J) تیر اعمال می‌گردد.



شکل ۱-٦: انواع پیچش در سازه های نامعین

جهت کنترل رابطه $T_u \geq \Phi T_{cr}$ برای تیرهایی که ضریب سختی پیچشی آن‌ها کمتر از ۱ منظور شده است، به روش زیر عمل می‌شود:

۱. ابتدا مقدار ضریب اصلاح سختی پیچشی کلیه تیرها برابر یک در نظر گرفته شود.
۲. پس از تحلیل، برای تیرهایی که $T_u< \varphi T_{cr}$ است، نیازی به کاهش ضریب پیچشی نیست و این ضریب همان مقدار یک باقی بماند.
۳. در صورتی که برای تیر مورد نظر $T_u> \varphi T_{cr}$ باشد، ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر مذکور می‌تواند کاهش داده شود و مجددا مورد تحلیل قرار بگیرد. چنانچه این ضریب موجب شود که $T_u< \varphi T_{cr}$ گردد قابل قبول نیست. به عبارت دیگر این ضریب را می‌توان تا حدی کاهش داد که رابطه $T_u> \varphi T_{cr}$ همچنان برقرار باشد.
٤. برای مشاهده مقدار φTcr بعد از طراحی قاب روی تیر مورد نظر راست کلیک کرده و از گزینه shear مقدارTorsion Capacity برداشت شود.

۲-۶ دیوارهای برشی و تیرهای همبند

دیوارهای برشی عمدتاً تحت تاثیر تغییر شکل‌های خمشی داخل صفحه قرار می‌گیرند. در این حالت پارامتر اصلی که در سختی جانبی دیوار مشارکت می‌کند، پاسخ f22 می‌باشد. طبق آیین‌نامه ضریب کاهش سختی دیوار (f22)، در دیوارهای ترک‌خورده ۰,۳۵ و در دیوارهای ترک نخورده ۰,۷ فرض می‌شود. برای اینکه مشخص شود که دیوار ترک‌خورده است یا خیر، باید تنش‌های کششی حاصل از نیروهای داخلی f22 که ناشی از خمش داخل صفحه دیوار هستند، با مقدار تنش ترک‌خوردگی بتن $f_r = 0.62\sqrt{f_c'}$ مقا یسه شود. توجه گردد که در ابتدا فرض می‌شود که دیوارها ترک نخورده‌اند و پس از تحلیل سازه، در نواحی که تنش کششی بیش از تنش ترک‌خوردگی بتن است، ضرایب کاهش سختی براساس دیوار ترک‌خورده اصلاح می‌شوند. مجددا سازه تحلیل‌شده و تنش‌ها کنترل می‌گردند. شاید لازم شود این روند به‌صورت سعی و خطا تا زمان همگرایی شرایط موردنظر ادامه یابد. ترکیب بار موثر در ایجاد تنش کششی و متعاقبا ترک در دیوارهای برشی، معمولا ترکیب بار شامل نیروی زلزله به همراه بار مرده با ضریب ۰,۹ و بدون حضور بار زنده (0.9D+E) می‌باشد.

نیروی داخلی f11 فقط در المان‌های افقی دیوار (تیرهای همبند در دیوارهای هم‌بسته) پدید آمده و در دیوارهای عادی وجود ندارد. از این‌رو ضریب کاهش سختی آن در دیوارهای عادی تاثیرگذار نمی‌باشد. در دیوارهای همبسته به دلیل احتمال زیاد خرابی تیر همبند قبل از آسیب دیدن دیوار، طبق توصیه ATC72 پیشنهاد می‌گردد در هر دو حالت ترک‌خورده و نخورده، ضریب f11 در قسمت تیر همبند ۰,۱۵ منظور گردد. در نشریه‌ی Tall Building مقدار این ضریب برابر 0.07L/h پیشنهاد شده است. L طول تیر همبند و h ارتفاع آن است.

تغییر شکل برشی دیوارها محدود بوده و عملا ترک ناشی از تغییر شکل برشی دیوارها پدید نمی‌آید، به همین دلیل ضریب اصلاح سختی f12 در تمام موارد به‌غیراز تیرهای همبند کوتاه، ۱ منظور می‌شود. در تیرهای همبند بسیار کوتاه (Ln/h≤1.4) به دلیل احتمال آسیب برشی توصیه می‌گردد که ضریب اصلاح سختی f12 برابر ۰,۲۵ درنظر گرفته شود.

لنگرهای داخلی m11 مربوط به خمش خارج از صفحه با محور خمش راستای قائم ۲ و لنگر داخلی m22 مربوط به خمش خارج از صفحه با محور خمش راستای افقی ۱ و لنگر داخلی m12 مربوط به پیچش ایجاد شده در مقاطع افقی و قائم دیوار می‌باشد. در مواردی که خمش خارج از صفحه در دیوار وجود دارد (مانند انتقال

لنگر دال به دیوار، جابجایی خارج از صفحه دیوار به دلیل زلزله متعامد و یا لنگر ایجاد شده ناشی از بارجانبی خاک)، توصیه می‌شود ضرایب ترک‌خوردگی برای پارامترهای خمش خارج صفحه (m11، m12 و m22) مانند تیر برابر ۰,۳۵ منظور گردد. البته بعضی از مراجع ضریب ۰,۱ را پیشنهاد داده‌اند که به دلیل احتمال ایجاد ناپایداری در سازه توصیه نمی‌گردد.

۳-۶ ستون‌های چسبیده به دیوار برشی (اجزای مرزی دیوار)

ستون‌های چسبیده به دیوار برشی، جزئی از دیوار (المان مرزی) محسوب شده و ضرایب اصلاح سختی آن‌ها مطابق با دیوار اعمال می‌گردد. از آنجا که بخش قابل‌توجهی از لنگرخمشی داخل صفحه دیوار به‌صورت کوپل نیروی محوری در این دو ستون ظاهر می‌شود، برای کاهش سختی مجموعه دیوار، می‌باید علاوه بر سختی خمشی ستون‌ها، سختی محوری آن‌ها نیز کاهش یابد. بدین منظور ضریب اصلاح سختی A و I (حول محور خمش داخل صفحه) بسته به ترک‌خوردگی دیوار برابر ۰,۳۵ یا ۰,۷ منظور می‌شود. خمش خارج از صفحه‌ستون‌ها، مستقل از رفتار دیوار بوده و مانند دیگر ستون‌ها ۰,۷ در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به هم‌پوشانی قسمتی از المان سطحی (دیوار) و المان خطی (ستون) در مدل نرم افزاری، باید سختی محوری ستون‌های دو سر دیوار و یا ستون مشترک در محل تلاقی دیوارهای متعامد را طوری کاهش داد تا نرم‌افزار سختی ناشی از سطح مشترک اضافه را در محاسبه سختی دیوار در نظر نگیرد. بدین منظور لازم است تا ضریب سختی محوری این ستون‌ها (۰,۳۵ یا ۰,۷) با ضریب α اصلاح گردد.

$\alpha = 1 - \frac{A_1}{A}$ (ستون‌های انتهای دیوار)

$\alpha = 1 - \frac{(A_1 + A_2 - A_3)}{A}$ (ستون‌های مشترک بین دو دیوار متعامد)

α=ضریب اصلاح سختی محوری ستون

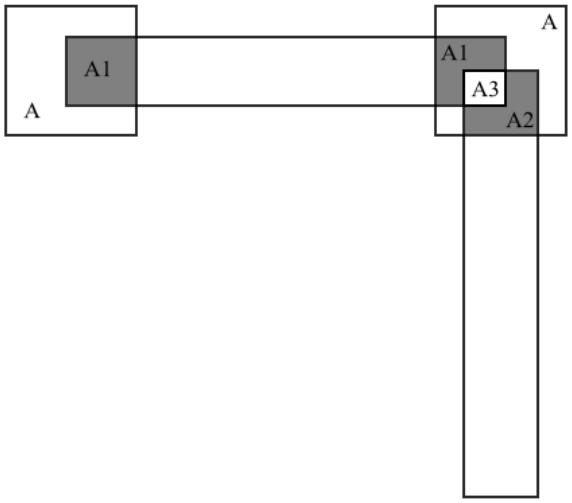
A= سطح مقطع ستون

A1= مساحت ناحیه مشترک بین ستون و دیوار

A2= مساحت ناحیه مشترک بین ستون و دیوار متعامد

A3 = مساحت مشترک دو سطح A1 و A2 می‌باشد

پارامترهای فوق در شکل ۲-٦ مشخص شده‌اند.



شکل ۲-۶ :همپوشانی المان خطی و المان سطحی در مدل‌سازی دیوار برشی

البته همین موضوع برای ممان اینرسی ستون چسبیده به دیوار برشی (I2 و I3) نیز صادق است ولی از آنجا که نقش ممان اینرسی المان خطی نسبت به ممان اینرسی کل دیوار ناچیز است، می‌توان از اثر ممان اینرسی سطح مقطع مشترک دیوار و ستون چشم پوشی نمود.ضریب جرم و وزن این ستون‌ها را نیز می‌توان بر اساس ضریب α کاهش داد ولی به دلیل اینکه در بارگذاری دیوار، وزن پوشش نازک کاری دیوار و مسائل دیگر دیده نمی-شود، توصیه می‌گردد جهت اطمینان از کاهش ضریب وزن و جرم ستون‌های دیوار خودداری شود.

۶-۴ دال‌ها و سقف‌های بتنی

ضریب اصلاح سختی پارامترهای خمشی دال (m12 و m22 و m11) طبق توصیه مبحث نهم، ۰,۲۵ درنظرگرفته می‌شود. در مواردی که المان سقف به‌صورت غشایی (membrane) یا deck منظور شده باشد، ضرایب سختی خمشی (m22 و m12و m11) در رفتار سقف تاثیرگذار نیستند. ضریب اصلاح سختی نیروهای داخل صفحه (F11، F12 و F22) دال، برابر 0.35 پیشنهاد می‌شود. این ضرایب در صورت وجود دیافراگم نیمه صلب و در مواردی که نیاز به تحلیل سقف تحت بارهای حرارتی یا طراحی دیافراگم باشد، تاثیرگذار خواهند بود.

در سقف‌های مشبک (وافل) و سقف‌هایی نظیر تیرچه بلوک، چنانچه هندسه سطح مقطع سقف در نرم‌افزار تعریف شده باشد، ضریب پارامترهای خمشی و محوری مشابه سقف دال توپر به ترتیب برابر 0.25 و 0.35 می-باشد. در سقف‌های مجوف، ضریب اصلاح و سختی خمشی (۰,۲۵) باید در نسبت ممان اینرسی مقطع مجوف به ممان اینرسی مقطع توپر ضرب شود. همچنین ضریب اصلاح سختی محوری (۰,۳۵) باید در نسبت سطح مقطع مجوف به سطح مقطع توپر ضرب گردد.

ضرایب اصلاح سختی در دال‌های پیش‌تنیده، ۱,٤ برابر ضرایب متناظر در دال‌های غیر پیش‌تنیده در نظر گرفته شوند.

۶-۵ رمپ پله و رمپ‌های ماشین رو

ضریب سختی خمشی دال رمپ پله و سایر رمپ‌ها (m22 و m12 و m11)، برابر 0.25 و ضریب سختی محوری رمپ (F11، F12 و F22) برابر 0.5 پیشنهاد می‌شود.

۶-۶ دیوارهای حائل

ضریب اصلاح سختی خمشی خارج از صفحه (m22 و m12 و m11) در دیوارهای حائل، برابر $1/(1+\beta_{ds})$ درنظرگرفته شود. پارامتر β_{ds} نسبت برش طبقه ناشی از بار دائمی (فشارخاک) به کل برش طبقه ناشی از ترکیب بار شامل بار دائمی است. در غیاب محاسبات فوق، می‌توان از ضریب اصلاح سختی خمشی ۰,۲۵ (مشابه دال‌ها) استفاده نمود. ضرایب سختی محوری قائم داخل صفحه (f22) در دیوارهای حائل با توجه به عدم ترک‌خوردگی محوری دیوارها در نیروهای جانبی، 0.7 پیشنهاد می‌شود.

۶-۷ ترک‌خوردگی اعضای بتنی در قاب دوگانه

بر اساس ضوابط آیین‌نامه لازم است کنترل‌های اضافه‌ای برای مقاومت جانبی قاب و دیواربرشی در سیستم‌های باربر جانبی دوگانه انجام شود. در این کنترل‌ها ضرایب ترک‌خوردگی قاب و دیوار باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که ضوابط آیین‌نامه قابل‌اعمال باشد. این موارد به‌طور جداگانه در بخش ٤-٧ توضیح داده‌شده‌اند.

ضرایب اصلاح سختی برای اعضای مختلف بتن مسلح در یک سازه به طور خلاصه در قالب جدول ۱-٦ پیشنهاد می‌گردد.

جدول ۱-٦: ضرایب اصلاح سختی برای اعضای سازه‌ای بتن مسلح

عضو	پارامتر اعمال ضریب اصلاح سختی	ضریب کاهش سختی
ستون‌ها	I2, I3	0.7
تیرها	I2, I3	0.35
	J	مراجعه به توضیحات
دیوار برشی ترک‌خورده	f11, f22, m11, m22, m12	0.35
دیوار برشی ترک نخورده	f22	0.7
	f11, m11, m22, m12	0.35
ستون‌های چسبیده به دیوار برشی (ترک‌خورده)	A	$0.35\times\alpha$
	I (خمش داخل صفحه)	0.35
	I (خمش خارج صفحه)	0.7
ستون‌های چسبیده به دیوار برشی (ترک نخورده)	A	$0.7\times\alpha$
	I2, I3	0.7
تیرهای همبند در دیوارهای برشی هم‌بسته	f11	0.15
	f12	$Ln/h\geq2\rightarrow1$ $Ln/h\leq1.4\rightarrow0.25$ مقادیر بین2و1.4 درون‌یابی شود
	f22, m11, m22, m12	0.35
سقف‌ها (دال‌های توپر، تیرچه بلوک و وافل)	m11, m22, m12	0.25
	f11, f22, f12	0.35
دال‌های مجوف	m11, m22, m12	$0.25\times(I_{\text{مجوف}}/I_{\text{توپر}})$
	f11, f22, f12	$0.35\times(A_{\text{مجوف}}/A_{\text{توپر}})$
دال‌های پیش‌تنیده	m11, m22, m12	0.35
	f11, f22, f12	0.5
رمپ پله و سایر رمپ‌ها	m11, m22, m12	0.25
	f11, f22, f12	0.5
دیوار حائل	m11, m22, m12	0.25
	f22	0.7

فصل۷ سیستم‌های باربر جانبی و مشخصات مدل‌های موردنیاز

۷-۱ سیستم دیوارهای باربر

۱. در این سیستم بارهای ثقلی عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند. بدین معنی که سطح بارگیر ثقلی دیوارها نسبت به سایر اعضای باربر مانند ستون و تیر که به‌طور پراکنده ممکن است در بخش‌هایی از سازه وجود داشته باشند، بیشتر است.

۲. کل بارجانبی باید توسط دیوارها تحمل شود. در صورت وجود اعضای قابی شکل (تیر و ستون)، این اعضا نباید در تامین مقاومت جانبی به نفع دیوارها مشارکت داده شوند.

۳. با اینکه در کمک قاب‌ها به دیوارها نباید نقشی درنظر گرفت، در عین حال این اعضا باید قادر به تحمل اثرات ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه باشند. برای این منظور باید وضعیت ستون‌ها در تحلیل غیرخطی بررسی شود. یا اینکه جزئیات آرماتور گذاری و ضوابط مربوط به ستون‌های با شکل‌پذیری ویژه برای این ستون‌ها منظور گردد.

٤. سیستم‌های ساختمانی بتن مسلح با شیوه‌های ساخت قالب تونلی، قالب عایق ماندگار (ICF)، دیوار باربر بتن مسلح، صفحات دولایه ساندویچی 3D با بتن میانی درجا، صفحات ساندویچی با بتن پاششی (3D Panel)، قاب‌های سبک فولادی سردنورد (LSF) ازجمله سیستم‌های دیوارهای باربر می‌باشند.

٥. سیستم دیوارهای برشی معمولی برای ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد.

٦. در سازه‌های بتنی برای اعمال شرایط فوق باید مدل‌های زیر ساخته شود.

جدول ۱-۷: مدل‌های لازم برای طراحی سازه‌های بتنی با سیستم دیوار باربر

مدل	کاربرد	نام فایل	برش پایه	ضرایب اصلاح سختی اعضای بتنی			
				تیرها	ستون‌ها	دیوارها	دال‌ها
۱	زمان تناوب	period	-	۰.۵	۱	۰.۵ or۱	۰.۳۵
۲	کنترل دریفت، طراحی تیر، ستون، دیوار، دال و فونداسیون	main	۱۰۰٪	۰.۳۵	۰.۷	طبق جدول ۱-۶ f22=0.35 or 0.7	۰.۲۵

۳	طراحی دیوار	wall	۱۰۰٪	مفصل	مفصل	طبق جدول ۱-۶ f22=0.35 or 0.7	۰.۰۰۱

۷-۲ سیستم قاب ساختمانی

۱. در این سیستم برعکس سیستم دیوارهای باربر، عمده بارثقلی توسط قاب‌های فضایی تحمل می‌شود.

۲. کل بار جانبی باید توسط دیوارهای برشی یا مهاربندها تحمل شود.

۳. قاب‌های فضایی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند. در قاب‌های گیردار، وظیفه قاب‌ها فقط باربری ثقلی بوده و در تحمل بارهای جانبی به نفع دیوارهای برشی یا مهاربندها نباید مشارکت داده شوند.

٤. با اینکه در این سیستم در کمک قاب‌های خمشی به دیوارها نباید نقشی درنظر گرفت، در عین حال این اعضا باید قادر به تحمل اثرات ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه و اثرات P-Δ باشند. برای این منظور باید وضعیت ستون‌ها در تحلیل غیرخطی بررسی شود. یا اینکه جزئیات آرماتور گذاری و ضوابط مربوط به ستون‌های با شکل‌پذیری ویژه برای این ستون‌ها منظور گردد.

٥. سیستم دیوارهای برشی معمولی برای ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد.

٦. قاب‌های خمشی بتنی دارای دیواربرشی (در صورت عدم برآورده شدن شرط الزام تحمل ۲۵ درصد نیروهای جانبی توسط قاب‌ها در سیستم دوگانه) جزو سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شوند.

۷. در سازه‌های بتنی برای اعمال شرایط فوق باید مدل‌های زیر ساخته شود.

جدول ۲-۷ : مدل‌های لازم برای طراحی سازه‌های بتنی با سیستم قاب ساختمانی

مدل	کاربرد	نام فایل	برش پایه	ضرایب اصلاح سختی اعضای بتنی			
				تیرها	ستون‌ها	دیوارها	دال‌ها
۱	زمان تناوب	period	-	۰.۵	۱	۱ یا ۰.۵	۰.۳۵
۲	کنترل دریفت، طراحی تیر، ستون، دیوار، دال و فونداسیون	main	۱۰۰٪	۰.۳۵	۰.۷	طبق جدول ۱-۶ f22=0.35 or 0.7	۰.۲۵
۳	طراحی دیوار	wall	۱۰۰٪	مفصل	مفصل	طبق جدول ۱-۶ f22=0.35 or 0.7	۰.۰۰۱

۷-۳ سیستم قاب خمشی

١. در این سیستم بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی و بارهای جانبی توسط قاب‌های خمشی تحمل می‌شوند.
٢. لزومی ندارد که تمام قاب‌های این سیستم دارای اتصالات گیردار باشند. سازه‌های با ١. قاب‌های خمشی کامل، ٢. قاب‌های خمشی در پیرامون، ٣. قاب‌های خمشی در قسمتی از پلان و قاب‌های ساده در سایر قسمت‌های پلان، جزو این سیستم محسوب می‌شوند.
٣. قاب‌های خمشی معمولی بتنی برای ساختمان‌های " با اهمیت خیلی زیاد و زیاد" در تمام مناطق لرزه‌خیزی مجاز نیست. برای ساختمان‌های " با اهمیت متوسط" در مناطق لرزه‌خیزی ١ و ٢ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های " با اهمیت متوسط" در مناطق لرزه‌خیزی ٣ و ٤ به ١٥ متر محدود می‌گردد.
٤. ساختمان‌های قاب خمشی دارای دیوارهای برشی ناکافی برای برآورده کردن شرط الزام تحمل ٥٠ درصد در سیستم‌های دوگانه، جزو این سیستم محسوب می‌شوند. در این حالت ضریب رفتار مطابق سیستم قاب خمشی انتخاب می‌گردد.
٥. در سازه‌های بتنی با توجه به شرایط فوق، مدل‌های زیر باید ساخته شود.

جدول ٣-٧: مدل‌های لازم برای طراحی سازه‌های بتنی با سیستم قاب خمشی

مدل	کاربرد	نام فایل	برش پایه	ضرایب اصلاح سختی اعضای بتنی			
				تیرها	ستون‌ها	دیوارها	دال‌ها
١	زمان تناوب	period	-	٠.٥	١	٠.٣٥یا٠.٧	٠.٣٥
٢	کنترل دریفت، طراحی تیر، ستون، دیوار، دال و فونداسیون	main	١٠٠٪	٠.٣٥	٠.٧	طبق جدول ١-٦ f22=0.35 or 0.7	٠.٢٥

٧-٤ سیستم دوگانه

١. بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل می‌شوند.

٢. بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی (یا قاب‌های مهاربندی) تحمل می‌شود.

٣. سهم برش‌گیری هر یک از دو مجموعه قاب خمشی و دیوارهای برشی (یا قاب مهاربندی) با توجه به‌سختی جانبی و اندرکنش آن دو در تمام طبقات تعیین می‌گردد.

٤. قاب‌های خمشی در سیستم دوگانه باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ٢٥ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند. در غیر این صورت سیستم، قاب ساختمانی محسوب شده و دیوارهای برشی یا قاب مهاربندی باید١٠٠ درصد نیروی جانبی را تحمل نمایند. ضمنا قاب خمشی باید قادر باشد تا اثر تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح را تحمل نماید.

٥. دیوارهای برشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ٥٠ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند. در غیر این‌صورت ضریب رفتار سیستم برابر ضریب رفتار سیستم قاب خمشی منظور شده و نیروهای جانبی با

توجه به سهم برشگیری قاب و دیوار بین آن‌ها تقسیم می‌شوند. در این حالت نیازی نیست که کل بارجانبی توسط قاب خمشی تحمل گردد.

با توجه به شرایط فوق، باید مدل‌های زیر ساخته شود:

جدول ۴-۷: مدل‌های لازم برای طراحی سازه‌های بتنی با سیستم دوگانه

مدل	کاربرد	نام فایل	برش پایه	ضرایب اصلاح سختی اعضای بتنی				
				تیرها	ستون‌ها	دیوارها	ستون‌های چسبیده به دیوار	دال‌ها
۱	زمان تناوب	period	-	۰.۵	۱	۱ یا ۰.۵	۱.۵ برابر مدل اصلی	۰.۳۵
۲	کنترل دریفت، طراحی تیر، ستون، دیوار، دال و فونداسیون	main	۱	۰.۳۵	۰.۷	طبق جدول ۱-۶ f22=0.35 or 0.7	طبق جدول ۱-۶	۰.۲۵
۳	کنترل کفایت قاب خمشی	frame	0.25/(1-β)	۰.۳۵	۰.۷	f11=f22=f12=0.0001 m11=m22=m12=0.1	I22=I33=0.001	۰.۰۰۱
۴	کنترل کفایت دیوار	wall	0.5	مفصلی	مفصلی	مطابق فایل اصلی	مطابق فایل اصلی	۰.۰۰۱

جدول ۵-۷: کنترل کفایت مقاومت قاب خمشی و دیوار برشی

مقدار نسبت برش ایجاد شده در قاب به برش کل طبقه در طبقه مورد نظر (γ_i)	توضیحات
$\gamma_i < 0.25$	کفایت مقاومت قاب‌های خمشی در فایل frame.edb کنترل گردد و نیازی به ساخت و کنترل فایل wall.edb نیست.
$0.25 < \gamma_i < 0.5$	مقاومت قاب خمشی و دیوار در سیستم دوگانه کافی است و نیازی به ساخت و کنترل فایل frame.edb و wall.edb نیست.
$\gamma_i > 0.5$	کفایت مقاومت دیوارهای برشی در فایل wall.edb کنترل گردد و نیازی به کنترل فایل frame.edb نیست.

۴-۷-۱ روش ایجاد فایل ۲۵ درصد یا frame.edb

برای کنترل کفایت مقاومت قاب‌های خمشی (فایل ۲۵ درصد یا مدل frame.edb)

۱. سختی جانبی دیوارها (f11=f22=f12=0.0001) و ستون‌های چسبیده به دیوار (I22=I33=0.001) با اعمال ضرایب نزدیک به صفر حذف می‌گردد

۲. ضریب زلزله با ضریب 0.25 کاهش می‌یابد

۳. طبیعتاً با این کار هنوز مقداری از برش طبقه توسط دیوار و ستون‌های چسبیده به دیوار تحمل خواهد شد. در این حالت باید ضریب γ_i' ، نسبت برش تحمل شده در قاب خمشی به برش کل طبقه در تمامی ترازهای سازه به دست آید. برای این منظور باید ابتدا تمام ستون‌ها بجز ستون‌های چسبیده به دیوار برشی را به همراه گره پای آن‌ها در طبقات به طور جداگانه انتخاب و مطابق با روش بیان شده در قسمت قبل، از طریق ایجاد گروه و Section Cut مقدار برش در ستون‌ها در هر طبقه را استخراج و به کل نیروی برش طبقه تقسیم نمود. در ادامه برای اطمینان از اینکه قاب خمشی (به غیر از ستون‌های چسبیده به دیوار) قابلیت تحمل ۲۵ درصد برش طبقه را دارا هستند، ضریب زلزله اصلی باید به جای 0.25 در ضریب $0.25/(\min\gamma_i')$ ضرب شده و تیرها و ستون‌ها برای این نیروی زلزله کنترل شوند. نیازی به کنترل مقاومت ستون‌های چسبیده به دیوار در این حالت نیست.

نکته :

۱. قابل‌توجه در تمام فایل‌های مدل‌سازی این است که به دلیل ایجاد ناپایداری در سازه، امکان اعمال عدد صفر به‌منظور حذف سختی دیوار یا ستون وجود ندارد و به‌جای آن باید عدد بسیار کوچکی مانند 0.0001 وارد نمود. دقت شود که اگر این عدد بزرگ‌تر منظور شود (مثلاً 0.001)، در برخی موارد تغییر زیادی در نتایج ایجاد خواهد نمود.

۲. در فایل کنترل کفایت مقاومت قاب‌های خمشی، نیازی به کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ،اثر p- Δ، بررسی نامنظمی پیچشی و اعمال ضریب تشدید پیچش تصادفی نمی‌باشد.

۷-۵ نکات مربوط به سیستم‌های سازه‌ای

۱. در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد فقط باید سیستم‌هایی که عنوان "ویژه" دارند، انتخاب شوند.

۲. استفاده از سیستم‌های قاب خمشی متوسط و یا سیستم قاب ساختمانی در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر مجاز نمی‌باشد. در این ساختمان‌ها استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است.

۳. در سیستم‌های دارای دال (شامل دال‌های تخت و تیردال)، طبق توضیحاتی که در بخش ۱-۱۱ می‌آید، سیستم باربر جانبی باید بتواند بدون حضور سختی دال، نیروی زلزله را تحمل نماید. بدین منظور لازم است تا مدلی به نام lateral ساخته شده و سختی دال در آن حذف گردد. بدین منظور ضریب 0.001 به پارامترهای m11، m22 و m12 در دال اعمال می گردد. به جای کاهش سختی دال می‌توان از المان غشایی (membrane) به جای المان پوسته‌ای (shell) استفاده کرد.

۴. ساختمان‌های دارای دال تخت یا قارچی و ستون چنانچه تعداد طبقات آن‌ها حداکثر ۳ طبقه بوده و یا ارتفاع آن‌ها کمتر از ۱۰ متر باشد، به‌عنوان سیستم قاب خمشی می‌توانند درنظرگرفته شوند. در این حالت دال و اتصال آن به ستون باید برای نیروهای زلزله طراحی و کنترل شود. در صورت تجاوز از حد فوق، برای مقابله با بارجانبی باید از دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده استفاده نمود که در این صورت سیستم سازه‌ای، سیستم قاب ساختمانی خواهد بود، بدین معنی که سختی دال در سیستم باربر جانبی نباید دخالت داده‌شده و دیوارهای برشی و یا قاب مهاربندی باید تمام نیروی زلزله را تحمل نمایند.

۵. در ساختمان‌های بتنی دارای سقف تیرچه بلوک، چنانچه ارتفاع تیرها با ضخامت سقف برابر بوده و کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد، باید شرایط ساختمان‌های دارای دال تخت و ستون در مورد سیستم سازه‌ای اعمال گردد، بدین معنی که برای ساختمان‌های بیشتر از ۳ طبقه و ارتفاع ۱۰ متر، از این سیستم‌ها نمی‌توان به‌عنوان قاب خمشی استفاده نمود.

فصل۸ تعیین ضریب نامعینی سازه

۸-۱ مراحل کنترل و محاسبه ضریب نامعینی سازه

۱) مدل سازه‌ای تحلیل و برش طبقات استخراج شود. طبقه (Xp) که بالاتر از آن طبقه، برش طبقات کمتر از ۳۵ درصد برش پایه است، تعیین گردد. ازاینجا به بعد تمام کنترل‌ها بر روی طبقات پایین‌تر از طبقه Xp انجام می‌شود

۲) درصورتی‌که در این طبقات سازه در پلان منظم بوده و همچنین در هر دو راستای اصلی سازه، در هر سمت مرکز جرم حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی وجود داشته باشد، ضریب نامعینی برای هر دو راستا برابر ۱ خواهد بود ($\rho x=\rho y=1$)

- اگر حتی یکی از شروط فوق (۱- منظم بودن در پلان، ۲- داشتن حداقل دو دهانه سیستم باربر در هر سمت مرکز جرم برای هر دو جهت X و Y) برقرار نبود، باید جهت تعیین ρ از روش بعدی استفاده نمود و یا اینکه ضرایب نامعینی هر دو راستا را ۱/۲ در نظر گرفت ($\rho x=\rho y=1.2$).
- اگر سازه در یکی از راستاهای اصلی و یا هر دو راستا دارای نامنظمی پیچشی شدید باشد ($\Delta_{max}/\Delta_{avg}>1.4$)، ضریب نامعینی در هر دو راستا برابر ۱،۲ منظور می‌گردد ($\rho x=\rho y=1.2$).

۳) برای تعیین ضریب نامعینی در سایر موارد باید دو معیار ایجاد نامنظمی شدید پیچشی و افت شدید مقاومت طبقه ناشی از حذف یکی از اعضای سازه‌ای کنترل گردد. اگر حداقل یکی از دو اتفاق فوق رخ دهد، ضریب نامعینی باید برابر ۱،۲ در نظر گرفته شود. کنترل این دو معیار برای هر راستای اصلی X و Y به‌صورت جداگانه انجام‌شده و این امکان وجود دارد که ضرایب نامعینی دو راستا با یکدیگر متفاوت باشند؛ یعنی یکی ۱ و دیگر ۱،۲ یا اینکه هر دو ۱ یا هر دو ۱،۲.

کنترل معیار عدم ایجاد نامنظمی شدید پیچشی:

۱. ابتدا باید عضو یا اعضای بحرانی که حذف آن پتانسیل ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در سازه را دارد، پیدا نمود. بدین منظور نسبت $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ برای طبقات مختلف باید بررسی و طبقه بحرانی که بیشترین مقدار این نسبت را دارد مشخص گردد.

۲. در گام بعدی باید لبه نرم سازه (لبه‌ای که Δ_{max} در راستای آن رخ می‌دهد) تعیین گردد. بدین منظور تغییرشکل پلان و نحوه پیچش آن تحت زلزله‌ای که باعث بروز بیشترین نسبت $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ شده است، بررسی و لبه‌ای که جابجایی بیشتر دارد مشخص گردد.

۳. این لبه ممکن است از چند دهانه قاب خمشی، دیواربرشی و یا مهاربند و یا ترکیب آن‌ها (قاب دوگانه) تشکیل شده باشد. در صورت وجود چند دهانه قاب خمشی در این لبه، تیری که سختی خمشی آن (EI/L) از سایر تیرهای آن لبه بیشتر است بحرانی خواهد بود. بدین ترتیب تیر کوتاه‌تر با مقطع قوی‌تر بحرانی می‌شود. در سیستم‌های دارای دیواربرشی و یا مهاربند، این اعضا بحرانی خواهند بود. در صورت وجود دیوار برشی اگر نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۱ باشد این عضو بحرانی نبوده و در زلزله تخریب نمی‌شود.

٤. پس از تعیین عضو بحرانی، باید بررسی شود که آیا با حذف این عضو، سازه نامنظم پیچشی شدید خواهد شد یا خیر؟ منظور از حذف عضو از سازه، در قاب خمشی: دوسرمفصل کردن تیر بحرانی، در دهانه مهاربندی شده: حذف یکی از مهاربندها و در دهانه دارای دیواربرشی عادی یا هم‌بسته (با نسبت ارتفاع به طول بزرگ‌تر از ۱): صفرکردن سختی محوری دیوار و ستون‌های اطراف آن می‌باشد. دقت شود که حذف عضو بحرانی کافی است در طبقه بحرانی که نسبت $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ بزرگ‌تری دارد صورت بگیرد.

۵. بسته به راستای موردبررسی مدل جدیدی به نام Rho-torsion-X یا Rho-torsion-Y ساخته‌شده و با تعریف فوق، عضو بحرانی حذف و نامنظمی شدید پیچشی کنترل گردد. در صورت اینکه با حذف عضو بحرانی سازه نامنظم شدید پیچشی شود ($\Delta_{max}/\Delta_{avg}$)، ضریب نامعینی در آن راستا برابر ۱٫۲ خواهد بود. اگر نامنظمی شدید پیچشی در سازه تضعیف‌شده به وجود نیامد، باید معیار مقاومت نیز جهت حصول اطمینان از نامعینی کافی سازه کنترل گردد.

کنترل معیار عدم افت شدید مقاومت جانبی طبقه:

۱. ابتدا باید عضو بحرانی که حذف آن پتانسیل ایجاد افت شدید مقاومت طبقه را دارد مشخص شود. این عضو لزوماً با عضو بحرانی مرحله قبل یکی نیست.

۲. برای تعیین عضو بحرانی در معیار مقاومت جانبی طبقه، باید عضوی که بیشترین نیرو را از زلزله جذب می‌کند، انتخاب گردد. بدین ترتیب با حذف این عضو بیشترین کاهش مقاومت در طبقه رخ خواهد داد. بدین منظور در قاب‌های خمشی پیشنهاد می‌شود که تیری که بیشترین برش ناشی از زلزله در آن ایجاد می‌گردد به‌عنوان تیر بحرانی برگزیده شود. به‌عنوان راهکاری دیگر می‌توان از دیاگرام انرژی توزیع‌شده در سازه برای انتخاب عضو بحرانی استفاده کرد. در نرم‌افزار ETABS این قابلیت وجود دارد. ممکن است چندین عضو بحرانی در طبقات مختلف وجود داشته باشند که لازم است اثر حذف هرکدام از آن‌ها به‌طور جداگانه دیده شود.

۳. پس از تعیین عضو یا اعضای بحرانی، بسته به راستای موردبررسی مدل جدیدی به نام Rho-strength-X یا Rho-strength-Y ساخته‌شده و عضو موردنظر طبق تعریف قبل از مدل حذف گردد. در این صورت باید بررسی شود که با حذف این عضو، مقاومت جانبی طبقه بیش از ۳۳ درصد کاهش خواهد یافت یا خیر؟

٤. برای بررسی میزان کاهش مقاومت جانبی طبقه، تنها روش دقیق استفاده از تحلیل غیرخطی (مانند پوش آور) است. ولی با توجه به اینکه در طراحی‌های کاربردی این موضوع به‌راحتی امکان‌پذیر نیست، بنا به توصیه FEMA P-751 می‌توان از روش زیر استفاده نمود.

٥. چنانچه در سازه تضعیف‌شده، نیروی ایجاد شده ناشی از زلزله در یکایک اعضای سازه‌ای (به‌غیراز عضو حذف‌شده) نسبت به سازه اولیه کمتر از ٥٠ درصد افزایش یابد، نیازی به اعمال روش پوش‌آور جهت تخمین میزان کاهش مقاومت جانبی نبوده و می‌توان ضریب نامعینی را ١ در نظرگرفت. در غیر این‌صورت، یا در جهت اطمینان $\rho=1.2$ منظور شده و یا اینکه تحلیل پوش‌آور انجام داده و چنانچه کاهش مقاومت طبقات کمتر از ٣٣ درصد بود، می‌توان ضریب نامعینی را ١ منظور کرد.

٦. برای بررسی مقدار افزایش نیروی اعضا در سازه تضعیف‌شده نسبت به سازه اولیه، در ستون‌های فولادی و بتنی و در تیرهای فولادی می‌توان نسبت نیرو به مقاومت طراحی را مقایسه کرد. برای تیرهای بتنی لنگر خمشی تکیه‌گاهی تیرها مقایسه گردند. در مقایسه فوق اثر بارهای ثقلی حذف گردد.

٧. اگر این نسبت‌ها در سازه تضعیف‌شده در مقایسه با سازه اولیه در هیچ یک از اعضا بیش از ٥٠ درصد افزایش نیافته باشد، با یک قضاوت مهندسی می‌توان گفت که کاهش مقاومت جانبی طبقات کمتر از ٣٣ درصد بوده است.

فصل۹ ضوابط آرماتورگذاری

۹-۱ تعریف مفاهیم اولیه

۹-۱-۱ تنگ

تنگ tie	حلقه ای از میلگرد یا سیم به شکل دایره، مستطیل و یا چندوجهی بدون کنج های متمایل به سمت داخل، که آرماتورهای طولی را در بر می‌گیرد. این تعریف شامل یک میلگرد یا سیم که به طور پیوسته به شکل دایره، مستطیل یا چند ضلعی به دور آرماتورهای طولی می‌پیچد، نیز می‌شود. عبارت تنگ معمولا برای اعضای فشاری به کار می‌رود. به تعاریف خاموت و دورگیر نیز مراجعه شود.

۹-۱-۲ خاموت

خاموت stirrup	آرماتورهای عرضی که برای مقاومت در برابر نیروهای برشی و پیچشی در عضو به کار می‌روند. خاموت‌ها معمولا از میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار و یا جوش شده با شکل مستطیل با رکابی به صورت U یا L ساخته می‌شوند. جای گذاری آن‌ها ممکن است در جهت عمود یا با زاویه نسبت به آرماتور طولی باشد. اصطلاح خاموت معمولا برای آرماتور عرضی در تیرها و دال‌ها به کار

۹-۱-۳ آرماتور دورگیر

آرماتور دورگیر hoop reinforcement	تنگ بسته یا تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته، که از یک یا چند میلگرد ساخته شده و هر کدام در دو انتها قلاب‌های لرزه‌ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سَر دار ساخته شود.

۹-۱-۴ قلاب لرزه‌ای

قلاب لرزه‌ای seismic hook	مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیش‌تر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آن‌ها رو به داخل باشد

۹-۱-۵ سنجاقی

سنجاقی، میلگرد دوخت cross-tie	میلگرد عرضی یک‌سره با قلاب لرزه‌ای در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه با طول مستقیم حداقل $6d_b$ در انتهای دیگر، که آرماتورهای طولی پیرامونی عضو را در بر گرفته باشد. قلاب‌های در بر گیرنده‌ی یک زوج آرماتور طولی، باید به طور بک در میان سر و ته اجرا شوند

۹-۲ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

طول گیرایی قلابدار میلگردها در کشش باید از رابطه‌ی زیر تعیین شود:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_0 \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5}$$

تذکر: مطابق با بند ۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ مبحث نهم ویرایش پنجم برای قاب‌های با شکل‌پذیری ویژه، طول گیرایی میلگردها، l_{dh}، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه شود؛ ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.

