



جمهوری اسلامی ایران
Islamic Republic of Iran
سازمان ملی استاندارد ایران

Iranian National Standardization Organization



استاندارد ملی ایران

۱۶۴۴۲

چاپ اول

تیر ۱۳۹۲

INSO

16442

1st.Edition

Jun.2013

بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی –
راهنما

Seismic Rehabilitation of Steel Buildings –
Guidance

ICS: 91.100

به نام خدا

آشنایی با سازمان ملی استاندارد ایران

مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱ تنها مرجع رسمی کشور است که وظیفه تعیین، تدوین و نشر استانداردهای ملی (رسمی) ایران را به عهده دارد.

نام موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب یکصد و پنجاه و دومین جلسه شورای عالی اداری مورخ ۹۰/۶/۲۹ به سازمان ملی استاندارد ایران تغییر و طی نامه شماره ۲۰۶/۳۵۸۳۸ مورخ ۹۰/۷/۲۴ جهت اجرا ابلاغ شده است.

تدوین استاندارد در حوزه های مختلف در کمیسیون های فنی مرکب از کارشناسان سازمان، صاحب نظران مراکز و مؤسسات علمی، پژوهشی، تولیدی و اقتصادی آگاه و مرتبط انجام می شود و کوششی همگام با مصالح ملی و با توجه به شرایط تولیدی، فناوری و تجاری است که از مشارکت آگاهانه و منصفانه صاحبان حق و نفع، شامل تولیدکنندگان، مصرف کنندگان، صادرکنندگان و وارد کنندگان، مراکز علمی و تخصصی، نهادها، سازمان های دولتی و غیر دولتی حاصل می شود. پیش نویس استانداردهای ملی ایران برای نظرخواهی به مراجع ذی نفع و اعضای کمیسیون های فنی مربوط ارسال می شود و پس از دریافت نظرها و پیشنهادات در کمیته ملی مرتبط با آن رشته طرح و در صورت تصویب به عنوان استاندارد ملی (رسمی) ایران چاپ و منتشر می شود.

پیش نویس استانداردهایی که مؤسسات و سازمان های علاقه مند و ذی صلاح نیز با رعایت ضوابط تعیین شده تهیه می کنند در کمیته ملی طرح و بررسی و در صورت تصویب، به عنوان استاندارد ملی ایران چاپ و منتشر می شود. بدین ترتیب، استانداردهایی ملی تلقی می شوند که براساس مفاد نوشته شده در استاندارد ملی ایران شماره ۵ تدوین و در کمیته ملی استاندارد مربوط که سازمان ملی استاندارد ایران تشکیل می دهد به تصویب رسیده باشد.

سازمان ملی استاندارد ایران از اعضای اصلی سازمان بین المللی استاندارد (ISO)^۱، کمیسیون بین المللی الکتروتکنیک (IEC)^۲ و سازمان بین المللی اندازه شناسی قانونی (OIML)^۳ است و به عنوان تنها رابط^۴ کمیسیون کدکس غذایی (CAC)^۵ در کشور فعالیت می کند. در تدوین استانداردهای ملی ایران ضمن توجه به شرایط کلی و نیازمندی های خاص کشور، از آخرین پیشرفت های علمی، فنی و صنعتی جهان و استانداردهای بین المللی بهره گیری می شود.

سازمان ملی استاندارد ایران می تواند با رعایت موازین پیش بینی شده در قانون، برای حمایت از مصرف کنندگان، حفظ سلامت و ایمنی فردی و عمومی، حصول اطمینان از کیفیت محصولات و ملاحظات زیست محیطی و اقتصادی، اجرای بعضی از استانداردهای ملی ایران را برای محصولات تولیدی داخل کشور و/ یا اقلام وارداتی، با تصویب شورای عالی استاندارد، اجباری نماید. سازمان می تواند به منظور حفظ بازارهای بین المللی برای محصولات کشور، اجرای استانداردهای کالاهای صادراتی و درجه بندی آن را اجباری نماید. همچنین برای اطمینان بخشیدن به استفاده کنندگان از خدمات سازمان ها و مؤسسات فعال در زمینه مشاوره، آموزش، بازرسی، ممیزی و صدور گواهی سیستم های مدیریت کیفیت و مدیریت زیست محیطی، آزمایشگاه ها و مراکز کالیبراسیون (واسنجی) وسایل سنجش، سازمان ملی استاندارد ایران این گونه سازمان ها و مؤسسات را براساس ضوابط نظام تأیید صلاحیت ایران ارزیابی می کند و در صورت احراز شرایط لازم، گواهینامه تأیید صلاحیت به آن ها اعطا و بر عملکرد آنها نظارت می کند. ترویج دستگاه بین المللی یگاکا، کالیبراسیون (واسنجی) وسایل سنجش، تعیین عیار فلزات گرانبها و انجام تحقیقات کاربردی برای ارتقای سطح استانداردهای ملی ایران از دیگر وظایف این سازمان است.

1- International Organization for Standardization

2 - International Electrotechnical Commission

3- International Organization of Legal Metrology (Organisation Internationale de Metrologie Legale)

4 - Contact point

5 - Codex Alimentarius Commission

کمیسیون فنی تدوین استاندارد

« بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی – راهنما »

سمت و / یا نمایندگی

عضو هیات علمی دانشگاه شهید بهشتی

رییس:

شرقی، عبدالعلی

(دکترا مهندسی عمران)

دبیر:

عباسی رزگله، محمد حسین

(کارشناس مهندسی مواد- سرامیک)

کارشناس اداره کل نظارت بر اجرای
استاندارد

اعضا: (اسامی به ترتیب حروف الفبا)

حاج جعفری، بهرام

(کارشناس مهندسی عمران)

مدیرعامل شرکت مهندسی مشاور تژه

خاکی، علی

(دکترا مهندسی عمران)

عضو هیئت علمی دانشگاه شهید رجایی

رحمتی، علیرضا

(کارشناس ارشد مهندسی سازه)

شرکت پاکدشت بتن

سامانیان، حمید

(کارشناس ارشد مهندسی مواد- سرامیک)

سرپرست گروه پژوهشی ساختمانی و معدنی

عباسی، محمدرضا

(کارشناس ارشد مهندسی عمران)

مدرس مرکز آموزش عالی انقلاب اسلامی

گلبخش، محمد حسین

(کارشناس مهندسی عمران)

کارشناس اداره کل استاندارد استان یزد و
عضو سازمان نظام مهندسی

مجتبوی، سیدعلیرضا

(کارشناس مهندسی مواد- سرامیک)

کارشناس سازمان ملی استاندارد ایران

مردوخی، شاهو

(کارشناس مهندسی عمران)

کارشناس اداره کل استاندارد استان
کردستان و عضو سازمان نظام مهندسی

فهرست مندرجات

صفحه	عنوان
ب	آشنایی با سازمان ملی استاندارد ایران
ج	کمیسیون فنی تدوین استاندارد
و	پیش‌گفتار
ز	مقدمه
۱	۱ هدف و دامنه کاربرد
۱	۲ مراجع الزامی
۱	۳ شناخت وضع موجود
۱	۳-۱ مقدمه
۲	۳-۲ مراحل شناخت وضع موجود
۲	۳-۳ بازدید از محل و آشنایی اولیه با ساختمان مورد بررسی
۴	۳-۴ جمع‌آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان
۴	۳-۵ تعیین هدف بهسازی
۱۰	۳-۶ تعیین سطح اطلاعات مورد نظر و ضریب آگاهی
۱۱	۳-۷ بازرسی وضعیت موجود، شناسایی مشخصات مصالح و آزمون‌ها
۱۴	۳-۸ تحلیل خطر زلزله و تهیه‌ی طیف طراحی
۱۵	۳-۹ جمع‌بندی
۱۵	۳-۱۰ نمونه‌ای چک‌لیست‌های ارزیابی کیفی
۳۴	۴ مدل‌سازی
۳۴	۴-۱ مقدمه
۳۵	۴-۲ ملاحظات کلی مدل‌سازی سازه
۵۰	۴-۳ مدل‌سازی اجزا
۷۳	۵ تحلیل
۷۳	۵-۱ مقدمه
۷۳	۵-۲ ملاحظات کلی
۷۵	۵-۳ محدوده‌ی کاربرد روش‌های تحلیل
۸۰	۵-۴ روش تحلیل استاتیکی خطی
۸۵	۵-۵ روش تحلیل دینامیکی خطی
۸۷	۵-۶ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی
۹۴	۵-۷ روش تحلیل دینامیکی غیرخطی
۹۵	۵-۸ اصلاح و تکمیل نتایج تحلیل

۱۰۱	۹-۵ بارهای قائم
۱۰۲	۶ ارزیابی
۱۰۲	۱-۶ مقدمه
۱۰۲	۲-۶ ارزیابی خطی اعضا
۱۲۸	۳-۶ ارزیابی غیر خطی اعضا
۱۴۶	۷ مثال ساختمان سه طبقه‌ی فولادی
۲۱۶	۸ مثال دوم (ساختمان پنج طبقه‌ی فولادی)

پیش‌گفتار

استاندارد « بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی - راهنما » که پیش‌نویس آن در کمیسیون‌های مربوط توسط سازمان ملی استاندارد ایران تهیه و تدوین شده و در چهارصد و بیست و یکمین اجلاس کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان، مصالح و فراورده‌های ساختمانی مورخ ۱۳۹۲/۲/۲۳ مورد تصویب قرار گرفته است، اینک به استناد بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱، به عنوان استاندارد ملی ایران منتشر می‌شود. برای حفظ همگامی و هماهنگی با تحولات و پیشرفت‌های ملی و جهانی در زمینه صنایع، علوم و خدمات، استانداردهای ملی ایران در مواقع لزوم تجدید نظر خواهد شد و هر پیشنهادی که برای اصلاح و تکمیل این استانداردها ارایه شود، هنگام تجدید نظر در کمیسیون فنی مربوط مورد توجه قرار خواهد گرفت. بنابراین، باید همواره از آخرین تجدیدنظر استانداردهای ملی استفاده کرد.

منبع و مأخذی که برای تهیه این استاندارد مورد استفاده قرار گرفته به شرح زیر است:
نشریه شماره ۱-۳۶۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری: سال ۱۳۸۷، راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود- ساختمان‌های فولادی

مقدمه

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه نشریه شماره ۱-۳۶۳ تحت عنوان راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود- ساختمان‌های فولادی کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. نشریه مذکور توسط مهندسان مشاور ایمن سازه فدک و کارشناسان متخصص به شرح ذیل تهیه شده است:

اعضای کارگروه تهیه کننده در مشاور: علیرضا آقابابایی، رضا اسفندیاری صدق، محسن بزرگ نسب، فرهاد بهنام‌فر (مدیر پروژه)، داوود دوست‌محمدی، غلامرضا ستارشخی، فریبرز سهرابی، امید نوروزی، اکبر نوری. ناظر: شاپور طاحونی (شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس).

اعضای کارگروه بازخوانی و نهایی نمودن نشریه: علیرضا آقابابایی، علیرضا باقری، فرهاد بهنام‌فر، علی تبار، فرزاد پارسا، داوود دوست‌محمدی، شهرزاد روشن‌خواه.

با توجه به تغییرات ساختاری بوجود آمده در موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران و ارتقای جایگاه موسسه به سازمان ملی استاندارد ایران، حوزه استانداردهای گسترش یافته است، در همین راستا و به منظور فراگیر نمودن حوزه کاربری نشریات و دستورالعمل‌هایی که توسط سایر سازمان‌ها انتشار یافته‌اند پذیرش آن‌ها به عنوان استاندارد ملی در دستور کار سازمان ملی استاندارد ایران قرار گرفته است. نظر به این که استانداردهایی ملی تلقی می‌شوند که براساس مفاد مندرج در استاندارد ملی شماره ۵ تدوین و در کمیته ملی مربوط که توسط موسسه (سازمان ملی استاندارد ایران) تشکیل می‌گردد به تصویب رسیده باشد و با همین رویکرد، این استاندارد براساس نشریه شماره ۱-۳۶۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور تهیه شده است.

بهبودی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی-راه‌نما

۱ هدف و دامنه کاربرد

هدف از تدوین این استاندارد ارایه راهنمایی برای اجرای دستورالعمل بهبود لرزه‌ای ساختمان‌های موجود براساس استاندارد بند ۲-۳ است. این استاندارد برای ساختمان‌های فولادی موجود کاربرد دارد. این استاندارد مراحل مختلف ارزیابی کمی ساختمان‌های فولادی از جمله، شناخت وضع موجود و ارزیابی ساختمان را مشخص می‌کند و دارای مثال‌های کاربردی است که روند کنترل‌های مربوط به بهبود لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی موجود را مشخص می‌کنند.

۲ مراجع الزامی

مدارک الزامی زیر حاوی مقرراتی است که در متن این استاندارد ملی ایران به آن‌ها ارجاع داده شده است. بدین ترتیب آن مقررات جزئی از این استاندارد ملی ایران محسوب می‌شود.

در صورتی که به مدرکی با ذکر تاریخ انتشار ارجاع داده شده باشد اصلاحیه‌ها و تجدیدنظرهای بعدی آن موردنظر این استاندارد ملی ایران نیست. در مورد مدارکی که بدون ذکر تاریخ انتشار به آن‌ها ارجاع داده شده است، همواره آخرین تجدیدنظر و اصلاحیه‌های بعدی آن‌ها موردنظر است.

استفاده از مراجع الزامی زیر برای این استاندارد الزامی است:

۱-۲ استاندارد ملی ایران شماره ۲۸۰۰: ساختمان‌ها در برابر زلزله - آیین‌نامه طراحی

۲-۲ استاندارد ملی ایران شماره ۵۱۹: ساختمان‌ها و ابنیه‌ی فنی - حداقل بار وارده

۳-۲ نشریه شماره ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور: سال ۱۳۸۵، دستورالعمل بهبود لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

۴-۲ نشریه شماره ۳۶۳-۲ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور: سال ۱۳۸۷، راهنمای کاربردی دستورالعمل بهبود لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی

۵-۲ نشریه شماره ۳۶۳-۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور: سال ۱۳۸۷، راهنمای کاربردی دستورالعمل بهبود لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی

۳ شناخت وضع موجود

۱-۳ مقدمه

هدف از شناخت وضع موجود ساختمان، گردآوری اطلاعات لازم برای مدل‌سازی، تحلیل و ارزیابی رفتار لرزه-ای ساختمان است. این کار می‌تواند با دقت‌های متفاوت و صرف زمان و هزینه متناسب صورت گیرد. بدین ترتیب انجام مطالعات شناخت وضع موجود در سطوح متفاوت، براساس گستره‌ی اطلاعاتی که جمع‌آوری می‌شوند، امکان‌پذیر خواهد بود. این سطوح به ترتیب افزایش دقت و گستره، به سطح اطلاعات حداقل، سطح

۳-۳-۴ وضعیت ابنیه‌ی مجاور از نظر نوع، فاصله و تراز طبقات و همچنین بررسی وجود اجزای مشترک بین دو ساختمان و آثار احتمالی ناشی از آسیب ساختمان مجاور؛

۳-۳-۵ موانعی که ساختمان‌های مجاور می‌توانند در انجام عملیات بهسازی ایجاد کنند؛

۳-۳-۶ وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و وضعیت آب‌های زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده‌ی محلی مانند گودبرداری‌های اطراف؛

۳-۳-۷ وضعیت شیب زمین و وجود شیروانی، امکان زمین‌لغزش، امکان وقوع پدیده‌ی روانگرایی و ... برای سهولت می‌توان اطلاعاتی را که لازم است در بازدید محلی برداشت شود، به صورت چک‌لیست طبقه بندی نمود. برای نمونه می‌توان از چک لیست پیوست شماره یک استفاده کرد و متناسب با ساختمان مورد بررسی، موارد دیگری را به چک لیست اضافه یا کم نمود. بندهای مرتبط با بازدیدهای محلی و توضیحات مربوط که در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ذکر شده است، در جدول ۳-۱-۱ ارائه شده‌اند.

جدول ۳-۱-۱ جمع‌آوری اطلاعات مورد نیاز برای مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای

بند مندرج در مرجع بند ۲-۳	موارد بررسی
بند ۱-۳-۱: بررسی ویژگی‌های ساختمان	مشخصات اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای
	میزان خطر زلزله در محل ساختمان
	نتایج اولیه‌ی ارزیابی مقاومت لرزه‌ای
	تاریخچه‌ی بهره‌برداری گذشته و آینده‌ی ساختمان
	ملاحظات خاص اقتصادی و اجتماعی
بند ۱-۳-۳: جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان	مقررات و قوانین حاکم از جمله استانداردها و آیین‌نامه‌های طراحی و ارزیابی ساختمان
	کلیه‌ی مدارک فنی مانند نقشه‌های اجرایی و چون‌ساخت، دفترچه‌ی محاسبات، نتایج آزمون‌های زمان ساخت و ..
بند ۱-۲-۲: پیکربندی ساختمان	نوع و نحوه‌ی قرارگیری اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم در برابر زلزله
	نوع و نحوه‌ی قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای موثر در سختی و یا مقاومت اعضای سازه‌ای
بند ۲-۲-۲: مشخصات مصالح	اطلاعات لازم از مشخصات مصالح
بند ۲-۲-۳: مشخصات ساختگاه	اطلاعات مربوط به شرایط سطحی و زیرسطحی ساختگاه
	هندسه و محل پی‌ها و نشست احتمالی آن‌ها و نیز تغییرات احتمالی در شرایط تکیه‌گاهی
	بررسی مخاطرات ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی، زمین‌لغزش و غیره
بند ۲-۲-۴: ساختمان‌های مجاور	شناسایی و تعیین ابعاد درز انقطاع موجود
	شناسایی اجزای مشترک و نقاط برخورد
	احتمال سقوط اجزای سست، انفجار، آتش‌سوزی و سایر عوامل در موقع زلزله ناشی از ساختمان مجاور

۳-۴ جمع آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان

برای انجام مطالعات آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود، لازم است کلیه مدارک فنی و مستندات طراحی، اجرا و ترمیم که در دسترس هستند، جمع‌آوری و طبقه‌بندی شود. همچنین وضعیت ساختمان به لحاظ موقعیت جغرافیایی و لرزه‌خیزی و کاربری پیشین و آینده‌ی آن و قوانین و استانداردهایی که در طراحی و اجرای آن به کار رفته و مقرراتی که در حال حاضر بر ارزیابی و بهسازی آن حاکم است، مشخص شود. برای این منظور جمع‌آوری و دسته‌بندی اطلاعات می‌تواند مطابق جدول ۳-۱ و چک‌لیست نمونه در بند ۳-۱۰-۲، صورت گیرد.

۳-۵ تعیین هدف بهسازی

برنامه‌ریزی مطالعاتی برای شناخت وضع موجود ساختمان براساس هدف بهسازی تعیین شده، صورت می‌گیرد. مشاور باید در پیشنهاد هدف بهسازی، نظیر موارد زیر را مد نظر قرار دهد:

- کاربری ساختمان؛

- میزان اهمیت ساختمان؛

- عمر باقیمانده‌ی مورد انتظار ساختمان؛

- وضعیت، کیفیت و میزان اهمیت اجزای غیر سازه‌ای؛

- ملاحظات اقتصادی و اجتماعی و خواسته‌های کارفرما.

هدف بهسازی که میزان دقت و گستره مطالعات تحلیلی را تعیین می‌کند، براساس سطح خطر و سطح عملکرد ساختمان تعیین می‌شود. بنابراین در ابتدا سطح خطر و سطح عملکرد ساختمان تعریف می‌شود، سپس هدف‌های بهسازی تشریح شده در دستورالعمل بیان خواهد شد.

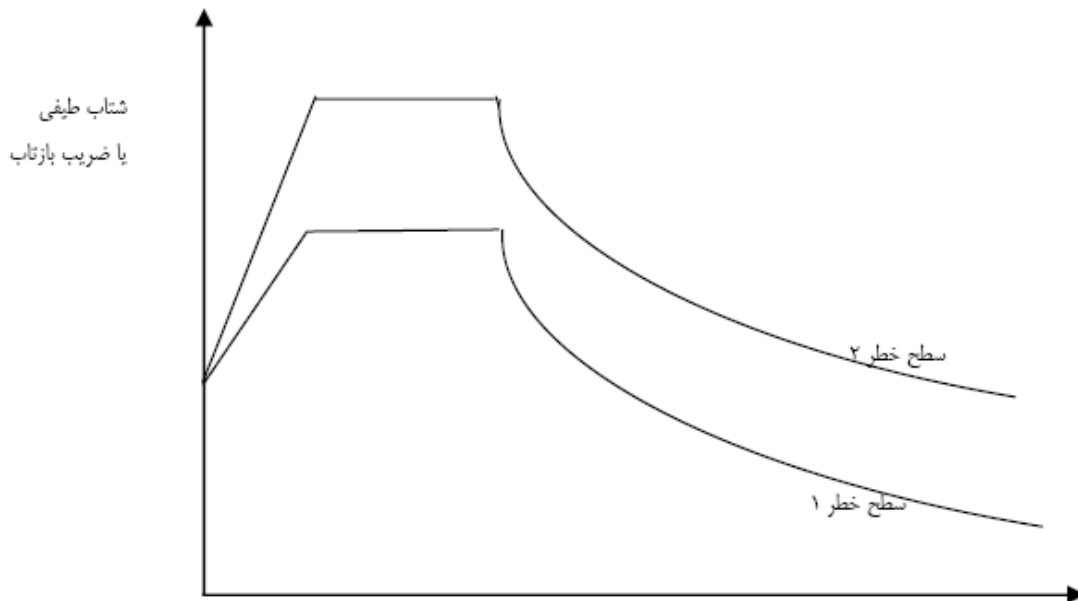
۳-۵-۱ سطح خطر

سطح خطر لرزه‌ای در واقع شدت بارگذاری زلزله را نشان می‌دهد. برای این منظور، سه سطح خطر در دستورالعمل تعریف شده است که عبارت هستند از:

سطح خطر-۱: این سطح خطر براساس ۱۰٪ احتمال رویداد در پنجاه سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۱ در استاندارد بند ۲-۳، زلزله طرح نامیده می‌شود.

سطح خطر-۲: این سطح خطر براساس ۲٪ احتمال رویداد در پنجاه سال که معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۲ به عنوان بیشینه‌ی زلزله محتمل نامیده می‌شود.

سطح خطر انتخابی: این سطح خطر براساس هر احتمال رویداد دلخواه در پنجاه سال است که ممکن است در موارد خاص اختیار شود. رابطه‌ی بین طیف طرح مربوط به سطوح خطر مختلف به طور نمادین در شکل ۳-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳- طیف طرح مربوط به سطوح خطر زلزله

۳-۵-۲ سطح عملکرد ساختمان

سطح عملکرد ساختمان بر مبنای سطح عملکرد اجزای سازه‌ای طبق تعریف بندهای ۱-۵-۱ تا ۳-۵-۱ دستورالعمل تعیین می‌شود. سطح عملکرد اجزای سازه‌ای طبق بند ۳-۵-۲-۱ انتخاب و سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای از بند ۳-۵-۲-۲ انتخاب می‌شود. با ترکیب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، سطح عملکرد کل ساختمان تعریف می‌شود.

به طور کلی در ترکیب عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، باید در نظر داشت که سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای متناسب با سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ شود. زیرا بدیهی است که سازه، نگهدارنده‌ی عضو غیرسازه‌ای است و سطح عملکرد آن نمی‌تواند اختلاف زیادی با سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای داشته باشد.

۳-۵-۲-۱ سطح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد شش‌گانه‌ی اجزای سازه‌ای عبارت هستند از:

۱- قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)؛

۲- خرابی محدود؛

۳- ایمنی جانی (LS)؛

۴- ایمنی جانی محدود؛

۵- آستانه‌ی فرو ریزش (CP)؛

۶- لحاظ نشده.

برای جزییات بیشتر در خصوص انتخاب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای می‌توان به بند ۱-۵-۱ دستورالعمل و جداول ۳-۱ و ۴-۱ در تفسیر دستورالعمل مراجعه کرد.

۳-۲-۵-۲ سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر است:

الف- سطح عملکرد A: خدمت رسانی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد B: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد C: ایمنی جانی؛

پ- سطح عملکرد D: ایمنی جانی محدود؛

ت- سطح عملکرد E: لحاظ نشده.

برای انتخاب سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای به بند ۱-۵-۲ دستورالعمل یا جداول ت ۱-۵ و ت ۱-۶ تفسیر دستورالعمل مراجعه شود.

۳-۲-۵-۳ سطح عملکرد کل ساختمان

براساس سطوح عملکرد انتخاب شده برای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، با استفاده از بند ۱-۵-۳ دستورالعمل و جدول ۳-۲، سطح عملکرد کل ساختمان تعریف می‌شود. همچنین شکل ۳-۳ می‌تواند برای این منظور مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۳-۲- سطح عملکرد کل ساختمان

سطوح عملکرد سازه						سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
لحاظ نشده (۶)	آستانه‌ی فروریزش (۵)	ایمنی جانی محدود (۴)	ایمنی جانی (۳)	خرابی محدود (۲)	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (۱)	
*	*	*	*	A-2	خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1	خدمت‌رسانی بی‌وقفه (A)
*	*	*	B-3	B-2	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه B-1	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (B)
C-6	C-5	C-4	ایمنی جانی C-3	C-2	C-1	ایمنی جانی (C)
D-6	D-5	D-4	D-3	D-2	*	ایمنی جانی محدود (D)
نیازی به بهسازی نیست	آستانه‌ی فروریزش E-5	E-4	*	*	*	لحاظ نشده (E)
* به‌دلیل وجود اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، این سطوح عملکرد برای ساختمان توصیه نمی‌شود.						

۳-۵-۳ هدف بهسازی

تعیین هدف بهسازی شامل انتخاب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان تحت زلزله در سطح خطر مشخص است.

۳-۵-۳-۱ بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی سطح خطر-۱، ایمنی جانی ساکنین تامین شود. هدف از این بهسازی ارتقای عملکرد ساختمان به حداقل مورد قبول براساس آیین‌نامه‌های طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله است.

۳-۵-۳-۲ بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی سطح خطر-۱، ایمنی جانی ساکنین تامین شده و تحت زلزله‌ی سطح خطر-۲ ساختمان فرو نریزد. بنابراین در این حالت کنترل عملکرد ساختمان تحت زلزله‌ی شدید نیز باید انجام شود.

۳-۵-۳-۳ بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می‌گیرد. یعنی با حفظ همان سطح عملکرد، سطح خطر بالاتری در نظر گرفته شده یا سطح عملکرد بالاتری تحت همان سطح خطر مربوط به بهسازی مطلوب منظور می‌شود و یا هر دو حالت در نظر گرفته می‌شوند. تعداد سطوح عملکرد و سطوح خطر نظیر می‌تواند یک یا بیش‌تر باشد. از سوی دیگر علاوه بر سطوح عملکرد و سطوح خطر مربوط به هدف بهسازی مطلوب، ممکن است موارد دیگری نیز در نظر گرفته شود. به طور معمول بهسازی ویژه برای ساختمان‌های مهم مانند بیمارستان‌ها، نیروگاه‌ها و غیره در نظر گرفته می‌شود، زیرا در این گونه ساختمان‌ها، لازم است خدمت رسانی پس از زلزله، بدون وقفه ادامه یابد.

۳-۵-۳-۴ بهسازی محدود

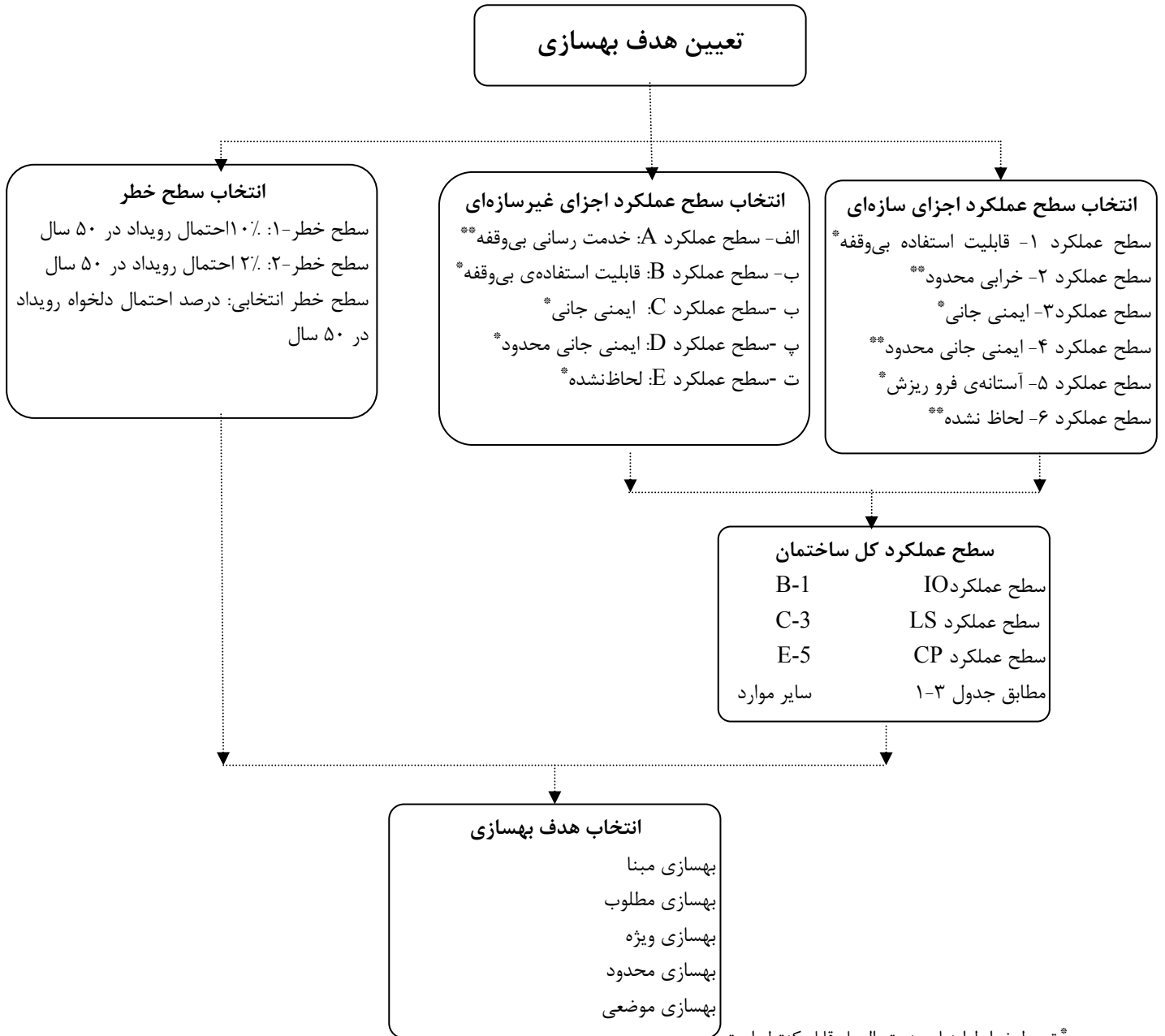
در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری نسبت به بهسازی مبنا برای ساختمان در نظر گرفته می‌شود. یعنی با حفظ سطح خطر، سطح عملکرد پایین‌تر یا برعکس آن و یا هر دو حالت فرض می‌شود. در شرایطی که به دلیل محدودیت‌های مالی یا اجرایی بهسازی مبنا نیز امکان پذیر نباشد، بهسازی محدود اختیار می‌شود.

۳-۵-۳-۵ بهسازی موضعی

بهسازی موضعی در واقع یک هدف نیست. در این حالت مطالعات بهسازی براساس یکی از اهداف بهسازی انجام شده ولی عملیات اجرایی به دلیل محدودیت‌های اجرایی یا مالی در چند مرحله انجام می‌شود. در این صورت اجرای هر مرحله نباید اختلالی در رفتار فعلی ساختمان (نظیر ایجاد عدم تقارن) به وجود آورد یا ادامه‌ی عملیات بهسازی را با وقفه روبرو سازد.

۳-۵-۴ پیشنهاد هدف بهسازی

در جدول ۳-۳ راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم درج شده است. در این مرحله مشاور براساس بازدید از ساختمان و جمع‌آوری اطلاعات اولیه و با شناخت خواسته‌های کارفرما، هدف بهسازی را به کارفرما پیشنهاد می‌دهد و براساس هدف بهسازی تصویب شده برای ادامه‌ی کار برنامه‌ریزی کرده و مطالعات را پیش می‌برد.



* توسط ضوابط ارزیابی دستورالعمل قابل کنترل است.

** ضوابط کنترلی در دستورالعمل ندارد.

شکل ۳-۳-۳ مراحل تعیین هدف بهسازی

در شکل ۳-۳ مراحل فوق به‌طور خلاصه ترسیم شده است. پس از تعیین هدف بهسازی، مشاور می‌تواند با توجه به بند ۳-۷ به سوالات زیر پاسخ دهد.

- تحلیل سازه، به احتمال زیاد، با چه روشی باید انجام شود؟
- آیا آزمون مقاومت مصالح لازم است؟ در صورت لزوم میزان آن تعیین شود.
- آیا آزمون خاک لازم است؟ در صورت لزوم میزان آن تعیین شود.
- آیا مطالعات تحلیل خطر لازم است؟ در صورت لزوم میزان آن تعیین شود.

جدول ۳-۳- راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

ردیف	نوع ساختمان	شرح	هدف بهسازی	سطوح عملکردی تحت زلزله*		
				سطح خطر ۱	سطح خطر ۲	با دوره بازگشت ۷۲ ساله
۱	استراتژیک	ساختمان‌های اصلی از هر یک از مجموعه‌های نهاد رهبری، نهاد ریاست جمهوری، هیات دولت، ستاد فرماندهی کل نیروهای مسلح و انتظامی، وزارت کشور	ویژه	A-1	A-2	-
۲	سیاسی- فرماندهی	ساختمان‌های اصلی هر یک از مجموعه‌های مجلس، قوه قضاییه، استانداری‌ها و فرمانداری‌ها، بانک مرکزی-خزانه	ویژه	B-1	C-3	-
۳	امدادی	الف- ساختمان‌های بیمارستانی شامل قسمت‌های اورژانس، جراحی و خدمات حیاتی وابسته به آن‌ها، مراکز اورژانس پزشکی و مراکز مخابراتی اصلی	ویژه	B-1	C-2	A-1
		ب- مراکز امداد و نجات، آتش‌نشانی، مراکز هلال احمر، مراکز اصلی نیروهای انتظامی (پلیس)، تاسیسات ناوبری فرودگاهی و مراکز مخابراتی	ویژه	B-1	C-3	-
۴	ستادی	بخشداری‌ها، مراکز فرماندهی نیروهای مسلح و انتظامی در استان‌ها	ویژه	B-2	C-4	-
۵	مهم	الف- دانشگاه‌ها، حوزه‌های علمیه، مدارس، ساختمان-های اصلی وزارتخانه‌ها، سازمان‌های مهم و موسسات تحقیقاتی*	مطلوب	C-3	E-5	-
		ب- ادارات کل وزارتخانه‌ها، ادارات مرکزی سازمان‌های مهم در استان‌ها	مطلوب	B-2	E-5	-
۶	عمومی	مساجد و مصلی‌ها، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، استادیوم‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافربری، سالن‌های فرودگاه‌ها و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مطلوب	C-3	E-5	-
۷	ساختمان-های تراز اول میراث فرهنگی	موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس، و مراکز اسناد ملی	ویژه	B-2	C-3	-

*- موسسات دارای بخش‌های خطرناک و بسیار حساس از لحاظ آلودگی محیط‌زیست در این طبقه قرار نمی‌گیرند.

۳-۶ تعیین سطح اطلاعات مورد نظر و ضریب آگاهی

مطابق بند ۲-۲-۵ دستورالعمل، سطح اطلاعات انتخابی به طور مشخص نیاز یا عدم نیاز به انجام آزمون‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک را بیان می‌کند. تعیین سطح اطلاعاتی که لازم است جمع‌آوری شود، براساس وضعیت اطلاعات موجود از مصالح فولادی و هدف بهسازی انتخابی، با استفاده از طبقه‌بندی جدول ۳-۴ صورت می‌گیرد. سپس بر مبنای سطح اطلاعات مورد نظر و هدف بهسازی انتخاب شده، ضریب آگاهی، k ، طبق جدول ۳-۵ تعیین می‌شود.

جدول ۳-۴- انتخاب سطح اطلاعات و تعیین میزان آزمون‌ها^{الف}

ویژه (در هر حال انجام آزمون لازم است)	مطلوب یا پایین تر (انجام آزمون گاهی لازم نیست)	هدف بهسازی وضعیت اطلاعات مصالح فولادی
اگر سطح اطلاعات متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمون‌های مصالح، لاقل در حد متعارف طبق بند ۲-۳-۲-۲-۵ دستورالعمل لازم است.	اگر سطح اطلاعات حداقل یا متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمون‌های مصالح، لاقل در حد متعارف طبق بند ۲-۳-۲-۲-۵ دستورالعمل لازم است.	موجود نیست.
اگر سطح اطلاعات جامع مورد نظر باشد، انجام آزمون‌های مصالح، لاقل در حد جامع طبق بند ۲-۳-۲-۲-۵ دستورالعمل لازم است.	اگر سطح اطلاعات حداقل مورد نظر باشد، نیازی به انجام آزمون نیست.	موجود است.
اگر سطح اطلاعات جامع مورد نظر باشد، انجام آزمون‌های مصالح، لاقل در حد جامع طبق بند ۲-۳-۲-۲-۵ دستورالعمل لازم است.	اگر سطح اطلاعات متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمون‌های مصالح، لاقل در حد متعارف طبق بند ۲-۳-۲-۲-۵ دستورالعمل لازم است.	

الف- با توجه به سطح اطلاعات موجود و وضعیت ساختمان، می‌توان از جدول پیشنهادی پیوست ۲ دستورالعمل برای تعیین میزان آزمون‌ها استفاده کرد.

با توجه به این که ضریب آگاهی در واقع ضریب کاهش مقاومت عضو است، در صورتی که ضریب آگاهی واحد مورد نظر باشد، سطح اطلاعات لازم براساس هدف بهسازی از جدول ۳-۵ تعیین شده و بر پایه‌ی آن میزان آزمون‌ها مشخص می‌شود. به عبارت دیگر هرچه میزان اطلاعات بیش‌تر و مراجع آن معتبرتر باشد، ضریب آگاهی بزرگ‌تری را می‌توان انتخاب کرد.

جدول ۳-۵- ضریب آگاهی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین تر		ویژه
سطح اطلاعات	حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل	خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
ضریب آگاهی	۰٫۷۵	۱	۰٫۷۵	۱

لازم به توضیح است که برای سطح اطلاعات حداقل، تنها استفاده از روش تحلیل خطی مجاز است، در صورتی که در سطح اطلاعات متعارف و جامع استفاده از کلیه روش‌های تحلیلی بلامانع است.

۳-۷ بازرسی وضعیت موجود، شناسایی مشخصات مصالح و آزمون‌ها

بازرسی وضعیت موجود از دو جنبه ی شناخت وضعیت ظاهری اجزای مورد بررسی (سازه‌ای یا غیرسازه‌ای) و مشخصات فیزیکی مصالح و خاک مورد توجه قرار می‌گیرد. برای شناسایی وضعیت ظاهری اعضا لازم است که موانع و پوشش‌های معماری برداشته شده تا اندازه‌گیری ابعاد عضو مورد بررسی ممکن باشد. به این عملیات در اصطلاح سونداژ گفته می‌شود. در بند ۴ برای تعیین مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان مانند تنش تسلیم فولاد یا مقاومت فشاری بتن باید نمونه‌ای از مصالح مورد نظر با ابعاد مناسب برداشته شده و مورد آزمون قرار گیرد.

۳-۷-۱ بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود ساختمان شامل بازرسی عینی و مشاهده‌ی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای است. به این وسیله تطابق وضع موجود با آنچه در مدارک فنی درج شده است، کنترل می‌شود. در این بازدید پوشش معماری در نقاط منتخب تا رسیدن به اعضا و اتصالات برداشته می‌شود. نحوه‌ی انجام بازرسی مطابق بند ۳-۳-۲-۵ دستورالعمل و تعداد بازرسی‌ها مطابق جدول ۳-۶ است. پیشنهاد می‌شود سونداژها بیش‌تر در ناحیه‌ی اتصالات صورت گیرد، زیرا این مزیت مهم را دارد که هم زمان هم اتصال و هم اعضای متصل شده، مورد بازدید قرار می‌گیرند. در چک لیست نمونه در بند ۳-۱۰-۳، اطلاعاتی که هنگام سونداژ اجزای مختلف ساختمان باید برداشت شود، ارائه شده است.

جدول ۳-۶- تعداد حداقل نمونه‌های مورد بررسی در بازرسی وضعیت موجود

نوع اعضا	نمونه‌های مورد ارزیابی	وضعیت نقشه‌ها	تعداد ارزیابی‌ها	توضیحات
اجزای سازه-ای	هر نوع اتصال مانند اتصال تیر به ستون میانی، تیر به ستون کناری، ستون به پی و غیره	جزئیات کافی موجود است.	حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال	در صورت مشاهده انحرافی از نقشه‌های اجرایی، باید اتصالات بیش‌تری از آن نوع بررسی شود تا به یک قضاوت مشخص رسید.
		موجود نیست.	حداقل سه اتصال از هر نمونه اتصال	در صورت مشاهده تفاوت بین نمونه‌های بازدید شده، بازرسی از اتصالات دیگر تا رسیدن به یک قضاوت مشخص ادامه یابد.
اجزای غیرسازه‌ای الف	اجزای معماری، اجزای مکانیکی و برقی	با جزئیات کافی موجود است.	حداقل یک نمونه از هر نوع عضو غیرسازه‌ای	اگر تخطی از نقشه‌های موجود ملاحظه شود، حداقل ۱۰٪ اجزا از هر نوع بازرسی شود.
	اجزای معماری، اجزای مکانیکی و برقی	موجود نیست.	حداقل سه نمونه از هر نوع عضو غیرسازه‌ای	اگر هم‌خوانی بین نمونه‌ها مشاهده نشود، حداقل ۲۰٪ اجزا از هر نوع بازرسی شود.
الف- سفت‌کاری دیوارها در صورتی که به عنوان میان‌قاب لحاظ شود، در گروه اجزای سازه‌ای قرار می‌گیرد. هم‌چنین برداشت اطلاعات برای برخی اجزای غیرسازه‌ای طبق جدول ۹-۱ دستورالعمل لازم نیست.				

۳-۷-۲ شناسایی مشخصات مصالح و آزمون‌ها

مشخصات مورد نیاز مصالح شامل مقاومت کرانه‌ی پایین مورد انتظار مصالح است، که به ترتیب در تعیین ظرفیت کرانه‌ی پایین اعضا، Q_{CL} ، و ظرفیت مورد انتظار مصالح، Q_{CE} ، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در جدول ۳-۷ نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح فولادی براساس سطح اطلاعات مورد استفاده در تعیین هدف بهسازی، آورده شده است.

جدول ۳-۷- نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح فولادی

مشخصات مصالح فولادی		مرجع تعیین مشخصات مصالح	سطح اطلاعات
مورد انتظار	کرانه‌ی پایین		
مقاومت کرانه‌ی پایین ضربدر ۱/۱	مقادیر درج‌شده در نقشه‌ها	دفترچه‌ی محاسبات و نقشه‌های اجرایی	حداقل
مقاومت کرانه‌ی پایین ضربدر ۱/۱	مشخصات اسمی یا طراحی درج‌شده مدارک	مدارک معتبر حاوی گزارش آزمون قبلی مصالح	متعارف
متوسط مقادیر حاصل از آزمون	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمون	انجام آزمون	
متوسط مقادیر حاصل از آزمون	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمون	انجام آزمون (در صورت وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمون قبلی مصالح، از تعداد آزمون‌ها کاسته می‌شود).	جامع

۳-۷-۲-۱ آزمون‌های مصالح فولادی

تعیین مشخصات مصالح مستلزم تعیین اطلاعات زیر است:

- تنش تسلیم مصالح مبنا؛

- تنش تسلیم اجزای اتصال.

در بعضی موارد، مانند هنگامی که راجع به خصوصیات فولاد مصرفی تردید وجود دارد، لازم است تغییرشکل نسبی نهایی نیز با توجه به منحنی‌های تنش-کرنش استخراج شود.

با توجه به سطح اطلاعات، برنامه‌ی آزمون‌ها مطابق جدول ۳-۸ تعیین می‌شود. برای تعیین محل انجام آزمون‌ها بهتر است نقاطی انتخاب شوند که با موقعیت‌های تعیین شده برای بازرسی وضعیت موجود اشتراک داشته باشند. به این ترتیب می‌توان تعداد سونداژها را کاهش داد. برای نمونه‌برداری از اجزای فولادی رعایت نکات ایمنی زیر توصیه می‌شود:

- نمونه‌برداری از تیرها در نقطه‌ی عطف لنگر خمشی و از بال تیر صورت گیرد که دارای کم‌ترین تلاش خمشی است.

- مناسب‌ترین موقعیت برای نمونه‌برداری از ستون‌ها، انتهای بالایی ستون‌های تراز بام است.

- گرم کردن فولاد برای نمونه‌برداری، موجب نرم شدن مصالح شده و توصیه می‌شود از این کار احتراز شود.

- هرگاه ادوات اتصال نظیر پیچ یا پرچ برای آزمون انتخاب شوند، در هنگام برداشت باید پیچ مناسبی را به‌طور دایم به جای آن‌ها قرار داد.

- نمونه‌برداری از قطعات متصل شده با جوش برای آزمون جوش باید با مرمت آن ناحیه همراه باشد.

جدول ۳-۸- تعداد آزمون‌های شناسایی مصالح

سطح اطلاعات	وضعیت مدارک معتبر حاوی گزارش آزمون مصالح	تعداد آزمون‌ها	اجزای آزمون‌شونده
متعارف	وجود ندارد یا با نتایج موجود در مدارک فنی مغایرت دارد.	حداقل یک آزمون کششی از هر نوع عضو	اعضای سازه‌ای شامل: تیر، ستون، بادبند، اجزای تقویت و اجزای اتصالات که حتی‌المقدور از اجزای تکرار شونده باشند.
	وجود دارد.	حداقل دو آزمون کششی از هر نوع عضو	
جامع	وجود ندارد یا با نتایج موجود در مدارک فنی مغایرت دارد.	حداقل سه آزمون کششی از هر نوع عضو در هر چهار طبقه	
	وجود دارد.	حداقل دو آزمون کششی از هر نوع عضو	

۳-۷-۲-۲ آزمون‌های بتن و میلگرد

در صورتی که ساختمان دارای دیوار برشی بتنی باشد و همچنین در مورد پی ساختمان، به آزمون بتن و میلگرد نیاز است. برای کسب اطلاعات بیش‌تر به استاندارد بند ۲-۴ رجوع شود.

۳-۲-۷-۳ آزمون مقاومت برشی میان قاب‌های مصالح بنایی

در صورتی که مطابق چک‌لیست بند ۳-۱۰-۲ میان قاب‌ها با قاب‌های ساختمان درگیر باشند یا اگر دیوارها باید در جهت عمود بر صفحه کنترل شوند، لازم است آزمون مقاومت برشی ملات دیوار صورت گیرد. برای کسب اطلاعات بیشتر به استاندارد بند ۲-۵ رجوع شود.

۳-۲-۷-۴ آزمون‌ها و اطلاعات ژئوتکنیک

هم‌زمان با انجام آزمون‌های مصالح سازه، در سطوح اطلاعات متعارف و جامع لازم است آزمون‌های ژئوتکنیکی نیز برای تعیین مشخصات خاک محل صورت پذیرد. این اطلاعات باید مشتمل بر اطلاعات مربوط به پی، شرایط خاک زیر آن و خطرات ساخت‌گاهی محل ساختمان باشد. با توجه به سطح اطلاعات، برنامه‌ی آزمون‌ها مطابق جدول ۳-۹ تعیین می‌شود.

جدول ۳-۹- تعداد آزمون‌های ژئوتکنیک

تعداد آزمون‌ها	وضعیت مدارک معتبر حاوی گزارش بررسی ساخت‌گاه	سطح اطلاعات
-	وجود دارد.	متعارف
حداقل یک گمانه	وجود ندارد یا ناقص است.	
حداقل یک گمانه	وجود دارد.	جامع
حداقل چهار گمانه	وجود ندارد یا ناقص است.	

۳-۸ تحلیل خطر زلزله و تهیه‌ی طیف طراحی

در کلیه‌ی روش‌های تحلیل سازه در بهسازی لرزه‌ای، داشتن طیف طرح لازم است. طیف طرح مربوط به سطح خطر-۱ را می‌توان از استاندارد بند ۲-۱۰ استخراج نمود. اما هرگاه استفاده از سطح خطر-۲ یا هر سطح خطر متفاوت با سطح خطر-۱ لازم باشد، یا هدف بهسازی ویژه انتخاب شود، لازم است طیف طرح ویژه ساخت‌گاه محاسبه شود. نحوه‌ی تعیین طیف‌های طراحی براساس جدول ۳-۱۰ است.

جدول ۳-۱۰- تعیین طیف‌های طراحی

توضیحات	طیف قابل استفاده	هدف بهسازی
- از حاصل ضرب شتاب مبنای طرح (A) و مقادیر طیفی ضریب بازتاب ساختمان (B) حاصل می‌شود. - مقدار A از نقشه پهنه‌بندی استاندارد بند ۲-۱۰ قابل تعیین است. - مقادیر طیفی B را می‌توان از طیف ضریب بازتاب استاندارد بند ۲-۱ برآورد نمود.	طیف طرح استاندارد (برای سطح خطر-۱)	مبنا، محدود و مطلوب
- برای تعیین شتاب مبنای طرح، مراحل تحلیل خطر ویژه ساخت‌گاه مطابق بند ۱-۴-۶-۱ دستورالعمل صورت می‌گیرد. - شکل طیف می‌تواند به یکی از صورت‌های زیر مطابق بند ۳-۴-۶-۲ دستورالعمل باشد:	طیف طرح ویژه ساخت‌گاه (برای هر سطح خطر متفاوت با سطح خطر-۱)	
۱- طیف طرح با شکل ثابت؛ ۲- طیف طرح با خطر ثابت؛ ۳- طیف طرح میانگین و یا طیف طرح میانگین به‌علاوه‌ی انحراف معیار.	طیف طرح ویژه ساخت‌گاه	ویژه

۳-۸-۱ شتاب‌نگاشت‌ها

در صورتی که استفاده از شتاب‌نگاشت در تحلیل لرزه‌ای ساختمان مورد نظر باشد، لازم است که این شتاب-نگاشت‌ها حداقل از سه زلزله‌ی مختلف در دسترس باشند. در صورت عدم وجود شتاب‌نگاشت مناسب برای محل مورد نظر به تعداد کافی می‌توان از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی بدین‌منظور استفاده کرد. سایر ضوابط تعیین شتاب‌نگاشت‌ها مطابق استاندارد بند ۲-۱ است.

۳-۹ جمع‌بندی

پس از انجام مطالعات، سونداژها و در صورت لزوم آزمون‌های تعیین‌شده در این بند، اطلاعات زیر که در بخش‌های مدل‌سازی و تحلیل مورد استفاده قرار می‌گیرند، به دست می‌آید.

- وضعیت ساختمان‌های مجاور؛
 - نقشه‌های وضع موجود شامل هندسه و پیکربندی وضعیت موجود ساختمان از نظر سازه‌ای و معماری به همراه جزییات کافی برای مطالعات بهسازی لرزه‌ای؛
 - هدف بهسازی مشتمل بر سطوح خطر و سطوح عملکرد؛
 - سطح اطلاعات؛
 - مشخصات مصالح فولادی و بتنی و میلگرد به‌دست آمده از مدارک فنی یا آزمون‌های انجام شده؛
 - مشخصات ژئوتکنیکی زمین محل پروژه؛
 - طیف طرح و در صورت لزوم شتاب‌نگاشت‌های مورد نیاز.
- ارزیابی اولیه از وضعیت موجود ساختمان که بدون انجام سونداژ و آزمون‌ها و به استناد مدارک و اطلاعات موجود و نیز نتایج بازرسی شهودی توسط ارزیاب مجرب صورت می‌پذیرد، تحت عنوان ارزیابی کیفی شناخته می‌شود. این اصطلاح در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مطرح شده است. نمونه‌ای از چک‌لیست‌های ارزیابی کیفی در بند ۳-۱۰ ارائه شده است.

۳-۱۰ نمونه‌ای چک‌لیست‌های ارزیابی کیفی

۳-۱۰-۱ نمونه‌ی چک‌لیست بازدید محلی

- ۱- آدرس ساختمان:
- ۲- طول و عرض جغرافیایی در ورودی اصلی ساختمان:
- ۳- کروکی موقعیت زمین و ساختمان:
- ۴- آیا تجهیزات هشداردهنده‌ی دود و نشت گاز در ساختمان وجود دارد؟
خیر ، بلکه ، وضعیت تجهیزات هشداردهنده‌ی دود و نشت گاز؛
- ۵- آیا تجهیزات آتش‌نشانی در ساختمان وجود دارد؟
خیر ، بلکه ، وضعیت تجهیزات آتش‌نشانی؛
- ۶- آیا رویه‌ی مقاوم در برابر آتش بر روی اعضای سازه‌ای وجود دارد؟
خیر ، بلکه ، جنس و وضعیت رویه‌ی مقاوم در برابر آتش؛

۷- آیا تغییرات در پلان معماری اولیه وجود دارد؟

خیر بله ، شرح تغییرات در پلان معماری؛

۸- آیا بخش جدیدی به سازه‌ی موجود اضافه شده است؟

خیر بله ، شرح بخش‌های جدید اضافه شده؛

۹- وضعیت توپوگرافی منطقه:

ساختمان واقع بر خط الراس با سراشیبهی تند ساختمان واقع بر خط‌القعور و نواحی پست

ساختمان در مجاورت خاکریزی یا خاکبرداری ساختمان بر روی زمین با شیب تند

۱۰- آیا احتمال دارد ساختمان بر روی خاک دستی احداث گردیده باشد؟ خیر بله

۱۱- آیا سابقه‌ی روانگرایی در منطقه دیده شده است؟ خیر بله

۱۲- آیا احتمال روانگرایی در منطقه وجود دارد؟ خیر بله

۱۳- آیا سابقه‌ی زمین لغزش در منطقه دیده شده است؟ خیر بله

۱۴- آیا احتمال زمین‌لغزش در منطقه وجود دارد؟ خیر بله

۱۵- آیا در نزدیکی ساختمان تونل، حفره‌های بزرگ و یا قنات وجود دارد؟

خیر بله ، فاصله از ساختمان:

۱۶- آیا از نزدیکی ساختمان خط مترو عبور می‌کند؟

خیر بله ، فاصله از ساختمان:

۱۷- آیا ساختمان در محدوده یا مسیر قنات قرار گرفته است؟ خیر بله

۱۸- آیا ساختمان در مسیر ساخته شده است؟ خیر بله

۱۹- ویژگی‌های اصلی و قابل توجه خاک:

۲۰- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و سطح آب زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده محلی

مانند گودبرداری‌های اطراف چگونه است؟

۲۱- امکان انجام عملیات بهسازی در ساختمان در زمان‌های مختلف چگونه است؟

۲۲- آیا محوطه‌ی لازم برای انجام عملیات بهسازی و فضای لازم برای استقرار ماشین آلات موجود است؟

۲۳- آیا ساختمان‌های مجاور مانعی در راه انجام عملیات بهسازی ایجاد می‌کنند؟

۲۴- وضعیت ساختمان‌های مجاور:

مجاورت دارد (فاصله و اختلاف تراز طبقات بین دو ساختمان)	مجاورت ندارد	وجوه ساختمان
<input type="checkbox"/> :.....	<input type="checkbox"/>	وجه شرقی
<input type="checkbox"/> :.....	<input type="checkbox"/>	وجه غربی
<input type="checkbox"/> :.....	<input type="checkbox"/>	وجه شمالی
<input type="checkbox"/> :.....	<input type="checkbox"/>	وجه جنوبی

۲۵- شناسایی وضعیت اجزای مشترک با ساختمان مجاور

نوع اشتراک	توضیح
<input type="checkbox"/> ستون مشترک	
<input type="checkbox"/> تیر مشترک	
<input type="checkbox"/> سقف مشترک	
<input type="checkbox"/> پله‌ی مشترک	
<input type="checkbox"/> دیوار مشترک	
<input type="checkbox"/> سایر	

۲۶- بررسی احتمال آسیب ناشی از ساختمان مجاور:

نوع خطر آسیب دیدگی	توضیح (محل و نوع)
<input type="checkbox"/> سقوط اجزای سست	
<input type="checkbox"/> انفجار	
<input type="checkbox"/> آتش‌سوزی	
<input type="checkbox"/> نشت مواد شیمیایی	
<input type="checkbox"/> سایر	

۲۷- کیفیت نگهداری از ساختمان در طول بهره‌برداری:

وضعیت خوردگی یا زنگ‌زدگی در اجزای سازه‌ای وجود فرسودگی در اجزای غیرسازه‌ای

۲۸- نوع پوشش اجزای سازه‌ای چگونه است؟

۲۹- آیا ساختمان دارای آسانسور است؟ تعداد و ظرفیت آن ذکر شود.

۳۰- فهرست اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ضمیمه شود.

۳-۱۰-۲ نمونه‌ی چک‌لیست بررسی مدارک موجود

۱- موقعیت ساختمان:

استان	شهرستان	شهر	منطقه‌ی شهرداری	منطقه از نظر پهنه‌بندی خطر زلزله براساس استاندارد بند ۲-۱

۲- تاریخچه‌ی ساختمان:

سال طراحی سازه: سال شروع ساخت: سال بهره‌برداری:

۳- عوامل ساخت:

کارفرما: مشاور:

پیمانکار: بهره‌بردار:

۴- مشخصات طبقات ساختمان:

طبقه	زیربنای طبقه	ارتفاع طبقه	تعداد ساکنین	کاربری طبقه	موارد خاص	توضیحات
						جمع

۵- سطح کل زمین: مترمربع

۶- کاربری ساختمان:

کاربری فعلی: کاربری قبلی:

۷- اسناد و مدارک موجود:

اسناد و مدارک موجود			
موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک ^۱
کامل است	ناقص است (موارد نقص)		
معماری			
نقشه‌های معماری			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان معماری طبقات
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مقاطع ساختمان
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- نماها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- نقشه‌ی محوطه‌ی ساختمان
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان جانمایی سقف‌های کاذب
جزئیات معماری			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- سقف‌های سازه‌ای و کاذب
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- دیوارهای پیرامونی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- دیوارهای تیغه‌بندی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پله‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- نماها
سازه			
نقشه‌های سازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان تیرریزی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان ستون‌گذاری
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- قاب‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان جانمایی مهاربند یا دیوار برشی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان پی
جزئیات سازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع تیرها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع ستون‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع مهاربندها یا دیوار برشی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات اتصالات تیر به ستون
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات اتصالات مهاربندها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات وصله‌ی ستون‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات صفحه‌ستون و میل‌مهارها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات اتصال ستون به صفحه‌ستون
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات آرماتورگذاری پی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات سازه‌ای پله‌ها

اسناد و مدارک موجود			
موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک ^۱
کامل است	ناقص است (موارد نقص)		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات اجرایی سقفها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات اتصال میان قابها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزییات اتصال نما به سازه
جزئیات غیرسازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- نقشه‌های تاسیساتی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- دفترچه‌ی محاسبات
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- دستورکارها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- صورتجلسه‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- فهرست نواقص تحویل موقت و صورتجلسه-های رفع آنها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- گزارش‌های ژئوتکتیک
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- گزارش‌های تحلیل خطر ساختگاه
گزارش آزمون مصالح			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- فولادی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- بتن
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- میلگرد

در صورتی که هر گونه مرمت یا بازسازی در ساختمان صورت گرفته است، لازم است مدارک مرتبط برای تعیین نواقص، مطابق با چک‌لیست فوق کنترل شوند.

۸- سیستم سازه‌ای ساختمان:

سیستم سازه‌ای	قاب خمشی	مهاربندی		دیوار برشی فولادی	قاب‌های با اتصالات خرچینی	قاب‌های فولادی با میان-قاب
		هم‌گرا	واگرا			
امتداد اصلی اول	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
امتداد اصلی دوم (معامد)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

۹- اجزای سازه‌ای:

۹-۱- دیوارهای سازه‌ای:

- دیوار برشی بتنی معمولی
- دیوار برشی بتنی هم‌بند
- دیوار برشی فولادی
- سایر

۹-۲- پی‌ها:

- منفرد
- نواری
- گسترده
- عمیق
- سایر

۹-۳- نوع دیافراگم:

- تیرچه بلوک
- مهاربندی فولادی افقی
- دال بتنی
- کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای
- دال و تیرچه بتنی
- کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای

- طاق ضربی کف فلزی بدون پوشش
- مرکب سایر
- ۱۰- میان قاب‌ها:

۱-۱۰- نوع مصالح میان قاب:

۱۰-۲- میان قاب‌های موجود در ساختمان کدامیک از شرایط زیر را ارضا می‌کنند:

میان قاب جدا شده : میان قابی که در بالا و اطراف خود داری درزهایی با قاب است به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد.

میان قاب برشی : میان قاب در هر چهار طرف به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس است.

۳-۱۰-۳ نمونه‌ی چک‌لیست سونداژ

۱- سونداژ جزییات اتصال تیر به ستون

ردیف	جزئیات اتصال تیر به ستون	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱	نوع اتصال	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۱	بعد جوش‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۱	طول جوش‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۱	ضخامت ورق‌های اتصال	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۱	پروفیل‌های به کار رفته در اتصال (نبشی، سپری و...) نوع پروفیل‌های متصل شونده	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۱	طول قطعات اتصال (طول نبشی و ..)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۷-۱	قطر پیچ‌ها یا پرچ‌های به کار رفته	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۸-۱	تعداد پیچ‌ها و آرایش قرارگیری آن‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۹-۱	هندسه‌ی کلی اتصال	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

نمای کناری	نمای روبرو
نمای بالا	نمای پایین
کروکی جزییات اتصال تیر به ستون	

۲- سونداژ جزییات تیرها

ردیف	جزییات تیرها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۲	ابعاد مقطع پروفیل یا تیورق به کار رفته	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۲	مشخصات ورق‌های تقویتی شامل ابعاد، بعد جوش و طول جوش و فواصل جوش‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۲	بعد و طول جوش و فواصل جوش در تیورق‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۲	ضخامت لایه‌ی بتنی در تیرهای مرکب	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۲	وضعیت مهارهای جانبی بال‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۲	مقطع تیرها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزییات تیرها

۳- سونداژ جزییات ستون‌ها

ردیف	جزئیات ستون‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۳	ابعاد و پروفیل مقطع ستون‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۳	بعد و طول جوش‌ها و فواصل جوش در ستون‌های ساخته‌شده از ورق یا ترکیبی از چند پروفیل	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۳	ضخامت و ابعاد ورق‌های تقویتی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۳	بعد و طول جوش‌ها و فواصل جوش در ورق‌های تقویتی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۳	جزئیات بست‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۳	مقطع کلی ستون‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزییات ستون‌ها

۴- سونداژ جزئیات مهاربندها

ردیف	جزئیات مهاربندها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۴	نوع مهاربندها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۴	نوع پروفیل و ابعاد مقطع آن	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۴	ضخامت و ابعاد ورق‌های اتصال (در صورت وجود)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۴	بعد و طول جوش‌ها و فواصل آن‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۴	فواصل لقمه‌ها یا بست‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزئیات مهاربندها

۵- سونداژ جزییات پای ستون ها

ردیف	جزییات پای ستون ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۵	نوع اتصال ستون ها به صفحه ستون	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۵	بعد و طول جوش ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۵	تعداد و قطر بولت ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۵	مشخصات ورق های سخت کننده (ابعاد و ضخامت)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۵	ضخامت و ابعاد ورق کف ستون	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۵	مشخصات قطعات اتصال (نبشی ها و ..)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۷-۵	فواصل و آرایش بولت ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۸-۵	نمای کلی پای ستون ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزییات پای ستون ها

۶- سونداژ جزییات دیافراگم‌ها

ردیف	جزییات دیافراگم‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۶	نوع دیافراگم‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۶	جزییات معماری دیافراگم‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۶	جزییات سازه‌ای دیافراگم‌ها شامل ضخامت بتن یا مشخصات پروفیل‌ها و فواصل آنها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۶	جهت تیرریزی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزییات دیافراگم‌ها

۷- سونداژ جزییات وصله‌ی ستون‌ها

ردیف	جزییات وصله‌ی ستون‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۷	ابعاد ورق‌های وصله و ضخامت آن‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۷	بعد و طول جوش‌ها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۷	نمای کلی وصله‌ی اتصال	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزییات وصله‌ی ستون‌ها

۸- سونداژ جزییات میان قابها

ردیف	جزئیات میان قابها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۸	نوع و جنس دیوارها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۸	ضخامت دیوارها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۸	ابعاد دیوارها	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۸	نوع آجر و ملات	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۸	فاصله‌ی میان قاب از طرفین و بالا با قاب محیطی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۸	مشخصات ابزار اتصال میان قاب به قاب در صورت وجود	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزییات میان قابها

۹- سونداژ جزئیات اجزای غیرسازه‌ای

ردیف	جزئیات اجزای غیرسازه‌ای	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۹	نوع اجزای غیرسازه‌ای (معماری، مکانیکی، برقی، مخابراتی)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۹	ابعاد هندسی اجزای غیرسازه‌ای	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۹	وزن اجزای غیرسازه‌ای و موقعیت مرکز جرم آن	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۹	موقعیت قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای در طبقات ساختمان	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۹	موقعیت قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای در ارتفاع طبقه	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۹	کروکی موقعیت قرارگیری و ابعاد اجزای غیرسازه‌ای	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی جزئیات اجزای غیرسازه‌ای

۱۰- سونداژ جزییات اتصال اجزای غیرسازه‌ای

ردیف	جزئیات اتصال اجزای غیرسازه‌ای	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱۰	نوع اتصال (جوشی، پیچی، استفاده از جداسازها)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۱۰	نوع قید اتصالات (غلتکی، مفصلی، لغزشی و ..)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۳-۱۰	ابعاد و طول جوش در اتصالات جوشی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۴-۱۰	تعداد و ابعاد پیچها در اتصالات پیچی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۵-۱۰	جزئیات سایر اتصالات به کار رفته	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۶-۱۰	کروکی اتصالات به کار رفته	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی اتصال اجزای غیرسازه‌ای

۱۱- سونداژ جزییات پی

ردیف	جزئیات پی	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱۱	نوع پی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
۲-۱۱	طول، عرض و ضخامت پی	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

کروکی ابعاد پی

۳-۱۰-۴ نمونه‌ی چک‌لیست ارزیابی کیفی

صفحه ۴ از ۴	چک‌لیست ارزیابی کیفی		
۱- ارزیابی کلی سازه			
۱- آیا مسیرهای انتقال بار ثقلی تا روی پی ادامه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۲- آیا مسیرهای انتقال بار جانبی تا روی پی ادامه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۳- درز انقطاع با ساختمان‌های مجاور:	<input type="checkbox"/> وجود دارد	(<input type="checkbox"/> کم‌تر از مقدار مجاز <input type="checkbox"/> بیش‌تر از مقدار مجاز) <input type="checkbox"/> وجود ندارد	
۴- اجزای سازه‌های مشترک بین ساختمان‌های مجاور	<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد	
۵- آیا احتمال بروز آسیب ناشی از ساختمان‌های مجاور وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله (سقوط اجزای سست-)	<input type="checkbox"/> آتش‌سوزی - <input type="checkbox"/> سایر موارد) <input type="checkbox"/> خیر	
۶- به طور کلی، سازه در پلان:	<input type="checkbox"/> نامنظم <input type="checkbox"/> نامنظم	(<input type="checkbox"/> عدم تقارن اعضای سیستم باربر جانبی <input type="checkbox"/> توزیع نامتناسب جرم در پلان <input type="checkbox"/> نامنظمی هندسی)	
۷- به طور کلی، سازه در ارتفاع:	<input type="checkbox"/> منظم <input type="checkbox"/> نامنظم	(<input type="checkbox"/> طبقه نرم یا ضعیف - <input type="checkbox"/> توزیع نامتناسب جرم - <input type="checkbox"/> نامنظمی هندسی) <input type="checkbox"/> نامشخص	
۸- احتمال وقوع پیچش چقدر است؟	<input type="checkbox"/> زیاد <input type="checkbox"/> متوسط	<input type="checkbox"/> کم <input type="checkbox"/> نامشخص	
۹- آیا اعضای باربر جانبی در ارتفاع تغییر صفحه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۱۰- آیا تیرهای داخلی به طور منظم و متقارن در کف طبقات توزیع شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۲- پی			
۱۱- نشست در سازه:	<input type="checkbox"/> وجود ندارد	<input type="checkbox"/> وجود دارد (<input type="checkbox"/> یکنواخت - <input type="checkbox"/> غیر یکنواخت)	
۱۲- وضع ظاهری پی‌ها:	<input type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب (.....) <input type="checkbox"/> نامشخص	
۱۳- آیا پی‌ها در یک تراز قرار دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۴- تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین چقدر است؟	<input type="checkbox"/> بیش از ۲۰متر	<input type="checkbox"/> بین ۱۰متر تا ۲۰متر	<input type="checkbox"/> کم‌تر از ۱۰متر
۱۵- آیا شواهدی از خاک‌شستگی و سایش خاک اطراف پی وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۱۶- آیا پی مشترک با سازه مجاور دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۳- کف‌ها و بام‌ها			
۱۷- آیا کف در محاورت دهانه‌های مهاربندی شده دارای بازشو هستند؟	<input type="checkbox"/> بله (<input type="checkbox"/> کم-تر از مقدار مجاز <input type="checkbox"/> بیش از مقدار مجاز)	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۸- آیا بازشوهایی در کف با عرض بیش از یک‌دوم بعد ساختمان، وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۹- انسجام و یک پارچگی کف‌ها و بام را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	
۲۰- اتصال قطعات بام به اجزای سازه را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> خطر سقوط وجود دارد <input type="checkbox"/> مصداق ندارد	
۲۱- آیا ترک‌های غیرعادی در سقف‌های بتنی دیده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۲۲- در صورت استفاده از ورق‌های موج‌دار در سقف، ورق‌ها به‌طور مطلوب به اسکلت سقف مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> مصداق ندارد	
۲۳- در سقف‌های تیرچه بلوک با دهانه‌های بیش از ۴متر، تیرچه‌ها دارای کلاف عرضی هستند؟	<input type="checkbox"/> بله <input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص <input type="checkbox"/> مصداق ندارد	
۲۴- سیستم سقف در محل تکیه‌گاه‌ها به عناصر زیر سری به‌طور مناسب متصل شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۴- سازه‌ی فولادی			
۲۵- مقاطع موجود از چه نوع است؟	<input type="checkbox"/> نوردشده	<input type="checkbox"/> ساخته شده از ورق	
۲۶- مقاطع موجود چه شکلی است؟			
ستون:	<input type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دویل	<input type="checkbox"/> جعبه‌ای <input type="checkbox"/> مقاطع دیگر
تیر:	<input type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دویل	<input type="checkbox"/> لانه‌زنبوری <input type="checkbox"/> مقاطع دیگر
مهاربند:	<input type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دویل	<input type="checkbox"/> مقاطع دیگر
۲۷- اتصالات از چه نوعی است؟	<input type="checkbox"/> پیچی	<input type="checkbox"/> جوشی	<input type="checkbox"/> پیچی-جوشی
۲۸- کیفیت کلی اجرا را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	
۲۹- آیا مورد زنگ‌زدگی و خوردگی در اعضا مشاهده می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۳۰- آیا ستون کوتاه در قاب وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۳۱- آیا فلسفه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی رعایت شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	
۳۲- ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی دارای سابقه‌ی آسیب قبلی ناشی از آتش‌سوزی و یا ضربه هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	

صفحه ۲ از ۴				چک لیست ارزیابی کیفی			
۱-۴ ستون‌ها							
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا جزییات فنی مناسب در اجرای ستون‌ها رعایت شده است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا ستون‌ها در راستای شاقولی اجرا شده اند؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا ظاهر ستون نشانگر احتمال وقوع کماتش است؟	<input type="checkbox"/>
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/>	نامناسب	<input type="checkbox"/>	مناسب	<input type="checkbox"/>	کیفیت اتصال را در محل تغییر مقطع ستون‌ها چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/>
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/>	نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	آیا اتصال در محل وصله‌ی ستون‌ها را مناسب ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	اتصالات تیر به ستون با جزییات مناسب اجرا شده‌اند؟	<input type="checkbox"/>
۲-۴ تیرها							
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا تیری که دارای خیز قابل توجهی باشد، وجود دارد؟	<input type="checkbox"/>
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/>	نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	آیا اتصال با جزییات مناسب در محل وصله‌ی تیرها اجرا شده است؟	<input type="checkbox"/>
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/>	نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	آیا اتصال تیر پله به تیرهای طبقه و نیم‌طبقه مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	در تیرلانه‌زنبوری، چشمه‌ها در محل تکیه‌گاه در محدوده‌ی مناسب پوشانده شده‌اند؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا طول نشیمن تیرها در محل تکیه‌گاه‌ها مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	نامناسب	<input type="checkbox"/>	مناسب	<input type="checkbox"/>	کیفیت اجرا و جوش مقاطع، سخت‌کننده‌ها و... در تیرها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/>
۳-۴ صفحه‌ستون‌ها							
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا ابعاد صفحه‌ی پای‌ستون مناسب به نظر می‌رسد؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	اتصال ستون به صفحه‌ی پای‌ستون مناسب اجرا شده است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	بولت‌های مربوط به صفحه‌ی پای‌ستون مناسب اجرا شده است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا امکان نفوذ آب و عدم قابلیت تخلیه‌ی آن در پای ستون وجود دارد؟	<input type="checkbox"/>
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/>	نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	آیا کیفیت اتصال گیردار در پای ستون مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
۴-۴ جوش و اتصالات جوشی							
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا اجرای جوش در اتصالات از کیفیت مناسبی برخوردار است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا اتصالات با جزییات مناسب اجرا شده‌اند؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا جوش‌های نفوذی به‌طور صحیحی اجرا شده‌اند؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	اعوجاجی در اعضا که بر اثر گرما و تنش ناشی از جوشکاری به‌وجود آمده باشد، دیده می‌شود؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	در اعضای متشکل از چند پروفیل، اجرای جوش‌ها مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	کیفیت اجرای جوش‌های سربالا مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
۵-۴ اتصالات پیچی							
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا طول بولت‌ها مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا مهره‌ها به‌طور کامل بسته شده‌اند؟	<input type="checkbox"/>
۶-۴ مهاربندها							
۵۸- نوع مهاربندی‌ها چگونه است؟							
	<input type="checkbox"/>	برون-محور	<input type="checkbox"/>	هم‌محور	<input type="checkbox"/>	وجود دارد	<input type="checkbox"/>
۵۹- شکل مهاربندی‌ها چگونه است؟							
	<input type="checkbox"/>	۷ویا ۸	<input type="checkbox"/>	Kشکل	<input type="checkbox"/>	ضربدری	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا مهاربندهایی که صرفاً کششی باشند وجود دارد؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا اتصال مهارتی‌ها به تیر و ستون مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا اتصال مهارتی‌ها به صفحات اتصال مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	آیا ابعاد و سختی ورق‌های اتصال مهاربند مناسب به‌نظر می‌رسد؟	<input type="checkbox"/>
نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>	طول جوش در اتصال مهارها به صفحات اتصال مناسب است؟	<input type="checkbox"/>
موضوعیت ندارد	<input type="checkbox"/>	نامشخص	<input type="checkbox"/>	خیر	<input type="checkbox"/>	بله	<input type="checkbox"/>
۶۵- دو مهاربند در محل تقاطع، به‌درستی اجرا شده‌اند؟							

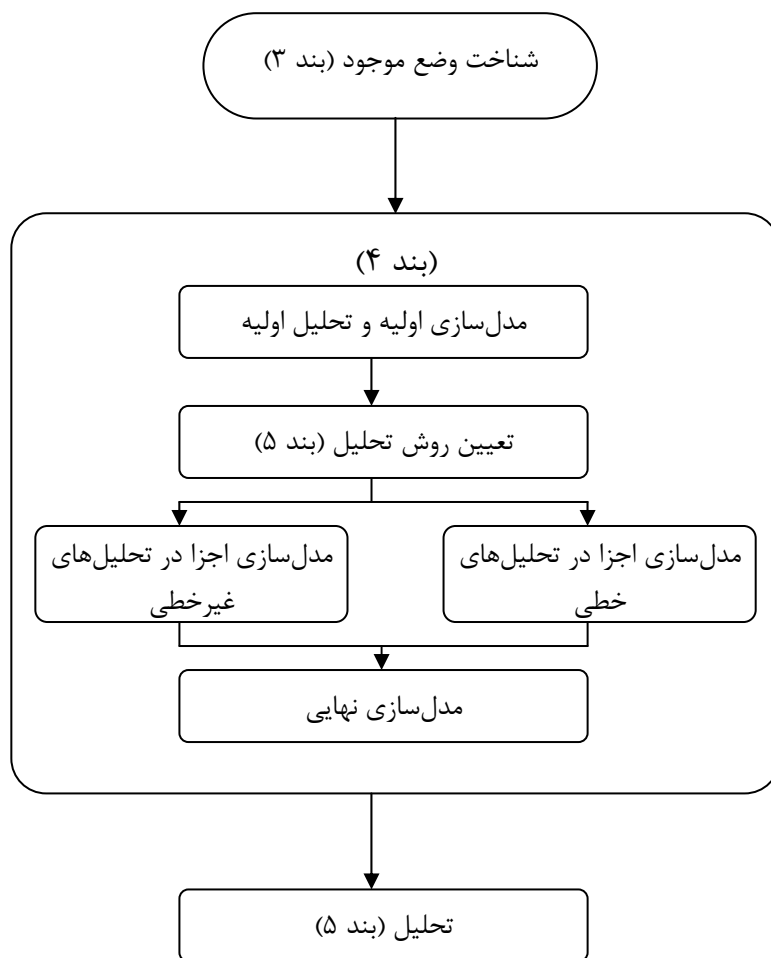
صفحه ۳ از ۴		چک لیست ارزیابی کیفی	
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۶۶- آیا کمانش ظاهری در مهاری‌ها مشاهده می‌شود؟
۵- دیوارها			
آجر محوف	<input type="checkbox"/> آجر فشاری	<input type="checkbox"/> بلوک سفالی	۶۷- مصالح دیوارها از چه نوعی است؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خاک و گل	<input type="checkbox"/> ماسه سیمان	۶۸- ملات مصرفی دیوارها چیست؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> نامناسب (.....)	<input type="checkbox"/> مناسب	۶۹- کیفیت ملات مصرفی را چگونه ارزیابی می‌کنید؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> نامناسب (.....)	<input type="checkbox"/> مناسب	۷۰- کیفیت اجرای دیوارها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	۷۱- آیا در محل درز انقطاع، تیغه‌ها و دیوارها قطع شده‌اند؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> بدون خطر	<input type="checkbox"/> کم	۷۲- خطر واژگونی دیوارها و مسدود شدن ورودی یا خروجی‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟
خیر	<input type="checkbox"/> سایر موارد.....)	<input type="checkbox"/> ترک عمودی ناشی از نشست	۷۳- آیا ترک در دیوارها رویت می‌شود؟
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	۷۴- آیا جان‌پناه‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟
۵-۱- میان قاب‌های مصالح بنایی		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
خیر	<input type="checkbox"/> سایر موارد.....)	<input type="checkbox"/> ترک عمودی ناشی از نشست	۷۵- آیا ترک‌های قطری مشاهده می‌شود؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۷۶- آیا میان قاب‌ها به‌طور پیوسته تا روی فونداسیون ادامه دارند؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۷۷- آیا کیفیت اجرای ملات میان قاب‌ها مناسب به نظر می‌رسد؟
	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۷۸- آیا اجرای میانقاب‌ها سبب ایجاد ستون کوتاه شده است؟
۵-۲- دیوار غیرسازه‌ای		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۷۹- آیا دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی دارای مهار کافی در خارج از صفحه خود هستند؟
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	۸۰- دیوارهای غیرسازه‌ای مصالح بنایی که ارتفاعشان کمتر از ارتفاع طبقه است، با کلاف‌های افقی یا قائم به سازه متصل شده‌اند؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۸۱- آیا طول آزاد تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای واقع بین دو پشت‌بند یا کلاف قائم، کمتر از حداکثر مقدار مجاز است؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۸۲- آیا ارتفاع تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای، کمتر از حداکثر (بله) بدون کلاف افقی - یا استفاده از کلاف افقی مناسب <input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> مقدار مجاز است؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۸۳- ابعاد پشت‌بند دیوارها مناسب است؟
نامشخص	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۸۴- آیا اتصال کافی بین دیوارهای غیرسازه‌ای با دیوارهای سازه‌ای یا کلاف‌ها و ستون‌ها وجود دارد؟
۶- اجزای غیر سازه‌ای			
۶-۱- قطعات الحاقی بیرونی		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
خیر	<input type="checkbox"/> مهر مناسب به سازه	<input type="checkbox"/> بله	۸۵- آیا در خارج از ساختمان قطعات الحاقی وجود دارد؟
	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۸۶- آیا در صورت سقوط قطعات الحاقی، افراد صدمه می‌بینند؟
خیر	<input type="checkbox"/> ناپایداری لرزه‌ای)	<input type="checkbox"/> بله	۸۷- آیا قطعات الحاقی خاص با جنبه فقط معماری در نمای ساختمان وجود دارد؟
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۸۸- زنده‌ها و سایر ملحقات موجود در نما به‌طور مناسب به سازه متصل شده‌اند؟
وجود ندارد-لازم نیست	<input type="checkbox"/> وجود ندارد-لازم است	<input type="checkbox"/> وجود دارد-لازم است	۸۹- آیا پله‌ی فرار در ساختمان وجود دارد؟
خیر	<input type="checkbox"/> بدون مهر)	<input type="checkbox"/> بله	۹۰- آیا قطعات سنگین در لبه‌ی بام یا تراس‌ها و طره‌های بیرونی ساختمان وجود دارد؟
۶-۲- آویزها و قطعات درون ساختمان			
خیر	<input type="checkbox"/> مهر نامناسب)	<input type="checkbox"/> بله	۹۱- آویزهای سنگین در ساختمان وجود دارد؟
	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۹۲- قطعاتی که به دیوارها متصل هستند، به خوبی مهر شده‌اند؟
بدون خطر	<input type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> زیاد	۹۳- خطر واژگونی و یا لغزش تجهیزات و آسیب به سازه و افراد را چگونه ارزیابی می‌کنید؟
خیر	<input type="checkbox"/> مهر نامناسب)	<input type="checkbox"/> بله	۹۴- آیا قفسه‌ها، کمد‌ها و سایر لوازم و تجهیزات به‌طور مناسب به کف و دیوار و سازه مهار شده‌اند؟
۶-۳- تاسیسات مکانیکی		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
خیر	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۹۵- آیا فاصله‌ی مهر کانال‌ها مناسب است؟
خیر	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۹۶- آیا لوله‌ها در محل تکیه‌گاه‌ها دارای اتصالات مناسب هستند؟
خیر	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۹۷- نحوه‌ی مهر کانال‌های تاسیساتی مناسب است؟
مصدق ندارد	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> بله	۹۸- لوله‌ها و کانال‌ها در محل عبور از دیوار و یا درز انقطاع، به‌طور صحیحی اجرا شده‌اند؟

صفحه ۴ از ۴		چک لیست ارزیابی کیفی	
۴-۶ شیشه‌ها		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۹۹- آیا قاب شیشه‌ها در برابر زلزله از پایداری مناسبی برخوردار هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۰- آیا نحوه‌ی قرارگیری شیشه‌ها در قاب به گونه‌ای است که تغییر شکل سازه باعث شکستن شیشه می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۱- آیا خطر برخورد قطعات غیرسازه‌ای که در مجاورت سطوح شیشه خور قرار دارند، وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۰۲- در سازه‌های با نمای شیشه‌ای وسیع، شبکه‌ی قاب شیشه‌ها دارای جزییات و مقاومت لرزه‌ای مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص <input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۵-۶ نما		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۱۰۳- آیا ترک و یا رگه‌های شکست در نما مشاهده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۱۰۴- احتمال سقوط مصالح نما را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> بدون خطر <input type="checkbox"/> نامشخص
۱۰۵- آیا در نماسازی با سنگ پلاک، سنگ‌ها به طور مناسب مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص <input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۶-۶ سقف کاذب		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۱۰۶- آیا سقف کاذب دارای مهار مناسب به سقف سازه ای است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۷- آیا سقف کاذب با مصالح سبک اجرا شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۸- آیا فاصله‌ی مناسب بین سقف کاذب با دیوارها و ستون‌ها رعایت شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۹- اجزای سقف کاذب در تمام جهات به‌طور مناسب، به شبکه‌ی سقف کاذب متصل شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۱۰- سیستم روشنایی به طرز مناسبی به سقف متصل شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۷-۶ ملاحظات ایمنی		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۱۱۱- نحوه‌ی دسترسی به ساختمان به منظور امداد رسانی مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۱۲- احتمال بروز آتش سوزی در هنگام وقوع زلزله را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۱۳- آیا اجزای اصلی سازه در مقابل آتش‌سوزی به‌طور مناسبی محافظت شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص

۴ مدل‌سازی

۴-۱ مقدمه

مدل‌سازی ساختمان به منظور تحلیل نهایی سازه و برآورد پاسخ‌ها و تعیین واکنش‌ها انجام می‌شود. یکی از عوامل موثر در روند مدل‌سازی سازه، نوع تحلیل در نظر گرفته شده برای آن است که در اغلب موارد مستلزم انجام تحلیل‌های اولیه است. در طی تحلیل‌های اولیه صحت فرضیات مدل‌سازی نیز کنترل می‌شود. نحوه‌ی مدل‌سازی صحیح و روند اعمال ضوابط لازم در مدل ساخته‌شده به همراه روند تحلیل‌های اولیه در این بند توضیح داده می‌شود. شکل ۴-۱ جایگاه و مراحل این بند در روند ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها را تعیین می‌کند.



شکل ۴-۱- مراحل مدل سازی

مطالب این بند را می توان به دو بخش کلی تقسیم بندی کرد. در بخش اول ملاحظات کلی مدل سازی توضیح داده می شود و در بخش دوم ملزومات مدل سازی هر یک از اجزای سازه تشریح خواهد شد. ملاحظات کلی مدل سازی سازه برای تحلیل های خطی و غیرخطی به جز پاره ای نکات نظیر ملاحظات مربوط به مدل سازی دو بعدی تفاوت چندانی با هم ندارند. اما شیوهی مدل سازی اجزا در تحلیل های خطی و غیرخطی متفاوت است که در بخش دوم این بند به طور مشروح بیان می شود.

۴-۲ ملاحظات کلی مدل سازی سازه

هدف از این بند آشنایی با مراحل است که باید در مدل سازی کل سازه در نظر گرفته شود. در واقع در این قسمت طراح در مورد کلیات مدل تصمیم می گیرد و در قسمت بعدی مشخصات اجزای آن را تعیین می کند.

۴-۲-۱ مدل سازی دو بعدی و سه بعدی برای تحلیل های خطی و غیرخطی

براساس دستورالعمل برای مدل سازی ساختمان ها در حالت تحلیل خطی باید همواره از مدل سه بعدی استفاده کرد، اما در تحلیل های غیرخطی در صورت برآورده شدن شرایط خاص می توان از مدل سازی

دوبعدی نیز استفاده نمود. در مدل سازی سه بعدی، اعضای باربر در هر سه راستای متعامد سازه در مدل در نظر گرفته می‌شوند. علاوه بر این در چنین مدلی لازم خواهد بود که دیافراگم‌های افقی کف طبقات نیز به نحوی در مدل منظور شوند. نحوه‌ی مدل سازی دیافراگم در بند ۴-۲-۲ ذکر شده است. از مزایای مهم مدل سازی سه بعدی آن است که پیچش ناشی از خروج از مرکزیت نیروهای جانبی در آن به صورت خودکار لحاظ می‌شود. در مدل سازی دو بعدی، قاب‌های ساختمانی به طور مستقل مدل می‌شوند. مهم‌ترین عاملی که در تعیین شرایط دوبعدی یا سه بعدی بودن مدل موثر است، پیچش و نامنظمی در ساختمان است، که در بند ۴-۲-۴ تشریح می‌شود. شرایط استفاده از مدل سازی دو بعدی در شکل ۴-۶ به صورت مفصل توضیح داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشهود است در صورت استفاده از مدل دوبعدی بایستی به نحو مناسبی اثرات پیچش ساختمان بر روی قاب جدا شده از سازه اعمال شود.

در حالت کلی شیوه‌ی مدل سازی اعضا برای تحلیل‌های خطی و غیرخطی مشابه یکدیگر است. در هنگام مدل سازی برای تحلیل‌های خطی تنها تعیین سختی اعضا ضرورت دارد، اما برای تعریف یک مدل در تحلیل‌های غیرخطی نیاز به رابطه‌ی نیرو، تغییر شکل عضو است که متضمن اطلاعات بسیار بیش‌تری است. جزییات بیش‌تر در این زمینه در بند ۴-۳ تشریح خواهد شد.

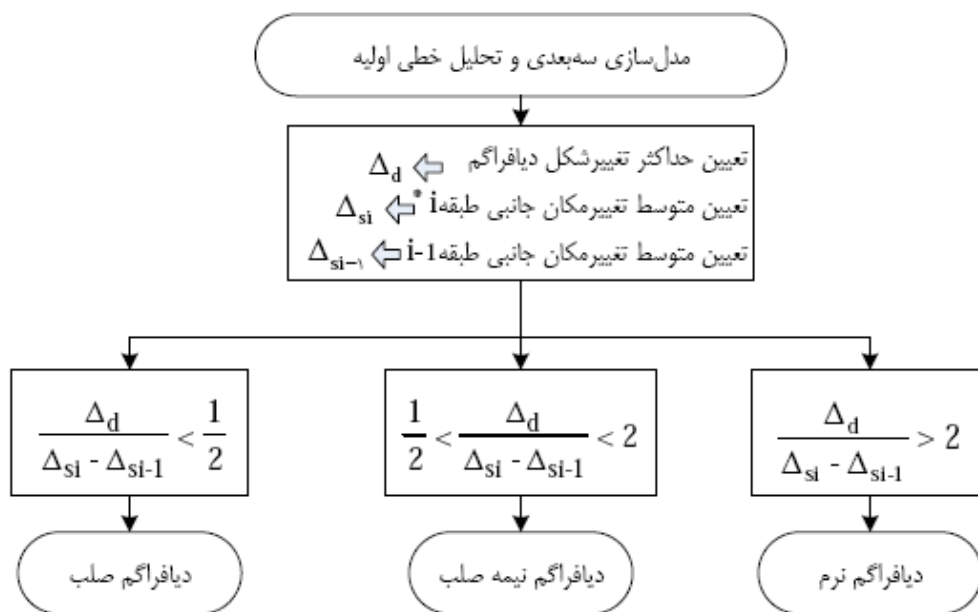
با توجه به این که در شرایط فعلی و با وجود نرم‌افزارهای محاسباتی قوی امکان انجام تحلیل‌های خطی و غیرخطی برای مدل‌های سه بعدی فراهم است، توصیه می‌شود تنها در صورتی که بزرگ بودن حجم مدل و حجم اطلاعات ورودی و خروجی یک مدل سه بعدی در یک سازه‌ی خاص استفاده از مدل‌های دو بعدی را ناگزیر نماید، همواره یک مدل سه بعدی از سازه تهیه شود.

۴-۲-۲ دیافراگم‌ها

کف طبقات یا دیافراگم‌ها نیروی جانبی طبقات را بین اجزای قائم سیستم باربر جانبی توزیع می‌کند. فرضیات مدل سازی صحیح در مورد دیافراگم‌ها از یک سو منجر به توزیع صحیح نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم می‌شود و از سوی دیگر در برآورد صحیح نیروهای داخلی دیافراگم حایز اهمیت است. جامع‌ترین روش تحلیلی برای برآوردن دو نیاز مذکور، مدل سازی دیافراگم‌ها به صورت اجزای محدود همراه با بقیه اعضای سازه، شامل تیر، ستون و دیوار برشی در یک مدل سه بعدی کلی است. این کار منجر به تحلیل مستقیم دیافراگم‌ها به همراه بقیه‌ی سازه و تعیین واکنش‌های آن‌ها شده و مهندس طراح را از مدل سازی و تحلیل جداگانه‌ی دیافراگم‌ها بی‌نیاز می‌سازد. با توجه به سه بعدی و حجیم بودن مدل، این کار دقت و حساسیت بیش‌تری را طلب می‌کند. البته این روش در تحلیل‌های غیرخطی، با صرف زمان و هزینه‌ی بالا همراه بوده و در اغلب موارد عملی نیست. بنابراین در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی هستند، مطلوب‌تر است که از روش‌های ساده شده برای مدل-سازی دیافراگم‌ها استفاده شود.

برای اعمال روش‌های ساده شده در مدل سازی دیافراگم‌ها ابتدا باید برآورد مناسبی از سختی دیافراگم‌ها عمل آید. دیافراگم‌ها از نظر میزان سختی درون صفحه خود به سه دسته تقسیم می‌شوند:

- ۱- دیافراگم صلب: اگر تحت بار جانبی، حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم کوچکتر از نصف متوسط تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باشد، دیافراگم صلب محسوب می‌شود.
 - ۲- دیافراگم نرم: اگر تحت بار جانبی حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم بزرگتر از دو برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد، دیافراگم نرم محسوب می‌شود.
 - ۳- دیافراگم نیمه صلب: اگر دیافراگم نه صلب و نه نرم، نیمه‌صلب محسوب می‌شود.
- روابط تشخیص انواع دیافراگم در شکل ۲-۴ آمده است. شکل ۳-۴ به تعریف تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های تعریف‌شده در این شکل به صورت شماتیک می‌پردازد.



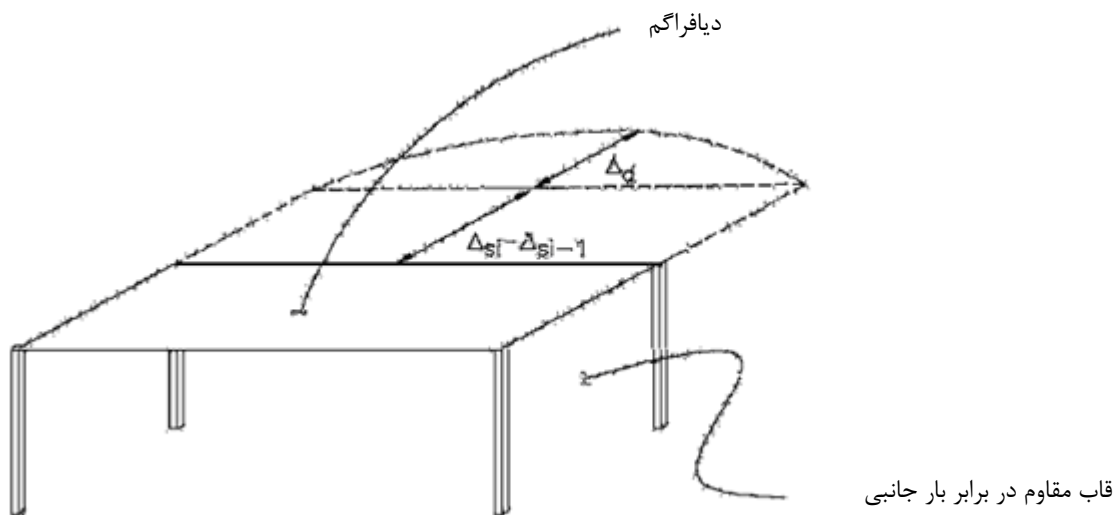
* طبقه i طبقه‌ای است که دیافراگم آن در حال بررسی است.

شکل ۲-۴ - نحوه‌ی کنترل دیافراگم‌ها

برای دسته‌بندی دیافراگم‌ها، محاسبه‌ی تغییرشکل‌ها باید بر مبنای بار معادل استاتیکی مطابق بند ۲-۴-۵ انجام شود. توزیع نیروی افقی بر روی بخش‌های مختلف یک دیافراگم باید متناسب با توزیع جرم دیافراگم باشد. در صورت جابه‌جا شدن محور سیستم باربر جانبی از طبقه‌ای به طبقه‌ی دیگر (مانند جابه‌جا شدن محور مهاربند از طبقه‌ای به طبقه‌ی دیگر) باید اثرات نیروهای افقی به وجود آمده در دیافراگم در تغییر شکل آن منظور شود.

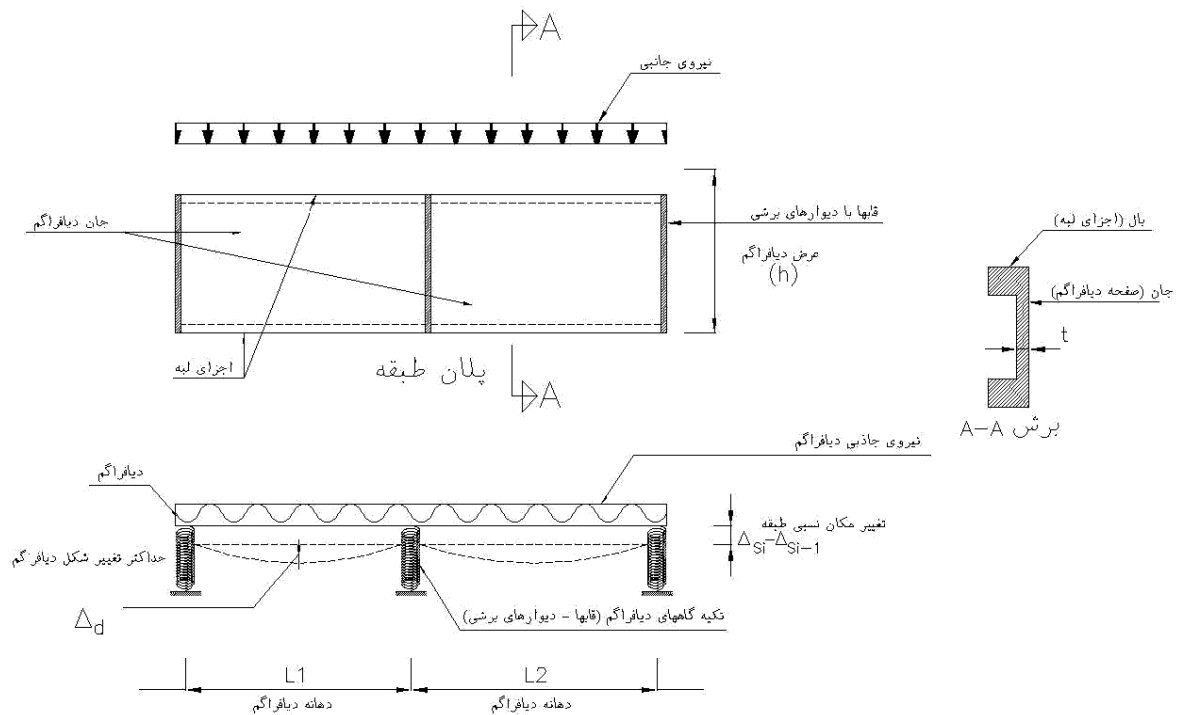
یک روش متداول برای به‌دست‌آوردن تغییر شکل دیافراگم مدل‌سازی آن‌ها به صورت تیر عمیق است. در این روش دیافراگم بر روی تکیه‌هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی (قاب‌ها و دیوارهای برشی) هستند، مدل می‌شود. نحوه‌ی انجام این مدل‌سازی در شکل ۴-۴ نمایش داده شده است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، جان تیر عمیق همان صفحه‌ی افقی دیافراگم بوده و بال‌های آن اجزای لبه‌ی دیافراگم را شامل می‌شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه‌ی بزرگی نسبت عرض دیافراگم‌ها به دهانه‌ی آن‌ها معمولاً این اجزا به

عنوان تیرهای عمیق محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. بنابراین در محاسبه‌ی تغییرشکل این تیرها باید علاوه بر اثر تغییرشکل‌های خمشی، اثرات تغییر شکل‌های برشی نیز منظور شود. این کار یا با المان‌بندی دیافراگم با عناصر ورق یا با استفاده از المان تیر برشی انجام می‌شود. سختی تکیه‌گاه‌های این تیر همان سختی سیستم باربر جانبی نسبت به کف طبقه‌ی زیرین آن است که به روش‌های متداول قابل محاسبه است.



شکل ۴-۳- تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های افقی در کنترل دیافراگم‌ها

در دیافراگم‌های صلب، توزیع نیرو بین اجزای مقاوم در برابر نیروهای افقی به نسبت سختی این اجزا انجام می‌شود. در این صورت، مطابق روش معمول در اغلب نرم‌افزارهای رایانه‌ای می‌توان برای تحلیل سازه، گره‌های واقع در یک سطح را با هم مرتبط نمود به طوری که عملاً تغییر مکان‌های جانبی طبقه در صورت نبودن پیچش در کلیه‌ی گره‌های آن سطح یکسان باشد و یا در صورت وجود پیچش این تغییر مکان‌ها با یکدیگر رابطه خطی داشته باشند.



شکل ۴-۴- مدل سازی دیافراگم به شکل تیر عمیق

۴-۲-۳ اعضای سازه‌ای اصلی و غیراصلی

در تمام ساختمان‌ها تقریباً تمامی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای بر روی سختی، جرم و میرایی ساختمان موثر هستند و در هنگام زلزله دچار تغییر شکل شده و نیروهایی را متحمل می‌شوند. اما تمام آن‌ها برای پایداری ساختمان در برابر زلزله ضروری نیستند. اعضای اصلی، اعضای سازه‌ای هستند که نقش قابل توجهی در حمل بارهای جانبی دارند و اعضایی که وجود آن‌ها می‌تواند برای حمل بارهای جانبی ضروری نباشد، به عنوان اعضای غیراصلی تعریف می‌شوند. در مورد گروه اعضای غیراصلی که از یک سو در برابر بارهای جانبی بسیار ضعیف بوده و رساندن آن‌ها به وضعیت ایده‌آل بسیار مشکل است و از سوی دیگر در پایداری کلی ساختمان در برابر بارهای جانبی نقش چندانی ندارد، سخت‌گیری کم‌تری در بهسازی لرزه‌ای اعمال می‌شود. تعیین اعضای غیراصلی در سازه بستگی به قضاوت مهندسی دارد، اما به طور کلی می‌توان دو روند اصلی را برای تعیین اعضای غیر اصلی مد نظر قرار داد:

۴-۲-۳-۱ اعضایی که به نظر می‌رسد در طراحی اولیه جزو سیستم باربر جانبی اصلی منظور نشده‌اند را می‌توان اعضای غیراصلی فرض کرد. انتظار می‌رود که حذف چنین اعضایی از سازه خلی در سیستم باربر جانبی ایجاد نکند. به عنوان مثال تیغه‌های داخلی یا پوشش دال یا لنگر خمشی پای ستونی که در طراحی مفصل در نظر گرفته شده است، مقداری سختی جانبی در سازه ایجاد می‌کنند اما در طراحی اولیه سازه معمولاً از مقاومت جانبی آن‌ها صرف نظر می‌شود.

۴-۲-۳-۲ برخی از اعضا تحت بار جانبی تغییر شکل‌هایی را متحمل می‌شوند که بیش از ظرفیت آن‌ها است و بسیار زودتر از اعضای دیگر باربری جانبی خود را از دست می‌دهند. در چنین شرایطی طراح می‌تواند این اعضا را غیراصلی فرض کرده و به آن‌ها اجازه‌ی تغییر شکل هم‌ساز با سازه بدهد، مشروط بر آن‌که این

تغییر شکل‌ها و خرابی احتمالی ناشی از آن منجر به کاهش باربری قائم و جانبی سایر اعضا نشود. به عنوان مثال تیر هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته می‌تواند به عنوان عضو غیراصلی محسوب شود در صورتی که پس از تغییر شکل‌های زیاد و خارج شدن از سیستم باربر جانبی، دیوارها هم‌چنان باربری جانبی را تامین کنند.

جدول ۴-۱- ضوابط مدل سازی اعضای اصلی و غیر اصلی

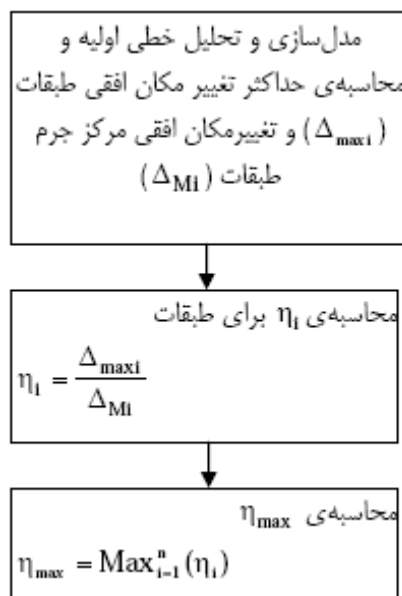
نوع تحلیل	نحوه‌ی مدل سازی اعضای اصلی و غیر اصلی	ضوابط کنترل کننده
خطی	می‌توان اعضای غیراصلی را از مدل سازه حذف نمود.	چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیر اصلی از ۲۵٪ جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آن‌ها را جزو اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کم تر از ۲۵٪ شود. چنانکه حذف برخی از اعضای غیراصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییر شکل‌ها در اعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا مجدداً به مدل اضافه شوند. دسته‌بندی اعضای سازه به اعضای اصلی و غیر اصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.
غیر خطی کامل	هر دو گروه اعضای اصلی و غیراصلی با مدل رفتاری کامل آن‌ها باید در مدل وارد شوند.	دسته‌بندی اعضای سازه به اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.
غیر خطی ساده شده	می‌توان فقط اعضای اصلی را مدل نمود و در مدل رفتاری آن‌ها از اثر کاهندگی صرف نظر نمود.	

در روش‌های تحلیل مختلف، انتخاب اعضای اصلی و غیراصلی باید ضوابط مندرج در جدول ۴-۱ را برآورده سازد. منظم بودن ساختمان باید یکبار در نظر گرفتن اعضای اصلی و یکبار بدون در نظر گرفتن آن‌ها کنترل شود. ساختمانی منظم است که در هر دو حالت شرایط منظمی را داشته باشد. ساختمان منظم باید شرایط مندرج در استاندارد بند ۲-۱ را برآورده سازد.

۴-۲-۴ پیچش

اگر ساختمان به صورت سه بعدی مدل شود اثر پیچش واقعی، ناشی از عدم تطابق نقطه‌ی اثر برآیند نیروهای جانبی طبقات بالاتر در هر طبقه و مرکز سختی همان طبقه به صورت خودکار در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر این، در پاره‌ای موارد لازم است پیچش موجود به علت احتمال وجود خروج از مرکزیت بیش‌تر ناشی از عواملی نظیر عدم قطعیت در محل مرکز جرم و مرکز سختی طبقه تشدید شود. این تشدید با اعمال اثر پیچش اتفاقی حاصل می‌شود. اثر وجود پیچش اتفاقی را در مدل باید با جابه‌جا کردن مرکز جرم

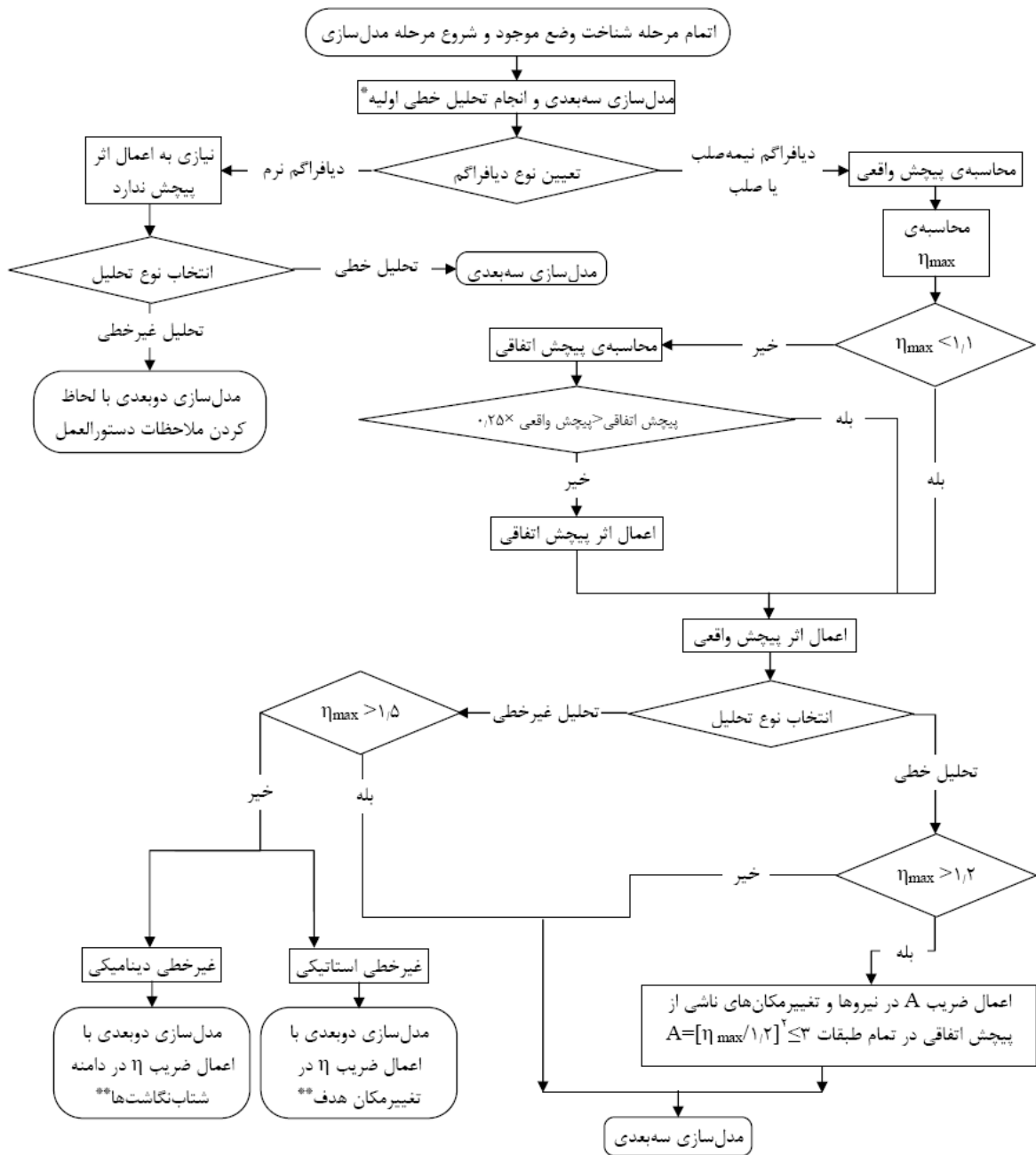
همه‌ی طبقات به سمت بحرانی‌تر، هر یک به اندازه ۵٪ بعد پلان در دو راستای متعامد ملحوظ نمود. در صورت مدل‌سازی به صورت دو بعدی، لازم است به نحو مناسبی اثر پیچش در مدل‌سازی ملحوظ شود. لزوم و نحوه‌ی اعمال اثر پیچش در مدل‌سازی سازه برای انواع مختلف روش‌های تحلیل و مدل‌سازی در شکل ۴-۶ بیان شده است. چنان‌چه در این فرایند نیاز به محاسبه‌ی η_{max} باشد، از روند موجود در شکل ۴-۵ استفاده می‌شود.



شکل ۴-۵ نحوه‌ی محاسبه‌ی η_{max}

۴-۲-۵ اجزای غیرسازه‌ای

اجزای غیرسازه‌ای عموماً در مدل‌سازی سازه تأثیری ندارد. مدل‌سازی این اجزا معمولاً برای ارزیابی و کنترل خود این اجزا طبق ضوابط دستورات عمل انجام می‌شود. در صورتی که جمع سختی جانبی این اجزا بیش از ۱۰ درصد سختی جانبی کل هر طبقه باشد باید آن‌ها را در مدل‌سازی سازه در نظر گرفت.



* مطابق ضوابط دستورالعمل در تحلیل‌های خطی مدل‌سازی دوبعدی مجاز نیست، البته در دستورالعمل FEMA358 امکان مدل‌سازی دوبعدی با رعایت پاره‌ای ضوابط در تحلیل خطی نیز وجود دارد، مدل سه‌بعدی اولیه می‌تواند به روش استاتیکی خطی یا دینامیکی خطی تحلیل شود.
 ** در تمامی شرایط و حالات انجام مدل‌سازی سه‌بعدی بلامانع است.

شکل ۴-۶- انتخاب روش مدل‌سازی و اعمال اثر پیش‌بین

۶-۲-۴ اثر میان قاب‌ها

میان قاب‌ها در ساختمان‌های با سیستم باربر ثقلی فولادی یا بتنی، به عنوان پانلی تعریف می‌شود که به طور جزئی یا کامل، دهانه‌ای از یک قاب را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده‌اند. میان قاب‌ها از دیدگاه عملکردی به دو دسته تقسیم می‌شوند:

۱-۶-۲-۴ میان قاب‌های جدا شده از قاب محیطی

در بالا و طرفین این میان قاب‌ها درزهایی بین میان قاب و قاب موجود است به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل‌های مورد انتظار قاب را به طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد. میان قاب‌های جدا شده در مدل‌سازی کلی تاثیری ندارد و فقط بایستی برای پایداری در جهت عمود بر صفحه کنترل شوند.

۲-۶-۲-۴ میان قاب‌های برشی

این میان قاب‌ها در هر چهار جهت با قاب محیطی خود در تماس هستند. در ساختمان‌های دارای میان قاب برشی، رفتار جانبی ساختمان با حالتی که میان قاب‌ها از قاب محیطی جدا هستند، متفاوت خواهد بود. این تفاوت در دیوارهای با ضخامت زیاد و دیوارهایی که ملات مقاوم در ساخت آن‌ها به کاررفته است بیش‌تر است. این دیوارها معمولاً ضخامتی برابر ۲۲ سانتی‌متر یا بیش‌تر داشته و از ملات سیمان ساخته شده‌اند. اثر میان-قاب‌های برشی بایستی در مدل‌سازی ساختمان به طور کامل لحاظ شود.

۷-۲-۴ اندرکنش خاک و سازه

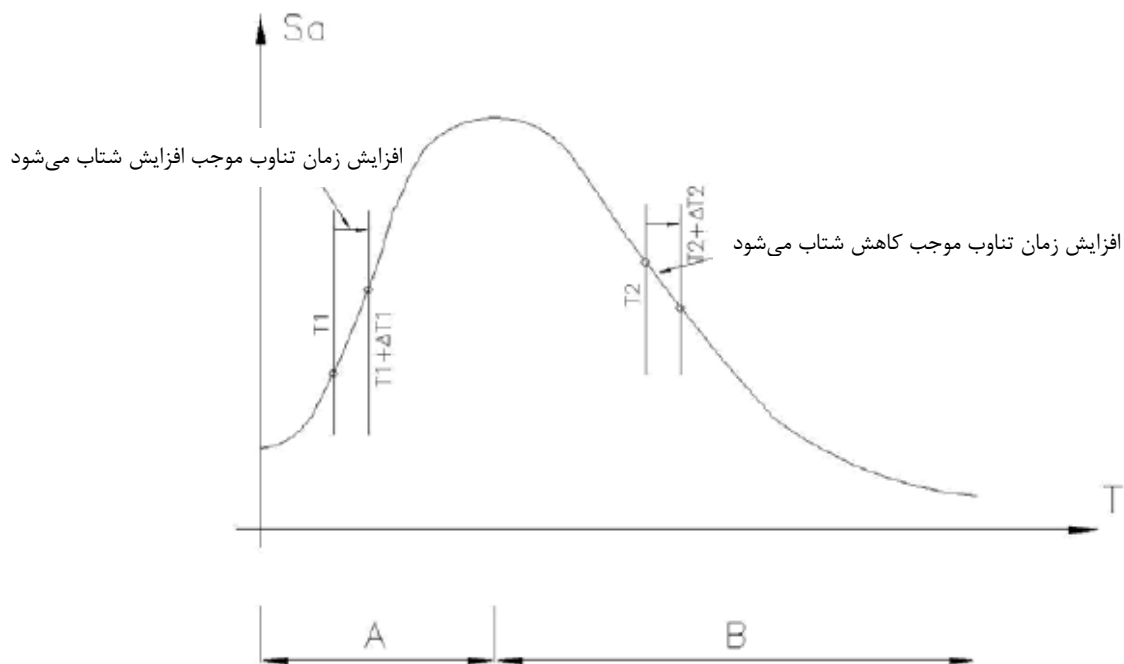
اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه اغلب موجب افزایش نسبت میرایی و زمان تناوب اصلی ساختمان می‌شود. افزایش میرایی باعث کاهش شتاب و تغییر مکان سازه می‌شود. اما اثر افزایش زمان تناوب بر روی شتاب سازه به موقعیت مربوط به زمان تناوب سازه بر روی طیف طراحی بستگی دارد. همان‌طور که در شکل ۷-۴ دیده می‌شود، در قسمت‌های ابتدایی طیف ناحیه‌ی (ناحیه‌ی A)، افزایش زمان تناوب سبب افزایش شتاب طیفی و در قسمت‌های انتهایی طیف ناحیه‌ی (ناحیه‌ی B)، افزایش زمان تناوب سبب کاهش شتاب طیفی می‌شود. علاوه بر این افزایش زمان تناوب معمولاً موجب افزایش تغییر مکان سازه می‌شود. به هر حال طبق ضوابط دستورالعمل هرگونه اثر افزایش زمان تناوب ساختمان به دلیل اندرکنش با خاک در تغییرات شتاب‌ها و تغییر مکان‌های سازه باید مورد بررسی قرار گیرد. برای مدل‌سازی اثر اندرکنش خاک و سازه دو روش پیشنهاد شده است.

۷-۲-۴-۱ روش ساده شده

در روش تحلیل استاتیکی خطی، مدل‌سازی سازه با تعریف زمان تناوب موثر و نسبت میرایی موثر از روش‌های موجود در آیین‌نامه‌های معتبر انجام می‌گیرد. در صورتی که اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه سبب کاهش نیروهای حاصل از تحلیل شود، باید دقت شود که میزان کاهش نیروها بیش‌تر از ۲۵ درصد نباشد.

۴-۲-۷-۲ روش صریح

در هنگام استفاده از سه روش تحلیلی دیگر (تحلیل دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی) باید از روش مدل سازی صریح استفاده شود. در این روش، سختی مجزا برای هر پی مورد استفاده قرار می گیرد. به جای مدل سازی صریح میرایی، می توان از ضریب میرایی موثر برای مجموعه ی خاک و سازه مطابق روش ساده شده استفاده کرد. نسبت میرایی به کار گرفته شده برای هر یک از پی ها نباید از نسبت میرایی ارتجاعی سازه تجاوز کند. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت میرایی موثر سیستم سازه و پی بایستی برای محاسبه مقادیر طیفی به کار گرفته شود. در صورتی که در روش مدل سازی صریح برای تعیین نسبت میرایی موثر از طریقه ی ذکر شده در روش مدل سازی ساده شده استفاده شود، کاهش پاسخ سازه به میزانی بیش از ۲۵ درصد نسبت به پاسخ سازه بدون در نظر گرفتن اندرکنش مجاز نیست.



شکل ۴-۷- اثر افزایش زمان تناوب بر روی شتاب طیفی

۴-۲-۸ مدل سازی پی های ساختمان

روند کلی مدل سازی پی در شکل ۴-۹ نشان داده شده است.

۴-۲-۸-۱ پی های سطحی

۴-۲-۸-۱-۱ تعیین میزان سختی پی

قبل از ورود به جزییات در مدل سازی پی های سطحی باید صلب بودن یا انعطاف پذیری پی نسبت به خاک زیر آن بررسی شود.

۴-۲-۸-۱-۱-۱ پی های منفرد یا گسترده: این پی ها در صورت برقراری رابطه ی ۴-۱ می توانند صلب فرض شوند.

$$4K_{SV} \sum_{m=1}^5 \sum_{n=1}^5 \frac{\sin^2\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin^2\left(\frac{n\pi}{2}\right)}{\pi^4 D_f \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2}\right) + k_{SV}} < 0.03 \quad (4-1-f)$$

$$D_f = \frac{E_f t^3}{12(1-\nu_f)^2} \quad (4-1-b)$$

که در آن:

K_{SV} : ضریب عکس‌العمل قائم‌بستر است که از رابطه‌ی ۴-۲ قابل تعیین است.

$$K_{SV} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad (4-2)$$

که در آن:

E_f مدول ارتجاعی بتن پی؛

ν_f ضریب پواسون بتن؛

t ضخامت پی؛

B عرض پی منفرد یا ابعاد بخشی از پی گسترده، سهمیه‌ی یک ستون؛

L طول پی منفرد یا ابعاد بخشی از پی گسترده، سهمیه‌ی یک ستون؛

G مدول برشی موثر خاک زیر پی؛

ν ضریب پواسون خاک زیر پی است.

مدول برشی موثر خاک زیر پی با توجه به حداکثر شتاب سطح زمین در سطح خطر مورد نظر از جدول ۴-۲ دست‌ورالعمل تعیین می‌شود.

۴-۲-۱-۸-۱-۲ پی‌های نواری: این پی‌ها در صورت برقراری نامساوی ۴-۳ می‌توانند صلب فرض شوند:

$$\frac{EI}{I^4} > \frac{2}{3} K_{SV} B \quad (4-3)$$

که در آن:

EI صلبیت خمشی پی؛

B عرض پی نواری است.

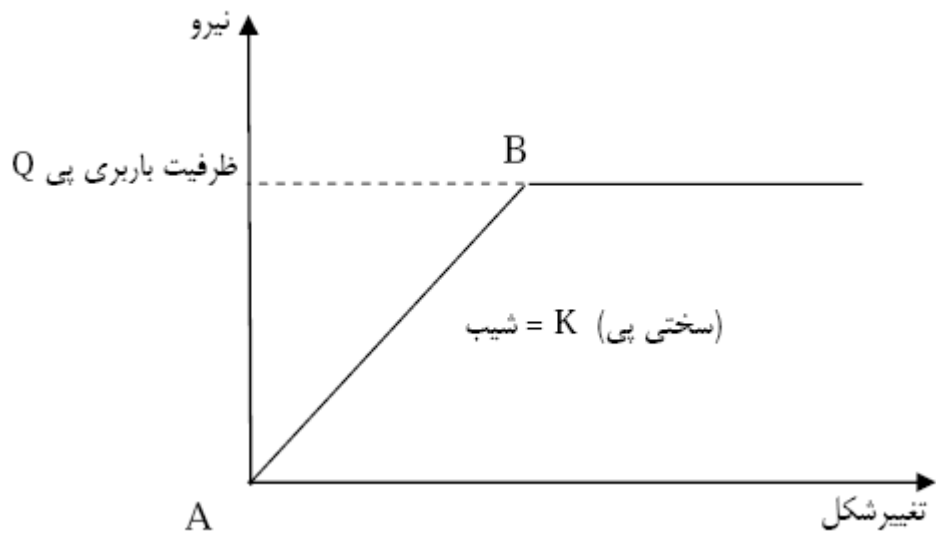
۴-۲-۱-۸-۲ مدل‌سازی پی‌های سطحی

پی‌های سطحی می‌توانند به دو روش مدل شوند:

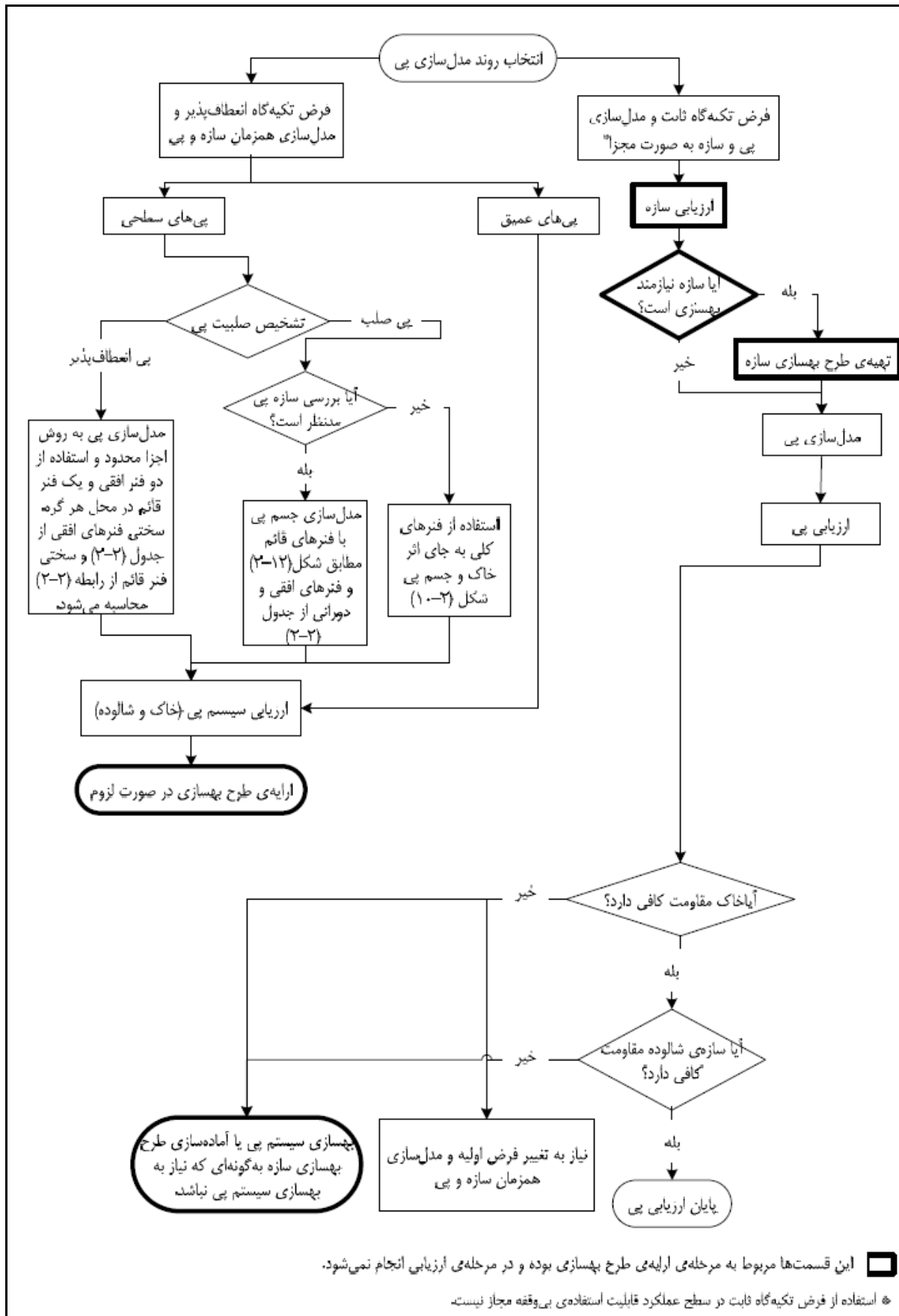
- مدل‌سازی با استفاده از فنرهای کلی؛

- مدل‌سازی به روش اجزای محدود و با استفاده از فنرهای وینکلر.