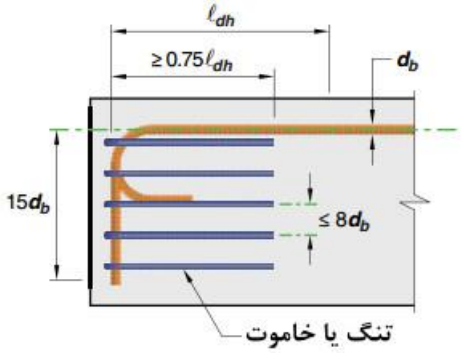
$$l_{dh} = f_y d_b \big/ (5.4\lambda\sqrt{f_c'})$$

۹-۲-۱ ضریب آرماتور محصورکننده ψ_r

این ضریب مطابق با جدول ۹-۲۱-۵ برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر با $A_{th} >= 0.4A_{hs}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد، برابر با ۱ و در غیر این صورت برابر ۱/۶ است. در رابطه‌ی بالا A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده و A_{th} در زیر تعریف شده است.

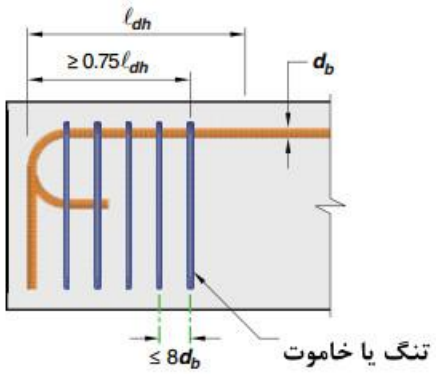
۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0/75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد بوده و درطول ۱۵ برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهارشده واقع باشند.



شکل ۱-۹: تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh}

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد باشد.



شکل ۲-۹: تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول ldh

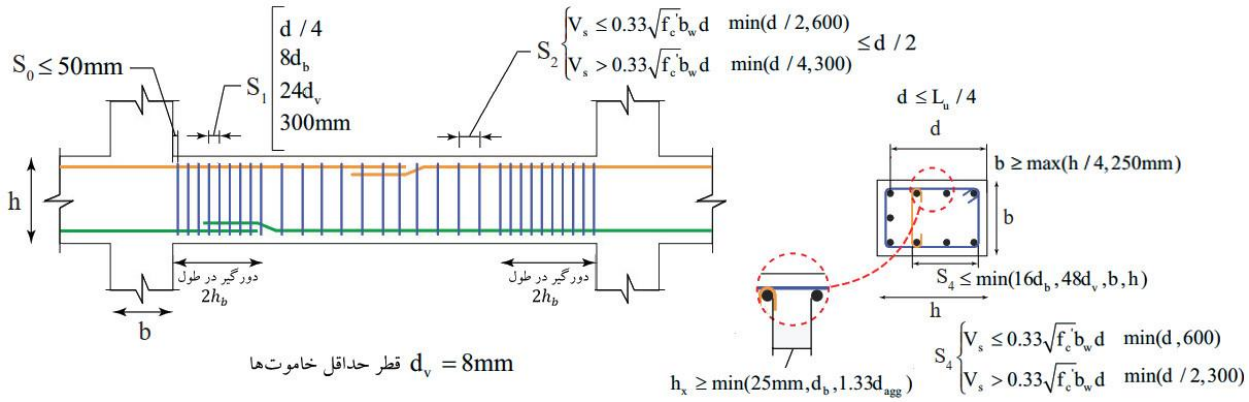
طول مهاری قلابدار برای میلگرد در کشش در شرایط معمول $\psi_e = \psi_0 = \psi_c = 1$ و میلگرد S400 و بتن C25 برای دو مقدار ψ_r در **Error! Reference source not found.** محاسبه شده است.

جدول ۱-۹: طول مهاری قلابدار میلگرد در کشش و حداقل بعد ستون برای S400 و C25

S400-C25				
قطر	l_{dh} ($\psi r=1$)	حداقل بعد ستون ($\psi r=1$)	l_{dh} ($\psi r=1.6$)	حداقل بعد ستون ($\psi r=1.6$)
mm	cm	cm	cm	cm
$\phi 8$	15	25	15	25
$\phi 10$	15	25	15	25
$\phi 12$	20	25	20	25
$\phi 14$	25	30	25	30
$\phi 16$	25	30	30	35
$\phi 18$	30	35	40	45
$\phi 20$	30	35	45	50
$\phi 22$	35	40	50	55
$\phi 25$	40	45	60	65
$\phi 28$	45	50	70	75
$\phi 32$	55	60	85	90

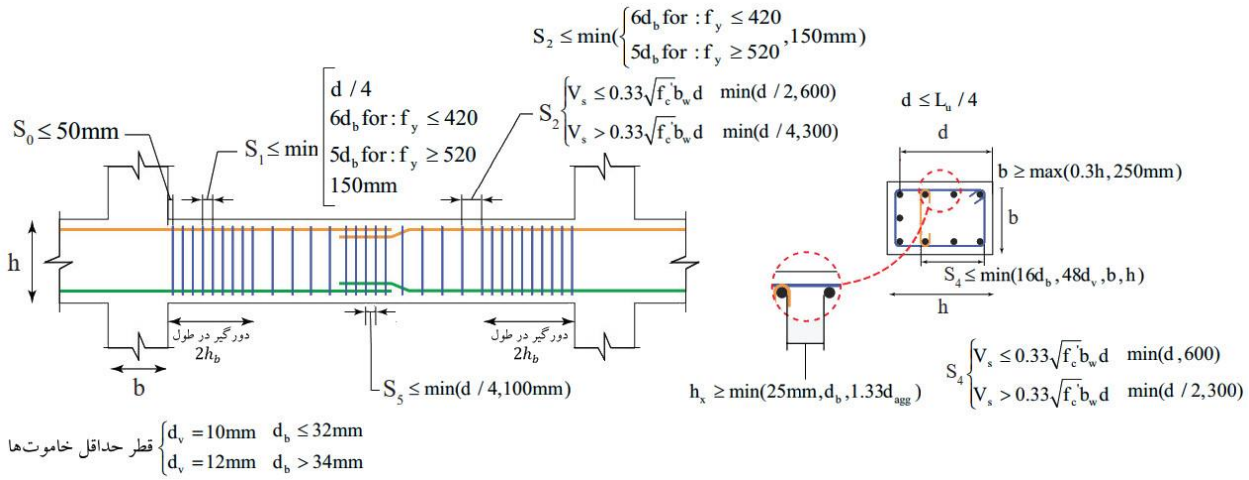
۹-۳ ضوابط آرماتورگذاری تیر

۹-۳-۱ ضوابط آرماتورگذاری تیر با شکل پذیری متوسط



شکل ۳-۹: ضوابط آرماتورگذاری تیر با شکل پذیری متوسط

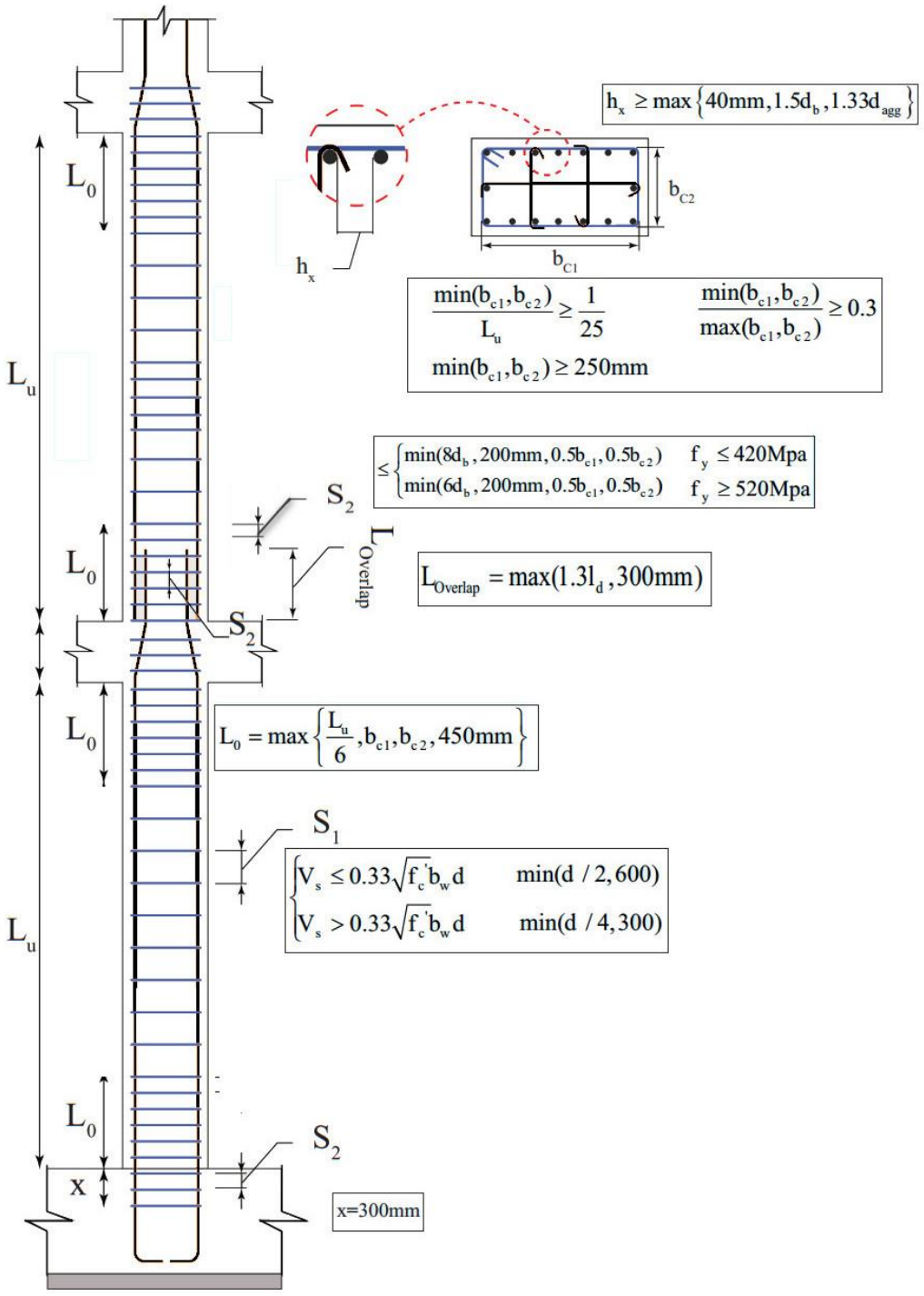
۹-۳-۲ ضوابط آرماتورگذاری تیر با شکل پذیری ویژه



شکل ۴-۹: ضوابط آرماتورگذاری تیر با شکل پذیری متوسط

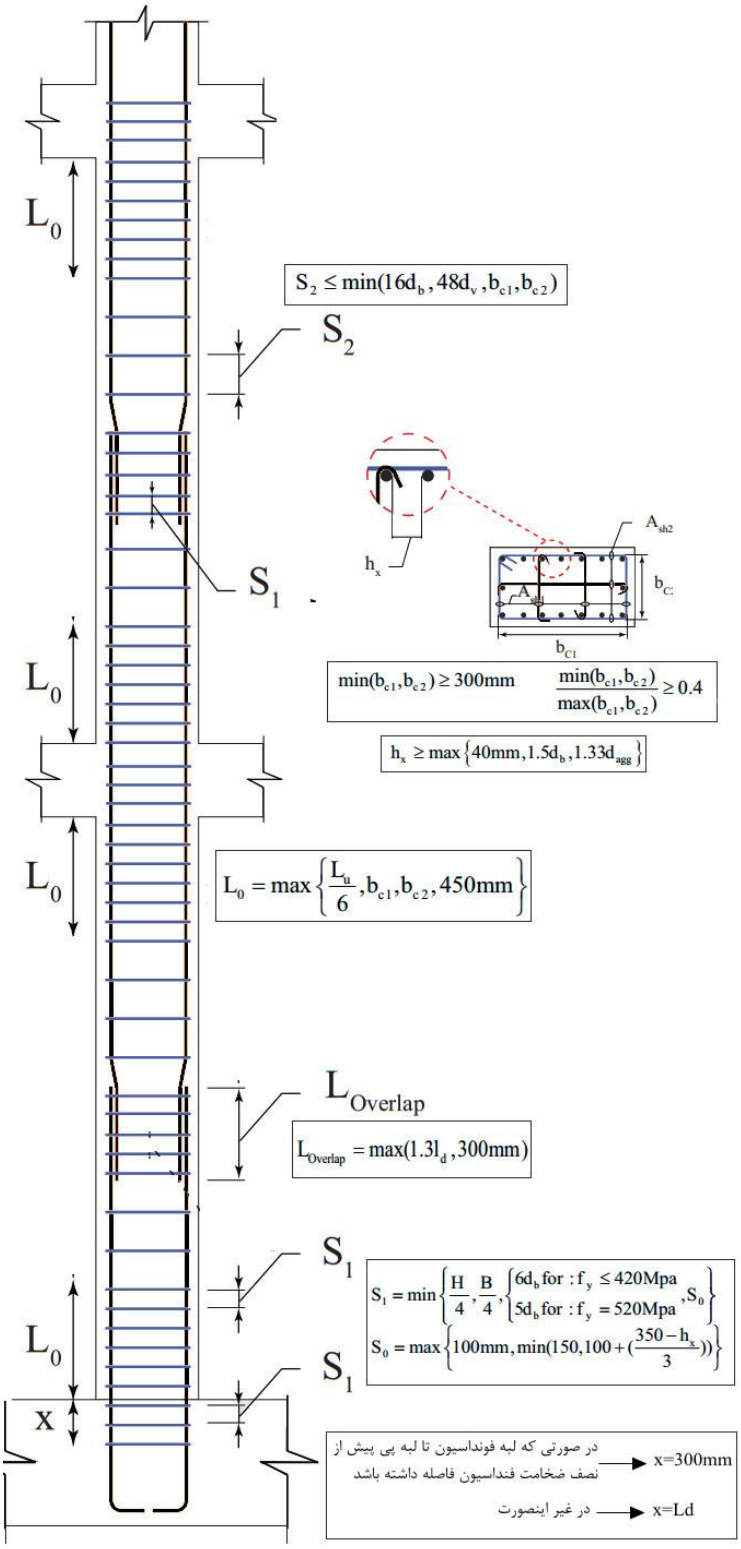
۹-۴ ضوابط آرماتورگذاری ستون

۹-۴-۱ ضوابط آرماتورگذاری ستون با شکل پذیری متوسط



شکل ۵-۹: ضوابط آرماتورگذاری ستون با شکل پذیری متوسط

۹-۴-۲ ضوابط آرماتورگذاری ستون با شکل پذیری ویژه



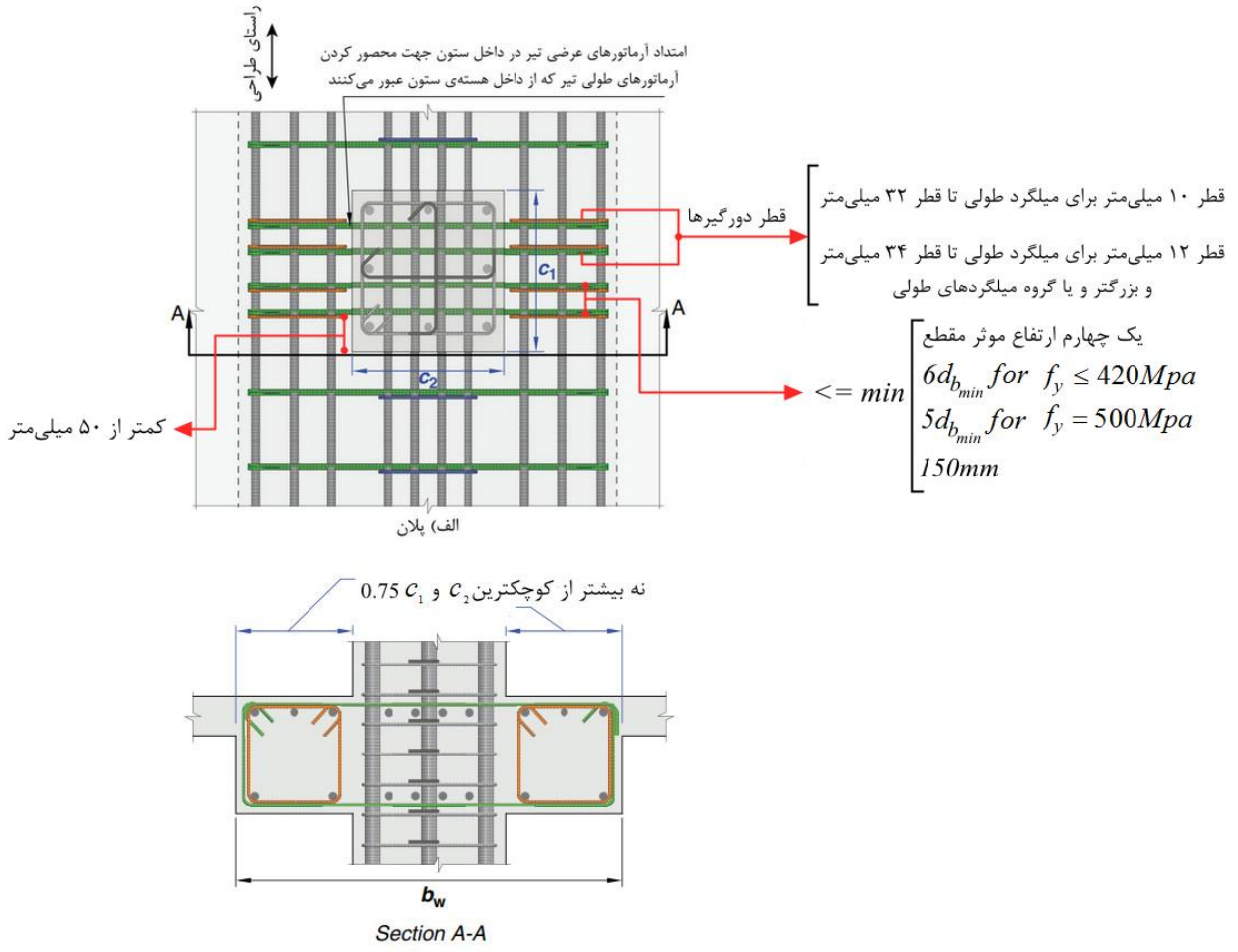
شکل ٦-۹: ضوابط آرماتورگذاری ستون با شکل پذیری ویژه

۹-۵ ضوابط آرماتورگذاری در محل اتصال تیر به ستون

برای آشنایی با نحوه طراحی ناحیه اتصال تیر به ستون به فصل۱۵ مراجعه شود.

۹-۵-۱ مهار میلگردهای طولی تیر خارج از هسته ستون

طبق بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۳ مبحث نهم ویرایش پنجم در تیرهایی که آرماتور طولی آن‌ها از داخل هسته‌ی محصور شده‌ی ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی که آرماتورها توسط تیر دیگری محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتورهای طولی که در خارج از هسته‌ی ستون قرار دارند، از آرماتورهای عرضی که از ستون عبور کنند با فاصله‌ی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ و نیز با رعایت بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۳-۳ و ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ استفاده شود.



شکل ۹-۷: ضوابط آرماتورگذاری تیرهای عریض‌تر از ستون

۹-۵-۲ لزوم عبور میلگرد تیر در هسته‌ی ستون:

الف) بر اساس بند ۹-۲۰-٦-٥-٥-٤ مبحث نهم ویرایش پنجم، میلگردهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند، باید از داخل هسته‌ی محصور شده‌ی ستون و یا جزء لبه‌ی دیوار عبور داده شوند. طول گیرایی مستقیم در کشش، l_d، برای آن قسمت از میلگردهایی که در خارج از هسته‌ی محصور شده قرار دارند، باید با ضریب ۱/٦ افزایش داده شود.

ب) به علاوه مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-٤ مبحث نهم:

برای میلگردهای مهار شده با قلاب استاندارد در انتهای غیرممتد عضو که در آن پوشش جانبی و فوقانی (یا تحتانی) قلاب کمتر از ٦٥ میلی‌متر است، قلاب باید در طول گیرایی l_{dh} توسط تنگ یا خاموت عمود بر امتداد میلگرد و با فواصل کم‌تر از سه برابر قطر میلگرد محاط شود؛ فاصله‌ی اولین تنگ یا خاموت از بر بیرونی خم قلاب نباید بیش‌تر از دو برابر قطر میلگرد باشد.

ج) همچنین مطابق جدول ۹-۲۱-٥ مبحث نهم:

ψ_0 ضریب محل مهار برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳٤ میلی‌متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ٦٥ میلی‌متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد برابر ۱ و در غیر این صورت برابر ۱/۲٥ است.

بر اساس موارد ذکر شده در بالا به نظر می‌رسد لازم است نحوه‌ی اجرای آرماتورهای طولی تیر در ستون، در انتهای غیرممتد تیر، مطابق با **Error! Reference source not found.** صورت گیرد:

شکل ۸-۹: عبور آرماتور تیر از داخل هسته‌ی ستون

فصل۱۰ طراحی دیوار برشی

ضوابط مربوط به طراحی دیوار برشی در ویرایش ۹۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، با ویرایش‌های قبلی تغییرات عمده‌ای داشته است که در این بخش توضیحاتی برای روشن شدن موضوع ارائه می‌گردد.

۱۰-۱ تعاریف

دیوار(wall): اعضای قائم با نسبت طول افقی به ضخامت بیشتر از ۳ که برای بار محوری، بار جانبی و یا هردو طراحی می‌شوند $(l_w \geq 3b_w)$.

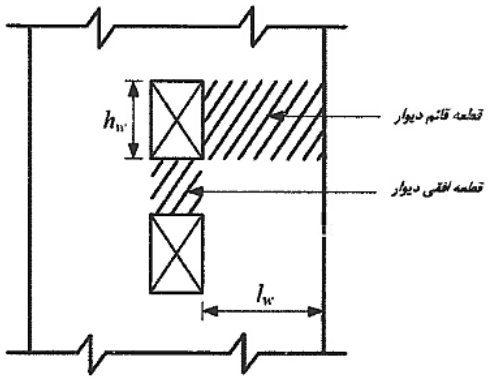
قطعات قائم و افقی دیوار: قطعات قائم و افقی از دیوار دارای بازشو که در شکل ۱۰-۱ نشان داده شده است.

دیوارپایه یا جرز دیوار یا دیوارک (wall pier): حالت خاصی از قطعه قائم دیوار که نسبت طول افقی به ضخامت کوچکتر از ٦ و نسبت ارتفاع به طول آن بزرگتر از ۲ باشد. $(h_w > 2l_w$ و $l_w \leq 6b_w)$. حداکثر برش در این قطعات از طریق تشکیل لولای خمیری در دوانتهای آن‌ها محاسبه می‌شود.

تیر همبند (coupling): قطعه افقی متصل کننده دو دیوار را در دیوارهای دارای بازشو تیر همبند گویند که ضوابط آن در همین فصل ارائه خواهد شد.

جزء مرزی یا لبه انتهایی (boundary element): قسمتی از لبه‌ی دیوار یا دیافراگم، در امتداد طول، که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می‌گردد.

جزء مرزی ویژه (boundary element): نوعی لبه انتهایی می‌باشد که به دلیل تنش‌های زیاد باید ضوابط آرماتورگذاری ویژه‌ای برای آن رعایت شود.



شکل ۱۰-۱: قطعات قائم و افقی دیوار

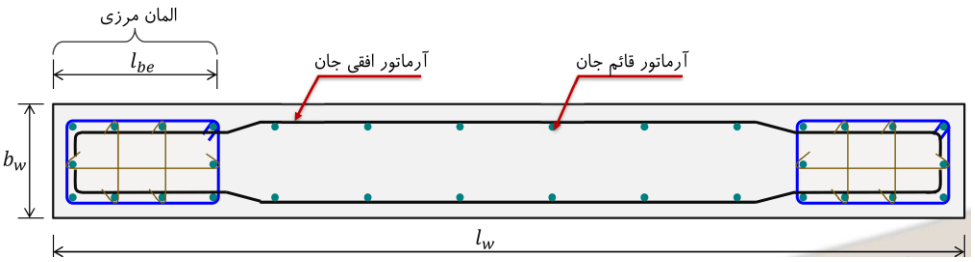
۱۰-۲ ضوابط آرماتورگذاری دیوار

۱۰-۲-۱ حداقل آرماتور قائم و افقی دیوار

اگر $V_u > 0.083\sqrt{f'_c}A_{cv}$ باشد، حداقل نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی یعنی ρ_l و ρ_t برابر 0.0025 می‌باشد. اگر $V_u \le 0.083\sqrt{f'_c}A_{cv}$ باشد، حداقل آرماتور بر اساس ضوابط آرماتورگذاری غیرلرزه‌ای دیوارها تعیین می‌شود. اگر نسبت h_w/l_w کمتر از ۲ باشد، در هرصورت $\rho_l \ge \rho_t$ باشد.

۱۰-۲-۲ چیدمان آرماتورها

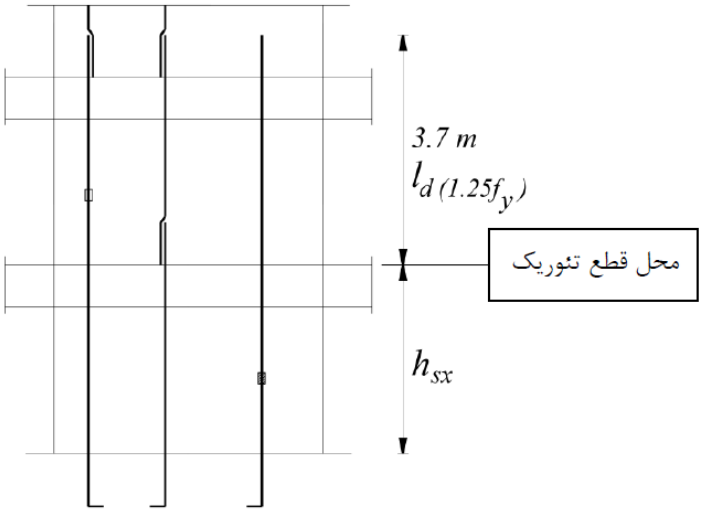
- فاصله مرکز تا مرکز میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر اختیار شود.
- میلگردهایی که از آن‌ها برای تامین V_n استفاده می‌شود، باید به صورت ممتد و در سطح صفحه برش توزیع گردند.
- در دیوارهایی که در آن‌ها $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ و $h_w/l_w \ge 2.0$ باشد، به کارگیری دو شبکه‌ی میلگرد الزامی می‌باشد.
- آرماتورهای افقی در جان دیوار باید تا ۱۵ سانتیمتر نسبت به انتهای دیوار ادامه یابند و به قلاب استاندارد ختم شوند. در دیوارهای بدون جزء مرزی ویژه، به جای قلاب انتهایی استاندارد در میلگردهای افقی می‌توان از آرماتورهای U شکل با قطر و فاصله یکسان با میلگردهای عرضی استفاده و به آنها وصله نمود. اگر $V_u \le 0.083\sqrt{f'_c}A_{cv}$ باشد، نیازی به مهار آرماتورهای افقی با قلاب استاندار لبه‌های انتهایی (جزء مرزی معمولی) نیست.
- در دیوارهایی که جزء مرزی ویژه ندارند، می‌توان هر کدام از آرماتورهای افقی یا قائم را در لایه بیرونی قرار داد. در دیوارهای دارای جزء مرزی، طبق ضابطه لرزه‌ای مبحث نهم، آرماتورهای افقی باید در هسته محصورشده‌ی جزء مرزی قائم قرار بگیرند (شکل ۲-۱۰). از آنجا که اجرای این روش مشکل است، توصیه می‌شود در این موارد، آرماتورهای افقی به طور کلی در سفره داخلی قرار داده شوند.



شکل ۲-۱۰: چیدمان آرماتورهای افقی در دیوارهای دارای اجزای مرزی

۱۰-۲-۳ محل قطع عملی آرماتورهای طولی دیوار برشی

طبق شکل ۳-۱۰ آرماتورهای طولی به جز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حداقل ۳٫۷ متر بعد از محلی که دیگر از نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شوند؛ ولی به هرحال نیازی نیست که بیشتر از l_d از بالای طبقه‌ی فوقانی ادامه داشته باشند.



شکل ۳-۱۰: محل قطع آرماتورهای طولی دیوار برشی

همانطور که در شکل ۳-۱۰ ملاحظه می‌شود، ضابطه فوق باعث می‌شود که میلگردهای دیوار تا حدود یک طبقه اضافه‌تر از حد مورد نیاز طراحی ادامه یابند که این موضوع سبب افزایش مصرف میلگرد آرماتور قائم در دیوارهای برشی می‌شود. توصیه می‌شود که تیپ‌بندی انتخاب آرماتورهای طولی در دیوارهای برشی به حداقل رسیده و سعی شود که هر چند طبقه یک‌بار میلگردها در ارتفاع کاهش یابد.

۱۰-۳ اجزای مرزی ویژه و لبه‌های انتهایی دیوار

لبه‌های دیوار، بسته به میزان تنش فشاری وارد به آنها به دو دسته اجزای مرزی ویژه و اجزای مرزی معمولی (لبه انتهایی) دسته‌بندی می‌شوند. وقتی اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورگذاری ویژه‌ای در این محدوده باید اعمال گردد که در این بخش تشریح خواهد شد.

۱۰-۳-۱ نحوه تشخیص نیاز به اجزای مرزی ویژه

روش اول : رویکرد مبتنی بر تغییر مکان

در این روش هر جا کرنش در دورترین تار فشاري از یک مقدار بحرانی متناظر با جابجایی دیوار به میزان ۱/۵ برابر
تغییر مکان طراحی فراتر رود اجزاي مرزي ویژه براي محصور کردن بتن دیوار ضروري است. به این منظور چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، نیاز به اجزای مرزی ویژه می‌باشد:

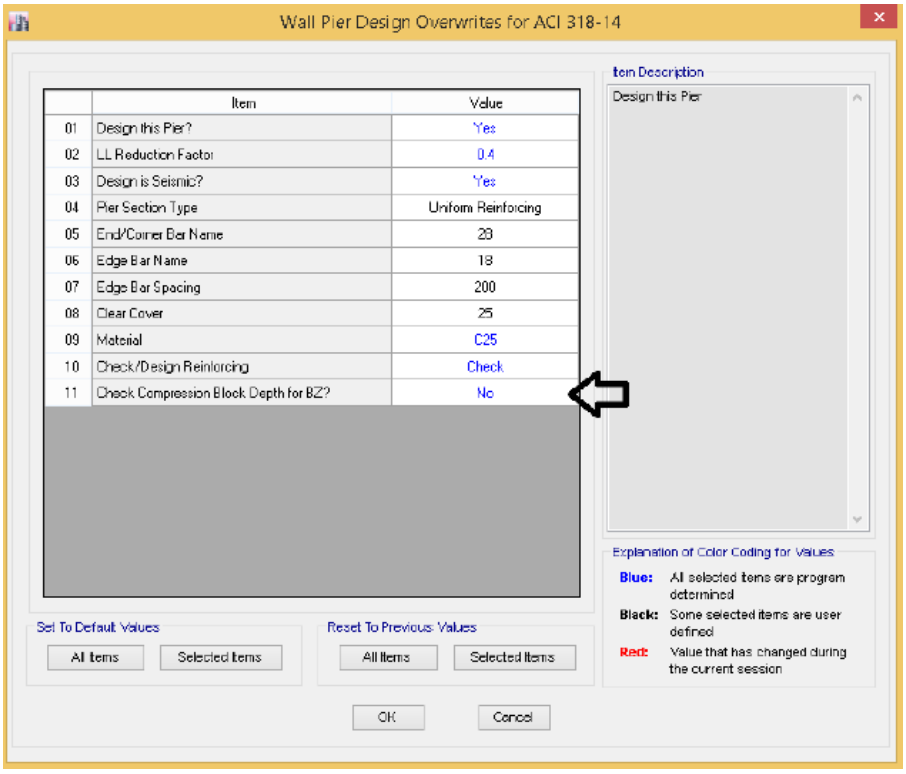
$$C \geq C_{Limit} \quad C_{Limit} = \frac{L_w}{600(\frac{1.5\delta_u}{h_w})}$$

C فاصله دورترین تار فشاري مقطع دیوار تا محور خنثی است که براي نیروي محوري ضربیدار و مقاومت خمشی
اسمی سازگار با جهت تغییر مکان طراحی δu دست می آید. δu با ضرب تغییر مکان جانبی ناشی از آنالیز الاستیک در ضریب تشدید تغییر مکان تعیین می شود $\delta_u = C_d \delta_e$. نسبت δ_u / h_w نباید کمتر از ۰/۰۰۵ گرفته شود. Lw طول دیوار و h_w ارتفاع کل دیوار است.
طبق تحقیقاتی که آقای مهندس آقازاده به طور ویژه در این خصوص انجام داده‌اند، نرم‌افزار ETABS در محاسبه نیروهای محوری و خمشی جهت کنترل اجزای مرزی دیوار، ستون‌های چسبیده به دیوار را نادیده می‌گیرد. همچنین در محاسبه نسبت δ_u / h_w ، h_w را به جای ارتفاع کل دیوار، ارتفاع طبقه در نظر می‌گیرد. ضمنا مقدار δu به جای اینکه تحت ترکیب بار بحرانی محاسبه شود، تحت حالت بار به دست می‌آید. با توجه به این موارد، پیشنهاد می‌شود که از روش دوم که در ادامه می‌آید، برای تشخیص نیاز به اجزای مرزی ویژه استفاده شود.

روش دوم : رویکرد مبتنی بر تنش فشاری

این روش براساس کنترل حداکثر تنش ایجاد شده در دورترین تار جزء مرزی تعیین می‌شود. دیوارهاي سازه‌اي که تنش حداکثر تار فشاري انتهایی آن‌ها از $0.2f'c$ ناشی از ترکیب بار شامل زلزله بیشتر شود، بایستی داراي اعضاي مرزي ویژه در لبه ها باشند و وقتی تنش از $0.15f'c$ کمتر شد می توان اعضاي مرزي را قطع نمود.

با توجه به مشکلات محاسبه المان مرزی ویژه در روش اول، توصیه می‌گردد از روش دوم (روش تنش فشاری) برای محاسبه شرایط المان مرزی استفاده شود. تنظیمات نرم افزار براي چشم پوشی از روش مبتنی بر تغییر مکان، در شکل ١٠-٤ نشان داده شده است.



شکل ٤-١٠: تنظیمات نرم افزار برای استفاده از رویکرد دوم تشخیص نیاز به جزء مرزی دیوار برشی

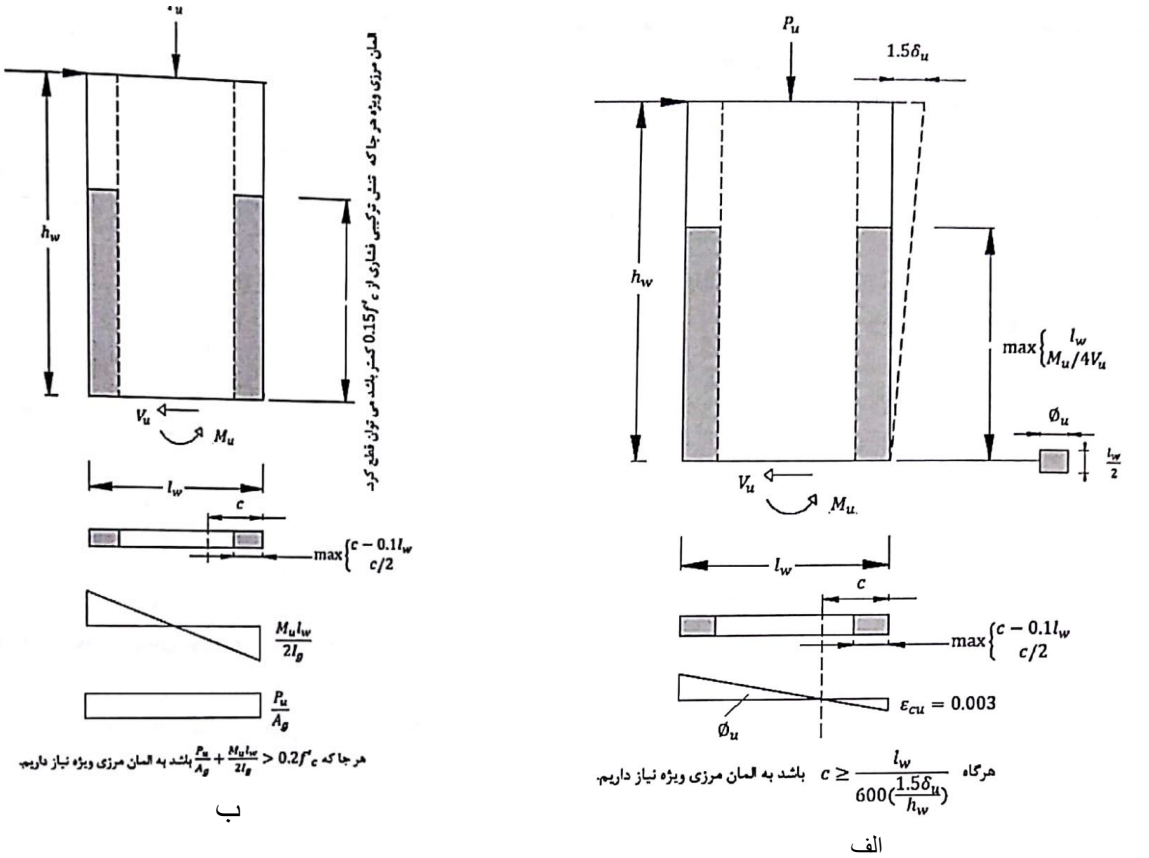
١٠-٣-٢ طول و ارتفاع جزء مرزی ویژه

طول جزء مرزی در هر دو روش از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$L_{BZ} = \max\{\frac{C}{2}, C - 0.1L_w\}$$

که C فاصله دورترین تار فشاري مقطع دیوارتا محور خنثی است.

ارتفاع جزء مرزی: در رویکرد اول، آرماتور عرضی اجزای مرزي ویژه باید بصورت عمودي در بالای مقطع بحرانی حداقل به اندازه طول مفصل پلاستیک که برابر $\max(M_u / 4V_u, lw)$ است ادامه یابد (شکل ١٠-٥ الف). در روش دوم، محدوده المان مرزی تا جایی که تنش فشاری از 0.15f'c کمتر شود ادامه پیدا می‌کند (شکل ١٠-٥ ب).

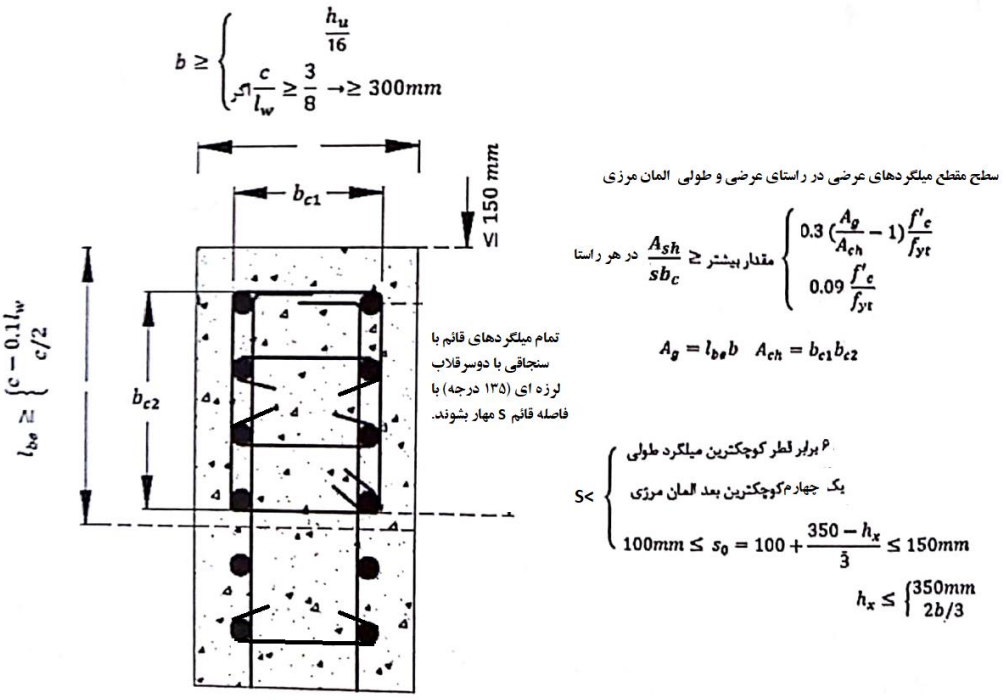


شکل ۱۰-۵: نحوه تشخیص نیاز به جزء مرزی ویژه و محدوده آن در رویکرد مبتنی بر الف) تغییرمکان، ب) تنش فشاری

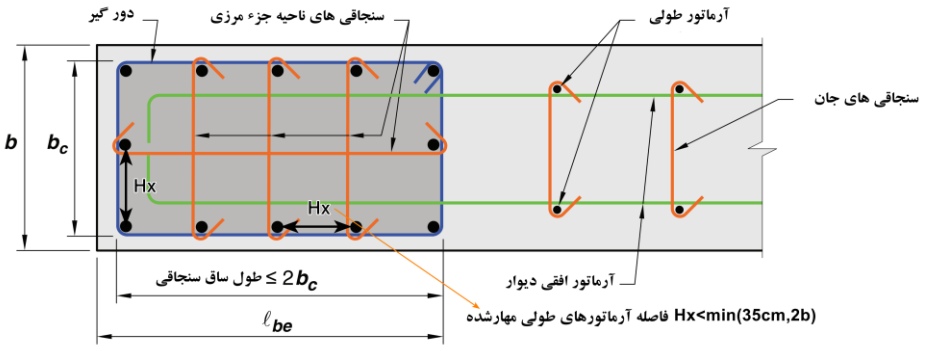
مشکل اساسی که نرم‌افزار در هر دو روش با آن روبرو است، منظور نمودن اشتباه لنگر خمشی و نیرو محوری دیوار در محاسبه عمق ناحیه فشاری مقطع (C) می‌باشد. این نیروهای داخلی بر اساس نیروی جذب شده توسط دیوار بدون منظور کردن نیروهای ستون‌های چسبیده به آن توسط نرم‌افزار برداشت می‌شوند (حتی برای زمانی که ستون‌ها و دیوار با یک نام Pier شده باشند). متاسفانه روش سرراستی برای رفع این مشکل وجود ندارد. پیشنهادهایی از جمله مدلسازی ستون‌های چسبیده به دیوار به صورت اعضای سطحی به جای اعضای میله‌ای ارائه شده است که از نظر کاربردی کمی دردسرساز هستند.

۱۰-۳-۳ جزییات آرماتورگذاری عرضی در جزء مرزی ویژه

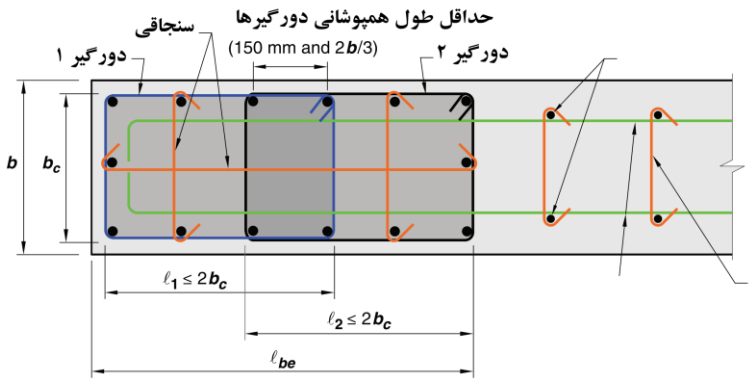
به دلیل تنش فشاری زیادی که در لبه‌های دیوار مخصوصاً در جزء مرزی ویژه می‌آید، ضوابط سخت‌گیرانه‌ای برای محصور نمودن میلگردهای طولی دیوار در این ناحیه وضع شده است. در شکل ۱۰-۶ مقدار و فاصله آرماتورهای عرضی ناحیه جزء مرزی نشان داده شده است. در شکل ۱۰-۷ تا شکل ۱۰-۸ جزئیات قرارگیری سنجاقی‌ها و دورگیرها در مقطع جزء مرزی نشان داده شده است.



شکل ۶-۱۰: جزئیات آرماتورگذاری عرضی در ناحیه جزء مرزی ویژه



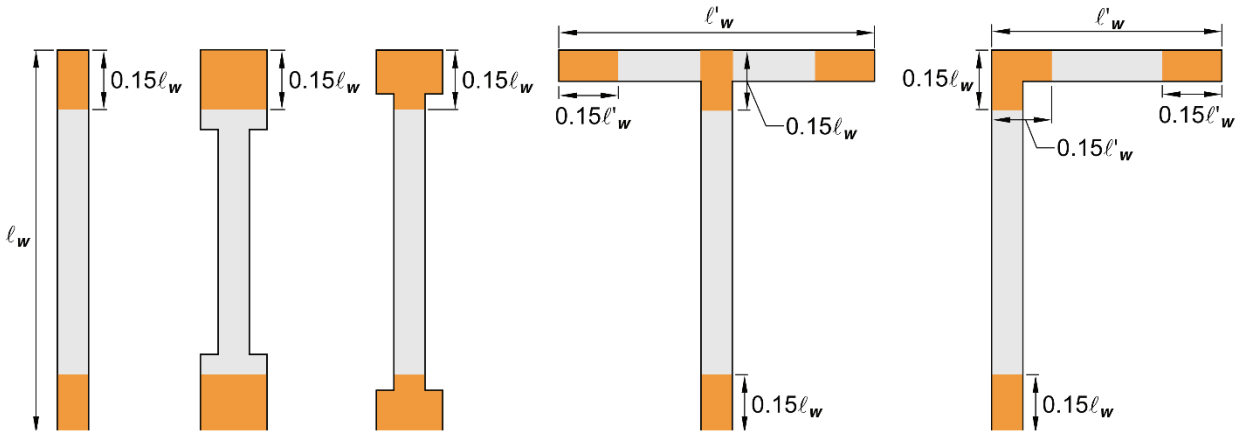
شکل ۷-۱۰: جزئیات تامین دورگیری ناحیه جزء مرزی با استفاده از سنجاقی، (در حالتی که طول هسته جزء مرزی از 2b کمتر باشد)



شکل ۸-۱۰: جزئیات تامین دورگیری ناحیه جزء مرزی با استفاده از دورگیرهای هم پوشانی شده به همراه سنجاقی، (در حالتی که طول هسته جزء مرزی از 2b بیشتر باشد)

۱۰-۳-٤ جزییات آرماتورگذاری در لبه‌های انتهایی دیوار و دور بازشوها (مواردی که نیاز به جزء مرزی ویژه نیست).

دیوارها یا دیوارپایه‌هایی که در آن‌ها نسبت $h_w / l_w \geq 2$ بوده و از پایین تا بالای دیوار به طور مؤثر ادامه دارند و طوری طراحی شده‌اند که در آنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید در لبه-های انتهایی خود (شکل ۹-۱۰) ، حداقل مقدار آرماتور طولی به اندازه $\rho_{min} = 0.5\sqrt{f'_c}/f_y$ داشته باشند.



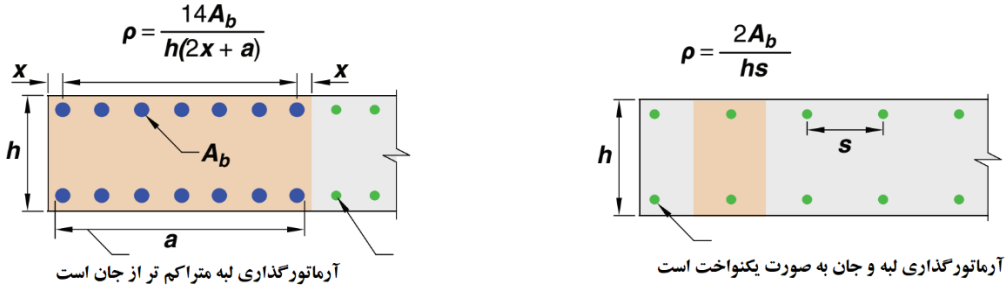
$\rho_{min} = 0.5\sqrt{f'_c}/f_y$

آرماتورهای طولی مورد نیاز باید به اندازه‌ی حداقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

نباید بیش‌تر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در یک مقطع قطع شوند.

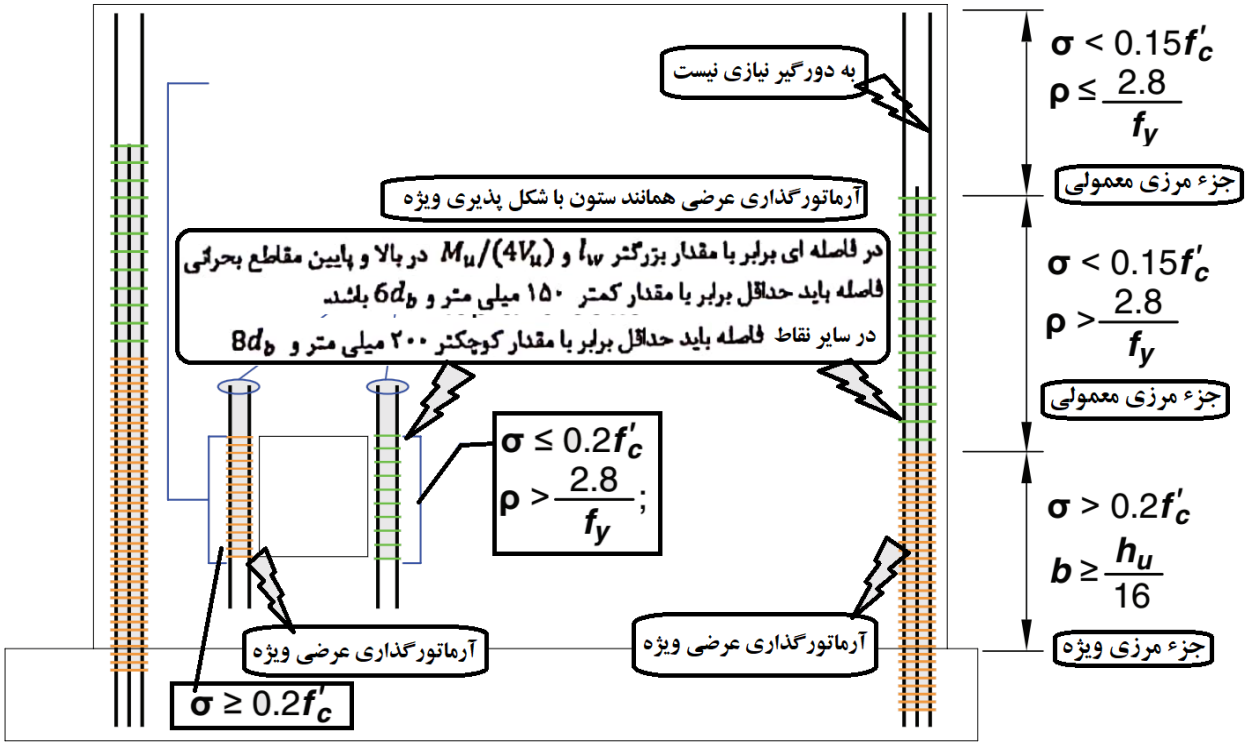
شکل ۹-۱۰: ضوابط آرماتورگذاری طولی در لبه‌های دیوار برشی

مقدار نسبت آرماتور طولی در لبه انتهایی، ρ، بسته به نوع آرماتورگذاری طولی در لبه دیوار که می‌تواند مانند ناحیه جان یکنواخت باشد و یا اینکه متراکم‌تر از جان باشد، مطابق شکل ۱۰-۱۰ قابل محاسبه است.



شکل ۱۰-۱۰: روش‌های آرماتورگذاری طولی در لبه دیوار برشی و نحوه محاسبه مقدار ρ

علاوه بر رعایت آرماتورهای طولی در لبه دیوار برشی، لازم است ضوابط مربوط به آرماتورگذاری عرضی نیز مطابق شکل ۱۱-۱۰ رعایت گردد.



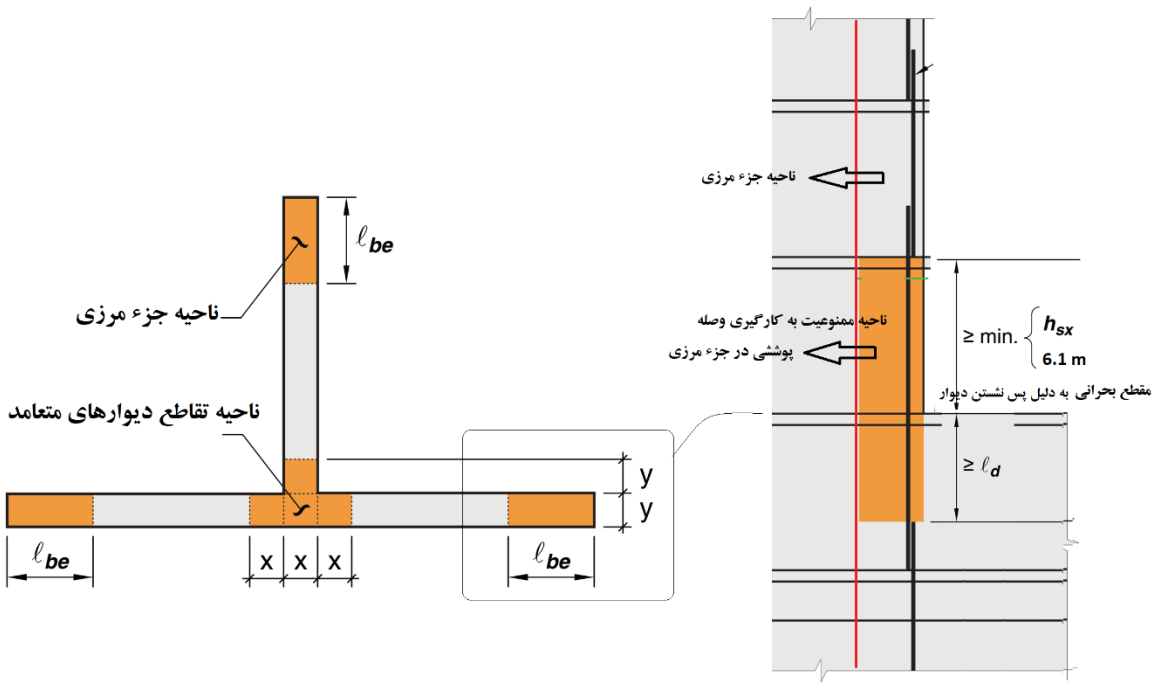
شکل ۱۱-۱۰: جزئیات آرماتورگذاری عرضی در لبه های انتهایی دیوار و اطراف بازشوها

۱۰-۳-۵ آرماتورگذاری عرضی در ناحیه میانی جان دیوار برشی

در مواردی که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت فشاری مورد نیاز باشد و همچنین نسبت سطح مقطع کل آرماتورهای قائم به سطح مقطع کل دیوار بیشتر از ۱ درصد باشد، باید از تنگ‌های عرضی (سنجاقی) دو سرخم ۱۳۵ درجه برای مهار آرماتورهای طولی استفاده کرد. این سنجاقی‌ها باید در طول ارتفاع مفصل پلاستیک که برابر $\max(M_u/4V_u, l_w)$ است، با فواصل حداکثر ۳۰ سانتی‌متر در راستای قائم، میلگردهای طولی را مهار کنند.

۱۰-۳-۶ محل وصله پوششی آرماتور قائم در جزء مرزی ویژه

در نواحی مرزی در مقاطع بحرانی دیوار که در آن‌ها در اثر تغییر مکان های جانبی احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد، استفاده از وصله‌های پوششی برای آرماتورهای طولی در طولی برابر با کم‌ترین دو مقدار ۶۱۰۰ میلی متر و ارتفاع طبقه، h_{sx}، در بالای مقطع، و l_d زیر مقطع مجاز نمی‌باشد. نیازی نیست طول h_{sx} را بیشتر از ۶۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفت.



شکل ۱۲-۱۰: ناحیه ممنوعیت به کارگیری وصله پوششی آرماتورهای طولی جزء مرزی

۱۰-۴ نیروی برشی طرح دیوار برشی

نیروی برشی طرح دیوار برشی در ویرایش جدید آیین‌نامه به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته است.

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u$$

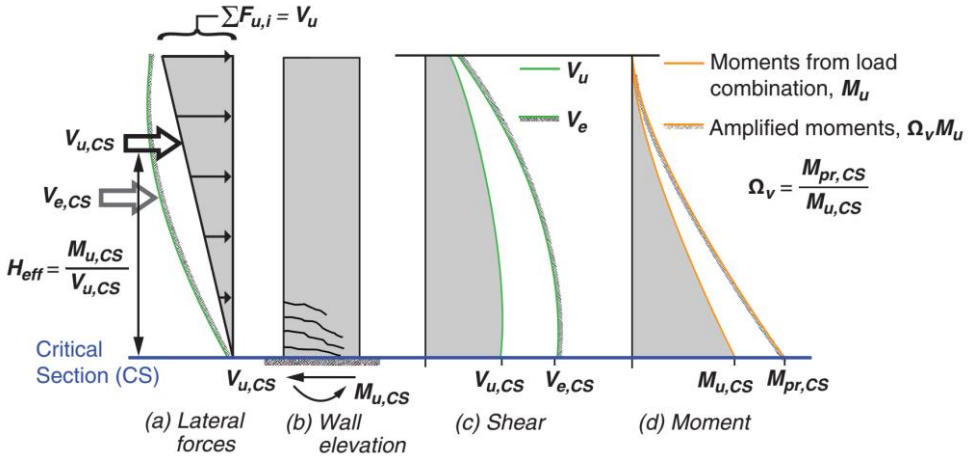
در این رابطه، Vu نیروی برشی حاصل از تحلیل سازه تحت ترکیب‌بارهای مختلف می‌باشد.

Ω_v ضریب اضافه مقاومت برای در نظرگرفتن اثرات افزایش لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از تشکیل لولای خمیری در مقطع بحرانی دیوار برشی می‌باشد. این ضریب بر اساس جدول ۱۰-۱ به دست می‌آید.

جدول ۱۰-۱: ضریب اضافه مقاومت Ωv در محاسبه نیروی برشی طرح دیوار برشی

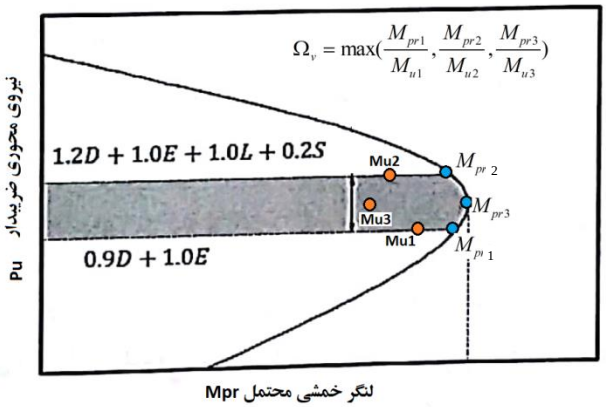
هندسه‌ی دیوار	Ω_v
$h_{wcs}/l_w > 1.50$	بیش‌ترین مقدار M_{pr}/M_u و 1.50 در ترکیب باری که بزرگ‌ترین Ω_v را حاصل نماید.
$h_{wcs}/l_w \leq 1.50$	1.0

در این روابط، h_{wcs} ارتفاع کل دیوار از روی مقطع بحرانی، M_{pr} مقاومت خمشی بیشینه محتمل با فرض تنش تسلیم 1.25Fy و ضریب کاهش مقاومت φ=1 می‌باشد. M_u مقدار لنگر خمشی ضریبدار حاصل از ترکیب‌بارهای مختلف است.



شکل ۱۳-۱۰: تغییرات دیاگرام برش و لنگر دیوار برشی در هنگام تشکیل لولای خمیری

برای محاسبه M_{pr}/M_u باید منحنی اندرکنش نیروی محوری ضریبدار و بیشینه لنگر خمشی محتمل مربوط به دیوار برشی را از نرم‌افزار استخراج کرده و با توجه به شکل زیر برای سطوح مختلف نیروی محوری حاصل از ترکیب‌بارهای مختلف، مقدار Mu و Mpr متناظر را برداشت نمود. سپس حداکثر مقدار نسبت M_{pr}/M_u را به عنوان نسبت نهایی انتخاب کرد.



شکل ۱۴-۱۰: نحوه محاسبه نسبت M_{pr}/M_u در دیوار برشی

ω_v ضریب اثر مدهای بالاتر با در نظرگیری اثرات غیرخطی شدن دیوار بوده و مطابق جدول ۲-۱۰ به دست می‌آید.

جدول ۲-۱۰: ضریب ωv در محاسبه نیروی برشی طرح دیوار برشی

هندسه دیوار	ω_v
$h_{wcs} / l_w < 2$	1
$h_{wcs} / l_w \geq 2$	$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$ $\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$

برای ساختمان هایی که در آن ها n_s بزرگتر از ۶ است در صورتیکه محاسبات سازه با روش دینامیکی خطی انجام شده باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر به دست می آید منظور شود.

$$\omega_v = 1.20 + \frac{n_s}{50} \leq 1.80$$

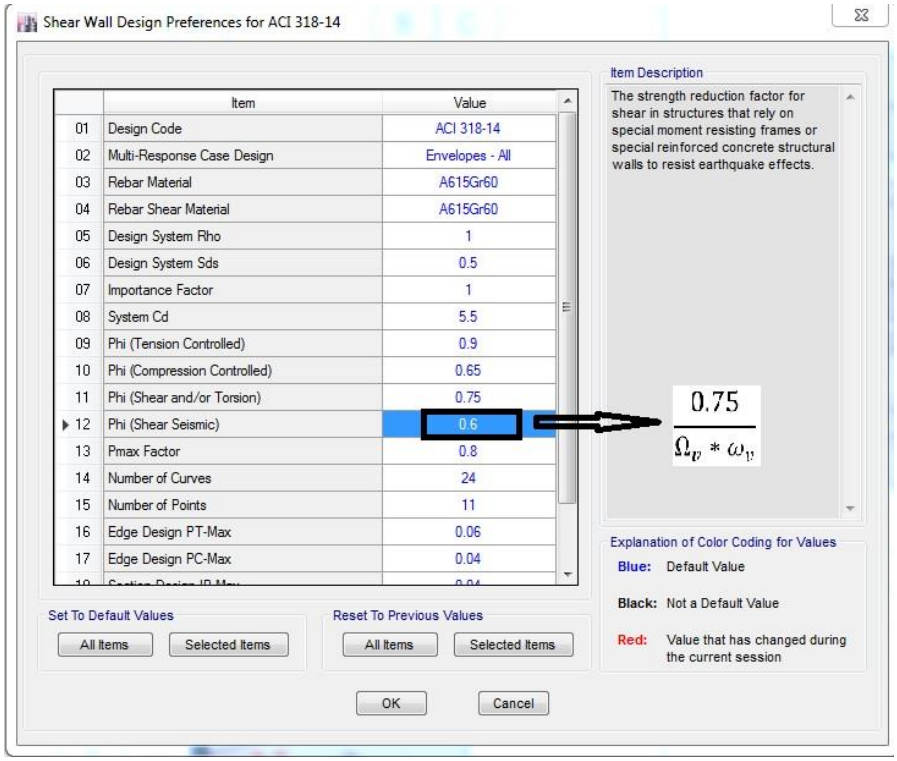
مقدار n_s نباید کم‌تر از $0.00028 h_{wcs}$ منظور شود. (h_{wcs} بر حسب میلیمتر است)

در این روابط ns تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی است.

نحوه اعمال ضوابط جدید طرح برشی دیوار برشی در برنامه ETABS

متاسفانه برنامه ETABS حتی در ویرایش ۱۹ خود با وجود داشتن قابلیت انتخاب آیین‌نامه ACI318-19، نیروی برشی طرح دیوار برشی را بر اساس ویرایش‌های قدیمی محاسبه می‌کند. نکته دیگر این‌که حتی با انتخاب آیین-نامه‌هایی مانند نیوزیلند و یوروکد که سال‌هاست از روش فوق برای محاسبه نیروی برشی طرح دیوار برشی استفاده می‌کنند، این روش به درستی در نرم‌افزار اعمال نمی‌شود. برای منظور نمودن این بند، می‌توان به جای افزایش نیروی برشی حاصل از تحلیل، مقاومت برشی را با اصلاح ضریب کاهش مقاومت برشی φ ، کاهش داد.

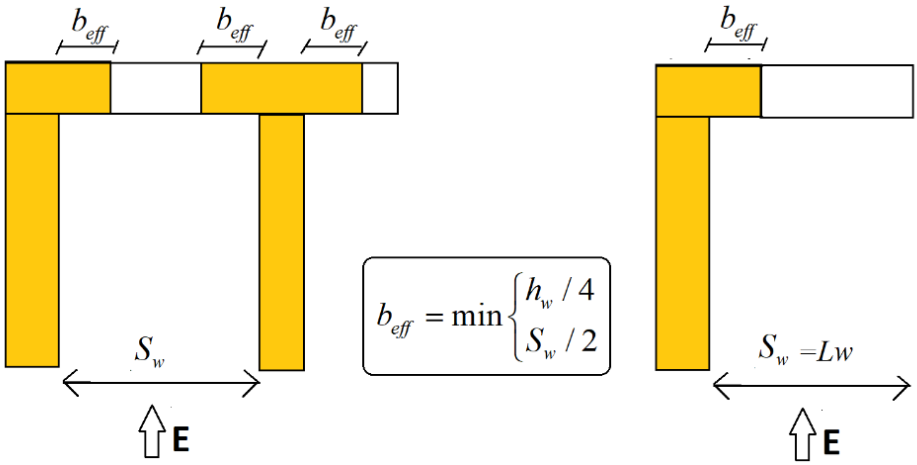
ضریب کاهش مقاومت در روش قدیم $\phi = 0.6$ است که در ویرایش جدید آیین‌نامه به $\phi = 0.75$ افزایش یافته است. بنابراین ضریب اصلاح‌شده نهایی برای منظور نمودن نیروی برشی طرح دیوار برشی برابر $\phi = \frac{0.75}{\Omega_v \omega_v}$ می‌شود. جهت اصلاح ضریب کاهش مقاومت برشی دیوار برشی طبق شکل زیر عمل شود.



شکل ۱۵-۱۰: نحوه اصلاح ضریب کاهش مقاومت برشی در ETABS برای منظور نمودن ضوابط جدید محاسبه برش

۱۰-۵ دیوارهای بال‌دار (متقاطع)

دیوارهای بال‌دار با مقطع U,T,L شکل و سایر اشکال مشابه، وقتی در خمش ناشی از برش در راستای جان خود قرار می‌گیرند، بال‌ها (دیوارهای متقاطع با جان) در فشار و کشش می‌افتند. به دلیل تأخیر برشی، ممکن است تمام طول دیوار متقاطع در تحمل نیروی مذکور مؤثر نباشد. از این رو، آیین‌نامه برای این موارد، عرض مؤثری را مشخص کرده است که در شکل ۱۰-۱۶ نشان داده شده است. h_w ارتفاع کل دیوار (از روی مقطع) و S_w فاصله خالص جان دیوار تا جان دیوار مجاور است.



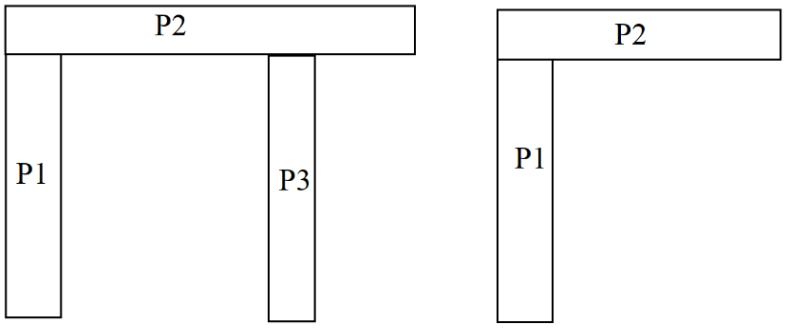
شکل ۱۰-۱۶: عرض مؤثر بال (دیوار متقاطع با جان) در طراحی دیوارهای بال‌دار

در طبقات بالایی ساختمان معمولاً پارامتر $h_w / 4$ و در طبقات پایین، عامل $S_w / 2$ کنترل کننده است.

روش اعمال ضابطه در ETABS

برای رعایت ضابطه فوق، لازم است که در تعریف مقطع دیوار برشی در section designer، فقط مقطع مؤثر دیوار رسم گردد. با توجه به اینکه مقطع مؤثر دیوار در زلزله‌های جهت x و y متفاوت است، باید دو مدل ساخته شود. در مدل اول مقطع دیوار برشی متناظر با زلزله x و در مدل دوم متناظر با زلزله y اصلاح شود. مقادیر پوش نتایج به دست آمده از طراحی برای نقشه‌کشی استفاده گردد.

روش فوق می‌تواند مقداری پیچیده باشد. از این رو پیشنهاد می‌شود در جهت محافظه‌کارانه دیوارهای بال‌دار در برنامه ETABS به صورت دیوارهای مجزا تعریف گردد. بدین منظور لازم است که برچسب (pier) هر ساق از دیوار به صورت مستقل تعریف شود (شکل ۱۰-۱۷).



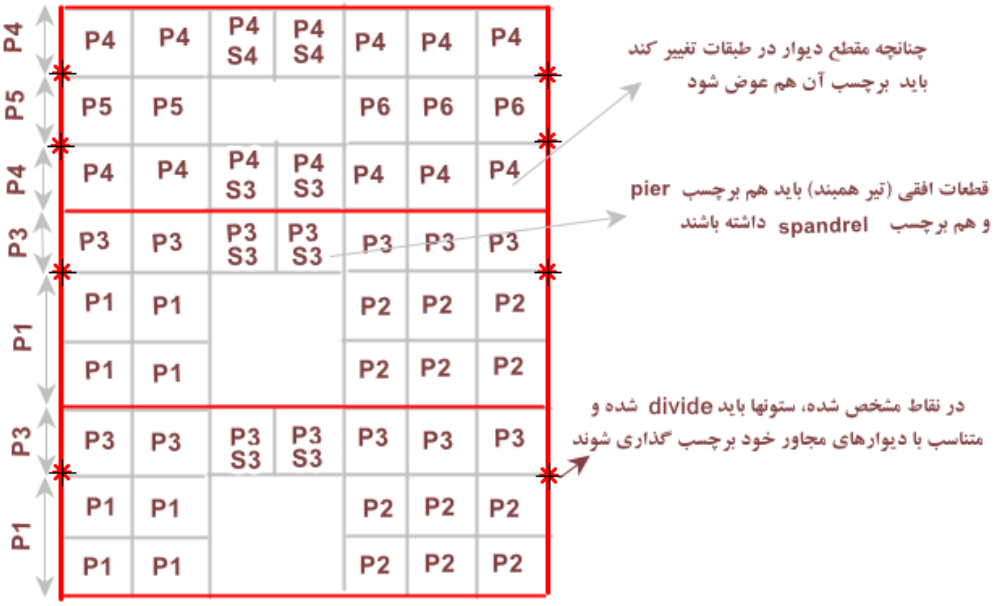
شکل ۱۰-۱۷: نحوه برچسب گذاری pier برای ساق‌های دیوارهای متقاطع (بالدار)

نکته قابل توجه در تعریف دیوارهای متقاطع این است که حتی در صورت استفاده از روش اول برای تعریف مقطع مؤثر دیوارها در طرح محوری و خمشی، برای کنترل برش این دیوارها لازم است که فایل مجزایی به روش دوم تهیه شده و مقاومت برشی دیوار در این فایل کنترل گردد.

۱۰-۶ دیوارهای هم‌بسته

۱۰-۶-۱ مش بندی و برچسب گذاری اجزاء دیوارهای هم‌بسته

قواعد برچسب گذاری اجزای دیوار همبسته در شکل۱۸-۱۰ ارائه شده است.



شکل۱۸-۱۰: نحوه برچسب گذاری اجزای دیوار همبسته

فصل۱۱ مدل‌سازی دال در ETABS

۱۱-۱ انتخاب سیستم باربر جانبی برای سازه‌های دارای سقف دال

جدول ۱۱-۱: شرایط و نوع سیستم باربرجانبی سیستم‌های سقف دال

ردیف	نوع سقف	محدودیت‌ها و شرایط	نوع سیستم باربر جانبی پیشنهادی
۱	دال تخت بدون تیر آویزدار	سه‌طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر	قاب خمشی معمولی
۲	دال تخت بدون تیر آویزدار	سه‌طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر منطقه لرزه‌خیزی بسیار زیاد نباشد. ساختمان دارای اهمیت بسیار زیاد نباشد. ضوابط ۹-۲۰-۵-۵ مبحث ۹ رعایت شود.	قاب خمشی متوسط
۳	سیستم دال و دیوار	تمام کنترل‌های طراحی در فایل main جواب می‌دهد. مقاومت جانبی دیوارها در فایل wall جوابگو می‌باشد. (جدول ۲-۷). ستون‌های منفرد متصل به دال، باید مشابه ستون‌های ویژه آرماتورگذاری شوند.	دیوار باربر یا قاب ساختمانی
۴	تیر- دال	سه‌طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر منطقه لرزه‌خیزی بسیار زیاد نباشد. ساختمان دارای اهمیت بسیار زیاد نباشد.	قاب خمشی متوسط
۵	تیر- دال	شرایط ردیف ۴ برقرار نیست. بار جانبی توسط قاب‌های خمشی با تیرهای لرزه‌ای با $\alpha_f \geq 0.8$ تحمل می‌شوند (لزومی ندارد تمام تیرها، لرزه‌ای باشند) تمام کنترل‌های طراحی در مدل main جوابگو می‌باشند. مقاومت ستون‌ها و تیرهای لرزه‌ای ($\alpha_f \geq 0.8$) در مدل lateral جوابگو می‌باشند. اگر این شرط برقرار نشود، باید دیوار برشی به سیستم باربرجانبی اضافه شود (ردیف های ۶ یا ۷)	قاب خمشی متوسط

۶	سیستم تیر-دال و دیوار	قسمتی از بار جانبی توسط قاب‌های خمشی با تیرهای لرزه‌ای با $\alpha_f \geq 0.8$ تحمل می‌شوند (لزومی ندارد تمام تیرها، لرزه‌ای باشند) تمام کنترل‌های طراحی در فایل main جوابگو می‌باشند. مقاومت قاب خمشی لرزه‌ای ($\alpha_f \geq 0.8$) در مدل farme جوابگو است (جدول ۴-۷). مقاومت دیوارها در مدل wall جوابگو است (جدول ۴-۷). مقاومت دیوارها، ستون‌ها و تیرهای لرزه‌ای ($\alpha_f \geq 0.8$) در مدل lateral جوابگو می‌باشند.	دوگانه
۷	سیستم تیر-دال و دیوار	اگر شرایط ردیف ۶ برقرار نباشد، شرایط سیستم قاب ساختمانی (ردیف ۳) کنترل شود.	قاب ساختمانی

توضیحات:

۱) دال‌های مجوف و وافل نیز مشمول جدول ۱-۱۱ می‌باشند.

۲) کلیه‌ی کنترل‌های اصلی ساختمان مانند کنترل تغییرمکان جانبی، نامنظمی پیچشی، طراحی دال، برش پانچ دال، جمع کننده‌ها، تیرهای لبه و سایر اجزاء سازه در مدل main انجام می‌شود. مشخصات مدل main برای سیستم‌های مختلف سازه‌ای در فصل فصل۷ ارائه شده است.

۳) در سیستم‌های تیر-دال (ردیف ۵ جدول ۱-۱۱)، اگر ضریب سختی نسبی تیر به دال (α_f) در تعدادی از تیرها کمتر از ۰/۸ باشد، کل بار دال سقف به تیر مربوطه منتقل نخواهد شد و لذا تیر مذکور لرزه‌ای نمی‌باشد. در این حالت، اثر دادن سختی دال و تیر غیرلرزه‌ای در باربری جانبی ساختمان مجاز نخواهد بود.

٤) برای کنترل سیستم باربرجانبی در غیاب سختی دال و اعضای غیرسازه‌ای، لازم است که در مدلی با نام lateral مقاومت ستون‌ها، دیوارها و تیرهای لرزه‌ای ($\alpha_f \geq 0.8$) کنترل شوند. بدین منظور سختی خمشی دال (m11,m22,m12) برابر 0.001 اعمال شده، تیرهای غیرلرزه‌ای ($\alpha_f < 0.8$) مفصل شده و همچنین اتصال بالا و پایین کلیه ستون‌های غیر باربر جانبی (ستون‌های متصل به دال تخت یا تیرهای غیرلرزه‌ای) مفصل دیده شوند. در این مدل می‌توان تیرهای لرزه‌ای را به‌صورت T شکل با قانون زاویه ٤٥ درجه و یا به‌صورت مستطیلی با افزایش سختی ۲ برابر مدل نمود. سختی اعضای سازه‌ای در مدل lateral در

۵) جدول ۲-۱۱ ارائه شده است.

جدول ۲-۱۱: سختی اعضای سازه‌ای در مدل lateral

نام فایل	برش پایه	ستون‌های لرزه‌ای	تیرهای لرزه‌ای	تیرها و ستون‌های غیرلرزه‌ای	دیوارها (در صورت وجود)	دال‌ها

lateral	100%	0.7	مستطیلی 0.525 Tشکل 0.35	مفصلی	0.35 or 0.7	0.001

٦) در سیستم‌های تیر-دال، اگر قاب خمشی و تیرهای لرزه‌ای ($\alpha_f \geq 0.8$) بتوانند به‌تنهایی بدون حضور سختی دال و تیرهای غیر لرزه‌ای جوابگو باشند (مدل lateral)، می‌توان از سیستم قاب خمشی (ردیف ٥ جدول ۱-۱۱) استفاده کرد. در غیر این صورت باید از دیواربرشی جهت باربری جانبی سازه استفاده نمود (ردیف‌های ٦ و ۷ جدول ۱-۱۱).

۷) ستون‌های غیرلرزه‌ای (متصل به دال یا تیرهای غیرلرزه‌ای) در ساختمان‌های بلندتر از ٥ طبقه باید قادر باشند علاوه بر بارهای ثقلی، نیروهای ناشی از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح (Cd * Δe) را نیز تحمل نمایند و یا مشابه ضوابط ستون‌های ویژه خاموت گذاری شده و وصله آرماتورهای در وسط ارتفاع ستون انجام شود.