اگر پی صلب باشد استفاده از هر دو روش برای مدل‌سازی پی مجاز است، اما در پی‌های انعطاف‌پذیر تنها روش دوم قابل قبول است.

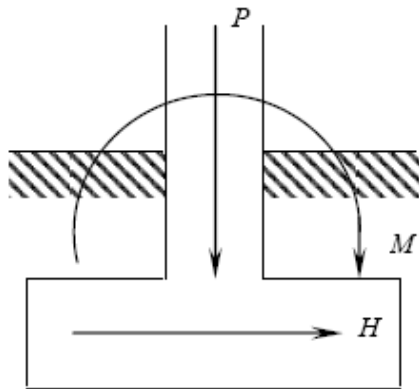


شکل ۴-۸ - نمودار رفتاری پی

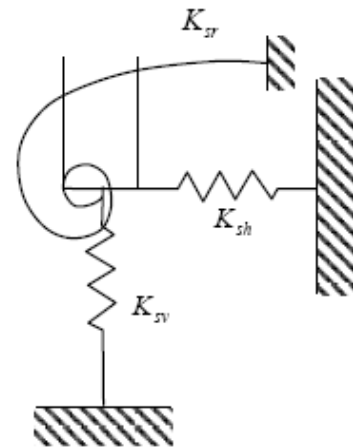


شکل ۴-۹- فرایند کنترل پی‌ها

مدل‌سازی رفتار الاستوپلاستیک پی مطابق شکل ۴-۸ صورت می‌گیرد. برای مدل‌سازی لازم است شیب خط AB (سختی پی) و ظرفیت باربری پی در نقطه‌ی B تعیین شود. پس از نقطه‌ی B منحنی رفتاری به صورت خط افقی فرض می‌شود. مدل‌سازی پی هماهنگ با بقیه‌ی سازه به صورت خطی یا غیرخطی خواهد بود. در مدل‌سازی خطی تنها دانستن شیب خط AB لازم است و طول این خط نامحدود خواهد بود. بنابراین در مدل‌سازی خطی تنها محاسبه‌ی سختی و در مدل‌سازی غیرخطی محاسبه‌ی سختی و ظرفیت باربری برای مدل‌سازی پی لازم است.



بارگذاری پی

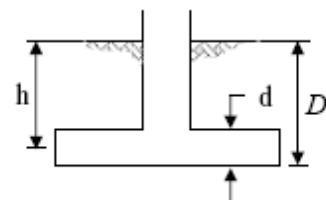
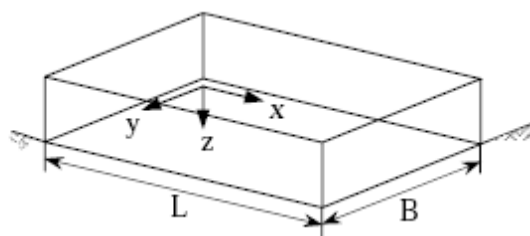


مدل فنر غیرهم‌بسته

شکل ۴-۱۰- مدل نمودن پی با استفاده از فنرهای غیر هم بسته

۴-۲-۱-۸-۲-۱- مدل‌سازی با استفاده از فنرهای کلی

در صورتی که از فنرهای کلی مطابق شکل ۴-۱۰ برای مدل‌سازی پی استفاده شود، مقادیر سختی فنرها طبق جدول ۴-۲ با اعمال ضرایب اصلاح ارایه شده در این جدول محاسبه می‌شود. شکل ۴-۱۱ پارامترهای مورد استفاده در جدول مزبور را به طور شماتیک نشان می‌دهد. در صورتی که مدل‌سازی به صورت دو بعدی باشد، تنها از سه مولفه‌ی فنر شامل مولفه‌ی افقی، قائم و دورانی آن‌ها استفاده می‌شود. شیب خط AB در شکل ۴-۸ برای هر فنر، معادل با مقادیر داده شده در جدول ۴-۲ است. نحوه‌ی محاسبه‌ی ظرفیت باربری پی های سطحی نیز در جدول ۴-۱۲ ارایه شده است.



شکل ۴-۱۱- معرفی پارامترهای جدول ۴-۲

۲-۲-۱-۸-۲-۴ مدل سازی به روش اجزای محدود و با استفاده از فنرهای وینکلر

در این روش می توان پی را بسته به مورد با استفاده از المان های پوسته یا تیر و خاک زیر آن را به صورت فنرهای متمرکز در گره های المان های پی مدل نمود. همان گونه که گفته شد اگر پی صلب نباشد پی را تنها به همین روش می توان مدل نمود. برای مدل سازی خاک زیر پی از فنرهای انتقالی افقی و قائم استفاده می شود. اثر سختی خمشی با توزیع فنرهای قائم در سطح پی خود به خود لحاظ می شود. این توزیع برای پی های انعطاف پذیر، یکنواخت و برای پی های صلب به صورت استفاده از فنرهای سخت تر در دو انتها است. این موضوع در شکل ۷-۴ برای پی های صلب نشان داده شده است.

در پی های سطحی که نسبت به خاک زیرشان انعطاف پذیر هستند سختی فنر قائم خاک را می توان با استفاده از ضریب عکس العمل بستر محاسبه کرد. ضریب عکس العمل بستر از رابطه ی ۴-۴ محاسبه می شود. حاصل ضرب این ضریب در سطح سهمیه ی هر فنر، سختی آن فنر را به دست خواهد داد. نحوه ی محاسبه ی ظرفیت باربری پی در این روش مدل سازی در جدول ۶-۱۳ ارایه شده است.

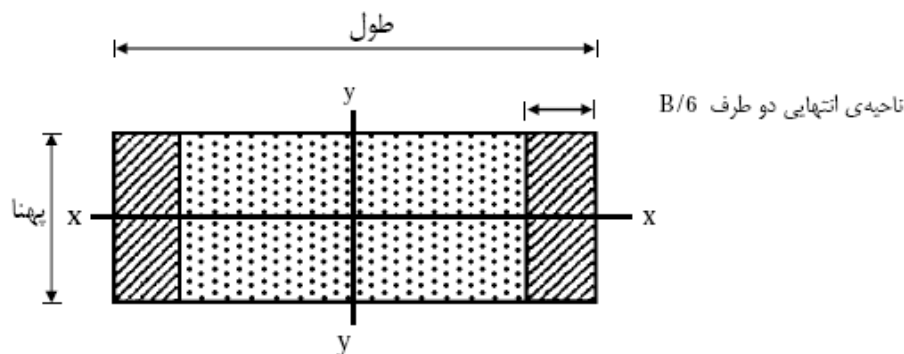
$$K_{SV} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad (۴-۴)$$

جدول ۲-۴- ثابت های فنری کلی و ضرایب تصحیح عمق برای درجات آزادی مختلف

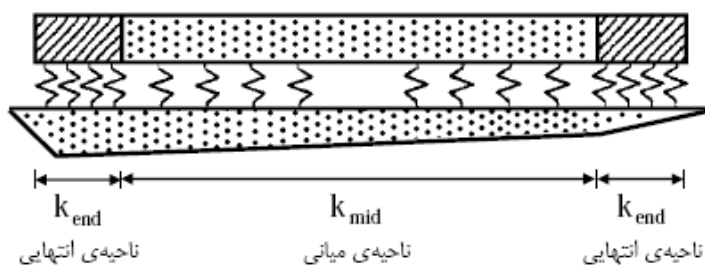
درجه آزادی	سختی پی واقع بر زمین	ضریب اصلاح عمق
انتقال در امتداد محور x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	$\beta_x = \left[1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
انتقال در امتداد محور y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	$\beta_y = \beta_x$
انتقال در امتداد محور z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$
دوران حول محور x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$
دوران حول محور y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$
دوران حول محور z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$

۲-۲-۱-۸-۲-۴ پی های عمیق

در مدل سازی پی های عمیق شمعی و چاهی همانند پی های سطحی دو پارامتر سختی و ظرفیت باربری در جهات قائم، جانبی و چرخشی لازم هستند. برای تعیین پارامترهای سختی از جدول ۴-۳ و برای محاسبه ی ظرفیت های باربری شمع از جدول ۶-۱۴ می توان استفاده نمود.



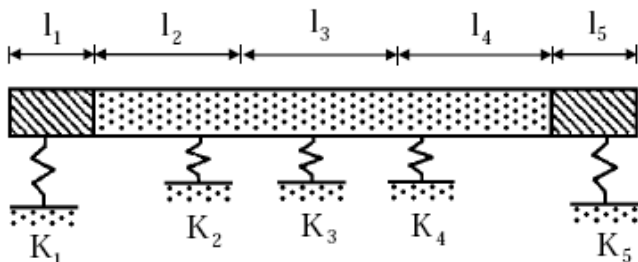
ناحیه‌ی انتهایی دو طرف B/6



ناحیه‌ی انتهایی

ناحیه‌ی میانی

ناحیه‌ی انتهایی



سختی بر واحد طول برای نواحی B/6 انتهایی

$$k_{end} = \frac{6.83G}{1-\nu}$$

$$k_{mid} = \frac{0.73G}{1-\nu} \text{ برای نواحی میانی}$$

$$k_i = l_i k$$

K سختی بر واحد طول ناحیه‌ی انتهایی یا میانی است.

شکل ۴-۱۲- سختی فنرهای قائم برای پی‌های صلب سطحی یا مدفون

جدول ۴-۳- سختی گروه شمع

توضیحات	نحوه‌ی محاسبه	سختی
A: سطح مقطع هر شمع E: ضریب ارتجاعی مصالح شمع L: طول شمع N: تعداد شمع‌های گروه	$K_{pv} = \sum_{n=1}^N \frac{AE}{L}$	سختی محوری گروه شمع
K_{vn} : سختی محوری شمع شماره‌ی n S_n : فاصله‌ی شمع از محور دوران	$K_{pr} = \sum_{n=1}^N K_{vn} S_n^2$	سختی خمشی حول هر یک از محورهای سر شمع
K_{pp} : سختی ناشی از حالت مقاوم خاک در مجاورت سرشمع $\sum_{n=1}^N K_{hn}$: سختی جانبی شمع‌ها بر اساس روش‌های کلاسیک و یا راه‌حل‌های تحلیلی با استفاده از مدل‌های مورد قبول تیر-ستون برای شمع	$K_h = K_{pp} + \sum_{n=1}^N K_{hn}$	سختی جانبی

۴-۳ مدل‌سازی اجزا

در این بخش، ضوابط و نحوه‌ی مدل‌سازی اجزایی نظیر تیر، ستون، اتصال، مهاربند و... در روش‌های خطی و غیرخطی ارائه می‌شود. مطالب ذکر شده براساس نوع تحلیل به دو بخش تقسیم شده‌اند.

در بخش مدل‌سازی برای تحلیل خطی پارامترهای سختی مانند سطح مقطع، لنگر اینرسی و... تعیین می‌شوند. در برخی موارد برای تعیین سختی لازم است که از مشخصه‌های مقاومتی استفاده شود. برای محاسبه‌ی مشخصه‌های مقاومتی از مشخصات مصالح مطابق بند ۳-۷ استفاده می‌شود. در صورتی که از تحلیل غیرخطی استفاده شود، لازم است اجزای سازه‌ای به صورت غیرخطی مدل شوند. برای این منظور باید منحنی تلاش تغییر شکل اعضا تعیین شود. با توجه به نوع عضو، منحنی‌های رفتاری و محاسبه‌ی پارامترهای مربوط در این بخش ارائه شده است.

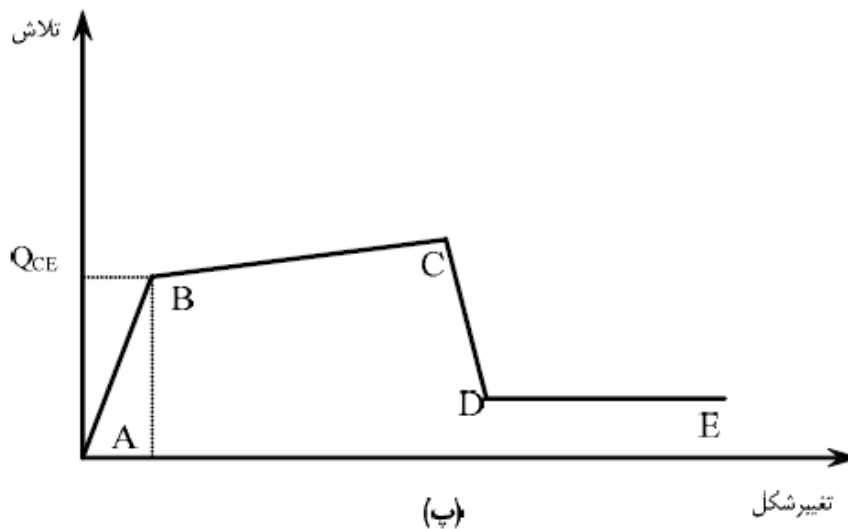
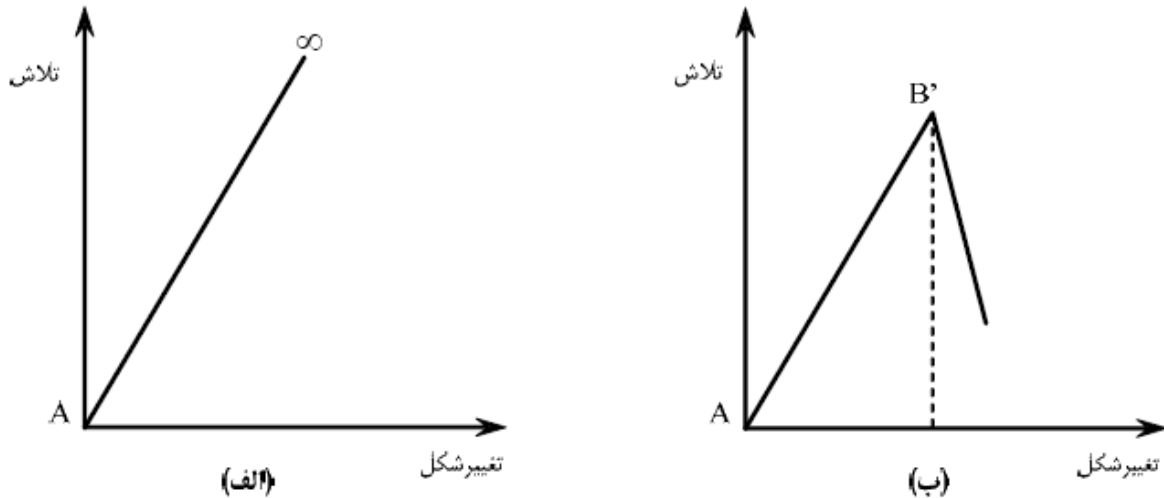
۴-۳-۱ رفتار تلاش - تغییر شکل اجزا

تغییر شکل اجزا در مراحل اولیه‌ی اعمال نیرو، رابطه‌ی خطی با نیروی اعمال شده دارد. با ادامه‌ی روند اعمال نیرو پس از رسیدن عضو به تغییر شکل نظیر حد تسلیم، این رابطه غیرخطی می‌شود. برای تسهیل مدل‌سازی، منحنی تلاش-تغییر شکل اعضا با استفاده از خطوط شکسته تعریف می‌شود. در صورتی که از مدل‌سازی خطی برای عضو استفاده شود تنها از بخش اولیه‌ی نمودار تلاش - تغییر شکل با شیبی که به طور ثابت تا نهایت امتداد دارد استفاده می‌شود شکل ۴-۱۳-الف. بدین ترتیب تنها پارامتر سختی در مدل‌سازی عضو به کار خواهد رفت. در صورتی که از مدل‌سازی غیرخطی برای عضو استفاده شود علاوه بر بخش اولیه‌ی منحنی باید به رفتار غیرارتجاعی عضو نیز توجه شود. در اجزای دارای رفتار شکل پذیر قسمت غیر ارتجاعی بخش مهمی از منحنی رفتاری است، در حالی که در اعضای فاقد شکل‌پذیری، طول قسمت غیر ارتجاعی ناچیز است.

بر این اساس، از دیدگاه استاندارد بند ۲-۳، تلاش‌های اجزای سازه‌ای به دو گروه «کنترل‌شونده توسط نیرو» و «کنترل‌شونده توسط تغییر شکل» تقسیم شده است. تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو، فاقد رفتار شکل پذیر هستند، بنابراین رفتار عمدتاً خطی بوده و در پایان بخش خطی، گسیختگی رخ خواهد داد. در شکل ۴-۱۳-ب رفتار این نوع اعضا به صورت شماتیک نشان داده شده است. در این اعضا تحت تلاش‌های مزبور، تغییر شکل به صورت خطی در عضو افزایش یافته تا به یک حد تغییر مکانی مانند نقطه‌ی B' برسد. در این نقطه عضو باربری خود را از دست داده و بدون این که رفتاری شکل‌پذیر داشته باشد، دچار گسیختگی می‌شود.

در تصویر (۴-۱۳-پ) رفتار عضو تحت تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل نشان داده شده است. چنان‌که، ملاحظه می‌شود در نمودار رفتاری این اجزا چهار منطقه‌ی متمایز به صورت رفتار خطی (خط AB)، رفتار شکل‌پذیر (خط BC)، منطقه‌ی زوال مقاومت (خط CD) و بخش مقاومت پس‌ماند (خط DE) موجود است. لازم به ذکر است که تغییر شکل در محدوده‌ی رفتار شکل‌پذیر به مراتب بیش‌تر از محدوده‌ی رفتار خطی است. در مدل‌سازی غیرخطی تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل لازم است که مختصات نقاط B، C، D و E برای تعریف رفتار غیر خطی عضو تعیین شوند. برای تسهیل مدل‌سازی و تحلیل، دست‌والعمل اجازه می‌دهد که مدل‌سازی غیرخطی کنترل‌شونده توسط تغییر شکل به صورت ساده شده نیز انجام گیرد. در این حالت طول پاره خط BC بی‌نهایت فرض می‌شود. مشخصات مورد نیاز مصالح در مدل‌سازی مشتمل بر کرانه‌ی پایین مقاومت مصالح و مقاومت مورد انتظار مصالح است که به ترتیب در تعیین ظرفیت کرانه‌ی

پایین اجزا یا Q_{CL} و ظرفیت مورد انتظار اجزا یا Q_{CE} است استفاده می‌شوند. در جدول ۲-۷ نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح براساس سطح اطلاعات ذکر شده است.



شکل ۴-۱۳- دسته‌بندی رفتار خطی و غیر خطی اجزا: الف-رفتار خطی، ب- رفتار غیر خطی کنترل‌شونده توسط نیرو، پ- رفتار غیر خطی کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

۴-۳-۲ مقاومت اجزا

این بند اختصاص به نحوه‌ی تعیین مقاومت اجزا، نقطه‌ی متناظر با B یا B' دارد. البته همان‌گونه که در بند قبل اشاره شد، در مدل‌سازی اجزا به منظور تحلیل خطی تنها آگاهی از بخش اولیه‌ی نمودار تلاش-تغییر شکل و شیب اولیه‌ی خط کفایت می‌کند. بنابراین در مدل‌سازی به منظور تحلیل خطی نیازی به طی مراحل این بند نیست. البته در این حالت نیز برای ارزیابی اعضا که در بند ۶-۲-۳ تشریح می‌شود، اطلاع از مقاومت مقطع

نقش تعیین کننده‌ای را خواهد داشت. ولی در مدل‌سازی به منظور تحلیل‌های غیرخطی و در تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل، آگاهی از مقاومت اجزا و مقدار صحیح نقطه‌ی B ضروری است. در جدول ۴-۴ محاسبه‌ی نیرو و تغییرمکان نظیر نقطه‌ی B در اعضای فولادی آرایه شده است. محاسبه‌ی مقاومت خمشی مورد انتظار در گره‌ها با توجه به بند ۳-۳-۴-۵ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعیین می‌شود. ضوابط تکمیلی در محاسبه‌ی مقاومت تیرها و ستون‌ها نیز به ترتیب در بندهای ۱-۲-۳-۴ و ۲-۳-۴-۲ آرایه شده است.

۴-۳-۲-۱ مقاومت تیرها

به‌طور خلاصه در تمامی تیرها به جز تیرهای قاب مهاربند واگرا و تیر پیوند در صورت وجود شرایط فشرده‌گی مقطع و کفایت مهار جانبی (ردیف‌های ۱-۲-۱-۱۰ تا ۳-۲-۱-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان) مقاومت خمشی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{CE} = ZF_{ye} \quad (۴-۵)$$

در صورت عدم وجود شرایط مذکور نیز مقاومت خمشی تیر از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M_{CE} = \frac{5}{3} F_b S \quad (۴-۶)$$

که در آن:

Z و S به ترتیب اساس مقطع ارتجاعی و خمیری؛

F_b تنش مجاز خمشی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان با جایگزینی F_{ye} به جای F_y است.

در صورتی که مقاومت برشی جان بدون سخت‌کننده حاکم بر مقاومت تیر شود، مقدار مقاومت مورد انتظار براساس حالت حدی تسلیم برشی جان از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{CE} = 1.5 \times F_v A_w \quad (۴-۷)$$

که در آن:

A_w سطح مقطع اسمی جان تیر؛

F_v تنش برشی مجاز براساس ماده‌ی (۴-۲-۱-۱۰) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران با جایگزینی F_{ye} به جای F_y است.

۴-۳-۲-۲ مقاومت ستون‌ها

تفکیک تلاش‌های موجود در ستون‌ها به تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو و تغییرشکل در جدول ۴-۶ آرایه شده است.

کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون‌ها، که در این جدول به آن اشاره شده است، از رابطه‌ی ذیل قابل محاسبه است.

جدول ۴-۴ - محاسبه‌ی نیرو و تغییر مکان نظیر نقطه‌ی B در اعضای فولادی

تغییر مکان	نیرو (Q _{CE})	عضو
$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_b}{6EI_b}$	$M_{CE} = ZF_{ye}$	تیر در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده همگرا
$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c} (1 - \frac{P}{P_{ye}})$	$M_{CE} = 1/18ZF_{ye} (1 - \frac{P}{P_{ye}}) \leq ZF_{ye}$	ستون در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا
$\Delta_y = \frac{ZF_{ye}}{6EI_b}$	$V_{CE} = 0.55F_{ye}d_c t_p$	چشمه‌ی اتصال در قاب خمشی
0.005	M_{CE}	گره اتصال نیمه صلب غیرمدفون در بتن و اتصالات مدفون در بتن به شرط ملحوظ کردن اثر مختلط فولاد و بتن
0.003	M_{CE}	گره اتصال نیمه صلب مدفون در بتن بدون لحاظ کردن اثر مختلط
$\theta_y = \frac{V_{CE}}{K_e e}$	$V_{CE} = 0.55F_{ye}A_w$	تیر پیوند کنترل شونده در برش ($e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$)
$\theta_y = \frac{V_{CE}}{K_e e}$	$V_{CE} = 2 \frac{M_{CE}}{e}$	تیر پیوند کنترل شونده در خمش ($e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$)
$\Delta_c = \frac{P_{CE}}{EA_g}$	$P_{CE} = 1.7F_{as}A$	مهاربندهای تحت نیروی فشاری
$\Delta_T = \frac{T_{CE}}{EA_g}$	$T_{CE} = AF_{ye}$	مهاربندهای تحت نیروی کششی

d_c ارتفاع مقطع ستون؛

e طول تیر پیوند؛

E ضریب ارتجاعی؛

F_{as} تنش مجاز فشاری مهاربند مطابق پیوست دوم استاندارد بند ۲-۱؛

F_{YE} تنش حد تسلیم مورد انتظار برای مصالح؛

I لنگر اینرسی؛

L_b طول تیر؛

L_c ارتفاع ستون؛

M_{CE} مقاومت خمشی مورد انتظار؛

P نیروی محوری عضو در تغییر مکان هدف در تحلیل استاتیکی غیر خطی، یا در مرحله‌ی آغاز محاسبات

در تحلیل دینامیکی غیر خطی؛

P_{ye} نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار در عضو $A_g F_{ye}$ ؛

Q_{CE} مقاومت تعمیم یافته مورد انتظار؛

T_p کل ضخامت چشمه‌ی اتصال به انضمام ضخامت ورق مضاعف؛

θ_y چرخش حد تسلیم؛

V_{CE} مقاومت برشی مورد انتظار؛

Z اساس مقطع خمیری؛

K_e سختی ارتجاعی معادل تیر پیوند؛

P_{CE} و T_{CE} به ترتیب مقاومت محوری کمانشی مورد انتظار و بار محوری کششی حد تسلیم؛ Δ_C و Δ_T به ترتیب تغییر شکل بار محوری در بار کمانشی مورد انتظار و تغییر شکل بار نظیر تنش کششی حد تسلیم است.

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7F_a A \quad (۸-۴)$$

که در آن:

F_a تنش مجاز محوری فشاری بوده که با قرار دادن F_{yLB} کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم به جای F_y مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه می‌شود.

مقاومت مورد انتظار ستون‌های تحت کشش، Q_{CE} ، براساس رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \quad (۹-۴)$$

۳-۳-۴ مدل‌سازی اجزا در تحلیل خطی

در مدل‌سازی اجزا به منظور تحلیل خطی سازه عموماً تعریف مشخصات مقطع و نحوه‌ی اتصال عضو به سایر اعضا کافی خواهد بود. در بخش حاضر چگونگی مدل‌سازی هر عضو و شرایط خاص مدل‌سازی آن بررسی می‌شود. در صورت وجود شیوه‌های خاص در شبیه‌سازی اعضا این شیوه‌ها در بخش مربوط ذکر می‌شود.

۱-۳-۳-۴ تیر و ستون

مشخصات مقطع شامل سطح مقطع، لنگر اینرسی، سطح مقطع برشی و طول عضو است. در برخی نرم افزارها می‌توان جزئیات دقیق پروفیل به کار رفته را معرفی نمود و سایر مشخصات مقطع به طور خودکار توسط نرم افزار محاسبه می‌شود.

۲-۳-۳-۴ مهاربند همگرا

پارامترهای مدل‌سازی مهاربند همگرا شامل سطح مقطع محوری و برشی، طول عضو و لنگر اینرسی است. معمولاً در نرم‌افزارها برای مدل‌سازی مهاربند همگرا، از المان‌های تیری که دو انتهای آن مفصل شده باشد، استفاده می‌شود. بنابراین در این حالت در مدل‌سازی تنها از سطح مقطع محوری المان استفاده شده و از لنگر اینرسی آن تنها در محاسبه‌ی لاغری عضو در هنگام کنترل معیارهای پذیرش استفاده خواهد شد. اگر مهاربند به صورت فقط کششی طراحی شده باشد، سختی آن در فشار باید صفر منظور شده یا از مدل حذف شود.

۳-۳-۳-۴ مهاربند واگرا

پارامترهای مدل‌سازی شامل سطح مقطع محوری و برشی، طول و لنگر اینرسی عضو است. معمولاً در نرم‌افزارها برای مدل‌سازی مهاربند واگرا از المان تیری که دو انتهای آن مفصل شده باشد، استفاده می‌شود. در این حال مانند مهاربند همگرا لنگر اینرسی المان تنها در محاسبه‌ی لاغری عضو در هنگام کنترل معیارهای پذیرش مقطع در برابر نیروهای وارده به کار می‌رود و در تحلیل عضو تاثیری ندارد.

۴-۳-۳-۴ تیر پیوند

پارامترهای مدل سازی تیر پیوند شامل سطح مقطع کلی، سطح مقطع برشی و لنگر اینرسی معادل است. محاسبه‌ی لنگر اینرسی معادل با طی مراحل زیر انجام می‌گیرد:

۱-۴-۳-۳-۴ محاسبه‌ی سختی برشی

$$K_S = \frac{GA_W}{e}$$

(۴-۱۰-الف)

$$A_W = (d_b - 2t_f)t_W$$

(۴-۱۰-ب)

که در آن:

G مدول برشی؛

t_W ضخامت جان تیر؛

t_f ضخامت بال تیر؛

d_b ارتفاع مقطع تیر؛

e طول تیر پیوند است.

۲-۴-۳-۳-۴ محاسبه‌ی سختی خمشی

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3}$$

(۴-۱۱)

که در آن:

E مدول الاستیسیته؛

I_b ممان اینرسی تیر است.

۳-۴-۳-۳-۴ محاسبه‌ی سختی ارتجاعی معادل تیر پیوند

$$K_e = \frac{K_S K_b}{K_S + K_b}$$

(۴-۱۲)

۴-۴-۳-۳-۴ محاسبه‌ی لنگر اینرسی معادل تیر پیوند

$$I_e = \frac{e^3}{12E} K_e$$

(۴-۱۳)

تیر پیوند مشابه تیر خمشی (بند ۴-۳-۳-۱) اما با لنگر اینرسی معادل مدل می‌شود.

۵-۳-۳-۴ چشمه‌ی اتصال

شکل ۴-۱۴ موقعیت چشمه‌ی اتصال را در اتصال تیر به ستون نشان می‌دهد. نحوه‌ی مدل سازی چشمه‌ی اتصال در شکل ۴-۱۵ تشریح شده است.

۶-۳-۳-۴ گره اتصال

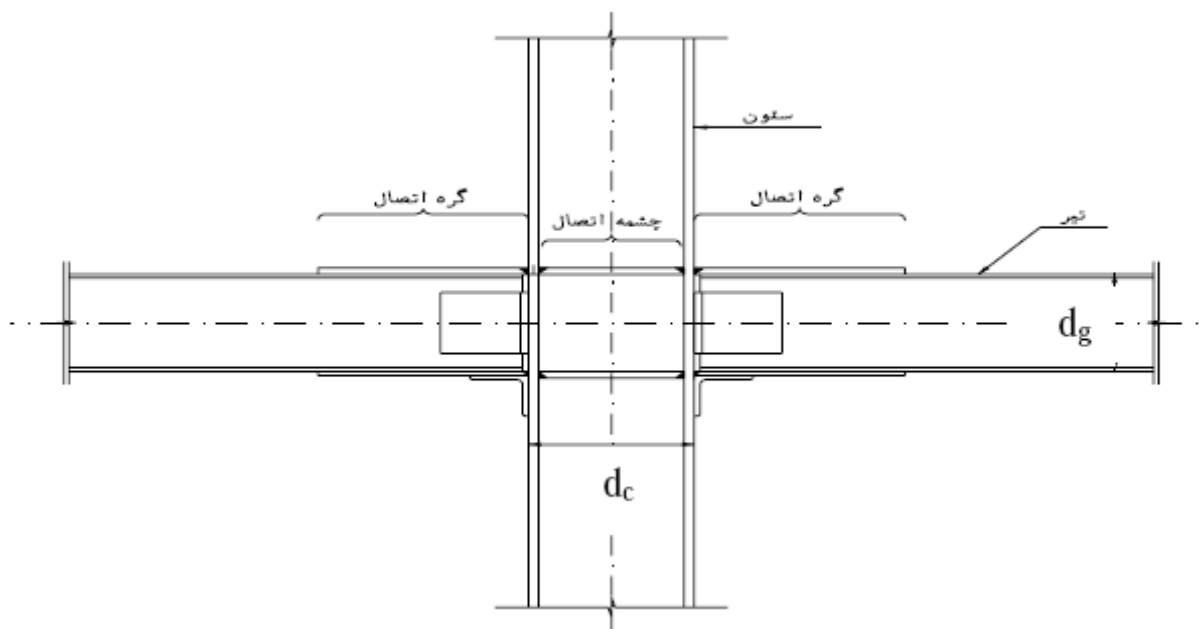
به طور کلی هر نوع اتصال فولادی که در قاب‌های اسکلت فلزی به کار می‌رود، هیچ‌گاه نمی‌تواند کاملاً صلب یا کاملاً مفصلی باشد. به عبارت دیگر اتصالات فولادی به طور ذاتی نیمه صلب عمل می‌کنند.

اما برای سهولت مدل‌سازی و تحلیل، اتصالات نیمه‌صلبی که در ناحیه‌ی مرزی بالای صلبیت قرار دارند، اتصالات صلب و اتصالات نیمه‌صلبی که در ناحیه‌ی مرزی پایین صلبیت قرار دارند اتصالات مفصلی فرض می‌شوند. بدین ترتیب می‌توان گفت سه نوع گره‌ی اتصال صلب، نیمه‌صلب و مفصلی در قاب‌های فلزی وجود دارند.

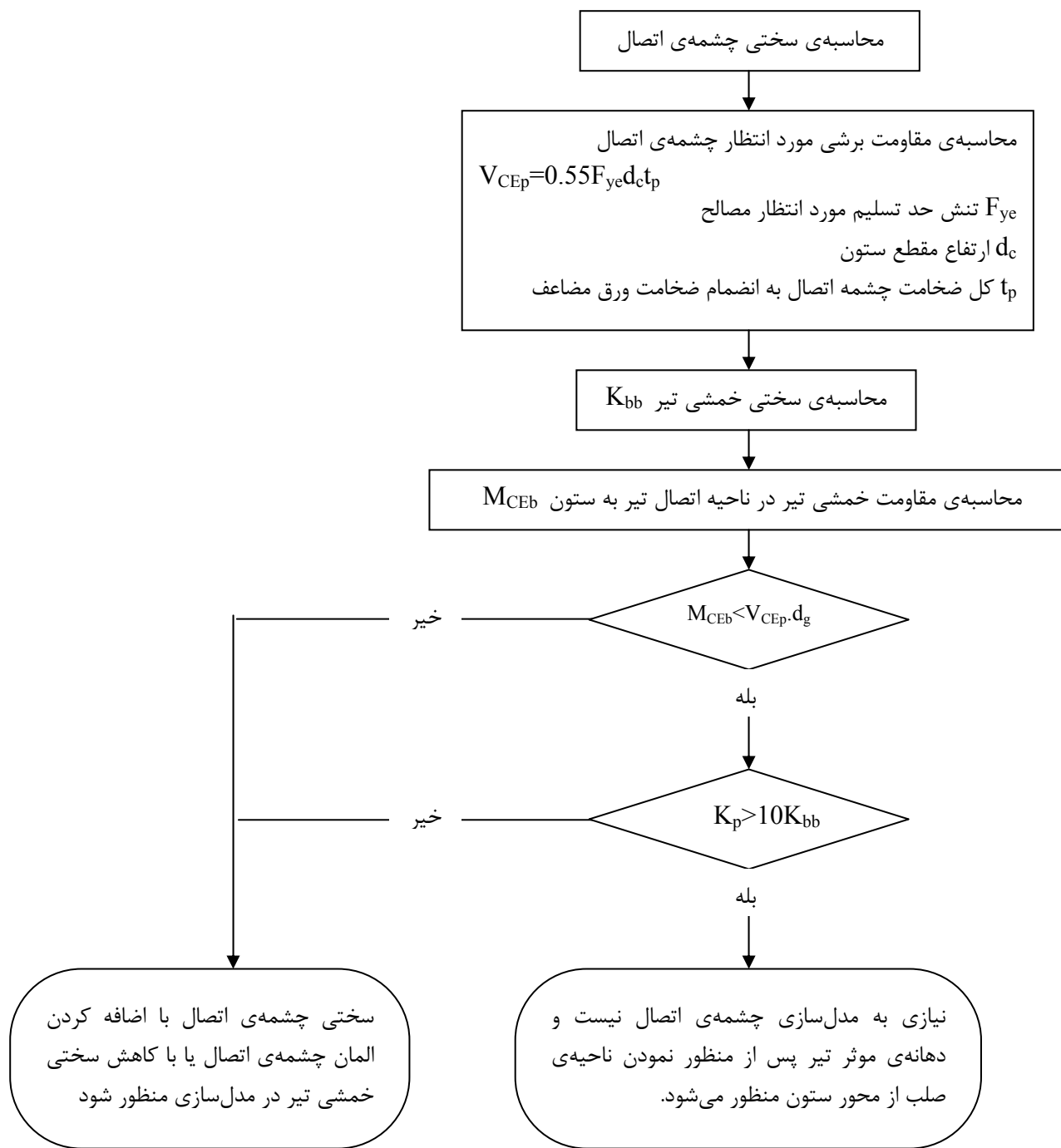
طبق ضوابط دستوالعمل اتصال صلب باید تمامی شرایط سه‌گانه زیر را دارا باشد.

- مقاومت اتصال حداقل برابر مقاومت خمشی ضعیف‌ترین دو عضو متصل شونده (تیر یا ستون) باشد.
- مقاومت و سختی چشمه‌ی اتصال از ضوابط ارایه در پیوست استاندارد بند ۲-۱ پیروی نماید.
- تغییرشکل اتصال (بدون احتساب تغییرشکل چشمه‌ی اتصال) در کل تغییر مکان جانبی قاب بیش‌تر از ۱۰٪ دخالت ننماید.

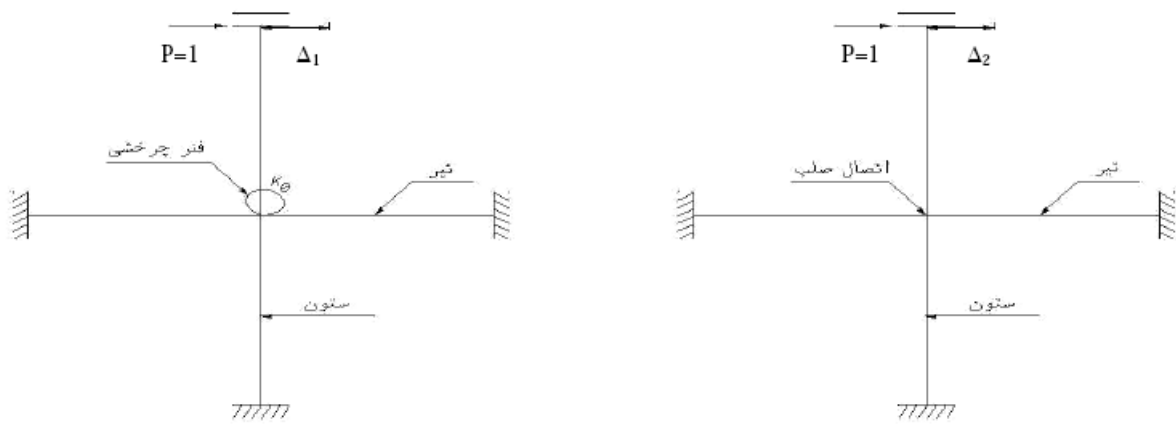
کنترل شرط‌های اول و دوم با معلوم‌بودن مشخصات اتصال و اعضای متصل به راحتی امکان پذیر است. اما کنترل شرط سوم با مدل‌سازی بخشی از قاب در اطراف اتصال مطابق شکل ۴-۱۶ مسیر می‌شود. در این حالت انتهای دور تیرهای متصل به گره و انتهای دور ستون پایینی گیردار فرض شده و برای انتهای دور ستون بالایی شرایط گیردار غلتکی فرض می‌شود. سپس با اعمال بار واحد افقی در انتهای دور ستون بالایی تغییر مکان جانبی محل اعمال بار یک‌بار بدون مدل‌سازی اتصال مورد مطالعه (در نظر گرفتن اتصال صلب) و یک‌بار با مدل‌سازی آن (تعریف یک فنر چرخشی) محاسبه و مقایسه می‌شود و شرط سوم کنترل می‌شود. ثابت فنر چرخشی در این مدل‌سازی از روابط مربوط به اتصال نیمه‌صلب که در ادامه ذکر می‌شود، قابل محاسبه است.



شکل ۴-۱۴- چشمه و گره اتصال در سازه‌های فولادی



شکل ۴-۱۵- روند مدل‌سازی چشمه‌ی اتصال

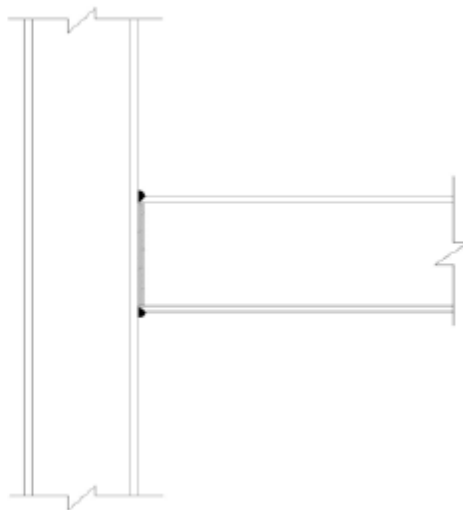


شکل ۴-۱۶- کنترل شرط تغییر شکل اتصال در اتصالات صلب

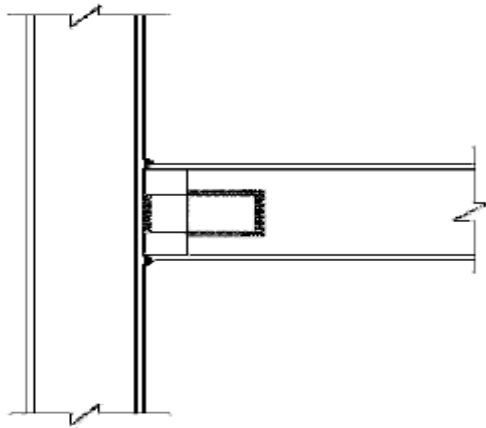
انواع مختلف اتصالات صلب در جدول ۴-۵ و در شکل‌های ۴-۱۷ تا ۴-۲۰ ارائه شده است.

جدول ۴-۵- انواع مختلف اتصالات صلب

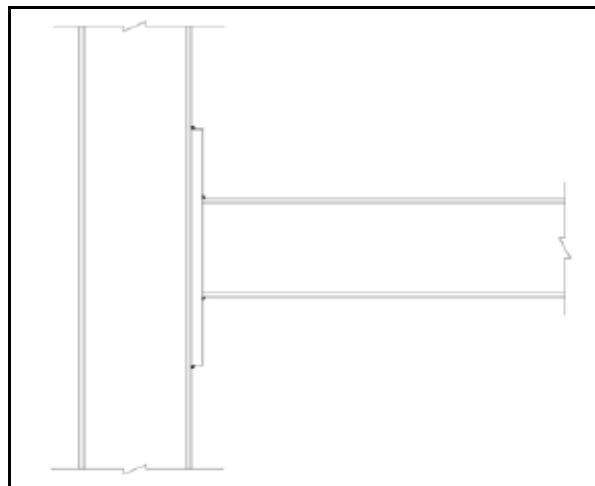
نحوه کنترل صلبیت	شماره‌ی شکل	تعریف اتصال
بدون هیچ‌گونه کنترلی صلب محسوب می‌شوند.	شکل ۴-۱۷	اتصال با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون به همراه اتصال برشی پیچی یا جوشی بین جان تیر و بال ستون (اتصال مستقیم)
	شکل ۴-۱۸	اتصال با بال جدا شده از جان که در آن جان تیر قبل از رسیدن به اتصال بریده شده و بال‌ها با جوش نفوذی به بال ستون متصل و جان نیز با ورق به بال ستون متصل می‌شود.
اگر اتصال بیش از حد ضعیف یا انعطاف پذیر نباشد، صلب محسوب می‌شود	شکل ۴-۲۰	اتصال با استفاده از ورق‌های بالا و پایین اتصال روی بال‌های تیر (اتصال با ورق‌های اتصال بال)
	شکل ۴-۱۹	اتصال با ورق انتهایی
در صورت برآوردن شرایط سه‌گانه صلب محسوب می‌شود.	-	سایر اتصالات



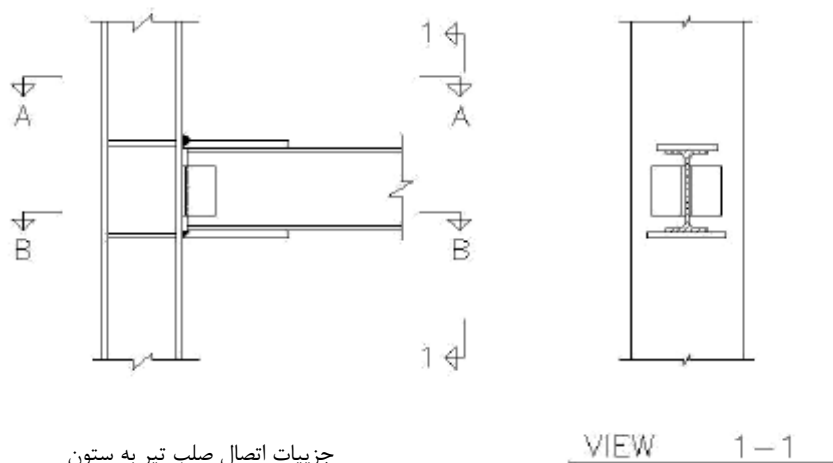
شکل ۴-۱۷- اتصال صلب مستقیم



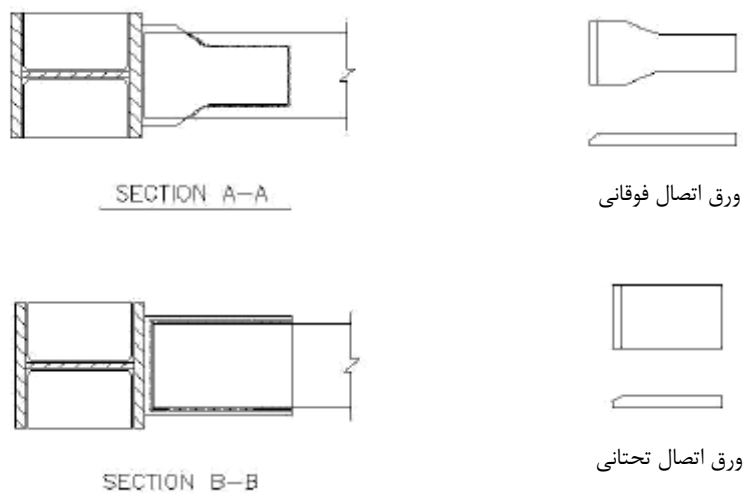
شکل ۴-۱۸- اتصال با بال جدا شده از جان



شکل ۴-۱۹- اتصال با ورق انتهایی



جزئیات اتصال صلب تیر به ستون



شکل ۴-۲۰- جزئیات اتصال با ورق اتصال بال

در صورتی که اتصالی شرایط اتصال صلب را برآورده نکند، در دسته‌ی اتصالات نیمه‌صلب قرار می‌گیرد. برای مدل‌سازی اتصال نیمه‌صلب می‌توان یکی از دو روش زیر را به کار برد:

۱- استفاده از فنر با سختی چرخشی معادل (روش دقیق)؛

۲- استفاده از تیر با سختی کاهش یافته (روش تقریبی).

در روش اول، ابتدا باید منحنی $M-\theta$ با آزمون یا یک تحلیل اجزای محدود به دست آید. سپس باید سختی چرخشی معادل از رابطه زیر محاسبه شود:

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{\theta_C} \quad (۴-۱۴)$$

که در آن :

K_{θ} سختی چرخشی معادل اتصال؛

M_{CE} لنگر مقاوم مورد انتظار اتصال؛

$c\theta$ زاویه‌ی چرخش حدی اتصال است.

مقدار $c\theta$ برای اتصالات نیمه‌صلب لخت و اتصالات نیمه‌صلب محصور در مصالح بنایی بدون لحاظ کردن اثرات مختلط و نیز در مورد اتصالات محور در بتن با لحاظ کردن اثرات مختلط فولاد و بتن برابر ۰٫۰۰۵ و برای سایر حالات برابر ۰٫۰۰۳ فرض می‌شود. اثر مختلط فولاد و بتن سبب افزایش M_{CE} خواهد بود. با تعیین K_{θ} ، گره‌ی اتصال با یک فنر چرخشی جایگزین شده و طول تیر برابر فاصله‌ی بین وجوه دو ستون طرفین در نظر گرفته می‌شود.

در روش دوم به عنوان یک روش تقریبی به جای مدل سازی اتصالات نیمه‌صلب، می‌توان قاب را به صورت صلب منظور کرد، اما باید سختی تیرها را با استفاده از رابطه زیر اصلاح کرد.

$$EI_b(\text{corrected}) = \frac{1}{\frac{6h}{l_b^2} + \frac{1}{EI_b}} \quad (15-4)$$

که در آن:

h ارتفاع متوسط ستون‌های بالا و پایین اتصال؛

L_b طول دهانه‌ی تیر از مرکز تا مرکز است.

۴-۳-۳-۷ دیوار برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی به دو صورت سخت‌شده و سخت‌نشده به کار می‌روند. در نوع سخت‌شده از کمانش قبل از جاری شدن جلوگیری می‌شود، در حالی که در نوع دیگر کمانش به سرعت روی می‌دهد، به طوری که می‌توان از ظرفیت دیوار قبل از کمانش صرف‌نظر نمود. جزییات مدل‌سازی این دو نوع دیوار در ادامه ذکر می‌شود.

الف- دیوار برشی سخت‌شده:

برای مدل‌سازی دیوار در این حالت می‌توان از المان‌های پوسته همراه با المان‌های تیرها و ستون‌ها به عنوان عناصر لبه‌ای استفاده کرد. در این صورت معرفی ضخامت، مدول ارتجاعی و ضریب پواسون عناصر دیوار لازم خواهد بود. روش دیگر استفاده از المان‌های میله‌ای در دو جهت قطری کششی و فشاری با مشخصات مشابه است. در بند ب مشخصات المان‌های میله‌ای کششی ذکر شده است.

ب- دیوار برشی سخت‌نشده

در این نوع دیوار از سختی قبل از کمانش صرف‌نظر می‌شود. اثر میدان کشش ایجاد شده در ورق پس از کمانش به صورت یک‌سری نوارهای کششی مشابه شکل ۴-۲۱ به زاویه‌ی α با امتداد قائم مدل می‌شود. زاویه‌ی α از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \quad (16-4)$$

که در آن:

L طول پانل دیوار برشی؛

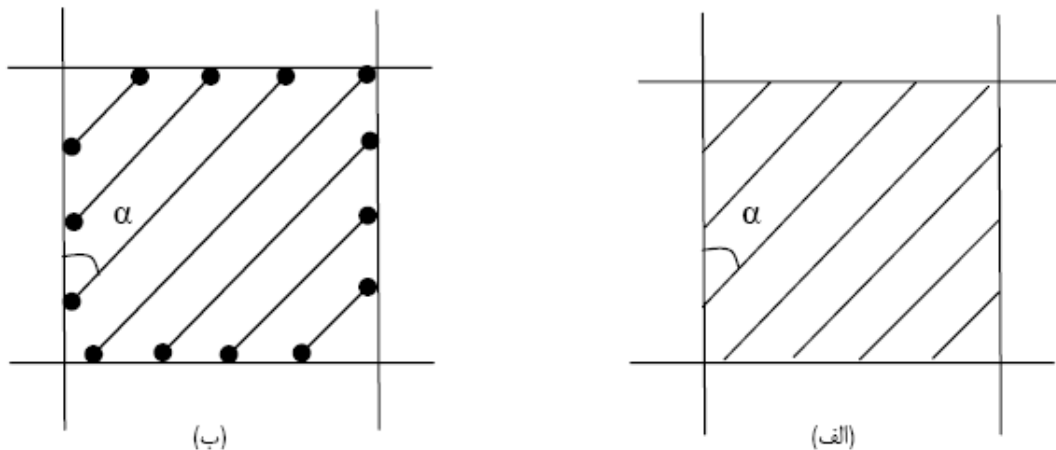
H ارتفاع پانل دیوار برشی؛

t_w ضخامت پانل دیوار برشی؛

A_b سطح مقطع تیر؛

A_c سطح مقطع ستون؛

I_c لنگر اینرسی ستون است.



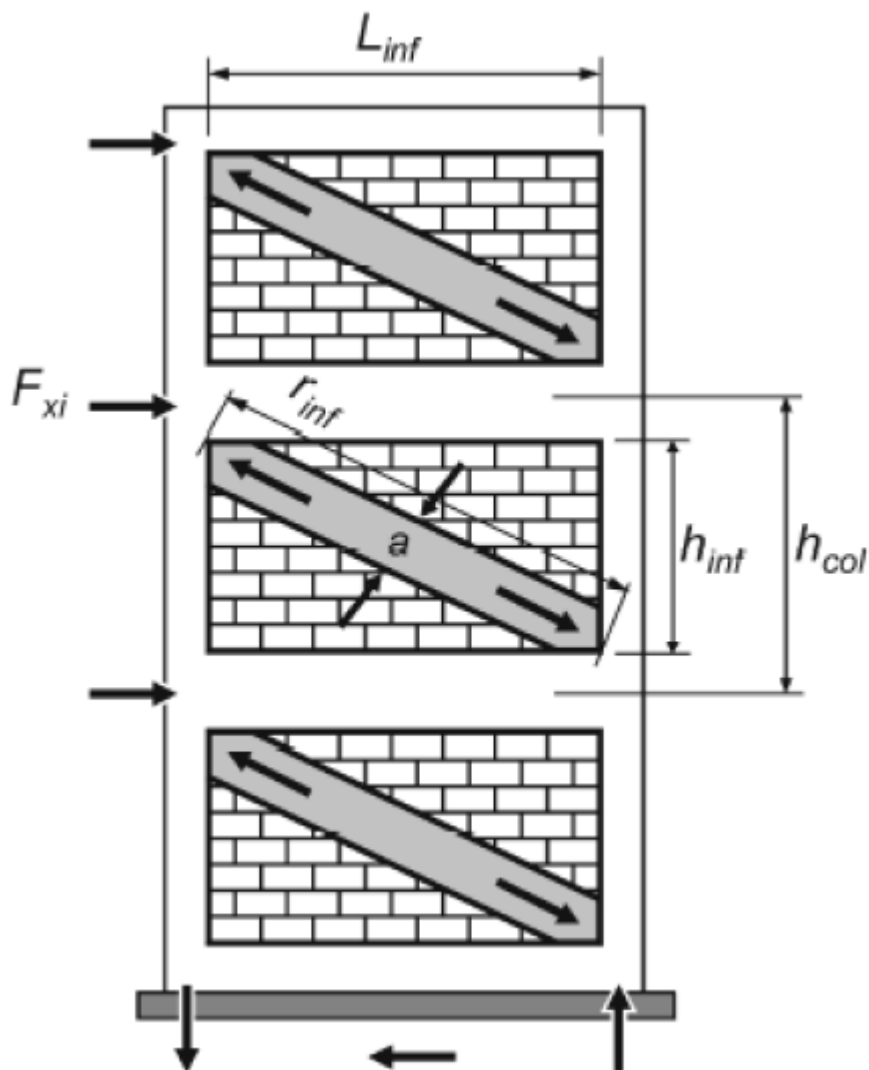
شکل ۴-۲۱- نحوه‌ی مدل‌سازی دیوار برشی فولادی با نوارهای معادل:

الف- نوارهای کششی ب-المان‌های میله‌ای کششی

حداقل تعداد نوارها برابر تعداد طبقات و عرض آنها یکسان انتخاب می‌شود. همان‌طور که در شکل ۴-۲۱ مشاهده می‌شود، به‌جای هر نوار می‌توان از المان‌های میله‌ای با سطح مقطع مساوی با نوار و به صورت دو سر مفصل استفاده کرد. در صورتی که نرم افزار قابلیت مدل‌سازی نوارهای فقط کششی را داشته باشد، می‌توان نوارها را در امتداد هر دو قطر مدل کرد، و در این صورت امکان انجام تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نیز وجود خواهد داشت. در غیر این صورت نوارها باید با توجه به جهت بارگذاری جانبی طوری به کار روند، که فقط نیروهای کششی در آنها ایجاد شود. در هر دو حالت تیرها و ستون‌های اطراف دیوار برشی فولادی نیز باید هماهنگ با گره‌های نوارها یا میله‌های کششی المان‌بندی شوند.

۴-۳-۳-۸ میان‌قاب مصالح بنایی

همان‌طور که در بند ۴-۲-۶ ذکر شد، در صورتی که میان‌قاب در هر چهار جهت به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس باشد، باید در مدل‌سازی سازه لحاظ شود. برای مدل‌سازی میان‌قاب از دستک‌های فشاری معادل مطابق شکل ۴-۲۲ استفاده می‌شود.



شکل ۴-۲۲- دستک معادل فشاری برای مدل سازی میان قاب بنایی

عرض دستک از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$a = 0.254[\lambda_1 h_{col}]^{0.4} r_{inf} \quad (۴-۱۷-الف)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (۴-۱۷-ب)$$

که در آن:

a عرض دستک فشاری، برحسب سانتی‌متر؛

h_{col} ارتفاع مرکز تا مرکز ستون، برحسب سانتی‌متر؛

h_{inf} ارتفاع پانل میان قاب، برحسب سانتی‌متر؛

E_{fe} ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب، برحسب kg/cm^2 ؛

E_{me} ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میان قاب، برحسب kg/cm^2 ؛

I_{col} لنگر اینرسی ستون، برحسب cm^4 ؛

r_{inf} طول قطری پانل میان قاب، برحسب cm ؛

t_{inf} ضخامت پانل میان قاب و دستک فشاری معادل، بر حسب cm؛

θ زاویه ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت ارتفاع به طول) است؛

1λ ضریبی که برای محاسبه ی عرض معادل دستک فشاری پانل به کار می‌رود.

در صورتی که نرم افزار قابلیت مدل‌سازی نوارهای فقط فشاری را داشته باشد، می‌توان نوارها را در امتداد هر دو قطر مدل کرد، و در این صورت امکان انجام تحلیل‌های دینامیکی نیز وجود خواهد داشت. در غیر این صورت نوارها باید با توجه به جهت بارگذاری جانبی طوری به کار روند که فقط نیروهای فشاری در آنها ایجاد شود، یا از نوارهای ضربدری که عرض هر یک $a/2$ باشد، در مدل‌سازی استفاده نمود. برای میانقاب های دارای باز شو الگوی دستک‌های فشاری می‌تواند مطابق فصل هفتم FEMA274 مورد استفاده قرار گیرد.

۹-۳-۳-۴ میان قاب بتنی

میان قاب بتنی اغلب در ساختمان‌های دارای نمای بتنی پیش‌ساخته یا با دیوارهای پیش‌ساخته استفاده می‌شود. در مورد چنین قاب هایی در حالت کلی می‌توان از مدل دستک‌های فشاری مشابه آن چه برای میان قاب بنایی گفته شد، استفاده کرد. اگر تغییر مکان جانبی طراحی نسبت به ظرفیت تغییر مکان جانبی قاب و دیوار کوچک بوده و قاب نسبتاً انعطاف‌پذیر باشد، میان قاب را می‌توان به صورت یک دیوار برشی المان‌بندی و مدل نمود. در این صورت اثر بازشوها در رفتار دیوار نیز خود به خود در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۳-۳-۴ ادال بتنی

برای روش مدل سازی دال بتنی به بند (۲-۳-۳-۳) بخش بتنی راهنمای کاربردی دستوالعمل مراجعه شود.

۴-۳-۴ مدل سازی اجزا برای تحلیل های غیر خطی

در این بخش نحوه ی مدل‌سازی اجزا برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی مطابق بند ۵-۶-۶ ارایه می‌شود. مدل‌سازی اعضا در تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار پیچیده بوده و باید با در نظر گرفتن رفتار عضو در بارگذاری و بارداری باشد که نیازمند انجام آزمون است. مدل استاتیکی غیرخطی، در واقع پوشش رفتار دینامیکی غیر خطی را تنها در بارگذاری نشان می‌دهد. همان‌گونه که در بند (۴-۳-۱) اشاره شد، رفتار اعضا در تحلیل‌های غیرخطی بر حسب نوع تلاش متفاوت خواهد بود.

۱-۴-۳-۴ تلاش های کنترل شونده توسط نیرو

همان‌گونه که در شکل (۴-۱۳-ب) مشاهده می‌شود، در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو لزومی برای تعریف منحنی رفتاری وجود ندارد و تنها دانستن سختی عضو برای مدل‌سازی کافی است. در جدول ۴-۶ برخی از تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو به همراه شرایط به وجود آمدن این تلاش‌ها ذکر شده است. در مورد دیوارهای مصالح بنایی موجود در یک ساختمان فولادی، اگر چه مقاومت خمشی دیوار در جهت عمود بر صفحه کنترل‌شونده توسط نیرو است، اما چون عمود بر صفحه ی آنها در مدل‌سازی وارد نمی‌شود، از ذکر آنها در جدول ۴-۶ خودداری شده است.

جدول ۴-۶- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو در اعضای فولادی

عضو	تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو (QCL)	توضیحات
تیر در قاب با مهاربند واگرا	خمش و برش و نیروی محوری	این مورد شامل تیر پیوند نیست و خمش و برش تیر پیوند کنترل‌شونده توسط تغییرشکل است.
تیر در قاب با مهاربند هم‌گرا	نیروی محوری	در تمامی حالات
ستون و پی شمعی فولادی	خمش، برش و نیروی محوری فشاری	۱- در تمامی ستون‌ها و در تمامی پی‌های شمعی فولادی رفتار در مقابل نیروی فشاری و برش همواره کنترل‌شونده توسط نیرو است. ۲- در تمامی ستون‌ها غیر از ستون‌های موجود در قاب-های با مهاربند واگرا، اگر $P_{UF}/P_{CL} < 0.5$ باشد، رفتار در مقابل لنگرهای خمشی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل است. در غیر این صورت رفتار ستون در مقابل لنگرهای خمشی کنترل‌شونده توسط نیرو است. ۳- برای ستون‌های موجود در قاب‌های با مهاربند واگرا رفتار در مقابل خمش همواره کنترل‌شونده توسط نیرو است.
اتصال صلب تیر-ستون	خمش و برش	فقط در مواردی که اتصال صلب تیر-ستون طوری طراحی شود که مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون شکل بگیرد، رفتار این اتصال، کنترل‌شونده توسط نیرو است، در سایر موارد رفتار اتصال صلب تیر-ستون کنترل‌شونده توسط تغییرشکل است.
اتصال شمع و سرشمع	همه‌ی تلاش‌ها	در تمامی حالات
اتصال کف ستون	همه‌ی تلاش‌ها	وقتی طول گیرایی میل‌مهار کافی نباشد
عضو مهاربندی در قاب با مهاربند واگرا	همه‌ی تلاش‌ها	در تمامی حالات
اتصالات انواع مهاربندی	همه‌ی تلاش‌ها	در تمامی حالات
دیافراگم کف فلزی بدون پوشش بتن سازه‌ای	همه‌ی تلاش‌ها	در صورتی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالات به قاب کنترل شود، دیافراگم به عنوان عضو کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شود.
دیافراگم طاق ضربی	برش	در تمامی حالات
اعضای تیرلبه و برش‌گیرها	همه‌ی تلاش‌ها	در صورتی که رفتار غیرارتجاعي در این اجزا پذیرفته نباشد، رفتار اجزا به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو لحاظ می‌شود.
دیوار برشی فولادی	نیروی محوری	در تمامی حالات

جدول ۴-۶-۴ ادامه

عضو	تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو (Q _{CL})	توضیحات
اتصالات دیافراگم	همه‌ی تلاش‌ها	در همه‌ی حالات
* P _{UF} نیروی محوری موجود و P _{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت محوری ستون است.		