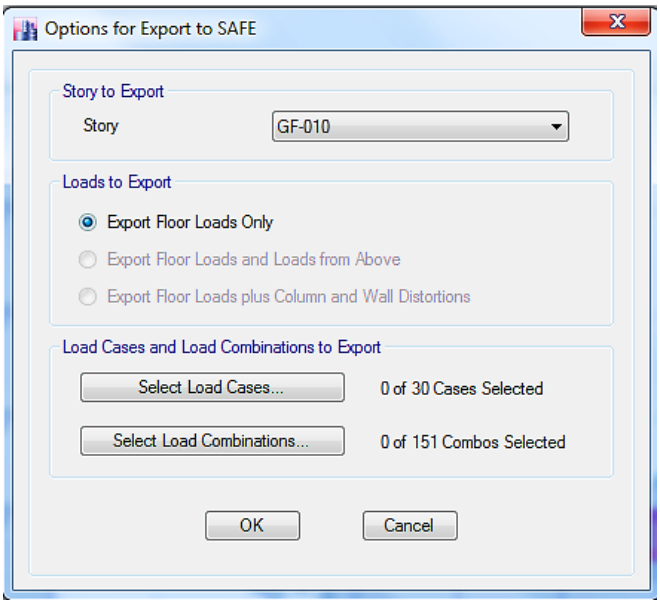
۸) به دلیل اینکه در واقعیت، سهمی از نیروی جانبی توسط دال‌ها تحمل می‌شود، برای طراحی دال در نرم‌افزار SAFE، باید مطابق جدول ۳-۱۱، تغییرشکل‌های لرزه‌ای از فایل main مدل ETABS (که دال به‌صورت Shell مدل شده است) به نرم‌افزار SAFE منتقل شود.

۹) تحلیل و طراحی پی با فایل main انجام پذیرد و با فایل lateral کنترل گردد. درصورتی‌که زمان تناوب دینامیکی ساختمان در فایل‌های main و lateral با یکدیگر حداکثر ۱۰٪ اختلاف داشته باشند کنترل فایل lateral الزامی نیست.

۱۰) نسبت سختی تیر به دال برابر است با $\alpha_f = I_b/I_s$ که در این رابطه I_b و I_s به ترتیب ممان اینرسی تیر و دال هستند. برای محاسبه I_b باید تیر با مقطع T شکل به‌صورت شکل زیر در نظر گرفته شود. همچنین برای تعیین ممان اینرسی دال، از عرض کل دال-تیر استفاده می‌شود، بنابراین برای یک دهانه‌ی میانی $I_s = l_m h_f^3/12$ ، و برای یک دهانه‌ی کناری $I_s = (l_2 + b_w)h_f^3/24$ خواهد بود. ($l_m = (l_1 + l_2)/2$)

۱۱-۲ نحوه‌ی انتقال نیروها از ETABS به SAFE

برای انتقال نیروها از ETABS به SAFE مطابق شکل ۱-۱۱، سه روش وجود دارد که کاربرد آن‌ها در جدول ۳-۱۱ توضیح داده شده است.



شکل ۱-۱۱: انتقال نیرو از ETABS به SAFE

جدول ۳-۱۱: روش‌ها و مشخصات انتقال نیرو از ETABS به SAFE

ردیف	توضیح	گزینه انتقال نیرو	شرایط
۱	جهت طراحی دال (با درنظرگیری نیروهای لرزه‌ای)	Export floor loads plus column and wall distortions	علاوه بر نیروهای ناشی از طبقات فوقانی، تغییرمکان ناشی از تحلیل انواع بارها در مدل ETABS، در گره‌ها منتقل می‌شود. ستون‌ها و دیوارها مدل نمی‌شوند. (به دلیل اینکه اثر سختی آن‌ها در تغییرمکان گرهی انتقال‌یافته است) المان stiff به‌صورت خودکار مدل نشده و باید دستی اضافه شود.
۲	جهت کنترل تغییرشکل دال	Export floor loads only	المان stiff، ستون‌ها و دیوارهای زیر دال، دیوارهای روی دال (به‌صورت تیر عمیق) به‌صورت خودکار مدل می‌شود.
۳	جهت طراحی فونداسیون	Export floor loads and loads from above	نیروی انتهای ستون‌های فوقانی به‌صورت نیروهای گرهی وارد می‌شوند.

جزئیات مدلسازی دال در نرم افزار SAFE در فصل۱۲ ارائه شده است.

فصل۱۲ مدل‌سازی دال در SAFE

در این فصل، نکات مدل‌سازی دال در نرم‌افزار SAFE ارائه‌شده است. لازم به ذکر است که عمدتاً ۲ مدل جهت کنترل دال باید ساخته شود. یکی برای طراحی دال و محاسبه آرماتورهای لازم و دیگری برای کنترل تغییرشکل دال. در ادامه نکات هر مدل به‌صورت جداگانه مطرح گردیده است.

۱۲-۱ مدل طراحی دال

۱۲-۱-۱ ضرایب کاهش سختی

پس از ارسال مدل از ETABS به SAFE ضرایب کاهش سختی تعریف‌شده، منتقل نمی‌شود؛ بنابراین باید مجددا در نرم‌افزار SAFE این ضرایب اعمال شوند. بدین منظور باید مطابق جدول ۱-٦ ضرایب مربوطه لحاظ شود.

۱۲-۱-۲ ایجاد ناحیه صلب (rigid zone) زیر ستون‌ها و دیوارها با استفاده از المان stiff

برای ستون های بتنی مقطع بحرانی خمش در بر ستون خواهد بود و نیازی نیست لنگر حداکثر را در مرکز ستون برداشت و طراحی آرماتور را برای آن انجام داد. برای اعمال و تعریف این اثر در طراحی پی‌ها (نواری، گسترده، منفرد) در نرم‌افزار SAFE2016 می‌توان از المان Stiff استفاده کرد. این المان که یک المان صلب خواهد بود باید برابر ضخامت پی تعریف و مدل‌سازی گردد. ابعاد این المان صلب نیز باید برابر ابعاد توزیع بار باشد.

توجه شود که المان stiff باعث می‌شود که لنگر طراحی فونداسیون از موقعیت مرکز ستون به بر ستون منتقل گردد و درنتیجه لنگر طراحی کاهش می‌یابد، ولی در کنار آن باعث افزایش لنگر نامتعادل کننده در محاسبه برش پانچ و بحرانی‌تر شدن وضعیت برش فونداسیون می‌شود.

۱۲-۱-۳ کنترل برش پانچ دال

کنترل برش پانچ در دال‌ها مشابه فونداسیون می‌باشد. بدین منظور به بخش ٦-۱۳ مراجعه گردد.

۱۲-۲ مدل کنترل تغییرشکل

۱۲-۲-۱ الگوهای بار (Load pattern)

برای کنترل تغییرشکل دال، بارهای کف باید مطابق جدول ۱-۱۲ تعریف و اعمال شوند.

جدول ۱-۱۲:نام‌گذاری الگوهای بار در مدل کنترل تغییرشکل دال

نام‌گذاری حالت‌های بار مختلف	
DL	وزن سازه‌ای سقف
SDL	بار کف‌سازی، دیوارها، تیغه بندی و سایر بارهای مرده اضافه‌شده به کف
LL	بار زنده کف
LP	بار تیغه بندی معادل

۱۲-۲-۲ ضرایب ترک‌خوردگی

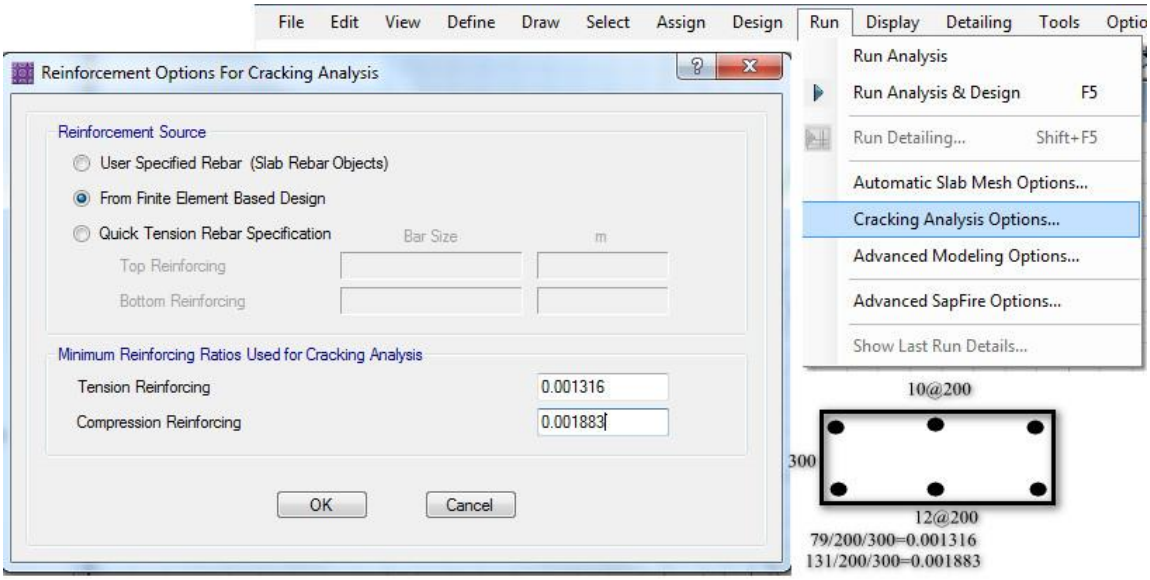
با توجه به اینکه نرم‌افزار SAFE قابلیت تحلیل غیرخطی جهت منظور نمودن اثرات ترک‌خوردگی دال (nonlinear crack analysis) را دارد، نیازی به کاهش سختی به جهت ترک‌خوردگی نیست.

جدول ۲-۱۲: ضرایب ترک‌خوردگی سقف برای کنترل تغییرشکل در تحلیل غیرخطی ترک‌خورده

نوع سقف	پارامترهای اعمال سختی	ضریب سختی
دال‌های توپر	m11, m22, m12	1
دال‌های مجوف (در قسمت‌های مجوف)	m11, m22, m12	$(I_{مجوف}/I_{توپر})$
دال وافل (در صورت مدل شدن هندسه مقطع)	m11, m22, m12	1

برای دال‌های مجوف، ضریب سختی خمشی برابر نسبت ممان اینرسی مقطع کاهش‌یافته به کل مقطع با فرض توپر بودن منظور شود. در دال‌های مجوف، لازم است که قسمت‌های توپر و مجوف به‌صورت مجزا در محل‌های خود مدل شده و ضرایب سختی هرکدام به‌صورت جداگانه اعمال گردد. در دال‌های وافل که به‌صورت توپر مدل شده‌اند، ضریب سختی مشابه دال‌های مجوف باید اصلاح گردد.

- نرم‌افزار جهت محاسبه‌ی صحیح ضرایب ترک‌خوردگی دال، به مقدار میلگردهای خمشی نیاز دارد. بدین منظور از طریق مسیر Run\ Cracking Analysis Option با استفاده از گزینه دوم مقدار نسبت میلگردهای عمومی دال (میلگرد حداقل تأمین‌شده) باید مشخص گردد.



شکل ۱-۱۲: تعریف مقدار آرماتور برای تحلیل ترک خوردگی

۱۲-۲-۳ محاسبه تغییرشکل دال بر اساس ACI209.2R

حالت‌های بار (Load cases) و انواع تحلیل (Analysis Types) نرم‌افزار SAFE قابلیت تحلیل غیرخطی جهت منظور نمودن اثرات ترک‌خوردگی دال و تغییرشکل‌های درازمدت را بر اساس روش ارائه‌شده در ACI209.2R دارد. بر این مبنا حالت‌های تحلیل با توجه به جدول ۳-۱۲ باید تعریف گردند.

جدول ۳-۱۲: نام‌گذاری حالت‌های تحلیل در مدل کنترل تغییرشکل دال بر اساس ACI209.2R

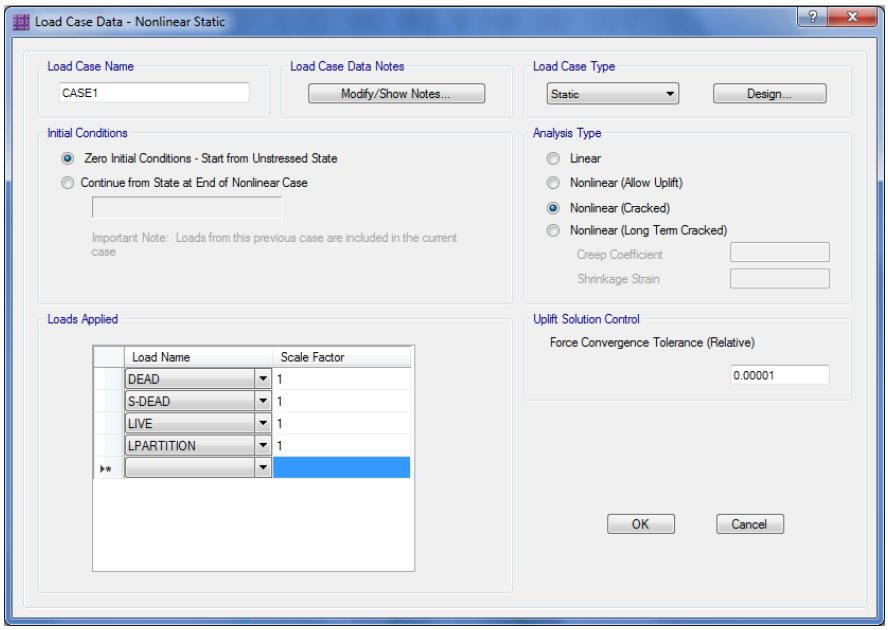
	ضرایب بار				Analysis Type	Creep Coeffient	Shrinkage strain	توضیحات
Name	DL	SDL	LP	LL				
Case1	1	1	1	1	Nonlinear (Crack)	-	-	تغییرشکل آنی مرده و زنده

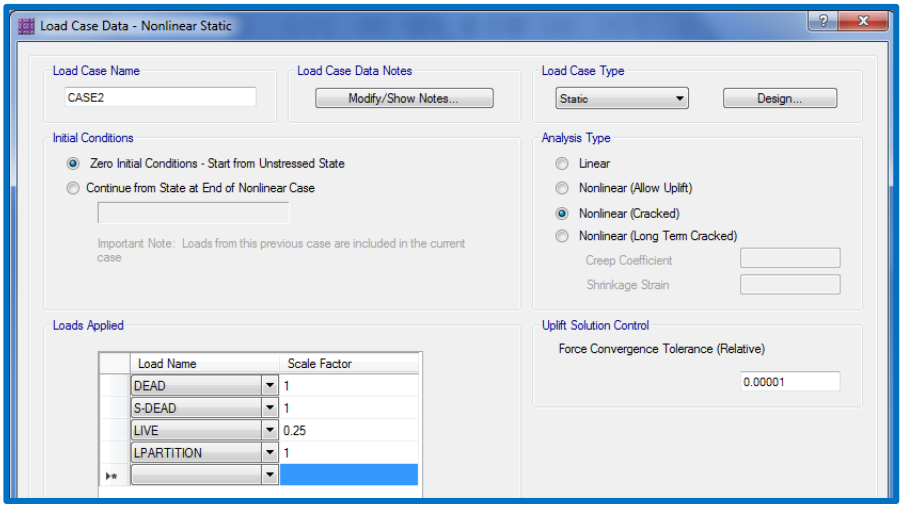
Case2	1	1	1	α	Nonlinear (Crack)	-	-	تغییرشکل آنی مرده و زنده ماندگار
Case3	1	1	1	α	Nonlinear (Long term Crack)	2.35	0.00078	اضافه افتادگی درازمدت
Case4	1	β	-	-	Nonlinear (Long term Crack)	1.4	0.000562	اضافه افتادگی درازمدت قبل از اتصال قطعات غیر سازه‌ای
Case5	1	1	1	-	Nonlinear (Crack)	-	-	تغییرشکل آنی مرده

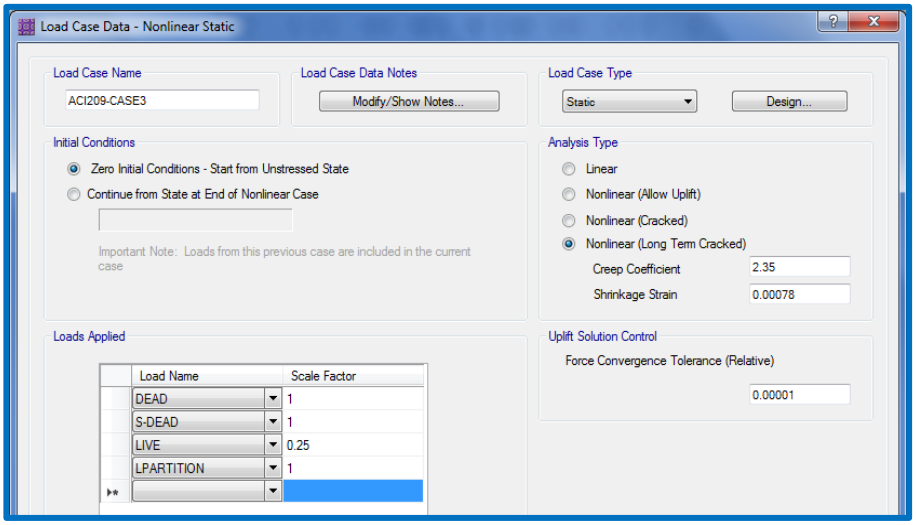
توضیحات:

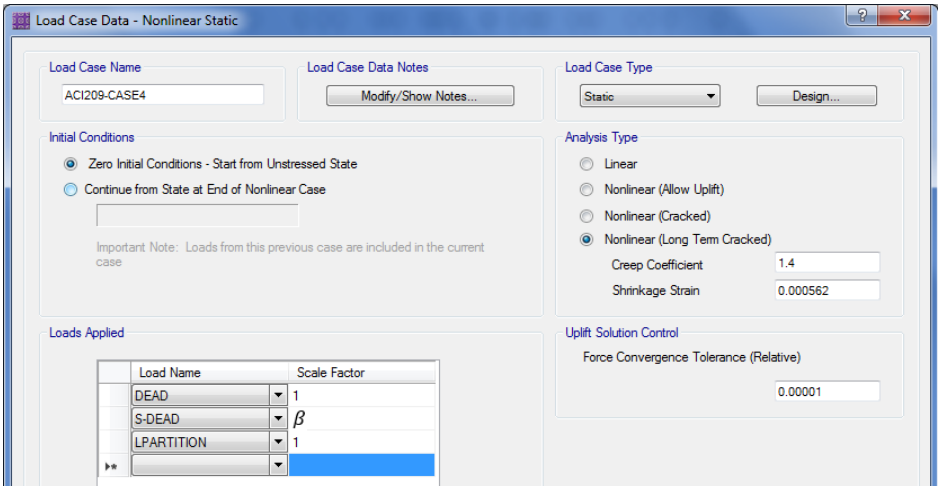
- مقدار α درصدی از بارهای زنده می‌باشد که حالت ماندگار دارند و همانند بارهای مرده موجب ایجاد خزش می‌شوند. این نسبت بر اساس قضاوت مهندسی و با توجه به کاربری سازه باید منظور گردد. در کاربری‌های متعارف می‌توان از ضریب ۰,۲۵ استفاده نمود.
- مقدار β درصدی از سربار مرده‌ی کف‌سازی و تیغه‌بندی می‌باشد که قبل از اتصال اجزای غیر سازه‌ای وارد می‌شود و بسته به نوع سازه و نحوه‌ی اجرای آن تعیین می‌گردد. در جهت محافظه‌کارانه می‌توان این ضریب را 0 منظور گردد.
- نرم‌افزار جهت محاسبه تغییرشکل‌های بلندمدت، بر اساس روش ACI209.2R از ضریب خزش (creep coefficient) و کرنش افت (shrinkage strain) استفاده می‌کند. این ضرایب به عوامل زیادی ازجمله مدت زمان بارگذاری، درصد رطوبت نسبی، روانی بتن، درصد هوای داخل بتن، اندازه مقطع، درصد ذرات ریز در سنگدانه، عیار سیمان و ... بستگی دارد. اعداد ارائه‌شده در جدول ۳-۱۲، برای کاربری‌های رایج مناسب هستند. برای case4 فرض شده است که قطعات غیر سازه‌ای ۳ ماه پس از اجرای سقف متصل شده‌اند.

نحوه تعریف حالت‌های بار در مدل کنترل تغییرشکل در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده است.


Load Case Data - Nonlinear Static
Load Case Name
CASE1
Load Case Data Notes
Modify/Show Notes...
Load Case Type
Static
Design...
Initial Conditions
Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
Continue from State at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case
Analysis Type
Linear
Nonlinear (Allow Uplift)
Nonlinear (Cracked)
Nonlinear (Long Term Cracked)
Creep Coefficient
Shrinkage Strain
Loads Applied
Load Name
Scale Factor
DEAD 1
S-DEAD 1
LIVE 1
LPARTITION 1
Uplift Solution Control
Force Convergence Tolerance (Relative)
0.00001
OK
Cancel


Load Case Data - Nonlinear Static
Load Case Name
CASE2
Load Case Data Notes
Modify/Show Notes...
Load Case Type
Static
Design...
Initial Conditions
Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
Continue from State at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case
Analysis Type
Linear
Nonlinear (Allow Uplift)
Nonlinear (Cracked)
Nonlinear (Long Term Cracked)
Creep Coefficient
Shrinkage Strain
Loads Applied
Load Name
Scale Factor
DEAD 1
S-DEAD 1
LIVE 0.25
LPARTITION 1
Uplift Solution Control
Force Convergence Tolerance (Relative)
0.00001


Load Case Data - Nonlinear Static
Load Case Name
ACI209-CASE3
Load Case Data Notes
Modify/Show Notes...
Load Case Type
Static
Design...
Initial Conditions
Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
Continue from State at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case
Analysis Type
Linear
Nonlinear (Allow Uplift)
Nonlinear (Cracked)
Nonlinear (Long Term Cracked)
Creep Coefficient 2.35
Shrinkage Strain 0.00078
Loads Applied
Load Name
Scale Factor
DEAD 1
S-DEAD 1
LIVE 0.25
LPARTITION 1
Uplift Solution Control
Force Convergence Tolerance (Relative)
0.00001



شکل ۲-۱۲: نحوه تعریف حالتهای بار در مدل تغییرشکل به روش ACI209.2R

۱۲-۲-٤ ترکیب بارهای کنترل تغییرشکل

بر اساس حالت‌های بار تعریف شده در جدول ۳-۱۲، دو ترکیب بار بسته به اینکه کف به قطعات غیرسازه‌ای متصل باشد یا خیر، مطابق جدول ٤-۱۲ باید تعریف شود. چنانچه کف به قطعات غیر سازه‌ای متصل باشد، آن قسمت از تغییرشکل که پس از اتصال این قطعات رخ می‌دهد باید کنترل گردد (def1) و چنانچه کف به قطعات غیرسازه‌ای متصل نباشد، کافی است که تغییرشکل ناشی از بار زنده (def2) کنترل شود.

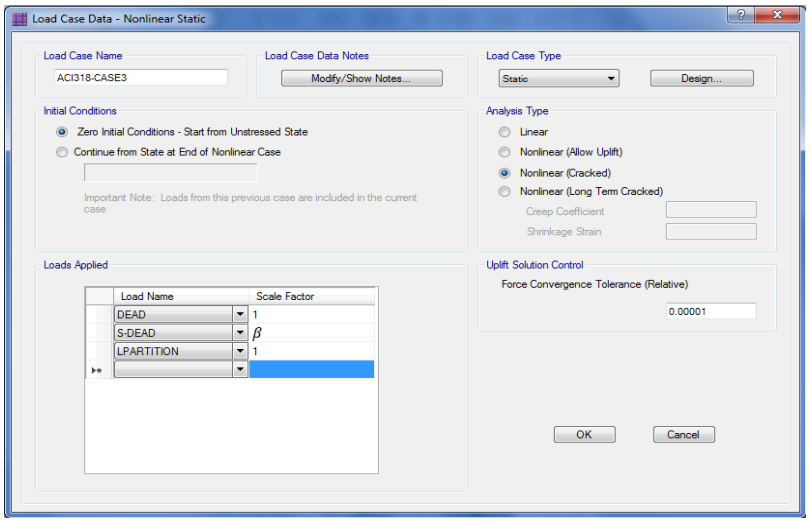
جدول ٤-۱۲: ترکیب بارهای کنترل تغییرشکل در روش ACI209.2R

نام ترکیب بار	ترکیب بار	توضیح
Def1-ACI209	(case1-case2+case3-case4)	آن قسمت از تغییرشکل‌های آنی و درازمدت که پس از اتصال قطعات غیرسازه‌ای به کف رخ می‌دهد (برای دال‌های متصل به قطعات غیرسازه‌ای)
Def2-ACI209	(case1-case5)	تغییرشکل‌های آنی برای دال‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل نیستند

۱۲-۲-۵ محاسبه تغییرشکل دال بر اساس ACI318 و مبحث نهم

تفاوت آیین‌نامه ACI318 و ACI209 در نحوه محاسبه تغییرشکل‌های درازمدت می‌باشد. در روش ACI318 برای محاسبه تغییرمکان درازمدت، به جای آنالیز long-term cracked در SAFE، تغییرشکل‌های درازمدت با ضرب تغییرمکان آنی در ضریب λ بدست می‌آید.

بدین منظور حالت بار case3 مطابق شکل ۳-۱۲ از نوع Nonlinear cracked تعریف شده و نیازی به تعریف case4 نمی‌باشد. حالات بار case1، case2 و case5 مشابه روش ACI209.2R مطابق جدول ۳-۱۲ و شکل ۲-۱۲ تعریف می‌شوند.



شکل ۳-۱۲: نحوه تعریف حالت بار case3 در روش ACI318

ضریب λ در تعیین تغییرشکل دراز مدت به روش ACI318 (روش مبحث نهم):

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

در این رابطه ، ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ، باید برابر با مقادیر جدول ۵-۱۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۵-۱۲: تعیین ضریب ξ بر حسب زمان

زمان	ضریب ξ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲
۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیش‌تر	۲/۰

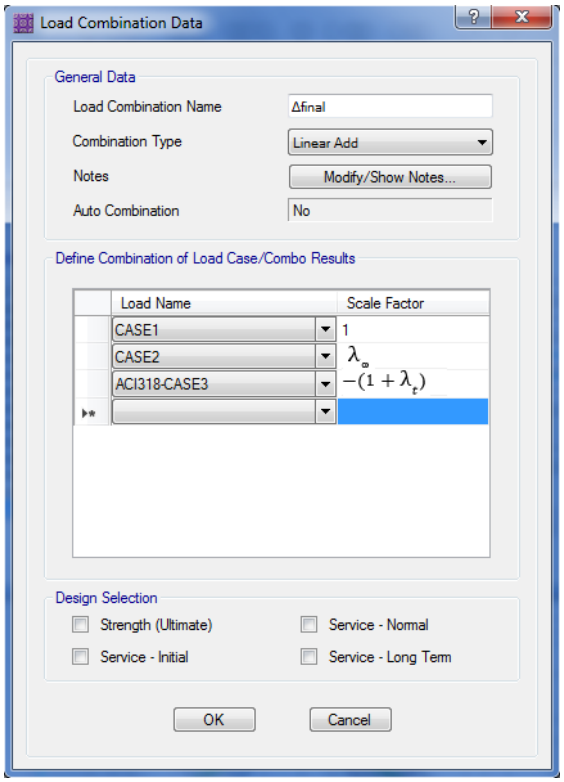
لازم به ذکر است جهت محاسبه‌ی λ_∞ باید زمان ۶۰ ماه و بیش‌تر در نظر گرفته و ξ برابر با ۲ منظور شود. λ_t معمولا متناظر با زمان ۳ ماهه منظور می‌شود و در محاسبه‌ی آن ξ برابر ۱ خواهد بود (پیشنهاد می‌شود مقدار ρ' برابر با حداقل آرماتور افت و حرارت در نظر گرفته شود).

ترکیب بارهای کنترل تغییرشکل بسته به اینکه کف به قطعات غیرسازه‌ای متصل باشد یا خیر، دو ترکیب بار مطابق جدول ٦-١٢ باید تعریف شود:

جدول ٦-١٢: ترکیب بارهای کنترل تغییرشکل در روش ACI318

نام ترکیب بار	ترکیب بار	توضیح
Def1-ACI318	case1+λ_∞case2-(1+λ_t)case3	آن قسمت از تغییرشکل‌های آنی و درازمدت که پس از اتصال قطعات غیرسازه‌ای به کف رخ می‌دهد (برای دال‌های متصل به قطعات غیرسازه‌ای)
Def2-ACI318	(case1-case5)	تغییرشکل‌های آنی برای دال‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل نیستند

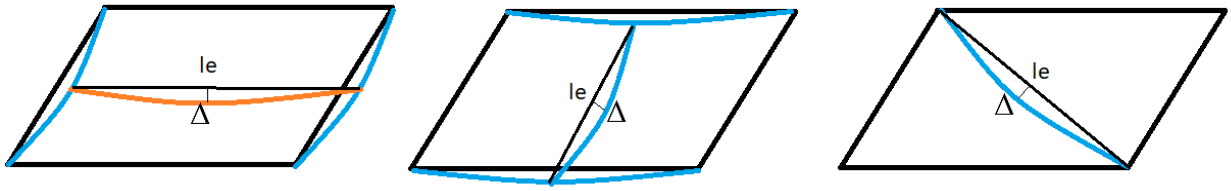
در شکل ٤-١٢ نحوه تعریف ترکیب بار Def1-ACI318 نشان داده شده است.



شکل ٤-١٢: نحوه تعریف ترکیب بار def1-ACI318 برای محاسبه تغییرشکل

٦-٢-١٢ کنترل تغییرشکل دال

برای کنترل تغییرشکل دال، مقدار تغییرشکل نسبی دال (نسبت به مقدار وسط لبه‌ها) برای سه محور عرضی، طولی و قطری مطابق شکل ٥-١٢ باید برداشت گردد. طول دهانه مؤثر le متناظر با راستای تغییرشکل نسبی منظور شود. تغییرشکل لبه‌ها (تیرها) باید به‌صورت جداگانه کنترل گردد.



شکل ۵-۱۲: حالت‌های تغییرشکل نسبی دال نسبت به لبه‌ها و گوشه‌ها

مقدار تغییرشکل نسبی ایجاد شده بسته به شرایط آسیب‌پذیری قطعات غیر سازه‌ای متصل به دال مطابق جدول ۷-۱۲ کنترل می‌گردد.

جدول ۷-۱۲: ترکیب بار کنترل تغییرشکل و حد پذیرش

وضعیت آسیب‌پذیری قطعات غیر سازه‌ای	ترکیب بار کنترل تغییرشکل	حد پذیرش
کف به قطعات غیر سازه‌ای متصل بوده و تغییرشکل زیاد می‌تواند منجر به آسیب دیدن این قطعات شود؛ مانند کف‌هایی که در محل تجمع تیغه‌های داخلی که از سقف جداسازی نشده‌اند، قرار دارند.	Def1	$l_e/480$
در مواردی که تغییرشکل کف منجر به آسیب دیدن قطعات غیر سازه‌ای نمی‌شود.	Def1	$l_e/240$
بام‌هایی که به اجزای غیر سازه‌ای متصل نیستند.	Def2	$l_e/180$
کف‌هایی که به اجزای غیر سازه‌ای متصل نیستند.	Def2	$l_e/360$

نمونه‌ای از کنترل تغییرشکل دال در دفترچه محاسبات در جدول ۸-۱۲ نشان داده‌شده است.

جدول ۸-۱۲: نمونه‌ای از کنترل تغییرشکل دال در دفترچه محاسبات

7 -1 -کنترل تغییرشکل دا ل					
در این قسمت، تغییرشکل موثر چشمه های بحرانی (دارای دهانه های بلند و یا بار زیاد) در طبقات غیرمشابه کنترل می گردد. در نواحی ساختمان که تیغه های جداکننده قرار دارند، چشمه مورد نظر به اعضای آسیب پذیر متصل است.					
ترکیب بار کنترل تغییرشکل، CASE1- CASE2+CASE3- CASE4 می باشد.					
طبقه	1	1	2	2	5
محدوده چشمه (محورهای محصورکننده)	A-B-1-2	A-C-1-2	A-B-1-2	A-B-1-2	A-B-1-2
آیا چشمه کف به اعضای غیرسازه ای آسیب پذیر متصل است؟	بله	خیر	بله	بله	بله
عرض چشمه	6.00 m	6.00 m	6.00 m	6.00 m	6.00 m
طول چشمه	8.00 m	8.00 m	8.00 m	8.00 m	8.00 m
قطر چشمه	10.00 m	10.00 m	10.00 m	10.00 m	10.00 m
تغییرشکل وسط دهانه	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm
تغییرشکل نسبی وسط دهانه نسبت به لبه ها در راستای عرض	12 mm	10 mm	12 mm	12 mm	12 mm
تغییرشکل نسبی وسط دهانه نسبت به لبه ها در راستای طول	8 mm	30 mm	8 mm	8 mm	8 mm
مقدار مجاز تغییرشکل نسبی در راستای عرض	13 mm	25 mm	13 mm	13 mm	13 mm
مقدار مجاز تغییرشکل نسبی در راستای طول	17 mm	33 mm	17 mm	17 mm	17 mm
مقدار مجاز تغییرشکل در راستای قطری	21 mm	42 mm	21 mm	21 mm	21 mm
کنترل تغییرشکل	در محدوده مجاز است	در محدوده مجاز است	در محدوده مجاز است	در محدوده مجاز است	در محدوده مجاز است

۱۲-۲-۷ کنترل ارتعاش سقف

سختی و فرکانس نوسانی کف‌ها و تیرهای واقع در محدوده‌ای خالی از تیغه‌بندی و یا عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند، باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید. مقدار فرکانس دوره‌ای کف، f از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}}$$

که در آن Δ_{is} (بر حسب میلیمتر) تغییرمکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می شود می‌باشد که با توجه به ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن (۱٫۲۵ برابر ضریب Ec) و با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر مقطع بتنی Ie به دست می‌آید.

مقادیر مجاز f فرکانس دوره‌ای کف و Δ_{is} متناظر با آن برای کاربری‌های مختلف بر اساس جدول ۹-۱۲ می‌باشد:

جدول ۹-۱۲: محدوده مجاز فرکانس دوره‌ای و تغییرمکان قائم کف

محدوده مجاز تغییرمکان قائم کف (Δis)	محدوده مجاز فرکانس دوره ای کف (f)	نوع کاربری
Δis ≤ 13 mm	f≥5 Hz	ساختمانهای مسکونی و اداری
Δis ≤ 20.3 mm	f≥4 Hz	ساختمانهای تجاری- فروشگاه ها
Δis ≤ 20.3 mm	f≥4 Hz	سالن های اجتماعات با صندلی های ثابت
Δis ≤ 4.5 mm	f≥8.5 Hz	سالن های اجتماعات بدون صندلی های ثابت
Δis ≤ 3.6 mm	f≥9.5 Hz	تعمیرگاه ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی
Δis ≤ 20.3 mm	f≥4 Hz	پارکینگ ها

روش کنترل ارتعاش سقف در Safe:

۱. از مدل کنترل تغییرشکل دال (def-story-i.fdb) نسخه جدیدی با نام vib-story-i.fdb ساخته شود.
۲. مدول الاستیسیته بتن با ضریب ۱٫۲۵ افزایش یابد.
۳. مدل تحلیل شده و تغییر شکل حداکثر کف تحت case 2 قرائت گردد.
٤. مقدار تغییرشکل حداکثر کف با توجه به نوع کاربری ساختمان با مقادیر جدول ۹-۱۲ مقایسه گردد. برای ساختمان‌های مسکونی و اداری تغییر شکل کف تحت case 2 باید کمتر از ۱۳mm باشد.

فصل۱۳ مدل‌سازی شالوده و پی در SAFE

۱۳-۱ مشخصات خاک

تا تصويب شدن ويرايش جديد مبحث هفتم، بر اساس ضوابط ويرايش سال ۹۲، در صورتي‌كه تمام شرايط زير برقرار باشد نياز به انجام عمليات گمانه زني نبوده و جمع آوري اطلاعات و بازديد محلي كفايت مينمايد.

۱. داده‌هاي كافي از محدوده محل مورد نظر و زمين‌هاي با سازند زمين شناسي مشابه در دسترس باشند.
۲. ساختمان مورد نظر با اهميت كم يا با اهميت متوسط و با حداكثر ٤طبقه باشد.
۳. مساحت اشغال كمتر از ۳۰۰ متر مربع باشد.
٤. عمق گودبرداري كمتر از ۲ متر باشد.
٥. تعداد ساختمانها زياد (بيش از ۳ساختمان مشابه و نزديك به يكديگر مانند شهرك‌ها، پروژه‌هاي انبوه-سازي و غيره) نباشد.
٦. نوع زمين طبق مبحث ششم مقررات ملّي ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰) از نوع ۱و ۲ نباشد.
۷. هيچكدام از شرايط ذيل نيز وجود نداشته باشد:
أ. احتمال مواجه شدن با خاك دستي در محل ساخت
ب. احتمال مواجه شدن با خاكهاي مسئلهدار)مانند خاكهاي متورم شونده، خاك‌هاي با پتانسيل روانگرايي و خاك‌هاي رمبنده)
ت. سازهاي در مجاور محل مورد نظر كه احتمال خسارت به آن وجود دارد.
ث. محل مورد نظر در منطقه خرد شده گسل اصلي واقع شده باشد.
ج. مناطقي با سطح آب زير زميني بالا (بر اساس بررسي‌هاي محلي)

حتي اگر فقط يكي از شرطهاي فوق برقرار نباشد، لازم است شناسايي‌هاي ژئوتكنيكي در محل مورد نظر انجام شود.

نمونه ای از اطلاعاتی که در دفترچه محاسبات باید وارد گردد در جدول ۱-۱۳ ارائه شده است.

جدول ۱-۱۳: فرضیات و پارامترهای ژئوتکنیک در دفترچه محاسبات

6 -1 - فرضیات و پارامترهای ژئوتکنیکی ساختگاه					
نحوه شناسایی ژئوتکنیکی زمین ساختگاه:	انجام مطالعات ژئوتکنیک الزامی است	گروه بندی خطر گود:	زیاد	نوع سازه نگهبان:	نیاز ندارد
نوع خاک:	رس متوسط تا سفت	زاویه فسطکاک داخلی خاک	Φ= 30	ضریب چسبندگی خاک (C)	C= 4.00 kg/cm2
وزن مخصوص خاک:	γ= 1.80 gr/cm3	ضریب فشار جانبی خاک (در حالت سکون)	Ko = 0.50	نشست مجاز:	5.00 cm
تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی (باضریب اطمینان 3):	qa,rup(SF=3)=2.00 kg/cm2	تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی (باضریب اطمینان 2):	qa,rup(SF=3)=3.00 kg/cm2	تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار نشست:	qa,settle=1.20 kg/cm2
ضریب عکس العمل بستر (مرکز پی):	Ks = 1.20 Kg/cm3	ضریب عکس العمل بستر (لبه پی):	Ks = 1.20 Kg/cm3	ضریب عکس العمل بستر متوسط:	Ks = 1.20 Kg/cm3

ضریب عکس‌العمل بستر پی‌های صلب برای مواردی که الزامی به مطالعات ژئوتکنیکی نیست، می‌تواند بر اساس روابط زیر به دست آید:

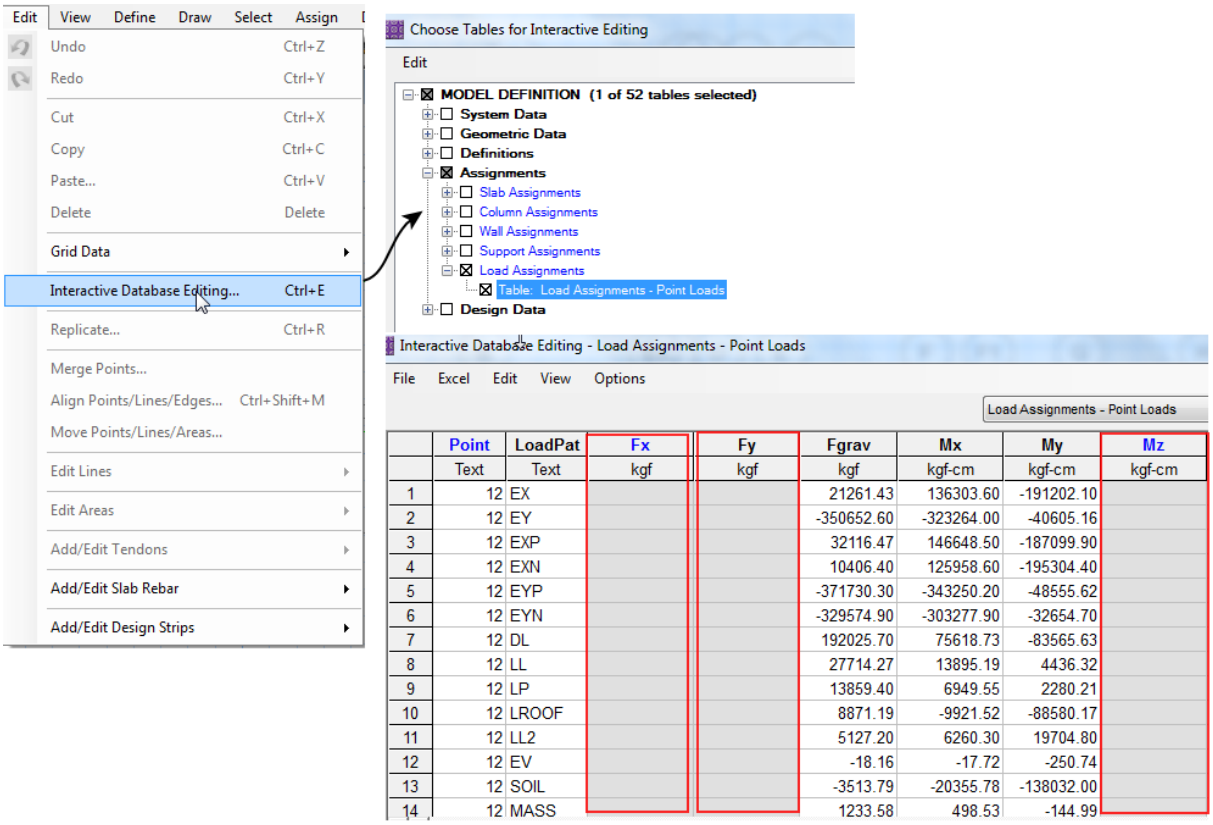
برای پی‌های نواری به صورت تقریبی: $K_s = 1.2q_a \quad (kg/cm^3)$

برای پی‌های گسترده به صورت تقریبی: $K_s = 0.6q_a \quad (kg/cm^3)$

۱۳-۲ مدل کردن اثر دیوار و ستون در فونداسیون

اثرات اندرکنشی دیوارها روی مدل SAFE فونداسیون، از قبل در مدل Etabs منظور شده و نیروهای که در safe فرستاده می‌شود نتیجه نهایی این اندرکنش‌ها است. از این رو، مدل‌سازی مجدد ستون و دیوار در نرم‌افزار SAFE (بدون حذف اثرات نامتعادل کننده) باعث کاهش غیرمنطقی نیروها و درنتیجه کاهش میلگردها می‌شود که قابل‌قبول نیست. بدین منظور برای مدل‌سازی صحیح فونداسیون با دیوار باید رویه زیر انجام شود:

۱) انتخاب نوع تحلیل 3D
۲) حذف تیرهای عمیق از مدل
۳) مدل‌سازی دیوار برشی با دستور wall و اختصاص ضریب ترک‌خوردگی به دیوار برشی
٤) ترسیم المان‌های Stiff
٥) حذف نیروها و لنگرهای ناپایدارکننده از انتهای بالایی دیوارها (بدین منظور باید مطابق شکل ۱-۱۳ از منوی Edit گزینه Interactive Database Editing و در بخش Assignment گزینه Load Assignment-Point load را انتخاب کرده و پس از باز شدن پنجره مربوط به بارهای گره‌ای، اعداد نیرویی Fx ,Fy ,Mz را حذف کرد.)



	Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz
	Text	Text	kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
1	12	EX			21261.43	136303.60	-191202.10	
2	12	EY			-350652.60	-323264.00	-40605.16	
3	12	EXP			32116.47	146648.50	-187099.90	
4	12	EXN			10406.40	125958.60	-195304.40	
5	12	EYP			-371730.30	-343250.20	-48555.62	
6	12	EYN			-329574.90	-303277.90	-32654.70	
7	12	DL			192025.70	75618.73	-83565.63	
8	12	LL			27714.27	13895.19	4436.32	
9	12	LP			13859.40	6949.55	2280.21	
10	12	LROOF			8871.19	-9921.52	-88580.17	
11	12	LL2			5127.20	6260.30	19704.80	
12	12	EV			-18.16	-17.72	-250.74	
13	12	SOIL			-3513.79	-20355.78	-138032.00	
14	12	MASS			1233.58	498.53	-144.99	

شکل ۱-۱۳: حذف نیروها و لنگرهای ناپایدارکننده در نرم افزار

به‌جای روند فوق می‌توان از تحلیل 2D بدون مدل کردن دیواربرشی استفاده نمود. در این حالت تیرهای عمیق که نرم‌افزار SAFE آن را جایگزین دیواربرشی می‌کند، باید حذف گردد. به کارگیری المان Stiff در این روش بلامانع است.

۱۳-۳ مدل کردن شالوده های ناهم‌تراز و شالوده چاله آسانسور

برای مدل‌سازی شالوده‌های ناهم‌تراز و همچنین چاله آسانسور یا استخر و موارد مشابه، الزاماً باید المان سطحی شالوده‌ها، به‌صورت جداگانه ولی متصل به هم مدل شوند. برای این منظور به‌صورت زیر عمل گردد:

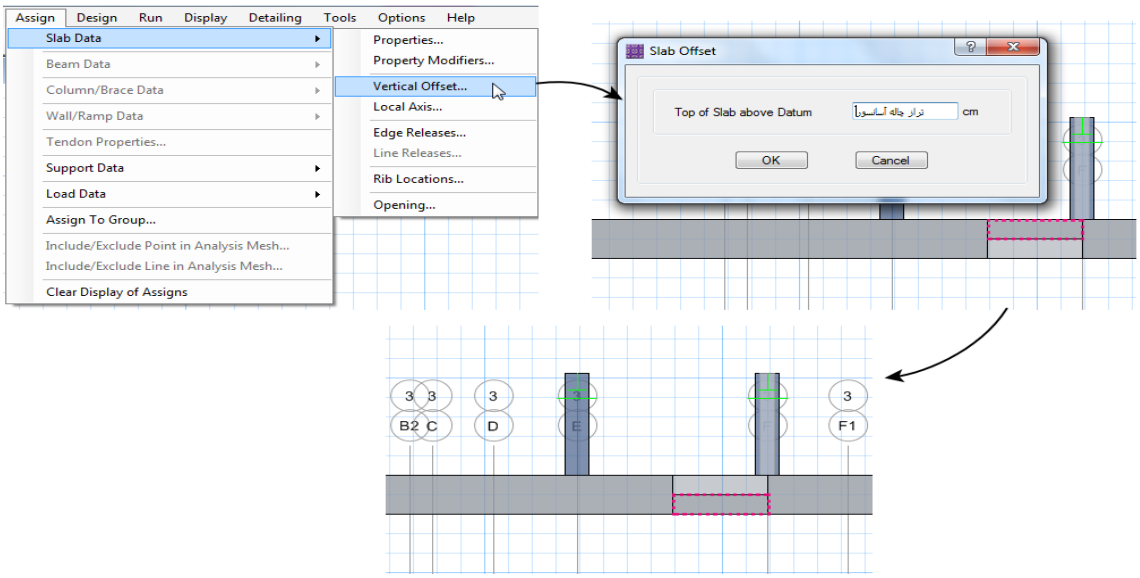
۱۳-۳-۱ شالوده چاله آسانسور

الف) برای چاله‌هایی که عمق آن‌ها از ضخامت فونداسیون کمتر است (شکل ۲-۱۳)، در این حالت انتقال نیروی برشی و لنگر خمشی بین شالوده اصلی و شالوده کف چاله بدون واسطه وجود داشته و فقط سختی شالوده در ناحیه چاله به دلیل ضخامت کمتر کاهش یافته است. در این حالت در محل چاله باید یک المان سطحی جداگانه باضخامت بتن کف چاله مدل شود. با توجه به اینکه نرم‌افزار SAFE عناصر سطحی را به‌طور پیش‌فرض از بالا هم‌تراز می‌کند، لذا از طریق مسیر

Assign→ Slab Data→ Vertical Offset

تراز تحتانی شالوده ساختمان و کف چاله باید مطابق شکل ۳-۱۳ با یکدیگر یکسان گردد. (راهنمایی: نمایش مدل در حالت Elevation View و در محلGrid مجاور چاله قرارداده شود تا از درستی اجرای عملیات فوق اطمینان حاصل گردد)

شکل ۲-۱۳: مقطع مدل شالوده در حالتی که کف چاله و شالوده هم‌تراز باشند

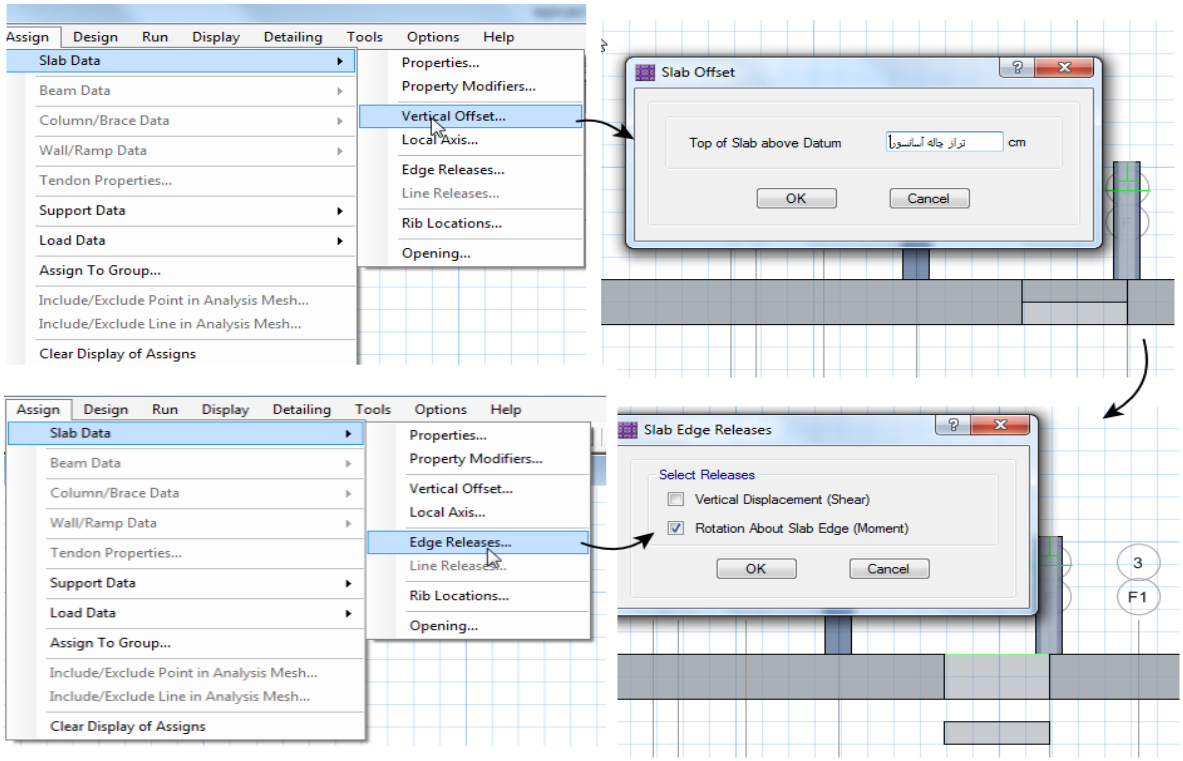


شکل ۳-۱۳: یکسان کردن تراز تحتانی کف شالوده و چاله آسانسور

ب) برای چاله آسانسورهایی که کف چاله و شالوده اصلی ساختمان اختلاف تراز دارند، به‌طوری که کف چاله زیر سطح فونداسیون قرار بگیرد (شکل ٤-۱۳)، فقط نیروی برشی (بدون لنگر خمشی) انتقال می‌یابد. در این حالت در محل چاله مطابق شکل ۲-٦ باید یک المان سطحی جداگانه با ضخامت بتن کف چاله مدل شده و سپس پس از انتخاب المان سطحی محل چاله، از طریق دستور زیر از انتقال لنگر خمشی در لبه‌های آن ممانعت شود.

Assign→ Slab Data→ Edge Releases

شکل ٤-۱۳: مقطع مدل شالوده در حالتی که شالوده‌ها اختلاف تراز داشته باشند



شکل ٥-۱۳: مدلسازی المان سطحی و ممانعت از انتقال لنگر خمشی

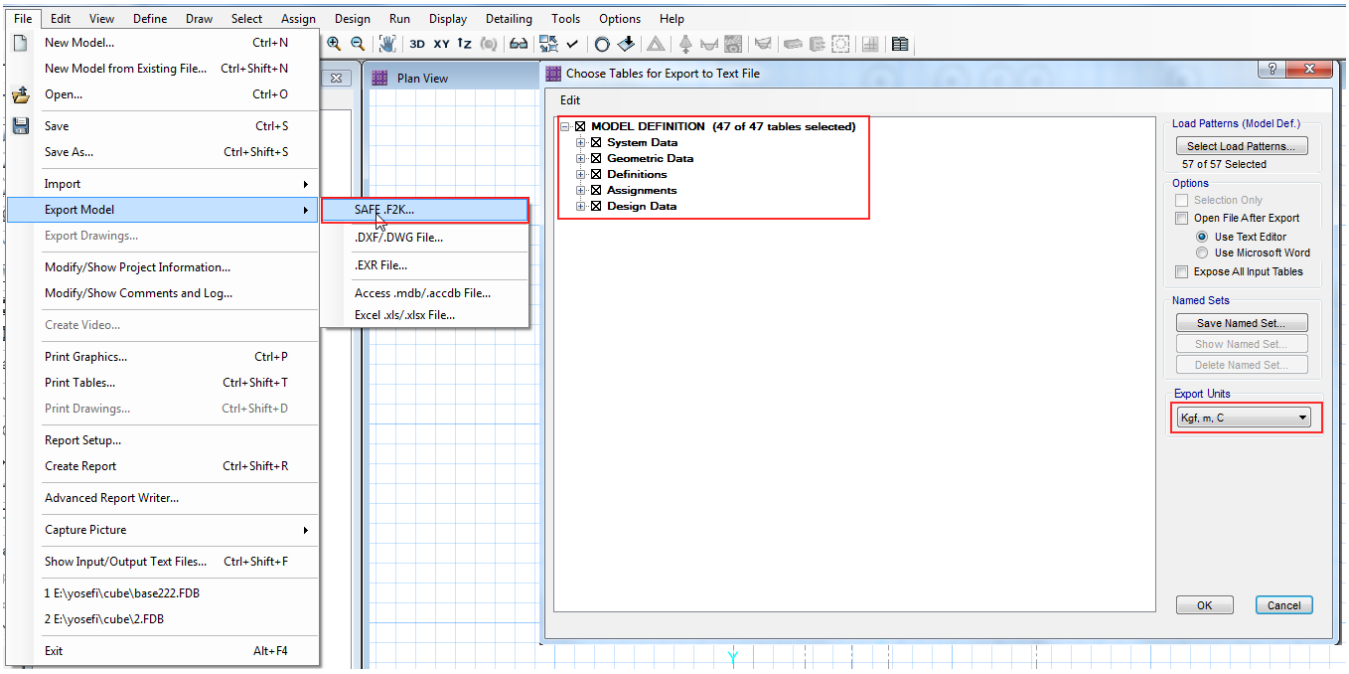
ج) ضخامت دیوار جداره بر اساس نیروهای جانبی خاک و ضخامت کف چاله با توجه به تنش‌ها و نیروهای ناشی از تنش خاک زیر کف و احتمالا نیروهای نقطه‌ای روی کف چاله تعیین می‌گردد.

۱۳-۳-۲ شالوده های ناهم‌تراز

از آنجا که امکان صدور همزمان نیروهای تکیه‌گاهی دو سطح ناهم‌تراز از نرم‌افزار ETABS به مدل SAFE وجود ندارد، باید از هر تراز یک خروجی مجزا گرفته شود و سپس با هم ترکیب گردند. بدین منظور طبق روال زیر عمل شود:

۱. در مدل ETABS از هر کدام از ترازهای شالوده، مطابق ردیف ۳ جدول ۳-۱۱ خروجی متنی جهت استفاده در نرم افزار SAFE تهیه گردد.

۲. فایل متنی شالوده تراز بالاتر در نرم‌افزار Safe فراخوانی شده و نقاط خارج از محدوده شالوده که در این تراز وجود داشته‌اند، انتخاب و حذف گردد. ضمنا شرایط گیرداری (Restrain) نقاط باقیمانده، در حالت release قرار بگیرد (نرم افزار SAFE شرایط گیرداری این نقاط را fix در نظر گرفته است). از فایل حاضر یک خروجی متنی مطابق با شکل ۶-۱۳ آماده شود.

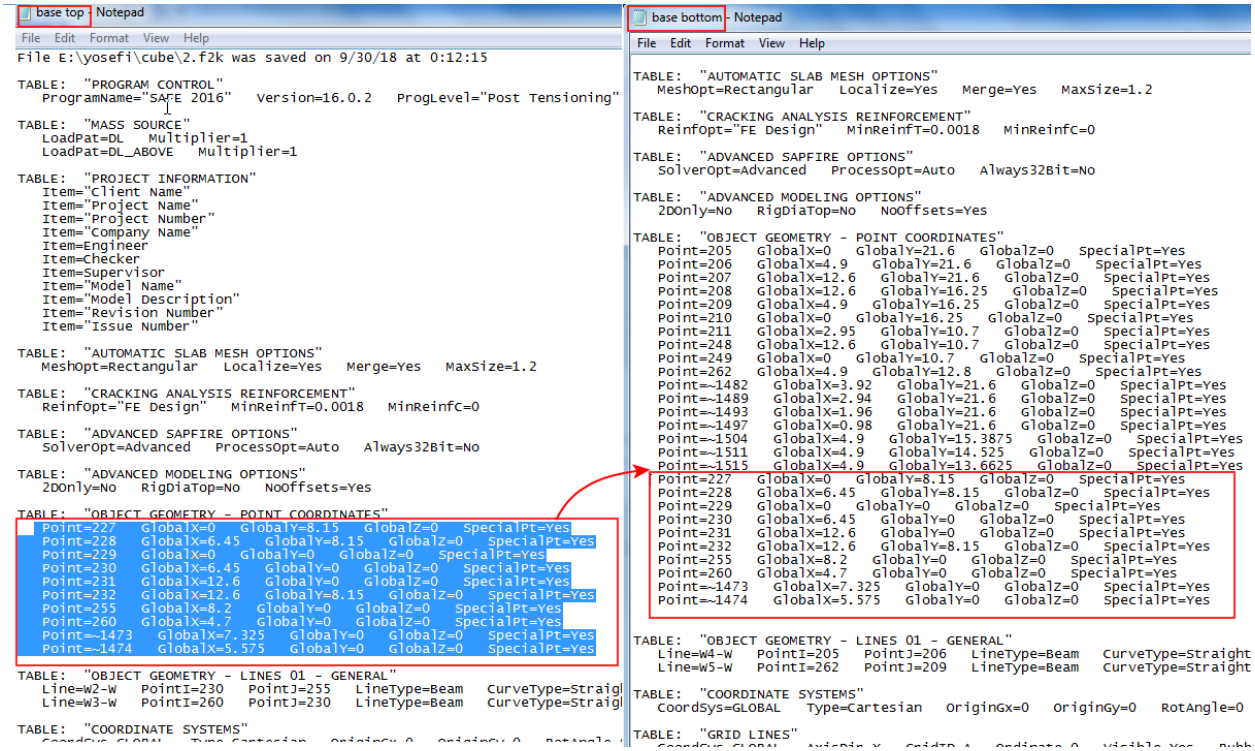


شکل ۶-۱۳: فایل متنی از نرم افزار safe

۳. فایل متنی شالوده تراز پایین‌تر در نرم افزار SAFE فراخوانی شده و بدون نیاز به هیچ تغییری، یک خروجی فایل متنی از آن آماده شود.

٤. فایل‌های متنی دو تراز بالا و پایین که از نرم افزار SAFE تهیه شده‌اند، با برنامه‌یNote Pad باز شوند.

٥. در فایل متنی مربوط به تراز بالاتر، هر کجا مختصات و مشخصات و بارهای نقطه‌ای مربوط به نقاط بود، مطابق با شکل ۷-۱۳ کپی شده و در فایل مربوط به تراز پایین‌تر، دقیقاً در همان قسمت مربوطه اضافه شود. در این مرحله باید دقت شود که lable هیچ نقطه‌ای که از فایل تراز بالا به فایل تراز پایین انتقال می‌یابد با نقاط موجود در این فایل مشابه نباشد. در این صورت باید نام مجزایی برای این نقاط اختصاص یابد و در تمام قسمت‌های متناظر اصلاح شود. تغییرات ذخیره شوند.



شکل ۷-۱۳: اصلاح فایل متنی و انتقال مختصات و اطلاعات نقاط از یک فایل به فایل دیگر

در شکل ۷-۱۳ فقط نام و مختصات نقاط منتقل شده است. علاوه بر این بخش، باید اطلاعات مربوط به بارهای نقطه‌ای نیز منتقل شود.

٦. فایل متنی اصلاح شده، در نرم‌افزار SAFE فراخوانی شود.

۷. از این جا به بعد، مدلسازی مشابه شالوده‌های معمول است. فقط باید توجه داشت در محل اختلاف تراز باید شالوده‌ها به صورت مجزا (نه پیوسته) رسم شود. در محل لبه شالوده‌ها در این ناحیه از طریق روشی که در بند (ب) از بخش ۱-۳-۱۳، از انتقال لنگر خمشی در لبه‌های آن ممانعت شود. ضخامت قطعه‌ی واسط قائم، بر اساس نیروهای جانبی خاک تعیین می‌گردد.

۴-۱۳ کنترل تنش خاک زیر شالوده

۱-٤-۱۳ ترکیب بارهای کنترل تنش خاک

ترکیب بارهای کنترل تنش خاک زیر شالوده در بخش ۴-۵ ارائه شده‌اند.

۲-۴-۱۳ کنترل تنش و معیارهای پذیرش

برای بررسی تنش خاک زیر شالوده باید سه کنترل مطابق جدول ۲-۱۳ انجام شود:

جدول ۲-۱۳: نحوه کنترل تنش خاک زیر شالوده

ردیف	نوع تنش مجاز	نام تنش مجاز در دفترچه محاسبات	نوع تنش محاسباتی	نوع ترکیب بار تنش محاسباتی
۱	ظرفیت باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۳	$q_{a,rup}$ (SF=3)	تنش حداکثر (کنترل نقطه‌به‌نقطه)	ثقلی
۲	ظرفیت باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۲	$q_{a,rup}$ (SF=2)	تنش حداکثر (کنترل نقطه‌به‌نقطه)	لرزه‌ای
۳	تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار نشست	$q_{a,settl}$	تنش متوسط وزنی (برای خاک‌های دانه‌ای)، تنش حداکثر (خاک‌های صرفاً چسبنده)	ثقلی

مقادیر تنش مجاز باید از گزارش مطالعات ژئوتکنیک برداشت شوند. در اکثر موارد در این گزارش‌ها، تنها موارد اول و سوم گزارش می‌شود. مورد دوم (ظرفیت باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی با ضریب اطمینان ۲) را می‌توان از ۱٫۵ برابر کردن تنش مجاز ردیف اول به دست آورد.

در محاسبه مقدار تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار نشست، مقدار نشست مجاز یکنواخت باید بر اساس جدول ۷-٤-۲ مبحث ۷ برداشت شود. در خاک‌های ماسه‌ای، نشست مجاز یکنواخت برای پی‌های منفرد و نواری ۲۵ میلی‌متر و برای پی‌های شبکه‌ای و گسترده ۵۰ میلی‌متر است.

نمونه‌ای از کنترل تنش فونداسیون که در دفترچه محاسبات باید اعمال گردد، در جدول ۳-۱۳ نشان داده‌شده است.

جدول ۳-۱۳: جدول کنترل تنش فونداسیون

6 -2 - کنترل تنش خاک زیر شالوده					
ترکیب بار بحرانی ثقلی:	Soil 02	ترکیب بار بحرانی لرزه ای:	Soil 21	ترکیب بار بحرانی ثقلی:	Soil 02
حداکثر تنش خاک در ترکیب بار بحرانی ثقلی:	1.23 kg/cm2	حداکثر تنش خاک در ترکیب بار بحرانی لرزه ای:	1.23 kg/cm2	تنش متوسط(وزنی) خاک در ترکیب بار بحرانی ثقلی:	1.00 kg/cm2
تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی (باضریب اطمینان 3):	qa,rup(SF=3)=2.00 kg/cm2	تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار گسیختگی (باضریب اطمینان 2):	qa,rup(SF=3)=3.00 kg/cm2	تنش مجاز باربری خاک بر اساس معیار نشست:	qa,settle=1.20 kg/cm2
نسبت تنش وارده به تنش مجاز:	0.62	نسبت تنش وارده به تنش مجاز:	0.41	نسبت تنش وارده به تنش مجاز:	0.83
با توجه به نسبت تنش های وارد بر خاک به تنش های مجاز، طرح پی از نظر تنش خاک		منطقی است.			

۵-۱۳ نکاتی درباره طراحی شالوده

۱۳-۵-۱ آرماتور حداقل داخل شالوده

جدول ٤-۱۳: آرماتور حداقل شالوده

ردیف	نوع شالوده	مقدار حداقل نسبت آرماتور ρ
۱	گسترده	۰.۰۰۱۸ برای وجه کششی افت و حرارت برای وجه فشاری
۲	نواری (آرماتورهای طولی)	۰.۰۰۱۸ در وجه کششی افت و حرارت در وجه فشاری
۳	نواری (آرماتورهای عرضی)	۰.۰۰۱۸ در وجه کششی، افت و حرارت در وجه فشاری: برای محل‌هایی که لنگر عرضی به نوار وارد می‌شود (مانند جایی که دیوار برشی وجود دارد) افت و حرارت (نصف در بالا و نصف در پایین): برای محل‌هایی که لنگر عرضی به نوار وارد نمی‌شود.

تذکر: مقادیر جدول ۳-۱۳ مربوط به حداقل مقدار آرماتور است. درهرصورت مقدار میلگرد تعبیه‌شده نباید از آرماتور محاسباتی کمتر باشد. این موضوع در خصوص آرماتورهای عرضی شالوده‌های نواری در محل دیوار برشی می‌تواند تعیین کننده باشد.

۱۳-۶ کنترل برش یک‌طرفه

۱۳-۶-۱ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۱-۴-۴-۸-۹- برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد، $A_v \geq A_{v,min}$، V_c را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب) محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

(۱۲-۸-۹-الف)

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

(۱۲-۸-۹-ب)

$$V_c = \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f_c'} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

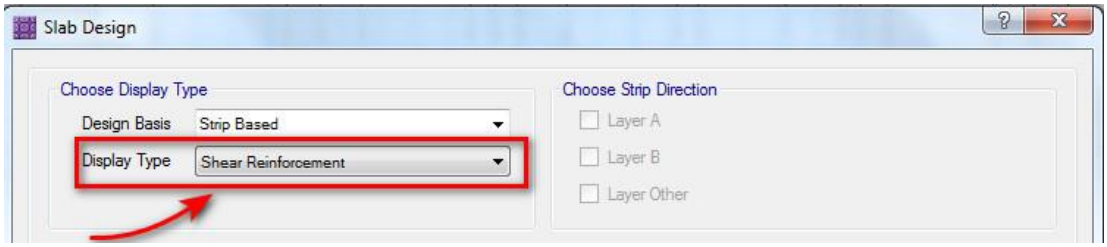
۹-۸-٤-۲- برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، $A_v \le A_{v,min}$، V_c از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود:

(۹-۸-۱۳)

$$V_c = \left(0.66\lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f_c^{'}} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

برای کنترل و اطلاع از میزان آرماتور برشی احتمالی موردنیاز برای شالوده‌های نواری از مسیر زیر اقدام گردد:

Display> Show Slab Design



شکل ۸-۱۳: مشاهده نتایج آرماتور برشی مورد نیاز در فونداسیون

برای محاسبه مقاومت برشی ناشی از بتن در اعضایی مانند فونداسیون و دال که آرماتور برشی ندارند، روابط ارائه شده در آیین‌نامه ویرایش جدید تغییر کرده است. باید بررسی شود که نرم افزار از روابط جدید برای کنترل برش استفاده نماید.

۱۳-۷ کنترل برش پانچ (برش دوطرفه) و طراحی خاموت برشی

۱۳-۷-۱ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ای که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$v_c = 0.33\lambda_s \lambda \sqrt{f_c'}$$

$$v_c = 0.17(1 + \frac{2}{\beta})\lambda_s \lambda \sqrt{f_c'}$$

$$v_c = 0.083(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0})\lambda_s \lambda \sqrt{f_c'}$$

در رابطه‌های فوق β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده که در ویرایش پنجم مبحث نهم اضافه شده است و بر اساس رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \le 1.0$$

تذکر: برای شالوده‌های منفرد، نواری و گسترده می‌توان ضریب تاثیر عمق، λ_s را برابر ۱ در نظر گرفت. اما برای کنترل برش پانچ در دال‌های با ضخامت بیشتر از ۲۵ سانتی‌متر باید اثر λ_s لحاظ شود (پیشنهاد می‌شود نسبت نیرو به ظرفیت ستون در Etabs به مقدار λ_s تقسیم شود). یکی از شرایط استفاده از λ_s =1.0 در رابطه‌های فوق تامین بند۹-۸-۵-۳-۳-الف) به هنگام استفاده از خاموت برشی می‌باشد:

طراحی و جزئیات خاموت‌ها شرایط زیر را تامین کند و $A_v/S \ge 0.17\sqrt{f_c'}b_0/f_{yt}$ یعنی $v_s > v_c$ باشد:

۱- از خاموت‌های تک‌پایه، U ساده، U چندگانه و خاموت بسته به عنوان میلگرد برشی استفاده شود.

۲- مهار و شکل خاموت‌ها باید مطابق بند ۹-۲۱-۶ باشد.

۳- در صورت استفاده از خاموت، محل قرارگیری و فاصله‌گذاری آن‌ها باید مطابق با جدول ۵-۱۳ باشد.

جدول ۵-۱۳: محل قرارگیری و فاصله‌گذاری خاموت‌ها

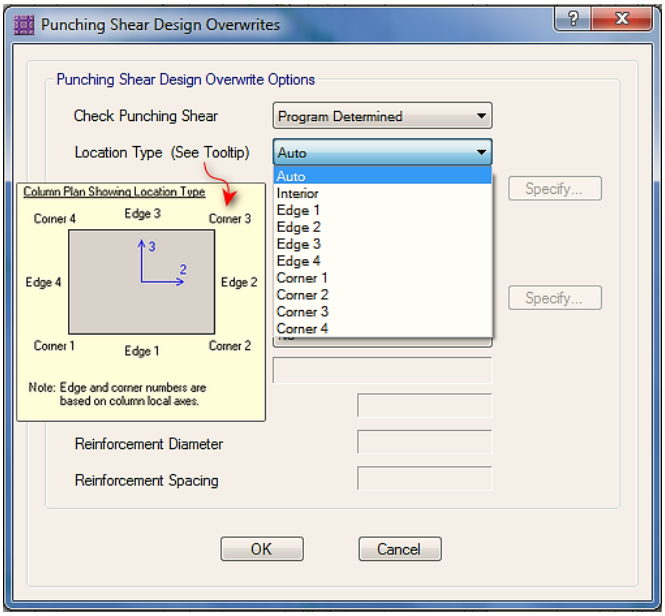
جهت اندازه‌گیری	تعریف اندازه‌گیری	بیشترین فاصله
عمود بر وجه ستون	فاصله از بر ستون تا اولین خاموت	$\frac{d}{2}$
	فاصله‌ی بین خاموت‌ها	$\frac{d}{2}$
موازی با وجه ستون	فاصله‌ی بین ساق عمودی خاموتها	2d

۱۳-۷-۲ کنترل برش پانچ در ETABS

۱۳-۷-۲-۱ تنظیمات اولیه

کنترل برش پانچ باید برای همه ستون‌ها به‌ویژه برای ستون‌های گوشه، کنار چاله آسانسور و همچنین برای ستون‌های چسبیده به دیوارهای برشی انجام شود. بدین منظور ابتدا لازم است تا تنظیمات محاسبات پانچ در نرم‌افزار از مسیر زیر به درستی انجام شود (لازم به ذکر است تا زمانی که ستونی در حالت انتخاب قرار نگیرد گزینه‌ی زیر غیرفعال خواهد بود):

Design > Punching Shear Design Overwrites



شکل ۹-۱۳:تنظیمات مربوط به برش پانچ در نرم‌افزار

Location Type: موقعیت و نحوه قرارگیری ستون

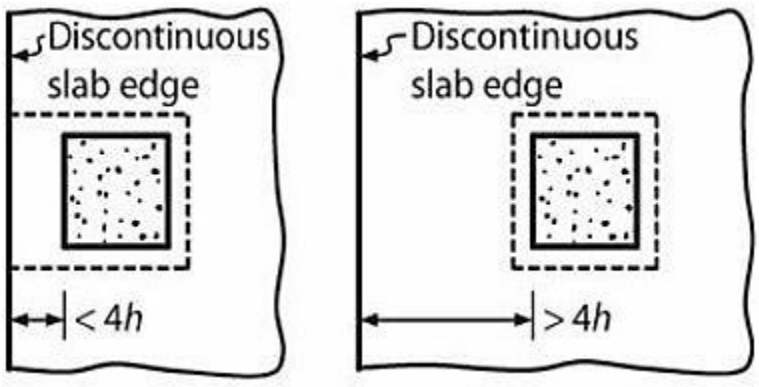
Perimeter: برای ستون‌های میانی معمولا گزینه Auto مناسب است. ولی برای ستون‌های لبه و گوشه، این گزینه در حالت Specified Perimeter قراردادهشده و با کلیک کردن بر روی Specify، مختصات نقاط چهارگوشه محدوده پانچ معرفی گردد.

Effective Depth: در این قسمت عمق مؤثر مقطع شالوده، d، معرفی شود.

Opening: معمولا این گزینه می‌تواند در حالت Auto قرارداده شود. در مواردی که بازشویی در داخل محدود پانچ قرار می‌گیرد، الزاماً باید این گزینه در حالت Specified قرارداده شود و سپس با کلیک کردن بر روی Specify، اطلاعات کلیه بازشوهایی که در محدوده پانچ ستون موردنظر قرارگرفته‌اند معرفی شوند

تذکر۱: برای رسم پی نواری بهتر است از opening استفاده نشود. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

تذکر۲: در مواردی که در مجاورت ستون لبه، شالوده دارای پاشنه باشد، برای این که یک ستون به‌عنوان ستون میانی در نظر گرفته شود، باید لبه‌ی آن از لبه‌ی فونداسیون بیشتر از 4h فاصله داشته باشد (شکل ۱۰-۱۳). h ارتفاع دال یا فونداسیون است.



شکل ۱۰-۱۳: معیار تشخیص ستون لبه از ستون میانی

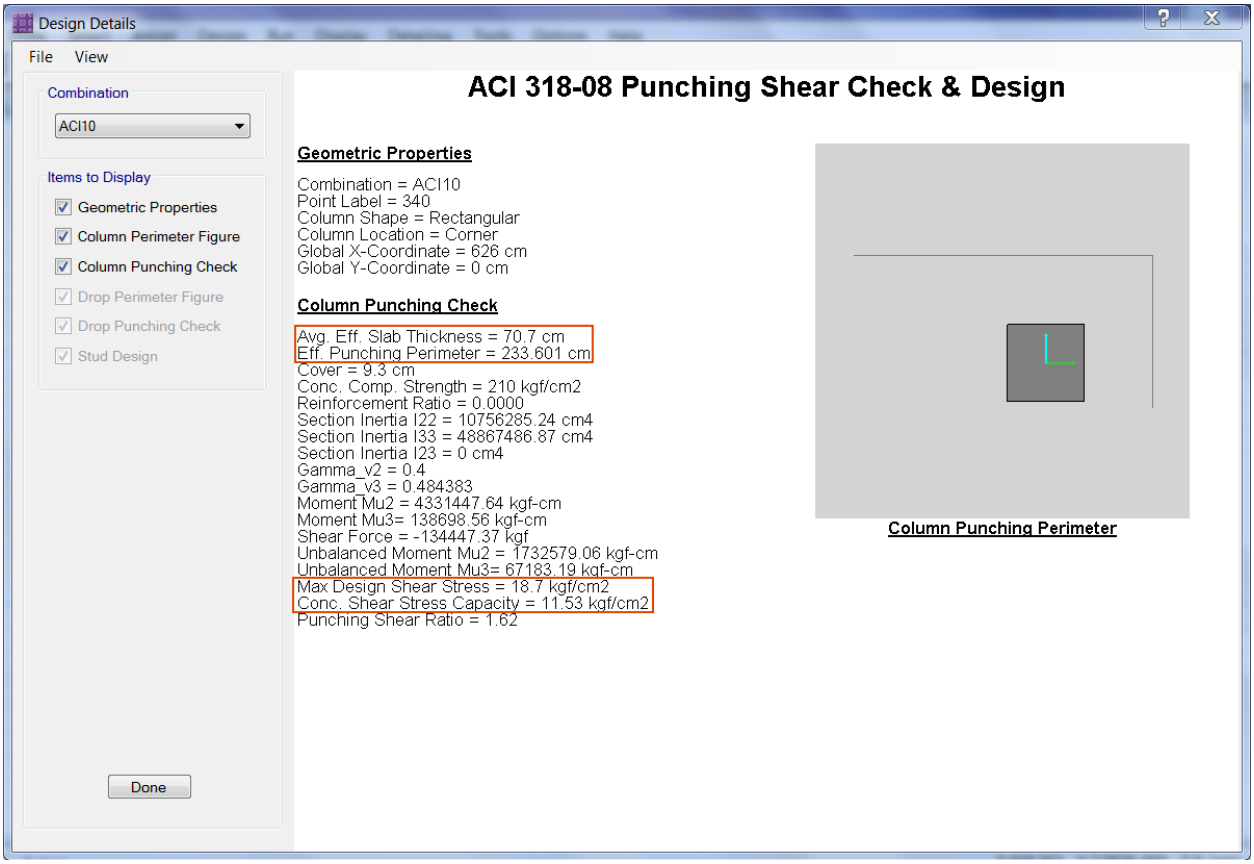
در مواقعی که محیط بحرانی برش پانچ با المان Wall و یا المان Beam تداخل داشته باشد، نرم‌افزار قادر به محاسبات برش دوطرفه نیست و از عبارت N/C استفاده می‌کند.