۴-۳-۴-۲ تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

مدل غیرخطی رفتاری برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در بند ۴-۳-۱ مورد بحث قرار گرفت. این مدل برای رفتار تحت نیروی محوری و لنگر خمشی در شکل ۴-۲۳ مشاهده می‌شود.

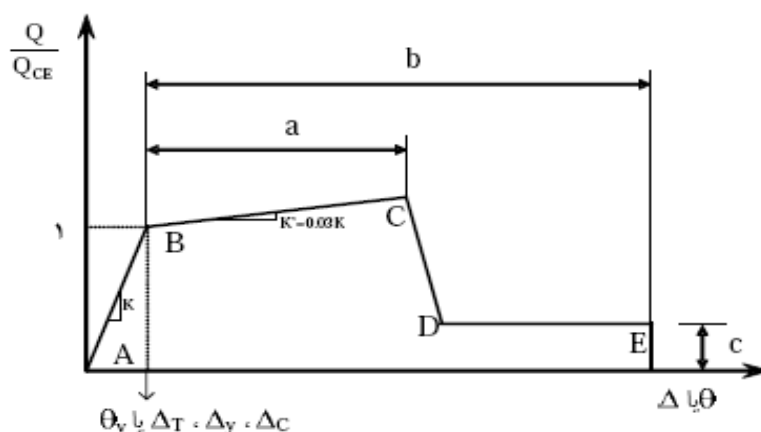
ترسیم منحنی رفتاری طی مراحل زیر انجام می‌شود:

۱- محاسبه‌ی Q_{CE} و θ_y (با تغییر مکان Δ مربوط به نقطه‌ی B) از جدول ۴-۴ برای عضو مربوط و رسم پاره خط AB؛

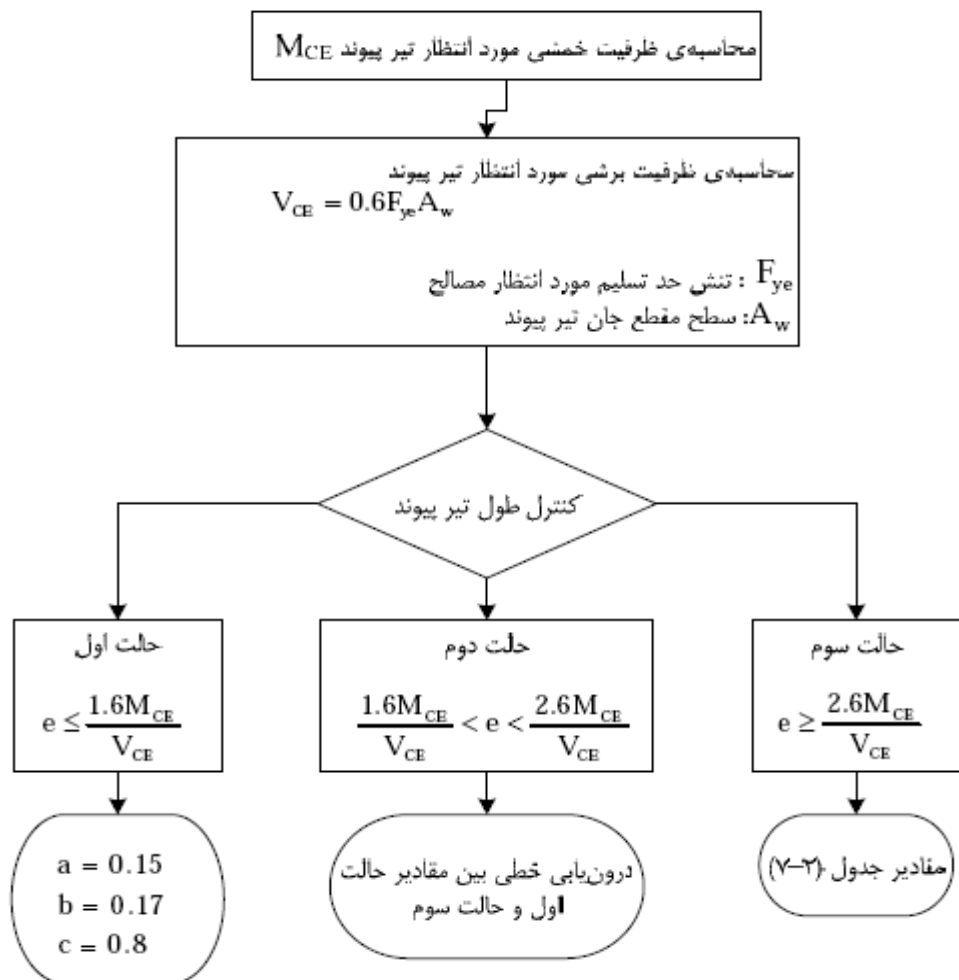
۲- تعیین پارامتر a از جداول ۴-۷ تا ۴-۱۱ یا شکل ۴-۲۳ و رسم پاره خط BC با شیب سه درصد شیب AB، هرگاه در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال تسلیم رخ دهد، باید از شیب ۶ درصد برای سخت‌شدگی کرنشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال استفاده نمود. در صورت انجام آزمون‌های معتبر می‌توان شیب بیش‌تری برای پاره خط BC در نظر گرفت؛

۳- تعیین پارامتر c از جداول ۴-۷ تا ۴-۱۱ یا شکل ۴-۲۳ و ترسیم پاره خط CD (در صورت نبود اطلاعات کافی می‌توان پاره خط CD را عمودی رسم کرد)؛

۴- تعیین پارامتر b از جداول ۴-۷ تا ۴-۱۱ یا شکل ۴-۲۳ و ترسیم پاره خط DE به صورت افقی. مراحل مدل‌سازی تیر پیوند در شکل ۴-۲۴ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۲۳-مدل غیرخطی برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل



شکل ۴-۲۴- نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل‌سازی تیر پیوند

جدول ۴-۷- پارامترهای مدل سازی تیر در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده ی همگرا و تیر پیوند به شرط

$$e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$$

ردیف	شرایط	a	b	c
۱	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6
۲		$\left(9-5 \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{2180}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$\left(11-5 \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{2180}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$0.6-0.4 \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{2180}{\sqrt{F_{ye}}}}$
۳		$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2
۴	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\left(9-5 \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$\left(11-5 \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$0.6-0.4 \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}$
۵		کوچکترین مقدار حاصل از ردیف های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف های ۲ و ۴
۶		$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2
۷	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2

جدول ۴-۸- پارامترهای مدل سازی ستون در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده‌ی واگرا به شرط $P/P_{CL} \leq 0/15$

شرایط	a	b	c	ردیف
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	۱
$\frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\left(9 - 5 \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{1350}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$\left(11 - 5 \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{1350}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$0.6 - 0.4 \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{1350}{\sqrt{F_{ye}}}}$	۲
$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	۳
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\left(9 - 5 \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$\left(11 - 5 \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}\right) \theta_y$	$0.6 - 0.4 \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}$	۴
$\frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	۵
$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	۶
هر مقدار $\frac{h}{t_w}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	۷

جدول ۴-۹- پارامترهای مدل‌سازی ستون در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده‌ی هم‌گرا به شرط

$$0/15 < P/P_{CL} \leq 0/5$$

c	b	a	شرایط	ردیف
0.2	$15\beta\theta_y$	$10\beta\theta_y^*$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	۱
0.2	$\left(15\beta - (15\beta - 1.5) \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{1015}{\sqrt{F_{ye}}}} \right) \theta_y$	$\left(10\beta - (10\beta - 1) \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{1015}{\sqrt{F_{ye}}}} \right) \theta_y$	$\frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$ ۲
0.2	$1.5\theta_y$	θ_y	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	۳
0.2	$\left(15\beta - (15\beta - 1.5) \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}} \right) \theta_y$	$\left(10\beta - (10\beta - 1) \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}} \right) \theta_y$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$ ۴
0.2	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	$\frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	۵
0.2	$1.5\theta_y$	θ_y	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	۶
0.2	$1.5\theta_y$	θ_y	هر مقدار $\frac{h}{t_w}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$ ۷

$$\beta = 1 - 1.7 \frac{P_{UF}}{P_{CL}}^*$$

جدول ۴-۱۰- پارامترهای مدل سازی اتصالات

ردیف	عضو	a	b	c
۱	چشمه‌ی اتصال	$12\theta_y$	$12\theta_y$	1
۲	اتصال مستقیم	$0.051 - 0.00051d$	$0.043 - 0.00023d$	0.2
۳	ماهیچه‌ی جوش‌شده به اتصال مستقیم با دال	0.026	0.036	0.2
۴	ماهیچه‌ی جوش‌شده به اتصال مستقیم بدون دال	0.018	0.023	0.2
۵	ورق جوش‌شده به اتصال مستقیم	$0.056 - 0.00043d$	$0.056 - 0.00043d$	0.2
۶	اتصال مستقیم اصلاح‌شده به همراه جان پیچ‌شده	$0.021 - 0.00012d$	$0.050 - 0.00024d$	0.2
۷	اتصال مستقیم اصلاح‌شده به همراه جان جوش‌شده	0.041	0.054	0.2
۸	بال جداشده از جان	$0.067 - 0.00047d$	$0.094 - 0.00063d$	0.2
۹	تیر با مقطع کاهش یافته	$0.050 - 0.00012d$	$0.070 - 0.00012d$	0.2
۱۰	مقطع خالص ورق اتصال بال جوش‌شده	0.03	0.06	0.2
۱۱	اتصال ماهیچه‌ای بال پایین	0.027	0.047	0.2
۱۲	اتصال ماهیچه‌ای بال بالا و پایین	0.028	0.048	0.2
۱۳	اتصال با ورق و بال تیر جوش‌شده به ستون	0.031	0.031	0.2
۱۴	شکست برشی در پیچ یا پرچ	0.036	0.048	0.2
۱۵	شکست کششی بال افقی نبشی	0.012	0.018	0.8
۱۶	شکست کششی پیچ یا پرچ	0.016	0.025	1
۱۷	شکست خمشی نبشی	0.042	0.084	0.2
۱۸	شکست برشی در پیچ یا پرچ	0.036	0.048	0.2
۱۹	شکست در جوش	0.012	0.018	0.8
۲۰	شکست کششی پیچ یا پرچ	0.016	0.024	0.8
۲۱	شکست کششی در جان سپری	0.012	0.018	0.8
۲۲	شکست خمشی بال‌های سپری	0.042	0.084	0.2
۲۳	شکست در مقطع موثر	0.030	0.030	0.8
۲۴	شکست در جوش	0.012	0.018	0.8
۲۵	تسلیم ورق انتهایی	0.042	0.042	0.8
۲۶	تسلیم پیچ‌ها	0.018	0.024	0.8
۲۷	تسلیم جوش	0.012	0.018	0.8
۲۸	شکست دال مسلح	0.018	0.035	0.8
۲۹	تسلیم موضعی بال و لهدیگی جان ستون	0.036	0.042	0.4
۳۰	تسلیم بال پایینی نبشی	0.036	0.042	0.2
۳۱	تسلیم کششی پیچ و پرچ در بال ستون	0.015	0.022	0.8
۳۲	تسلیم برشی اتصالات بال تیر	0.022	0.018	0.8
۳۳	اتصال برشی با دال	$0.029 - 0.00008d_{bg}$	$0.15 - 0.00014d_{bg}$	0.4
۳۴	اتصال برشی بدون دال	$0.15 - 0.00014d_{bg}$	$0.15 - 0.00014d_{bg}$	0.4

در جدول فوق d عمق تیر برحسب سانتی‌متر و d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها برحسب سانتی‌متر است.

جدول ۴-۱۱- پارامترهای مدل‌سازی اجزای تحت نیروی محوری

ردیف	عضو	a	b	c
۱	تیرها و ستون‌ها در کشش به استثنای تیر و ستون‌های قاب مهاربندی‌شده‌ی واگرا	$5\Delta_T$	$7\Delta_T$	1
۲	مهاربند فشاری به استثنای مهاربندی‌ی واگرا	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2
۳		$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2
۴		$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2
۵		$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2
۶		$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2
۷		$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.2
۸		مقاطع قوطی نورد سرد	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$
۹	$0.5\Delta_c$		$3\Delta_c$	0.2
۱۰	$0.5\Delta_c$		$\left(7 - 4 \frac{\frac{d}{t} - \frac{750}{\sqrt{F_y}}}{\frac{840}{\sqrt{F_y}}}\right) \Delta_c$	$0.4 - 0.2 \frac{\frac{d}{t} - \frac{750}{\sqrt{F_y}}}{\frac{840}{\sqrt{F_y}}}$
۱۱	مقاطع فولادی شکل	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.4
۱۲		$0.5\Delta_c$	$3\Delta_c$	0.2
۱۳		$0.5\Delta_c$	$\left(9 - 6 \frac{\frac{d}{t} - \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}}{\frac{361 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}}\right) \Delta_c$	$0.4 - 0.2 \frac{\frac{d}{t} - \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}}{\frac{361 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}}$
۱۴	مهاربند کششی به استثنای مهاربندهای واگرا	$11\Delta_T$	$13\Delta_T$	0.8

که در جدول فوق:

Δ_c تغییرشکل بار محوری در بار کمانشی مورد انتظار؛

Δ_T تغییرشکل بار محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) است.

پارامترهای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی نیز به شرح زیر است:

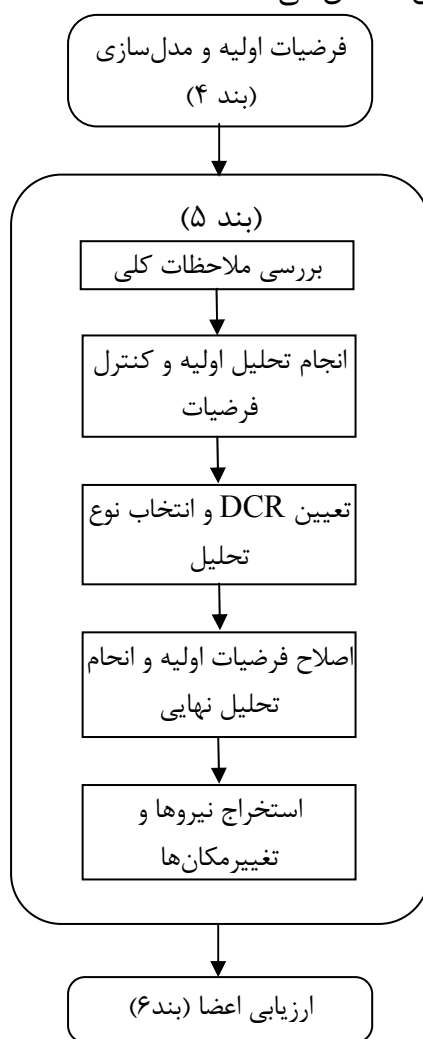
$$a = 14\theta_y, b = 16\theta_y, c = 0.7$$

۵ تحلیل

۵-۱ مقدمه

در این بند روش‌های مختلف تحلیل برای ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تشریح می‌شود. با توجه به این که طبق بند ۴ مدل‌سازی سازه برای انجام تحلیل خطی یا غیرخطی تهیه شده است، در بند ۳-۵ محدوده‌ی کاربرد این روش‌ها مطرح شده است. در بندهای ۴-۵ تا ۷-۵ جزئیات چهار روش تحلیل به تفصیل

شرح داده شده است. در بند ۵-۸ نیز نحوه‌ی اصلاح و تکمیل نتایج بیان شده است. شکل ۵-۱ جایگاه این بند را در مراحل ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها نشان می‌دهد.



شکل ۵-۱- مراحل تحلیل

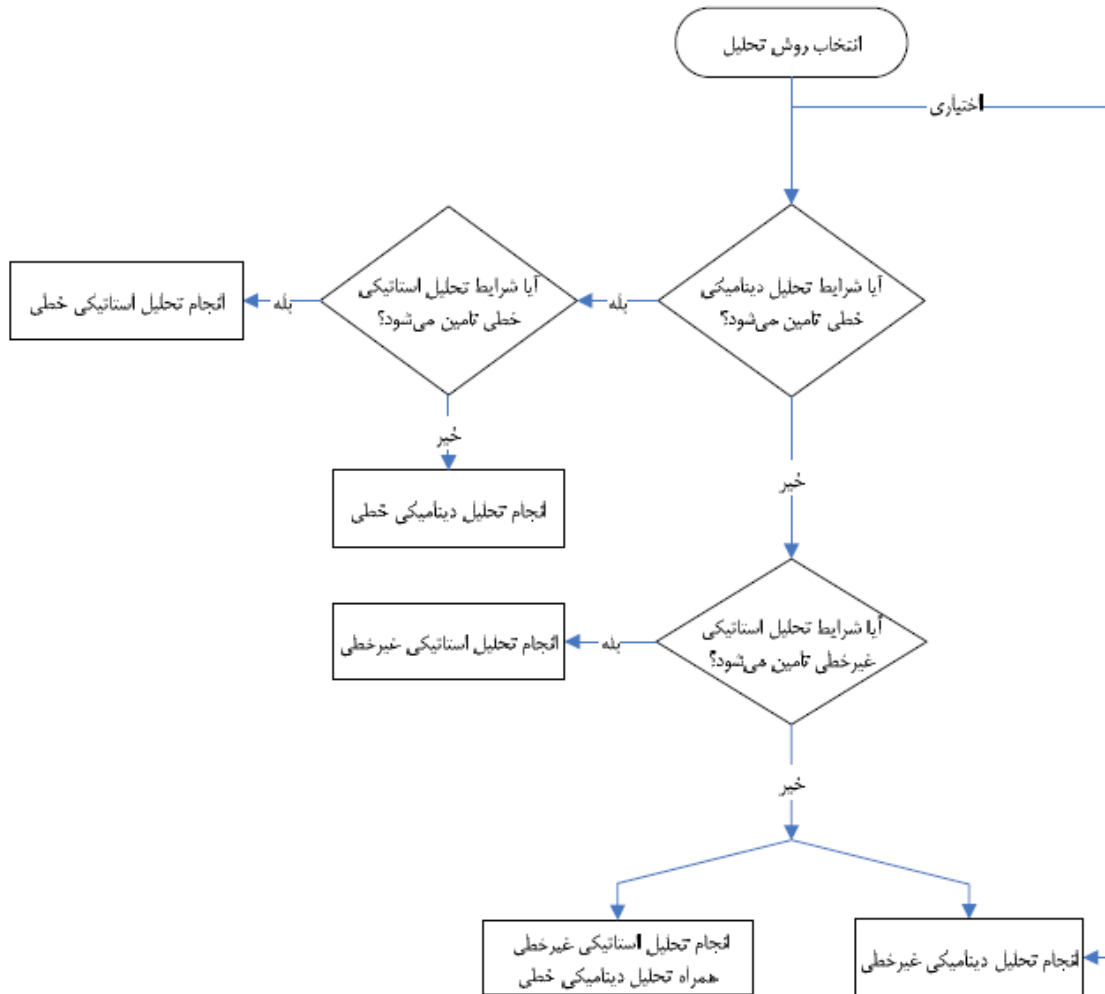
۵-۲ ملاحظات کلی

چهار روش تحلیل در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ارایه شده است، که عبارتند از: استاتیکی خطی، دینامیکی خطی (طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی)، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی. با توجه به این که در روش‌های خطی از فرضیات ساده‌کننده استفاده می‌شود، در برخی موارد تقریب آن‌ها بیش از روش‌های غیرخطی بوده و استفاده از آن‌ها برای ساختمان‌های پیچیده مجاز نیست.

هنگامی که با رعایت ملاحظات بند ۵-۳ روش مورد نظر برای تحلیل سازه انتخاب و تعیین شد، رفتار اعضای سازه باید براساس ضوابط بند ۴ برای تحلیل خطی یا غیرخطی مدل‌سازی شود. سپس بارهای وارد بر سازه طبق ضوابط این بند تعیین شده و بارهای ثقلی و جانبی اعمال می‌شوند و پس از آن، تحلیل سازه به یکی از چهار روش فوق انجام خواهد شد.

۳-۵ محدوده‌ی کاربرد روش‌های تحلیل

به طور کلی، در صورت استفاده از تحلیل‌های خطی باید صحت فرضیات چنین تحلیل‌هایی مطابق بندهای (۱-۳-۵ و ۲-۳-۵) کنترل شود. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز در صورتی که اثر موده‌های بالاتر قابل ملاحظه نباشد، قابل استفاده است. در غیر این صورت باید مطابق ضوابط بند ۳-۳-۵ عمل نمود. هیچ محدودیتی در استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی وجود ندارد. ولی به دلیل پیچیدگی، نیاز به اطلاعات اولیه دقیق و ارزیابی نتایج نیاز به تجربه کافی دارد. شکل ۲-۵ نحوه‌ی انتخاب روش تحلیل را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۵ نحوه‌ی انتخاب روش تحلیل

۳-۵-۱ شرایط کاربرد روش تحلیل استاتیکی

برای انتخاب روش تحلیل، موضوع بند ۳-۵ انجام یک تحلیل استاتیکی یا دینامیکی خطی اولیه با جزئیات ارایه شده در بند ۴-۵ یا بند ۵-۵ ضروری است. با فرض این که تحلیل اولیه به روش استاتیکی انجام شود، در صورت برآورده شدن شرایط این بند می‌توان از نتایج این تحلیل در مطالعات ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان، برای کنترل معیارهای پذیرش استفاده کرد.

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی در ابتدا باید سه شرط زیر کنترل شود:

۱- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچک تر از $3/5T_s$ باشد، مشروط بر آن که تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ طبقه تجاوز نکند؛

۲- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی ساختمان به استثنای خرپشته، کمتر از ۴۰ درصد باشد؛

۳- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

در صورت برقراری شرط‌های فوق، سازه تحلیل شده و دو شرط زیر کنترل می‌شود:

۴- ساختمان دارای نامنظمی شدیدی در سختی پیچشی نباشد، یعنی حداکثر تغییر مکان جانبی در هر

طبقه و در هر راستا کمتر از $1/5$ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه در همان راستا باشد؛

۵- ساختمان دارای نامنظمی شدیدی در ارتفاع از نظر جرم یا سختی نباشد. یعنی میانگین تغییر مکان

جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا، به استثنای خرپشته، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین آن در

همان راستا اختلاف داشته باشد.

در صورت برقراری موارد فوق، باید شرایط نیرویی سازه نیز به شرح زیر به عنوان آخرین گام کنترل شود، در

غیر این صورت تحلیل استاتیکی مجاز نیست.

برای کنترل شرایط نیرویی باید نسبت نیرو به ظرفیت DCR برای کلیه تلاش‌ها در تمام اعضای اصلی

محاسبه شود. برای محاسبه مقادیر DCR از رابطه ۵-۱ استفاده می‌شود.

$$DCR = Q_{UD}/Q_{CE} \quad (۱-۵)$$

که در آن:

Q_{UD} تلاش داخلی عضو، ناشی از بارهای ثقلی و زلزله؛

Q_{CE} مقاومت مورد انتظار عضو، که براساس ضوابط بند چهارم تعیین می‌شود.

لازم به توضیح است که در مورد تیرستون‌ها DCR لنگر خمشی بدون منظور نمودن اثرات اندر کنش با

نیروی محوری محاسبه می‌شود. پس از آن که DCR همه‌ی تلاش‌های هر عضو تعیین شد، حداکثر آن‌ها در

هر عضو که DCR بحرانی عضو نامیده می‌شود، مشخص شده و پس از آن می‌توان به کنترل شرایط نیرویی

به ترتیب زیر پرداخت:

۶- اگر مقادیر DCR بحرانی در تمامی اعضای اصلی کوچک‌تر از ۲ باشد، کنترل دیگری لازم نبوده و نتایج

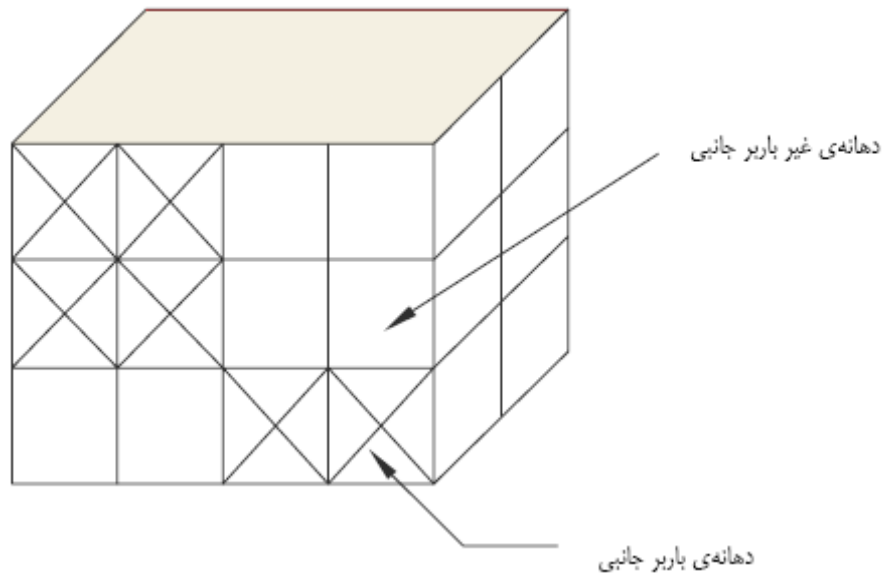
تحلیل استاتیکی خطی سازه معتبر است، در غیر این صورت باید شرط ۷ نیز کنترل شود؛

۷- اگر مقادیر DCR بحرانی در تعدادی (یک یا بیش‌تر) از اعضای اصلی بیش‌تر از ۲ باشد (برای تعریف

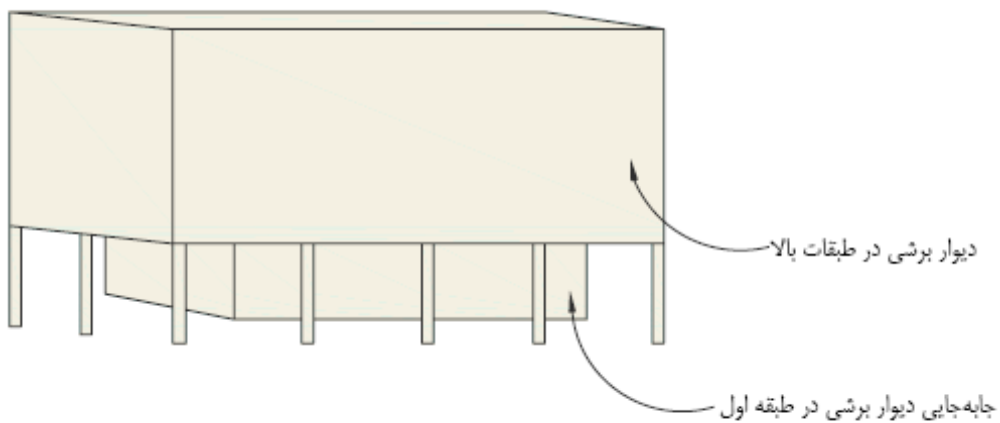
اعضای اصلی و غیر اصلی به بند ۴-۲-۴ رجوع شود) باید هر سه شرط زیر کنترل شود:

الف- انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و یا خارج از صفحه، وجود نداشته باشد. مثال‌های عدم

پیوستگی در سیستم باربر جانبی در شکل‌های ۵-۲ و ۵-۳ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲- ناپیوستگی در سیستم باربر جانبی در صفحه



شکل ۵-۳- ناپیوستگی خارج از صفحه در سیستم باربر جانبی

ب- ساختمان دارای طبقه‌ی ضعیف نباشد، یعنی در کلیه‌ی طبقات DCR متوسط طبقه بیش از ۲۵ درصد با همین کمیت در یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف نداشته باشد. DCR متوسط طبقه (\overline{DCR}) با استفاده از میانگین گیری وزنی مطابق رابطه ۲-۵ محاسبه می‌شود:

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=0}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=0}^n V_i} \quad (۲-۵)$$

که در آن:

V_i نیروی برشی ناشی از زلزله در عضو i از طبقه‌ی مورد نظر؛

DCR_i همان DCR بحرانی در عضو i ؛

n تعداد کل اعضای طبقه‌ی مورد نظر است.

ج- ساختمان دارای نامنظمی شدید در مقاومت پیچشی نباشد. یعنی بزرگ‌ترین DCR در اعضای یک

سمت مرکز سختی طبقه نسبت به همین مقدار در سمت مقابل از ۱/۵ برابر بیش تر نباشد. اگر هر سه شرط بالا برقرار باشد، نتایج تحلیل استاتیکی خطی سازه معتبر است و می‌توان در ادامه‌ی مطالعات به بررسی معیارهای پذیرش سازه طبق بند ششم پرداخت. در غیر این صورت باید از روش دیگری سازه را تحلیل نمود.

خلاصه‌ی کنترل‌های لازم جهت استفاده از تحلیل استاتیکی خطی در شکل ۴-۵ نشان داده شده است.

۳-۲-۵ شرایط کاربرد روش تحلیل دینامیکی خطی

همان طور که در بند ۱-۳-۵ نیز گفته شد، برای انتخاب روش تحلیل، می‌توان تحلیل خطی اولیه را به روش دینامیکی انجام داد. تحلیل دینامیکی خطی سازه، به روش طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی قابل انجام است. به منظور بررسی قابل قبول بودن روش دینامیکی خطی برای تحلیل سازه مورد نظر در ابتدا باید سازه به روش طیفی تحلیل شده و نیروهای داخلی اعضا محاسبه شود پس از آن DCR تلاش‌های کلیه‌ی اعضای باربر جانبی مشابه آن چه برای کنترل شرایط نیرویی سازه در بند ۱-۳-۵ گفته شد، محاسبه شود. از این مرحله به بعد همان شرایط قسمت‌های ۶ و ۷ بند ۱-۳-۵ کنترل می‌شود.

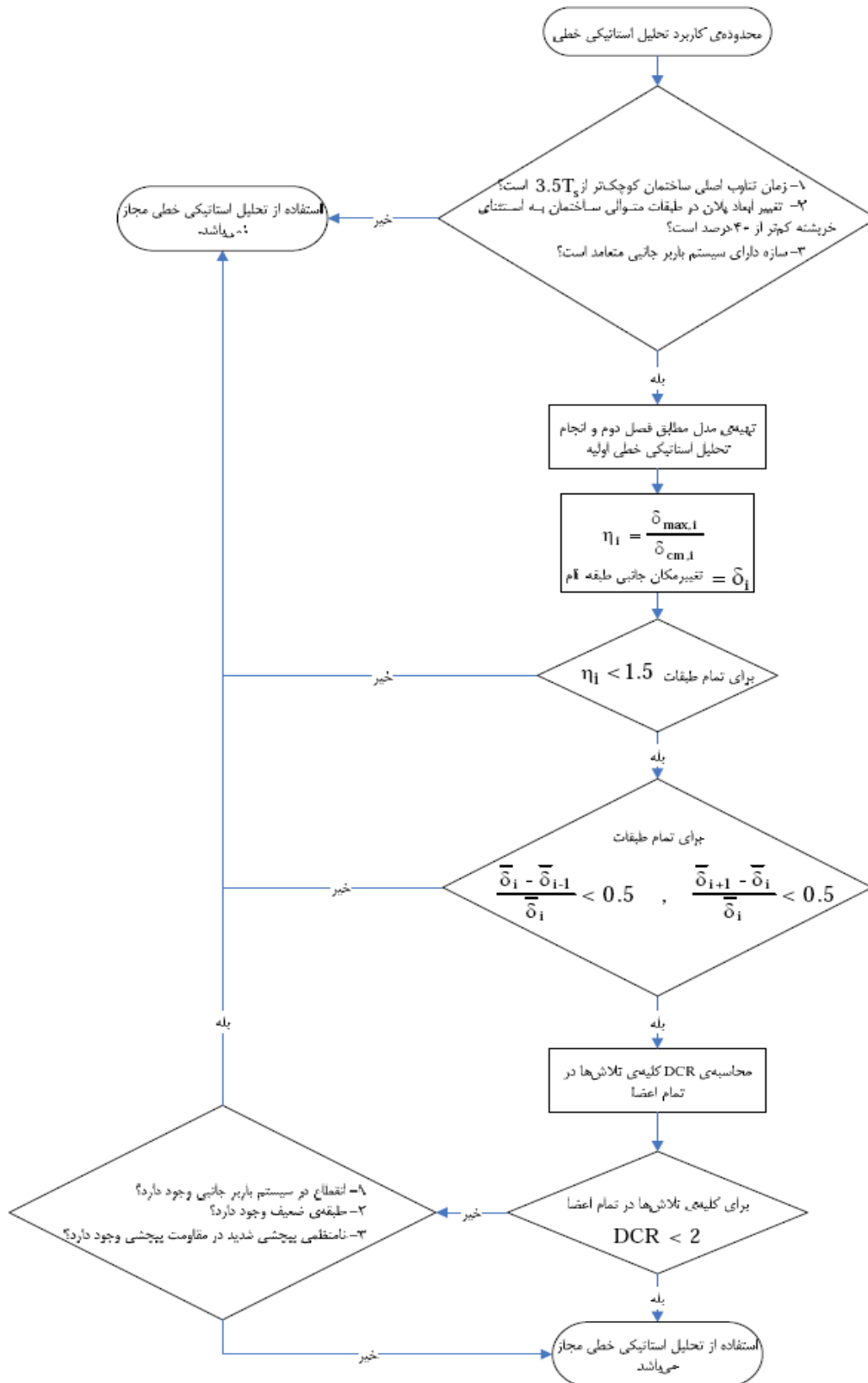
در صورت برقراری شرایط فوق الذکر، کنترل دیگری لازم نبوده و نتایج تحلیل دینامیکی طیفی سازه معتبر است و می‌توان در ادامه‌ی مطالعات به بررسی و کنترل معیارهای پذیرش سازه طبق بند ۶ پرداخت. اگر مقصود از این کنترل استفاده از روش تاریخچه‌ی زمانی باشد، در این مرحله می‌توان سازه را به روش دینامیکی خطی تاریخچه‌ی زمانی براساس ملاحظات بند ۲-۵-۵ تحلیل نمود. در غیر این صورت استفاده از روش تحلیل دینامیکی خطی در مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان مجاز نبوده و باید سازه به روش غیر خطی تحلیل شود. شکل ۵-۵ نحوه کنترل محدوده‌ی کاربرد روش دینامیکی خطی را نشان می‌دهد.

۳-۳-۵ شرایط کاربرد روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

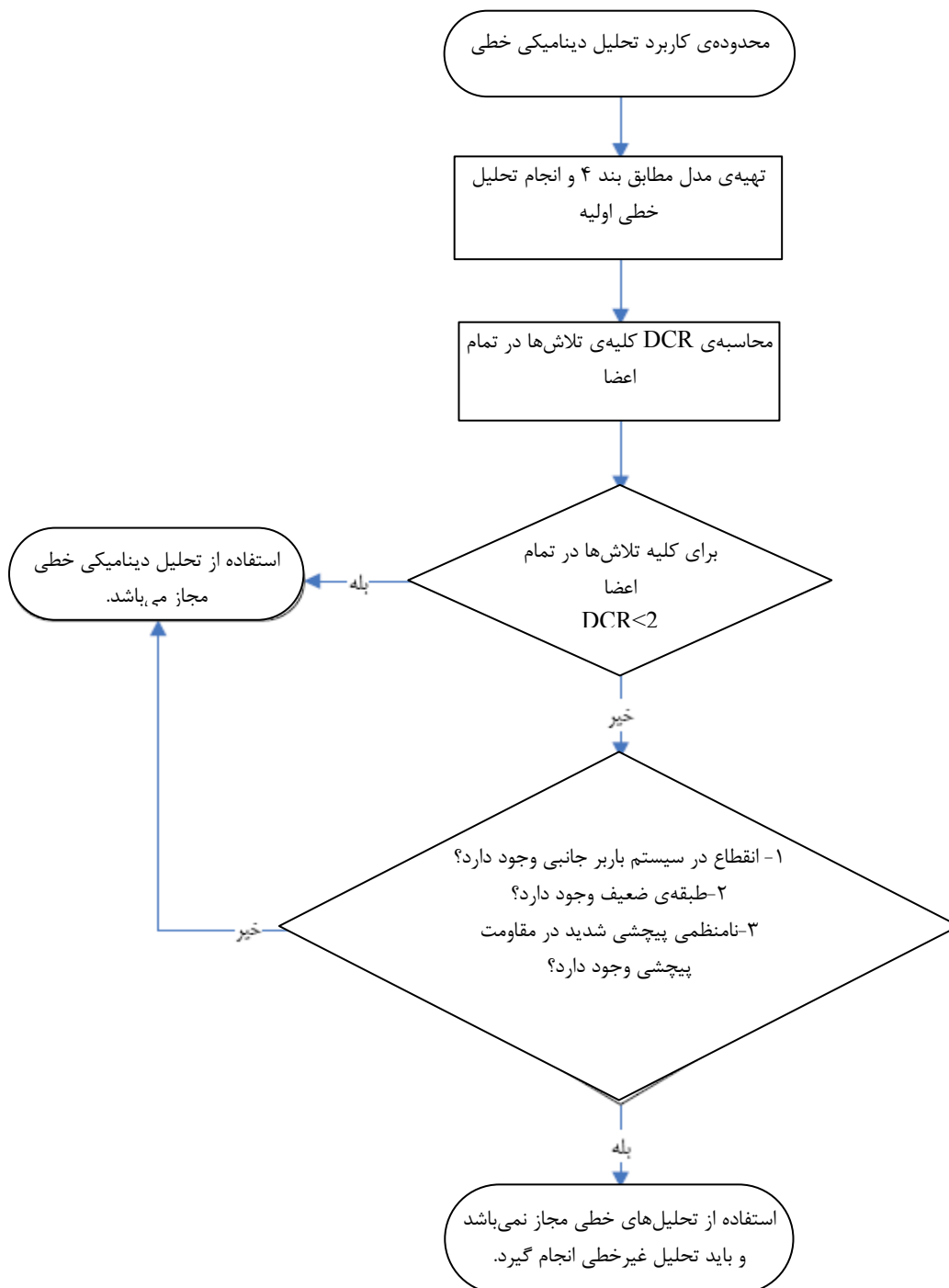
استفاده از این روش در صورتی به تنهایی مجاز است که اثر مودهای بالاتر در پاسخ دینامیکی سازه قابل ملاحظه نباشد. بدین منظور باید نسبت برش هر طبقه با در نظر گرفتن همه مودهایی که حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در محاسبات زلزله را به خود اختصاص می‌دهند، به برش طبقه حاصل از مود اول، در همه طبقات از ۱/۳ کمتر باشد. در غیر این صورت روش تحلیل استاتیکی غیر خطی باید به همراه روش تحلیل دینامیکی (طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی) استفاده شود. در این حالت معیار پذیرش برای هر دو روش باید بررسی شود، با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳ درصد تخفیف قایل شد.

۳-۴-۵ شرایط کاربرد روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مطالعات بهسازی لرزه‌ای در هر حال مجاز است. در صورتی که مدل‌های رفتاری چرخه‌ای مناسبی برای اعضا به کار برده شود، نتایج حاصل از روش دینامیکی غیرخطی، از بقیه روش‌های تحلیل دقیق‌تر خواهد بود. البته این نتایج باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.



شکل ۴-۵ کنترل محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی



شکل ۵-۵- کنترل محدوده‌ی کاربرد روش دینامیکی خطی

۵-۴ روش تحلیل استاتیکی خطی

در این روش، بار زلزله به صورت استاتیکی اعمال شده و رفتار سازه خطی فرض می‌شود. هدف اصلی کنترل نیروهای داخلی اعضای سازه در شرایطی است که سازه تحت نیروی زلزله به حداکثر تغییر شکل‌های غیر خطی خود رسیده باشد. در این شرایط چنانچه رفتار سازه هم‌چنان خطی بماند، نیروها و تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل، نزدیک به مقادیر واقعی خواهد بود. اما چنانچه رفتار مصالح غیرخطی باشد، آن‌گاه نیروها

بیش از مقادیر واقعی برآورد می‌شود. در این حالت برای اصلاح نیروهای داخلی به هنگام ارزیابی، ضرایب مناسب کاهش داده شده یا مقاومت اعضا با ضرایب لازم افزایش داده می‌شود. به‌کارگیری این روش برای تحلیل سازه‌هایی که گستردگی رفتار غیر خطی در اعضای آن‌ها تحت بارهای واقعی زلزله زیاد نباشد، یا به عبارت دیگر معیارهای گفته شده در بند ۵-۳-۱ را برآورده کنند، مناسب است. جزییات انجام این روش در چهار گام زیر برای هر یک از دو امتداد اصلی سازه، تشریح شده است. در این روش باید به ترتیب زمان تناوب اصلی سازه، برش پایه، توزیع نیروها در ارتفاع و نیروهای وارد بر دیافراگم‌ها محاسبه و سپس نتایج تحلیل اصلاح و تکمیل شوند، که جزییات آن در بندهای بعدی ذکر شده است.

۵-۴-۱ تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه به دو روش تحلیلی و تجربی امکان پذیر است. در روش تحلیلی، طبق ضوابط بند ۴ مدل‌سازی شده و مشخصات مودی آن محاسبه می‌شود. زمان تناوب اصلی نوسان سازه، زمان تناوب نظیر مودی است که بیش‌ترین سهم را از وزن ساختمان در محاسبات زلزله داشته باشد. برخلاف آیین‌نامه‌های مربوط به طراحی ساختمان‌های جدید، این دستورالعمل برای زمان تناوب حاصل از این روش حد بالایی وجود ندارد.

در روش تجربی، زمان تناوب اصلی سازه از رابطه ۵-۳ محاسبه می‌شود:

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۵)$$

که در آن:

T زمان تناوب اصلی نوسان سازه، بر حسب ثانیه؛

H ارتفاع سازه از تراز پایه، بر حسب متر؛

α ضریبی است که براساس سیستم باربر جانبی سازه تعیین می‌شود و برابر است با:

قاب خمشی فولادی، $\alpha = 0.08$ ؛

قاب خمشی بتنی و قاب فولادی مهاربندی شده‌ی واگرا، $\alpha = 0.07$ ؛

سایر سیستم‌های سازه‌ای، $\alpha = 0.05$.

۵-۴-۲ محاسبه‌ی برش پایه

برش پایه‌ی ساختمان طبق رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۴-۵)$$

که در آن:

W وزن کل ساختمان شامل بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده که در استاندارد بند ۲-۱ مشخص شده است؛

S_a شتاب طیفی در محل به ازای زمان تناوب اصلی نوسان سازه؛

C_1 این ضریب برای تبدیل حداکثر تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل ارتجاعی خطی به حداکثر تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در سازه‌های دارای حلقه‌های هیستریزیس پایدار و کامل، استفاده می‌شود. این ضریب از

روش‌های محاسباتی و تجربی به دست آمده و از رابطه ۵-۱۵ محاسبه می‌شود. در روش تحلیل خطی می‌توان با جای‌گذاری برش پایه‌ی حد ارتجاعی به جای V_y از رابطه ۵-۱۵ استفاده نمود. در غیر این صورت می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2}, 1 \leq C_1 \leq 1.5 \quad (5-5)$$

که در آن:

T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح طبق استاندارد بند ۱-۲ است.

C_2 ضریبی که مقدار آن برای تحلیل‌های خطی همواره برابر واحد است. از این ضریب در تحلیل‌های غیر خطی استفاده می‌شود.

برای جزئیات بیش تر به بند ۵-۶-۳-۳ مراجعه شود.

C_3 ضریبی برای اعمال اثرات $P-\Delta$ بر تغییر مکان‌های سازه در هنگام رفتار غیر خطی مصالح است. مقدار این ضریب تابع حداکثر پایداری طبقات سازه، θ_{\max} است. مقدار ضریب پایداری در هر طبقه، از رابطه ۵-۶ به دست می‌آید:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (6-5)$$

که در آن:

P_i بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده داریم، به اضافه ۲۵ درصد بار زنده متحرک ناشی از کل طبقات بالاتر در طبقه‌ی i ام؛

δ_i تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه‌ی i ام در جهت مورد نظر؛

V_i نیروی برشی طبقه‌ی i ام در جهت مورد نظر؛

h_i ارتفاع طبقه‌ی i ام است.

پس از محاسبه‌ی θ_{\max} ، که حداکثر θ_i ها در ساختمان است، C_3 از روابط ۵-۷ تعیین می‌شود:

$$\theta_{\max} \leq 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0 \quad (7-5)$$

$$\theta_{\max} > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + 5 \frac{\theta_{\max} - 0.1}{T}$$

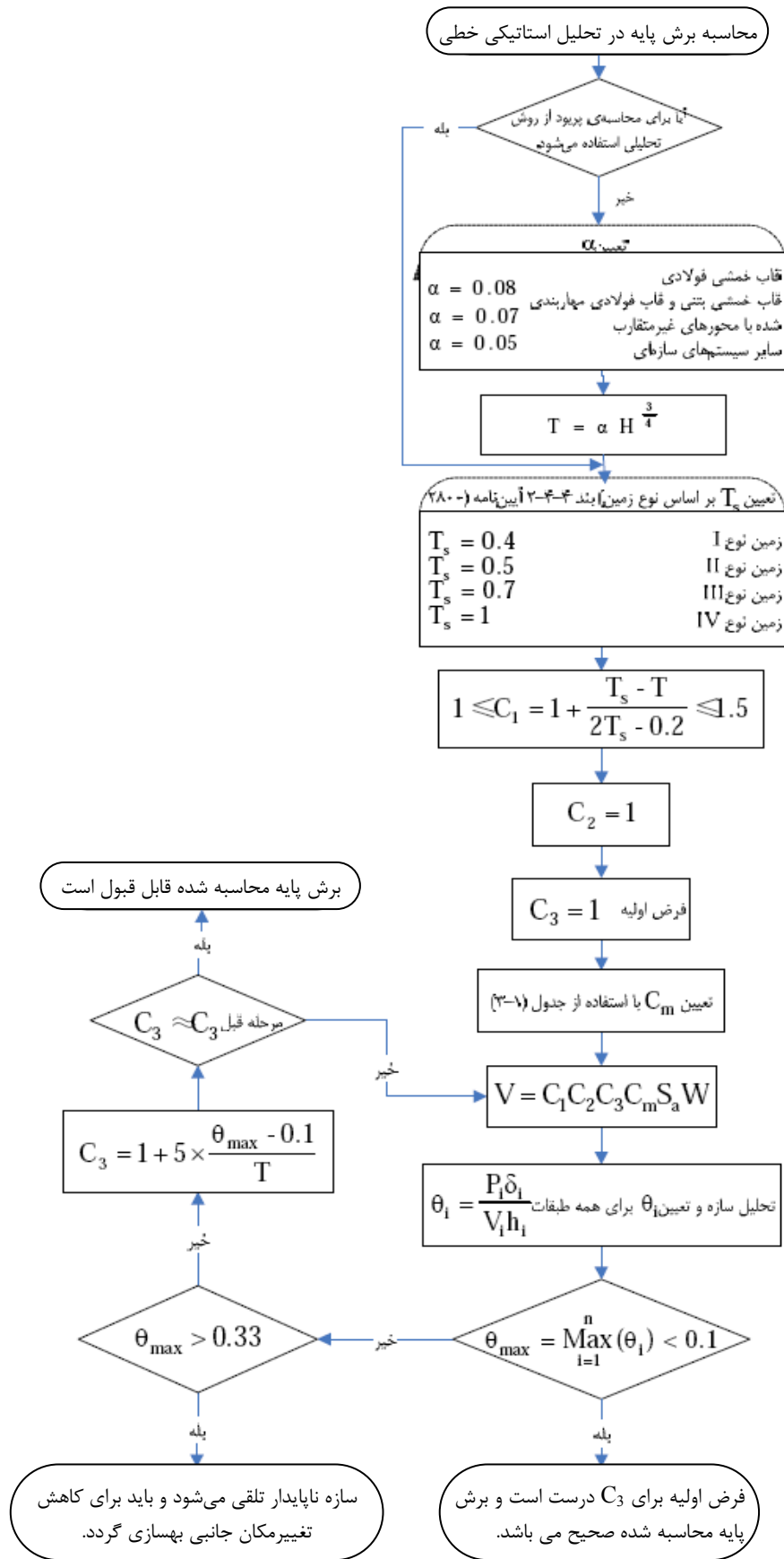
چون در ابتدای تحلیل مقادیر V_i و δ_i معلوم نیستند، لذا باید مقداری برای C_3 با توجه به ارتفاع ساختمان فرض کرد و پس از یک بار تحلیل و با توجه به مقدار θ حاصل، در صورت لزوم C_3 را اصلاح و تحلیل را تکرار کرد. می‌توان در گام اول C_3 را برابر واحد فرض نمود.

C_m ضریب اصلاح برای اعمال اثر مودهای بالاتر است که براساس جدول ۵-۱ تعیین می‌شود.

جدول ۵-۱- مقادیر ضریب C_m

سایر سامانه‌های سازه‌ای	سازه با دیوار برشی	قاب فولادی مهاربندی شده همگرا یا واگرا	قاب خمشی بتنی یا فولادی	سلمانه باربر جانبی تعداد طبقات
۱	۱	۱	۱	یک یا دو
۱	۰٫۸	۰٫۹	۰٫۹	سه و بیشتر

در واقع C_m برای کلیه‌ی ساختمان‌های کوتاه‌تر از ۳ طبقه برابر واحد فرض می‌شود. در مورد ساختمان‌های بلندتری که سیستم سازه‌ای آن‌ها قاب خمشی یا قاب مهاربندی شده یا قاب با دیوار برشی است، اثر مخالف مودهای بالاتر بر تغییر مکان به صورت ضریب کاهش C_m روی برش پایه اعمال می‌شود. در شکل ۵-۶ روند محاسبه‌ی برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی نشان داده شده است.



شکل ۵-۶- محاسبه‌ی برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی

۳-۴-۵ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نیروی جانبی زلزله در تراز هر طبقه از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۸-۵)$$

که در آن:

F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه ی i -ام؛

W_i وزن طبقه‌ی i -ام در محاسبات زلزله؛

h_i ارتفاع طبقه‌ی i -ام از تراز پایه؛

V برش پایه؛

n تعداد طبقات ساختمان روی تراز پایه؛

k ضریبی است که تابع زمان تناوب سازه بوده و از رابطه‌ی ۹-۵ به دست می‌آید:

$$1 \leq k = 0.5T + 0.75 \leq 2 \quad (۹-۵)$$

نیروی جانبی F_i باید برحسب توزیع وزن در پلان هر منطقه با در نظر گرفتن برون مرکزی اتقافی طبق بند ۴-۲-۴ توزیع شود.

۴-۴-۵ محاسبه ی نیروی جانبی دیافراگم ها

نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم طبقه، F_{pi} ، با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۵ به دست می‌آید:

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=1}^n F_j}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i \quad (۱۰-۵)$$

در رابطه‌ی (۱۰-۵) F_j و W_j مطابق بند ۳-۴-۵ تعریف می‌شوند و W_i وزن دیافراگم مطابق تعریف استاندارد بند ۱-۲ است.

F_{pi} باید برحسب توزیع جرم در پلان دیافراگم توزیع شود. در صورتی که موقعیت سیستم باربرجانبی سازه در صفحه‌ی خود یا خارج از آن در تراز دیافراگم تغییرکند، باید نیروهای متمرکز ناشی از آن را به مقادیر رابطه ۱۰-۵ اضافه کرد. این نیروها از اثر نیروهای جانبی F_i بردیافراگم‌ها (رابطه‌ی ۸-۵) به دست می‌آیند. نحوه مدل‌سازی دیافراگم هر طبقه برای تحلیل تحت اثر نیروهای فوق در بند ۲-۲-۴ ذکر شده است.

۵-۵ روش تحلیل دینامیکی خطی

در تحلیل دینامیکی خطی نیز مشابه با آن چه در مورد روش استاتیکی خطی در ابتدای بند ۴-۵ ذکر شد، نیروهای داخلی معمولاً بیش از مقادیر واقعی برآورد می‌شوند. تحلیل دینامیکی خطی را می‌توان طبق بندهای ۱-۵-۵ و ۲-۵-۵ به روش طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی انجام داد.

۱-۵-۵ روش تحلیل طیفی

نکات کلی در این روش به شرح زیر است:

- ۱- طیف طرح مورد استفاده باید در عبارت $C_1C_2C_3$ ، طبق تعاریف بند ۴-۵، ضرب شود.
- ۲- تعداد مودهای ارتعاش باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هرامتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده، حداقل ۹۰٪ باشد، تعداد این مودها در هر امتداد نوسان حداقل برابر ۳ مود بوده و باید تمام مودهای با زمان تناوب بیش از ۰٫۴ ثانیه در نظر گرفته شوند.
- ۳- نتایج حاصل از مودهای مختلف باید طبق ضوابط استاندارد بند ۲-۱ به روشهایی مانند جذر مجموع مربعات یا ترکیب مربعی کامل یا روش های دیگر که اندرکنش بین مودها را دقیق تر در نظر می گیرند، با هم ترکیب شوند.
- ۴- مقیاس کردن برش پایه طیفی براساس برش پایه استاتیکی خطی لازم نیست. بنابراین برش پایه در روش تحلیل طیفی به دلیل مشارکت مودهای بالاتر، در اغلب موارد کوچک تر از روش استاتیکی خطی به دست می آید.
- ۵- نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم در هر طبقه، F_{pi} ، باید از رابطه ی ۵-۱۰ محاسبه شود که در آن F_{zj} نیروی جانبی طبقه حاصل از تحلیل طیفی است. نیروی حاصل نباید کوچکتر از ۸۵ درصد نیروی محاسبه شده براساس روش استاتیکی خطی در نظر گرفته شود.
- ۶- با توجه به برون مرکزی اتفاقی باید دو مدل مختلف از سازه برای تحلیل در هر یک از دو راستای متعامد ساخته شود. تفاوت این دو مدل در توزیع جرم آنهاست، به طوری که برون مرکزی اتفاقی در همه ی طبقات یک بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی ایجاد می شود. نیروهای داخلی حداکثر از بین دو تحلیل باید استخراج شوند. در صورت تقارن پلان، جابجا کردن جرم ها تنها به یک سمت کافی خواهد بود.
- ۷- نتایج تحلیل طیفی باید طبق بند ۵-۸ اصلاح و تکمیل شوند. به ویژه در صورتی که از مدل سازی دو بعدی استفاده شده باشد، وزن طبقات مدل همان وزن سهمیه ی قاب مورد بررسی است.

۵-۵-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی

نکات کلی در این روش به شرح زیر است:

- ۱- شتاب نگاشت های مورد استفاده باید طبق روش ذکر شده در استاندارد بند ۲-۱ اصلاح شده و با طیف طرح سازگار شوند.
- ۲- دامنه ی شتاب نگاشت ها باید در عبارت $C_1C_2C_3$ ، طبق تعاریف بند ۴-۵، ضرب شود.
- ۳- باید حداقل از شتاب نگاشت ۳ زلزله، هر یک با دو مؤلفه افقی در تحلیل استفاده شود.
- ۴- چنانچه کمتر از ۷ شتاب نگاشت برای تحلیل به کار رود، باید بیشینه ی اثر آنها در هر مقطع از عضو به عنوان نتیجه ی تحلیل برای ارزیابی سازه منظور شود. چنانچه از ۷ شتاب نگاشت یا بیشتر استفاده شود، می توان مقدار متوسط نتایج را برای ارزیابی سازه در نظر گرفت.
- با توجه به برون مرکزی اتفاقی باید دو مدل مختلف از سازه برای تحلیل در هر یک از دو راستای متعامد ساخته شود. تفاوت این دو مدل در توزیع جرم آنهاست. به طوری که برون مرکزی اتفاقی در همه ی طبقات یک بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی ایجاد می شود. نیروهای داخلی باید از بین دو تحلیل استخراج شوند. در صورت تقارن پلان، جابجا کردن جرم ها تنها به یک سمت کافی خواهد بود.

۶- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی باید طبق بند ۵-۸ اصلاح و تکمیل شوند. به‌ویژه در صورتی که از مدل‌سازی دو بعدی استفاده شده باشد، وزن طبقات مدل همان وزن سهمیه‌ی قاب مورد بررسی است.

۵-۶ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش بار جانبی ناشی از زلزله، به طور استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آن‌جا که تغییر مکان در یک نقطه‌ی خاص (نقطه‌ی کنترل) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد یا پیش از آن، سازه ناپایدار شود. در تحلیل استاتیکی غیر خطی، مرکز جرم بام (نه خرپشته) به عنوان نقطه‌ی کنترل انتخاب می‌شود. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که رفتار غیر خطی تمام اعضا و اجزای سازه در تحلیل وارد می‌شود و همچنین اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، برحسب تغییر مکان برآورد می‌شود.

به‌طور کلی در این روش، استفاده از مدل‌های سه بعدی به مدل‌های دوبعدی ترجیح داده می‌شود. اما به دلیل وجود محدودیت‌های نرم افزاری، برای سازه‌های منظم استفاده از مدل‌های دو بعدی نیز مجاز است. تحلیل استاتیکی غیر خطی می‌تواند به یکی از دو روش زیر انجام شود.

۱- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی کامل: در این روش کلیه اعضای اصلی و غیر اصلی در مدل سازه در نظر گرفته می‌شوند. منحنی تلاش تغییر شکل اعضا باید تا حد امکان نزدیک به واقعیت در نظر گرفته شده و به خصوص شامل ناحیه‌ی زوال سختی و مقاومت باشد.

۲- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده شده: در این روش فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند و منحنی تلاش تغییر شکل اعضا به صورت دوخطی در نظر گرفته می‌شود. در هنگام ارزیابی، چنان‌چه تعداد کمی از اعضای فوق جابگو نباشند، می‌توان آن‌ها را به عنوان اعضای غیر اصلی منظور و از مدل حذف نمود و تحلیل را بدون حضور آن‌ها تکرار کرد.

۵-۶-۱ الگوی توزیع بار جانبی

در تحلیل استاتیکی غیر خطی، باید یک الگوی بار را از توزیع نوع اول و دیگری را از توزیع نوع دوم انتخاب نمود و در ارزیابی سازه از حد اکثر مقادیر نتایج تحلیل تحت این الگوی بار استفاده کرد.

الف- توزیع نوع اول: باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه شود. برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه فقط می‌توان از روش سوم استفاده کرد.

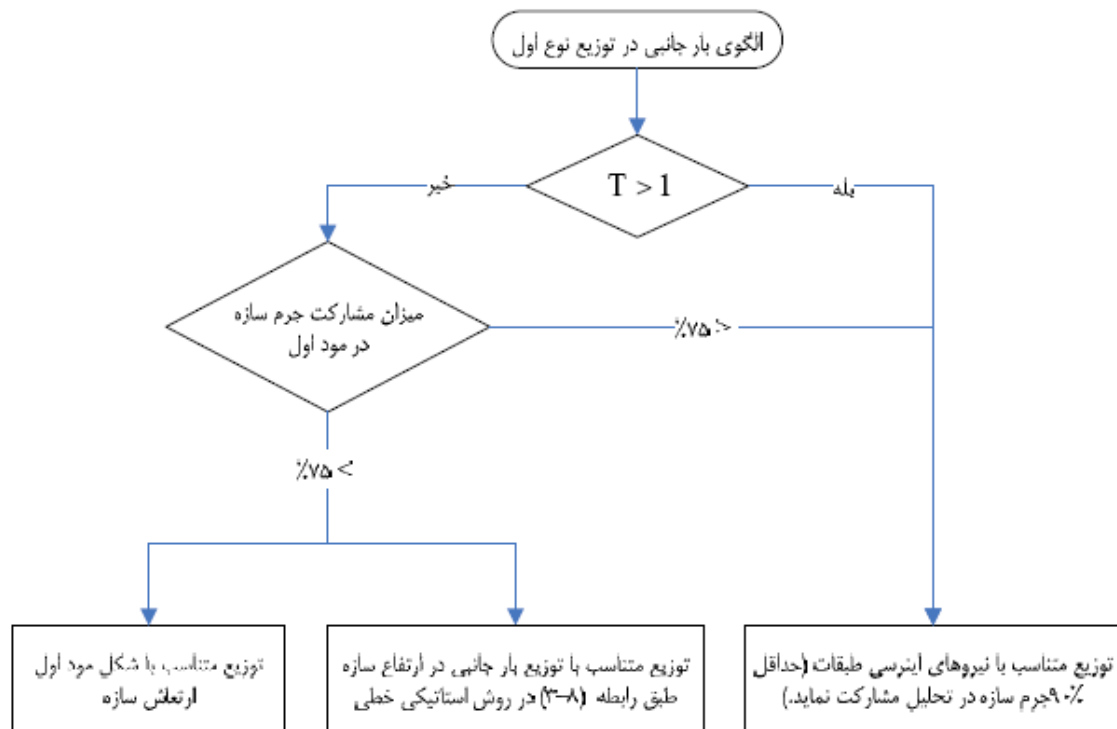
۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه طبق رابطه ۵-۸ در روش استاتیکی خطی: از این توزیع فقط وقتی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مورد اول ارتعاش، در جهت مورد نظر مشارکت نماید. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۲- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش سازه در جهت مورد نظر: از این نوع توزیع نیز فقط زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود اول مشارکت نماید.

۳- توزیع متناسب با جرم و شتاب (نیروهای اینرسی) طبقات: حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی. برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند. روند انتخاب الگوی بار جانبی در توزیع نوع اول، در شکل ۵-۷ نشان داده شده است.

ب- توزیع نوع دوم: در این حالت باید توزیع بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه شود:

- ۱- توزیع یکنواخت: که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه توزیع می‌شود.
 - ۲- توزیع متغیر: که در آن توزیع بار جانبی، در هر گام افزایش بار، متناسب با مشخصات دینامیکی جدید سازه در اثر رفتار غیرخطی با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.
- بار جانبی انتخاب شده از هر یک از دو توزیع «الف» و «ب» باید به طور جداگانه و در هر دو جهت مثبت و منفی در راستای زلزله بر سازه وارد شود و رابطه‌ی برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل تا حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود. لازم به ذکر است که ارزیابی سازه در تغییر مکان هدف صورت می‌گیرد، ولی به دلیل این‌که طراح عملکرد سازه را در تغییر شکل‌های بیش از تغییر مکان هدف بشناسد، آگاهی از رفتار سازه تا ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف مفید و در جهت احتیاط خواهد بود. در این حالت طراح می‌تواند در سطح وسیع تری از تغییر شکل‌ها، آگاهی داشته و حساسیت نتایج را نسبت به خطاهای مدل غیرخطی و تعیین تغییر مکان هدف بررسی کند. در صورتی که سازه نسبت به یک محور تقارن داشته باشد و مشخصات رفتار غیرخطی اعضای نظیر نیز مشابه باشد، اعمال بار جانبی در امتداد عمود بر محور تقارن، تنها در یک جهت کافی خواهد بود.



شکل ۵-۷ روند انتخاب الگوی بار جانبی در توزیع نوع اول

۵-۶-۲ بارقائم

با توجه به غیرخطی بودن تحلیل، در هنگام استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید بارهای ثقیلی اعضا نیز همزمان با بار جانبی در مدل حضور داشته باشند. چگونگی بارگذاری ثقیلی سازه در مطالعات

بهسازی لرزه ای در بند ۵-۹ ذکر شده است. به منظور انجام تحلیل غیرخطی، ابتدا باید سازه تحت بارهای ثقلی به صورت غیرخطی تحلیل شده و سپس این تحلیل با حضور توام بارهای ثقلی و جانبی ادامه یابد.