۱۳-۷-۲-۲ کنترل نتایج

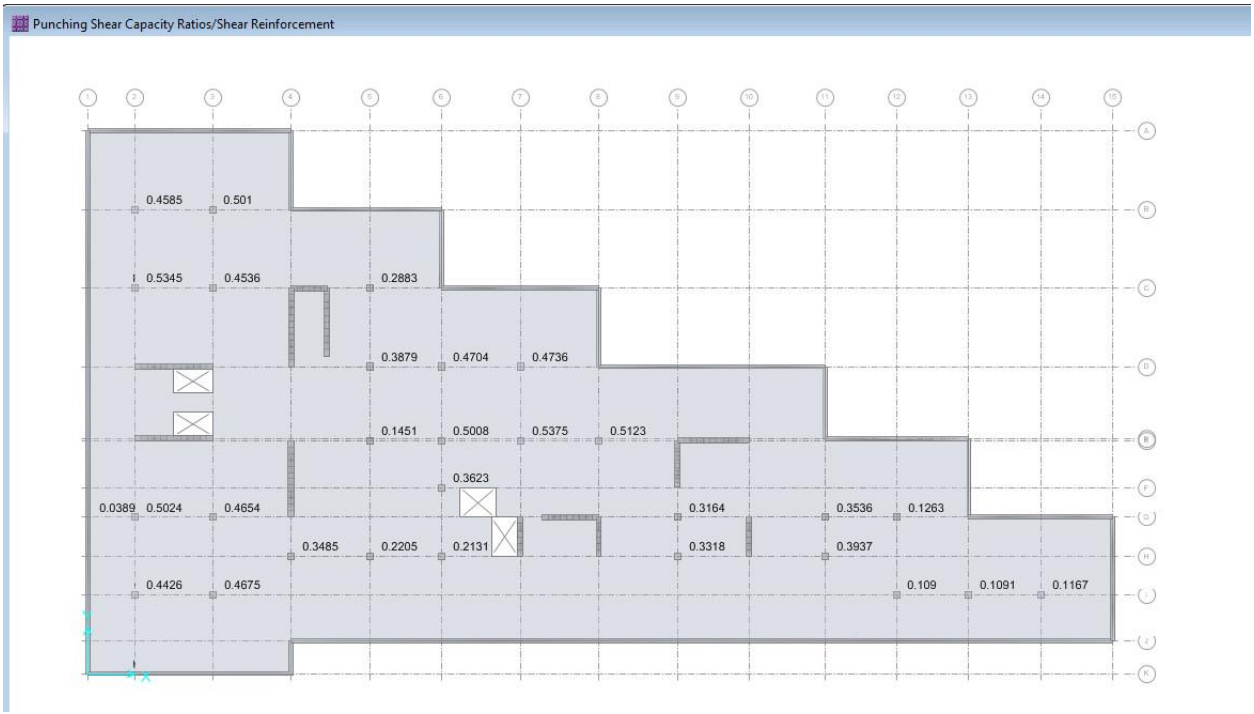
نتایج نسبت نیرو به ظرفیت برش پانچ از مسیر

Display > Show Punching Shear Design

قابل‌دسترسی می‌باشد. دقت شود که برای تمامی ستون‌ها این نسبت باید کمتر یا مساوی ۱ باشد. در مواردی که نرم‌افزار در تشخیص نوع ستون (از نظر موقعیت قرارگیری نسبت به فونداسیون)، محیط پانچ و یا سایر اطلاعات موردنیاز بازماند، نتیجه N/C (محاسبه نشده) می‌دهد. معمولا این اتفاق برای ستون‌های گوشه و ستون‌های اطراف بازشو و ... رخ می‌دهد که با معرفی دقیق مشخصات موردنظر از مسیر توضیح داده‌شده در بند قبل، باید برطرف گردد. برای کنترل و راستی‌آزمایی فرضیات منظور شده توسط نرم‌افزار برای هر ستون و همچنین مشاهده ریز محاسبات پانچ، بر روی گره ستون موردنظر راست کلیک کرده و گزارش پانچ محل ستون مذکور مطابق شکل زیر استخراج گردد.



شکل ۱۱-۱۳:نتایج و جزئیات محاسبات برش پانچ ستون انتخاب‌شده



درصورتی‌که نسبت نیرو به مقاومت برش پانچ بیش‌ازحد مجاز باشد، سه راهکار پیشنهاد می‌گردد:
الف) چنانچه تعداد قابل‌توجهی از ستون‌ها جوابگو نباشند، ضخامت کل شالوده افزایش یابد.
ب) در صورت وجود این مشکل در تعداد اندکی از ستون‌ها، ضخامت فونداسیون در محدوده‌ای بزرگ‌تر از محیط پانچ، به‌صورت موضعی افزایش یابد. این افزایش ضخامت می‌تواند از تراز زیر شالوده اعمال گردد.
پ) مطابق توضیحاتی که در ادامه می‌آید، از آرماتورهای برشی استفاده شود.

۱۳-۷-۲-۳ طراحی آرماتور برشی

جهت طراحی آرماتور برشی برای هر ستون، مقدار حداکثر تنش برشی پانچ کننده (*Max Design Shear Stress*) و نیز مقدار b_0 از شکل ۱۱-۱۳ برداشت شود.

مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن v_c

برای اعضای دو طرفه مسلح به خاموت برشی، مقدار v_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود نباید از مقدار زیر بیش‌تر باشد:

$$v_c = 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$$

مطابق بند ۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولادگذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش‌تر نشود:

- در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \le 0.5\phi\sqrt{f_c'}$$

- در صورت استفاده از گل میخ برشی سر دار:

$$v_u \le 0.66\phi\sqrt{f_c'}$$

مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی v_s

از خاموت‌های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر می‌توان به عنوان تقویت برشی دال دو طرفه و پی استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

در این حالت v_s با استفاده از رابطه‌ی روبرو محاسبه می‌شود:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s}$$

که در آن A_v مجموع سطح مقطع شاخه‌های قائم تمام خاموت‌های واقع بر یک خط محیطی است که از نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون می‌باشد؛ و s فاصله‌ی بین خطوط محیطی میلگردهای برشی در جهت عمود بر وجه ستون است.

$$\left.\begin{array}{l} v_u \le \phi v_n \\ v_n = v_c + v_s \end{array}\right\} \rightarrow v_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c$$

به عنوان مثال برای ستونی که در بالا خلاصه محاسبات آن ارائه شده است، مقدار v_s و در ادامه مقدار A_v/s به شکل زیر محاسبه می‌شود:

$$v_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c = \frac{18.7}{0.75} - 11.53 = 13.4\, kgf/cm^2 \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{v_s b_0}{f_{yt}} = \frac{13.4 \times 233.601}{4000} = 0.78 cm$$

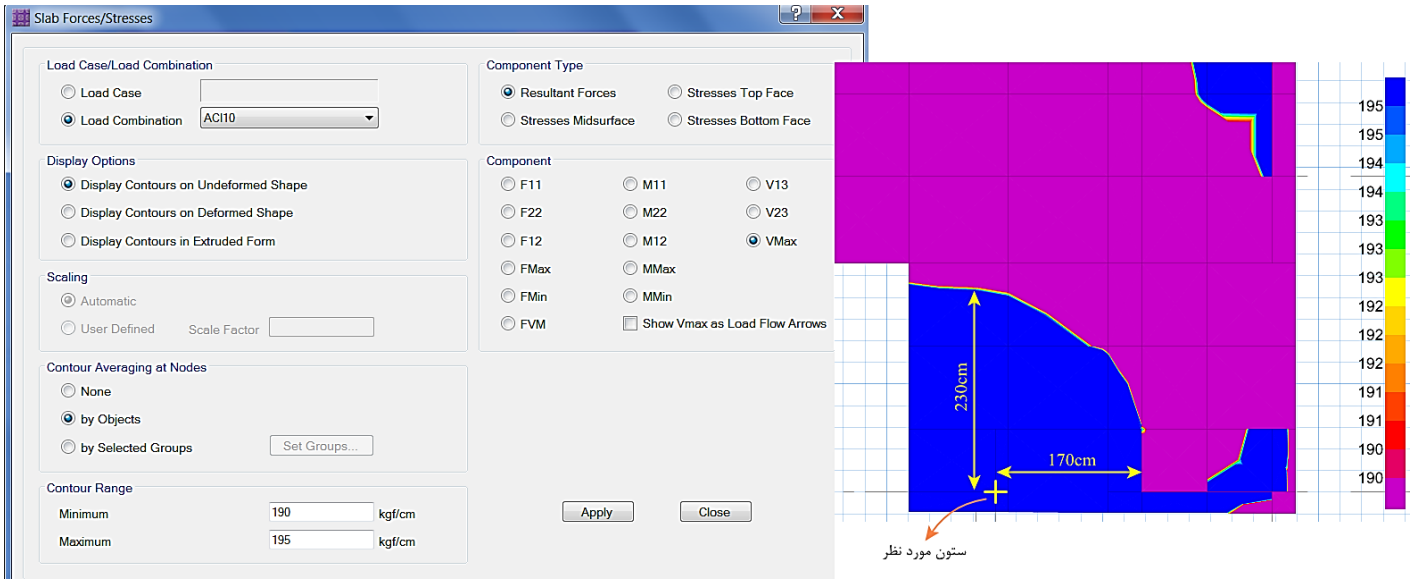
با فرض استفاده از میلگرد ۱۰ به صورت خاموت بسته در دو وجه ستون داریم:

$$\left.\begin{array}{l} A_v = 4 \times 0.785 = 3.14 cm^2 \\ s = 3.14 / 0.78 \approx 4 cm \end{array}\right\} \quad USE: \phi 10 @ 50 mm$$

فولادهای قائم برشی را می‌توان در جایی قطع کرد تنش برشی موجود تحت بارهای ضریبدار از ظرفیت برشی بتن کمتر شود، این مقدار برای مثال فوق برابر است با:

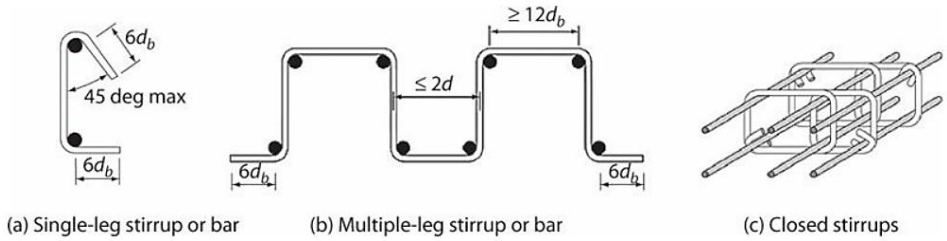
$$v_u \le 0.17 \lambda \sqrt{f_c'} = 0.17\sqrt{250} = 2.69\, kgf/cm^2$$

سپس در نرم‌افزار SAFE از مسیر Display>Show Slab Forces/Stresses کانتور تنش برشی حداکثر، تحت ترکیب بار کنترل‌کننده‌ی برش پانچ (به طور مثال درشکل ۱۱-۱۳ این ترکیب بار ACI10 است) نمایش داده شود. محل قطع آرماتورهای برشی جایی است که مقدار تنش از $v_{u_{max}} \le v_c d = 2.69 \times 70.7 = 190.18 kgf/cm$ کوچکتر شود.



شکل ۱۲-۱۳: تعیین محل قطع آرماتور برشی پانچ

شکل ۱۳-۱۳: مقطع بحرانی پانچ ستون و مقطع بحرانی پانچ در لبه‌ی بیرونی آرماتور برشی



شکل ۱۴-۱۳: انواع شکل آرماتور برشی در دال‌ها

فصل۱۴ کنترل و طراحی دیافراگم

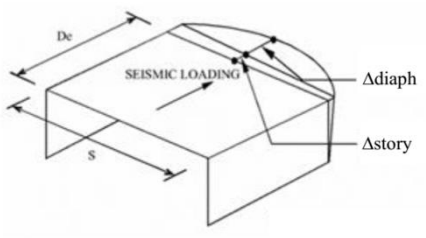
۱۴-۱ صلبیت دیافراگم

در موارد زیر باید صلبیت دیافراگم کنترل گردد:

۱) دیافراگم‌هاي از نوع چوبي يا ورق‌هاي فلزي تقويت‌نشده بدون پوشش بتن رويه
۲) ساختمان‌های دارای نامنظمی در پلان
۳) سقف‌های با نسبت طول به عرض بزرگتر از ۳
٤) سقف‌های دارای بازشوهای بزرگ
٥) سقف‌های دارای بازشوهای نزدیک به هم
٦) فاصله زیاد بین عناصر قائم باربرجانبی (قاب‌های خمشی، بادبند، دیوار برشی)
۷) کف روی دیوار حائل
۸) کف‌های مرتبط با نامنظمی خارج از صفحه
۹) کف‌های مرتبط با نامنظمی نامنظمی هندسی در ارتفاع و قطع سیستم باربرجانبی

برای تعیین صلبیت دیافراگم باید نسبت تغییرشکل دیافراگم به تغییرمکان نسبی متوسط طبقه $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ تحت نیروی جانبی زلزله طراحی مطابق شکل ۱-۱٤ کنترل گردد.

دیافراگم نرم	$(\Delta diaph/\Delta story) > 2$
دیافراگم نیمه صلب	$0.5 \leq (\Delta diaph/\Delta story) \leq 2$
دیافراگم صلب	$(\Delta diaph/\Delta story) < 0.5$



شکل ۱-۱٤: نحوه کنترل صلبیت دیافراگم

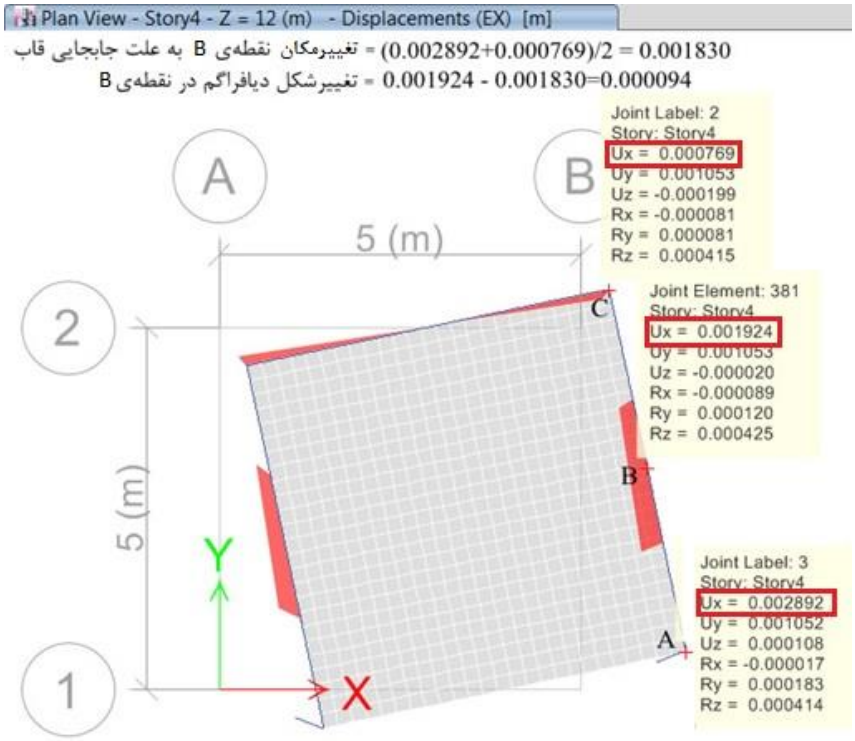
برای کنترل صلبیت دیافراگم فایل diaphragm.edb طبق روند زیر باید ساخته شود:

۱) از فایل main.edb نسخه جدیدی ساخته شود.
۲) هندسه سقف‌های تیرچه بلوک و وافل باید تعریف شده باشد. ضرایب اصلاح سختی خمشی و محوری دال ها مطابق جدول ۱-٦ کنترل گردد.
۳) دیافراگم سقف‌ها از جنس semirigid تعریف گردد.

٤) نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ برای همه طبقات تحت اثر نیروی جانبی زلزله طرح برای هر راستا به صورت جداگانه به‌دست آورده شود. در این رابطه Δ_{story} تغییرمکان نسبی متوسط طبقه می‌باشد. این مقدار را می‌توان از ستون Avg Drift ازجدول خروجی ETABS از مسیر

Display>Show tables>Analysis>Results>Displacements>Story Max/Avg Drift

به دست آورد. Δ_{diaph} حداکثر تغییرشکل دیافراگم بوده که پس از تحلیل و نمایش تغییرمکان دیافراگم تحت بار زلزله، مطابق شکل ۲-۱٤ قابل محاسبه می‌باشد. این کنترل باید در هر دو راستا انجام شود.



شکل ۲-۱٤: تعیین تغییر شکل دیافراگم

٥) در صورتی نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ کوچکتر از ۰/٥ باشد، فرض دیافراگم صلب در فایل main.edb صحیح بوده و در غیر این صورت باید نوع دیافراگم اصلاح گردد.

۲-۱۴ بارگذاری دیافراگم جهت تحلیل و طراحی

دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب، باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها (F_{pui}) که از رابطه زیر به دست می آید، طراحی شوند:

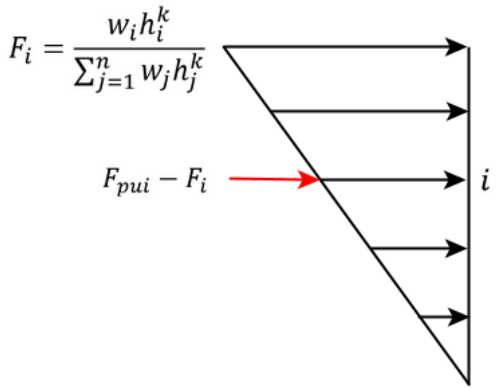
$$0.5AIW_i \le F_{pui} = \frac{\sum_{j=i}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} W_i \le AIW_i$$

F_i مقدار نیروی جانبی طبقه i و Wi وزن مؤثر لرزه‌ای دیافراگم می‌باشد. مثالی از محاسبه نیروی مؤثر دیافراگم در جدول ۱-۱٤ نشان داده شده است.

جدول ۱-۱٤: جدول محاسبه نیروی موثر دیافراگم

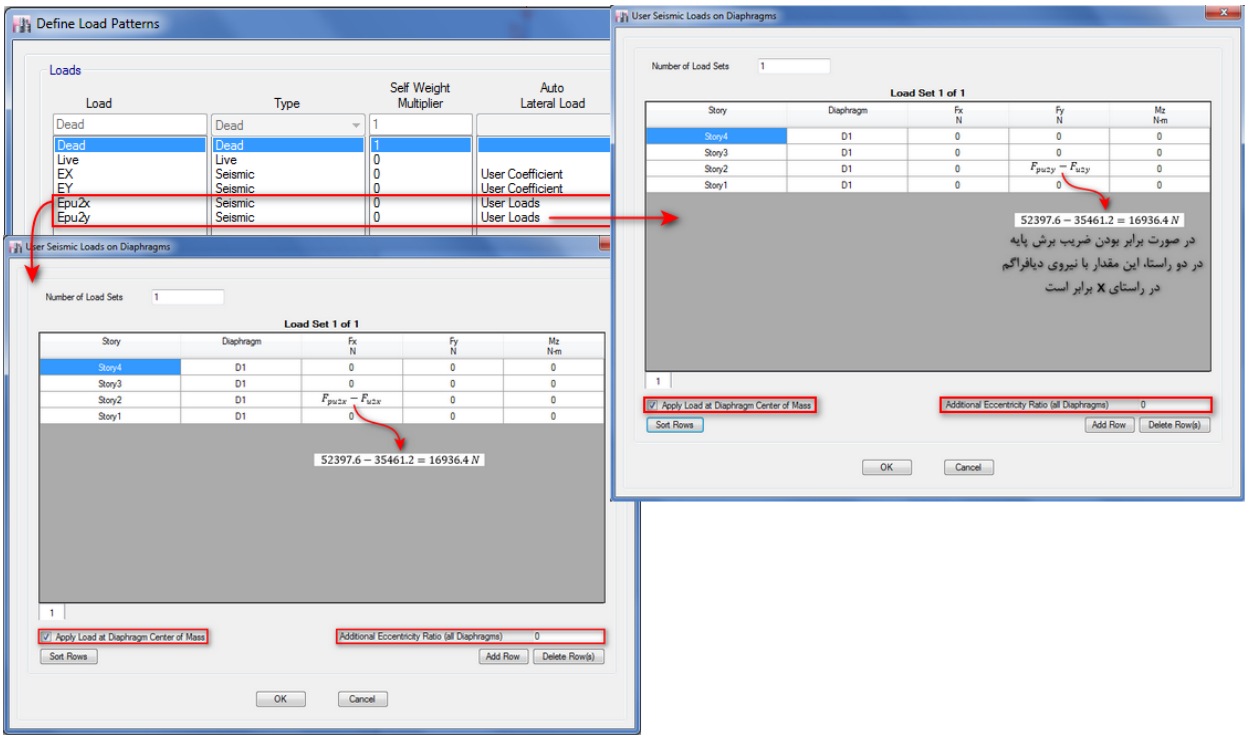
Story	Load Case	Location	Vy (N)	|Fuy| (N)	Wi (Kg)	ΣFuy (N)	ΣWi (Kg)	ΣFuy/ΣWi (N/Kg)	Fpuy=(ΣFuy/ΣWi)*Wi (N)
Story4	EY	Bottom	-65848.0	65848.0	34207.5	65848.0	34207.5	1.92	65848.0
Story3	EY	Bottom	-119039.8	53191.8	36060.0	119039.8	70267.5	1.69	61089.1
Story2	EY	Bottom	-154501.0	35461.2	36060.0	154501.0	106327.5	1.45	52397.6
Story1	EY	Bottom	-172092.0	17591.0	35707.5	172092.0	142035.0	1.21	43263.8

نیروی فوق (F_{pui}) برای درنظرگیری اثر اینرسی جانبی دیافراگم i ناشی از جرم آن می‌باشد که باید به نحوه‌ی مناسبی به اعضای سیستم باربر جانبی انتقال یابد. علاوه بر این نیرو، چنانچه اعضای باربر جانبی بالا و پایین دیافراگم در امتداد هم نباشند (نامنظمی خارج از صفحه و نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی)، نیروی جانبی که این اعضا، از طریق دیافراگم به یکدیگر وارد می‌کنند نیز باید به نیروی فوق اضافه گردد. برای درنظرگیری نیروی زلزله ناشی از ارتباط اعضای باربرجانبی بالا و پایین دیافراگم، نیروی زلزله طرح (F_i) که به تمام طبقات وارد می‌شود نیز باید در تحلیل دیافراگم اثر داده شود. از طرفی در طبقه i لازم نیست که مجموع این دو نیرو منظور شود بلکه اعمال نیروی F_{pui} در این طبقه کافی است. با درنظرگیری مجموعه دو نیروی فوق، در تمام طبقات نیروی زلزله طرح وارد شده و در طبقه دیافراگم مورد نظر (i)، نیروی $F_{pui} - F_i$ اضافه می‌شود (شکل ۳-۱٤). این نیرو را می‌توان از طریق user load و با نام Epui از نوع quake در بخش load patterns نرم‌افزار تعریف نمود. به عنوان روشی دیگر می‌توان علاوه بر حالت‌های بار زلزله وارد بر کل سازه، برای هر طبقه یک حالت بار (load pattern) مجزا تعریف کرد که مقدار ضریب زلزله در آن از تقسیم نیروی $F_{pui} - F_i$ بر جرم لرزه‌ای طبقه محاسبه می‌شود.



شکل ۳-۱٤: بارگذاری جانبی سازه و نحوه اعمال نیروی موثر بر دیافراگم در حضور نیروی زلزله

مثال: در شکل ٤-۱٤ نحوه تعریف الگوهای بار E_{pu2x} و E_{pu2y} جهت بارگذاری دیافراگم سقف دوم یک سازه‌ی چهار طبقه نشان داده شده است.



شکل ۱۴-۴ : تعریف الگوی بار نیروی موثر بر دیافراگم

۱۴-۳ ترکیب بارهای طراحی دیافراگم

ترکیب بارهای طراحی دیافراگم باید مطابق جدول ۸-۵ تعریف شوند. طراحی اجزای جمع کننده و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) انجام شود ولی برای طراحی سایر اجزای دیافراگم مانند اجزای لبه‌ای نیازی به منظور نمودن زلزله تشدید یافته نیست.

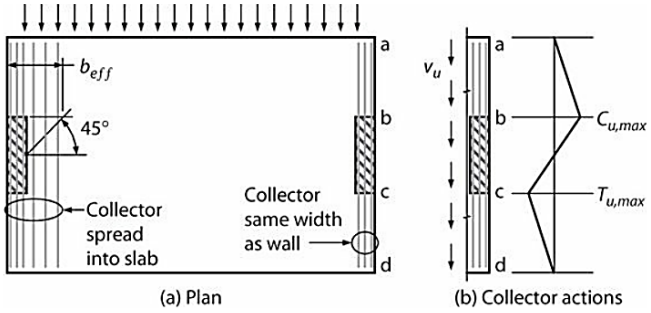
در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم باربر جانبی در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵ درصد افزایش یابد. به بیانی دیگر، نیروی $1.25\Omega_0 E$ باید لحاظ گردد.

۱۴-۴ تحلیل دیافراگم

۱۴-۴-۱ استخراج نیروهای وارد بر جمع‌کننده‌ها

یادآوری این نکته در ابتدای امر لازم است که در تمام مراحل کنترل دیافراگم و تحلیل آن، نوع دیافراگم باید Semi-rigid منظور شود. در غیر این صورت هیچ نیروی داخلی در آن ایجاد نخواهد شد.
در امتداد دیوارهای برشی لازم است تا برش یکنواخت در لبه‌ی سازه به دیوار برشی منتقل شود. این عمل به وسیله جمع‌کننده (Collector) انجام می‌شود (شکل ۱۴-۵ a). شکل b نشان می‌دهد که جمع‌کننده تحت نیروهای کششی و فشاری قرار گرفته است. جمع کننده به تدریج در طول ضلع ab و ضلع cd برش در دال تخت را جمع

می‌کند به طوری‌که به تدریج و به صورت خطی نیروی محوری آن افزایش می‌یابد. سپس در طول ضلع bc نیرو را به دیوار برشی منتقل می‌کند.



شکل ٥-١٤: جمع کننده های متمرکز و گسترده و دیاگرام توزیع نیروی داخلی در آنها

جمع‌کننده‌ها را می‌توان به دو نوع متمرکز و گسترده تقسیم‌بندی کرد . عرض جمع‌کننده را می‌توان (مطابق دیوار سمت راست در شکل a) هم عرض دیوار فرض کرد و یا اینکه (مطابق دیوار سمت چپ در شکل a) برای آن یک عرض موثر منظور کرد.

الف) جمع‌کننده‌های متمرکز (تیرهای هم‌راستای دیوار)

در برخی موارد کل میلگردهای لازم را می‌توان در عرضی برابر با عرض دیوار برشی و یا ستون قرار داد. در این حالت، جهت تعیین نیروی محوری جمع‌کننده‌ها و نیروی برشی منتقل شده در بر دیوار، لازم است مراحل زیر طی شود:

۱- ابتدا باید اختلاف نیروی دیوار برشی در طبقه‌ی پایین و طبقه‌ی بالای دیافراگم تحت ترکیب بارهای معرفی شده از مسیر Display>Show tables>Analysis>Results>Wall Results>Pire Forces استخراج گردد .در مثال شکل ١٤-٦ دیوار مورد نظر در راستای Y قرار گرفته و لازم است ترکیب بارهای ۱۳ تا ١٦ جدول ٨-٥ در نظر گرفته شود. جهت طراحی دیافراگم سقف دوم در این مثال، برش در بالای دیوار طبقه‌ی دوم و در پایین طبقه‌ی سوم تعیین می‌شود. کل نیروی انتقال یافته از دیافراگم به دیوار برابر تفاضل این دو مقدار است.

TABLE: Pier Forces

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2
				N	N
Story3	P1	diaph13	Bottom	-3753.96	51617.15
Story3	P1	diaph14	Bottom	4386.08	49254.44
Story3	P1	diaph15	Bottom	-4386.08	-49254.44
Story3	P1	diaph16	Bottom	3753.96	-51617.15

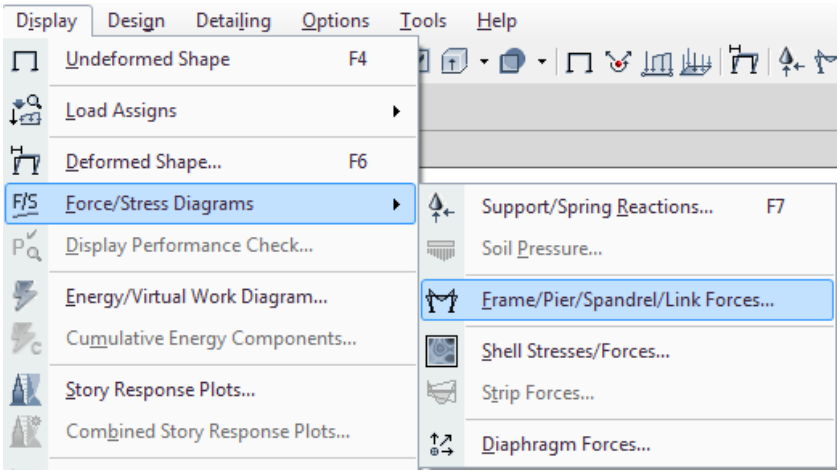
TABLE: Pier Forces

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2
				N	N
Story2	P1	diaph13	top	-3753.96	66610.07
Story2	P1	diaph14	top	4386.08	64535.5
Story2	P1	diaph15	top	-4386.08	-64535.5
Story2	P1	diaph16	top	3753.96	-66610.07

diaph13	51617.15	66610.07	66610.07 - 51617.15 = 14992.92
diaph14	49254.44	64535.5	64535.5 - 49254.44 = 15281.06
diaph15	-49254.4	-64535.5	-64535.5 - (-49254.44) = -15281.06
diaph16	-51617.2	-66610.1	- 66610.07 - (-51617.15) = -14992.92

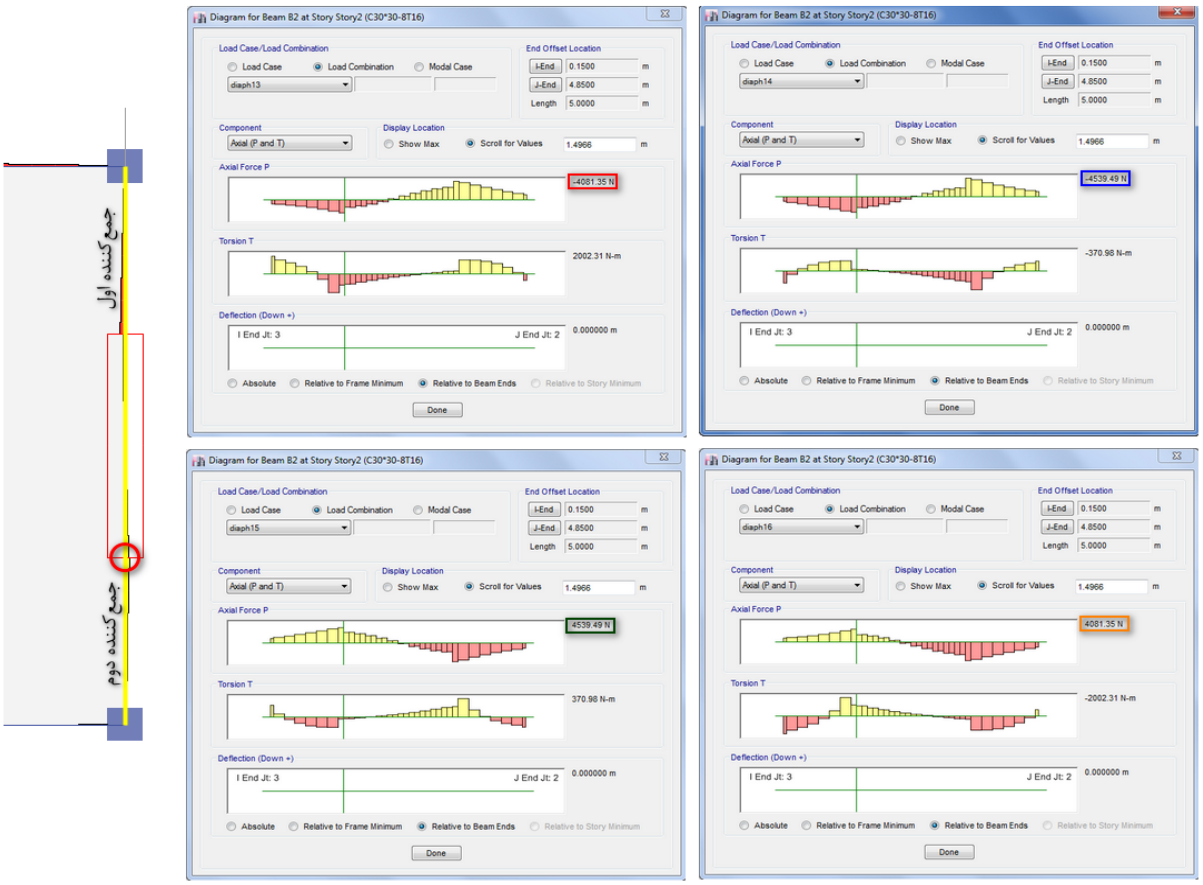
شکل ٦-١٤:تعیین کل نیروی انتقال یافته از دیافراگم به دیوار تحت ترکیب بارهای طراحی

۲- حالت اول: قسمتی از نیرو به صورت مستقیم به جمع‌کننده‌ها واردشده و قسمتی از آن نیز به صورت برش اصطکاک وارد دیوار می‌شود. در صورتی که جمع‌کننده، تیر هم‌راستای دیوار باشد می‌توان نیروی محوری به وجود آمده در تیر (در محل اتصال تیر به دیوار) را از طریق گزینه‌ی نشان داده در شکل ۷-۱٤ و شکل ۸-۱٤ استخراج کرد و یا از مسیر Display>Show tables>Analysis>Results>Frame Results>Beam Forces مقدار نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای جمع‌کننده را استخراج کرد (جداول آورده شده). لازم به ذکر است همواره یکی از جمع‌کننده‌های دو طرفین دیوار کششی و دیگری فشاری است.



شکل ۷-۱٤: استخراج نیروی جمع کننده (تیر هم راستای دیوار)

جمع کننده اول
جمع کننده دوم
Diagram for Beam B2 at Story Story2 (C30*30-8T16)
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
Modal Case
diaph13
End Offset Location
I-End 0.1500 m
J-End 4.8500 m
Length 5.0000 m
Component
Axial (P and T)
Display Location
Show Max
Scroll for Values 3.5034 m
Axial Force P
5910.52 N
Torsion T
-543.30 N-m
Deflection (Down +)
I End Jt: 3
J End Jt: 2
0.000000 m
Absolute
Relative to Frame Minimum
Relative to Beam Ends
Relative to Story Minimum
Done
diaph14
5547.66 N
2201.01 N-m
diaph15
-5547.66 N
-2201.01 N-m
diaph16
-5910.52 N
543.30 N-m



شکل ۸-۱٤: نیروی محوری کششی و فشاری در جمع کننده ها تحت ترکیب بارهای طراحی

با کم کردن سهم جمع‌کننده‌ها از کل نیروی منتقل شده از دیافراگم به دیوار، برش در بر دیوار به دست می‌آید (جدول ۲-۱٤).

جدول ۲-۱٤:محاسبات نیروی طراحی جمع کننده و برش اصطکاکی

بخش هفتم: طراحی دیافراگم

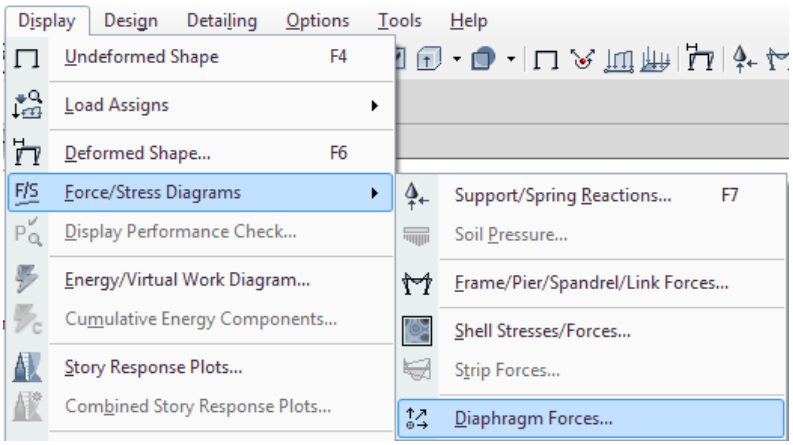
۷-۱-طراحی جمع‌کننده

طراحی جمع‌کننده در دیوار Pier۱

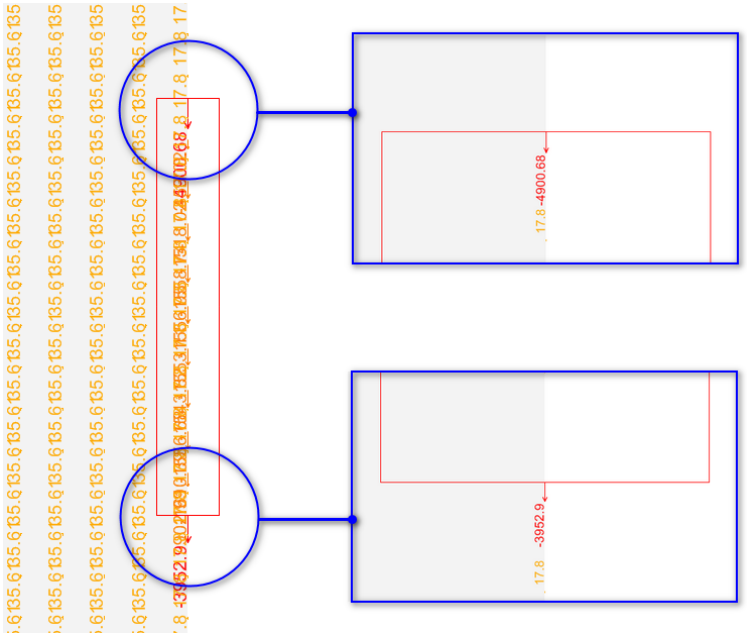
ترکیب بار	ΔVpier (N)	جمع‌کننده اول (N)	جمع‌کننده دوم (N)	کل نیروی منتقل شده از طریق جمع‌کننده ΣFc (N)	برش اصطکاکی ΔVpier-ΣFc (N)	نیروی طراحی کششی جمع‌کننده اول (N)	نیروی طراحی فشاری جمع‌کننده اول (N)	نیروی طراحی کششی جمع‌کننده دوم (N)	نیروی طراحی فشاری جمع‌کننده دوم (N)	برش طراحی بر دیوار (N)
diaph13	14992.92	5910.52	-4081.35	9991.87	5001.05	5910.52	-5910.52	4539.49	-4539.49	5193.91
diaph14	15281.06	5547.66	-4539.49	10087.15	5193.91					
diaph15	-15281.06	-5547.66	4539.49	-10087.15	-5193.91					
diaph16	-14992.92	-5910.52	4081.35	-9991.87	-5001.05					

حالت دوم: چنانچه در طرفین دیوار تیر موجود نباشد (سیستم دال و ستون)، مقدار نیروی محوری (کششی و فشاری) ایجاد شده در جمع‌کننده‌ها را می‌توان از طریق گزینه‌ی نمایش داده شده در شکل ۹-۱٤ تعیین کرد (در

ETABS ویرایش ۱۶ و بالاتر). برای مثال یک نمونه خروجی نیروی دیافراگم در دو انتهای دیوار در شکل ۱۰-۱۴ نشان داده شده است.