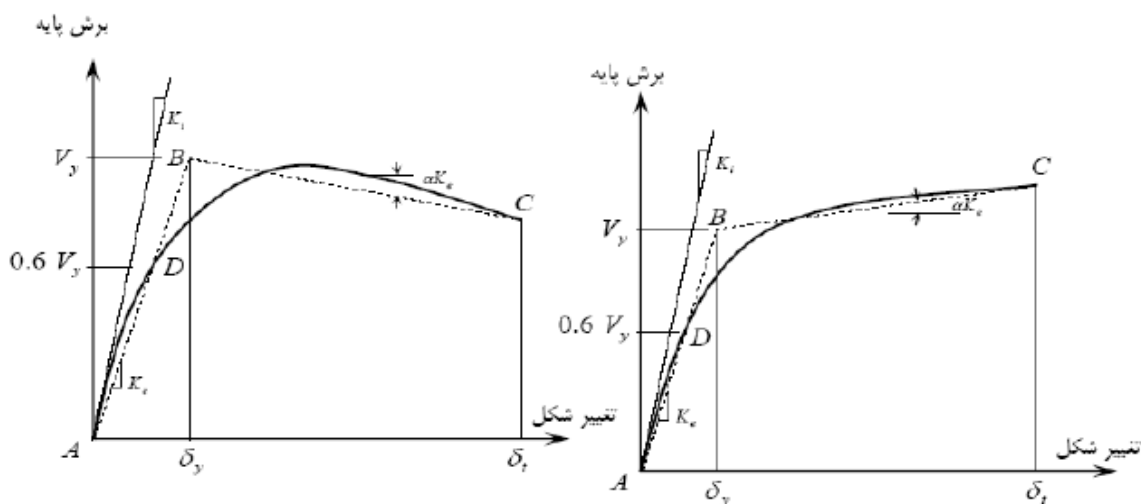
۵-۶-۳ محاسبه ی تغییرمکان هدف

محاسبه ی تغییرمکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی براساس زمان تناوب اصلی موثر و خصوصیات نمودار دوخطی معادل منحنی واقعی رفتار غیرخطی سازه انجام می گیرد. چگونگی محاسبه ی این پارامترها در بندهای زیر ذکر شده است.

۵-۶-۳-۱ مدل ساده شده ی نیرو، تغییرمکان سازه (مدل دو خطی)

در شکل ۵-۸ منحنی رفتاری غیر خطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه ی کنترل را مشخص می کند، برای محاسبه ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتاری دو خطی ساده جایگزین شود. بدین منظور موقعیت نقطه ی مشترک بین دو شاخه ی منحنی دو خطی (نقطه B) باید با سعی و خطا چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی بوده و نیز طول پاره خط AD برابر AB باشد. در این صورت نیروی مربوط به نقطه ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و سختی جانبی موثر (K_e) برابر شیب خط AB خواهد بود.

طبق شکل ۵-۸، سختی موثر همان شیب وتر منحنی رفتار غیرخطی به ازای برش پایه برابر (V_y) است. در مدل ساده شده نباید از حداکثر برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی بیشتر شود. نقطه ی C، برش پایه نظیر تغییرمکان هدف (δ_t) است. در شکل ۵-۸، نمودار سمت راست مربوط به سازه هایی است که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند. به عبارت دیگر $\alpha > 0$ است و نمودار سمت چپ مربوط به سازه هایی است که پس از تسلیم دارای سختی منفی ($\alpha < 0$) هستند. با توجه به این که تغییرمکان هدف در اولین تحلیل معلوم نیست، فرایند تعیین مشخصات نمودار دو خطی معادل با سعی و خطا انجام می شود.



شکل ۵-۸ معادل سازی رفتار غیرخطی سازه با یک مدل دوخطی ساده

۵-۶-۳-۲ زمان تناوب اصلی موثر (T_e)

زمان تناوب اصلی موثر سازه در امتداد مورد بررسی براساس منحنی رفتار دو خطی معادل، از رابطه‌ی ۵-۱۱ به دست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۱۱-۵)$$

که در آن:

T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است که از روش تحلیلی محاسبه می‌شود.

K_i سختی جانبی ارتجاعی ساختمان در شروع تحلیل؛

K_e سختی جانبی موثر سازه در شاخه‌ی اول نمودار دو خطی معادل مطابق شکل ۵-۸ است.

در اغلب ساختمان‌های متداول رفتار سازه تا $(V_y) ۰.۶$ خطی بوده و در نتیجه T_e و T_i یکسان خواهند بود.

۵-۶-۳-۳ تغییر مکان هدف

تغییر مکان هدف، δ_t ، حداکثر تغییر مکان مرکز جرم بام تحت بارگذاری جانبی بوده و از رابطه ۵-۱۲ به دست می‌آید:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۱۲-۵)$$

که در آن:

T_e زمان تناوب اصلی موثر سازه طبق رابطه ۵-۱۱ در امتداد مورد نظر؛

g شتاب ثقل؛

S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر است.

و ضرایب C به شرح زیر هستند:

C_e ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی معادل به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است، که برابر یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود.

۱- با در نظر گرفتن فقط مود اول و مدل با رفتار خطی، برابر ضریب مشارکت مود اول در تراز بام (نقطه‌ی کنترل)، حاصل از تحلیل دینامیکی است و از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \varphi_{1,roof} \frac{\{\varphi_1\}^T [M] \{I\}}{\{\varphi_1\}^T [M] \{\varphi_1\}} \quad (۱۳-۵)$$

که در آن:

$\varphi_{1,roof}$ شکل مود اول در تراز بام است که در عمل می‌تواند برابر واحد فرض شود؛

$\{\varphi_1\}$ بردار شکل مود اول؛

$[M]$: ماتریس جرم سازه است. در صورتی که ماتریس جرم قطری باشد، رابطه‌ی ۵-۱۳ به صورت رابطه‌ی زیر ساده می‌شود:

$$C_0 = \varphi_{1,roof} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_{1,i}^2} \quad (14-5)$$

که در آن:

m_i جرم طبقه i -ام؛

$\Phi_{1,i}$ شکل مود اول در تراز i -ام؛ است.

۲- مقدار تقریبی مطابق جدول ۲-۵

جدول ۲-۵ مقادیر تقریبی ضریب C_0

سایر ساختمان‌ها با هر نوع توزیع بار	ساختمان برشی الف		تعداد طبقات
	توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم در حالت یکنواخت ^پ	
۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱
۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲	۲
۱٫۳	۱٫۲	۱٫۲	۳
۱٫۴	۱٫۲	۱٫۳	۵
۱٫۵	۱٫۲	۱٫۳	۱۰ و بیش‌تر

الف- ساختمان برشی ساختمانی است که در تمام طبقات آن تغییر مکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد. در صورت عدم تشخیص، می‌توان از حداکثر C_0 استفاده کرد.
ب- رجوع شود به بند ۵-۶-۱.
پ- در حالت بینابینی می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

C_1 این ضریب از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0 \quad (15-5)$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m$$

در هر حال باید رابطه‌ی زیر برای C_1 برقرار باشد:

$$1 \leq C_1 \leq 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \leq 1.5 \quad (16-5)$$

که در رابطه‌ی ۱۵-۵:

C_m ضریب جرم موثر در مورد اول است که از تحلیل دینامیکی سازه و یا از جدول ۵-۱ به دست می‌آید؛

S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر است؛

R نسبت مقاومت است؛

C_2 به دلیل وجود حرکت‌های رفت و برگشتی زلزله، خرابی‌ها در سازه گسترش می‌یابد. بنابراین سختی سازه کاهش می‌یابد و همچنین از مقاومت اعضا کاسته می‌شود. با توجه به این که رفتار اعضای سازه دوخطی و بدون افت فرض می‌شود، این ضریب اثر افزایش تغییر شکل‌ها را در رابطه‌ی ۵-۱۲ منظور می‌کند. برای سازه‌هایی که دارای حلقه‌ی هیستریزیس کامل و پایدار هستند، C_2 برابر واحد منظور

الف - سازه‌های با دیافراگم نیمه صلب: تغییرمکان هدف باید با در نظر گرفتن میزان سختی برشی دیافراگم و توزیع آن محاسبه شود. بدین منظور لازم است روال زیر دنبال شود:

۱- تغییرمکان نقاط مختلف بام در امتداد مورد نظر با استفاده از تحلیل طیفی مدل سه بعدی سازه که در آن دیافراگم های طبقات نیز مدل شده اند، تعیین شود.

۲- تغییرمکان هدف طبق رابطه‌ی ۵-۱۲ محاسبه شود.

۳- تغییرمکان هدف محاسبه شده در گام قبل در نسبت حداکثر تغییرمکان جانبی هر نقطه‌ای از بام به تغییرمکان مرکز جرم بام ضرب شود. به این ترتیب تغییرمکان هدف اصلاح شده برای تمام قاب های سازه به دست می‌آید و به هر حال نباید از تغییرمکان هدف محاسبه شده توسط رابطه‌ی ۵-۱۲ کوچک‌تر باشد.

ب- سازه های با دیافراگم نرم: بدین منظور می‌توان از یکی از دو روش زیر استفاده نمود:

۱- روشی مشابه با ساختمان های با دیافراگم نیمه صلب.

۲- تعیین تغییرمکان هدف با استفاده از رابطه‌ی ۵-۱۲ برای هر قاب به طور جداگانه و در امتداد مورد نظر. بدین منظور باید مقدار حاصل از رابطه‌ی ۵-۱۲ در نسبت تغییرمکان حاصل از تحلیل طیفی آن قاب، به میانگین تغییرمکان جانبی بام ضرب شود. به این ترتیب تغییرمکان هدف اصلاح برای هر یک از قاب‌های سازه به دست می‌آید.

۵-۶-۴ خلاصه ی روند تحلیل استاتیکی غیرخطی

به طور کلی روند تحلیل استاتیکی غیرخطی در گام‌های زیر خلاصه می‌شود:

۱- یک مدل از سازه تهیه شده و بارهای ثقلی به آن اعمال می‌شود. تمام اعضای که در تعیین جرم، سختی، ظرفیت باربری و پایداری سازه اثر قابل ملاحظه‌ای دارند، باید در این مدل لحاظ شوند.

۲- برای تحلیل استاتیکی غیرخطی، استفاده از مدل‌های سه‌بعدی ارجح است. هرچند به دلیل محدودیت‌های نرم‌افزاری، برای سازه‌های منظم استفاده از مدل‌های دوبعدی مجاز است.

۳- پس از اعمال بارهای ثقلی، بار جانبی به مجموعه‌ی بارهای وارده به مدل اضافه می‌شود که حداقل باید شامل دو توزیع بار مطابق بند ۵-۶-۱ باشد. علت اعمال هم زمانی بارهای ثقلی و جانبی این است که در تحلیل غیرخطی، اصل جمع آثار قوا معتبر نیست.

۴- ضمن افزایش تدریجی بار جانبی، تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می‌شوند. به مقدار بار جانبی افزوده می‌شود تا مصالح یکی از اعضا، به دلیل تغییرشکل زیاد تسلیم شده و سختی آن تغییر کند. پس از آن که سختی عضو تسلیم شده در مدل اصلاح شد، در گام بعدی، بار جانبی مجدداً افزایش می‌یابد و تعداد بیش‌تری از اعضا، به مقاومت نهایی خود می‌رسند.

این افزایش شدت بار جانبی تا آنجا ادامه می‌یابد که تغییرمکان جانبی نقطه‌ی کنترل (تراز بام) از تغییرمکان هدف بیشتر شود، یا سازه ناپایدار شود.

۵- اگرچه شدت بار جانبی در هر گام افزایش می‌یابد، اما توزیع آن معمولاً ثابت است، مگر آن که طراح از روش های دقیق‌تری که در آن توزیع بار، متناسب با تغییرشکل های خمیری تعیین می‌شود، استفاده نماید.

۶- منحنی تغییرمکان نقطه کنترل برحسب نیروی برشی پایه ترسیم می‌شود. این منحنی بیانگر رفتار غیرخطی سازه است که به منحنی ظرفیت از آن یاد می‌شود. نقطه‌ای که در آن، منحنی دچار شکستگی می‌شود، نقطه تسلیم سازه است.

۷- با استفاده از منحنی ظرفیت به دست آمده در گام ۶، زمان تناوب موثر از رابطه‌ی ۵-۱۱ محاسبه شده و تغییرمکان هدف نیز با استفاده از رابطه‌ی ۵-۱۲ برآورد می‌شود. بدیهی است با توجه به ارتباط بین روابط مذکور، این گام با سعی و خطا انجام می‌شود.

۸- نیروهای داخلی و تغییر شکل اعضا، متناظر با تغییرمکان هدف، برای بررسی عملکرد سازه تعیین می‌شوند. چنانچه تلاش مورد نظر، کنترل شونده توسط تغییرشکل باشد (مانند خمش تیر)، تغییرشکل با تغییرشکل متناسب با سطح عملکرد مورد نظر، که در جدول بند ۶ ارائه شده‌اند، مقایسه می‌شود. چنانچه تلاش مورد نظر کنترل شونده توسط نیرو باشد، تلاش داخلی با ظرفیت عضو مطابق ضوابط بند ۶ مقایسه می‌شود.

۵-۷ روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

در روش دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه، تحت شتاب‌نگاشت زلزله محاسبه می‌شود. به طور کلی باید به نکات زیر توجه شود:

۱- در مدل‌سازی باید کلیه اعضای اصلی و غیر اصلی منظور شده و رفتار غیرخطی آن‌ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل شود. در صورت وجود کاهندگی در سختی و مقاومت، باید اثرات آن در مدل رفتاری عضو منظور شود..

۲- تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای ۳ شتاب‌نگاشت انجام شود..

۳- چنانچه در هر امتداد کمتر از ۷ شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شود، پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ‌های حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مختلف فرض شود. اما اگر در هر امتداد ۷ شتاب‌نگاشت یا بیشتر در نظر گرفته شود، پاسخ سازه را می‌توان برابر متوسط مقدار پاسخ‌ها انتخاب کرد.

۴- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید طبق بند ۵-۸-۴ اصلاح شود.

۵- به علت غیرخطی بودن تحلیل، بارهای ثقلی که طبق بند ۵-۹ محاسبه می‌شوند نیز باید به طور همزمان در مدل حضور داشته باشند.

۶- در مدل سه‌بعدی توزیع جرم در پلان طبقات باید با احتساب برون مرکزی اتفاقی طبق بند ۴-۲-۴ یک بار در جهت مثبت و یک بار در جهت منفی در راستای عمود بر زلزله محاسبه شوند که در نتیجه دو تحلیل جداگانه در هر یک از دو راستای متعامد لازم خواهد بود. در صورت تقارن پلان‌ها جابجا کردن جرم‌ها به یک سمت کافی بوده و در صورت نرم بودن همه‌ی دیافراگم‌ها، جابه‌جا کردن جرم‌ها لازم نخواهد بود.

۷- در صورتی که سازه دارای محور تقارن باشد و مشخصات رفتاری غیرخطی اعضای نظیر نیز مشابه باشند، تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر راستا با تعریف جهت مثبت شتاب افقی در جهت مثبت عمود بر محور تقارن انجام می‌شود.

۸- نتایج تحلیل باید طبق بند ۵-۸ اصلاح و تکمیل شوند.

۵-۸ اصلاح و تکمیل نتایج تحلیل

نتایج تحلیل ساختمان به هریک از روش‌های ذکر شده در بندهای ۴-۵ تا ۷-۵ باید طبق موارد ذکر شده در این قسمت اصلاح و تکمیل شوند.

۵-۸-۱ اثر هم‌زمانی مولفه‌های متعامد زلزله

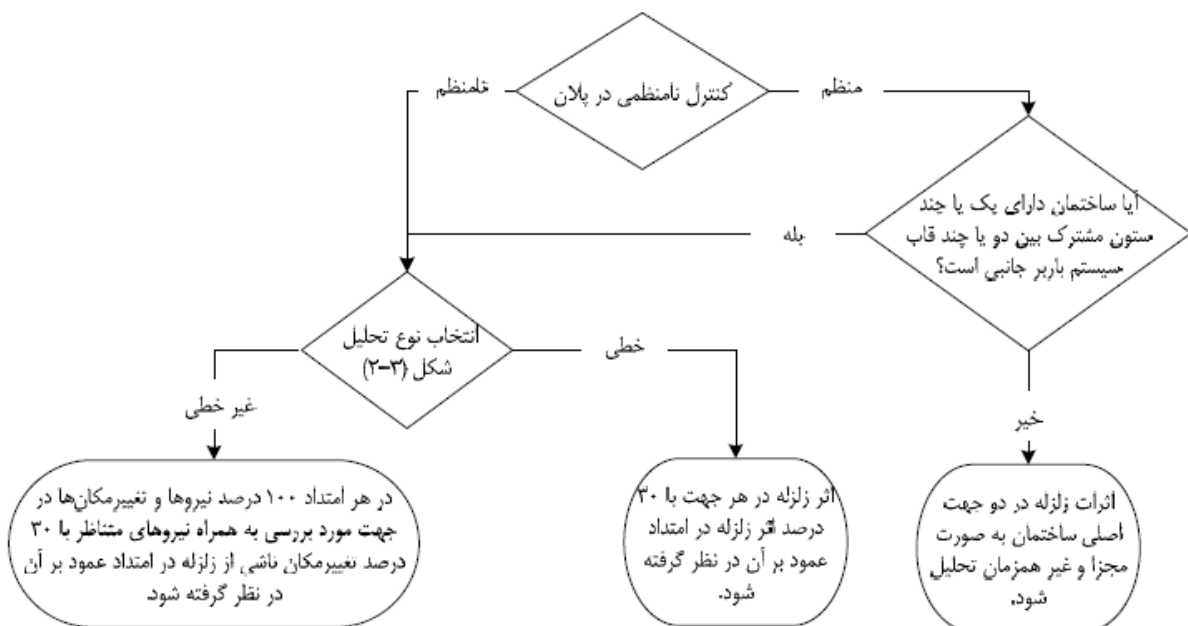
اثر هم‌زمانی مولفه‌های متعامد زلزله، در صورت نیاز باید برای تمام روش‌های تحلیل مطابق شکل ۵-۹، لحاظ می‌شود. در حالتی که حداقل یکی از دو شرط زیر برقرار باشد باید اثر هم‌زمانی مولفه‌های متعامد زلزله را در نظر گرفت، ولی در سایر حالات ارزیابی ساختمان در هریک از دو جهت اصلی متعامد آن می‌تواند مستقلاً و به طور جداگانه انجام شود:

۱- ساختمان در پلان نامنظم باشد، بررسی منظم یا نامنظم بودن در پلان طبق استاندارد بند ۲-۱ تعیین می‌شود.

۲- ساختمان دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب باربر جانبی در دو جهت متعامد باشد. در این شرایط ساختمان باید برای ترکیب نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از تحلیل ساختمان در برابر حرکت زمین در دو راستای متعامد افقی به شرح زیر ارزیابی شود:

الف- در تحلیل‌های خطی باید ۱۰۰٪ نیروهای داخلی ناشی از زلزله در یک جهت با ۳۰٪ نیروهای ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب شود.

ب- در تحلیل‌های غیرخطی باید ۱۰۰٪ نیروها و تغییرشکل‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای (و نه تغییرشکل‌های) متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان هدف در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود. بدیهی است که اعمال اثر پیش‌طبق بند ۴-۲-۴ باید در بارگذاری هردو جهت انجام شود.



شکل ۵-۹ نحوه اعمال اثرات هم‌زمان مولفه‌های متعامد زلزله

۵-۸-۲ اثر مولفه‌های قائم‌زلزله

اثر مولفه قائم زلزله بر پاسخ ساختمان باید برای موارد زیر در نظر گرفته شود:

۱- اعضا و قطعات طره‌ای ساختمان؛

۲- اعضا و قطعات پیش‌تنیده ساختمان.

اعضا و قطعاتی از ساختمان که تحت بارهای ثقلی مطابق بند ۵-۹، حد اقل از ۸۰٪ ظرفیت اسمی آن‌ها استفاده شده باشد، مانند تیرها و ستون‌ها در یک قاب یا دهانه‌ی غیر باربر جانبی. هنگامی که اثر مولفه‌ی قائم زلزله در نظر گرفته می‌شود، ترکیب آن با اثر مولفه‌ی افقی لازم نبوده و فقط باید با آثار بار ثقلی ترکیب شود. برای چگونگی بارگذاری سازه با مولفه‌ی قائم زلزله، می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر مانند NEHRP97 یا IBC2000 مراجعه کرد.

۵-۸-۳ اثر $P-\Delta$

اثر $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی و غیرخطی مصالح، برای هر یک از روش‌های تحلیل سازه باید در نظر گرفته شود. آثار $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی و در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح در هر نوع تحلیل سازه (استاتیکی یا دینامیکی، خطی یا غیرخطی) باید در نظر گرفته شود.

در تحلیل‌های خطی اثر $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح پس از تحلیل و با اعمال ضریب تشدید روی نتایج تحلیل اعمال می‌شود، اما اثر آن در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح پیش از تحلیل و با اصلاح برش بر پایه و بارهای جانبی توسط ضریب C_3 محاسبه می‌شود. نحوه‌ی بررسی و اعمال آثار $P-\Delta$ در شکل ۵-۱۰ شرح داده شده است.

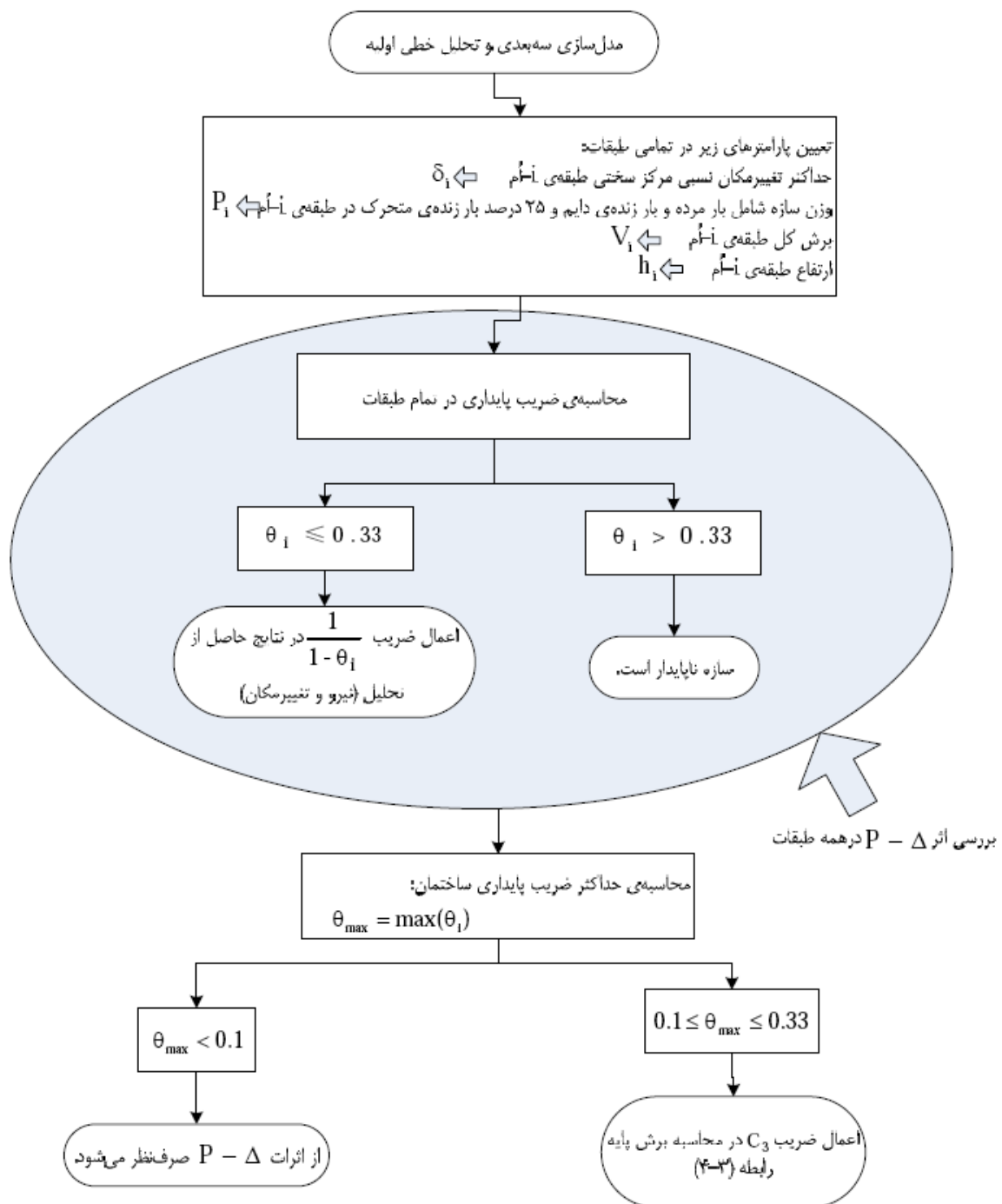
در تحلیل‌های غیرخطی این اثر در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح با تعریف منحنی تلاش-تغییرشکل مناسب و اصلاح ماتریس سختی سازه بسته به میزان نیروی محوری اعضا در نظر گرفته می‌شود. در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح نیز در روش استاتیکی غیرخطی آثار $P-\Delta$ توسط ضریب C_3 در محاسبه‌ی تغییر مکان هدف اعمال می‌شود. بنابراین در تحلیل‌های غیرخطی آثار $P-\Delta$ به‌طور کامل در نظر گرفته شده و اصلاح نتایج تحلیل به خاطر آن لازم نیست.

۵-۸-۴ ملاحظات پیچش

اثرات پیچش واقعی و اتفاقی، در صورت لزوم باید در هر یک از روش‌های تحلیل ذکرشده، لحاظ شود. برای جزییات بیشتر به بند ۴-۲-۴ رجوع شود.

۵-۸-۵ تحلیل دیافراگم و اجرای آن

دیافراگم طبقه باید تحت اثر نیروهای افقی اینرسی وارد بر آن تحلیل شود و تلاش‌های خمشی و برشی در آن محاسبه شوند. این نیروها از تحلیل استاتیکی یا دینامیکی خطی و با استفاده از رابطه‌ی ۵-۱۰، به دست می‌آیند. در صورتی که به نحوی دیافراگم به همراه سازه مدل سازی شده باشد، نیروهای داخلی دیافراگم از نتایج تحلیل به‌طور مستقیم به دست می‌آیند. در غیر این صورت لازم است دیافراگم به‌طور مستقل و با استفاده از مدل دیافراگم متکی بر فنرهای افقی طبقه، تحلیل شود.



شکل ۵-۱۰- نحوه ی اعمال آثار $P - \Delta$ در تحلیل خطی

ممکن است دیافراگم شامل اجزایی موسوم به تیر لبه، برش گیر و کلاف کششی باشد. تیر لبه، یک عضو خمشی مستقل است که در تمام طول محیط دیافراگم قرار داده می شود. برش گیرها در محل اتصال دیافراگم به اعضای سیستم باربر جانبی قرار داده می شوند و هنگامی از آنها استفاده می شود که اتصال موجود بین

سیستم باربر جانبی و دیافراگم، قادر به انتقال نیروهای اینرسی دیافراگم نباشد. کلاف‌های کششی در واقع تعمیم تیر لبه به داخل دیافراگم هستند و توزیع نیرو را در تمام سطح آن به نحو مطمئن تری برقرار می‌سازند. به عنوان یک توصیه استفاده از کلاف واقعی لازم است که یک بعد پانل دیافراگم از سه برابر بعد دیگر بزرگتر باشد. منظور از پانل دیافراگم محدوده‌ای از دیافراگم فاقد تیرهایی است که در نهایت دولبه مقابل دیافراگم را به هم متصل نموده باشد.

۵-۸-۱-۵ تیر لبه دیافراگم

لبه‌ی دیافراگم باید قادر به تحمل نیروی کششی ناشی از خمش کلی دیافراگم حاصل از نیروهای اینرسی اعمال شده با رفتار کنترل شده توسط نیرو باشد. در صورت لزوم می‌توان از تیر لبه شامل دیوار یا تیر قاب که در دیافراگم مدفون شده باشد، بدین منظور استفاده نمود. نیروی کششی مزبور برابر با نسبت لنگر خمشی دیافراگم، به طول لبه آن در جهت زلزله است. در هر صورت لازم است ضوابط بند ۲۰-۵-۳-۳ آیین‌نامه‌ی بتن ایران نیز مد نظر قرار گیرند.

۵-۸-۲-۵ برش گیرهای دیافراگم

در صورتی که اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی برای انتقال نیروهای برشی محاسبه شده کافی نباشد، باید از اجزایی به عنوان برش‌گیر در محل اتصال استفاده شود. در مورد این اجزا باید ضوابط بندهای ۲۰-۵-۳-۵ و ۲۰-۵-۳-۶ آیین‌نامه‌ی بتن ایران مورد توجه قرار گیرد.

۵-۸-۳-۵ کلاف‌های کششی دیافراگم

در صورتی که لازم باشد در دیافراگم از کلاف کششی استفاده شود، این کلاف‌ها باید دو لبه مقابل دیافراگم را به هم متصل نماید. در ضمن فاصله‌ی آن‌ها از هم نباید از سه برابر طول کلاف بیشتر باشد. در دیافراگم‌های بتنی کلاف باید نیروی محوری کششی F_p حاصل از رابطه‌ی ۵-۱۸ را به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو تحمل نماید.

$$F_p = 0.4 S_s \times W \quad (۵-۱۸)$$

که در آن:

S_s مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله‌ی انتخابی و میرایی ۵ درصد؛

W وزن سطح بارگیر سهمیه‌ی کلاف کششی است.

در دیافراگم‌های غیر بتنی، کلاف کششی برای نیروهای مهارتی متناظر با سطح بارگیر آن‌ها مطابق توضیحات بند ۵-۸-۶ کنترل می‌شود.

۵-۸-۶ تحلیل دیوارهای بنایی

تمام دیوارهای موجود در ساختمان باید برای نیروی اینرسی خارج از صفحه دیوار ارزیابی شوند. رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار، کنترل‌شونده توسط نیرو است که ضوابط ارزیابی آن در ادامه آمده است. لازم به ذکر است که در ساختمان‌های با دیوار باربر بنایی، دیوارها در جهت درون صفحه، تحت نیروی برشی زلزله هستند که

تحلیل آن‌ها در جهت درون، صفحه، طبق فصل دوم راهنمای کاربردی دستوالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی انجام می‌گیرد.

۱- در جهت عمود بر صفحه لازم است دیوار و اتصال آن به دیافراگم سقف بتوانند نیروهای اینرسی زلزله را تحمل نمایند. نیروی اینرسی زلزله در خارج از صفحه‌ی دیوار، به صورت گسترده بر واحد سطح آن، F_p ، از رابطه‌ی ۱۹-۵ به دست می‌آید.

$$F_p S_s \times W \quad (19-5)$$

که در آن:

S_s مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله‌ی انتخابی و میرایی ۵ درصد؛
 W وزن دیوار سهم مهار است. با توجه به شرایط تکیه‌گاهی دیوار و با در نظر گرفتن آن به صورت یک دال قائم، می‌توان عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی (نیروی برشی اتصال دیوار به سقف) و توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در داخل دیوار را محاسبه نمود.

در رابطه (۱۹-۵)، α یک ضریب عددی است که از جدول ۴-۵ محاسبه می‌شود.

۲- اجزای دیوار باید بتواند نیروی حاصل از رابطه ۱۹-۵ را تحمل نماید با این تفاوت که در آن W وزن واحد سطح دیوار منظور می‌شود.

در صورت عدم کفایت اتصال ساده‌ی دیافراگم به دیوار باید از مهارهای مناسبی برای انتقال نیروی برشی سهمیه‌ی آن‌ها به دیافراگم حداکثر در هر ۲٫۵ متر استفاده شود.

جدول ۴-۵ ضریب α برای محاسبه‌ی نیروی اینرسی خارج از صفحه‌ی دیوار

مورد استفاده	سطح عملکرد سازه نوع دیافراگم	آستانه‌ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
برای محاسبه‌ی اتصال دیوار به دیافراگم	دیافراگم صلب	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۶
برای محاسبه‌ی اجزای دیوار	دیافراگم غیرصلب	۰٫۹	۱٫۲	۱٫۸
	-	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۶

۵-۸-۷ اتصال بین ساختمان‌های چند بخشی

برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های چند بخشی، طراح باید تصمیم‌گیری نماید که یا چند بخش مزبور را از نظر سازه‌ای کاملاً از هم جدا نماید، یا کاملاً به هم ببندد. در حالت جداسازی کامل باید حداقل عرض درز انقطاع، به جز در موارد زیر، رعایت شود و در حالت به هم بستن کامل باید همه بخش‌های به هم بسته شده به صورت یک پارچه مدل‌سازی و تحلیل شوند. پاسخ‌های ناشی از نیروی زلزله مورد بحث در این بند کنترل شونده توسط نیرو هستند.

حداقل عرض درز انقطاع مطابق استاندارد بند ۲-۱ تعیین می‌شود. اما برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی که دیافراگم‌های دو ساختمان مجاور هم تراز بوده و تفاوت ارتفاع در این دو ساختمان، کمتر از ۵۰ درصد ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، تعبیه‌ی درز انقطاع با عرض کمتر نیز مجاز

خواهد بود. در صورتی که نتوان عرض لازم برای درز انقطاع را تعبیه نمود، یا باید دو ساختمان را به هم بست یا باید با مدل سازی و تحلیل مناسب اثر ضربه بین دو ساختمان را در محاسبه نیروها و تغییر شکل ها دخالت داد.

هنگامی که دو بخش مجاور کاملاً به هم بسته می‌شوند، باید به صورت یکپارچه مدل سازی و تحلیل شوند. حداقل نیروهای حاصل از تحلیل به شرح زیر است:

$$F_p = 0.133S_s \times W \quad (20-5)$$

که در آن:

S_s : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب های کوتاه برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵ درصد؛
 W : وزن بخش سبک تر است.

۲- حداقل نیروی جانبی قابل تحمل توسط یک بخش کوچک مانند دستگاه پله یا سازه کوچکی مثل آن، که به یک ساختمان متصل می‌شود، F_{pc} نباید از مقدار حال از رابطه ی ۵-۲۱ کمتر باشد، نقطه ی اثر این نیرو در مرکز جرم بخش سبک تر است.

$$F_p = 0.08 \times W \quad (21-5)$$

پارامترهای رابطه ی ۵-۲۱ همان پارامترهای رابطه ی ۵-۲۰ هستند. حداقل F_{pc} برای اتصالاتی که تحت اثر بار متمرکز قرار می‌گیرند، برابر ۵ کیلونیوتن و برای اتصالات تحت بار گسترده برابر ۴ کیلونیوتن بر متر است.

۵-۸-۸ تحلیل اجزای غیر سازه‌ای

در مواردی که طبق جدول‌های ۹-۱ و ۹-۲ دستورالعمل لازم است اجزای غیرسازه‌ای مورد تحلیل برای بهسازی قرار گیرند، باید براساس وضعیت عضو غیرسازه‌ای، طبق جدول ۵-۵ عمل شود.

جدول ۵-۵ رابطه‌ی محاسباتی مورد استفاده براساس وضعیت و سطح عملکرد عضو غیرسازه‌ای

وضعیت عضو	سطح عملکرد غیرسازه‌ای	رابطه‌ی محاسباتی نیروی افقی	رابطه‌ی محاسباتی نیروی قائم	رابطه‌ی محاسباتی تغییر مکان نسبی
حساس به شتاب	ایمنی جانبی محدود، ایمنی جانبی	(۲۲-۵)	(۲۳-۵)	-
	بالاتر از ایمنی جانبی	$(25-5) \geq (22-5)$ و $(24-5)$ حداقل	$(27-5) \geq (26-5)$ و $(23-5)$ حداقل	-
حساس به تغییر شکل	هر سطح عملکرد	$(25-5) \geq (22-5)$ و $(24-5)$ حداقل	$(27-5) \geq (26-5)$ و $(23-5)$ حداقل	(۲۸-۵) و (۲۹-۵)

روابط مورد اشاره در جدول ۵-۵ به شرح زیر هستند:

$$F_p = 1.6S_s I_p \times W_p \quad (22-5)$$

$$F_{pv} = 1.07S_s I_p \times W_p \quad (23-5)$$

$$F_p = \frac{0.4a_p S_s I_p \times W_p (1 + \frac{2x}{h})}{R_p} \quad (24-5)$$

$$F_p = 0.3S_s I_p \times W_p \quad (25-5)$$

$$F_{pv} = \frac{0.27a_p S_s I_p \times W_p}{R_p} \quad (26-5)$$

$$F_p = 0.2S_s I_p \times W_p \quad (27-5)$$

$$D_r = (\delta_{XA} - \delta_{YA}) / (X - Y) \quad (28-5)$$

$$D_p = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \quad (29-5)$$

که در روابط فوق:

S_s مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب های کوتاه برای سطح خطر زلزله انتخابی؛

I_p ضریب عملکرد عضو غیر سازه‌ای که برای سطح عملکرد غیرسازه‌ای ایمنی جانبی برابر با ۱ و برای سطح

عملکرد غیرسازه‌ای قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه برابر ۱٫۵؛

W_p وزن عضو غیرسازه‌ای درحین بهره‌برداری؛

R_p ضریب رفتار؛

a_p ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ عضو غیرسازه‌ای طبق جداول ۹-۱ و ۹-۲ دستوالعمل؛

X ارتفاع مرکز جرم عضو از تراز پایه ساختمان؛

h ارتفاع متوسط بام نسبت به تراز پایه ساختمان؛

D_p تغییرمکان نسبی لرزه‌ای؛

D_r نسبت تغییرمکان نسبی؛

X و Y به ترتیب ارتفاع تکیه‌گاه فوقانی و تحتانی از تراز پایه ساختمان؛

δ_{XA} و δ_{XB} به ترتیب تغییرمکان جانبی ساختمان‌های A و B در تراز X ؛

Δ_{YA} تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز Y است که طبق روش‌های تحلیلی این بند تعیین شده است.

در روابط ۲۸-۵ و ۲۹-۵ اگر تغییرمکان‌هایی ناشی از سایر بارها همانند بارثقلی، بار حرارت و غیره موجود

است، باید به صورت مناسب منظور شود.

۵-۹ بارهای قائم

برای به دست آوردن نیروها و تغییر شکل‌های اعضا، لازم است اثر بارهای ثقلی نیز علاوه بر بار زلزله در نظر

گرفته شود. هنگامی که از روش‌های غیرخطی برای تحلیل ساختمان استفاده می‌شود، باید بارهای ثقلی

همزمان با بارهای جانبی برسازه وارد شوند و تحلیل جداگانه تحت این دو نوع بار امکان‌پذیر نیست. در مورد

تحلیل‌های خطی می‌توان ساختمان را تحت بارهای مرده، زنده و زلزله، به‌طور جداگانه تحلیل نمود.

در مطالعات بهسازی لرزه‌ای، دونوع ترکیب بار ثقلی مجزا به شرح روابط ۵-۳۰ باید در تحلیل در نظر گرفته

شود:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (5-30الف)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (5-30ب)$$

در روابط فوق، Q_G ترکیب بارثقلی، Q_D بارمرده و Q_L بار زنده‌ی موثر است که می‌تواند طبق استاندارد بند

۲-۲ محاسبه شود. در صورتی که مقدار واقعی بار زنده در شرایط بهره‌برداری از ساختمان معلوم باشد، Q_L را

می‌توان مساوی ۲۵ درصد بار زنده طراحی بدون کاهش در سربار در نظر گرفت، به شرط این که از بار زنده واقعی کمتر نشود.

در عمل، استفاده از ترکیب بارثقلی رابطه‌ی ۵-۳۰-ب وقتی لازم است که عضو یا اعضای مشکوک به برکنش در زلزله باشند. به عنوان مثال ستون‌های کنار دهانه‌ی مهاربندی یا دیوار برشی می‌تواند دچار برکنش شوند.

۶ ارزیابی اعضا

۱-۶ مقدمه

آخرین مرحله در مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، ارزیابی ساختمان یا طرح بهسازی پیش-بینی شده برای آن و بررسی کفایت طرح است. اگر مدل‌سازی و تحلیل سازه طبق بندهای ۴ و ۵ به صورت خطی انجام شده باشد، در ارزیابی ساختمان فقط ظرفیت باربری مقاطع اعضا کنترل خواهد شد. در صورتی که سازه به روش غیرخطی تحلیل شده باشد، باید براساس نوع رفتار عضو تحت تلاش مورد نظر، ظرفیت باربری یا تغییرشکل‌های خمیری مقاطع کنترل شود. در این بند ابتدا در بند ۶-۲ اصول و جزئیات ارزیابی خطی ذکر خواهد شد و در بند ۶-۳ ارزیابی غیرخطی تشریح می‌شود. در این بند روند ارزیابی اعضا برای ترکیب بارهای ثقلی با زلزله بیان شده است. در صورتی که بارهای ثقلی یا هر بارگذاری دیگری در عملکرد ساختمان تعیین کننده باشد، می‌بایست اثر آن به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد.

۲-۶ ارزیابی خطی اعضا

اگر تحلیل سازه به روش خطی انجام شده باشد، ارزیابی اعضای آن نیز به روش خطی خواهد بود. در این ارزیابی، نیروهای داخلی اعضا با مقاومت‌های نظیر، مقایسه می‌شوند. نیروهای داخلی در این مقایسه، یا نیروهای طراحی، از ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی به شرح بند زیر به دست می‌آیند. البته برای ارزیابی بعضی از اجزای غیرسازه‌ای، از تغییرمکان‌های نسبی نیز استفاده خواهد شد. تحلیل و ارزیابی اجزای غیرسازه‌ای وقتی همراه با سازه مدل نشده باشند، همواره به صورت خطی انجام می‌گیرد.

۱-۲-۶ ترکیب نتایج تحلیل

در تحلیل‌های خطی، منظور از ترکیب نتایج، جمع زدن نیروهای داخلی نظیر با رعایت علامت آن‌ها است. بدین ترتیب نیروهای داخلی که باید ظرفیت‌های مقاطع در ارزیابی خطی طبق ۶-۲-۲ مقایسه شوند، از روابط زیر به دست می‌آیند:

- 1) $Q_{Gi} + Q'_{Ex} + 0.3Q'_{Ey}$
- 2) $Q_{Gi} + Q'_{Ex} - 0.3Q'_{Ey}$
- 3) $Q_{Gi} - Q'_{Ex} + 0.3Q'_{Ey}$
- 4) $Q_{Gi} - Q'_{Ex} - 0.3Q'_{Ey}$
- 5) $Q_{Gi} + 0.3Q'_{Ex} + Q'_{Ey}$
- 6) $Q_{Gi} + 0.3Q'_{Ex} - Q'_{Ey}$
- 7) $Q_{Gi} - 0.3Q'_{Ex} + Q'_{Ey}$
- 8) $Q_{Gi} - 0.3Q'_{Ex} - Q'_{Ey}$

(۱-۶)

در استفاده از رابطه‌ی ۱-۶ به موارد زیر باید توجه شود:

۱- با توجه به مطالبی که در زیر ذکر می‌شود، تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل می‌تواند بسیار بیشتر باشد، که در بند ۶-۲-۱-۲-۱-۲ تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- روابط فوق با این فرض نوشته شده‌اند، که اعمال اثر هم زمانی مولفه‌های متعامد زلزله مطابق بند ۵-۸-۱ الزامی باشد. در صورتی که در موارد خاصی نیاز به اعمال این اثر نباشد، از تعداد روابط فوق کاسته می‌شود.

۳- Q_{Gi} ، $i=1,2$ ؛ نیروی داخلی حاصل از تحلیل سازه در برابر بارهای ثقلی در دو حالت مذکور در رابطه‌ی ۵-۳۰ است. در صورتی که نگرانی در مورد بروز برکنش در ستون‌ها وجود نداشته باشد، اندیس i حذف شده و Q_G از رابطه‌ی ۵-۳۰ الف محاسبه می‌شود.

۴- Q'_{Ex} و Q'_{Ey} نیروی داخلی حاصل از تحلیل سازه در برابر زلزله، به ترتیب در امتداد $+x$ و $+y$ است. به طور کلی Q_E نیز فاصله‌ی بیشتری از مقادیر واقعی خود است. هر چه اعضای سازه بیشتر وارد محدوده‌ی غیرخطی شوند، نیروهای Q_E نیز فاصله‌ی بیشتری از مقادیر واقعی خود خواهند داشت. همچنین اثر جهت‌های مختلف برون مرکزی اتفاقی جرم باید در محاسبه‌ی Q_E در نظر گرفته شود. این نیروهای داخلی را براساس این که کنترل شونده توسط تغییرمکان یا نیرو باشند و با توجه به برون مرکزی اتفاقی به شرح بندهای ۶-۲-۱-۳ و ۶-۲-۱-۴ می‌توان برای استفاده در روابط ۶-۱ به کار برد.

۶-۲-۱-۱ اثر برون مرکزی اتفاقی در تعیین نیروهای داخلی زلزله

اثر برون مرکزی اتفاقی در مدل سازه با جابجا کردن مرکز جرم همه‌ی طبقات، یک بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی، در امتداد عمود بر راستای زلزله در نظر گرفته می‌شود. تحلیل سازه برای هر یک از این حالات، به معنی تبدیل هر سطر از روابط ۶-۱ به چهار سطر به شرح روابط ۶-۴ زیر است:

$$\begin{aligned} 1) & Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (+e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (+e_{ax}) \\ 2) & Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (+e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (-e_{ax}) \\ 3) & Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (-e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (+e_{ax}) \\ 4) & Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (-e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (-e_{ax}) \end{aligned} \quad (۶-۲)$$

در روابط ۶-۲، ضریب α طبق روابط ۶-۱ برابر ± 1 و ± 0.3 و نظیر آن ضریب β برابر ± 0.3 و ± 1 در همان شرایط است. جملات Q'_E مقدار نیروی داخلی تحت بار زلزله را به ازای برون مرکزی مورد نظر مشخص می‌کند، برای مثال $Q'_{Ex} (+e_{ay})$ به معنی مقدار نیروی داخلی عضو در راستای X است، وقتی که مرکز جرم همه طبقات در جهت $+y$ به اندازه e_a (مساوی 0.05 بعد پلان در راستای y) جابجا شده باشند. البته در بسیاری حالات با بررسی پلان طبقات، حالات بحرانی در پیچش مشخص شده و می‌توان در عمل از تعداد روابط کاست.

۶-۲-۱-۲ تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی

باتوجه به روابط ۶-۱ و ۶-۲ و توضیحات مربوط، تعداد کل روابط در ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی به شرح جدول ۶-۱ خواهد بود.

جدول ۶-۱ تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی

با اثرات برکنش		بدون اثرات برکنش		اثرات پیچش اتفاقی	تعداد کل روابط
سه‌بعدی	دو‌بعدی	سه‌بعدی	دو‌بعدی		
۸	۴	۴	۲	بدون پیچش اتفاقی	بدون اثرات تعامد
۳۲	۴	۱۶	۲	با پیچش اتفاقی	
۱۶	۸	۸	۴	بدون پیچش اتفاقی	با اثرات تعامد
۶۴	۸	۳۲	۴	با پیچش اتفاقی	

در استفاده از جدول ۶-۱ به موارد زیر توجه شود:

۱- منظور از اثرات تعامد، لزوم ترکیب نتایج تحلیل باتوجه به اثر هم زمانی مولفه های افقی زلزله است. هرگاه ترکیب نتایج دو تحلیل متعامد طبق بند ۵-۸-۱ لازم نباشد، در روابط (۶-۱)، Q'_{Ex} و Q'_{Ey} به طور هم زمان در یک ترکیب بار ظاهر نمی‌شوند.

۲- منظور از اثرات برکنش، لزوم استفاده از رابطه‌ی ۵-۳۰-ب و به کارگیری Q_{G2} علاوه بر Q_{G1} در روابط ۶-۱ است. در صورتی که احتمال برکنش وجود نداشته باشد، در روابط ۶-۱ تنها از Q_{G1} استفاده شده و در نظرگرفتن اثرات برکنش لازم نخواهد بود.

۳- با توجه به بندهای ۶-۲-۱-۳ و ۶-۲-۱-۴، تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل ارایه شده در جدول ۶-۱ برای هر یک از نیروهای داخلی زلزله برای تلاش های کنترل شونده توسط تغییرشکل یا کنترل شونده توسط نیرو است. بنابراین تعداد کل روابط دوبرابر مقادیر ذکر شده در جدول خواهند بود. عناوین «دو‌بعدی» و «سه بعدی» به مدل سازه اشاره می‌کنند. در مورد مدل‌های دو بعدی، برون مرکزی اتفاقی قابل مدل‌سازی مستقیم نبوده و به جای آن نتایج تحلیل به علت پیچش اتفاقی، طبق بند ۵-۸-۴ اصلاح خواهند شد.

۶-۲-۱-۳ نیروهای داخلی زلزله برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

همان گونه که در بند ۲-۳-۱ اشاره شد، در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با توجه به این که می‌توان از ظرفیت شکل‌پذیری مقطع برای تلاش مورد بررسی استفاده کرد، تلاش مورد نظر می‌تواند تا وقتی که تغییرشکل مقطع (یا انرژی نظیر تغییرشکل مقطع) در تحلیل ارتجاعی مساوی کل تغییر شکل آن (یا انرژی نظیرکل تغییرشکل آن) در تحلیل غیر ارتجاعی می‌شود، افزایش یابد. این افزایش می‌تواند تا چند برابر ظرفیت باربری مقطع باشد. در این حالت به جای کاهش نیروی داخلی تا حد واقعی خود، ظرفیت باربری مقطع برای کنترل در برابر تلاش مورد نظر، به m برابر مقدار واقعی خود ($m \geq 1$)، افزایش داده می‌شود.

نیروی مزبور از رابطه‌ی ۶-۳ به دست می‌آید:

(۳-۶)

$$Q'_E = Q_E$$

که در آن:

Q'_E نیروی داخلی مقطع مورد بررسی تحت زلزله برای استفاده در روابط ۱-۶ و ۲-۶ است؛
 Q_E نیروی داخلی مقطع، حاصل از تحلیل خطی سازه در برابر زلزله است.
نیروهای حاصل از جای گذاری رابطه‌ی ۳-۶ در ۱-۶ و ۲-۶، Q_{UD} نامیده می‌شوند.

۴-۱-۲-۶ نیروهای داخلی زلزله برای تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

در مورد تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو طبق بند ۴-۳-۱ ظرفیت شکل‌پذیری مقطع در برابر تلاش مورد نظر قابل توجه نبوده و عضو باید در زلزله رفتار خطی داشته باشد و حتی تا هنگام تسلیم آخرین عضو متصل به خود نباید وارد محدوده‌ی رفتار غیرخطی شود. طبق دستورالعمل نیروی داخلی عضو را می‌توان برابر مقادیر حاصل از یکی از روش‌های زیر در نظر گرفت:

۱- نیروی داخلی عضو هنگامی که کل سازه یا بخشی از آن ناپایدار شود و به اصطلاح در آستانه فرو ریزش قرار گیرد. این نیروی داخلی، حداکثر نیرویی است که می‌تواند در این عضو از سازه ایجاد گردد. محاسبه این نیرو مستلزم انجام تحلیل خمیری و در نظر گرفتن کلیه حالت‌های خرابی سازه است که جز در مورد سازه‌های ساده، عملی نیست، در هر حال نیروی محاسبه شده در اغلب حالات، از نیروی داخلی در شرایط واقعی عضو بیشتر خواهد بود.

۲- نیروی داخلی عضو هنگامی که در همه‌ی اعضای متصل به عضو مورد نظر، در مجاورت اتصال، مفصل خمیری تشکیل شده باشد. این نیروی داخلی در عضو را می‌توان با نوشتن رابطه‌ی تعادل در اتصال مربوط و با منظور نمودن ظرفیت خمیری بقیه‌ی اعضای متصل محاسبه کرد. در حالت کلی این نیرو از نیروی حاصل از بند ۱ بیشتر خواهد بود.

نیروی داخلی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$Q'_E = \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (۴-۶)$$

که در آن:

Q'_E نیروی داخلی مقطع مورد بررسی تحت زلزله برای استفاده در روابط ۱-۶ و ۲-۶ است؛

Q_E : نیروی داخلی مقطع، حاصل از تحلیل خطی سازه در برابر زلزله است.

چنانچه گفته شد، چون عضو مورد بررسی باید در زلزله به صورت خطی رفتار کند، نیروی حاصل از تحلیل بر ضرایب C_1 ، C_2 و C_3 که در بند ۵-۴-۲ تعریف شده‌اند، و در شرایط رفتار غیرخطی بزرگتر از یک هستند، تقسیم می‌شود.

ضریب J که همواره بزرگتر یا مساوی یک در نظر گرفته می‌شود را می‌توان مساوی کوچک‌ترین مقدار DCR اعضای در محل اتصال به عضو مورد نظر فرض نمود. در واقع اگر مقدار مزبور که آن را DCR_{min} می‌نامیم، بزرگتر از یک باشد، به این مفهوم است که همه‌ی اعضای متصل، در محل اتصال وارد ناحیه خمیری شده‌اند. بنابراین نیروی داخلی عضو مورد بررسی در این حالت مساوی نیروی آن در هنگامی است که آخرین

عضو متصل تسلیم می‌شود، یعنی باید نیروی حاصل از تحلیل خطی بر $J = DCR_{min}$ تقسیم شود. اما اگر $DCR_{min} \leq 1$ یعنی تحت نیروهای وارد شده هنوز یک یا چند عضو متصل ارتجاعی مانده‌اند و عضو مورد بررسی باید نیروی داخلی حاصل از تحلیل خطی را در این حالت عیناً تحمل نماید و $J=1$ خواهد بود. واضح است که نیروی داخلی محاسبه شده به شرح فوق همیشه بزرگتر از مقدار واقعی خود است، مگر اینکه کلیه DCR ها در همه‌ی اعضا کوچکتر یا مساوی یک باشند. در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی وقفه، رفتار غیرخطی مجاز نبوده یا حد قابل قبول آن بسیار کوچک است، بنابراین در این حالت باید $J=1$ فرض شود. به عنوان یک عدد تخمینی و محافظه کارانه، دستورالعمل اجازه می‌دهد که به جای محاسبه‌ی J براساس DCR اعضا به شرح فوق، در مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد $J=2$ ، در مناطق با خطر نسبی متوسط $J=1.5$ و در مناطق با خطر نسبی کم $J=1$ اختیار شود. در وقع این مقادیر تخمینی برای DCR_{min} اعضا با توجه به زلزله خیزی منطقه و هم چنین احتمال حاکم شدن سایر بارها (غیر از زلزله) در مناطق با خطر پایین تر است. نیروهای حاصل از جای‌گذاری رابطه‌ی ۴-۶ در رابطه‌ی ۱-۶ یا بسته به مورد در رابطه‌ی ۲-۶، Q_{UF} نامیده می‌شود.

۲-۲-۶ کنترل معیارهای پذیرش

طبق توضیحات بندهای ۳-۲-۲-۶ و ۴-۱-۲-۶ تعیین نیروهای داخلی اعضا به این بستگی دارد که این اعضا تحت تلاش‌های مورد نظر، کنترل شونده توسط تغییرشکل یا نیرو باشند. به همین ترتیب، روش کنترل معیارهای پذیرش ارزیابی اعضا نیز برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل یا نیرو متفاوت خواهد بود.

۱-۲-۲-۶ کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل

براساس بند ۳-۱-۲-۶ ارزیابی عضو برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل با توجه به این واقعیت انجام می‌گیرد که رفتار آن تحت تلاش مزبور، رفتاری با شکل پذیری قابل توجه است. بدین ترتیب به عضو اجازه داده می‌شود که تحت تلاش مورد نظر، تغییر شکل‌های غیرخطی تا حد معینی داشته باشد. چون این تغییرشکل‌ها در تحلیل خطی قابل محاسبه نیستند از نیروهای مجازی نظیر آن‌ها، Q_{UD} استفاده می‌شود که m برابر نیروهای واقعی عضو در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین نیروهای مجازی Q_{UD} نباید از m برابر ظرفیت عضو بیشتر باشند، یا به صورت دیگر Q_{UD}/m که تخمینی از نیروهای داخلی واقعی عضو است، نباید از ظرفیت آن بیشتر شود.

براین اساس ارزیابی خطی اعضا برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل، طبق رابطه‌ی ۵-۶ قابل انجام است:

$$\frac{(Q_{UD})_{max}}{mKQ_{CE}} \leq 1 \quad (5-6)$$

که در آن:

K ضریب آگاهی؛

Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار مقطع نظیر تلاش مورد نظر؛

m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو ($m \geq 1$)؛

$(Q_{UD})_{max}$ حداکثر نیروی داخلی عضو، حاصل از تحلیل خطی سازه است.

ظرفیت مورد نظر با استفاده از مقاومت های مورد انتظار مصالح، تعریف شده در بند ۳-۵، تعیین می شود. ضرایب اصلاح m در حالات مختلف در جداول مربوط برای هر عضو آمده است و ترکیب نتایج تحلیل و نحوه محاسبه ی Q_{UD} نیز در بند ۶-۲-۱-۳ ارایه شده است.

هنگامی که اندر کنش تلاش های مختلف مانند اندرکنش فشار و خمش در ستون ها در نظر گرفته می شود، سمت چپ رابطه ی ۵-۶ به صورت جمع چند جمله، حاصل از مقایسه تلاش های مختلف با ظرفیت های نظیر خواهند بود. این موضوع در بخش ارزیابی ستون ها بیشتر توضیح داده می شود.

۶-۲-۲-۲ کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو

همان گونه که در بند ۶-۲-۱-۴ توضیح داده شد، برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو، از عضو رفتار غیرخطی و شکل پذیری چندانی انتظار نمی رود. در حالت ایده آل می توان فرض کرد که چنین عضوی به محض رسیدن به ابتدای ناحیه غیرخطی، تحت تلاش مربوط گسیخته خواهد شد. بنابراین منحنی رفتاری عضو را در این حالت می توان به صورت خطی و مطابق شکل ۴-۱۳-ب فرض نمود و تلاش مورد نظر نباید از ظرفیت عضو بیشتر شود. برای رعایت محافظه کاری، در این مقایسه از کرانه ی پایین ظرفیت عضو استفاده می شود.

براین اساس ارزیابی خطی اعضا برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو طبق رابطه ی زیر انجام می شود:

$$\frac{(Q_{UF})_{max}}{\kappa Q_{CL}} \leq 1 \quad (۶-۶)$$

که در آن:

κ ضریب آگاهی؛

Q_{CL} کرانه ی پایین ظرفیت مقطع؛

$(Q_{UF})_{max}$ حداکثر نیروی داخلی عضو حاصل از تحلیل خطی سازه است.

کرانه ی پایین ظرفیت مقطع در مقابل تلاش مربوط با استفاده از کرانه ی پایین مقاومت مصالح تعریف شده در بند ۳-۷ تعیین می شود. روابط ترکیب نتایج تحلیل و نحوه محاسبه Q_{UF} در بند ۶-۲-۱-۴ و فهرست تلاش های کنترل شونده توسط نیرو در جدول ۴-۶ ارایه شده اند.

۶-۲-۳ ارزیابی خطی اعضا

در این بند روش ارزیابی هر یک از اجزای ساختمان با توجه به نوع تلاش و توضیحات بند ۶-۲-۲ ارایه می شود.

۶-۲-۳-۱ ارزیابی تیرها

در تیرهای فولادی، به جز تیر پیوند، لنگر خمشی و نیروی برشی کنترل شونده توسط تغییرشکل و نیروی محوری (در صورت وجود) کنترل شونده توسط نیرو است. در صورتی که تیر تحت اثر توام لنگر خمشی و نیروی محوری باشد، ضوابط ارزیابی آن مشابه ستون ها خواهد بود.

اولین مرحله در ارزیابی خطی تیرها برآورد صحیح مقاومت مقطع آن‌ها است. نحوه‌ی محاسبه‌ی مقاومت تیرها در بند ۴-۳-۲-۱ ارایه شده است.

همان طور که در بند ۶-۳-۲ گفته شد، کنترل معیارهای پذیرش در تلاش کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در حالت خطی با رابطه‌ی ۶-۵ انجام می‌شود. مقادیر معیارهای پذیرش (ضرایب m) در سطح عملکرد مختلف در جدول ۶-۲ ارایه شده است. دقت شود که در تیرهای مدفون شده در داخل بتون مشروط بر آن که در هنگام زلزله بتن جدا نشود می‌توان از مقادیر ردیف ۱ جدول مذکور استفاده کرد.

دقت شود که مقادیر داده شده برای m در جدول ۶-۲ با فرض وجود شرایط مهارشدگی جانبی برای بال فشاری تیر تنظیم شده است. بنابراین لازم است مقادیر m به دست آمده از این جدول، با m_e اصلاح و جایگزین شود. برای تیرهای مدفون در بتن مشروط بر این که در هنگام زلزله بتن از هم جدا نشود، کنترل شرایط مهارشدگی جانبی لازم نیست.

مقادیر m برای تیر پیوند در شرایطی که $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$ در جدول ۶-۲ داده شده است. اما اگر $e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ باشد، مقدار $m_{IO}=1.5$ بوده و مقادیر m_{LS} و m_{CP} برای اعضای اصلی به ترتیب ۹ و ۱۳ و برای اعضای غیراصلی به ترتیب ۱۳ و ۱۵ در نظر گرفته می‌شود، برای مقادیر بینابینی e از درون یابی خطی بین مقادیر جدول ۶-۲ و مقادیر گفته شده در این بند برای m استفاده شود.

علاوه بر موارد فوق، در مورد تیرهای مجاور یک پانل میان‌قاب، هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی میان‌قاب 3.5 kg/cm^2 با بیش‌تر باشد، باید کنترل اضافی زیر نیز انجام گیرد. مقاومت‌های خمشی و برشی مورد انتظار تیر مجاور یک پانل میان‌قاب باید حداقل برابر بزرگ‌ترین نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

الف) اعمال مولفه قائم نیروی مورد انتظار دستک فشاری میان‌قاب بر تیر مورد نظر در فاصله l_{beff} از لبه قائم پانل میان‌قاب.

ب) نیروی برشی نظیر حالتی که تیر در دوانتهای طول کوتاه شده‌اش، به مقاومت خمشی خود رسیده باشد. طول کوتاه شده تیر مساوی طول واقعی آن منهای l_{beff} فرض می‌شود. l_{beff} توسط رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود.

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad (7-6)$$

زاویه‌ی θ_b برای به کارگیری در رابطه‌ی ۶-۷ به روش حدس و خطا از رابطه‌ی ۶-۸ محاسبه می‌شود.

$$\text{tg} \theta_b = \frac{h_{inf}}{l_{inf} - \frac{a}{\sin \theta_b}} \quad (8-6)$$

در روابط فوق،

a عرض دستک فشاری معادل طبق رابطه ۴-۱۷-الف؛
 h_{inf} و l_{inf} ارتفاع و طول میان‌قاب است.