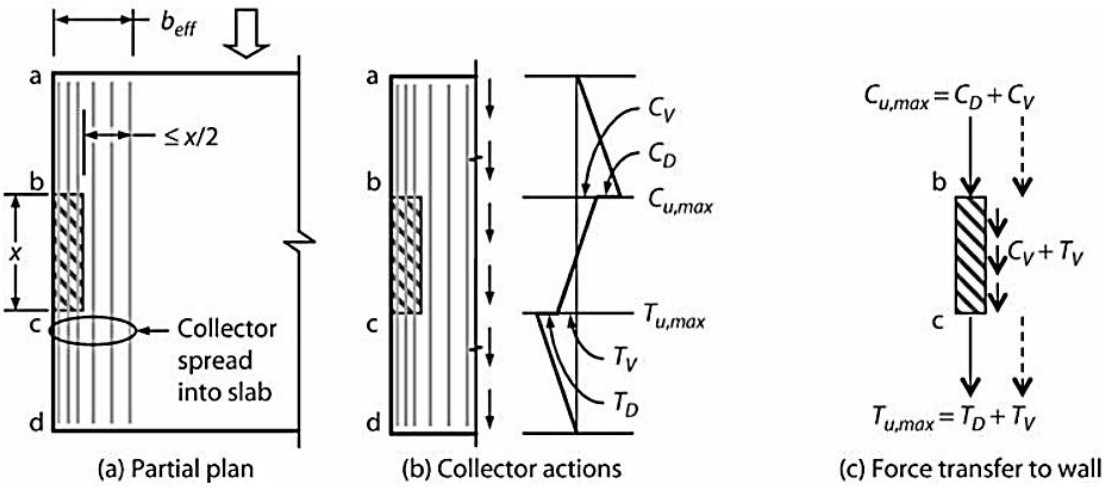
شکل ۹-۱۴:استخراج نیروی موثر بر دیافراگم با استفاده از نیروی گره های انتهایی



شکل ۱۰-۱۴:نیروی محوری دو انتهای دیوار در دیافراگم

ب- جمع‌کننده‌های گسترده (عرض جمع‌کننده برابر عرض موثر)

در رابطه با عرض موثر b_{eff} آیین‌نامه مسکوت است ولی توصیه می‌شود که عرض موثر در هر طرف دیوار برشی بیش از نصف طول دیوار منظور نشود (x/2 در شکل ۱۱-۱۴).



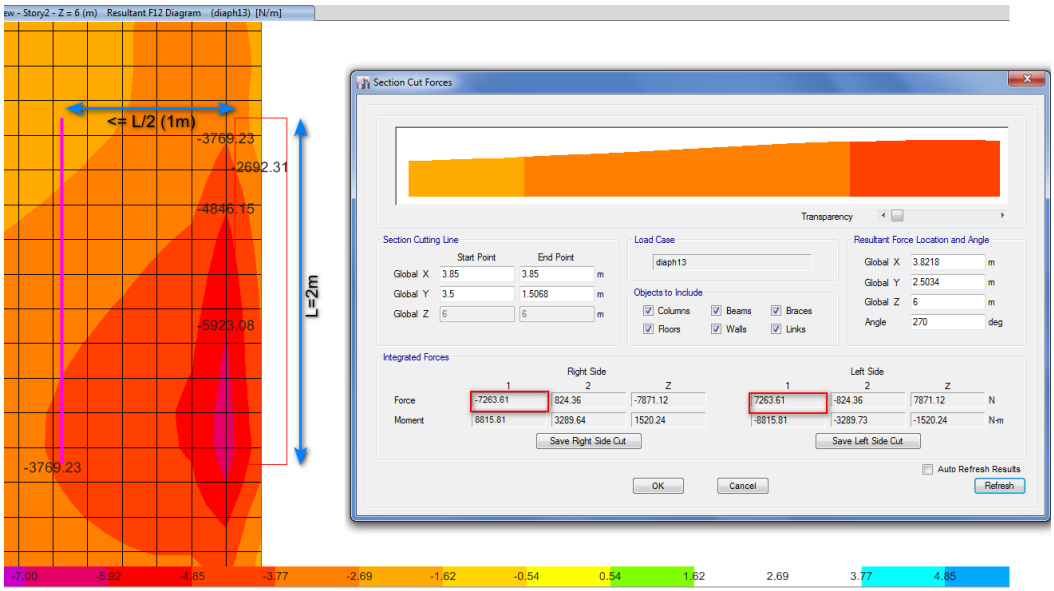
شکل ۱۱-۱٤: عرض موثر در جمع کننده گسترده

جهت تعیین نیروی جمع‌کننده و نیروی برشی منتقل شده در لبه‌ی جمع‌کننده‌ی گسترده لازم است مراحل زیر طی شود:

۱- ابتدا باید اختلاف نیروی دیوار برشی در طبقه‌ی پایین و طبقه‌ی بالای دیافراگم (ΔVpier) مطابق با آن چه در قسمت قبل گفته شد محاسبه گردد.

۲- از مسیر Display>Force/Stress Diagrams>Shell Stress/Forces دیاگرام نیروی برشی داخل صفحه F12 بر روی پلان دیافراگم مورد نظر نشان داده شود.

۳- در این حالت در فاصله‌ی عرض موثر به دست آمده برای دیوار مورد نظر، یک Section Cut رسم می‌گردد تا نیروی منتقل شده از طریق برش تعیین شود. بر خلاف روند طی شده در جمع‌کننده‌های متمرکز، در این جا نیروی جمع‌کننده از تفاضل ΔVpier و برش به دست آمده (مطابق شکل ۱۲-۱٤) محاسبه می‌شود.



شکل ۱۲-۱٤: نحوه استفاده از section cut جهت استخراج برش اصطکاکی

توضیح این مطلب لازم است که در section cut، برآیند نیروی آن قسمتی از محدوده انتخاب شده محاسبه می‌شود که مش‌های آن به طور کامل توسط خط قطع شده باشند. به بیان دیگر، مش‌های دو انتهای خط در محاسبه وارد نمی‌شوند.

۱۴-۴-۲ استخراج نیروهای وارد بر سایر اجزای دیافراگم

برای استخراج دیاگرام نیروهای داخل صفحه دیافراگم (F11, F22 , F12) از مسیر زیر اقدام گردد و توزیع نیروهای داخلی با توجه به راستای مورد نظر به دست آورده شود.

Display>Force/Stress Diagrams>Shell Stress/Forces

جهت استخراج نیروهای داخلی اجزای لبه‌ای، از مسیر

Display>Force/Stress Diagrams>Frame/Pier/Spandrel/Link Forces

مطابق شکل ۱۴-۷ و با درنظرگیری ترکیب بارهای جدول ۸-۵ اقدام گردد.

۱۴-۵ طراحی دیافراگم

۹-۱۴-۶-۳ آرماتورهایی که برای تحمل نیروهای داخل صفحه‌ی دیافراگم مورد نیاز هستند، باید علاوه بر آرماتورهایی که برای مقاومت در برابر سایر اثرات بارها محاسبه شده‌اند، تامین شوند. ولی آرماتورهای حرارتی و جمع شدگی را می‌توان برای تحمل نیروهای داخل صفحه‌ی دیافراگم نیز به کار گرفت.

۱۴-۵-۱ جمع‌کننده‌ها

الف) طراحی برای کشش:

۹-۲۰-۸-۷-۴ آرماتورهای طولی اجزای جمع کننده باید به گونه‌ای طراحی شوند که در آن‌ها تنش کششی متوسط در طول (الف) یا (ب) زیر، از ϕf_y تجاوز ننموده، و f_y بیش‌تر از ۴۲۰ مگاپاسکال منظور نشود.

الف- فاصله از انتهای یک جمع کننده تا محلی که نیروی عضو جمع کننده به عضو قائم منتقل می‌شود.

ب- فاصله‌ی بین دو عضو قائم در دو انتهای عضو جمع کننده.

$$T_u = f_{11}\ or\ f_{22} \le \varphi T_n = 0.9 \times f_y \times A_s$$

ب) طراحی برای فشار:

۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود؛ و محدودیت بند۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچک‌تر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. هم‌چنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کم‌تر است، نمی‌باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیش‌ترین از دو مقدار $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

ج) محل قطع جمع‌کننده

در رابطه با محل قطع جمع‌کننده به بند زیر از مبحث نهم توجه کنید:

۹-۱۴-۵-۴-۲ جمع کننده‌ها باید از برِ اعضای قائم سیستم باربر جانبی، در درون تمام یا بخشی از عمق دیافراگم، تا جایی که لازم باشد، ادامه یابند تا بتوانند برش را از دیافراگم به اعضای قائم منتقل کنند. در مواردی که دیگر انتقال نیروهای طراحی جمع کننده‌ها در طول اعضای قائم سیستم باربر جانبی لازم نباشد، می‌توان جمع کننده را قطع کرد.

- مهار آرماتورهای جمع کننده داخل دیوار برشی

توصیه می‌شود آرماتورهای طولی جمع‌کننده داخل دیوار ادامه یابند ولی اگر بخواهیم آنها را قطع کنیم باید نکات زیر را در نظر بگیریم:

۹-۱۴-۵-۴-۳ در صورتی که یک جمع کننده برای انتقال نیروها به یک عضو قائم طراحی شود، آرماتورهای جمع کننده باید در طولی حداقل معادل آن چه در بندهای (الف) و (ب) آمده است، در عضو قائم باربر جانبی امتداد یابند:

الف- طول مورد نیاز برای گیرایی آرماتور در کشش.

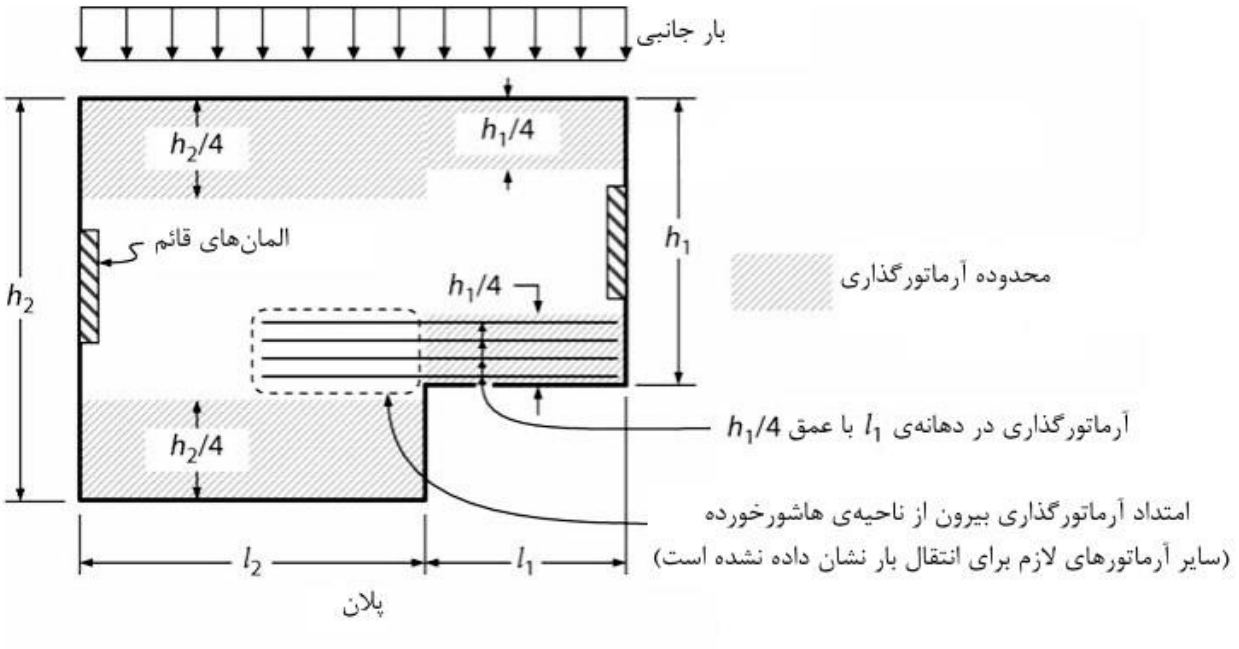
ب- طول مورد نیاز برای انتقال نیروهای طراحی به اعضای قائم از طریق برش- اصطکاک (مطابق بند ۹-۸-۸)، و یا از طریق اتصال دهنده‌های مکانیکی، و یا از طریق سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.

۲-۵-۱۴ اجزای لبه (chords)

طراحی یال کششی:

$$T_u = f_{11}\ or\ f_{22} \leq \varphi T_n = 0.9 \times f_y \times A_s$$

چنانچه جزء لبه، به صورت یک المان خطی مدل شده باشد، نیروی به وجود آمده در آن که حاصل از تحلیل دیافراگم تحت ترکیب‌بارهای معرفی شده است، باید در رابطه فوق به کار گرفته شده و مقدار As به دست آمده باید در محدوده این عضو قرار داده شود. در اجزای لبه گسترده، میلگرد A_s باید در عرضی برابر با مقدار نشان داده در شکل ۱۳-۱٤(یک چهارم بعد دال در راستای عمود بر یال) در لبه‌ی آن قرار داده شود. مساحت این میلگردها با مساحت میلگردهای خمشی و دیگر میلگردهای لازم اضافه خواهد شد.



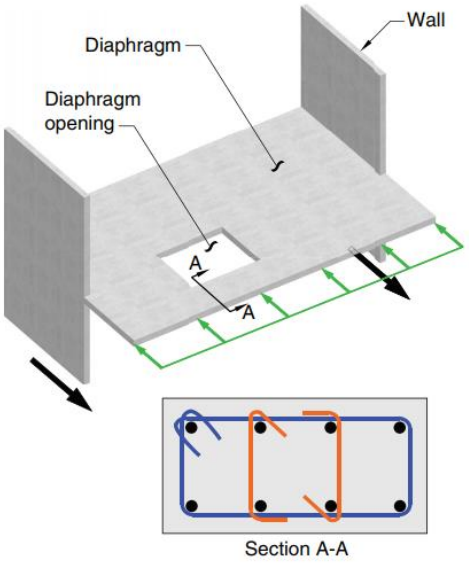
شکل ۱۳-۱٤ محدوده آرماتورگذاری اجزای لبه

طراحی یال فشاری:

معمولاً مقدار میلگرد یال فشاری کمتر از یال کششی خواهد شد. ولی در هر صورت با توجه به رفت و برگشتی بودن نیروی زلزله باید بیشترین مقدار میلگرد طولی مورد نیاز منظور گردد. باید توجه داشت در یال‌هایی که احتمال نیروی فشاری در آن‌ها وجود دارد، توصیه می‌شود که میلگردهای طولی مطابق ضوابط آرماتورهای عرضی در خارج از ناحیه بحرانی ستون‌های شکل‌پذیر متوسط توسط دورگیرهایی محصور شوند.

۳-۵-۱۴ لبه‌های مرزی

۹-۲۰-۸-۳-۲ اجزایی از دیافراگم که عمدتا تحت اثر نیروهای محوری قرار داشته، و از آن‌ها برای انتقال نیروهای برشی و یا لنگرهای خمشی اطراف بازشوها و یا سایر ناپیوستگی‌های دیافراگم استفاده می‌شود، باید الزامات بندهای ۹-۲۰-۸-۷-۴ و ۹-۲۰-۸-۷-۵ برای جمع کننده‌ها را تامین نمایند.



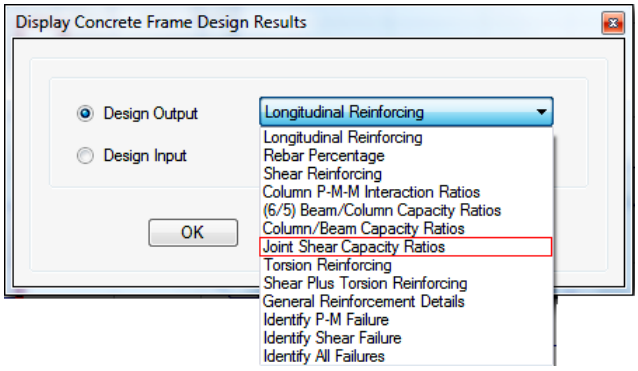
شکل ۱۴-۱۴: مثالی از عضو لبه مرزی در اطراف یک بازشو

فصل۱۵ کنترل ناحیه اتصال تیر به ستون

۱۵-۱ کنترل ناحیه اتصال در قاب‌های خمشی متوسط

با توجه به محدودیت‌های نسخه‌های فعلی نرم افزار ETABS، کنترل برش چشمه اتصال برای قاب خمشی متوسط به صورت خودکار امکان‌پذیر نیست. پیشنهاد می‌شود روند زیر برای این کنترل طی شود:

۱. از فایل موجود اصلی main.edb یک نسخه save as تحت عنوان Joint shear check.edb ساخته شود.
۲. تمامی ستون‌ها انتخاب و روش طراحی آن‌ها از Sway Intermediate به Sway Special تغییر داده شود.
۳. تیرها باید در حالت Sway Intermediate باقی بمانند تا نیروی وارد بر چشمه اتصال از طرف میلگردهای تیر با فرض تنش تسلیم Fy محاسبه شود. در غیر این صورت، تنش تسلیم مورد انتظار (1.25Fy)، در محاسبات نیروی فوق استفاده خواهد شد.
٤. ضریب کاهش مقاومت مربوط به کنترل چشمه اتصال از 0.85 به 0.75 تغییر داده شود.
٥. مدل تحلیل و طراحی شود.
٦. نسبت نیروی برشی به مقاومت چشمه اتصال (Joint shear) مطابق باشکل ۱۵-۱ از بخش نتایج برداشت و بر اساس دستورالعمل اصلاحی که در ادامه می‌آید، تصحیح و کنترل شود.



شکل ۱۵-۱:نسبت نیروی برشی به مقاومت چشمه اتصال در نرم افزار

۱۵-۲ اصلاح نتایج نسبت نیرو به مقاومت برشی چشمه اتصال در نرم‌افزار

همانطور که ذکر شد، با توجه به عدم استفاده از ویرایش جدید آیین‌نامه ACI318 در نرم‌افزار ETABS، در کنترل برش گره اتصال هر دو قاب متوسط و ویژه با نرم‌افزار، مشکلاتی وجود دارد که باید به صورت دستی بررسی شود.

۱- در مواردی که عرض تیر متصل به ستون در امتداد مورد بررسی کمتر از عرض ستون بوده و تیر و ستون خارج از محور باشند (نظیر تیرهای لبه که همباد لبه ستون اجرا می شوند)، سطح مقطع مؤثر ناحیه اتصال، Aj باید مطابق با ضابطه بند ۹-۱۶-٤-۲-۳ مبحث نهم مطابق **Error! Reference source not found.** در نظر گرفته شود. درحالی‌که در نرم‌افزار به علت این‌که تیر هم محور با ستون ترسیم شده است، Aj از حاصل‌ضرب ابعاد مقطع ستون با فرض قرارگیری تیر در محور ستون تعیین می‌شود که در برخی حالات نادرست است. برای حل مشکل در این موارد باید نسبت برش به مقاومت ناحیه اتصال با توجه به درصد کاهش سطح مقطع مؤثر افزایش یابد.

۲- در محاسبه M_{pr} (شکل‌پذیری ویژه) و M_n (شکل‌پذیری متوسط) مربوط به تیرهای متصل به گره جهت تعیین نیروی برش ناحیه اتصال، نرم‌افزار آرماتورهای طولی محاسباتی را مدنظر قرار می‌دهد. درحالی‌که مقادیر آرماتورهای تامین شده که در نقشه‌ها اعمال می‌گردد بیشتر است و در نتیجه M_{pr} و M_n که باید برای محاسبه برش ناحیه اتصال به کار روند، بیشتر از مقادیر نرم‌افزار است. پس علی رغم اینکه ممکن است در گره‌ای نسبت برش به مقاومت ناحیه اتصال گزارش شده توسط برنامه کوچکتر از ۱ باشد، در بررسی دقیق‌تر می‌تواند این نسبت از ۱ فراتر رود. برای محاسبه درست نیروی برش چشمه اتصال، باید در تعریف تیرها، مقدار مساحت آرماتور تامین شده مطابق **Error! Reference source not found.** تعریف شود. با توجه به سختی روند تعریف تیرها با مساحت آرماتور مشخص، پیشنهاد می‌شود حداقل در گره‌هایی که نسبت برش گره بیشتر از ۰/۸ است این بررسی مضاعف انجام شود.

۲- برنامه Etabs محاسبه مقاومت برشی گره اتصال را بر مبنای جدول ۱-۱۵ انجام می‌دهد، درحالی‌که مبحث نهم جدول ۲-۱۵ را بدین منظور معرفی نموده است که در برخی شرایط متفاوت از یکدیگرند.

جدول ۱-۱۵: مقاومت اسمی برش اتصال تیر به ستون طبق aci318-14

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

جدول ۲-۱۵: مقاومت اسمی برش اتصال تیر به ستون طبق مبحث نهم ویرایش ۹۹

ستون	تیر در امتدادی که V_n حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸	V_n (N)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

مقدار مقاومت برشی چشمه اتصال به دست آمده از روابط مبحث نهم ویرایش جدید، برای ستون‌های طبقات بیشتر از مقادیر متناظر حاصل از ویرایش قدیم است. بنابراین نتایج حاصل از نرم‌افزار که بر مبنای aci318-14 می‌باشند، همواره برای ستون‌های طبقات قابل قبول و در برخی از موارد محافظه کارانه خواهد بود اما برای ستون‌های طبقه آخر که ستون‌ها ضوابط پیوستگی جدول ۲-۱۵ را ارضا نمی‌کنند، نتایج به‌دست‌آمده غیرمحافظه کارانه خواهد بود. برای حل این مشکل دو راهکار ارائه می شود:

۱. ادامه ستون‌های طبقه آخر از روی بام حداقل به اندازه بعد ستون در راستای برش مورد بررسی. بدین ترتیب پیوستگی ستون‌ها ارضا شده و مثل ستون طبقات با آن‌ها رفتار می‌شود.

۲. نتایج نسبت نیرو به مقاومت گره‌های اتصال در طبقه آخر گزارش شده از نرم‌افزار با ضریب تصحیح بزرگتر از ۱ (نسبت مقاومت اسمی برش در حالت پیوسته به حالت ناپیوسته) افزایش یابد و با حد مجاز 1.00 مقایسه شود.

فصل۱۶ مدل‌سازی راه‌پله

۱. مطابق پیوست ششم ۲۸۰۰، در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه-پله‌ها به قاب‌سازهای باید اثر آن در باربري لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن براثر این باربري وارد می‌شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزاي راه‌پله شامل شمشیري‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدل‌سازی شوند. دراین‌خصوص لازم است یک‌بار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزاي پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربر جانبی سازه به‌تنهایی قادر به تحمل کل نیروي زلزله طرح باشد و یک‌بار هم با مدل کردن اجزاي پله و درنظرگرفتن تأثیر سختی آن، سازه موردبررسی مجدد قرارگرفته و اجزاي پله نیز تحت نیروهاي ایجادشده در آن‌ها طراحی شوند.

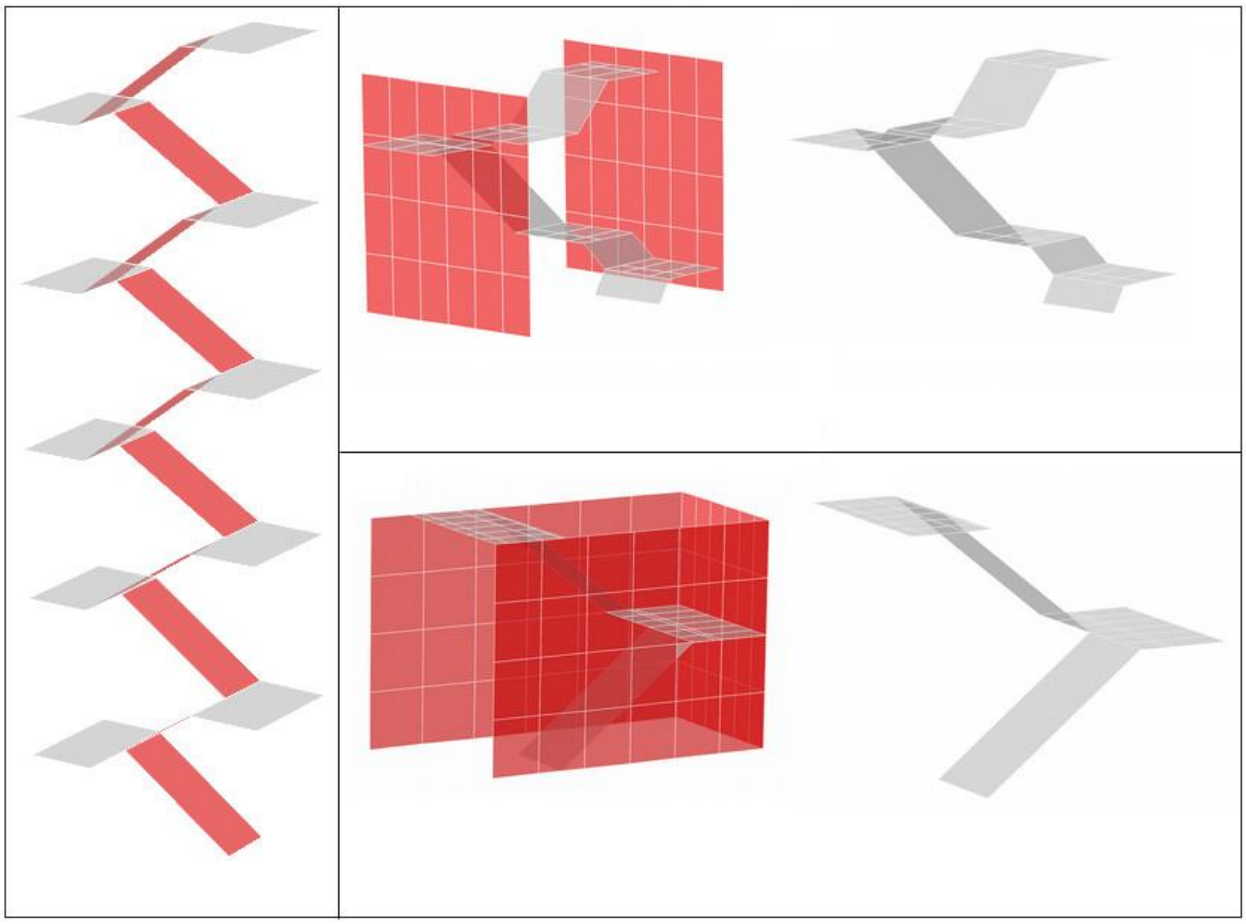
۲. بنابراین در صورت عدم جداسازی راه‌پله، لازم است در یک فایل اجزای پله نیز با در نظر گرفتن سختی داخل صفحه ۰/۵ و سختی خارج از صفحه ۰/۲۵ مدل‌سازی و المان‌های باربر جانبی و راه‌پله طراحی شود و تمامی کنترل‌ها که در فایل اصلی انجام‌گرفته در این فایل نیز کنترل شود.

۳. مطابق پیوست ششم ۲۸۰۰، در سازه‌های بتنی اجراي تیر و اتصال دال راه‌پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه‌پله می‌شود. جهت جلوگیري از تشکیل ستون کوتاه می‌توان بجاي اجراي تیر نیم‌طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روي آن دو ستونک اجرا کرد. سپس بر روي این ستونک‌ها تیري اجرا می‌شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهاي آن با ستون‌های اطراف فاصله‌ای حداقل به‌اندازه 0/01 ارتفاع طبقه دارد. نهایتاً دال پله و پاگردها در تراز نیم‌طبقه به این تیر قرارگرفته بر روي ستونک‌ها متصل می‌شوند.

نقدها وارد بر این بند از پیوست ۲۸۰۰:

- چنانچه مهندس محاسب بتواند به‌درستی ضوابط آیین‌نامه را اقناع نموده و تقدم و تأخر رفتار خمشی و برشی را به‌درستی اعمال کند، ستون کوتاهی در این نوع سازه‌ها تشکیل نخواهد شد. به‌عبارت‌دیگر می‌توان گفت که نیروي برشی در ستون‌های متصل به تیر میان طبقه به‌مراتب بیشتر از ستون‌های دیگر و غیر متصل به تیر میان طبقه است، اما اگر مهندس محاسب به‌درستی این نیروي برشی را محاسبه و ستون را براي آن طرح نماید، دیگر نباید از واژه ستون کوتاه براي آن‌ها استفاده کرد
- به جهت اتصال مناسب ستونک به تیر طبقه عرض این تیر از یک حد مشخص نمی‌تواند کمتر باشد. این یعنی ممکن است تیر مذکور شانه گیر شود
- اتصال دو ستونک دقیقاً در محل تشکیل مفصل پلاستیک (ناحیه ویژه) تیرها طبقه به لحاظ رفتار لرزه‌ای کار مناسبی نیست

- نیروی زلزله اعمال شود در این راستا اگر از بحث پایداری جانبی ستونک‌ها چشم‌پوشی کنیم، یک لنگر پیچشی قابل‌ملاحظه‌ای به تیر طبقه اعمال می‌شود که اتفاقاً از نوع تعادلی است و مانند بقیه تیرها نمی‌توان سختی پیچشی را کاهش داد و ابعاد تیر بزرگ‌تر شده و مطلوب نمی‌باشد



شکل ۱-۱۶ نحوه مدلسازی پله

فصل۱۷ منابع

کتاب‌ها و آیین‌نامه‌های بین‌المللی

1. *ACI 318-14, Building code requirements for structural concrete , and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R14), American Concrete Institute Farmington Hills, MI.*
2. *ACI 318-19, Building code requirements for structural concrete , and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R19), American Concrete Institute Farmington Hills, MI.*
3. *ACI209.2R-08,Guid for modeling and calculating shrinkage and creep in Hardened Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.*
4. *ACI421.2R-07,Seismic Design of Punching Shear Reinforcement in Flat Plates, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI*
5. *ASCE7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2017*
6. *ATC 72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2011*
7. *Bowles, L. E. (1996). Foundation analysis and design. McGraw-hill.*
8. *Computers & Structures, Inc., Concrete Frame Design Manual ACI 318-14*
9. *Computers & Structures, Inc., Reinforced Slab Design Manual For ETABS® 2016*
10. *Computers & Structures, Inc., Shear Wall Design Manual*
11. *Computers & Structures, Inc., CSi Analysis Reference Manual*
12. *FEMA P-750 (2009). NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures*
13. *FEMA P-751 (2012). NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples, Kircher Charles, A..*
14. *Moehle, J. (2015). Seismic design of reinforced concrete buildings, McGraw-Hill Education.*
15. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3, Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors.*

16. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams*
17. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 7. Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations*
18. *SEAOC (2005). Using a concrete slab as a seismic collector, Seismology and Structural Standards Committee, Structural Engineers Association of California, April, Sacramento, CA.*
19. *SEAOC (2008) Blue Book: Seismic Design Recommendations.*
20. *TBI 2017, Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," Version 2.03, The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*
۲۱. تعیین زاویه تحریک مناسب سازه براساس آنالیز دینامیکی طیفی،م مقدس پور و همکاران، دومین کنفرانس ملی سازه و فولاد، ۱۳۹۰.

کتاب‌ها و آیین‌نامه‌های داخلی

۲۲. استاندارد ۲۸۰۰ (طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله) تجدید نظر چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۴.
۲۳. عباسی، عبدالمهدی، مرجع کاربردی طرح لرزه‌ای سازه‌های بتنی ACI318-14، نشر نوآور، تهران، ۱۳۹۹
۲۴. آقازاده، صمد، آقازاده، پویا، محاسب حرفه‌ای، پردیس علم، ۱۳۹۷
۲۵. حسین زاده اصل، مسعود، نکات مدلسازی و طراحی سازه های بتنی و فولادی، تابستان ۹۹
۲۶. سلطان آبادی، رضا، جعفری، احمدرضا، کامل‌ترین مرجع کاربردی طراحی دال و فونداسیون به کمک نرم‌افزار SAFE2016، نگارنده دانش، ۱۳۹۶
۲۷. سلطان آبادی، رضا، جعفری، احمدرضا، کامل ترین مرجع کاربردی طراحی سازه های بتنی با نرم افزار ETABS2015، نگارنده دانش، ۱۳۹۸
۲۸. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (بارهای وارد بر ساختمان)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، ویرایش ۱۳۹۸.
۲۹. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان ، ویرایش پنجم، ۱۳۹۹.
۳۰. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان ، ویرایش چهارم، ۱۳۹۲.
۳۱. مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان (پی و پی‌سازی)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲.
۳۲. مستوفی‌نژاد، داوود، سازه‌های بتن آرمه، جلد اول و دوم، چاپ نوزدهم، انتشارات ارکان، اصفهان، ۱۳۹۱.
۳۳. نشریه شماره ۳۰۸، راهنمای طراحی دیوارهای حایل، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران، ۱۳۸۴.

وحدت رویه‌ها

۳۴. معاونت معماری و شهرسازی شهرداری شیراز، راهنمای طراحی سازه‌های متعارف بتن‌آرمه، ۱۳۹۶

۳۵. سازمان نظام مهندسی ساختمان استان اصفهان، راهنمای تحلیل و طراحی سازه ساختمان‌های بتنی، ۱۳۹۸

۳۶. سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران، راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه‌های سازه، ۱۳۹۶

۳۷. معاونت معماری و شهرسازی شهرداری شیراز، دستورالعمل طراحی پی های سطحی در ساختمان های متعارف، ۱۳۹۳

سمینارها و کارگاه‌های آموزشی

۳۸. تغییرات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، سازمان نظام مهندسی ساختمان استان آذربایجان شرقی، مسعود فرزام و مسعود حسین‌زاده اصل، آبان ۹۹

۳۹. تغییرات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران، علیرضا فاروقی

۴۰. تغییرات عمده بین ویرایش ۹۲ و ۹۹ مبحث نهم، سازمان نظام مهندسی ساختمان استان یزد، مهدی علیرضایی، دی ۹۹

۴۱. آشنایی با آخرین ویرایش مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، سازمان نظام مهندسی ساختمان استان البرز، مهر ۹۹

مراجع فضای مجازی

42. www.hoseinzadeh.net (مسعود حسین‌زاده اصل)

43. www.m-alirezaei.com (مهدی علیرضایی)

44. www.mirjalili.net (محمدرضا میرجلیلی)

45. www.sabzsaze.com (سبزسازه)

46. t.me/Aghazadeh_civil (صمد آقازاده)

47. t.me/hoseinzadehasl (مسعود حسین‌زاده اصل)

48. t.me/costbook (رضا سلطان آبادی)

49. t.me/jafariar (احمدرضا جعفری)

50. t.me/istains (علیرضا فاروقی)

پیوست

چک لیست طراحی سازه

چک لیست نقشه سازه

چک لیست طراحی سازه

نام کارفرما:	شماره پرونده نظام:	نام محاسب:	کد کنترل کننده:

ردیف	موضوع	نظر محاسب		نظر کنترل کننده	
		انجام شده	لازم نیست	قابل قبول	غیر قابل قبول
۱-۱	خلاصه محاسبات سازه در قالب دفترچه محاسبات الکترونیک (شماره سند و نام فایل)	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۱-۲		فرم تکمیل شده چک لیست طراحی سازه	☐	☐	☐	☐
۱-۳		فرم تکمیل شده چک لیست نقشه‌های اجرایی	☐	☐	☐	☐
۱-۴		گزارش و نتایج آزمایش های ژئوتکنیک	☐	☐	☐	☐
۱-۵		فایل مدل سازه اصلی با نام main.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۶		فایل مدل سازه برای محاسبه دوره تناوب تحلیلی (در صورت نیاز) با نام period.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۷		فایل مدل سازه‌ای جهت تعیین ضریب نامعینی ρ به منظور بررسی ایجاد نامنظمی پیچشی شدید با حذف عضو بحرانی (در صورت فرض ρ=1) با نام rho-torsion-x.edb و rho-torsion-y.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۸		فایل مدل سازه‌ای جهت تعیین ضریب نامعینی ρ به منظور بررسی کاهش شدید مقاومت با حذف عضو بحرانی (در صورت فرض ρ=1) با نام rho-strength-x.edb و rho-strength-y.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۹		فایل مدل سازه کفایت قاب‌های خمشی در سیستم های دوگانه با نام frame.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۰		فایل مدل سازه کفایت دیوارهای برشی در سیستم های دوگانه با نام wall.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۱		فایل مدل سازه بدون رامپ پله nostair.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۲		فایل مدل فونداسیون با نام fond.fdb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۳		فایل طراحی دال برای طبقات متمایز (با ذکر شماره طبقه) با نام slab-story-i.fdb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۴		فایل کنترل تغییرشکل دال برای طبقات متمایز (با ذکر شماره طبقه) با نام def-story-i.fdb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۵		فایل مدل طراحی دیافراگم (در صورت نیاز) با نام diaphragm.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۶		فایل مدل سازه کفایت دیوار برشی در سیستم های با سقف دال با نام latreal.edb	☐	☐	☐	☐
۱-۱۷		فایل مدل و دفترچه محاسبات سازه نگهبان	☐	☐	☐	☐
۱-۱۸		نقشه‌های اجرایی سازه با نام str-drawing.dwg و str-drawing.pdf	☐	☐	☐	☐
۱-۱۹		تمامی فایل های مدل سازه‌ای در نرم افزار ETABS نسخه ۱۶ (یا بالاتر) و مدل های فونداسیون و سقف در نرم افزار SAFE نسخه ۱۲ ایجاد شده‌اند و در کنار تمامی فایل های مدل‌سازی، نسخه متنی آنها با پسوند e2k و s2k ارائه شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۱	فرضیات اولیه بارگذاری و تحلیل	جدول مشخصات کلی ساختمان (جدول۱-۱) و مشخصات مصالح و اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای (جدول۱-۲) در دفترچه محاسبات سازه به طور کامل تکمیل گردیده و اطلاعات وارد شده با فرضیات ارائه شده در نقشه‌های معماری و سازه هم‌خوانی دارد.	☐	☐	☐	☐
۲-۲		بخش دوم و سوم دفترچه محاسبات (محاسبه بار، نظم سازه و فرضیات لرزه‌ای) به درستی تکمیل شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۲-۳		در ساختمان های با عمق بیشتر از ۳ متر زیرزمین، دیوار حائل بتنی در نظر گرفته شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۴		انتخاب تراز پایه به درستی صورت گرفته است.	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۳-۱	تعریف پارامترها در مدل	مشخصات مصالح مصرفی برای تعریف بتن و میلگرد منطبق بر جدول ۱-۲ دفترچه محاسبات سازه می‌باشد و در نقشه‌های اجرایی نیز همین مشخصات قید گردیده است.	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۲-۳		مقطع تیرها و ستون‌های بتنی، از نظر فاصله، پوشش میلگرد و ... کنترل شده و با درنظرگیری ملاحظات فنی مرتبط در نرم افزار تعریف شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۳		نوع المان‌های سقف با توجه به نوع سقف به درستی انتخاب شده است.	☐	☐	☐	☐
۴-۳		در ساختمان‌هایی که نیاز به کنترل سختی دیافراگم می‌باشد، هندسه مقطع سقف باید به درستی وارد شده باشد.	☐	☐	☐	☐
۵-۳		مقطع و نوع المان دیوارهای برشی و حائل به درستی تعریف شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۶-۳		ضرایب اصلاح سختی و وزن مقطع در تعریف مقطع اعمال نشده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۷-۳		ضرایب جرم مؤثر لرزه‌ای به‌درستی در نرم افزار تعریف شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۸-۳		انواع و حالات بارها با توجه به کاربری موجود بر اساس جدول ۵-۱راهنما در نرم افزار تعریف شده‌اند	☐	☐	☐	☐
۹-۳		ترکیب های بارگذاری بر اساس جدول ۵- ۲تا ۵-۸ راهنما در نرم افزار تعریف شده‌اند	☐	☐	☐	☐
۱-۴	هندسه مدل	برای منظور نمودن ارتفاع سازه‌ای طبقات، هماهنگی‌های لازم با مهندس معمار در مورد ضخامت‌های کف سازی و ارتفاع مفید طبقات و ... صورت گرفته است.	☐	☐	☐	☐
۲-۴		موقعیت و نام‌گذاری محورهای سازه‌ای در مدل دقیقاً منطبق بر نقشه‌های معماری می‌باشد. بدین منظور انطباق آکس بین ستون‌های نهایی شده سازه و موقعیت آنها در پلان‌های معماری باید وجود داشته باشد.	☐	☐	☐	☐
۳-۴		محدوده سقف، بازشوها و داکت ها و سایر موارد معماری در تمام طبقات باید دقیقاً با نقشه‌های معماری و تاسیسات تطابق داشته باشد.	☐	☐	☐	☐
۴-۴		بازشوهایی که در نحوه توزیع بار مؤثرند و بازشوهای با ابعاد بزرگتر از ۱۰۰ سانتیمتر، و همچنین داکتهای نزدیک ستون و دیوار برشی با هر اندازه، در مدل دیده شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۵-۴		در مورد طبقه خرپشته، محدوده سقف، ارتفاع طبقه و وجود یا عدم وجود بازشو آسانسور در سقف باید مشخص باشد.	☐	☐	☐	☐
۶-۴		در سقف‌هایی که نیروهای محوری دیافراگم در اطراف دیوار برشی قابل ملاحظه است، تیر داخل دیوار برشی در تراز طبقه مدل شده و به منظور حذف اثر مضاعف سختی خمشی، این تیر به صورت دوسر مفصل است.	☐	☐	☐	☐
۷-۴		تیر نیم طبقه، رمپ پله و دالهای پاگرد ایستگاه پله، ستونک و یا پدستال بتنی و یا آویز سازه‌ای، در نرم افزار مدل شده است. در صورت عدم مدلسازی این اجزا، ملاحظات پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ در مورد جزئیات اجرایی و محاسباتی به صورت جداگانه و مستدل ارائه شده است. (با توجه به ابهامات نظری و مشکلات اجرایی موجود در این رابطه، توصیه اکید می گردد که سیستم پلکان در سازه مدل شود.)	☐	☐	☐	☐
۸-۴		در زیر دیوارهای سنگین که مستقیماً روی سقف اجرا می شوند، به منظور انتقال مناسب نیروی وارده، تیر مدل شده است.	☐	☐	☐	☐
۹-۴		در کف های تیرچه بلوک که بار پارکینگ را تحمل می کنند، ضخامت دال روی بلوک‌ها حداقل ۷ سانتیمتر منظور شده است یا محاسبات کفایت ضخامت ارائه گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۴	هندسه مدل	مش زدن المان های صفحه ای مانند دال‌های با رفتار Shell، دیوارهای برشی و حائل به درستی انجام شده است.	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۱۱-۴		اتصال و یکسان سازی گره‌های المان‌های مش سقف و دیوار و ستون به منظور انتقال درست نیروها انجام شده است. (مخصوص سقف ها و دیوارهای مش زده شده)	☐	☐	☐	☐
۱۲-۴		در انتخاب جهت تیرچه ریزی در سقف های تیرچه ای ملاحظاتی همچون نسبت عرض به طول چشمه، طول تیرچه، مورب بودن تیرها، جهت داکتها، و ... لحاظ گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۵	اختصاص پارامترها به اعضای سازه‌ای	در اختصاص مقاطع ستون‌ها، ملاحظات فنی و اجرایی از جمله عدم تنوع زیاد قالب بندی، تیپ کردن مقاطع در ارتفاع، عدم کاهش ناگهانی ابعاد ستون در طبقات، عرض کافی ستون‌های لبه برای مهار میلگردهای خمشی تیر، و ... لحاظ شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۵		در اختصاص مقاطع تیرها، ملاحظات فنی و اجرایی از جمله ۱-توجه به ارتفاع مفید طبقه، ۲-عدم تنوع آویز تیرها در طبقه، ۳-عرض کافی تیر برای جادادن میلگردهای خمشی، ۴-عمق کافی تیرهای طبقه آخر برای مهار میلگردهای ستون، ۵-شانه گیر نبودن تیر کنار پله و ... لحاظ شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۵		در اختصاص مقاطع دیواربرشی ملاحظات فنی و اجرایی از جمله سهولت قالب بندی ستون‌های چسبیده به دیوار، ترجیحاً عدم تغییر ضخامت دیوار در ارتفاع، توجه به تراکم میلگردها مخصوصاً در ناحیه المان مرزی، رعایت ضوابط ابعادی طرح لرزه‌ای و ... لحاظ شده است.	☐	☐	☐	☐
۴-۵		در اختصاص مقاطع سقف، به حداقل ضخامت دال‌های یکطرفه و دوطرفه توجه شده و در غیر این صورت تغییرشکل های دال به طور دقیق بررسی شده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۵		ضرایب کاهش سختی ستون‌ها و تیرها بر اساس جدول ۶-۱ راهنما برداشت شده و مطابق آن به تمامی تیرها و ستون‌ها مرتبط اعمال گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۶-۵		ضریب کاهش سختی پیچشی برای تیرهای معین پیچشی برابر ۱ منظور شده است. و برای سایر تیرها به گونه است که ضوابط ۶-۱ راهنما را برآورده سازد.	☐	☐	☐	☐
۷-۵		ضرایب کاهش سختی محوری و خمشی دیوارهای برشی و ستون‌های چسبیده به آنها بر اساس جدول ۶-۲راهنما اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۸-۵		ضرایب کاهش سختی محوری و خمشی دیوارهای حائل بر اساس جدول ۶-۲ راهنما اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۹-۵		ضرایب کاهش سختی محوری و خمشی سقف‌های دال با توجه به نوع رفتار المان (shell یا memebrane) و نوع سیستم باربر جانبی مطابق بند ۶-۴ راهنما انتخاب و به سقف ها اعمال گردیده است	☐	☐	☐	☐
۱۰-۵		نواحی صلب انتهایی (end length offset) و rigid zone factor به درستی اختصاص داده شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۱-۵		دیافراگم کف به ترازهای مختلف، در صورتی که شرایط دیافراگم وجود داشته باشد، اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۲-۵		به دلیل پدیده backstay effect در ساختمانی‌های که دارای طبقات منفی و دیوار حائل هستند، بجای دیاقراگم صلب، دیافراگم نیمه صلب به کف‌های متصل به دیوار حائل اختصاص داده شده است.	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۱-۶	بارگذاری و تحلیل	بارهای مرده و زنده کف طبقات و بام بر اساس کاربری مطابق جدول ۲-۱ دفترچه محاسبات به کف‌ها اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۲-۶		بار دیوارهای پیرامونی با توجه به ارتفاع طبقه و نوع نما از نظر ضخامت پوشش، نما یا غیر نما، مقدار بازشو و ... با توجه به جدول ۲-۲و ۲-۳ دفترچه محاسبات به تیرهای مربوطه اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۶		بار دیوارهای پیرامون دستگاه پله و بین واحدها، دیوارهای خرپشته و سایر نواحی که دیوار سنگین اجرا می شود، به تیرهای زیر دیوار اعمال گردیده است. (زیر دیوارهای سنگین که وسط سقف اجرا می شوند، باید تیر سازه‌ای مدل شود)	☐	☐	☐	☐
۴-۶		بار زلزله قائم سطحی و خطی (به کفها و تیرها) در مواردی که مورد نیاز است، طبق جدول ۳-۵ دفترچه محاسبات محاسبه شده و در نواحی مرتبط در تمام طبقات اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۵-۶		بار اصلاح جرم لرزه‌ای (MASS) برای بام و طبقاتی که اختلاف ارتفاع دارند، به طور جداگانه برای دیوارهای پیرامونی و بار معادل تیغه بندی به تیرها و کف‌های مرتبط اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۶-۶		بار آسانسور، تاسیسات مکانیکی بام و موتورخانه با توجه به چیدمان و وزن آنها که در نقشه‌های تاسیسات مکانیکی آمده است با هماهنگی طراح معمار و مکانیک اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۷-۶		در صورت اجرای روف گاردن و ... در بام، بارهای مربوطه با توجه به چیدمان مورد نظر معمار به سازه اعمال گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۸-۶		در صورت استفاده از قسمتی از سقف زیرزمین به عنوان کف حیاط، بارهای کفسازی و محوطه سازی و احتمالا بارهای ترافیک و ماشین آتش نشانی و ... لحاظ گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۹-۶		بارهای جانبی خاک وارد بر دیوار حائل (استاتیکی و در صورت نیاز دینامیکی) اعمال گردیده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۶		ضرایب بارهای ثقلی جهت تحلیل P- Δ به‌درستی اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۷	کنترل نتایج تحلیل	نسبت $\Delta max/\Delta avg$ بحرانی با درنظرگیری ضریب بزرگنمایی برون مرکزی اتفاقی Aj=1 در جدول ۴-۱ دفترچه محاسبات ارائه شده و وضعیت نامنظمی پیچشی سازه مشخص شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۷		نسبت u_{avg}/u_{max} برای حالات مختلف بار زلزله در جدول ۴-۲ دفترچه محاسبات ارائه شده و با توجه به آن مقدار ضریب بزرگنمایی برون مرکزی اتفاقی به زلزله های مربوطه اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۳-۷		تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در هر دو راستا بر اساس جدول ۴-۳ دفترچه محاسبات کنترل گردیده و در حد مجاز می‌باشد. (کنترل بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی معادل می‌باشد)	☐	☐	☐	☐
۴-۷		عرض درز انقطاع بر اساس محاسبات جدول ۴-۴ دفترچه محاسبات کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۷		در صورت مدل کردن تیرهای مخفی و یا none در بعضی از نواحی سقف deck، توزیع نیروها در سقف کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۶-۷		در صورت فرض ρ=1، برای سازه های نامنظم بر اساس توضیحات بند ۸-۱راهنما، فایلهای مدل سازه‌ای به منظور بررسی ایجاد نامنظمی پیچشی شدید و کاهش مقاومت جانبی با حذف عضو بحرانی، با نام rho-torsion.edb و rho-strength.edb ایجاد و صحت فرض کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۷-۷		در صورت عدم به کارگیری اثر زلزله متعامد (قاعده ۱۰۰-۳۰) در ترکیبات بارگذاری، محاسبات لازم جهت کنترل مربوط به نسبت نیرو به ظرفیت ستون تحت بارمحوری فشاری ارائه شده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۸	قاب‌های طراحی	آیین نامه طراحی برای قاب و دیواربرشی، ACI318-14 یا ACI318-19 انتخاب شده است.	☐	☐	☐	☐

۲-۸		تنظیمات پارامترهای طراحی نرم افزار، شکل پذیری تیرها و ستون‌ها با توجه به فرضیات طراحی در تنظیمات نرم افزار تعریف شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۸		درصد آرماتورهای طولی تیر برای سهولت اجرا و جلوگیری از تجمع میلگرد ترجیحاً به ۱.۲ درصد محدود شده است.	☐	☐	☐	☐
۴-۸		نام‌گذاری و اختصاص برچسب (pier , spandrel) مربوط به هر دیوار و پایه های کناری بازشو و تیرهای همبند بر اساس ملاحظات بند ۱۰-۶-۱ راهنما به درستی اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۸		میزان ترک خوردگی و ضرایب سختی محوری و خمشی دیوار و ستون‌های چسبیده به آن مجددا کنترل و طبق بند ۶-۲ راهنما اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۶-۸		ضریب کاهش مقاومت برشی دیوار مطابق بند ۱۰-۴ راهنما اصلاح شده است. (در صورتی که این ضریب بیش از 0.25 منظور گردیده است، جزئیات محاسبات مربوطه ارائه گردد)	☐	☐	☐	☐
۷-۸		هندسه و جزئیات آرماتورگذاری دیوارهای برشی و ستونهای چسبیده به آن به طور مناسب در section designer تعریف شده و در صورت تغییر مقطع دیوار یا ستون مجددا اصلاح شده است.	☐	☐	☐	☐
۸-۸		مقدار آرماتورهای قائم دیوار برشی و کفایت آنها (نسبت نیرو به مقاومت) برای دیوارها کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۹-۸		درصد آرماتورهای قائم دیوار در طول دیوار و در محل المان مرزی طبق توضیحات راهنما نسبت به حد مجاز کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۸		مقاومت برشی و مقدار میلگردهای مورد نیاز افقی تمامی دیوارها کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۹	کنترل کفایت قاب و دیوار در سیستم دوگانه	برای کنترل کفایت مقاومت لرزه‌ای قاب‌ها در سیستم دوگانه، مطابق بند ۷-۴-۱ راهنما فایل جداگانه‌ای به نام frame.edb ایجاد شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۹		مقاطع و آرماتورهای تیرها و ستونها در فایل مذکور مجددا کنترل شده و در صورتی که تعدادی از ستون‌ها جوابگو نمی باشند، باید مقطع قوی تر جایگزین شده و در فایل اصلی نیز اصلاح گردد.	☐	☐	☐	☐
۳-۹		مقدار سطح مقطع آرماتور تیرها نسبت به فایل اصلی مقایسه شده و در صورتی که در بعضی از تیرها افزایش یافته باشد، باید در نقشه‌های اجرایی، این مقادیر ملاک عمل قرار گیرد.	☐	☐	☐	☐
۴-۹		برای کنترل کفایت مقاومت لرزه‌ای دیوارهای برشی در سیستم دوگانه، در صورت نیاز فایل جداگانه ای به نام wall.edb ایجاد شده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۹		نسبت نیرو به مقاومت خمشی در فایل جدید کنترل شده و اگر تعدادی از دیوارها جوابگو نمی باشند، باید مقطع و میلگردهای جدید جایگزین شده و تغییرات انجام شده در فایل اصلی نیز اعمال شده است.	☐	☐	☐	☐
۶-۹		مقدار سطح مقطع آرماتورهای افقی نسبت به فایل اصلی مقایسه شده و اگر در تعدادی از دیوارها افزایش یافته باشد، باید در نقشه‌های اجرایی، این مقادیر ملاک عمل قرار گیرد.	☐	☐	☐	☐
۱-۱۰	تحلیل دینامیکی	لزوم یا عدم لزوم اعمال تحلیل دینامیکی با توجه به جدول ۳-۳ دفترچه محاسبات کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۱۰		تابع طیف بازتاب ساختمان (B) با توجه به نوع خاک پروژه در نرم افزار به صورت دستی تعریف شده و با طیف آیین نامه کنترل گردیده است.	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب		نظر کنترل کننده	
			انجام شده	لازم نیست	قابل قبول	غیر قابل قبول
۳-۱۰	تحلیل دینامیکی	نتایج نسبت جرم مؤثر مودی حاصل از تحلیل مودال جهت بررسی مشارکت مودها و کفایت تعداد آنها در دفترچه محاسبات ارائه گردیده است و کفایت تعداد مودهای تحلیل مودال کنترل گردیده است.	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۴-۱۰		مقادیر برش پایه استاتیکی و دینامیکی طیفی در هر دو راستای ساختمان در جدول ۵-۲ دفترچه محاسبات ارائه گردیده و همپایگی برش پایه دینامیکی کنترل گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۱۰		مقدار برون مرکزی اتفاقی بارهای تحلیل طیفی با توجه به ضریب بزرگنمایی مربوطه به درستی وارد شده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۱۱	مدلسازی دال در ETABS	سیستم باربر جانبی مناسب بر اساس توضیحات بند ۱۱-۱ راهنما منظور شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۱۱		انتخاب نوع المان از نظر رفتاری و همچنین مش بندی (درصورت نیاز) به درستی انجام شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۱۱		داکت‌ها و بازشوها با توجه به نقشه‌های معماری و مکانیک در مدل سازه‌ای دال لحاظ شده است.	☐	☐	☐	☐
۴-۱۱		ضرائب کاهش سختی دال برای محاسبه زمان تناوب تحلیلی و کنترل جابجایی نسبی طبقات مطابق بند ۱۱-۱ راهنما درنظر گرفته شده است	☐	☐	☐	☐
۵-۱۱		ضرائب کاهش سختی دال برای طراحی سیستم باربر جانبی در فایل lateral.edb مطابق بند ۱۱-۱ و جدول ۱۱-۲ منظور شده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۱۲	مدلسازی دال در SAFE	برای انتقال نیروها از ETABS به SAFE گزینه سوم انتخاب شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۱۲		بارهای ثقلی پس از ترسیم دال، بر روی آن اعمال شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۳-۱۲		تغییرشکل های نقطه ای ناشی از بار ثقلی در محل اتصال دال به ستون، (منتقل شده از ETABS) حذف گردیده اند.	☐	☐	☐	☐
۴-۱۲		ضرایب ترک خوردگی دال جهت طراحی، مطابق جدول ۶-۱ راهنما منظور شده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۱۲		تحلیل به صورت سه بعدی بوده و یا اگر دو بعدی است المان دیوار مدل نشده است.	☐	☐	☐	☐
۶-۱۲		در محل ستون و دیوار المان stiff اضافه شده است.	☐	☐	☐	☐
۷-۱۲		ترکیب های بارگذاری مطابق جدول ۵-۲ راهنما لحاظ شده است.	☐	☐	☐	☐
۸-۱۲		عرض نوارهای طراحی و موقعیت آن‌ها ترسیم شده است.	☐	☐	☐	☐
۹-۱۲		آرماتور حداقل مطابق با راهنما منظور شده است. این آرماتور حداقل باید در هر وجه کششی قرار گیرد و مربوط به مجموع آرماتور دو وجه نیست.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۱۲		ضخامت دال و قطر و تعداد میلگردها به گونه ای انتخاب شده است که در مقاطع بحرانی حداقل فاصله مجاز میلگردها از یکدیگر رعایت می شود.	☐	☐	☐	☐
۱۱-۱۲		نوع ستونها از نظر موقعیت (لبه، وسط و گوشه) به نرم افزار معرفی شده و محیط پانچ برای هر ستون مخصوصاً ستون‌های لبه و گوشه کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۲-۱۲		مقاومت برش پانچ دال در موارد اتصال دال تخت به ستون و دیوار برشی، کنترل شده و در صورت نیاز آرماتور پانچ تعبیه شده است و یا با به کاربردن پهنه، ضخامت دال در این نواحی افزایش یافته است.	☐	☐	☐	☐
۱۳-۱۲		مقاومت برش یک طرفه دال و تیرچه ها در محل اتصال به تیرها کنترل شده و در صورت نیاز آرماتور برشی تعبیه شده است.	☐	☐	☐	☐
۱-۱۳	تغییر شکل دال و تیرها در بهسازی	مدل جدیدی ساخته شده و برای انتقال نیروها از ETABS به SAFE گزینه دوم انتخاب شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۱۳		بارهای ثقلی پس از ترسیم دال، بر روی آن اعمال شده‌اند. (شامل بارهای کف و دیوارها)	☐	☐	☐	☐

ردیف	موضوع		نظر محاسب		نظر کنترل کننده	
			انجام شده	لازم نیست	قابل قبول	غیر قابل قبول
۳-۱۳	ضرایب ترک خوردگی دال جهت کنترل تغییرشکل، مطابق بند ۱۲-۲-۲ راهنما منظور شده است.		☐	☐	☐	☐
۴-۱۳	انواع تحلیل جهت محاسبه تغییرشکل آنی و درازمدت و همچنین ترکیب بارهای لازم مطابق بندهای ۱۲-۲-۳ یا ۱۲-۲-۴ راهنما لحاظ شده است.		☐	☐	☐	☐
۵-۱۳	مقادیر حداکثر تغییرشکل تیرها و دال بر اساس ترکیب بار بحرانی، برای دهانه های مختلف برداشت شده و با مقدار مجاز مطابق بند ۱۲-۲-۵ راهنما کنترل شده و در دفترچه محاسبات ارائه گردیده‌اند.		☐	☐	☐	☐
۱-۱۴	برای انتقال نیروها از ETABS به SAFE گزینه دوم انتخاب شده است.	مدلسازی شالوده در SAFE	☐	☐	☐	☐
۲-۱۴	شالوده های نواری به صورت نوارهای متعامد ترسیم شده‌اند (از رسم شالوده گسترده و ایجاد بازشو در آن برای ایجاد شالوده نواری خودداری شده است.)		☐	☐	☐	☐
۳-۱۴	بارهای ثقلی با توجه به ضخامت و نوع کفسازی و دیوارها، بر روی شالوده اعمال شده‌اند.		☐	☐	☐	☐
۴-۱۴	ضرایب ترک خوردگی شالوده جهت طراحی، مطابق راهنما منظور شده است.		☐	☐	☐	☐
۵-۱۴	ضریب عکس العمل بستر (ks) با توجه به نتایج آزمایش خاک و جدول ۶-۱ دفترچه محاسبات به زیر شالوده اعمال شده است.		☐	☐	☐	☐
۶-۱۴	در محل ستون و دیوار المان stiff اضافه شده است.		☐	☐	☐	☐
۷-۱۴	مدلسازی چاله آسانسور با توجه به اختلاف تراز آن با شالوده مطابق بند ۱۳-۳-۱ راهنما صورت گرفته است.		☐	☐	☐	☐
۸-۱۴	در شالوده های دارای اختلاف تراز، مدلسازی مطابق بند ۱۳-۳-۲ راهنما انجام شده است.		☐	☐	☐	☐
۹-۱۴	نوع و ترکیب‌های بارگذاری جهت کنترل تنش خاک زیر شالوده مطابق جدول ۵-۴ یا ۵-۵ راهنما لحاظ شده‌اند.		☐	☐	☐	☐
۱۰-۱۴	نوع و ترکیب های بارگذاری جهت طراحی سازه‌ای شالوده مطابق جدول ۵-۲ یا ۵-۳ راهنما لحاظ شده است.		☐	☐	☐	☐
۱۱-۱۴	حالت تحلیل، سه بعدی بوده و در صورت مدلسازی دیوارها و ستون‌ها روی شالوده، نیروها و لنگرهای ناپایدارکننده انتهای آزاد این اعضا حذف گردیده اند.		☐	☐	☐	☐
۱۲-۱۴	تنش های مجاز خاک بر اساس معیارهای نشست و گسیختگی با توجه به نتایج گزارش خاک و توضیحات بند ۱۳-۴ راهنما، در جدول۶-۲ دفترچه محاسبات، ارائه شده و کنترل تنش خاک زیر شالوده طبق این جدول انجام شده است.		☐	☐	☐	☐
۱۳-۱۴	بلند شدگی شالوده بر اساس ترکیب بارهای غیرخطی کنترل شده است.		☐	☐	☐	☐
۱۴-۱۴	عرض نوارهای طراحی و موقعیت آن‌ها منظور شده است.		☐	☐	☐	☐
۱۵-۱۴	آرماتور حداقل مطابق با بند ۱۳-۵-۱راهنما لحاظ گردیده است.		☐	☐	☐	☐
۱۶-۱۴	ضخامت دال و قطر و تعداد میلگردها به گونه ای انتخاب شده است که در مقاطع بحرانی حداقل فاصله مجاز میلگردها از یکدیگر رعایت می شود. در صورت گروه میلگرد، اثر آن در طول مهاری و عمق مؤثر خمش دیده شده است.		☐	☐	☐	☐

ردیف	موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۱-۱۶	کنترل نقشه: تعداد، قطر و محدوده میلگردهای فونداسیون در نقشه و مدل کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۲-۱۶	کنترل نقشه: در تعیین طول آرماتورهای تقویتی شالوده، طول مهاری به نقطه قطع تئوریک مخصوصاً در میلگردهای فوقانی در نواحی ستون و دیوار برشی اضافه شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۱۶	کنترل نقشه: جهت ستونها، ابعاد مقاطع ستون و موقعیت آنها در تمام طبقات با فایل مدلسازی انطباق دارد.	☐	☐	☐	☐
۴-۱۶	کنترل نقشه: محدوده سقف، محدوده بازشوها و موقعیت آنها در تمام طبقات با فایل مدلسازی انطباق دارد.	☐	☐	☐	☐
۵-۱۶	کنترل نقشه: ارتفاع مفید طبقات با توجه به آویز تیرها و ضخامت کفسازی کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۶-۱۶	کنترل نقشه: عرض ستونهای کناری، و عمق تیر طبقه آخر از نظر ایجاد طول کافی برای مهار میلگردهای خمشی اعضای متصل به آنها کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۷-۱۶	کنترل نقشه: مقطع ستونها، میلگردهای طولی و پوشش بتنی روی میلگردها در نقشه با فایل مدلسازی انطباق دارد. (در سیستم های دوگانه با هر دو فایل main و frame کنترل شده است)	☐	☐	☐	☐
۱-۱۵	در ساختمان‌هایی که نیاز به کنترل سختی دیافراگم می‌باشد، هندسه مقطع سقف باید به درستی وارد شده باشد.	☐	☐	☐	☐
۲-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: کنترل و طراحی دیافراگم برای کف روی دیوار حائل انجام شده است.	☐	☐	☐	☐
۳-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: کنترل و طراحی دیافراگم برای کف طبقاتی که دارای دهانه های بلند (بیش از ۱۰ متر) و یا دارای بازشوهای بزرگ یا نامنظم یا نزدیک به هم هستند، انجام شده است.	☐	☐	☐	☐
۴-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: کنترل و طراحی دیافراگم برای سازه های با نامنظمی هندسی و نامنظمی خارج از صفحه، نامنظمی دیافراگم و نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی، انجام شده است.	☐	☐	☐	☐
۵-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: فایل جدیدی به نام diaphragm ساخته شده و ملاحظات فصل ۱۴ راهنما در آن اعمال گردیده است	☐	☐	☐	☐
۶-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: در سقف های تیرچه بلوک، هندسه مقطع سقف به صورت توپر با بتن بی وزن تعریف شده است.	☐	☐	☐	☐
۷-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: سختی محوری سقف های دال و دال مجوف و وافل به تناسب سطح توپر آنها در مقطع اصلاح شده است	☐	☐	☐	☐
۸-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: تیرهایی که به سقف وصل نیستند (مانند تیرهای کنار رمپ، دستگاه پله)، بر اساس نیروی محوری فشاری و کششی به وجود آمده در آنها طراحی شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۹-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: اجزای جمع کننده (collector) در راستای دیواربرشی، آرماتورهای دوخت و همچنین تیر کنار دستگاه پله از نظر مقاومت محوری در مقابل نیروهای صفحه دیافراگم طبق بند ۱۴-۵-۱ راهنما طراحی شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۱۵	کنترل و طراحی دیافراگم: اجزای لبه ای (chord) و لبه های مرزی پیرامون بازشوهای بزرگ کف، طبق بند ۱۴-۵-۲ تا ۱۴-۵-۳ راهنما طراحی شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۱۷-۱۴	مدلسازی شالوده در SAFE: نوع ستونها از نظر موقعیت (لبه، وسط و گوشه) به نرم افزار معرفی شده و محیط پانچ برای هر ستون مخصوصاً ستونهای لبه و گوشه کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۸-۱۴	مدلسازی شالوده در SAFE: مقاومت برش پانچ شالوده در اطراف ستون و دیوار برشی، کنترل شده و در صورت نیاز، آرماتور پانچ تعبیه شده است و یا با به کاربردن پهنه، ضخامت شالوده در این نواحی افزایش یافته است.	☐	☐	☐	☐
۱۹-۱۴	مدلسازی شالوده در SAFE: برش یکطرفه شالوده به ویژه در نوارهای با عرض کم و نیز نوارهای متصل به دیوارهای برشی کنترل گردیده و در صورت نیاز آرماتور برشی تعبیه شده است.	☐	☐	☐	☐

۸-۱۶	کنترل نقشه	مقطع تیرها، میلگردهای طولی و پوشش بتنی روی میلگردها در نقشه با فایل مدلسازی انطباق دارد. (در سیستم های دوگانه با هر دو فایل main و frame کنترل شده است)	☐	☐	☐	☐
۹-۱۶		مقدار آرماتور عرضی تیرها (خصوصا تیرهای کوتاه) و ستون‌های کوتاه ارائه شده در نقشه با نتایج نرم افزار کنترل گردیده است.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۱۶		آرایش و مقدار آرماتورگذاری عرضی در ناحیه بحرانی ستون‌ها و تیرها با توجه به شکل پذیری انتخاب شده برای سازه بر اساس بند ۹-۳ و ۹-۴ راهنما رعایت شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۱-۱۶		در خصوص مهار میلگردهای ستون در تیر یا سقف طبقه آخر، در نقشه‌ها به صورت واضح قید شود که حتماً میلگردها باید خم شوند و یا اینکه در پدستال بتنی مهار گردند.	☐	☐	☐	☐
۱۲-۱۶		موقعیت وصله همپوشانی در ستون‌ها برای شکل پذیری متوسط ترجیحاً و برای شکل پذیری ویژه اجباراً در ناحیه وسط ستون است.	☐	☐	☐	☐
۱۳-۱۶		موقعیت وصله همپوشانی در تیرها به گونه است که خارج از ناحیه بحرانی تیر قرار دارد.	☐	☐	☐	☐
۱۴-۱۶		آرماتور گونه برای تیرهای با عمق بیشتر از ۹۰ سانتیمتر لحاظ شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۵-۱۶		آرماتورهای طولی و عرضی پیچشی در تیرها به طور جداگانه محاسبه شده و به آرماتورهای موجود خمشی و برشی اضافه شده‌اند.	☐	☐	☐	☐
۱۶-۱۶		فاصله میلگردهای طولی تیر به ویژه در محل اتصال به ستون با توجه به موقعیت و تراکم میلگردهای ستون، کنترل شده و در صورت عدم رعایت حداقل فاصله میلگردها به صورت گروه میلگرد در آمده اند. آرایش میلگردها در مقطع نشان داده شده است و اثرات گروه میلگرد در طراحی مقطع دیده شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۷-۱۶		جزئیات خم میلگردهای طولی تیرها در ستون‌ها به صورت واضح نشان داده شده و با توجه به تراکم میلگردها در بعضی از ستون‌های گوشه تدابیر لازم جهت کاهش مشکلات اجرایی ارائه شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۸-۱۶		در مواردی که تغییر عرض و یا ارتفاع در تیرهای پیوسته وجود دارد، جزئیات آرماتورگذاری به صورت اختصاصی برای هر مورد ارائه شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۹-۱۶		مقطع و جزئیات آرماتورگذاری قائم و افقی دیوارهای برشی برای همه دیوارها کنترل شده و منطبق با مدل می‌باشد. (در سیستم های دوگانه، با هر دو فایل main و wall کنترل شده است)	☐	☐	☐	☐
۲۰-۱۶		تعداد، قطر و محدوده میلگردهای فونداسیون در نقشه و مدل کنترل شده است.	☐	☐	☐	☐
۲۱-۱۶		در تعیین طول آرماتورهای تقویتی شالوده، طول مهاری به نقطه قطع تئوریک مخصوصاً در میلگردهای فوقانی در نواحی ستون و دیوار برشی اضافه شده است.	☐	☐	☐	☐

چک لیست نقشه سازه

نام کارفرما:	شماره پرونده نظام:	نام محاسب:	کد کنترل کننده:

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۱-۱	کلیات	توضیحات عمومی (شامل کلیات، ملاحظات فنی آرماتوربندی، قالب بندی، قالب برداری، نمونه گیری و ...)	☐	☐	☐	☐
۱-۲	کلیات	جدول مشخصات پروژه (مطابق جدول ۱-۱ دفترچه محاسبات سازه)	☐	☐	☐	☐
۱-۳	کلیات	جدول مشخصات مصالح و عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای (مطابق جدول ۱-۲ دفترچه محاسبات سازه)	☐	☐	☐	☐
۱-۴	کلیات	جدول مشخصات خاک و وضعیت هم جواری ها (مطابق جدول ۱-۵ دفترچه محاسبات سازه)	☐	☐	☐	☐
۱-۵	کلیات	جدول خم، طول مهاری و طول وصله هم پوشانی میلگردها	☐	☐	☐	☐
۲-۱	سازه نگهبان	پلان موقعیت گود و وضعیت همجواری ها و نیز مشخصات ساختمانهای مذکور (تعداد طبقات و تراز و محدوده زیرزمین) و عمق خاکبرداری	☐	☐	☐	☐
۲-۲	سازه نگهبان	پلان موقعیت سازه های خرپایی (موقعیت ستونها و دیوارهای برشی سازه اصلی نیز مشخص باشد)	☐	☐	☐	☐
۲-۳	سازه نگهبان	نما و جزئیات دقیق اعضاء و اتصالات و جوشهای سازه نگهبان	☐	☐	☐	☐
۲-۴	سازه نگهبان	توضیحات اجرایی و ملاحظات فنی	☐	☐	☐	☐
۳-۱	فونداسیون	نقشه محدوده زمین به همراه محدوده و تراز خاکبرداری، هماهنگ با نقشه‌های مصوب معماری	☐	☐	☐	☐
۳-۲	فونداسیون	نقشه قالب بندی فونداسیون و محل استقرار و ابعاد چاله آسانسور و سایر بازشوهای ضروری در فونداسیون	☐	☐	☐	☐
۳-۳	فونداسیون	پلان آرماتور گذاری سراسری تحتانی و فوقانی به همراه موقعیت وصله میلگردها	☐	☐	☐	☐
۳-۴	فونداسیون	پلان آرماتورگذاری عرضی در فونداسیون های نواری	☐	☐	☐	☐
۳-۵	فونداسیون	پلان آرماتورگذاری تقویتی تحتانی و فوقانی (به صورت مجزا) به همراه نام گذاری مقاطع	☐	☐	☐	☐
۳-۶	فونداسیون	مقطع فونداسیون در تمام مقاطع دارای میلگرد تقویتی با جزئیات آرماتورگذاری و تراز زیر و روی فونداسیون و کف معماری	☐	☐	☐	☐
۳-۷	فونداسیون	مقطع و جزئیات آرماتورگذاری فونداسیون در محل چاله آسانسور و نقاط دارای اختلاف سطح	☐	☐	☐	☐
۳-۸	فونداسیون	پلان قطع بتن در فونداسیون های با حجم بتن ریزی زیاد	☐	☐	☐	☐
۴-۱	سقف و دیوار	پلان جانمایی ستون، دیوار حائل، دیوار برشی، ریشه پله روی فونداسیون (مطابق نقشه مصوب معماری با همان محوربندی و در نظرگیری درز انقطاع، تمام ستونهای خارج از محور باید محوربندی شود)	☐	☐	☐	☐
۴-۲	سقف و دیوار	پلان جانمایی ستون و دیوار برشی در طبقاتی که تغییر مقطع رخ می دهد (هماهنگ با نقشه مصوب معماری)	☐	☐	☐	☐
۴-۳	سقف و دیوار	مقطع و نمای دیوار حائل و دیوار برشی (در صورت وجود) با جزئیات آرماتورگذاری	☐	☐	☐	☐
۴-۴	سقف و دیوار	شامل: تراز معماری و سازه‌ای طبقات، ارتفاع بتن ریزی دیوار تا زیر عمیق ترین تیر متصل به آن، جزئیات میلگردهای قائم و افقی، تنگها و سنجاقی ها، محل وصله، جزئیات آرماتورگذاری المان مرزی	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب: انجام شده	نظر محاسب: لازم نیست	نظر کنترل کننده: قابل قبول	نظر کنترل کننده: غیر قابل قبول
۴-۴	ستون و دیوار	جزئیات آرماتورگذاری تیرهای همبند شامل آرماتورهای قطری، ویژه و ... در دیوارهای برشی دارای بازشو	☐	☐	☐	☐
۴-۵	ستون و دیوار	مقطع و نمای ستونها با جزئیات آرماتورگذاری شامل: تراز معماری و سازه‌ای طبقات، ارتفاع خالص ستون تا زیر عمیق ترین تیر متصل به آن، جزئیات میلگردهای طولی و عرضی، محل وصله، جزئیات تغییر مقطع در نما، مقطع آرماتورگذاری در محل وصله	☐	☐	☐	☐
۵-۱	تیرها	پلان تیرریزی طبقات به صورت مجزا (شامل محدوده سقف، داکتها و بازشوها هماهنگ با نقشه‌های معماری و مکانیک، نامگذاری تیرها، ابعاد قالب بندی تیرها)	☐	☐	☐	☐
۵-۲	تیرها	پلان آرماتورگذاری تقویتی تیرها در طبقات	☐	☐	☐	☐
۵-۳	تیرها	نمای کلیه تیرها به تفکیک طبقات (شامل جزئیات آرماتورگذاری، موقعیت وصله میلگردهای طولی، مقطع آرماتورگذاری تیر در محل میلگردهای تقویتی) توضیح: تاثیر موقعیت میلگردهای ستون و تداخل آن با میلگردهای تیر باید منظور شود. بدین منظور میلگردهای تقویتی تیر باید به صورت گروه میلگرد و روی هم اجرا شده و تاثیر آن در طراحی دیده شود	☐	☐	☐	☐
۶-۱	سقف تیرچه ای و وافل	پلان محدوده و نامگذاری تیرچه ها، ضخامت سقف، محدوده سقف، داکتها و بازشوها هماهنگ با نقشه‌های معماری و مکانیک	☐	☐	☐	☐
۶-۲	سقف تیرچه ای و وافل	پلان موقعیت قرارگیری تیرچه ها و بلوک ها (قالب ها)	☐	☐	☐	☐
۶-۳	سقف تیرچه ای و وافل	پلان مقدار پیش خیز تیرها و سقفها در دهانه های بالاتر از ۶ متر	☐	☐	☐	☐
۶-۴	سقف تیرچه ای و وافل	جزئیات آرماتورگذاری تیرچه ها و سقف در سقف های تیرچه ای (شامل آرماتورهای طولی تحتانی و فوقانی، برشی، اودکا، ممان منفی، حرارتی و ...)	☐	☐	☐	☐
۶-۵	سقف تیرچه ای و وافل	جزئیات آرماتورگذاری تقویتی تحتانی و فوقانی، پانچ، ویژه و ... در سقف های وافل	☐	☐	☐	☐
۷-۱	سقف دال توپر و مجوف	توضیحات اختصاصی سقف های مجوف به نقشه‌ها اضافه گردد.	☐	☐	☐	☐
۷-۲	سقف دال توپر و مجوف	پلان موقعیت بلوکها یا قالبها و محدوده ناحیه توپر در سقفهای دال مجوف، مقطع سقف	☐	☐	☐	☐
۷-۳	سقف دال توپر و مجوف	پلان مقدار پیش خیز تیرها و سقفها در دهانه های بالاتر از ۶ متر	☐	☐	☐	☐
۷-۴	سقف دال توپر و مجوف	پلان آرماتورگذاری اصلی در دو جهت اصلی، در سفره های بالا و پایین به همراه ضخامت سقف، محدوده سقف، داکتها و بازشوها هماهنگ با نقشه‌های معماری و مکانیک	☐	☐	☐	☐
۷-۵	سقف دال توپر و مجوف	جزئیات آرماتورگذاری تقویتی تحتانی و فوقانی، پانچ، ویژه و ...	☐	☐	☐	☐
۷-۶	سقف دال توپر و مجوف	جزئیات آرماتورگذاری لبه بازشوهای بزرگ	☐	☐	☐	☐
۸-۱	پله و رمپ	پلان ترازبندی پاگردها، محدوده قالب بندی و پله گذاری پلکان در تمامی طبقات	☐	☐	☐	☐
۸-۲	پله و رمپ	نمای قالب بندی و آرماتورگذاری پله و رمپ	☐	☐	☐	☐
۸-۳	پله و رمپ	جزئیات اتصال پله به سازه (بر اساس پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰)	☐	☐	☐	☐

ردیف		موضوع	نظر محاسب		نظر کنترل کننده	
			انجام شده	لازم نیست	قابل قبول	غیر قابل قبول
۹-۱	غیرسازه‌ای	پلان موقعیت وادارهای دیوارهای غیرسازه‌ای	☐	☐	☐	☐
۹-۲		جزئیات اجرایی سیستم مهارسازی دیوارها و نما (شامل نیمرخ وادارهای قائم و افقی، میلگردهای بستر، جزئیات اتصال و ...) یا جزئیات میلگردهای شبکه روی سطح دیوار در دیوارهای پانلی	☐	☐	☐	☐
۹-۳		هماهنگی های لازم جهت اضافه شدن نقشه‌های این بخش به همراه توضیحات اجرایی وادارهای دیوار به نقشه‌های معماری انجام شده است.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۱	سایر موارد	فهرست نقشه‌ها	☐	☐	☐	☐
۱۰-۲		کلیه نقشه‌ها دارای جدول عنوان شامل نام کارفرما، شماره پرونده، عنوان نقشه، شماره صفحه باشند.	☐	☐	☐	☐
۱۰-۳		سایر جزئیات عمومی	☐	☐	☐	☐
۱۰-۴		لیستوفر میلگرد سازه	☐	☐	☐	☐
۱۰-۵		جدول حجم بتن مصرفی فونداسیون، ستون و سقف به تفکیک طبقه	☐	☐	☐	☐