جدول ۶-۲- معیارهای پذیرش (ضرایب m) برای رفتار خمشی تیر در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده با

$$e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}} \text{ محورهای متقارب و تیر پیوند به شرط}$$

ردیف	شرایط	کلیه اعضا در				اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
		سطح عملکرد IO	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	
۱	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$		
۲		$2 - 0.75A$ ^۱	6-4A	8-5A	10-7A	12-8A	$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		
۳		1.25	2	3	3	4	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		
۴	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$2 - 0.75B$ ^۲	6-4B	8-5B	10-7B	12-8B	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$		
۵		کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچکترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		
۶		1.25	2	3	3	4	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		
۷	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	2	3	3	4	هر مقدار $\frac{h}{t_w}$		

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{2180}{\sqrt{F_{ye}}}} \quad -۱$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}} \quad -۲$$

در کنترل فوق صرف نظر از روش تحلیل، از رابطه‌ای نظیر ۵-۶ استفاده می‌شود که در آن $m=1$ فرض می‌شود. نیروی مورد انتظار دستک فشاری میان‌قاب در این حالت، نیروی دستک حاصل از تحلیل سازه با مدل سازی میان‌قاب به شرح بند ۴-۳-۳-۸ است. حد بالایی این نیرو، نیرویی در نظر گرفته می‌شود که مولفه‌ی افقی آن مساوی مقاومت برشی مورد انتظار دیوار میان‌قاب حاصل از رابطه‌ی ۷-۸ دستورالعمل است.

۶-۲-۳-۲-۲ ارزیابی ستون‌ها

برای ارزیابی تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل لازم است مقادیر معیارهای پذیرش از جداول ۳-۶ و ۴-۶ به دست آید. پس از تعیین مقدار m ارزیابی ستون‌ها به میزان نیروی فشاری موجود در آن‌ها با استفاده از شکل ۱-۶ انجام می‌گیرد.

پارامترهای مورد استفاده در شکل ۱-۶ به صورت زیر ترکیب بار بند ۶-۲-۱؛

P_{UF} نیروی محوری ستون محاسبه شده براساس ترکیب بار بند ۶-۲-۱؛

P_{CL} کرنه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون که براساس رابطه‌ی ۲-۸ محاسبه می‌شود.

M_{UDX} لنگر خمشی حول محور X عضو، براساس ترکیب بار بند ۶-۲-۱؛

M_{UDY} لنگر خمشی حول محور Y عضو، براساس ترکیب بار بند ۶-۲-۱؛

M_{CEX} مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور X که براساس رابطه‌ی ۴-۵ یا ۴-۶ محاسبه می‌شود.

M_{CEY} مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور Y که براساس رابطه‌ی ۴-۵ یا ۴-۶ محاسبه می‌شود.

P_e بار بحرانی اوپلر $P_e = \frac{23}{12} F'_e \times A$ که براساس بند ۱۰-۱-۶-۱ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود.

C_m ضریب خمشی خمیری مورد انتظار مقطع که براساس رابطه‌ی ۲-۵ محاسبه می‌شود؛

K ضریب آگاهی؛

M_{PCE} ضریب خمشی خمیری مورد انتظار مقطع که براساس رابطه‌ی ۲-۵ محاسبه می‌شود؛

m_x مقدار ضریب m برای ستون‌ها جهت خمش حول محور X با توجه به جدول ۳-۶ و ۴-۶؛

m_y مقدار ضریب m برای ستون‌ها جهت خمش حول محور Y با توجه به جدول ۳-۶ و ۴-۶؛

M_{UF} لنگر خمشی حول محور X یا Y محاسبه شده براساس ترکیب بار بند ۶-۲-۱-۴؛

M_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور X یا Y که براساس رابطه‌ی ۴-۵ یا ۴-۶ با جایگزینی

F_{yLB} کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم به جای F_{ye} محاسبه می‌شود.

در ستون‌های تحت کشش مقدار $m_{HO}=1/25$ بوده و مقادیر m_{CP} و m_{LS} برای اعضای اصلی به ترتیب ۳

و ۵ و برای اعضای غیر اصلی به ترتیب ۶ و ۷ در نظر گرفته می‌شود. در این اعضا کنترل معیارهای پذیرش

براساس رابطه‌ی زیر انجام می‌شود.

$$\frac{T_{UD}}{m_i k T_{CE}} + \frac{M_{UDX}}{m_x k M_{CEX}} + \frac{M_{UDY}}{m_y k M_{CEY}} \leq 1.0 \quad (9-6)$$

که در آن:

T_{UD} نیروی محوری کششی ستون محاسبه شده براساس ترکیب بار بند ۶-۲-۱؛

T_{CE} مقاومت کششی مورد انتظار که براساس رابطه ۶-۱۵ محاسبه می شود.

جدول ۶-۳- معیارهای پذیرش (ضرایب m) برای رفتار خمشی ستون در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده با

$$P_{UF}/P_{CL} \leq 0.15 \text{ محورهای هم‌گرا به شرط}$$

شماره	شرایط		کلیه اعضا در		اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	b_f	$2t_f$	سطح عملکرد IO	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد CP
۱			2	6	8	10	12	
۲	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	$2 - 0.75A^1$	$6 - 4.75A$	$8 - 6A$	$10 - 8A$	$12 - 9A$	
۳			1.25	1.25	2	2	3	
۴			$2 - 0.75B^2$	$6 - 4.75B$	$8 - 6B$	$10 - 8B$	$12 - 9B$	
۵	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	
۶			1.25	1.25	2	2	3	
۷	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$		1.25	1.25	2	2	3	هر مقدار $\frac{h}{t_w}$

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}}{1350} \quad -1$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{125} \quad -2$$

جدول ۴-۶- معیارهای پذیرش (ضرایب m) برای ستون در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده با محورهای هم‌گرا

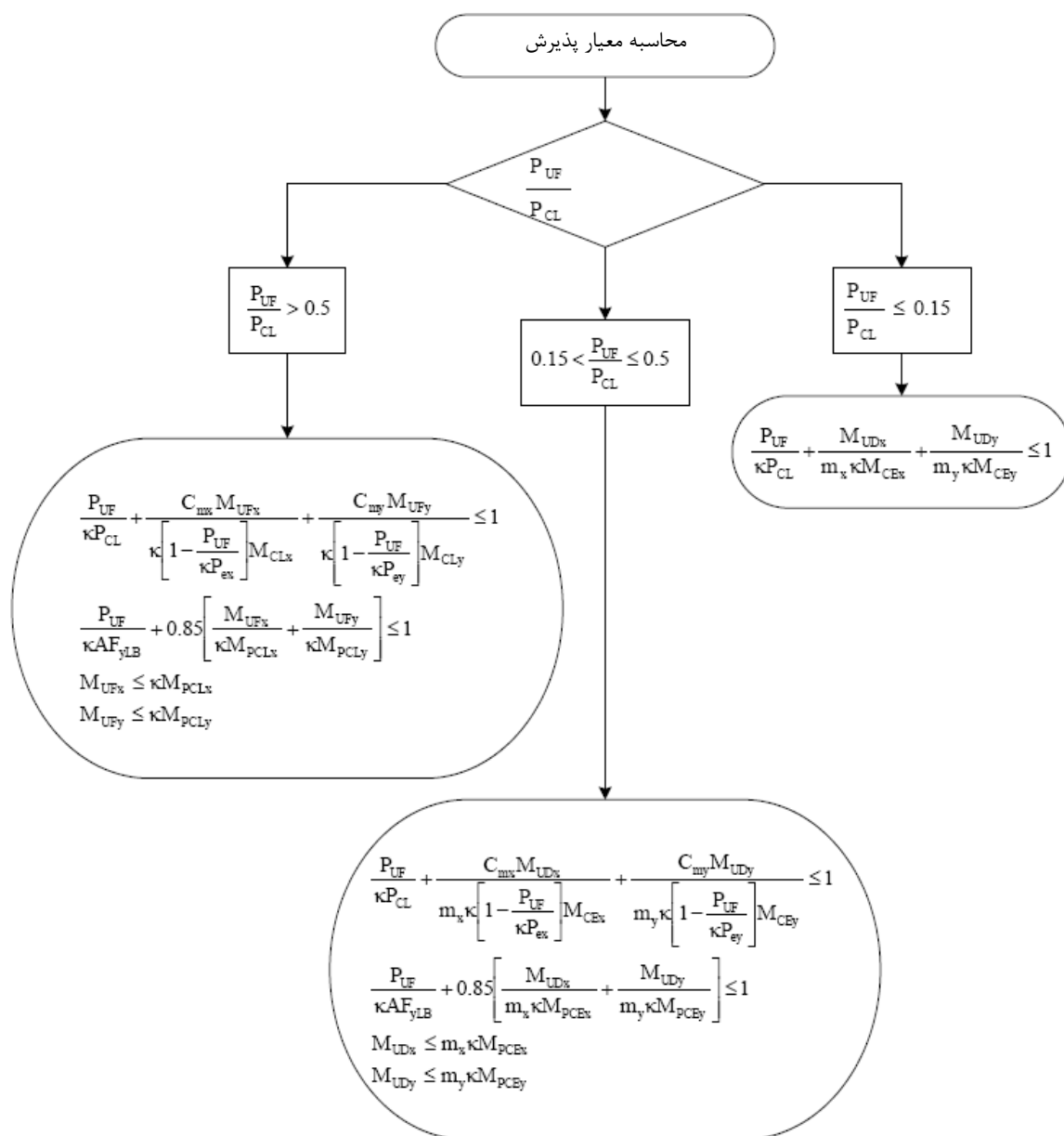
$$\text{به شرط } 0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$$

شماره	شرایط	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی		کلیدی اعضا در سطح عملکرد IO
		سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	
۱	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	8β	$\frac{32}{3}\beta$	$\frac{40}{3}\beta$	16β	
۲	$\frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	$8\beta - (8\beta - 1.2)A$	$\frac{32}{3}\beta - \left(\frac{32}{3}\beta - 1.4\right)A$	$\frac{40}{3}\beta - \left(\frac{40}{3}\beta - 1.8\right)A$	$16\beta - (16\beta - 1.8)A$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۳	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.2	1.4	1.8	1.8	
۴	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	$8\beta - (8\beta - 1.2)B$	$\frac{32}{3}\beta - \left(\frac{32}{3}\beta - 1.4\right)B$	$\frac{40}{3}\beta - \left(\frac{40}{3}\beta - 1.8\right)B$	$16\beta - (16\beta - 1.8)B$	
۵	$\frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
۶	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.2	1.4	1.8	1.8	
۷	هر مقدار	1.2	1.4	1.8	1.8	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$

$$\beta = 1 - 1.7 \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \quad -1$$

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}}{1015 \sqrt{F_{ye}}} \quad -2$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{125 \sqrt{F_{ye}}} \quad -3$$



شکل ۶-۱- کنترل معیارهای پذیرش در ستون‌ها

در هر طبقه، در صورت وجود ستون‌هایی که در یکی از ترکیب‌ها دچار برکنش شده‌اند، کفایت ستون‌های طبقه در برابر کشش باید توسط یکی از دو رابطه‌ی ۶-۱۰ یا ۶-۱۱ به دلخواه کنترل شود، هر چند که در اغلب مواقع اگر رابطه‌ی ۶-۱۷ برقرار باشد، رابطه‌ی ۶-۱۸ نیز برقرار خواهد بود:

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (۶-۱۰)$$

$$0.9 M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 R_{OT}} \quad (۶-۱۱)$$

که در آن:

M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده و ظرفیت کشش خالص ستون‌های کششی در طبقه؛

M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه؛

تحت خمش و نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو است. رفتار اتصال شمع به سرشمع در برابر همهی نیروها کنترل شونده توسط نیرو است. در مورد چشمه‌ی اتصال رفتار تحت خمش و برش کنترل شونده توسط تغییرشکل است. ارزیابی اتصال تیر به ستون و چشمه اتصال وقتی که این اجزا مدل‌سازی شده باشند، با استفاده از نیروهای داخلی ایجاد شده در آن‌ها امکان پذیر است. در غیر این صورت باید از نیروهای انتهایی تیرها بدین منظور استفاده نمود. بنابراین در مورد اتصال تیر به ستون، نیروی برشی (وابسته به مورد، لنگر خمشی حاصل از رابطه‌ی ۴-۶ توسط رابطه‌ی ۶-۶ ارزیابی شده و لنگر خمشی هرگاه کنترل شونده توسط تغییرشکل باشد، از رابطه‌ی ۳-۶ به دست آمده و توسط رابطه‌ی ۵-۶ ارزیابی می‌شود. اتصالات صلبی که با فرض شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می‌شوند، باید با رفتار کنترل شونده توسط نیرو و با بررسی آن که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بیشتر از مقاومت خمشی مورد انتظار تیر در محل اتصال است، ارزیابی شوند. برای ارزیابی اتصالات صلب، در معادله‌ی ۵-۶ به جای m باید از ضریب m_e استفاده شود:

$$m_e = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 m \geq 1 \quad (۱۴-۶)$$

که در آن:

m از جدول ۵-۶ به دست می‌آید؛

α_1 تا α_4 از ردیف‌های الف تا ت همین بند به دست می‌آیند.

در مورد اتصالات نیمه صلب $m_e = m$ در نظر گرفته شده و ضریب m از جدول ۶-۸ حاصل می‌شود.

جدول ۵-۶ ضریب m برای ارزیابی اتصالات صلب و چشمه‌ی اتصال

اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیدهای اعضا	جزئیات اتصال
CP	LS	CP	LS	IO	
5.5-0.025d	4.3-0.02d	3.9-0.017d	4.3-0.033d*	1.0	اتصال با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون (اتصال مستقیم)
4.7	3.8	3.4	2.7	1.6	ماهیچه‌ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم همراه با دال مختلط
3.3	2.8	2.5	2.1	1.3	ماهیچه‌ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم بدون دال مختلط
6.9-0.046d	5.4-0.035d	5.4-0.035d	4.3-0.026d	2.4-0.012d	ورق جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم
6.2-0.026d	4.9-0.019d	3.1-0.013d	2.3-0.008d	1.4-0.003d	اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان پیچ شده
6.7	5.3	5.3	4.2	2.0	اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان جوش شده
11-0.068d	8.4-0.051d	8.1-0.051d	6.3-0.039d	2.7-0.013d	بال جدا شده از جان
8.4-0.013d	6.5-0.01d	6.2-0.013d	4.9-0.01d	2.2-0.003d	تیر با مقطع کاهش یافته
7.3	5.7	4.1	3.3	1.7	الف: در مقطع خالص ورق ب: دیگر حالات حدی
رفتار کنترل شونده توسط نیرو					ورق اتصال بال جوش شده
5.9	4.6	3.8	3.1	1.6	اتصال ماهیچه‌ای بال پایینی تیر با جوش نفوذی کامل
6.0	4.7	3.9	3.1	1.6	اتصال ماهیچه‌ای بال بالا و پایین با جوش نفوذی کامل
4.2	3.4	3.4	2.8	1.7	اتصال با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون
12	12	11	8	1.5	چشمه‌ی اتصال- برش

* ارتفاع مقطع تیر بر حسب سانتی‌متر است.

الف- ضریب اصلاح، α_1 ، اثرات ورق پیوستگی

ضریب اصلاح، α_1 ، که اثرات ورق پیوستگی را نشان می‌دهد، با استفاده از جدول ۶-۶ تعیین می‌شود.

جدول ۶-۶- ضریب اصلاح، α_1

اثر بال ستون و تیر	اثر ورق پیوستگی	α_1
$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$	با یا بدون ورق	1.0
$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$	$t \geq \frac{t_{bf}}{2}$	1.0
	$t < \frac{t_{bf}}{2}$	0.8
$t_{cf} < \frac{t_{bf}}{7}$	$t \geq t_{bf}$	1.0
	$t < t_{bf}$	0.8

که در جدول فوق:

b_{bf} عرض بال تیر؛

t_{cf} ضخامت بال ستون؛

t ضخامت ورق پیوستگی؛

t_{bf} ضخامت بال تیر است.

ب- ضریب اصلاح، α_2 ، اثرات چشمه‌ی اتصال

در صورتی که $0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9$ باشد، α_2 ، برابر واحد و در غیر این صورت برابر ۰٫۸ است. V_{PZ} و V_y از روابط زیر

به دست می‌آیند:

$$V_{PZ} = \frac{\sum M_{y(Beam)}}{d_b} \left[\frac{L}{L-d_c} \right] \left[\frac{h-d_b}{h} \right] \quad (۱۵-۶)$$

$$V_y = 0.55 F_{ye} d_c t_{cw} \quad (۱۶-۶)$$

که در آن:

L طول آزاد دهانه؛

h ارتفاع طبقه؛

d_b و d_c به ترتیب ارتفاع نیم‌رخ تیر و ستون؛

t_{cw} ضخامت جان ستون است. در رابطه‌ی ۶-۱۵ فرض بر آن است که تیر در بر ستون شکل می‌گیرد.

پ- ضریب اصلاح، α_3 ، اثر نسبت دهانه به ارتفاع مقطع تیر

هرگاه نسبت دهانه‌ی آزاد به ارتفاع مقطع تیر، L/d ، بزرگ‌تر از ۱۰ شود، α_3 ، مساوی $1.4 - 0.04 \frac{L}{d}$ بوده و در

غیر این صورت برابر با یک است.

ت- ضریب اصلاح، α_4 ، اثر لاغری بال و جان تیر

ضریب اصلاح، α_4 ، براساس جدول ۶-۷ تعیین می‌شود.

جدول ۶-۷- مقادیر ضریب اصلاح، α_4

4α	شرایط		ردیف
1	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	۱
1-0.5A	$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		۲
0.5	$\frac{h}{t_w} > \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		۳
1-0.5B	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	۴
کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		۵
0.5	$\frac{h}{t_w} > \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$		۶
0.5	هر مقدار $\frac{h}{t_w}$		۷

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{2180}{\sqrt{F_{ye}}}}$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}$$

جدول ۶-۸- ضریب m برای ارزیابی اتصالات نیمه صلب

اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا	جزئیات اتصال	
CP	LS	CP	LS	IO		
8	6	6	4	1.5	الف: شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱) ^۲	نبشی بالایی و پایینی
2	1.5	2	1.5	1.25	ب: شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی ۲)	
4	4	2.5	1.5	1.25	پ: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳)	
14	7	7	5	2	ت: شکست خمشی نبشی (حالت حدی ۴)	
8	6	6	4	1.5	الف: شکست برشی در وسایل اتصال (حالت حدی ۱)	اتصال با سپری ^۱
2	1.5	2	1.5	1.25		
4	4	2.5	1.5	1.25	۲- شکست در جوش	
2	1.5	2	1.5	1.25	ب: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۲) ^۲	
14	7	7	5	2	پ: شکست کششی در جان سپری (حالت حدی ۳)	
5	4	5	4	1.5	ت: شکست خمشی بال‌های سپری (حالت حدی ۴)	
5	4	5	4	1.5	الف- شکست در سطح مقطع موثر ورق و برش در پیچ یا پرچ ^۲	ورق اتصال بال پیچ- شده ^۱
2	1.5	2	1.5	1.25	ب- شکست در جوش اتصال ورق به بال تیر یا بال ستون و نیز شکست کششی در سطح مقطع کل ورق	
7	7	7	5.5	2	الف: تسلیم ورق انتهایی	ورق انتهایی پیچ شده
4	4	3	2	1.5	ب: تسلیم پیچ‌ها	
3	3	2	1.5	1.25	پ: تسلیم جوش	
6	4	3	2	1.25	الف: سطح دال مسطح	تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین ^۱
7	5	6	4	1.5	ب: تسلیم موضعی بال و لهیدگی جان ستون	
7	5	6	4	1.5	پ: تسلیم بال نبشی پایین	
3.5	2.5	2.5	1.5	1.25	ت: تسلیم کششی پیچ‌ها یا پرچ‌ها در بال ستون	
4.5	3.5	3.5	2.5	1.25	ث: تسلیم برشی اتصالات بال تیر	
17-0.152 d _{bg}	13-0.114 d _{bg}	-	-	1.6-0.002 d _{bg}	اتصال برشی با دال ^۲	
17-0.152 d _{bg}	13-0.114 d _{bg}	-	-	4.9-0.038 d _{bg}	اتصال برشی بدون دال ^۳	

۱- ورق جان یا تکیه گاه با سخت کننده، برای تحمل برش بررسی می شود. در صورت عدم وجود اتصال برشی، تلاش‌ها باید با ضرایب m اعضای اصلی ارزیابی شوند. هرگاه ارتفاع مقطع تیر d_{bg} بیش از ۴۵ سانتی متر باشد، مقادیر ضریب m در جدول فوق باید در عدد، 45/d_{bg} ضرب شوند که حداقل m به یک محدود می‌شود.

۲- برای پیچ‌های با مقاومت بالا باید مقادیر m نصف شوند، اما انتخاب کمتر از 1.25 برای m نیاز نیست.

۳- d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها نسبت به لبه‌ی بالایی مقطع تیر بر حسب سانتی متر است.

۶-۲-۳-۴ ارزیابی دیافراگم و چشمه‌ی اتصال دال-ستون

دیافراگم‌ها اعضای سازه‌ای کف و یا سقف طبقات هستند که وظیفه‌ی انتقال نیروهای جانبی را در صفحه‌ی خود و انتقال بارهای ثقلی را عمود بر صفحه‌ی خود بر عهده دارند. انواع دیافراگم‌های مورد بحث در دستورالعمل عبارت هستند از دیافراگم‌های بتنی درجا، بتنی پیش ساخته با یا بدون رویه‌ی بتنی درجا، ورق فولادی با یا بدون رویه‌ی بتنی درجا، مهاربند فولادی افقی (دیافراگم خرابایی فولادی) و طاق ضربی.

اگر دیافراگم همراه با سازه به صورت سه بعدی و به شکل یک صفحه انعطاف‌پذیر مدل شده باشد، کلیه نیروهای داخلی فوق در نتیجه‌ی تحلیل محاسبه می‌شوند. در صورتی که دیافراگم به شکل یک تیر متکی بر تکیه‌گاه‌های انعطاف‌پذیر مدل شده باشد، با مدل‌سازی آن هر بار در امتداد یکی از دو محور افقی، برش‌های افقی و قائم و لنگرهای خمشی حول هر سه محور افقی و قائم محاسبه خواهند شد. با تقسیم لنگر خمشی حول محور قائم بر بعد پلان در محور زلزله، نیروهای کششی و فشاری دو سمت پلان عمود بر زلزله تعیین می‌شود. درحالی که دیافراگم به صورت صلب مدل شود، تنها لنگر حول محورهای افقی و برش قائم قابل محاسبه خواهند بود.

رفتار کلیه انواع دیافراگم تحت برش قائم، کنترل شونده تحت نیرو محسوب می‌شود و باید طبق رابطه ۶-۶ مورد ارزیابی قرار گیرد. تحت سایر تلاش‌های نام برده، دیافراگم بتنی پیش‌ساخته بدون رویه‌ی بتنی درجا و دیافراگم طاق ضربی، کنترل شونده توسط نیرو و بقیه انواع دیافراگم، کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند. اگر اتصالات دیافراگم به اجزای قاب‌ها یا دیوارها ضعیف‌ترین بخش دیافراگم باشند، به عبارت دیگر حداکثر DCR حاصل از تحلیل در دال، مربوط به این اجزا باشد، دیافراگم مزبور تحت اثر همه‌ی تلاش‌ها، کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. در ادامه ضوابط خاص ارزیابی خطی هر یک از انواع دیافراگم ذکر می‌شود.

الف - ارزیابی دیافراگم بتنی درجا، دیافراگم بتنی پیش‌ساخته با بتن رویه درجا و چشمه‌ی اتصال دال - ستون

تحت برش افقی و خمش حول محور قائم که در اثر نیروهای اینرسی جانبی در دیافراگم ایجاد می‌شوند، باید مشابه دیوار برشی بند ۶-۲-۳-۵ راهنمای ساختمان‌های بتنی مورد ارزیابی قرار گیرند.

در مدل‌سازی سه بعدی باید برآیند برش در هر امتداد از جمع برش افقی در المان‌ها و برآیند خمش با استفاده از توزیع تنش‌های کششی و فشاری عمود بر مقطع قائم دیافراگم مورد استفاده قرار گیرد.

ارزیابی این دیافراگم‌ها تحت خمش حول محور افقی که در اثر ترکیب نیروهای قائم و جانبی در آن‌ها ایجاد می‌شود، برای دال یک‌طرفه (مانند دیافراگم بتنی پیش‌ساخته با بتن رویه درجا) مشابه تیرها، بند ۶-۲-۳-۱، و برای دال دوطرفه (مانند دیافراگم بتنی درجا) و چشمه اتصال دال - ستون با استفاده از رابطه‌ی ۶-۵ و ضرایب m ذکر شده در جدول ۶-۹ خواهد بود. مقاومت‌های خمشی و برشی اتصال دال به ستون در قاب‌های خمشی دال - ستونی نباید از حداقل مقادیر ذکر شده در زیر کمتر باشند:

مقاومت محاسبه شده با در نظر گرفتن برون مرکزیت برش در یک مقطع بحرانی دال ناشی از عملکرد توام برش و لنگر طبق ضوابط بخش‌های ۱۲-۱۷ و ۱۵-۴ آیین‌نامه‌ی بتن ایران؛

مقاومت انتقال لنگر برابر با $\frac{\sum M_n}{\gamma_f}$ که در این رابطه $\sum M_n$ برابر است با مجموع مقاومت‌های مثبت و منفی

مقطعی از دال روی خطوطی که به فواصل $1/5$ برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه‌ی سرستون خارج از برستون واقع هستند و γ_f برابر کسری از لنگر است که طبق آیین‌نامه بتن ایران توسط خمش منتقل می‌شود (بند ۱۵-۴-۳ آ.ا).

برای لنگر حول محوری موازی لبه دال در اتصالات خارجی بدون تیرهای عرضی، اگر برش در مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی از $0.75 V_C$ و برش در یک تکیه گاه گوشه از $0.5 V_C$ بیشتر نباشد، مقاومت انتقال لنگر را می‌توان مساوی مقاومت خمشی مقطعی از دال روی خطوطی به فاصله‌ی C_1 (با تعریف فصل دوازدهم آبا) خارج از وجه‌های مقابل ستون در نظر گرفت. V_C برابر با مقاومت برش سوراخ شدگی مستقیم طبق ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران است.

جدول ۶-۹ ضریب m برای ارزیابی خمشی دال دوطرفه و چشمه‌ی اتصال دال - ستون

اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیدهای اعضا IO	شرایط		
CP	LS	CP	LS				
4	3	3	2	2	$\frac{V_E}{V_0} \leq 0.2$	میلگردهای پیوستگی دارد.	الف- دال‌های کنترل‌شونده با خمش و اتصالات دال- ستون
3	2	1	1	1	$\frac{V_E}{V_0} \geq 0.4$		
3	2	3	2	2	$\frac{V_E}{V_0} \leq 0.2$	میلگردهای پیوستگی ندارد.	
1	1	1	1	1	$\frac{V_E}{V_0} \geq 0.4$		
4	3	-	-	-	ب- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله		
4	3	3	2	2	ج- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون		

ب- ارزیابی دیافراگم ورق فولادی (با یا بدون بتن رویه درجا) و دیافراگم خرپایی فولادی

هرگاه اتصالات دیافراگم از اعضای متصله قوی‌تر باشند، دیافراگم‌های فولادی مورد بحث در این بند تحت اثر همه‌ی تلاش‌ها به جز برش قائم کنترل‌شونده توسط تغییرشکل دانسته شده و باید با رابطه‌ی ۶-۵ مورد ارزیابی قرار گیرند.

ارزیابی دیافراگم ورق فولادی تنها در مقابل برش انجام می‌گیرد. مقاومت برشی این دیافراگم‌ها با توجه به جزییات آن می‌تواند مقاومت جاری شدن برشی یا مقاومت کمانش برشی باشد. ضرایب m مورد استفاده برای ارزیابی این دیافراگم در برش برای سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب برابر با ۱/۲۵، ۲ و ۳ است.

در دیافراگم خرپایی فولادی، اعضای تحت کشش و فشار ناشی از نیروهای جانبی وارد بر دیافراگم قرار می‌گیرند. اگر اتصالات این دیافراگم قوی‌تر از اعضای متصله باشند، اعضای خرپا تحت اثر کشش و فشار محوری کنترل‌شونده توسط تغییرشکل دانسته شده و با استفاده از ضرایب m مهاربندهای همگرا طبق رابطه ی ۶-۵ مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. ضرایب m مربوط در بند ۶-۲-۳-۵ ارایه شده‌اند.

پ- ارزیابی اجزای دیافراگم

طبق بند ۵-۸-۵، در صورت لزوم ممکن است دیافراگم شامل اجزایی موسوم به تیر لبه، برش گیر، کلاف کششی باشد. توصیف هر یک از این اجزا و موارد کاربرد آن‌ها در بند مذکور ذکر شده است. در حالت کلی ایجاد تغییرشکل‌های خمیری در این اجزا قابل قبول نبوده و رفتار آن‌ها کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شود.

ارزیابی تیر لبه وکلای کششی تحت نیروهای کششی ذکر شده به ترتیب در بندهای ۵-۸-۵ و ۵-۸-۳ انجام می‌گیرد.

علاوه بر این، اگر در این اعضا خمش هم ایجاد شده باشد، ارزیابی آن‌ها با توجه به اندر کنش کشش و خمش و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۹ صورت می‌گیرد. ارزیابی اتصالات و برش‌گیرهای دیافراگم نیز به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو و با توجه به نیروها و ضوابط ذکر شده در بند ۵-۸-۲ صورت می‌پذیرد.

باتوجه به آنچه که گفته شد، اگر اتصالات دیافراگم به قاب یا دیوار ضعیف‌ترین بخش دیافراگم نباشند، رفتار اغلب انواع دیافراگم‌ها تحت برش افقی و خمش کنترل‌شونده توسط تغییرشکل دانسته می‌شود. در چنین حالاتی رفتار اجزای دیافراگم، به جز اتصالات آن را نیز می‌توان در کشش و خمش کنترل‌شونده توسط تغییرشکل فرض کرد و برهمین اساس آن‌ها را ارزیابی نمود. این اجزا برای نیروهای فشاری، باید همانند ستو‌ها تحت اندرکنش فشار و خمش ارزیابی شوند. درحالی‌که این اجزا فولادی نباشند، ضرایب m برای ارزیابی لبه و برش‌گیر بر تکیه‌گاه جانبی کافی در سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب برابر با ۱٫۲۵، ۶ و ۸ است. اگر تکیه‌گاه جانبی وجود داشته اما کافی نباشد، ضرایب مزبور به همان ترتیب برابر با ۱٫۲۵، ۲ و ۳ خواهند بود.

۶-۲-۳-۵ ارزیابی مهاربند و دیوار برشی فولادی

الف - ارزیابی مهاربند همگرا

مهاربندهای همگرا در کشش و فشار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل دانسته شده و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۵ و ضرایب m ارایه شده در جدول ۶-۱۰ ارزیابی می‌شوند. اتصالات این مهاربندها تحت کلیه تلاش کنترل‌شونده توسط نیرو فرض شده و طبق رابطه‌ی ۶-۶ ارزیابی می‌شوند. در صورتی که وضعیت مهاربندها طوری باشد که تصمیم به استفاده از آن‌ها فقط در کشش گرفته شود، برای ارزیابی این مهاربندهای کششی باید ضرایب m مربوط به نصف کاهش داده شوند که حد پایین آن‌ها برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

در مورد مهاربندهای مرکب، فاصله‌ی طولی بست‌های اتصال باید طوری باشد که بزرگ‌ترین نسبت لاغری هر یک از پروفیل‌های مهاربند مرکب از ۰٫۴ نسبت لاغری کوچک‌تر در کل مهاربند به عنوان یک عضو یکپارچه تجاوز ننماید. مقاومت محوری بست‌های اتصال در مهاربندهای فشاری نباید از کوچک‌ترین مقاومت محوری فشاری تک پروفیل‌های مقطع مرکب کمتر باشد. در غیر این صورت یا باید بست‌های اتصال را تقویت نمود یا مقادیر ضریب m در جدول ۶-۱۰ را به نصف کاهش داد که حد پایین این مقادیر برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

ب- ارزیابی مهاربند واگرا

اعضای مهاربندهای واگرا تحت کلیه تلاش‌ها کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و با رابطه‌ی ۶-۶ ارزیابی می‌شوند. این ارزیابی باتوجه به ترکیبات بار باید هم در فشار و هم در کشش انجام گیرد. مقاومت مهاربند واگرا باید حداقل ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت نظیر تیر پیوند باشد تا جاری شدن تیر پیوند بدون کمزش مهاربند صورت گیرد.

پ- ارزیابی دیوار برشی فولادی

رفتار دیوار برشی فولادی در برش کنترل شونده توسط تغییرشکل دانسته می‌شود. دیوار برشی فولادی سخت‌شده به صورت نوارهای کششی، فشاری و دیوار برشی فولادی سخت‌نشده به صورت نوارهای فقط کششی مدل می‌شود. بنابراین ارزیابی دیوار برشی فولادی شامل ارزیابی نوارهای مزبور در کشش یا فشار خواهد بود.

ارزیابی هر یک از نوارهای دیوار برشی فولادی سخت‌شده در کشش یا فشار یکسان بوده و با استفاده از رابطه- ۵-۶ انجام می‌شود و ضرایب m مربوطه در جدول ۶-۱۰ ارائه شده‌اند. ارزیابی نوارهای دیوار برشی فولادی سخت‌نشده فقط در کشش و طبق رابطه‌ی ۵-۶ انجام می‌گیرد و ضرایب m مربوط مساوی با مقادیر نظیر در مورد مهاربندهای کششی خواهد بود.

جدول ۶-۱۰- مقادیر m برای ارزیابی مهاربند هم‌گرا و دیوار برشی فولادی

اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا	نوع عضو	
CP	LS	CP	LS	IO		
6	5	5	4	1	الف: زوج نبشی- کمانش داخل صفحه	مهاربند فشاری
5	4	5	3	1	ب: زوج نبشی- کمانش خارج صفحه	
5	4	5	4	1	پ: مقطع Z یا I	
6	5	5	4	1	ت: زوج ناودانی کمانش داخل صفحه	
5	4	5	3	1	ث: زوج ناودانی کمانش خارج صفحه	
5	3	5	3	1	ج: مقاطع تو خالی پر شده با بتن	
7	5	7	5	1.25	* ۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{750}{\sqrt{F_{ye}}}$	
3	2	3	2	1.25	* ۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{1590}{\sqrt{F_{ye}}}$	
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه شود					۳: $\frac{750}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_{ye}}}$	
7	5	7	5	1.25	* ۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{105 \times 10^3}{F_{ye}}$	ح: مقاطع لوله‌ای شکل
3	2	3	2	1.25	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{421 \times 10^3}{F_{ye}}$	
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه شود					۳: $\frac{105 \times 10^3}{F_{ye}} < \frac{d}{t} < \frac{421 \times 10^3}{F_{ye}}$	
10	8	8	6	1.25	مهاربند کششی	
14	12	12	8	1.25	دیوار برشی فولادی سخت شده	

* طول لبه بلندتر یا قطر متوسط و t ضخامت جداره می‌باشد.

۶-۳-۲-۶ ارزیابی دیوار برشی بتنی و دیوار میان قاب

ضوابط ارزیابی دیوار برشی بتنی در بند ۴-۲-۳-۵ بخش سازه‌های بتنی راهنمای کاربردی دستورالعمل ذکر شده است.

در ارزیابی میان قاب‌ها باید دقت شود که میان قاب‌ها در اثر بار جانبی در صفحه‌ی خود تحت برش قرار می‌گیرند و به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل رفتار می‌نمایند. در ابتدای حرکت جانبی وقتی هنوز تغییرشکل‌ها کوچک هستند، میان قاب با قاب پیرامونی به صورت یک پارچه عمل نموده و رفتار آن مشابه یک دیوار برشی در برش و خمش خواهد بود. در میان قاب بنایی خیلی زود رفتار میان قاب و قاب از هم جدا شده و میان قاب فقط تحت برش افقی قرار خواهد داشت درحالی که در میان قاب بتنی این جدایی رفتار دیرتر اتفاق می‌افتد.

براین اساس ارزیابی میان قاب بنایی در صفحه‌ی خود، فقط در برش و در برابر مولفه‌ی افقی نیروی فشاری دستک معادل آن که طبق بند ۴-۳-۳-۸ و با استفاده از روش‌های تحلیل بند ۵ به دست می‌آید، انجام می‌شود. رابطه‌ی مورد استفاده، رابطه‌ی ۶-۵ است که در آن Q_{UD} مولفه‌ی افقی نیروی فشاری دستک (نیروی برشی میان قاب) طبق رابطه‌ی ۶-۳ و Q_{CE} مقاومت برشی میان قاب طبق رابطه‌ی ۷-۸ دستورالعمل است. ضرایب m مربوط به رابطه‌ی ۶-۵ در این حالت از جدول ۶-۱۱ تعیین می‌شود. در این جدول نسبت مقاومت قاب به میان قاب با پارامتر β معرفی شده است. دقت شود که چون سطح عملکرد سازه ای LS معادل سطح عملکرد آستانه فروریزش برای میان قاب است، مقادیر m میان قاب برای سطح عملکرد سازه‌ای آستانه‌ی فروریزش معنایی نداشته و در جدول مزبور ارایه نشده است.

در راستای عمود بر صفحه، میان قاب بنایی باید نیروی F_p طبق تعریف بند ۵-۸-۶ را به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو تحمل نماید. مقاومت دیوار بنایی در راستای عمود بر صفحه طبق بند ۷-۸-۳-۲ دستورالعمل تعیین می‌شود.

در مورد میان قاب‌های بتنی اگر بارگذاری جانبی در حدی باشد که تغییر شکل‌ها نسبت به تغییر شکل‌های آستانه‌ی فروریزش قاب و میان قاب نسبتاً کوچک باشند می‌توان این دو را به صورت یک دیوار برشی بتنی یک پارچه در نظر گرفت. در این صورت ارزیابی میان قاب بتنی در صفحه‌ی خود مشابه با دیوار برشی بتنی طبق بند ۴-۷ راهنمای ساختمان‌های بتنی و به صورت خمشی صورت خواهند گرفت. برای تغییر مکان‌های بیشتر ارزیابی میان قاب بتنی عیناً مشابه ستون‌های بتنی فشاری مجاور میان قاب و با استفاده از جدول ۴-۴ راهنمای ساختمان‌های بتنی خواهد بود.

جدول ۶-۱۱ ضریب m برای ارزیابی برشی دیوار میان قاب بنایی

ضریب m		$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	$\beta = \frac{V_{fire}}{V_{me}}$
LS	IO		
۴/۰	۱/۰	-/۵	$\beta < 0.7$
۳/۵	۱/۰	۱/۰	
۳/۰	۱/۰	۲/۰	
۶/۰	۱/۵	-/۵	$0.7 \leq \beta < 1.3$
۵/۲	۱/۲	۱/۰	
۴/۵	۱/۰	۲/۰	
۸/۰	۱/۵	-/۵	$\beta \geq 1.3$
۷/۰	۱/۲	۱/۰	
۶/۰	۱/۰	۲/۰	

۶-۲-۳-۷ ارزیابی اتصال و اجزای کوچک سازه‌های چندبخشی

طبق بند ۵-۸-۷، در صورتی که ساختمان‌های چند بخشی به هم بسته شوند، باید با هم مدل‌سازی و تحلیل شوند. ولی در هر صورت نیروهای حاصل نباید از مقادیر حاصل از رابط ۵-۲۰ و ۵-۲۱ کمتر در نظر گرفته شود. اتصالات بین سازه‌ها و اجزای کوچک متصل باید برای نیروهای مزبور به صورت کنترل شونده توسط نیرو و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۶ ارزیابی شوند.

۶-۲-۳-۸ ارزیابی پی

ارزیابی پی‌های ساختمان در مطالعات بهسازی لرزه‌ای شامل سه مرحله است:

- کنترل برکنش؛
 - کنترل ظرفیت باربری؛
 - ارزیابی اجزای سازه‌ای پی؛
- این مراحل در بندهای بعدی تشریح می‌شود.

۶-۲-۳-۸-۱ کنترل برکنش

در صورتی که در اثر یکی از ترکیب‌های بار روابط ۶-۱ یا ۶-۲، یک یا چند پی به کشش بیافتند، کفایت آن‌ها در برابر کشش باید توسط یکی از دو رابطه ۶-۱۰ یا ۶-۱۱ به دلخواه کنترل شود. علایم موجود در روابط مزبور، ذیل آن‌ها تعریف شده است، با این تفاوت که در مورد کنترل برکنش در پی‌ها، M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده و نیروی T_{CE} است. T_{CE} کوچک‌ترین مقدار بین ظرفیت کششی خالص ستون، اتصال کف ستون و ظرفیت کششی پی است. برای سایر جزییات به بند ۶-۲-۳-۲ مراجعه شود. در صورت جوابگو نبودن پی در مقابل کشش، یا باید ظرفیت کششی آن‌ها افزایش داد و یا با حذف پی‌های کششی از مدل، اثر آن‌را بر روی سازه بررسی کرد.

۶-۲-۳-۸-۲ کنترل ظرفیت باربری

کنترل ظرفیت باربری پی تنها در صورتی لازم است که پی‌ها در مدل سازه حضور نداشته و به عبارتی تکیه-گاه سازه صلب فرض شده و از فنرها استفاده نشده باشد. ظرفیت باربری پی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل فرض شده و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۵ ارزیابی می‌شود که در آن $m=3$ اختیار می‌شود.

جدول ۶-۱۲ محاسبه‌ی ظرفیت باربری پی برای حالات مختلف

ظرفیت باربری	نحوه‌ی محاسبه	توضیحات
ظرفیت باربری قائم	$Q_c = q_c BL$	B و L: ابعاد پلان پی مستطیلی q_c : ظرفیت باربری مورد انتظار خاک از بند (۱-۷-۵)
ظرفیت باربری جانبی ناشی از اصطکاک	$Q_{iF} = \mu P$	μ : ضریب اصطکاک خاک و پی P: بار قائم وارد بر پی ناشی از ترکیب‌های بار کنترل‌کننده
ظرفیت باربری جانبی ناشی از فشار مقاوم خاک	$Q_{iP} = \frac{\gamma D^2}{2} K_p$	γ : چگالی خاک D: عمق کف پی K_p : ضریب فشار مقاوم خاک
ظرفیت باربری جانبی	$Q_i = Q_{iP} + Q_{iF}$	جمع دو سطر فوق
ظرفیت باربری خمشی	$M_c = \frac{LP}{2} \left(1 - \frac{q}{q_c} \right)$	B: بعد پی در جهت موازی با محور خمش L: بعد پی در جهت عمود بر محور خمش P: بار قائم حاصل از ترکیب‌های بار کنترل‌کننده $q = \frac{P}{BL}$ q_c : ظرفیت باربری مورد انتظار خاک از بند (۱-۷-۵)

ظرفیت باربری پی Q_{CE} برای استفاده در رابطه‌ی مزبور از جداول ۶-۱۲ و ۶-۱۳ محاسبه می‌شود. استفاده از رابطه‌ی ۶-۵ می‌تواند ابتدا برای کنترل ظرفیت باربری جانبی پی در مقابل لنگر خمشی پای ستون یا دیوار انجام گیرد.

در مورد پی‌های سطحی، در مرحله‌ی بعد ظرفیت لنگری پی در مقابل لنگر خمشی پای ستون یا دیوار، حول هر یک از دو محور افقی به‌طور جداگانه ارزیابی می‌شود. در این حالت Q_{CE} برابر لنگر M_c که در جدول ۶-۱۲ تحت عنوان ظرفیت باربری خمشی ذکر شده، خواهد بود. در صورت مفصلی بودن پای ستون، به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری (قائم) با استفاده از رابطه‌ی ۶-۵ و جدول ۶-۱۲ ارزیابی می‌شود.

جدول ۶-۱۳ محاسبه‌ی ظرفیت باربری هر فنر زیر پی در روش فنرهای وینکلر

ظرفیت باربری	نحوه‌ی محاسبه	توضیحات
ظرفیت باربری قائم	سطح بارگیر هر فنر $\times q_c$	q_c : ظرفیت باربری مورد انتظار خاک
ظرفیت باربری جانبی	سطح بارگیر هر فنر $\times \frac{Q_i}{A}$	Q_i : از جدول (۴-۱۲) محاسبه می‌شود. A: سطح پلان شالوده

در مورد پی‌های شمعی نیز به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری باید کنترل شود. نیروی محوری فشاری شمع در این حالت با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$P_{UD_i} = A_i \left(\frac{P_{UD}}{\sum_{i=1}^n A_i} + \frac{|M_{UDx} y_i|}{I_x} + \frac{|M_{UDy} x_i|}{I_y} \right) \quad (17-6)$$

که در آن:

P_{UD_i} نیروی محوری فشاری شمع؛

A_i سطح مقطع شمع؛

x_i و y_i فاصله‌ی مرکز شمع از محورهای چرخش گروه شمع گذرانده از مرکز سطح گروه شمع؛

I_x و I_y لنگرهای اینرسی گروه شمع حول محورهای چرخش آن؛

n تعداد شمع‌ها؛

P_{UD} نیروی محوری فشاری مورد انتظار در پای ستون یا دیوار متکی بر گروه شمع؛

M_{UDx} و M_{UDy} لنگرهای خمشی مورد انتظار حول محورهای چرخش در همان نقطه.

جدول ۶-۱۴ ظرفیت باربری گروه شمع

ظرفیت باربری	نحوه‌ی محاسبه	توضیحات
ظرفیت باربری قائم در فشار و کشش	براساس بند (۴-۴-۱) و شکل‌های ۴-۲ و ۴-۱ دستورالعمل	ظرفیت باربری کششی گروه شمع نباید بیشتر از ظرفیت باربری کششی سرشمع و اتصالات آن به شمع‌ها در نظر گرفته شود.
ظرفیت لنگری	با فرض صلب بودن سرشمع محاسبه می‌شود.	مرز پایینی ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مثلثی نیروی محوری در شمع‌ها و کرانه‌ی پایین مقاومت محوری آن‌ها به دست می‌آید، مرز بالایی ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مستطیلی نیروی محوری در شمع‌ها و کرانه‌ی بالایی مقاومت محوری آن‌ها محاسبه می‌شود.
ظرفیت باربری جانبی	ظرفیت باربری جانبی گروه شمع شامل اثر مشترک شمع‌ها و سرشمع است.	مقاومت جانبی شمع‌ها با استفاده از روشی مشابه آن چه در محاسبه‌ی سحتی‌ها ذکر شد، محاسبه می‌شود. مقاومت جانبی سرشمع براساس ایجاد حالت مقاوم در خاک محاسبه می‌شود.

۶-۲-۳-۸-۳ ارزیابی اجزای سازه‌ای پی

ارزیابی اجزای سازه‌ای پی‌های سطحی شامل کنترل پی بتنی منفرد، نواری یا گسترده در مقابل برش و خمش، حاصل از نیروهای وارده از سازه در تراز روی پی است. تلاش‌های وارد کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شوند رابطه‌ی ۶-۶ نیز برای ارزیابی پی در این حالت به کار برده می‌شود که در آن Q_{UF} یک بار برابر برش حداکثر درمقاطع پی تحت اثر توزیع تنش قائم در زیر پی بوده و بار دیگر برابر لنگر حداکثر خواهد بود. حداکثر مقدار تنش قائم خاک در هر نقطه در زیر پی باید به q_c ، ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی، محدود شود.

در مورد پی‌های عمیق (شمعی)، کفایت مقطع شمع در برابر نیروی کششی محاسبه شده یا نیروی فشاری حاصل از رابطه‌ی ۶-۱۰ توام با لنگرهای خمشی ناشی از برش، باید همانند یک ستون و طبق ردیف‌های ۱ تا

۳ بند ۲-۳-۲-۶ ارزیابی شود. لنگرهای خمشی در مقاطع شمع، با اعمال نیروی برشی وارده در راس شمع و مدل سازی شمع و با استفاده از فنرهای افقی خاک بر مبنای مدول عکس العمل خاک، قابل محاسبه است. طول مهار نشدهی شمع را می توان در زمین غیر روانگرا برابر صفر در نظر گرفت. اتصال شمع فولادی به سرشمع کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود.

۹-۳-۲-۶ ارزیابی اجزای غیرسازه ای

نیاز یا عدم نیاز اجزای غیرسازه ای به ارزیابی و رده بندی رفتاری آن ها طبق جدول ۹-۱ و ۹-۲ دستورالعمل انجام می گیرد. اجزای غیرسازه ای در صورت نیاز فقط برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و ایمنی جانبی غیرسازه ای کنترل می شوند. نیروها و تغییر مکان هایی که برای ارزیابی یک عضو غیر سازه ای به کار می روند، طبق بند ۵-۸-۸ محاسبه می شود. ارزیابی عضو غیرسازه ای بر مبنای این نیروها به ارزیابی تحلیل موسوم است. در بعضی موارد دستورالعمل مجاز می دارد که اعضا و اتصالات غیر سازه ای، با مشخصات خواسته شده توسط کارخانه مطابقت داده شود. این ارزیابی به صورت کیفی بوده و به ارزیابی تجویزی موسوم است.

جدول ۶-۱۵ حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی قابل قبول برای اجزای غیر سازه ای حساس به تغییر شکل*

حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی برای سطوح عملکرد غیرسازه ای		عضو غیرسازه ای
ایمنی جانی	قابلیت استفاده بی وقفه	
۰/۰۰۸	۰/۰۰۴	سفت کاری دیوارهای خارجی
تیغه های سبک: ۰/۰۱۵ تیغه های سنگین: ۰/۰۱	تیغه های سبک: ۰/۰۱ تیغه های سنگین: ۰/۰۰۵	سفت کاری دیوارهای داخلی
۰/۰۲	۰/۰۱	نازک کاری دیوارهای خارجی
۰/۰۲	۰/۰۱	نمای دوخته شده
۰/۰۲	۰/۰۱	پانل های پیش ساخته
سنگ: ۰/۰۲ آئینه: ۰/۰۲ چوب: —	سنگ: ۰/۰۱ آئینه: ۰/۰۱ چوب: ۰/۰۱	نازک کاری دیوارهای داخلی

* سفت کاری دیوارهای داخلی شامل تیغه های غیر باربر قائم است. تیغه های سنگین ساخته شده از مصالح بنایی و تیغه های سبک ساخته شده از فلز، چوب، گچ یا دیگر مصالح روکار می باشد.

مقاومت نهایی اعضا و اتصالات آن دسته از اجزای غیرسازه ای که لازم است برای بهسازی لرزه ای مورد مطالعه قرار گیرند، نباید از نیروهای محاسبه شده طبق بند ۵-۸-۸ کم تر باشد. مقاومت نهایی مورد نظر طبق آیین نامه های طراحی ساختمان های جدید باید محاسبه شود. علاوه بر آن، در مورد اجزای غیرسازه ای حساس به تغییر شکل، تغییر مکان های نسبی نیز باید طبق بند ۵-۸-۸ کنترل گردند. در جدول ۶-۱۵ حداکثر نسبت تغییر مکان های نسبی قابل قبول اجزای غیرسازه ای برای استفاده در رابطه ی ۵-۲۸ ارایه شده است. در موارد لزوم، نیروهای ناشی از تغییر مکان نسبی رابطه ۵-۲۹ نیز باید کنترل شود.

۳-۶ ارزیابی غیر خطی اعضا

چنانچه تحلیل سازه به روش غیرخطی انجام گرفته باشد، ارزیابی آن نیز به صورت غیرخطی خواهد بود. در این ارزیابی، برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل‌های خمیری عضو و برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو، باید ظرفیت مقاطع در برابر نیروهای داخلی موجود کنترل شوند.

۱-۳-۶ ترکیب نتایج تحلیل

در هنگام انجام یک تحلیل غیر خطی، نیروهای زلزله و ثقلی بطور هم زمان در مدل وجود داشته و بر سازه وارد می‌شوند، بنابراین جمع زدن نتایج تحلیل تحت بارهای زلزله و ثقلی مطرح نخواهد بود. از سوی دیگر تحلیل معمولاً با در نظر گرفتن با زلزله هر بار فقط در یک راستا (نه در دو راستای متعامد به‌طور هم‌زمان) انجام می‌شود.

نتایج تحلیل‌های غیر خطی شامل نیروهای داخلی و مقدار تغییر شکل مفاصل خمیری اعضا می‌باشد و در مورد تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل باید از تغییر شکل مفاصل خمیری برای ارزیابی اعضا استفاده کرد. اما ارزیابی اعضا برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو با استفاده از ترکیب نتایج نیروهای داخلی صورت خواهد پذیرفت. در حالت اخیر منظور از ترکیب نتایج، ترکیب نیروهای داخلی اعضا تحت زلزله در دو راستای متعامد است که در حال حاضر از طریق جمع زدن آن‌های قابل قبول است. باید دقت کرد که در این ترکیب اثرات بارهای ثقلی فقط یک بار در نظر گرفته شود.

بدین ترتیب بارهای لازم برای نتایج تحلیل‌های غیر خطی که حاصل جمع نیروهای داخلی اعضا را نشان می‌دهد و برای ارزیابی اعضا تحت تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو به‌کار می‌رود، طبق روابط ۶-۱۸ خواهد بود:

- 1- $(Q_{Gi}, Q_{E(+x)j}), Q_{E(+0.3y)K}$
- 2- $(Q_{Gi}, Q_{E(+x)j}), Q_{E(-0.3y)K}$
- 3- $(Q_{Gi}, Q_{E(-x)j}), Q_{E(+0.3y)K}$
- 4- $(Q_{Gi}, Q_{E(-x)j}), Q_{E(-0.3y)K}$ (۱۸-۶)
- 5- $(Q_{Gi}, Q_{E(+y)j}), Q_{E(+0.3x)K}$
- 6- $(Q_{Gi}, Q_{E(+y)j}), Q_{E(-0.3x)K}$
- 7- $(Q_{Gi}, Q_{E(-y)j}), Q_{E(+0.3x)K}$
- 8- $(Q_{Gi}, Q_{E(-y)j}), Q_{E(-0.3x)K}$

در روابط ۶-۱۸ جمله‌ی اول هر رابطه، مثلاً $(Q_{Gi}, Q_{E(+x)j})$ در سطر اول، نشان‌دهنده‌ی مقدار نیروی داخلی در جهت مورد نظر مثلاً $+x$ ، هم‌زمان با بار ثقلی Q_{Gi} است. اندیس $j=1,2$ مربوط به نوع بارگذاری جانبی در تحلیل استاتیکی غیر خطی طبق بند ۵-۶-۱ است. در تحلیل دینامیکی غیر خطی اندیس j از روابط ۶-۱۸ حذف می‌شود.

جمله‌ی دوم در روابط ۶-۱۸ مقدار نیروی داخلی عضو هنگامی که تحلیل در جهت مورد نظر برای ۳۰٪ تغییر مکان هدف در تحلیل استاتیکی غیر خطی و برای ۳۰٪ تغییر مکان حداکثر بام سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی صورت می‌گیرد را نشان می‌دهد. مقدار اخیر با کاهش دادن مقادیر شتاب نگاشت طوری که حداکثر تغییر مکان بام به ۳۰٪ حداکثر آن تحت شتاب نگاشت کاهش نیافته برسد، به دست می‌-

آید. در تقریب اول می‌توان مقادیر شتاب نگاشت را در 0.3 ضرب نموده و شرط فوق را تا هم‌گرایی کنترل نمود. اندیس $k=1,2$ در جمله ی دوم مربوط به نوع بارگذاری جانبی در تحلیل استاتیکی غیر خطی طبق بند ۵-۶-۱۱ است. در تحلیل دینامیکی غیر خطی این اندیس از روابط ۶-۱۸ حذف می‌شود.

۶-۳-۱-۱ اثر برون مرکزی اتفاقی در تعیین نیروهای داخلی زلزله

در صورتی که منظور نمودن اثر برون مرکزی اتفاقی در تحلیل غیر خطی طبق بند ۵-۶-۳-۴ لازم باشد، هر سطر از روابط ۶-۱۸ به چهار سطر تبدیل خواهد شد. به عنوان مثال سطر اول به شکل روابط ۶-۱۹ در خواهد آمد:

$$\begin{aligned}
 1- & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(+e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)K|(+e_{ax})} \\
 2- & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(+e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)K|(-e_{ax})} \\
 3- & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(-e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)K|(+e_{ax})} \\
 4- & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(-e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)K|(+e_{ax})}
 \end{aligned}
 \tag{۶-۱۹}$$

در روابط ۶-۱۹ جملات Q_E مقدار نیروی داخلی را به ازای برون مرکزی مورد نظر مشخص می‌کند، مثلاً Q_{Gi} ، $Q_{E(+x)j|(+e_{ay})}$ به معنی مقدار نیروی داخلی عضو در زلزله وارده در جهت $+x$ همزمان با بار ثقلی است، وقتی که مراکز جرم همه‌ی طبقات در جهت $+y$ به اندازه e_a (مساوی 0.05 بعد پلان در راستای y) جابه‌جا شده باشند. مفهوم اندیس‌های i و j در بالا توضیح داده شده است. واضح است که در این حالت تعداد روابط ترکیب نتایج تحلیل ۴ برابر تعداد مذکور در روابط ۶-۱۸ خواهد بود. البته در بسیاری حالات با بررسی پلان طبقات، حالات بحرانی در پیچش مشخص شده و می‌توان تعداد روابط را در عمل بسیار کاهش داد. نیروهای حاصل از روابط ۶-۱۸ یا ۶-۱۹، Q_{UF} نامیده می‌شود.

۶-۳-۱-۲ تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های غیرخطی

هر یک از تحلیل‌های غیرخطی باید در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در مدل سازه طبق توضیحات بند ۴-۲-۴ و با انجام بارگذاری جانبی یک بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی راستای زلزله انجام گیرد. به این ترتیب تعداد تحلیل‌های غیرخطی لازم در هر یک از دو امتداد متعامد زلزله به طور خلاصه به شرح جدول ۶-۱۶ است.

جدول ۶-۱۶- تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های غیرخطی

با اثرات برگشت		بدون اثرات برگشت		اثرات پیچش اتفاقی	اثرات هم‌زمان مولفه‌ها	نوع تحلیل
سه‌بعدی	دو‌بعدی	سه‌بعدی	دو‌بعدی			
۱۶	۸	۸	۴	بدون پیچش اتفاقی	بدون اثرات تعامد	تحلیل استاتیکی غیرخطی
۶۴	۸	۳۲	۴	با پیچش اتفاقی		
۶۴	۳۲	۳۲	۱۶	بدون پیچش اتفاقی	با اثرات تعامد	
۲۵۶	۳۲	۱۲۸	۱۶	با پیچش اتفاقی		
۸	۴	۴	۲	بدون پیچش اتفاقی	بدون اثرات تعامد	تحلیل دینامیکی غیرخطی
۳۲	۴	۱۶	۲	با پیچش اتفاقی		
۱۶	۸	۸	۴	بدون پیچش اتفاقی	با اثرات تعامد	
۶۴	۸	۳۲	۴	با پیچش اتفاقی		

منظور از اثرات برگشت در جدول ۶-۱۶، لزوم استفاده از رابطه ۵-۳۰-ب و انجام تحلیل غیرخطی با استفاده از QG2 است. در صورتی که نگرانی از برگشت وجود نداشته باشد، تحلیل غیرخطی تحت زلزله تنها در حضور بار ثقلی حاصل از QG1 رابطه‌ی ۵-۳۰-الف انجام می‌گیرد. همچنین عناوین «دو بعدی» و «سه بعدی» به مدل سازه اشاره می‌کنند. در مورد مدل‌های دو بعدی، برون مرکزی اتفاقی قابل مدل‌سازی نبوده و به جای آن تغییر مکان هدف در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی و مقادیر شتاب‌نگاشت در روش دینامیکی غیر خطی به علت پیچش اتفاقی طبق بند ۵-۸-۴ اصلاح خواهند شد. تعداد ترکیب بارهای در حالت تحلیل‌های استاتیکی با در نظر گرفتن دو نوع توزیع بار بند ۵-۶-۱ صورت گرفته است.

۶-۳-۲ کنترل معیارهای پذیرش

نحوه‌ی کنترل معیارهای پذیرش به این وابسته است که اعضا تحت تلاش‌های مورد نظر، کنترل شونده توسط تغییر شکل یا نیرو باشند. تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل، با تغییر مکان یا دوران خمیری و تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو با ظرفیت اعضا کنترل می‌شوند.

۶-۳-۲-۱ کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل

همان‌گونه که در بند ۶-۲-۱-۳ نیز ذکر شد، شکل‌پذیری عضو در برابر تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل قابل ملاحظه است. بنابراین عضو مجاز خواهد بود که در برابر این تلاش‌ها تا حد مشخصی تغییر شکل‌های خمیری داشته باشد. از آن جایی که این تغییر شکل‌ها در تحلیل غیرخطی قابل محاسبه هستند، بنابراین با مقادیر قابل قبول که از آزمون روی قطعات اعضا به دست آمده‌اند، مقایسه می‌شوند. بر این اساس ارزیابی غیرخطی عضو برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل طبق روابط ۶-۲۰ انجام می‌شود:

$$(\theta_p)_{\max} \leq \theta_{Pa} \quad (۶-۲۰-الف)$$

$$\left(\frac{\Delta}{l}\right)_{\max} \leq \left(\frac{\Delta}{l}\right)_a \quad (۶-۲۰-ب)$$

که در آن:

$(\theta_p)_{\max}$ حداکثر زاویه ی دوران خمیری عضو؛

$(\frac{\Delta}{l})_{max}$ حداکثر کرنش محوری یا برشی عضو؛

$(\frac{\Delta}{l})_a$ و $p_a \theta$ مقادیر قابل قبول زاویه‌ی دوران خمیری و کرنش محوری یا برشی را نشان می‌دهد.

در واقع $p \theta_t - \theta_y \theta = p \theta_t - \theta_y \theta$ که در آن θ_t و θ_y به ترتیب زوایای دوران خمیری، دوران کل و دوران تسلیم در محل مفصل خمیری هستند. مقادیر حداکثر $p \theta$ و $(\frac{\Delta}{l})$ قابل محاسبه بوده و مقادیر قابل قبول آن‌ها برای هر عضو در بخش مربوطه ارایه می‌شود.

۶-۳-۲-۲ کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو

برای تلاش کنترل‌شونده توسط نیرو نیز مانند ارزیابی خطی در شرایط مشابه، تلاش مورد نظر نباید از کرانه پایین ظرفیت عضو بیش تر شود. تفاوت مهم آن است که چون در تحلیل غیر خطی Q_{UF} یا نیروهای داخلی واقعی اعضا تحت اثر همزمان بارهای ثقلی و لرزه‌ای، مستقیماً از تحلیل سازه به دست می‌آیند، در هنگام محاسبه‌ی این نیروها از رابطه‌ی ۶-۴ استفاده نشده و مستقیماً به نتایج تحلیل رجوع خواهد شد. براین اساس ارزیابی غیرخطی اعضا برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو از رابطه‌ی مشابه رابطه‌ی ۶-۶ انجام می‌شود که برای تاکید و تعریف علایم مجدد به صورت رابطه زیر ارایه می‌شود:

$$\frac{(Q_{UF})_{max}}{K Q_{CL}} \leq 1 \quad (۶-۲۱)$$

که در آن:

K ضریب آگاهی؛

Q_{CL} کرانه‌ی پایین ظرفیت مقطع؛

$(Q_{UF})_{max}$ حداکثر نیروی داخلی عضو حاصل از تحلیل غیر خطی سازه است.

کرانه‌ی پایین ظرفیت مقطع در مقابل تلاش مربوط با استفاده از کرانه‌ی پایین مقاومت مصالح، تعیین می‌شود.

هنگامی که اندرکنش تلاش‌های مختلف باید در نظر گرفته شود، مانند اندرکنش فشار و خمش در ستون‌ها، سمت چپ رابطه‌ی ۶-۲۱ به صورت جمع چند جمله حاصل از مقایسه تلاش‌های مختلف با ظرفیت‌های نظیر خواهد بود. در این خصوص در بخش ارزیابی ستون‌ها توضیحات بیشتری داده خواهد شد.

۶-۳-۳ ارزیابی غیر خطی اعضا

در این بند روش ارزیابی هر یک از اجزای ساختمان با توجه به نوع تلاش و توضیحات بند ۶-۳-۲ ارایه می‌شود.

۶-۳-۳-۱ ارزیابی تیرها

در یک تیر فولادی، به جز تیر پیوند، لنگر خمشی و نیروی برشی، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل است. در مواردی که در تیر احتمال وجود نیروی محوری وجود دارد (تیرهای قاب‌های مهاربندی شده) این تلاش جزو تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو است.

ارزیابی غیر خطی تیر فولادی، به جز تیر پیوند، شامل کنترل زاویه‌ی دوران خمیری خمشی با رابطه‌ی ۶-۲۰ است. فرض می‌شود که نیروی محوری در تیر اندک بوده و نیازی به کنترل نداشته باشد ولی در صورت لزوم عضو به صورت تیر-ستون در نظر گرفته شده و همانند ستون‌ها (بند ۶-۳-۳-۲) ارزیابی خواهد شد. این کنترل‌ها باید در مقطع بحرانی تیر انجام گیرد که معمولاً در دو انتهای تیر هستند. در صورتی که تحت بار ثقلی حداقل از ۸۰٪ مقاومت خمشی تیر در وسط دهانه استفاده شده باشد باید یک مقطع بحرانی خمشی نیز در وسط دهانه فرض شود. این موضوع در مدل‌سازی غیرخطی به صورت تعریف یک مفصل خمیری در وسط دهانه خواهد بود.

در مورد تیر مجاور یک پانل میان‌قاب هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی $3,5 \text{ daN/cm}^2$ یا بیش‌تر باشد باید کنترل اضافی گفته شده در مورد ارزیابی خطی تیرها در بند ۶-۲-۳-۱ در ارزیابی غیرخطی نیز عیناً انجام گیرد.

ارزیابی غیرخطی تیرهای پیوند همانند ستون‌های با نیروی محوری زیاد، با استفاده از تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی صورت می‌گیرد.

در جدول ۶-۱۷ زاویه‌ی دروان خمیری قابل قبول برای ارزیابی تیرها در خمش ارایه شده است. θ_y هنگامی که مفصل خمیری در دو انتهای تیر به طور همزمان تشکیل شود، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید. روابط مشابهی را می‌توان برای حالات دیگر نیز نوشت.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} I_b}{6EI_b} \quad (۶-۲۲)$$

که در آن:

I_b طول آزاد تیر؛

I_b لنگر اینرسی تیر؛

Z اساس مقطع خمیری تیر است.

در مورد تیر پیوند، اگر $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$ باشد مقادیر زاویه‌ی دروان خمیری θ_p از جدول ۶-۱۷ به دست می‌آید.

اما اگر $e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ رفتار تیر کنترل شونده با برش بوده و به شرطی که تیر پیوند حداقل دارای سه سخت

کننده‌ی قائم در جان باشد، مقدار $\theta_{IO} = 0,005$ و θ_{LS} و θ_{CP} برای اعضای اصلی ۰,۰۱۱ و ۰,۰۱۴ و برای اعضای غیر اصلی ۰,۰۱۴ و ۰,۰۱۶ است. در صورت عدم استفاده از سخت‌کننده‌ی قائم، نصف مقادیر مزبور به کار روند. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده‌ی قائم، مقادیر θ_p با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر مربوط به وجود سه سخت‌کننده و عدم وجود سخت‌کننده باید محاسبه شود. برای مقادیر بینابینی e از درون‌یابی خطی برای θ_p استفاده شود.

جدول ۶-۱۷- معیارهای پذیرش برای رفتار خمشی تیر در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده با محورهای متقارب

و تیر پیوند به شرط $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$ در روش‌های غیرخطی

شماره	شرایط	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
		سطح عملکرد IO	سطح عملکرد در سطح کلیدی اعضا	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP
۱	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	6 θ_y	8 θ_y
۲		$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$	(1-0.75A) θ_y	(6-4A) θ_y	(8-5A) θ_y
۳		$\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y
۴	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	(1-0.75B) θ_y	(6-4B) θ_y	(8-5B) θ_y
۵		$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴
۶		$\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y
۷	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	هر مقدار $\frac{h}{t_w}$	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{2180} \quad -1$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{125} \quad -2$$

۶-۳-۳-۲ ارزیابی ستون ها

در یک ستون فولادی، به جز ستون قاب‌های مهاربندی شده‌ی اگر، و نیز در پی شمعی فولادی، نیروی فشاری کنترل شونده توسط نیرو و نیروی برشی کنترل شونده توسط تغییر شکل است. هم چنین اگر $P_{UF}/P_{CL} \leq 0.5$ ، لنگر خمشی نیز کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و در غیر این صورت کنترل شونده توسط نیرو است. نیروی کششی در ستون همواره کنترل شونده توسط تغییر شکل است. در ستون‌های قاب های مهاربندی شده‌ی واگرا همه‌ی تلاش‌ها کنترل شونده توسط نیرو هستند. در عبارت فوق P_{UF} نیروی محوری فشاری موجود در ستون است که از روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ به دست می آید.

ضوابط ارزیابی غیر خطی به شرح زیر است :

۱- در حالتی که نسبت نیروی فشاری از ۰٫۵ بیش تر نیست ($P_{UF}/P_{CL} \leq 0.5$)، خمش در ستون کنترل شونده توسط تغییر شکل است. در این حالت زاویه دوران خمیری حول هر یک از دو محور باید به طور مستقل توسط رابطه ۶-۲۰ الف کنترل شود. زاویه دوران خمیری فابل قبول برای ستون‌ها، در جداول ۶-۱۸ و ۶-۱۹ ارایه شده است. θ_y در این تصاویر از جدول به دست می آید.

۲- در حالت ($P_{UF}/P_{CL} > 0.5$)، خمش در ستون کنترل شونده توسط نیرو بوده و ارزیابی ستون توسط رابطه ۵-۱۵ و ۵-۱۶ دستورالعمل انجام گیرد. P_{UF} و M_{UF} برای به کارگیری در معادلات مزبور باید از روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ محاسبه شود.

۳- در مورد ستون مجاور یک پانل میان قاب هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی 1.4 daN/cm^2 یا بیشتر باشد باید ضابطه‌ی مذکور در بند ۶-۲-۴ در مورد مقاومت‌های محوری و خمشی و نیز برشی ستون رعایت شود.

۴- در صورت کششی بودن ستون با هر نسبتی از نیروی محوری (T_{UD}/T_{CE}) خمش در ستون کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و زاویه‌ی دوران خمیری قابل قبول حول هر محور از جداول ۶-۱۸ و ۶-۱۹ به دست خواهد آمد و علاوه بر این باید تغییر شکل محوری ستون فقط تحت نیروی کششی نیز از رابطه ۶-۲۰ ب کنترل شود. در رابطه‌ی مزبور مقادیر δ_{pa} برای سطح عملکرد IO مساوی $0.25 \Delta_T$ و برای سطوح عملکرد LS و CP در مورد اعضای اصلی در تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده شده به ترتیب $3 \Delta_T$ و $5 \Delta_T$ و در مورد اعضای اصلی و غیر اصلی در سایر تحلیل‌های غیرخطی به ترتیب $6 \Delta_T$ و $7 \Delta_T$ است. Δ_T تغییر شکل محوری نظیر لحظه‌ای است که کل مقطع ستون هم‌زمان به تنش هم زمان به تنش حد تسلیم رسیده باشد. به عبارت دیگر، $\Delta_T = \frac{F_{ye}}{E} I_e$ که در آن F_{ye} تسلیم مورد انتظار و I_e طول آزاد ستون است.

جدول ۶-۱۸- معیارهای پذیرش برای رفتار خمشی تیر در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده هم‌گرا به شرط

$$P/P_{CL} \leq 0.15$$

در روش‌های غیرخطی

ردیف	شرایط	کلیدی اعضا در	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
			سطح عملکرد IO	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد CP
۱	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
۲		$(1-0.75A)\theta_y$	$(6-4A)\theta_y$	$(8-5A)\theta_y$	$(9-6A)\theta_y$	$(11-7A)\theta_y$
۳		$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
۴	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
۵		$(1-0.75B)\theta_y$	$(6-4B)\theta_y$	$(8-5B)\theta_y$	$(9-6B)\theta_y$	$(11-7B)\theta_y$
۶		$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
۷	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}}{1350 \sqrt{F_{ye}}} \quad -۱$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{125 \sqrt{F_{ye}}} \quad -۲$$

جدول ۶-۱۹- معیارهای پذیرش برای ستون در قاب خمشی و قاب مهاربندی شده هم‌گرا به شرط

$$0.15 < P/P_{CL} \leq 0.5$$

اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا در سطح عملکرد IO	شرایط	م.ع.	
سطح عملکرد CP	سطح عملکرد LS	سطح عملکرد CP	سطح عملکرد LS				
$15\beta\theta_y$	$12\beta\theta_y$	$10\beta\theta_y$	$7\beta\theta_y$	$0.25\theta_y$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	۱	
$(7\beta - (7\beta - 0.5)A)\theta_y$	$(7\beta - (7\beta - 0.5)A)\theta_y$	$(10\beta - (10\beta - 0.8)A)\theta_y$	$(7\beta - (7\beta - 0.5)A)\theta_y$	$0.25\theta_y$	$\frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	۲	
$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$	$0.8\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$		
$(7\beta - (7\beta - 0.5)B)\theta_y$	$(7\beta - (7\beta - 0.5)B)\theta_y$	$(10\beta - (10\beta - 0.8)B)\theta_y$	$(7\beta - (7\beta - 0.5)B)\theta_y$	$0.25\theta_y$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	۴	
کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴	$0.25\theta_y$	$\frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	۵	
$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$	$0.8\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$		
$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$	$0.8\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	هر مقدار $\frac{h}{t_w}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	۷

$$\beta = 1 - 1.7 \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \quad -۱$$

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}}{1015} \quad -۲$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{125} \quad -۳$$

۶-۳-۳-۳-۳ ارزیابی اتصال صلب تیر به ستون و چشمه اتصال

اتصال تیر به ستون در برش، کنترل شونده توسط نیرو بوده و اگر مقاومت آن طوری باشد که مفصل خمشی در تیر و در خارج ناحیه‌ی اتصال شکل بگیرد، رفتار آن در خمش هم کنترل شونده توسط نیرو خواهد بود. در مورد اتصال کف ستون هرگاه طول گیرایی میل‌مه‌ار کافی نباشد، رفتار اتصال تحت خمش و نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو است. رفتار اتصال شمع به سر شمع در برابر همه نیروها کنترل شونده توسط نیرو است. در مورد چشمه‌ی اتصال نیز رفتار تحت خمش و برش کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود.

ارزیابی اتصال تیر - ستون و چشمه‌ی اتصال وقتی این اجزا به طور صریح در مدل‌سازی سازه در نظر گرفته شده باشند با استفاده از نیروهای داخلی حاصل شده در آن‌ها امکان‌پذیر است. در غیر این صورت باید از نیروهای انتهایی تیرها بدین منظور استفاده نمود.

بنابراین در مورد اتصال تیر - ستون، نیروی برشی (و بسته به مورد لنگر خمشی) حاصل از روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ توسط رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی شده و دوران خمیری هرگاه خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل باشد، توسط رابطه‌ی ۶-۲۰ ارزیابی خواهد شد. در چشمه‌ی اتصال نیز میزان دوران خمیری کنترل می‌شود. جدول ۶-۲۰- زاویه‌ی دوران خمیری قابل قبول (θ_{pa}) برای ارزیابی اتصال صلب تیر به ستون و چشمه‌ی اتصال

روش تحلیل، نوع عضو و سطح عملکرد		IO		اعضای اصلی، تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده شده		همه اعضا، سایر تحلیل‌های غیرخطی	
		CP	LS	CP	LS	CP	LS
اتصال مستقیم		0.0128-0.00012d	0.0327-0.00035d	0.0284-0.00016d	0.0323-0.0002d	0.043-0.00024d	CP
ماهیچه جوش شده به اتصال مستقیم با دال		0.0065	0.0172	0.0238	0.027	0.036	LS
ماهیچه جوش شده به اتصال مستقیم بدون دال		0.0045	0.0119	0.0152	0.0180	0.023	LS
ورق جوش شده به اتصال مستقیم		0.014-0.00012d	0.0319-0.00024d	0.0426-0.00031	0.042-0.00031	0.05-0.00043d	CP
اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان پیچ شده		0.0053-0.00004	0.0139-0.00008d	0.021-0.00012d	0.0375-0.0002d	0.05-0.00024d	CP
اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان جوش شده		0.0103	0.0312	0.041	0.041	0.054	LS
بال جدا شده از جان		0.0168-0.00012d	0.0509-0.00035d	0.067-0.00047d	0.0705-0.00047d	0.094-0.00063d	CP
تیر با مقطع کاهش یافته		0.0125-0.00004d	0.038-0.00008d	0.05-0.00012d	0.0525-0.0008d	0.07-0.00012	CP
ورق اتصال بال جوش شده	الف: در مقطع خالص ورق	0.0075	0.0228	0.03	0.045	0.6	LS
	ب: دیگر حالات حدی	رفتار کنترل شونده توسط نیرو					
اتصال ماهیچه‌ای بال پائین		0.0068	0.0205	0.027	0.0353	0.047	LS
اتصال ماهیچه‌ای بال بالا و پایین		0.007	0.0213	0.028	0.036	0.048	LS
اتصال با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون		0.0078	0.0177	0.0236	0.0233	0.031	LS
چشمه‌ی اتصال		θ_y	$8\theta_y$	$11\theta_y$	$12\theta_y$	$12\theta_y$	LS

برای ارزیابی اتصالات صلب، در معادله ۶-۲۰ به جای θ_{pa} باید از θ'_{pa} استفاده شود که از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\theta'_{pa} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \theta_{pa} \quad (۶-۲۳)$$

در مورد اتصالات نیمه صلب $\theta'_{pa} = \theta_{pa}$ در نظر گرفته شده و θ_{pa} از جدول ۶-۲۰ حاصل می‌شود.
الف- ضریب اصلاح β_1 ، اثرات ورق پیوستگی
ضریب اصلاح، β_1 ، که اثرات ورق پیوستگی را نشان می‌دهد، با استفاده از جدول ۶-۲۱ تعیین می‌شود.
جدول ۶-۲۱- ضریب اصلاح، β_1

اثر بال ستون و تیر	اثر ورق پیوستگی	β_1
$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$	با یا بدون ورق	1.0
$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$	$t \geq \frac{t_{bf}}{2}$	1.0
	$t < \frac{t_{bf}}{2}$	0.8
$t_{cf} < \frac{t_{bf}}{7}$	$t \geq t_{bf}$	1.0
	$t < t_{bf}$	0.8

که در جدول فوق:

b_{bf} عرض بال تیر؛

t_{cf} ضخامت بال ستون؛

t ضخامت ورق پیوستگی؛

t_{bf} ضخامت بال تیر است.

ب- ضریب اصلاح، β_2 ، اثرات چشمه‌ی اتصال

در صورتی که $0.6 \leq \frac{V_{PZ}}{V_y} \leq 0.9$ باشد، β_2 برابر واحد و در غیر این صورت برابر ۰٫۸ است. V_y و V_{PZ} از روابط

۶-۱۵ و ۶-۱۶ به دست می‌آیند.

پ- ضریب اصلاح، β_3 ، اثر نسبت دهانه به ارتفاع مقطع تیر

هرگاه نسبت دهانه‌ی آزاد به ارتفاع مقطع تیر، L/d ، کوچک‌تر از ۸ باشد، β_3 مساوی $\frac{L/d-2}{6}$ بوده و در غیر این صورت برابر با یک است.

ت- ضریب اصلاح، β_4 ، اثر لاغری بال و جان تیر

ضریب اصلاح، β_4 ، براساس جدول ۶-۲۲ تعیین می‌شود.

جدول ۶-۲۲- مقادیر ضریب اصلاح، 4β

ردیف	شرایط	4β
۱	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$
۲		$\frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$
۳		$\frac{h}{t_w} > \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$
۴	$\frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$
۵		کوچک‌ترین مقدار حاصل از ردیف‌های ۲ و ۴
۶		$\frac{h}{t_w} > \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$
۷		هر مقدار $\frac{h}{t_w}$

$$A = \frac{\frac{h}{t_w} - \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{2180}{\sqrt{F_{ye}}}}$$

$$B = \frac{\frac{b_f}{2t_f} - \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{125}{\sqrt{F_{ye}}}}$$

یادآوری ۱- ورق جان یا تکیه‌گاه با سخت‌کننده، برای تحمل برش بررسی می‌گردد. در صورت عدم وجود اتصال برشی تلاش‌ها باید با زوایای دوران برای اصلی در تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده شده ارزیابی گردند. هرگاه ارتفاع مقطع تیر، d_b ، بیش از ۴۵ سانتی‌متر باشد، مقادیر زوایای دوران خمیری در جدول فوق باید در عدد $45/d_b$ ضرب گردند.

یادآوری ۲- برای پیچ‌های با مقاومت بالا باید اعداد داده شده در جدول نصف گردند.

یادآوری ۳- d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها نسبت به لبه بالایی مقطع تیر بر حسب سانتی‌متر است.

۶-۳-۳-۴- ارزیابی دیافراگم و چشمه ی اتصال دال-ستون

برای نحوه‌ی مدل‌سازی و تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های مربوط در دیافراگم‌ها، مشابه بند ۶-۲-۳- عمل می‌شود. با این تفاوت که برای ارزیابی تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل از رابطه‌ی ۶-۲۰ و برای ارزیابی تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو از رابطه‌ی ۶-۲۱ استفاده می‌شود.

رفتار کلیه‌ی انواع دیافراگم تحت برش قائم کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. تحت سایر تلاش‌های نام برده، دیافراگم بتنی پیش‌ساخته‌ی بدون رویه‌ی بتنی درجا و دیافراگم طاق ضریبی کنترل شونده توسط نیرو و بقیه‌ی انواع دیافراگم، کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند. یعنی ایجاد تغییر شکل‌های

خمیری در آن‌ها مجاز است. اگر اتصالات دیافراگم به اجزای قاب‌ها یا دیوارها ضعیف‌ترین بخش دیافراگم باشند و به عبارت دیگر تغییر شکل خمیری در دال از اتصالات آن شروع شود، دیافراگم مزبور تحت اثر همه‌ی تلاش‌ها کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و نباید دچار تغییر شکل خمیری شود. در ادامه ضوابط خاص ارزیابی غیرخطی هر یک از انواع دیافراگم ذکر می‌شود.

الف- ارزیابی دیافراگم بتنی درجا، دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه‌ی درجا و چشمه‌ی اتصال دال-ستون

در این مورد به بخش سازه‌های بتنی راهنما مراجعه شود.

ب- ارزیابی دیافراگم ورق فولادی (با یا بدون بتنی رویه‌ی درجا) و دیافراگم خرپایی فولادی

هرگاه اتصالات دیافراگم از اعضای متصل قوی‌تر باشند، دیافراگم‌های فولادی مورد بحث در این بند تحت اثر همه‌ی تلاش‌ها به جز برش قائم کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شده و باید با رابطه‌ی ۶-۲۰ مورد ارزیابی قرار گیرند. در غیر این صورت دیافراگم فولادی کنترل شونده توسط نیرو فرض شده و باید با رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی شود.

دیافراگم ورق فولادی در حالتی که کنترل شونده توسط تغییر شکل است باید از نقطه‌ی نظر تغییر مکان نسبی افقی دو لبه‌ی مقابل آن مانند یک دیوار برشی فولادی بند ۶-۳-۳-۵ مورد ارزیابی قرار گیرد. دیافراگم ورق بتنی با بتن رویه‌ی درجا در هر حال و بدون بتنی رویه در اغلب حالات با توجه به تیرهای که آن‌را به پانل‌های مختلف تقسیم می‌کنند مشابه با دیوار برشی فولادی سخت‌شده ارزیابی می‌شود.

این دیافراگم در حالتی که کنترل شونده توسط نیرو است در برش و با رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی می‌شود. کلیه‌ی اعضای دیافراگم خرپایی فولادی هنگامی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند مشابه با مهاربندی فولادی همگرا بند ۶-۳-۳-۵ ارزیابی می‌شوند و در غیر این صورت تحت نیروی کششی یا فشاری و با رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی می‌شوند.

ج- ارزیابی اجزای دیافراگم

در این مورد مشابه بند ۶-۲-۳-۴ در ارزیابی خطی عمل می‌شود.

۶-۳-۳-۵ ارزیابی مهاربند و دیوار برشی فولادی

الف- ارزیابی مهاربند هم‌گرا

مهاربندهای هم‌گرا در کشش و فشار کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شده و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۲۰-ب و مقادیر ارایه شده در جدول ۶-۲۳ ارزیابی می‌شوند. اتصالات این مهاربندها تحت کلیه تلاش‌ها کنترل شونده توسط نیرو فرض شده و طبق رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی می‌شوند.

در مورد مهاربندهای مرکب، فاصله‌ی طولی بست‌های اتصال باید طوری باشد که بزرگ‌ترین نسبت لاغری هر یک از پروفیل‌های مهاربند مرکب از 0.4 نسبت لاغری کوچک‌تر در کل مهاربند به‌عنوان یک عضو یک‌پارچه تجاوز نماید. مقاومت محوری بست‌های اتصال در مهاربندهای فشاری نباید از کوچک‌ترین مقاومت محوری فشاری تک پروفیل‌های مقطع مرکب کم‌تر باشد.

جدول ۶-۲۳- مقادیر تغییر طول محوری خمیری و زوایای دوران خمیری برای ارزیابی مهاربند هم‌گرا و دیوار برشی فولادی

اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا	نوع عضو	
CP	LS	CP	LS	IO		
8Δ _c	7Δ _c	7Δ _c	5Δ _c	0.25Δ _c	الف: زوج نبشی- کمانش داخل صفحه ب: زوج نبشی- کمانش خارج صفحه پ: مقطع Z یا I ت: زوج ناودانی کمانش داخل صفحه ث: زوج ناودانی کمانش خارج صفحه ج: مقاطع تو خالی پر شده با بتن	مهاربند فشاری
7Δ _c	6Δ _c	6Δ _c	4Δ _c	0.25Δ _c		
8Δ _c	7Δ _c	7Δ _c	5Δ _c	0.25Δ _c		
8Δ _c	7Δ _c	7Δ _c	5Δ _c	0.25Δ _c		
7Δ _c	6Δ _c	6Δ _c	4Δ _c	0.25Δ _c		
7Δ _c	6Δ _c	6Δ _c	4Δ _c	0.25Δ _c		
7Δ _c	6Δ _c	6Δ _c	4Δ _c	0.25Δ _c	ج: مقطع قوطی (نورد سرد)	
3Δ _c	2Δ _c	2Δ _c	1Δ _c	0.25Δ _c		
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه شود.				$\frac{750}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_{ye}}}$:۳		
8Δ _c	5Δ _c	6Δ _c	4Δ _c	0.25Δ _c	ح: مقاطع لوله‌ای شکل	
3Δ _c	2Δ _c	2Δ _c	1Δ _c	0.25Δ _c		
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه شود.				$\frac{105 \times 10^3}{F_{ye}} < \frac{d}{t} < \frac{421 \times 10^3}{F_{ye}}$:۳		
13Δ _c	11Δ _c	9Δ _c	7Δ _c	0.25Δ _c	مهاربند کششی	
15θ _c	13θ _c	13θ _c	10θ _c	0.5θ _c	دیوار برشی فولادی سخت‌شده	

ب- ارزیابی مهاربند واگرا

اعضای مهاربندی واگرا تحت کلیه تلاش‌ها کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و با رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی می‌شوند. این ارزیابی با توجه به ترکیبات نتایج در روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ باید هم در فشار و هم در کشش انجام گیرد. مقاومت مهاربند واگرا باید حداقل ۲۵٪ بیش‌تر از مقاومت نظیر تیر پیوند باشد تا جاری شدن تیر پیوند بدون کمانش مهاربند صورت گیرد.

ج- ارزیابی دیوار برشی فولادی

رفتار دیوار برشی فولادی در برش کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود. با توجه به توضیحات بند ۴-۳-۳-۷ دیوار برشی فولادی سخت‌شده به صورت نوارهای کششی-فشاری و دیوار برشی فولادی سخت‌نشده به صورت نوارهای فقط کششی مدل می‌شود. بنابراین ارزیابی دیوار برشی فولادی شامل ارزیابی نوارهای مزبور در کشش یا فشار خواهد بود.

ارزیابی هر یک از نوارهای دیوار برشی فولادی سخت‌شده در کشش یا فشار یکسان بوده و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۲۰-الف انجام می‌شود. مقادیر θ_{Pa} مربوط در جدول ۶-۲۳ ارایه شده است. ارزیابی نوارهای دیوار

برشی فولادی سخت‌نشده در کشش و طبق رابطه‌ی ۶-۲۰-ب انجام می‌گیرد. مقادیر δ_{Pa} مربوط مساوی با مقادیر نظیر در مورد مهاربندی کششی خواهد بود.

۶-۳-۳-۶ ارزیابی دیوار برشی بتنی و دیوار میانقاب

ضوابط ارزیابی دیوار برشی بتنی در بند ۴-۳-۳-۵ بخش سازه‌های بتنی راهنمای دستورالعمل ذکر شده است.

در ارزیابی میانقاب‌ها باید دقت کرد که میانقاب‌ها در اثر بار جانبی در صفحه‌ی خود تحت برش قرار می‌گیرند و به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل رفتار می‌نمایند. در ابتدای حرکت جانبی وقتی هنوز تغییر شکل‌ها کوچک هستند، میانقاب با قاب پیرامونی به صورت یک پارچه عمل نموده و رفتار آن مشابه یک دیوار برشی در برش و خمش خواهد بود. در میانقاب بنایی خیلی زود رفتار میانقاب و قاب از هم جدا شده و میانقاب فقط تحت برش افقی قرار خواهد داشت در حالی که در میانقاب بتنی این جدایی رفتار دیرتر اتفاق می‌افتد.

بر این اساس ارزیابی میانقاب بنایی در صفحه‌ی خود فقط در برش و در برابر مولفه‌ی افقی نیروی فشاری دستک معادل آن که طبق بند ۴-۳-۳-۸ و با استفاده از روش‌های تحلیلی بند ۵ به دست می‌آید، انجام می‌شود. رابطه مورد استفاده، رابطه ۶-۲۰-ب است که کرنش‌های قابل قبول مربوط به آن از جدول ۶-۲۴ تعیین می‌شود. چون سطح عملکرد سازه‌ای LS معادل سطح عملکرد آستانه‌ای فروریزش برای میانقاب است، مقادیر کرنش برشی میانقاب برای سطح عملکرد سازه‌ای آستانه‌ی فروریزش معنایی نداشته و در جدول ۶-۲۴ ارایه نشده است.

در راستای عمود بر صفحه، میانقاب بنایی باید بتواند نیروی F_p طبق تعریف بند ۵-۸-۶ را به صورت کنترل شونده توسط نیرو تحمل نماید. مقاومت دیوار بنایی در راستای عمود بر صفحه طبق بند ۷-۸-۳-۲ دستورالعمل تعیین می‌شود.

در مورد میانقاب‌های بتنی اگر بارگذاری جانبی در حدی باشد که تغییر شکل‌ها نسبت به تغییر شکل‌های آستانه‌ی فروریزش قاب و میانقاب نسبتاً کوچک باشند، می‌توان این دو را به صورت یک دیوار برشی بتنی یک پارچه در نظر گرفت. در این صورت ارزیابی میانقاب بتنی در صفحه خود مشابه با دیوار برشی بتنی طبق جدول ۴-۲۰ راهنمای ساختمان‌های بتنی و به صورت خمشی صورت خواهد گرفت. برای تغییر مکان‌های بیشتر ارزیابی میانقاب بتنی عیناً مشابه ستون‌های بتنی فشاری مجاور میانقاب و با استفاده از جدول ۴-۱۷ راهنمای ساختمان‌های بتنی خواهد بود.

جدول ۶-۲۴- مقادیر کرنش برشی برای ارزیابی دیوار میان قاب بنایی

کرنش برشی	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$
LS		
۰/۰۰۴	۰/۵	$\beta < 0.7$
۰/۰۰۳	۱/۰	
۰/۰۰۲	۲/۰	
۰/۰۰۸	۰/۵	$0.7 \leq \beta < 1.3$
۰/۰۰۶	۱/۰	
۰/۰۰۴	۲/۰	
۰/۰۱۱	۰/۵	$\beta \geq 1.3$
۰/۰۰۹	۱/۰	
۰/۰۰۷	۲/۰	

۶-۳-۳-۷ ارزیابی اتصال و اجزای کوچک سازه‌های چند بخشی

طبق بند ۵-۸-۷ در صورتی که ساختمان‌های چند بخشی به هم بسته شوند، باید با هم مدل‌سازی و تحلیل شوند. ولی در هر صورت نیروهای حاصل نباید از مقادیر حاصل از روابط ۵-۲۰ و ۵-۲۱ کم‌تر در نظر گرفته شوند. اتصالات بین سازه‌ها و اجزای کوچک متصل باید برای نیروهای مزبور به صورت کنترل شونده توسط نیرو و با استفاده از رابطه ۶-۲۱ ارزیابی شوند.

۶-۳-۳-۸ ارزیابی پی

ارزیابی پی‌های ساختمان در مطالعات بهسازی لرزه‌ای شامل سه مرحله است:

- ۱- کنترل برکنش؛
- ۲- کنترل ظرفیت باربری؛
- ۳- ارزیابی اجزای سازه‌ای پی؛

الف - کنترل بر کنش

در ارزیابی غیر خطی باید رفتار پی‌ها در کشش در منحنی رفتاری در منحنی رفتاری آن‌ها، پیش‌بینی شده باشد. در این صورت اگر پی به کشش بیفتد، اثر آن روی رفتار سازه و پی خودبه‌خود در نظر گرفته شده و نیازی به کنترل جداگانه نخواهد بود.

ب- کنترل ظرفیت باربری

کنترل ظرفیت باربری پی تنها در صورتی لازم است که پی‌ها در مدل سازه حضور نداشته و به عبارتی تکیه گاه سازه صلب فرض شده و از فنرها استفاده نشده باشد. ظرفیت باربری پی در ارزیابی غیرخطی کنترل شونده توسط نیرو فرض شده و با استفاده از رابطه‌ی ۶-۲۱ ارزیابی می‌شود. ظرفیت باربری پی Q_{CL} برای استفاده در رابطه مزبور طبق جداول ۶-۱۲ تا ۶-۱۴ محاسبه می‌شود.

استفاده از رابطه‌ی ۶-۲۱ می‌تواند ابتدا برای کنترل ظرفیت باربری جانبی پی در مقابل نیروی برشی پای ستون یا دیوار انجام گیرد.

در مورد پی‌های سطحی، در مرحله‌ی بعد ظرفیت لنگری پی در مقابل لنگر خمشی پای ستون یا دیوار، حول هر یک از دو محور افقی به‌طور جداگانه ارزیابی می‌شود. در این حالت Q_{CL} برابر لنگر M_C که در جدول ۶-۱۲ تحت عنوان ظرفیت باربری خمشی ذکر شده، خواهد بود. در صورت مفصلی بودن پای ستون، به جای ظرفیت لنگری، باربری فشاری (قائم) با استفاده از رابطه ۶-۲۱ و جدول ۶-۱۲ ارزیابی می‌شود. در مورد پی‌های شمعی نیز به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری باید کنترل شود. نیروی محوری فشاری شمع در این حالت با استفاده از رابطه ۶-۲۴ تعیین می‌شود.

$$P_{UFi} = A_i \left(\frac{P_{UF}}{\sum_{i=1}^n A_i} + \frac{|M_{UFx} y_i|}{I_x} + \frac{|M_{UFy} x_i|}{I_y} \right) \quad (۶-۲۴)$$

که در آن :

P_{UFi} نیروی محوری فشاری شمع؛ A_i سطح مقطع شمع؛
 x_i و y_i : فاصله‌ی مرکز شمع از محورهای چرخش گروه شمع گذرنده از مرکز سطح گروه شمع؛
 I_x و I_y : لنگرهای اینرسی گروه شمع حول محورهای چرخش آن؛
 n تعداد شمع‌ها؛

P_{UF} نیروی محوری فشاری در پای ستون یا دیوار متکی بر گروه شمع؛
 M_{UFx} و M_{UFy} لنگرهای خمشی حول محورهای چرخش در همان نقطه است.

ج- ارزیابی اجزای سازه‌ای پی

ارزیابی اجزای سازه‌ای پی‌های سطحی شامل کنترل پی بتنی منفرد، نواری یا گسترده در مقابل برش و خمش حاصل از نیروهای وارده از سازه در تراز روی پی است. تلاش‌های وارده کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و از روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ محاسبه می‌شوند. رابطه‌ی ۶-۲۱ نیز برای ارزیابی پی در این حالت به‌کار برده می‌شود که در آن Q_{UF} یک‌بار برابر برش حداکثر در مقاطع پی تحت اثر توزیع تنش قائم در زیر پی بوده و بار دیگر برابر لنگر خواهد بود. حداکثر مقدار تنش قائم خاک در هر نقطه در زیر پی باید به q_c ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی، محدود شود.

در مورد پی‌های عمیق (شمعی)، کفایت مقطع شمع در مقابل نیروی کششی محاسبه شده طبق بند ۶-۲-۳ یا نیروی فشاری حاصل از رابطه‌ی ۶-۲۴ توأم با لنگرهای خمشی ناشی از برش باید همانند یک ستون ارزیابی شود. لنگرهای خمشی در مقاطع شمع با اعمال نیروی برشی وارده در راس شمع و مدل سازی شمع با استفاده از فنرهای افقی خاک بر مبنای مدول عکس‌العمل خاک قابل محاسبه است. طول مهار نشده ی شمع را می‌توان در زمین غیر روان‌گرا برابر صفر در نظر گرفت. اتصال شمع فولادی به سرشمع کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شود.

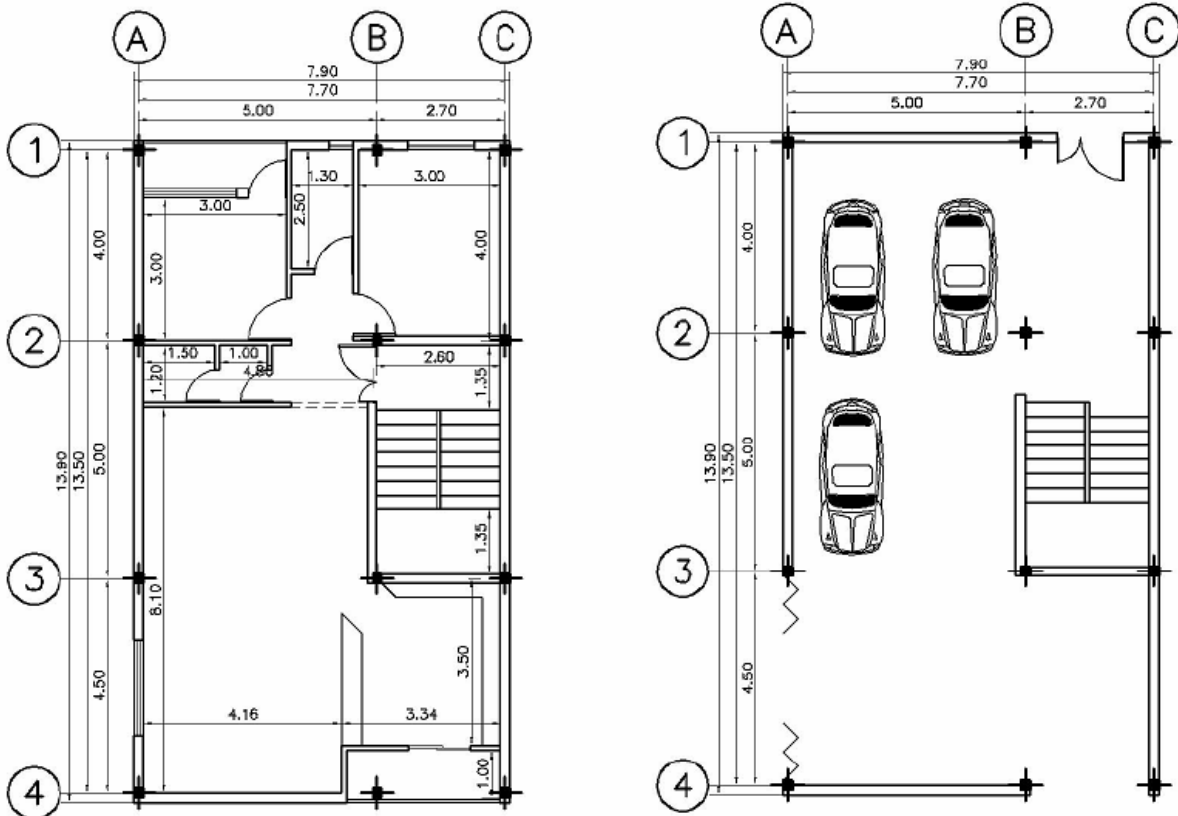
۹-۳-۳-۶ ارزیابی اجزای غیر سازه ای

در صورتی که طبق جداول ۱-۹ و ۲-۹ دستورالعمل لازم باشد که عضو غیر سازه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد، نیروها و تغییر مکان‌های لازم طبق بند ۵-۸-۸ محاسبه می‌شوند. اگر عضو غیر سازه‌ای در مدل سازه وارد شده باشد، نیروها و تغییر مکان‌های مربوط، از تحلیل غیرخطی سازه به دست آمده و مستقیماً در ارزیابی عضو به کار می‌روند. مدل رفتاری عضو سازه‌ای می‌تواند به صورت یکی از مدل‌های رفتاری شکل ۴-۱۳ انتخاب شود و براساس کنترل شونده‌گی تلاش‌های آن توسط نیرو یا تغییر شکل، ارزیابی شود. در صورتی که عضو غیر سازه‌ای حساس به تغییر شکل باشد، حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی آن نباید از اعداد ذکر شده در جدول ۶-۱۵ بیش‌تر شود. برای سایر جزییات به بند ۶-۲-۳-۹ رجوع شود.

۷ مثال ساختمان سه طبقه فولادی

۱-۷ تعریف مثال

مثال انتخاب شده در این بخش یک ساختمان ۳ طبقه فولادی با کاربری مسکونی است. موقعیت این ساختمان در شهر اصفهان و خاک منطقه طبق استاندارد بند ۲-۱ از نوع III است. ابعاد کلی پلان $(۷/۹ \times ۱۳/۹)$ متر و مساحت زیر بنا $۳۲۹/۴$ متر مربع است. پلان معماری اولیه این ساختمان در شکل ۱-۷ نشان داده شده است. نقشه‌های سازه‌ای موجود نیز در بند ۷-۲۱ ارایه شده است.



شکل ۱-۷- پلان‌های معماری اولیه ساختمان

۲-۷- بازرسی وضعیت موجود ساختمان و بررسی اطلاعات و مدارک

در این مرحله وضعیت موجود ساختمان از نظر ظاهری، کیفیت نگهداری در دوران بهره برداری، امکان عملیات بهسازی احتمالی، شرایط ابنیه‌ی مجاور و شرایط زمین ساختگاه (جنس خاک، سطح آب زیرزمینی، شیب زمین و وجود شیروانی و غیره بررسی شده است. هم‌چنین کلیه‌ی مدارک فنی و مستندات طراحی جمع‌آوری و طبقه‌بندی شده و وضعیت ساختمان به لحاظ موقعیت جغرافیایی، لرزه‌خیزی، کاربری، هندسه و پیکربندی مشخص گردیده است. در ادامه براساس بررسی‌های انجام شده چک‌لیست‌های شناخت وضعیت موجود ساختمان تکمیل و ارایه شده است.

۷-۲-۱ چک لیست شماره ی یک- بازدید محلی

۱- آدرس ساختمان:

۲- طول و عرض جغرافیایی در ورودی اصلی ساختمان:

۳- کروکی موقعیت زمین و ساختمان:

۴- آیا تجهیزات هشداردهنده ی دود و نشت گاز در ساختمان وجود دارد؟

خیر ■ بله ، وضعیت تجهیزات هشداردهنده ی دود و نشت گاز؛

۵- آیا تجهیزات آتش نشانی در ساختمان وجود دارد؟

خیر ■ بله ، وضعیت تجهیزات آتش نشانی: سالم و به صورت غیر خودکار است

۶- آیا رویه ی مقاوم در برابر آتش بر روی اعضای سازه ای وجود دارد؟

خیر ■ بله ، جنس و وضعیت رویه ی مقاوم در برابر آتش؛

۷- آیا تغییرات در پلان معماری اولیه وجود دارد؟

خیر ■ بله ، شرح تغییرات در پلان معماری؛

۸- آیا بخش جدیدی به سازه ی موجود اضافه شده است؟

خیر ■ بله ، شرح بخش های جدید اضافه شده؛

۹- وضعیت توپوگرافی منطقه:

ساختمان واقع بر خط الراس با سراشیبی تند □ ساختمان واقع بر خط القعر و نواحی پست

ساختمان در مجاورت خاکریزی یا خاکبرداری □ ساختمان بر روی زمین با شیب تند ■

۱۰- آیا احتمال دارد ساختمان بر روی خاک دستی احداث گردیده باشد؟ خیر ■ بله □

۱۱- آیا سابقه ی روانگرایی در منطقه دیده شده است؟ خیر ■ بله □

۱۲- آیا احتمال روانگرایی در منطقه وجود دارد؟ خیر ■ بله □

۱۳- آیا سابقه ی زمین لغزش در منطقه دیده شده است؟ خیر □ بله ■

۱۴- آیا احتمال زمین لغزش در منطقه وجود دارد؟ خیر ■ بله ■

۱۵- آیا در نزدیکی ساختمان تونل، حفره های بزرگ و یا قنات وجود دارد؟

خیر ■ بله ، فاصله از ساختمان:

۱۶- آیا از نزدیکی ساختمان خط مترو عبور می کند؟

خیر ■ بله ، فاصله از ساختمان:

۱۷- آیا ساختمان در محدوده یا مسیر قنات قرار گرفته است؟ خیر ■ بله □

۱۸- آیا ساختمان در مسیل ساخته شده است؟ خیر ■ بله □

۱۹- ویژگی های اصلی و قابل توجه خاک: ماسه لای دار با تراکم متوسط

۲۰- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و سطح آب زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده محلی

مانند گودبرداری های اطراف چگونه است؟ تراز آب زیرزمینی در عمق بیش از ۲۰ متر قرار دارد.

۲۱- امکان انجام عملیات بهسازی در ساختمان در زمان‌های مختلف چگونه است؟ عملیات باید در طول روز انجام شود.

۲۲- آیا محوطه‌ی لازم برای انجام عملیات بهسازی و فضای لازم برای استقرار ماشین آلات موجود است؟ خیر

۲۳- آیا ساختمان‌های مجاور مانعی در راه انجام عملیات بهسازی ایجاد می‌کنند؟ خیر

۲۴- وضعیت ساختمان‌های مجاور:

وجوه ساختمان	مجاورت ندارد	مجاورت دارد (فاصله و اختلاف تراز طبقات بین دو ساختمان)
وجه شرقی	<input type="checkbox"/>	■: درز انقطاع رعایت شده است. ارتفاع و تراز طرقات یکسان است.
وجه غربی	■	<input type="checkbox"/> :
وجه شمالی	■	<input type="checkbox"/> :
وجه جنوبی	■	<input type="checkbox"/> :

۲۵- شناسایی وضعیت اجزای مشترک با ساختمان مجاور

نوع اشتراک	توضیح
<input type="checkbox"/> ستون مشترک	
<input type="checkbox"/> تیر مشترک	
<input type="checkbox"/> سقف مشترک	
<input type="checkbox"/> پله‌ی مشترک	
<input type="checkbox"/> دیوار مشترک	
<input type="checkbox"/> سایر	

۲۶- بررسی احتمال آسیب ناشی از ساختمان مجاور:

نوع خطر آسیب‌دیدگی	توضیح (محل و نوع)
■ سقوط اجزای سست	
<input type="checkbox"/> انفجار	
<input type="checkbox"/> آتش‌سوزی	
<input type="checkbox"/> نشست مواد شیمیایی	
<input type="checkbox"/> سایر	

۲۷- کیفیت نگهداری از ساختمان در طول بهره‌برداری:

وضعیت خوردگی یا زنگ‌زدگی در اجزای سازه‌ای وجود فرسودگی در اجزای غیرسازه‌ای

۲۸- نوع پوشش اجزای سازه‌ای چگونه است؟ کیفیت ظاهری مناسب به نظر می‌رسد.

۲۹- آیا ساختمان دارای آسانسور است؟ تعداد و ظرفیت آن ذکر شود؟ خیر

۳۰- فهرست اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ضمیمه شود.

۷-۲-۲ چک لیست شماره‌ی دو- بررسی مدارک موجود

۱- موقعیت ساختمان:

استان	شهرستان	شهر	منطقه‌ی شهرداری	منطقه از نظر پهنه‌بندی خطر زلزله براساس استاندارد بند ۱-۲
اصفهان	اصفهان	اصفهان	۱	III

۲- تاریخچه‌ی ساختمان:

سال طراحی سازه: ۱۳۷۰ سال شروع ساخت: ۱۳۷۰ سال بهره‌برداری: ۱۳۷۲

۳- عوامل ساخت:

کارفرما: مشاور:
پیمانکار: بهره‌بردار:

۴- مشخصات طبقات ساختمان:

طبقه	زیربنای طبقه	ارتفاع طبقه	تعداد ساکنین	کاربری طبقه	موارد خاص	توضیحات
۳	۱۰۹/۸	۳/۲	۴	مسکونی		
۲	۱۰۹/۸	۳/۲	۶	مسکونی		
۱	۱۰۹/۸	۴/۰	-	پارکینگ		
جمع						

۵- سطح کل زمین: ۱۵۰ مترمربع

۶- کاربری ساختمان:

کاربری فعلی: مسکونی کاربری قبلی: مسکونی

۷- اسناد و مدارک موجود:

اسناد و مدارک موجود			
اسناد و مدارک ^۱	موجود نیست	موجود است	
		کامل است	ناقص است (موارد نقص)
نقشه‌های معماری			
- پلان معماری طبقات	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- مقاطع ساختمان	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- نماها	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- نقشه‌ی محوطه‌ی ساختمان	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- پلان جانمایی سقف‌های کاذب	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
جزئیات معماری			
- سقف‌های سازه‌ای و کاذب	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- دیوارهای پیرامونی	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- دیوارهای تیغه‌بندی	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- پله‌ها	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
- نماها	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>
نقشه‌های سازه‌ای	■	<input type="checkbox"/>	: <input type="checkbox"/>

اسناد و مدارک موجود			
موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک ^۱
کامل است	ناقص است (موارد نقص)		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان تیرریزی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان ستون گذاری
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- قابها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان جانمایی مهاربند یا دیوار برشی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان پی
جزئیات سازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع تیرها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع ستونها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع مهاربندها یا دیوار برشی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصالات تیر به ستون
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصالات مهاربندها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات وصله‌ی ستونها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات صفحه‌ستون و میل مهارها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصال ستون به صفحه‌ستون
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات آرماتور گذاری پی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات سازه‌ای پله‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اجرایی سقفها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصال میان قابها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصال نما به سازه
جزئیات غیر سازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- نقشه‌های تاسیساتی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- دفترچه‌ی محاسبات
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- دستور کارها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- صورتجلسه‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- فهرست نواقص تحویل موقت و صورتجلسه-های رفع آنها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- گزارش‌های ژئوتکتیک
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- گزارش‌های تحلیل خطر ساختگاه
گزارش آزمون مصالح			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- فولادی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- بتن
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- میلگرد

در صورتی که هر گونه مرمت یا بازسازی در ساختمان صورت گرفته است، لازم است مدارک مرتبط برای تعیین نواقص، مطابق با چک‌لیست فوق کنترل شوند.

۸- سیستم سازه‌ای ساختمان:

قاب‌های فولادی با میان-قاب	قاب‌های با اتصالات خرجینی	دیوار برشی فولادی	مهاربندی		قاب خمشی	سیستم سازه‌ای
			واگرا	هم‌گرا		امتداد
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	امتداد اصلی اول
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	امتداد اصلی دوم (متعامد)

۹- اجزای سازه‌ای:

۹-۱- دیوارهای سازه‌ای:

دیوار برشی بتنی معمولی دیوار برشی بتنی هم‌بند

دیوار برشی فولادی سایر

۹-۲- پی‌ها:

منفرد نواری گسترده عمیق سایر

۹-۳- نوع دیافراگم:

تیرچه بلوک مهاربندی فولادی افقی

دال بتنی کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای

دال و تیرچه بتنی کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای

طاق ضربی کف فلزی بدون پوشش

مرکب سایر

۱۰- میان‌قاب‌ها:

۱۰-۱- نوع مصالح میان‌قاب:

۱۰-۲- میان‌قاب‌های موجود در ساختمان کدام‌یک از شرایط زیر را ارضا می‌کنند:

میان‌قاب جداشده: میان‌قابی که در بالا و اطراف خود داری درزهایی با قاب است به طوری که وقوع حداکثر

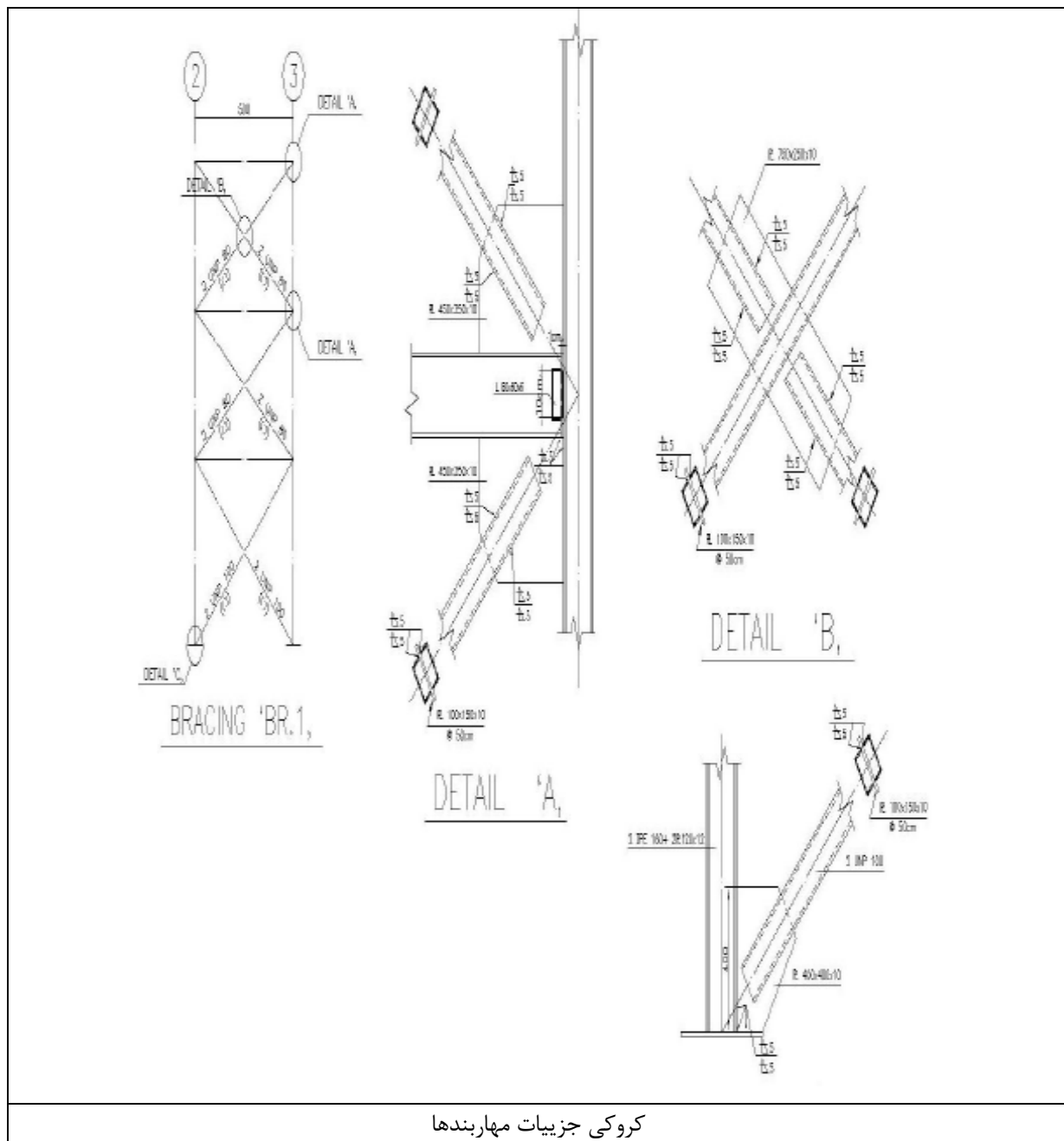
تغییرشکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد.

میان‌قاب برشی : میان‌قاب در هر چهارطرف به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس است.

۷-۲-۳ چک لیست شماره‌ی سه - سونداژ

۱- سونداژ جزئیات مهاربندها

ردیف	جزئیات مهاربندها	برداشت شد	برداشت نشد
۱	نوع مهاربندها	■	□
۲	نوع پروفیل و ابعاد مقطع آن	■	□
۳	ضخامت و ابعاد ورق‌های اتصال (در صورت وجود)	■	□
۴	بعد و طول جوش‌ها و فواصل آن‌ها	■	□
۵	فواصل لقمه‌ها یا بست‌ها	■	□



۷-۲-۴ چک لیست شماره‌ی چهار - ارزیابی کیفی

صفحه ۱ از ۴	چک لیست ارزیابی کیفی		
۱- ارزیابی کلی سازه			
۱- آیا مسیرهای انتقال بار ثقلی تا روی پی ادامه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۲- آیا مسیرهای انتقال بار جانبی تا روی پی ادامه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۳- درز انقطاع با ساختمان‌های مجاور:	<input checked="" type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> کم‌تر از مقدار مجاز	<input type="checkbox"/> بیش‌تر از مقدار مجاز
۴- اجزای سازه‌ای مشترک بین ساختمان‌های مجاور	<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input checked="" type="checkbox"/> وجود ندارد	
۵- آیا احتمال بروز آسیب ناشی از ساختمان‌های مجاور وجود دارد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> سقوط اجزای سست -	<input type="checkbox"/> آتش‌سوزی - <input type="checkbox"/> سایر موارد
۶- به‌طور کلی، سازه در پلان:	<input type="checkbox"/> نامنظم	<input type="checkbox"/> عدم تقارن اعضای سیستم باربر جانبی	<input type="checkbox"/> توزیع نامتناسب جرم در پلان
۷- به‌طور کلی، سازه در ارتفاع:	<input checked="" type="checkbox"/> منظم	<input type="checkbox"/> نامنظم	<input type="checkbox"/> طبقه نرم یا ضعیف - <input type="checkbox"/> توزیع نامتناسب جرم -
۸- احتمال وقوع پیچش چقدر است؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input type="checkbox"/> متوسط	<input checked="" type="checkbox"/> کم
۹- آیا اعضای باربر جانبی در ارتفاع تغییر صفحه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۰- آیا تیرهای داخلی به‌طور منظم و متقارن در کف طبقات توزیع شده‌اند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۲- پی			
۱۱- نشست در سازه:	<input checked="" type="checkbox"/> وجود ندارد	<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> غیر یکنواخت - <input type="checkbox"/> یکنواخت
۱۲- وضع ظاهری پی‌ها:	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۳- آیا پی‌ها در یک تراز قرار دارند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۴- تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین چقدر است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بیش از ۲۰متر	<input type="checkbox"/> بین ۱۰متر تا ۲۰متر	<input type="checkbox"/> بین ۲متر تا ۱۰متر
۱۵- آیا شواهدی از خاک‌شستگی و سایش خاک اطراف پی وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۶- آیا پی مشترک با سازه مجاور دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۳- کف‌ها و بام‌ها			
۱۷- آیا کف در محاورت دهانه‌های مهاربندی شده دارای بازشو هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> کم‌تر از مقدار مجاز	<input checked="" type="checkbox"/> بیش از مقدار مجاز
۱۸- آیا بازشوهایی در کف با عرض بیش از یک‌دوم بعد ساختمان، وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	
۱۹- انسجام و یک پارچگی کف‌ها و بام را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	
۲۰- اتصال قطعات بام به اجزای سازه را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> خطر سقوط وجود دارد	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۲۱- آیا ترک‌های غیرعادی در سقف‌های بتنی دیده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۲۲- در صورت استفاده از ورق‌های موج‌دار در سقف، ورق‌ها به‌طور مطلوب به اسکلت سقف مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۲۳- در سقف‌های تیرچه بلوک با دهانه‌های بیش از ۴متر، تیرچه‌ها دارای کلاف عرضی هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۲۴- سیستم سقف در محل تکیه‌گاه‌ها به عناصر زیر سری به‌طور مناسب متصل شده است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۴- سازه‌ی فولادی			
۲۵- مقاطع موجود از چه نوع است؟	<input checked="" type="checkbox"/> نوردشده	<input type="checkbox"/> ساخته شده از ورق	
۲۶- مقاطع موجود چه شکلی است؟			
ستون:	<input type="checkbox"/> تک	<input checked="" type="checkbox"/> دبل	<input type="checkbox"/> مقاطع دیگر
تیر:	<input type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دبل	<input checked="" type="checkbox"/> لانه‌زنبوری
مهاربند:	<input type="checkbox"/> تک	<input checked="" type="checkbox"/> دبل	<input type="checkbox"/> مقاطع دیگر
۲۷- اتصالات از چه نوعی است؟	<input type="checkbox"/> پیچی	<input checked="" type="checkbox"/> جوشی	<input type="checkbox"/> پیچی-جوشی
۲۸- کیفیت کلی اجرا را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	
۲۹- آیا مورد زنگ‌زدگی و خوردگی در اعضا مشاهده می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۳۰- آیا ستون کوتاه در قاب وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۳۱- آیا فلسفه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی رعایت شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص
۳۲- ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی دارای سابقه‌ی آسیب قبلی ناشی از آتش‌سوزی و یا ضربه هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	

صفحه ۲ از ۴				چک لیست ارزیابی کیفی			
۱-۴ ستون‌ها							
۳۳-	آیا جزییات فنی مناسب در اجرای ستون‌ها رعایت شده است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۳۴-	آیا ستون‌ها در راستای شاقولی اجرا شده اند؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۳۵-	آیا ظاهر ستون نشانگر احتمال وقوع کماتش است؟	بله □	خیر ■	نامشخص □			
۳۶-	کیفیت اتصال را در محل تغییر مقطع ستون‌ها چگونه ارزیابی می‌کنید؟	مناسب □	نامناسب □	مصدق ندارد ■			
۳۷-	آیا اتصال در محل وصله ستون‌ها را مناسب ارزیابی می‌کنید؟	بله ■	خیر □	نامشخص □	مصدق ندارد □		
۳۸-	اتصالات تیر به ستون با جزییات مناسب اجرا شده‌اند؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۲-۴ تیرها							
۳۹-	آیا تیری که دارای خیز قابل توجهی باشد، وجود دارد؟	بله □	خیر ■	نامشخص □			
۴۰-	آیا اتصال با جزییات مناسب در محل وصله تیرها اجرا شده است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □	مصدق ندارد ■		
۴۱-	آیا اتصال تیر پله به تیرهای طبقه و نیم طبقه مناسب است؟	بله □	خیر □	نامشخص □	مصدق ندارد □		
۴۲-	در تیرلانه زنبوری، چشمه‌ها در محل تکیه‌گاه در محدوده‌ی مناسب پوشانده شده‌اند؟	بله ■	خیر □	نامشخص □	مصدق ندارد □		
۴۳-	آیا طول نشیمن تیرها در محل تکیه‌گاه‌ها مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۴۴-	کیفیت اجرا و جوش مقاطع، سخت کننده‌ها و ... در تیرها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	مناسب ■	نامناسب □	نامشخص □			
۳-۴ صفحه ستون‌ها							
۴۵-	آیا ابعاد صفحه‌ی پای ستون مناسب به نظر می‌رسد؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۴۶-	اتصال ستون به صفحه‌ی پای ستون مناسب اجرا شده است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۴۷-	بولت‌های مربوط به صفحه‌ی پای ستون مناسب اجرا شده است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۴۸-	آیا امکان نفوذ آب و عدم قابلیت تخلیه‌ی آن در پای ستون وجود دارد؟	بله □	خیر ■	نامشخص □			
۴۹-	آیا کیفیت اتصال گیردار در پای ستون مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □	مصدق ندارد □		
۴-۴ جوش و اتصالات جوشی							
۵۰-	آیا اجرای جوش در اتصالات از کیفیت مناسبی برخوردار است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۵۱-	آیا اتصالات با جزییات مناسب اجرا شده‌اند؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۵۲-	آیا جوش‌های نفوذی به‌طور صحیحی اجرا شده‌اند؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۵۳-	اعوجاجی در اعضا که بر اثر گرما و تنش ناشی از جوشکاری به‌وجود آمده باشد، دیده می‌شود؟	بله □	خیر ■	نامشخص □			
۵۴-	در اعضای متشکل از چند پروفیل، اجرای جوش‌ها مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۵۵-	کیفیت اجرای جوش‌های سربالا مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۵-۴ اتصالات پیچی							
۵۶-	آیا طول بولت‌ها مناسب است؟	بله □	خیر □	نامشخص □			
۵۷-	آیا مهره‌ها به‌طور کامل بسته شده‌اند؟	بله □	خیر □	نامشخص □			
۶-۴ مهاربندها							
۵۸-	نوع مهاربندی‌ها چگونه است؟	هم محور ■	□ وجود دارد	□ وجود ندارد	□ برون-محور		
۵۹-	شکل مهاربندی‌ها چگونه است؟	■ ضربدری	□ K شکل	□ ۷ و ۸	□ قطری		
۶۰-	آیا مهاربندهایی که صرفاً کششی باشند وجود دارد؟	بله □	خیر ■	نامشخص □			
۶۱-	آیا اتصال مهارها به تیر و ستون مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۶۲-	آیا اتصال مهارها به صفحات اتصال مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۶۳-	آیا ابعاد و سختی ورق‌های اتصال مهاربند مناسب به‌نظر می‌رسد؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۶۴-	طول جوش در اتصال مهارها به صفحات اتصال مناسب است؟	بله ■	خیر □	نامشخص □			
۶۵-	دو مهاربند در محل تقاطع، به‌درستی اجرا شده‌اند؟	بله ■	خیر □	نامشخص □	□ موضوعیت ندارد		

صفحه ۳ از ۴		چک لیست ارزیابی کیفی	
۶۶- آیا کماتش ظاهری در مهاری‌ها مشاهده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۵- دیوارها			
۶۷- مصالح دیوارها از چه نوعی است؟	<input type="checkbox"/> آجر سفالی	<input type="checkbox"/> بلوک سفالی	<input type="checkbox"/> بلوک سیمانی
۶۸- ملات مصرفی دیوارها چیست؟	<input checked="" type="checkbox"/> ماسه سیمان	<input type="checkbox"/> ماسه آهک	<input type="checkbox"/> خاک و گل
۶۹- کیفیت ملات مصرفی را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب (.....)	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۰- کیفیت اجرای دیوارها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب (.....)	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۱- آیا در محل درز انقطاع، تیغه‌ها و دیوارها قطع شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۷۲- خطر واژگونی دیوارها و مسدود شدن ورودی یا خروجی‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input checked="" type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> بدون خطر
۷۳- آیا ترک در دیوارها رویت می‌شود؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> ترک ضربدری ناشی از زلزله	<input type="checkbox"/> ترک عمودی ناشی از نشست
۷۴- آیا جان‌پناه‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۵-۱- میان قاب‌های مصالح بنایی			
۷۵- آیا ترک‌های قطری مشاهده می‌شود؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> ترک ضربدری ناشی از زلزله	<input type="checkbox"/> ترک عمودی ناشی از نشست
۷۶- آیا میان قاب‌ها به‌طور پیوسته تا روی فونداسیون ادامه دارند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۷- آیا کیفیت اجرای ملات میان قاب‌ها مناسب به نظر می‌رسد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۸- آیا اجرای میان قاب‌ها سبب ایجاد ستون کوتاه شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۵-۲- دیوار غیرسازه‌ای			
۷۹- آیا دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی دارای مهار کافی در خارج از صفحه خود هستند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۸۰- دیوارهای غیرسازه‌ای مصالح بنایی که ارتفاعشان کمتر از ارتفاع طبقه است، با کلاف‌های افقی یا قائم به سازه متصل شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۸۱- آیا طول آزاد تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای واقع بین دو پشت‌بند یا کلاف قائم، کمتر از حداکثر مقدار مجاز است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص
۸۲- آیا ارتفاع تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای، کمتر از حداکثر (بله) بدون کلاف افقی - (بله) با استفاده از کلاف افقی مناسب <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص مقدار مجاز است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> بدون کلاف افقی - <input type="checkbox"/> با استفاده از کلاف افقی مناسب <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> با استفاده از کلاف افقی نامناسب
۸۳- ابعاد پشت‌بند دیوارها مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۸۴- آیا اتصال کافی بین دیوارهای غیرسازه‌ای با دیوارهای سازه‌ای یا کلاف‌ها و ستون‌ها وجود دارد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۶- اجزای غیر سازه‌ای			
۶-۱- قطعات الحاقی بیرونی			
۸۵- آیا در خارج از ساختمان قطعات الحاقی وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> مهر مناسب به سازه	<input checked="" type="checkbox"/> مهر نامناسب به سازه
۸۶- آیا در صورت سقوط قطعات الحاقی، افراد صدمه می‌بینند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۸۷- آیا قطعات الحاقی خاص با جنبه فقط معماری در نمای ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> ناپایداری لرزه‌ای
۸۸- زنده‌ها و سایر ملحقات موجود در نما به‌طور مناسب به سازه متصل شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۸۹- آیا پله‌ی فرار در ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> وجود دارد-لازم است	<input type="checkbox"/> وجود ندارد-لازم است	<input type="checkbox"/> وجود ندارد-لازم نیست
۹۰- آیا قطعات سنگین در لبه‌ی بام یا تراس‌ها و طره‌های بیرونی ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> مهر مناسب <input type="checkbox"/> مهر نامناسب	<input type="checkbox"/> بدون مهر <input type="checkbox"/> خیر
۶-۲- آویزها و قطعات درون ساختمان			
۹۱- آویزهای سنگین در ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> مهر مناسب	<input type="checkbox"/> مهر نامناسب
۹۲- قطعاتی که به دیوارها متصل هستند، به خوبی مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۹۳- خطر واژگونی و یا لغزش تجهیزات و آسیب به سازه و افراد را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> بدون خطر
۹۴- آیا قفسه‌ها، کمد‌ها و سایر لوازم و تجهیزات به‌طور مناسب به کف و دیوار و سازه مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> مهر مناسب	<input type="checkbox"/> مهر نامناسب <input type="checkbox"/> خیر
۶-۳- تاسیسات مکانیکی			
۹۵- آیا فاصله‌ی مهر کانال‌ها مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۹۶- آیا لوله‌ها در محل تکیه‌گاه‌ها دارای اتصالات مناسب هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۹۷- نحوه‌ی مهر کانال‌های تاسیساتی مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۹۸- لوله‌ها و کانال‌ها در محل عبور از دیوار و یا درز انقطاع، به‌طور صحیحی اجرا شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد

صفحه ۴ از ۴		چک لیست ارزیابی کیفی	
۴-۶ شیشه‌ها		■ وجود دارد	□ وجود ندارد
۹۹- آیا قاب شیشه‌ها در برابر زلزله از پایداری مناسبی برخوردار هستند؟	■ بله	□ خیر	
۱۰۰- آیا نحوه‌ی قرارگیری شیشه‌ها در قاب به گونه‌ای است که تغییر شکل سازه باعث شکستن شیشه می‌شود؟	□ بله	■ خیر	
۱۰۱- آیا خطر برخورد قطعات غیرسازه‌ای که در مجاورت سطوح شیشه خور قرار دارند، وجود دارد؟	□ بله	□ خیر	■ نامشخص
۱۰۲- در سازه‌های با نمای شیشه‌ای وسیع، شبکه‌ی قاب شیشه‌ها دارای جزییات و مقاومت لرزه‌ای مناسب است؟	□ بله	□ خیر	□ نامشخص ■ مصداق ندارد
۵-۶ نما		■ وجود دارد	□ وجود ندارد
۱۰۳- آیا ترک و یا رگه‌های شکست در نما مشاهده می‌شود؟	■ بله	□ خیر	□ مصداق ندارد
۱۰۴- احتمال سقوط مصالح نما را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	□ زیاد	■ کم	□ بدون خطر □ نامشخص
۱۰۵- آیا در نماسازی با سنگ پلاک، سنگ‌ها به طور مناسب مهار شده‌اند؟	□ بله	□ خیر	□ نامشخص ■ مصداق ندارد
۶-۶ سقف کاذب		□ وجود دارد	■ وجود ندارد
۱۰۶- آیا سقف کاذب دارای مهار مناسب به سقف سازه ای است؟	□ بله	□ خیر	
۱۰۷- آیا سقف کاذب با مصالح سبک اجرا شده است؟	□ بله	□ خیر	
۱۰۸- آیا فاصله‌ی مناسب بین سقف کاذب با دیوارها و ستون‌ها رعایت شده است؟	□ بله	□ خیر	
۱۰۹- اجزای سقف کاذب در تمام جهات به‌طور مناسب، به شبکه‌ی سقف کاذب متصل شده‌اند؟	□ بله	□ خیر	
۱۱۰- سیستم روشنایی به طرز مناسبی به سقف متصل شده است؟	□ بله	□ خیر	
۷-۶ ملاحظات ایمنی		□ وجود دارد	□ وجود ندارد
۱۱۱- نحوه‌ی دسترسی به ساختمان به منظور امداد رسانی مناسب است؟	■ بله	□ خیر	
۱۱۲- احتمال بروز آتش سوزی در هنگام وقوع زلزله را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	□ زیاد	■ کم	□ نامشخص
۱۱۳- آیا اجزای اصلی سازه در مقابل آتش‌سوزی به‌طور مناسبی محافظت شده‌اند؟	□ بله	■ خیر	□ نامشخص

۷-۳ تعیین هدف بهسازی و سطح اطلاعات

با توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان و اطلاعات جمع‌آوری شده و نیز شناخت خواسته‌های کارفرما، هدف سازی مبنا برای این ساختمان انتخاب شده است. بنابراین برای این ساختمان کافی است سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ تامین شود.

ضمناً از آن جا که اطلاعات مصالح فولادی موجود نیست، با هماهنگی‌های انجام شده با کارفرما آزمون‌ها در حد متعارف انجام شده است. لذا با توجه به هدف بهسازی مبنا و با استناد به جدول ۳-۴، سطح اطلاعات متعارف در نظر گرفته می‌شود. بنابراین مطابق جدول ۳-۵ ضریب آگاهی برابر ۱ منظور می‌شود.

۷-۴ تعیین سونداژها و آزمون‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک

۷-۴-۱ سونداژها

با توجه به این که جزییات اجرایی در نقشه‌ها موجود است، مطابق جدول ۳-۶، بازرسی وضعیت موجود ساختمان مورد نظر انجام شده و اطلاعات موجود در نقشه‌ها انطباق مناسبی با وضعیت موجود دارد. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان، کلیه تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌های موجود قابل دسترسی با اطلاعات موجود در نقشه‌ها تطابق داده شده‌اند. ۳۰٪ تیرها، ۴۰٪ ستون‌ها و ۳۰٪ مهاربندی‌ها قابل دسترسی بوده که در همه موارد با نقشه‌ها مطابقت داشته‌اند. هم‌چنین با برداشت موضعی مصالح، حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال اصلی بررسی شده‌اند و تطابق مناسبی با نقشه‌ها دیده شده است. بنابراین می‌توان فرض کرد که

وضعیت اجرا شده مطابق نقشه‌ها است. لذا با توجه به جدول ۳-۶ احتیاج به بازبینی از سایر نقاط سازه نبوده است. محل انجام سونداژها در بند ۷-۲۲، بر روی پلان‌های معماری طبقات مشخص شده‌اند.

۷-۴-۲ آزمون‌های مقاومت مصالح

با توجه به آنکه آزمون‌ها در سطح متعارف انجام شده است، مطابق جدول ۳-۸ حداقل یک آزمون کشش ارز هر نوع عضو سازه‌ای تیر، ستون، مهاربند، اجزای و تقویت و اجزای اتصالات لازم است. ضمناً براساس بند ۶-۳-۲ دستورالعمل برای تعیین مقاومت طراحی بتن پی حداقل دو مغزه از پی مورد نیاز است. برای تعیین مقاومت مشخصه ی میلگردهای فولادی نیز دو نمونه‌گیری از آرماتورهای به کار رفته در ساختمان برای آزمون انجام شده است. با توجه به موارد اشاره شده و با عنایت به عدم درج مقاومت مصالح بر روی نقشه‌های موجود و با توجه به هماهنگی‌های انجام شده با کارفرما، تعداد و نوع آزمون‌های انجام شده مطابق جدول ۷-۱ است.

در مورد محل انجام نمونه‌گیری باید توجه شود که حتی‌الامکان از محل‌های انتخاب شده برای سونداژ استفاده گردد تا حجم تخریب کاهش یابد. ضمناً باید دقت شود که محلی از المان‌ها برای انجام نمونه‌گیری انتخاب شود که کم‌ترین تنش را داشته باشند. به عنوان مثال در تیرها محل نمونه‌گیری در نقطه عطف لنگر خمشی و از بالای از تیر انتخاب گردد که دارای کم‌ترین لنگر خمشی است و یا در مورد ستون‌ها این محل انتهای بالایی ستون‌های تراز بام (خرپشته) در نظر گرفته شود. محل‌های نمونه‌گیری از اعضا، در بند ۷-۲۲ بر روی پلان موقعیت سونداژها نشان داده شده است.

آزمون نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آن‌ها باید بر مبنای استاندارد معتبر صورت گیرد.

جدول ۷-۱- تعداد و نوع آزمون‌ها

تعداد	کشش	مغزه‌گیری	کشش آرماتور
۱	۱	-	-
۱	۱	-	-
۱	۱	-	-
۲	۲	-	-
۲	۲	-	-
-	-	۲	۲
۷	۷	۲	۲

مطابق بند ۲-۴-۱ دستورالعمل میانگین مقادیر آزمون‌ها به عنوان مقاومت مورد انتظار در نظر گرفته شده است. هم‌چنین مطابق ملزومات همین بند، برای محاسبه‌ی مقاومت کرانه‌ی پایین میزان انحراف معیار نتایج به‌دست‌آمده محاسبه شده و از میانگین مقادیر حاصل از آزمون‌ها کاسته شده است. جدول ۷-۲ نتایج آزمون‌های مقاومت مصالح را نشان می‌دهد.

جدول ۷-۲-آزمون‌های مقاومت مصالح

مصلح	المان	مقاومت (kg/cm ²)	میانگین (kg/cm ²)	انحراف معیار (kg/cm ²)	(انحراف معیار - میانگین) (kg/cm ²)
فولاد	تیر	۲۶۶۰	۲۴۵۰٫۰	۱۹۹٫۹	۲۲۵۰٫۱
	ستون	۲۴۲۸			
	مهاربند	۲۲۶۲			
فولاد	ورق اتصال	۲۵۹۲٫۶	۲۴۵۲٫۵	۱۹۸٫۱	۲۲۵۴٫۴
	ورق اتصال	۲۳۱۴٫۴			
میلگرد	پی	۴۰۵۳٫۹	۴۰۱۵	۵۵٫۰	۳۹۶۰٫۰
	پی	۳۹۷۶٫۱			
بتن	پی	۳۰۸٫۳	۲۸۰٫۰	۴۰٫۰	۲۴۰٫۰
	پی	۲۵۱٫۷			

با توجه به جدول فوق نتایج مقاومت‌های کرانه‌ی پایین و مورد انتظار مصالح پروفیل‌ها، بتن و میلگردها به دست آمده‌اند.

$$(F_{ye})_{PROFILE} = 2450 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت تسلیم مورد انتظار پروفیل‌ها تیر، ستون، مهاربند

$$(F_{yLB})_{PROFILE} = 2250 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت تسلیم کرانه‌ی پایین پروفیل‌ها تیر، ستون، مهاربند

$$(F_{ye})_{PLATE} = 2462 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت تسلیم مورد انتظار ورق‌های اتصال

$$(F_{yLB})_{PLATE} = 2247 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت تسلیم کرانه‌ی پایین ورق‌های اتصال

$$(F_s)_{Bar} = 4015 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت تسلیم مورد انتظار میلگردها

$$(F_{sLB})_{Bar} = 3960 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت تسلیم کرانه‌ی پایین میلگردها

$$f_{CE} = 280 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت مورد انتظار بتن پی

$$f_{CL} = 240 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقاومت کرانه‌ی پایین بتن پی

$$E_{CL} = 15800\sqrt{f_{CE}} = 264385 \text{ Kg/Cm}^2$$

مدول الاستیسیته‌ی مورد انتظار بتن براساس آبا

$$E_{CL} = 15800\sqrt{f_{CL}} = 244773 \text{ Kg/Cm}^2$$

مدول الاستیسیته‌ی کرانه‌ی پایین بتن براساس آبا

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ Kg/Cm}^2$$

مدول الاستیسیته‌ی مصالح فولادی

از آن جا که مقاومت تسلیم مورد انتظار و کرانه‌ی پایین پروفیل‌های فولادی و ورق اتصال تقریباً یکسان است، لذا برای سادگی در محاسبات، مقاومت مورد انتظار و کرانه‌ی پایین آن‌ها به ترتیب برابر ۲۴۵۰ و ۲۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. ضمناً به علت اندک بودن تغییرات مدول الاستیسیته در مصالح فولادی شامل پروفیل‌ها و میلگرد، مدول الاستیسیته این مصالح یکسان در نظر گرفته شده است.

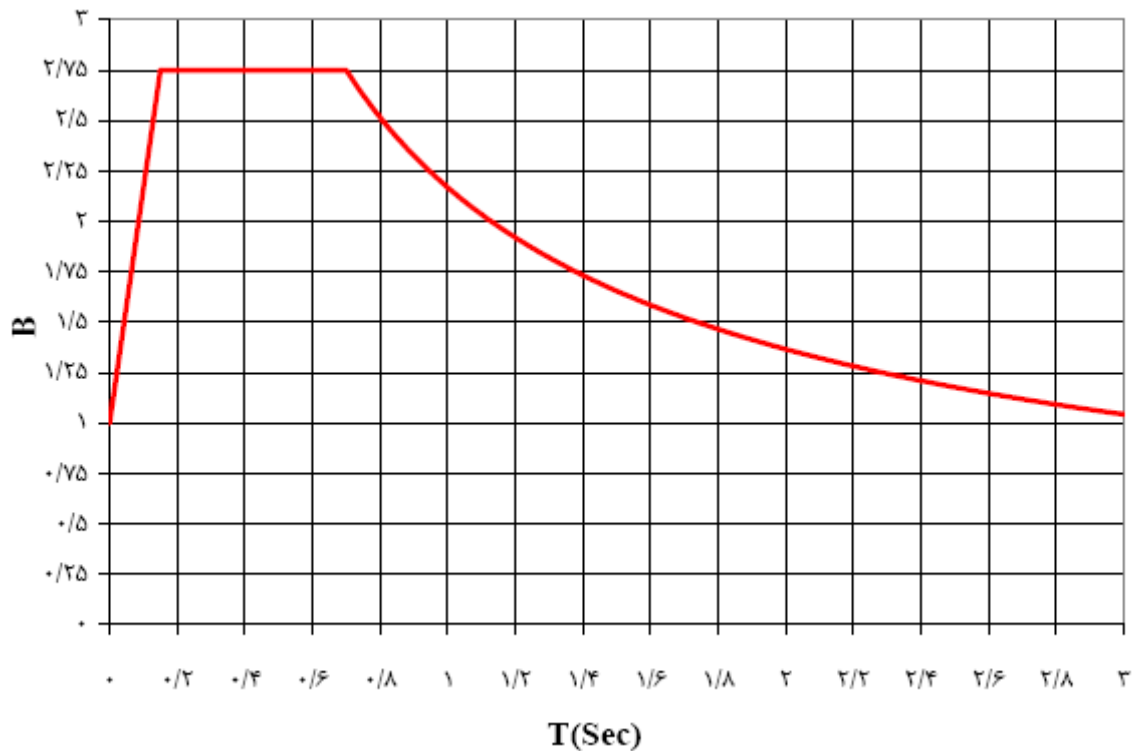
۷-۴-۳ آزمون‌های ژئوتکنیک

با توجه به سطح عملکرد و هدف بهسازی در نظر گرفته شده برای این ساختمان و براساس بند ۳-۸-۵ و جدول ۳-۹ اطلاعات مورد نیاز مثل نوع خاک، بافت، تراکم نسبی، عمق آب زیر زمینی، لایه‌بندی خاک، ظرفیت باربری و تنش خاک، ضریب ارتجاعی بستر، وضعیت نشست برای پی‌های مختلف و غیره باید در گزارش ژئوتکنیک مربوطه بررسی و ارایه شود. همچنین ساختگاه باید از نظر ژئوتکنیک لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته و پتانسیل وقوع پدیده‌های گسلش، زمین لغزش، روان گرایی و نظایر آن ارزیابی شوند. در صورت لزوم برای انجام مطالعات تحلیل خطر و تهیه‌ی طیف ویژه ساختگاه، انجام آزمون‌های ژئوتکنیک و تعیین پروفیل تغییرات سرعت موج برشی تا عمق متناظر با سنگ بستر لرزه‌ای اجتناب ناپذیر است.

براساس مطالعات انجام شده مقدار ضریب فنری واحد بستر برابر $K_S=7.0\text{kg/cm}^3$ تعیین شده است. همچنین جهت کنترل ظرفیت خاک، ظرفیت برشی مجاز آن تحت بارهای ثقلی بارهای مرده و زنده برای پی‌های سطحی تک و گسترده برابر $q_a=1.5\text{kg/cm}^2$ گزارش شده است. بنابراین طبق بند ۴-۴-۱ دستورالعمل ظرفیت باربری تجویزی مورد انتظار خاک برابر است با: $q_c=3q_a=4.5\text{kg/cm}^2$

۷-۵ تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی

برای به دست آوردن نسبت شتاب مبنای طرح A می‌توان از نقشه‌های معتبر پهنه‌بندی لرزه‌ای که در آن میزان بیشینه‌ی شتاب زمین برای دوره‌های بازگشت مختلف ارایه شده است، استفاده نمود. براساس بند ۱-۶ دستورالعمل بهسازی، شتاب مربوط به زلزله‌ی سطح خطر ۱- با استفاده از نقشه‌ی پهنه بندی شتاب موجود که در آن دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال ۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال درج شده باشد، تعیین می‌شود. مقدار شتاب، مبنای طرح A در سطح خطر ۱- زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال براساس استاندارد بند ۲-۱ برابر ۰٫۲۵ است. با توجه به همین بند استفاده از طیف طرح استاندارد برای مقاصد بهسازی محدود و مینا و مطلوب بلامانع است. لذا با توجه به هدف بهسازی مطلوب، طیف ضریب بازتاب ساختمان B برای خاک نوع III نیز براساس استاندارد بند ۲-۱ تعیین شده و در شکل ۷-۲ ارایه شده است. طیف طرح استاندارد از حاصل ضرب مقادیرهای طیف ضریب بازتاب ساختمان B و شتاب مبنای طرح A حاصل می‌شود.



شکل ۷-۲: طیف ضریب بازتاب ساختمان

۶-۷ محاسبات بارهای مرده و زنده

بارهای مرده و زنده‌ی این ساختمان با توجه به جزییات موجود در نقشه‌ها، براساس استاندارد بند ۲-۲ به دست آمده و در جدول ۳-۷ خلاصه شده است. سقف‌های این ساختمان از نوع طاق ضربی بوده و دیوارهای آن با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان ساخته شده‌اند. جزییات مربوطه در نقشه‌های بند ۲۱-۷ ذکر شده است.

جدول ۳-۷- مقادیر بارهای به دست آمده برای ساختمان

600 kg/m^2	بار مرده واحد سطح بام
600 kg/m^2	بار مرده واحد سطح سایر طبقات
150 kg/m^2	بار زنده واحد سطح بام
200 kg/m^2	بار زنده واحد سطح سایر طبقات
280 kg/m^2	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی بدون بازشو
196 kg/m^2	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی دارای بازشو
250 kg/m	بار واحد طول جان پناه

۷-۷ مدل سازی خطی

همان طور که در بند ۲-۳ ذکر شد، پس از اتمام مرحله ی شناخت وضع موجود ساختمان مرحله ی ارزیابی کمی با مدل سازی سازه آغاز می شود.

مدل سازی این سازه به منظور انجام تحلیل ها با استفاده از نرم افزار SAP2000 صورت گرفته است. تمام اعضای اصلی سازه مدل شده اند. سیستم باربر ثقلی و جانبی ساختمان در جهت شمالی-جنوبی قاب مهاربندی شده با محورهای متقارب و در جهت شرقی-غربی قاب با اتصالات خورجینی است. در مدل سازی این سازه از فرضیاتی استفاده شده است که در بند ۷-۷-۱ به آن ها اشاره شده است.

۷-۷-۱ فرضیات مدل سازی

۷-۷-۱-۱ از آن جایی که در اتصالات خورجینی فقط از نبشی های فوقانی و تحتانی استفاده شده است. با توجه به بند ۵-۷-۱ دستورالعمل بهسازی، سازه در این جهت مقاومت کافی در مقابل بارهای جانبی را ندارد. همان طور که در پلان معماری اولیه دیده می شود، عملاً میان قاب قابل قبولی برای مقابله با نیروی جانبی در جهت مزبور وجود ندارد و آن چنان که در توضیحات چک لیست اشاره شد میان قاب های موجود نیز از نوع جدا شده هستند، لذا در این مرحله سازه آسیب پذیر تشخیص داده می شود. لیکن برای آن که امکان ادامه ی حل این مثال تا مراحل پایانی فراهم گردد، سازه در این جهت تقویت شده و ادامه ی ارزیابی براساس فرضیات جدید صورت گرفته است. طبق بررسی انجام شده چنانچه برای مقابله با نیروی جانبی در جهت خورجینی از گزینه گیردار کردن اتصالات استفاده شود، سازه ی موجود نیاز به تقویت زیادی خواهد داشت. لذا پس از سنجش گزینه های پیش رو در مورد این سازه در ابتدا با اضافه کردن مهاربند در قاب های با اتصالات خورجینی امکان حمل بار جانبی توسط مهاربندی فراهم شده است. مهاربندی های به کار رفته دارای مقاطع یکسان با مهاربندی های نظیر در جهت عمود بر قاب های خورجینی هستند که محل قرارگیری آن ها در محورهای ۱ و ۴ حدفاصل محورهای A و B است (نام گذاری محورها مطابق شکل ۷-۱ است). طبق همین بند دستورالعمل، بعد از اجرای مهاربندی ها ضوابط سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش در قاب های با اتصالات خورجینی عیناً مشابه قاب های مهاربندی خواهد بود.

لازم به ذکر است که موارد فوق خاص این سازه بوده و در برخورد با سازه های دیگر باید با توجه به شرایط مختص آنها راه حل مناسب انتخاب شود.

۷-۷-۱-۲ مورد دیگری که باید بدان توجه نمود، نحوه ی مدل سازی تیرهای خورجینی است و با توجه به جزییات نقشه های سازه ای موجود و بازدیدهای انجام شده که اتصالات مربوط درصد گیرداری پایینی دارند؛ لذا از ممان بری این اتصالات در این سازه صرف نظر شده است. همچنین با توجه به مشاهدات انجام شده تیرهای خورجینی واقع در دو طرف ستون دارای تسمه هایی به فاصله مناسب هستند که بال های دو المان را به یکدیگر متصل می کنند و باعث عملکرد همزمان آنها در برابر بارهای وارده می شوند. لذا در این سازه مدل سازی تیرهای خورجینی با یک المان موجود و به صورت یکسره انجام شده است. بدین منظور گره های با فاصله ی اندک نسبت به گره ستون در طبقه تعریف شده و تیرها در آن گره به یکدیگر متصل شده اند. تمام درجات آزادی گره مزبور با استفاده constraint با گره مربوط ستون و دیافراگم طبقه مقید شده و تنها دوران

حول محور عمود بر راستای تیر در پلان مقید در نظر گرفته نشده است. در مورد سایر سازه‌ها بسته به شرایط موجود باید در مورد نحوه‌ی مدل‌سازی تصمیم‌گیری شود.

۳-۱-۷-۷ در این سازه با توجه به آن که کف طبقات طاق ضربی است، از صلبیت کافی برخوردار نیستند. لذا باید با استفاده از تمهیداتی نظیر به‌کارگیری المان‌های ضربدری و اتصال تیرچه‌های طاق ضربی به یکدیگر صلبیت کافی را تامین نمود. بنابراین مراحل ارزیابی با فرض ایجاد صلبیت در سقف دنبال شده‌اند.

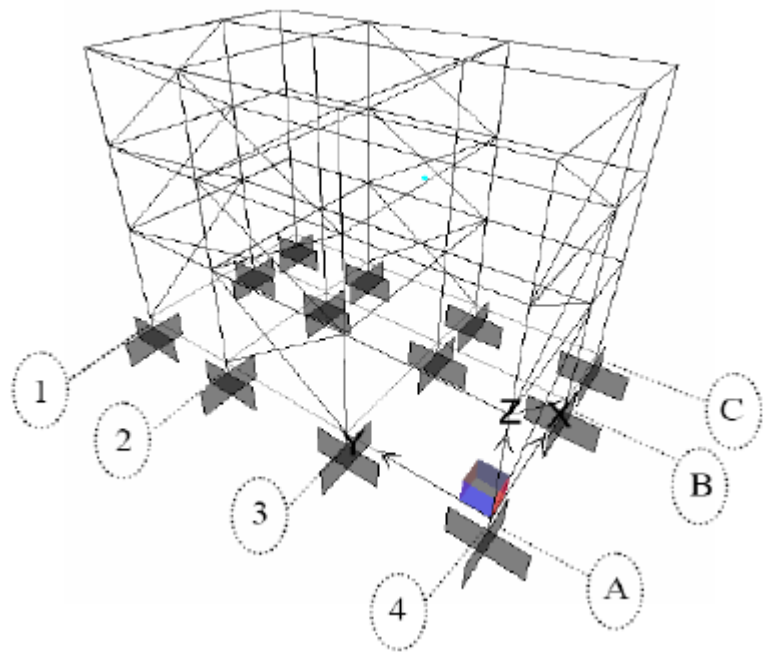
۴-۱-۷-۷ لازم به توضیح است که با توجه به اینکه هدف به‌سازی این سازه مبنای تعیین شده، ابتدا نیروی زلزله با توجه به استاندارد بند ۲-۱ محاسبه و بر سازه اعمال شده است. سازه مطابق با ملزومات این استاندارد آسیب‌پذیر تشخیص داده شده و لازم است تا با ضوابط دستورالعمل به‌سازی ارزیابی شود.

از آنجا که در بازدیدهای انجام شده مشخص گردید که نقشه‌های اجرایی با وضعیت موجود سازه تطابق دارند و به دلیل این که در بازرسی هیچ‌گونه تغییر شکل دائمی یا خروج از مرکزیت و یا ضعف و آسیبی که سبب کاهش مقاطع اعضا شود دیده نشده، از ابعاد موجود در نقشه‌ها به‌منظور مدل‌سازی استفاده شده است.

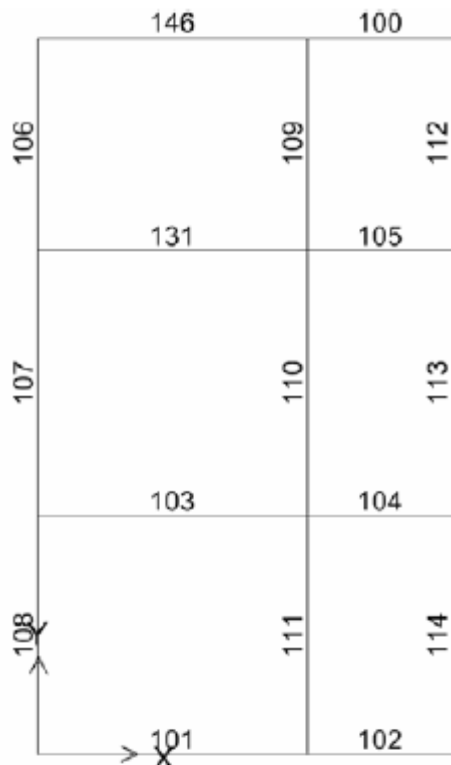
جزئیات مدل این سازه در SAP در شکل‌های ۷-۳ تا ۷-۱۱ نشان داده شده است. مدل نشان داده شده بعد از اعمال اصلاحات مربوط به این بند است. هم‌چنین مقاطع اعضا براساس نقشه‌های موجود در جدول ۷-۴ ارائه شده است. پلان معماری اصلاح شده با توجه به اصلاحات ذکر شده در این بند نیز در بند ۷-۲۱ آمده است.



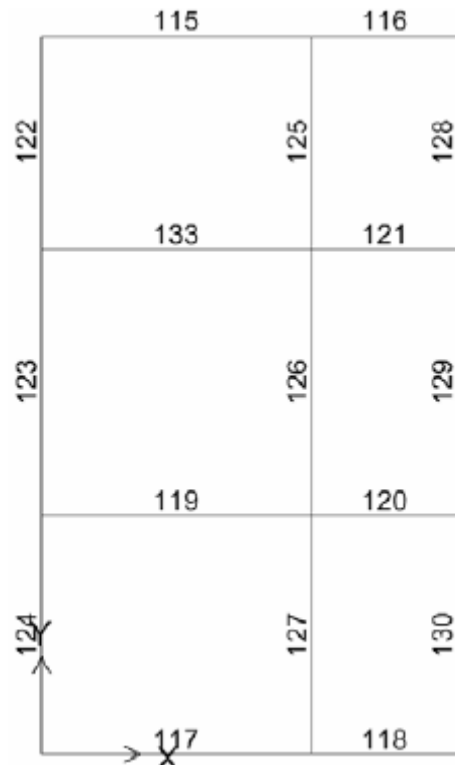
شکل ۷-۴- پلان طبقه‌ی هم‌کف



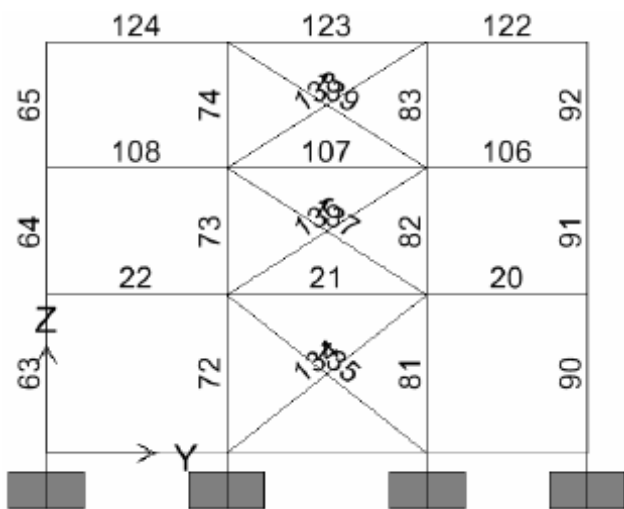
شکل ۷-۳- مدل سه-بعدی ساختمان



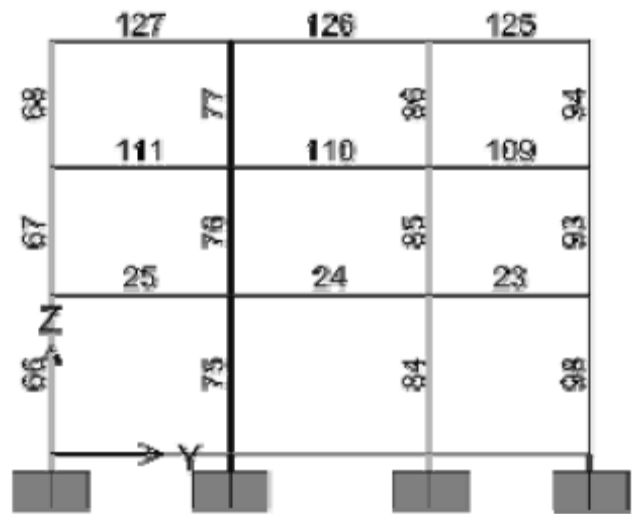
شکل ۷-۶- پلان طبقه دوم



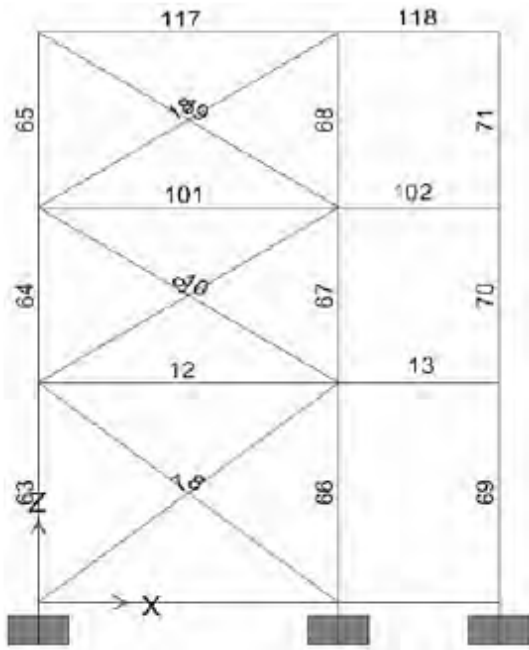
شکل ۷-۵- پلان طبقه اول



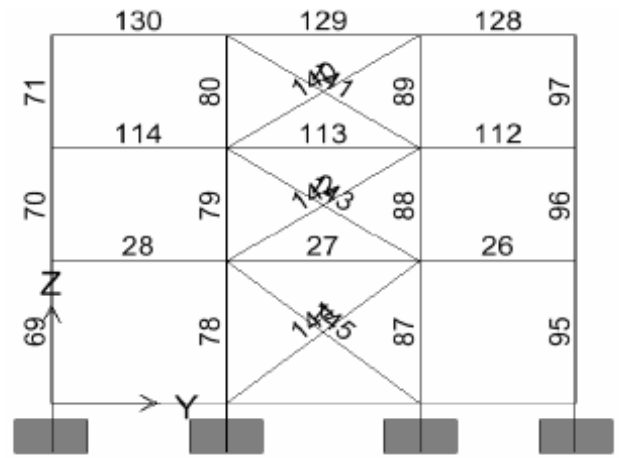
شکل ۷-۸- قاب واقع در محور B



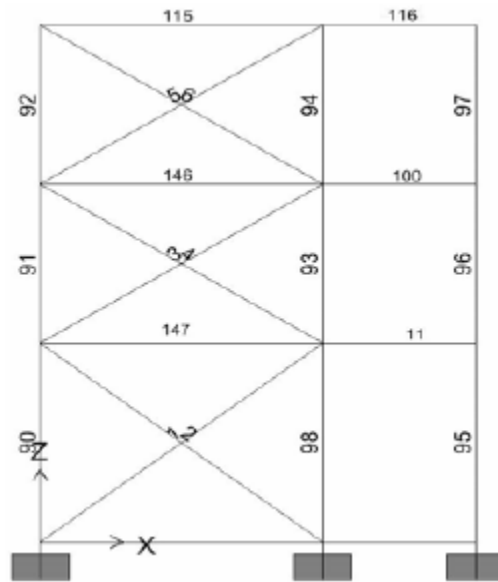
شکل ۷-۷- قاب واقع در محور A



شکل ۷-۱۰- قاب واقع در محور ۴



شکل ۷-۹- قاب واقع در محور C



شکل ۷-۱۱- قاب واقع در محورا

جدول ۷-۴ - مقاطع اعضای سازه‌ای

شماره المان	نوع المان	مقطع موجود	شماره المان	نوع المان	مقطع موجود
1	BRACING	2UNP100	82	COLUMN	2IPE160
2	BRACING	2UNP100	83	COLUMN	2IPE160
3	BRACING	2UNP80	84	COLUMN	2IPE160+2PL120×12
4	BRACING	2UNP80	85	COLUMN	2IPE160
5	BRACING	2UNP80	86	COLUMN	2IPE160
6	BRACING	2UNP80	87	COLUMN	2IPE160+2PL120×12
7	BRACING	2UNP100	88	COLUMN	2IPE160
8	BRACING	2UNP100	89	COLUMN	2IPE160
9	BRACING	2UNP80	90	COLUMN	2IPE140
10	BRACING	2UNP80	91	COLUMN	2IPE140
11	BEAM	2CPE180	92	COLUMN	2IPE140
12	BEAM	2CPE180	93	COLUMN	2IPE140
13	BEAM	2CPE180	94	COLUMN	2IPE140
14	BEAM	2CPE200	95	COLUMN	2IPE140
15	BEAM	2CPE200	96	COLUMN	2IPE140
16	BEAM	2CPE200	97	COLUMN	2IPE140
17	BEAM	2CPE200	98	COLUMN	2IPE140
18	BRACING	2UNP80	100	BEAM	2CPE180
19	BRACING	2UNP80	101	BEAM	2CPE180
20	BEAM	IPE180	102	BEAM	2CPE180
21	BEAM	IPE200	103	BEAM	2CPE200
22	BEAM	IPE180	104	BEAM	2CPE200
23	BEAM	IPE140	105	BEAM	2CPE200
24	BEAM	IPE200	106	BEAM	IPE180
25	BEAM	IPE180	107	BEAM	IPE200
26	BEAM	IPE180	108	BEAM	IPE180
27	BEAM	IPE200	109	BEAM	IPE140
28	BEAM	IPE180	110	BEAM	IPE200
63	COLUMN	2IPE140	111	BEAM	IPE180
64	COLUMN	2IPE140	112	BEAM	IPE180
65	COLUMN	2IPE140	113	BEAM	IPE200
66	COLUMN	2IPE140	114	BEAM	IPE180
67	COLUMN	2IPE140	115	BEAM	2CPE180
68	COLUMN	2IPE140	116	BEAM	2CPE180
69	COLUMN	2IPE140	117	BEAM	2CPE180
70	COLUMN	2IPE140	118	BEAM	2CPE180
71	COLUMN	2IPE140	119	BEAM	2CPE200
72	COLUMN	2IPE160+2PL120×12	120	BEAM	2CPE200
73	COLUMN	2IPE160	121	BEAM	2CPE200
74	COLUMN	2IPE160	122	BEAM	IPE180
75	COLUMN	2IPE160+2PL120×12	123	BEAM	IPE180
76	COLUMN	2IPE160	124	BEAM	IPE180
77	COLUMN	2IPE160	125	BEAM	IPE140
78	COLUMN	2IPE160+2PL120×12	126	BEAM	IPE140
79	COLUMN	2IPE160	127	BEAM	IPE180
80	COLUMN	2IPE160	128	BEAM	IPE180
81	COLUMN	2IPE160+2PL120×12	129	BEAM	IPE180

جدول ۷-۴- ادامه

شماره المان	نوع المان	مقطع موجود	شماره المان	نوع المان	مقطع موجود
130	BEAM	IPE180	140	BRACING	2UNP80
131	BEAM	2CPE200	141	BRACING	2UNP80
133	BEAM	2CPE200	142	BRACING	2UNP80
134	BRACING	2UNP100	143	BRACING	2UNP80
135	BRACING	2UNP100	144	BRACING	2UNP100
136	BRACING	2UNP80	145	BRACING	2UNP100
137	BRACING	2UNP80	146	BEAM	2CPE180
138	BRACING	2UNP80	147	BEAM	2CPE180
139	BRACING	2UNP80			

۷-۸ محاسبات بار زلزله

همان طور که در بند ۷-۷ اشاره شد، برای انتخاب روش تحلیل، موضوع بند ۵-۳، انجام یک تحلیل استاتیکی یا دینامیکی خطی اولیه ضروری است. طبق بند ۵-۳-۱ و نیز شکل ۳-۴ در صورت برقراری سه شرط زیر استفاده از تحلیل استاتیکی خطی به عنوان تحلیل اولیه مجاز است و در غیر این صورت از روش تحلیل دینامیکی خطی بدین منظور استفاده می‌شود. توجه شود که برقراری این شرایط به تنهایی موید اعتبار نتایج حاصل از تحلیل برای ارزیابی سازه نیست. سایر شروط پس از انجام تحلیل قابل کنترل است.

۱- کنترل زمان تناوب اصلی ساختمان :

زمان های تناوب اصلی نوسان این ساختمان در هر دو جهت طولی و عرضی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$T_{\text{عرضی}} = T_{\text{طولی}} = 0.5(H)^{3/4} = 0.29 \text{ Sec} \Rightarrow \text{جهت طولی و عرضی قاب مهاربندی شده هم مرکز}$$

زمین محل ساختمان از نوع III است، بنابراین:

$$T_s = 0.7 \text{ Sec}$$

$$T_x = T_y = 0.5(H)^{3/4} = 0.29 \text{ Sec} \quad 0.29 < 3.5T_s = 2.45 \quad \text{OK}$$

در روابط فوق:

T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح است.

T_x و T_y نیز زمان تناوب های اصلی ساختمان در دو جهت اصلی هستند.

۲- کنترل تغییر ابعاد پلان: هیچ گونه تغییر ابعاد پلان در طبقات وجود ندارد.

۳- کنترل سیستم باربر جانبی متعامد: سازه بعد از اصلاح اولیه در دو جهت دارای سیستم باربری جانبی مهاربندی است.

بنابراین نیروی زلزله را براساس محاسبات روش تحلیل استاتیکی خطی محاسبه می کنیم. طبق بند ۳-۴-۲، در روش تحلیل استاتیکی خطی برش پایه ساختمان در زلزله سطح خطر مورد نظر طبق رابطه ذیل محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

ضرایب C_1 الی C_3 و C_m براساس شکل ۵-۶ به صورت زیر محاسبه شده است:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad , \quad 1 \leq C_1 \leq 1.5$$

$$T_s = 0.7 \text{ sec}$$

$$T_{\text{طولی}} = T_{\text{عرضی}} = 0.29 \text{ sec}$$

بنابراین:

$$C_1 = 1.342$$

به دلیل خطی بودن تحلیل مقدار C_2 برابر یک در نظر گرفته می شود. مقدار ضریب C_3 در ابتدا برابر یک فرض می شود و پس از انجام تحلیل، این مقدار اصلاح می شود. ضریب C_m با توجه به جدول ۵-۱ برای ساختمان سه طبقه فولادی که دارای سیستم باربر جانبی قاب فولادی مهاربندی شده همگرا است، برابر ۰/۹ است. مقدار S_a برابر است با:

$$S_a = A.B = 0.25 \times 2.75 = 0.6875 \quad \text{در سطح خطر یک}$$

وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده به اضافه ۲۰ درصد از بار زنده مطابق استاندارد بند ۲-۱، برابر ۳۲۲/۹ تن به دست آمده است.

$$C_1 C_2 C_3 C_m S_a = 0.83 \quad \text{بنابراین:}$$

بنابراین برش پایه ی این ساختمان برابر است با:

در سطح خطر-۱

$$V_X = 268.0 \text{ Ton} \quad \text{در جهت طولی}$$

$$V_Y = 268.0 \text{ Ton} \quad \text{در جهت عرضی}$$

اصلاح ضریب C_3

پس از تحلیل ابتدایی و محاسبه تغییر مکان نسبی مرکز سختی هر طبقه (δ_i) در جهت طولی و عرضی و نیز محاسبه ی برش هر طبقه (V_i) در جهت طولی و عرضی، مقادیر پایداری هر طبقه در جهت مورد نظر مطابق جدول ۷-۵ به دست می آید. مقادیر تغییر مکانها و ارتفاع طبقات بر حسب سانتی متر هستند. محل مرکز سختی با در نظر گرفتن سختی قابها در طبقات مختلف به دست آمده است.

جدول ۷-۵- مقادیر ضریب پایداری

طبقه	$(\text{ton}) P_i$	$(\text{cm}) \delta_{xi}$	$(\text{cm}) \delta_{yi}$	$(\text{ton}) V_{xi}$	$(\text{ton}) V_{yi}$	$(\text{cm}) h_i$	$\theta_{xi} = \frac{P_i \delta_{xi}}{V_{xi} h_i}$	$\theta_{yi} = \frac{P_i \delta_{yi}}{V_{yi} h_i}$
۳	۱۰۷/۲۴	۲/۲۶	۱/۵۷	۱۳۰/۴۵	۱۳۰/۴۵	۳۲۰	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴
۲	۲۳۳/۳۵	۲/۴۱	۱/۷۷	۲۱۹/۵۲	۲۱۹/۵۲	۳۲۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۶
۱	۳۵۲/۴۴	۲/۰۰	۱/۶۴	۲۶۸/۰۲	۲۶۸/۰۲	۴۰۰	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵

در جدول فوق:

P_i بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده‌ی دائم در طبقه‌ی i -ام؛
 δ تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه‌ی i -ام در جهت مورد نظر؛
 V_i نیروی برشی طبقه‌ی i -ام در جهت مورد نظر؛
 h_i ارتفاع طبقه‌ی i -ام است.

$$\theta_{\max} = \max(\theta_{xi}, \theta_{yi}) = 0.008 < 0.1 \Rightarrow C_3 = 1$$

بنابراین فرض C_3 برابر با یک صحیح بوده است.

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان براساس رابطه ۵-۸ صورت گرفته و نتایج آن در جدول ۷-۶ ذکر شده است:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k} V, \quad 1 \leq k = 0.5T + .75 \leq 2 \Rightarrow k = 1$$

جدول ۷-۶- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع برای سطح خطر یک

طبقه i	W_i (Ton)	h_i (m)	$W_i h_i^k$	$\frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k}$	$F_{xi} = F_{yi}$ (Ton)
۱	۱۰۵/۷۱	۴/۰	۴۲۲/۸۴	۰/۱۸۱	۴۸/۵۰
۲	۱۰۷/۸۵	۷/۲	۷۷۶/۵۳	۰/۳۳۳	۸۹/۰۷
۳	۱۰۹/۳۶	۱۰/۴	۱۱۳۷/۳۳	۰/۴۸۷	۱۳۰/۴۵
جمع	۳۲۲/۹۲		۲۳۳۶/۷۰		۲۶۸/۰۲

در رابطه‌ی فوق:

F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی i -ام؛
 W_i وزن طبقه‌ی i -ام در محاسبات زلزله؛
 h_i ارتفاع طبقه‌ی i -ام از تراز پایه؛
 V برش پایه؛
 K ضریبی است که تابع زمان تناوب سازه است.

۷-۹ کنترل اولیه اعتبار روش تحلیل استاتیکی خطی

مطابق بند ۵-۳-۱ و نیز شکل ۵-۳، پیش از کنترل نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌ها لازم است یک کنترل اولیه برای بررسی اعتبار روش تحلیل استاتیکی خطی صورت پذیرد. بدین منظور در ادامه موارد ۳ و ۴ بند ۵-۳-۱ کنترل شده‌اند.

۱- کنترل نامنظمی در سختی پیچشی: یعنی نسبت حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا، کم‌تر از ۱/۵ برابر نسبت تغییر مکان نسبی متوسط آن طبقه در همان راستا به ارتفاع آن طبقه باشد.

جدول ۷-۷- کنترل نامنظمی در سختی پیچشی

طبقه i	Drift _{max}		$\overline{\text{Drift}}$		$\frac{\text{Drift}_{\max}}{\overline{\text{Drift}}}$		$\frac{\text{Drift}_{\max}}{\overline{\text{Drift}}} < 1.5$	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
۳	۰/۰۰۷۶	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۷۱	۰/۰۰۴۹	۱/۰۷	۱/۰۳	بله	بله
۲	۰/۰۰۸۰	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵۵	۱/۰۷	۱/۰۳	بله	بله
۱	۰/۰۰۵۴	۰/۰۰۴۲	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۴۱	۱/۰۷	۱/۰۳	بله	بله

۲- کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع: یعنی نسبت تغییرمکان متوسط جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا، به استثنای خرپشته، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین آن در همان راستا اختلاف داشته باشد.

جدول ۷-۸- کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع

طبقه i	h _i (cm)	$\overline{(\text{Drift})}_i$		$\lambda = \frac{\max[\overline{(\text{Drift})}_i, \overline{(\text{Drift})}_{i+1}]}{\min[\overline{(\text{Drift})}_i, \overline{(\text{Drift})}_{i+1}]}$		$\lambda < 1.5$	
		X	Y	X	Y	X	Y
۳	۳۲۰	۰/۰۰۷۱	۰/۰۰۴۹	۱/۰۷	۱/۱۲	بله	بله
۲	۳۲۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵۵	۱/۴۹	۱/۳۵	بله	بله
۱	۴۰۰	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۴۱				

در جدول فوق h_i ارتفاع طبقه‌ی i-ام است.

با توجه به موارد فوق، می‌توان از روش تحلیل استاتیکی خطی استفاده نمود. سایر کنترل‌ها برای بررسی اعتبار نتایج این روش، بعد از محاسبه مقادیر DCR انجام خواهد شد.

۷-۱۰ بررسی پارامترهای اثر گذار

۷-۱۰-۱ اثر همزمانی مولفه‌های متعامد زلزله

با توجه به عدم وجود ستون‌های مشترک بین قاب‌های باربر جانبی در دو جهت متعامد، اثر زلزله در جهت متعامد در ترکیب بارها منظور نشده است. بنابراین زلزله در هر جهت به صورت مجزا در نظر گرفته شده است.

۷-۱۰-۲ اثر مولفه ی قائم زلزله

به دلیل اینکه عضو طره‌ای و یا سایر اعضایی که مولفه قائم زلزله در آن‌ها تاثیر جدی داشته باشد در این سازه وجود ندارد، از اثر مولفه ی قائم زلزله صرف نظر شده است.

۷-۱۰-۳ اثر P-Δ

تصحیح ضریب C_3 در بند ۷-۸ انجام شده است.

۷-۱۰-۴ ملاحظات پیچش

طبق شکل ۴-۶ به منظور بررسی لزوم در نظر گرفتن پیچش اتفاقی، نیاز به محاسبه ی η نسبت حداکثر تغییر مکان افقی طبقه به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه در تمام طبقات ساختمان است. مقادیر η با در نظر گرفتن خروج از مرکزیتی برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای نیروی زلزله محاسبه شده و نتایج آن در جداول ۷-۹ و ۷-۱۰ ارائه شده است.

جدول ۷-۹- جابه‌جایی مرکز جرم در جهت مثبت محورها

طبقه i	δ_{max} (cm)		δ_{cm} (cm)		$\eta_i = \frac{(\delta_{max})_i}{(\delta_{CM})_i}$		η_{max}		$\eta_{max} < 1.1$	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
۱	۲/۱۶	۱/۷۱	۲/۰۰	۱/۶۴	۱/۰۸	۱/۰۴				
۲	۴/۷۵	۳/۵۵	۴/۴۱	۳/۴۲	۱/۰۸	۱/۰۴	۱/۰۸	۱/۰۴	بله	بله
۳	۷/۱۷	۵/۲۰	۶/۶۸	۵/۰۰	۱/۰۷	۱/۰۴				

جدول ۷-۱۰- جابه‌جایی مرکز جرم در جهت منفی محورها

طبقه i	δ_{max} (cm)		δ_{cm} (cm)		$\eta_i = \frac{(\delta_{max})_i}{(\delta_{CM})_i}$		η_{max}		$\eta_{max} < 1.1$	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
۱	۲/۱۳	۱/۶۶	۲/۰۰	۱/۶۳	۱/۰۷	۱/۰۲				
۲	۴/۷۰	۳/۴۶	۴/۴۱	۳/۴۰	۱/۰۶	۱/۰۲	۱/۰۷	۱/۰۲	بله	بله
۳	۷/۱۲	۵/۰۶	۶/۶۷	۴/۹۷	۱/۰۷	۱/۰۲				

باید توجه داشت که بعد از اعمال خروج از مرکزیت در هر جهت مقدار η در جهت عمود بر آن بررسی می‌شود. با توجه به نتایج جداول فوق $\eta_{max} < 1/1$ است؛ لذا با توجه به شکل ۴-۶، کنترل دیگری نیاز نبوده و می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف نظر نمود.

۷-۱۰-۵ بررسی صلبیت دیافراگم و نیروهای وارد بر آن

۷-۱۰-۵-۱ بررسی صلبیت دیافراگم

همان‌طور که در بند ۷-۷-۱ بیان شد از آن‌جا که دیافراگم ساختمان از نوع طاق ضربی است، برای حصول صلبیت دیافراگم از المان‌های ضربدری استفاده شده و محاسبات با فرض صلبیت دیافراگم‌ها انجام شده است.

۷-۱۰-۵-۲ محاسبه نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم

نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم براساس رابطه‌ی ۵-۱۰ و براساس نیروهای جانبی محاسبه شده در جدول ۷-۶ مطابق جدول ۷-۱۱ تعیین شده است.

جدول ۷-۱۱- نیروی جانبی اعمال شده بر دیافراگم

طبقه i	F _i		W _i	F _i تجمعی		W _i تجمعی	F _{pi}	
	X	Y		X	Y		X	Y
۳	۱۳۰/۵	۱۳۰/۵	۱۰۹/۴	۱۳۰/۵	۱۳۰/۵	۱۰۹/۴	۱۳۰/۵	۱۳۰/۵
۲	۸۹/۱	۸۹/۱	۱۰۷/۹	۲۱۹/۵	۲۱۹/۵	۲۱۷/۲	۱۰۹/۰	۱۰۹/۰
۱	۴۸/۵	۴۸/۵	۱۰۵/۷	۲۶۸/۰	۲۶۸/۰	۳۲۲/۹	۸۷/۷	۸۷/۷

در جدول فوق، F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه آم، F_{pi} نیروی وارد بر دیافراگم طبقه آم و W_i وزن طبقه آم در محاسبات زلزله هستند.

۷-۱۰-۶ ترکیب بارها

دو نوع ترکیب بار ثقلی مجزا مطابق روابط ۵-۳۰ در ترکیب با بارهای زلزله به شرح زیر در نظر گرفته شده است.

$$Q_{G1} = 1.1 \times (Q_D + Q_L)$$

$$Q_{G2} = 0.9 \times Q_D$$

که در آن:

Q_D بار مرده؛

Q_L باز زنده‌ی موثر است.

به منظور به دست آوردن نیروها و تغییر شکل‌های مقاطع اعضا بسته به مورد از ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا حالت کنترل شونده توسط نیرو استفاده شده است. این ترکیب بارها در ذیل آورده شده‌اند.

ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل عبارت هستند از :

- | | |
|-----------|---|
| 1. COMBG | 1.1 × (Q _D + Q _L) |
| 2. COMBD1 | 1.1 × (Q _D + Q _L) + EX |
| 3. COMBD2 | 1.1 × (Q _D + Q _L) - EX |
| 4. COMBD3 | 1.1 × (Q _D + Q _L) + EY |
| 5. COMBD4 | 1.1 × (Q _D + Q _L) - EY |
| 6. COMBD5 | 0.9 × Q _D + EX |
| 7. COMBD6 | 0.9 × Q _D - EX |
| 8. COMBD7 | 0.9 × Q _D + EY |
| 9. COMBD8 | 0.9 × Q _D - EY |

برای حالت کنترل شونده توسط نیرو نیز ترکیب بارها به صورت زیر هستند:

- | | |
|-----------|--|
| 1. COMBG | 1.1 × (Q _D + Q _L) |
| 2. COMBF1 | 1.1 × (Q _D + Q _L) + EX / (C ₁ C ₂ C ₃ J) |
| 3. COMBF2 | 1.1 × (Q _D + Q _L) - EX / (C ₁ C ₂ C ₃ J) |
| 4. COMBF3 | 1.1 × (Q _D + Q _L) + EY / (C ₁ C ₂ C ₃ J) |
| 5. COMBF4 | 1.1 × (Q _D + Q _L) - EY / (C ₁ C ₂ C ₃ J) |
| 6. COMBF5 | 0.9 × Q _D + EX / (C ₁ C ₂ C ₃ J) |

7. COMBF6	$0.9 \times Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
8. COMBF7	$0.9 \times Q_D + EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
9. COMBF8	$0.9 \times Q_D - EY / (C_1 C_2 C_3 J)$

در روابط فوق:

Q_D بار مرده؛

Q_L بار زنده؛

EX بار زلزله در جهت X؛

EY بار زلزله در جهت Y است.

۷-۱۱ تحلیل خطی و محاسبه‌ی مقادیر نیازها

بر اساس فرضیاتی که تا این مرحله در نظر گرفته شده است مدل سازه در نرم افزار SAP 2000 تهیه شده است. بر اساس نتایج این تحلیل مقادیر نیاز اعضای سازه تعیین شده‌اند. این نیازها در اعضای مهاربندی نیروی محوری عضو، در تیرها نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌ها شامل لنگر خمشی حول محورهای محلی ۲ و ۳ و نیروی محوری است.

مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها هم‌جهت با مثبت محورهای مختصات بوده است. بدین معنا که تیرهای موجود در راستای X و Y به ترتیب از چپ به راست و از پایین به بالا در صفحه XY مدل شده‌اند و ستون‌ها نیز در راستای محور Z از پایین به بالا در مدل تعریف شده‌اند. بنابراین ابتدای المان‌های تیری راستای X و Y به ترتیب در سمت چپ و پایین آن‌ها در صفحه XY قرار دارد و ابتدای ستون‌ها در قسمت تحتانی آن‌ها در راستای محور Z واقع است. فاصله‌ی نسبی که در جداول مربوط به نتایج خواهد آمد با توجه به ابتدای المان سنجیده می‌شود.

جدول ۷-۱۲- مقادیر نیاز تیرها در سطح خطر-۱

مقادیر بر حسب kg و cm است.

شماره عضو	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	M3-3	V2-2
24	0.5	COMBG	324959	0
24	1.0	COMBG	0	2637
28	0.5	COMBG	329644	0
28	1.0	COMBG	0	2961
103	1.0	COMBD4	-1115899	12824
103	1.0	COMBF4	-966654	12525
113	0.5	COMBG	273584	0
113	1.0	COMBG	0	2211
117	1.0	COMBD2	-946970	7343
117	1.0	COMBF2	-688832	6827
131	1.0	COMBD3	-1167483	12341
131	1.0	COMBF3	-1015975	12027

جدول ۷-۱۳- مقادیر نیازها در ستون‌ها در سطح خطر-۱

مقادیر برحسب kg و cm است.

شماره عضو	مقطع فاصله نسبی	ترکیب بار	M3-3	M2-2	P
68	0.0	COMBD1	-294	2244	-27374
68	0.0	COMBF1	-----*	-----*	-18759
68	0.0	COMBD2	-338	-2802	6864
68	0.0	COMBD3	-5528	-227	-10561
75	0.0	COMBD1	-3502	-90047	-72344
75	0.0	COMBD4	-245910	-853	-76931
75	0.0	COMBF4	-123746	-1140	-74620
79	1.0	COMBD2	8763	-4391	-14519
79	0.0	COMBD3	-17537	-906	58710
79	1.0	COMBD4	17137	-457	-88296
79	1.0	COMBF4	12976	-444	-51305
81	0.0	COMBD2	-1456	100670	-30288
81	0.0	COMBD3	256230	4131	-187918
81	0.0	COMBF3	127179	4453	-108778
93	1.0	COMBD1	-187	2311	-90691
93	1.0	COMBF1	-198	994	-56012
93	1.0	COMBD2	-232	-2923	47224
93	1.0	COMBD3	-5510	-359	-20445

* مقادیر ممان‌ها در این ترکیب بار در محاسبات مربوط مورد نیاز نیست.

لازم به ذکر است، از آن‌جا که سیستم مقاوم باربر جانبی در دو جهت مهاربندی است، در المان‌های ستون‌ها برش بسیار اندکی ایجاد می‌شود. لذا از ذکر نیروهای برشی ستون‌ها در این قسمت صرف‌نظر شده است. در ادامه به عنوان نمونه مقادیر نیازها برای تعدادی از تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها در جداول ۷-۱۲ تا ۷-۱۴ ارائه شده‌اند. لازم به توضیح است که تلاش‌های داخلی تیرها در بر ستون و تلاش‌های داخلی ستون‌ها در بر تیر تعیین شده است.

جدول ۷-۱۴- مقادیر نیاز المان‌های مهاربندی در سطح خطر-۱

شماره عضو	ترکیب بار	P
8	COMBD1	-90595
19	COMBD1	-38296.7
135	COMBD3	-88905.3
135	COMBF3	-46624.7
135	COMBF8	38476.64
143	COMBD3	-67276.9

در جدول ۷-۱۴ مقادیر نیروی محوری ارایه شده در ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو برای کنترل اتصالات مهاربندی‌ها است.

۷-۱۲ محاسبه‌ی ظرفیت اعضا

در این مرحله ظرفیت اعضای تیر، ستون و مهاربند براساس دستورالعمل بهسازی و نیز مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان محاسبه شده و نتایج آن در جداول ۷-۱۵ تا ۷-۱۷ ارایه شده‌اند. از آن‌جا که در این مثال کنترل معیارهای پذیرش نیز در حالت خطی انجام شده است، ظرفیت‌های المان‌ها برای هر دو حالت محاسبه‌ی DCR و کنترل معیارهای پذیرش ارایه شده‌اند. نمونه‌هایی از محاسبات دستی مربوط به محاسبه‌ی ظرفیت المان‌ها در بند ۷-۲۴ ارایه شده است.

جدول ۷-۱۵-مقادیر ظرفیت برشی و خمشی تیرها

مقادیر برحسب kg و cm است

شماره عضو	حالت مورد بررسی	ظرفیت خمشی حول محور ۳-۳	ظرفیت برشی در راستای محور ۲-۲
24 & 113	مورد انتظار	541450	16464
	کرانه پایین	497250	15120
28	مورد انتظار	406700	14024
	کرانه پایین	373500	12879
103 & 131	مورد انتظار	1525551	49392
	کرانه پایین	1401016	45360
117	مورد انتظار	1169895	42071
	کرانه پایین	1074393	38637

ظرفیت تیرها در دو حالت مورد انتظار و کرانه پایین محاسبه شده است. محاسبه ظرفیت خمشی کرانه‌ی پایین از آن جهت انجام شده که به دلایلی که در بند ۷-۱۶ ذکر خواهد شد از کرانه‌ی پایین ظرفیت برای محاسبه معیارهای پذیرش تیرها استفاده خواهد شد. در ادامه برای نمونه مقادیر ظرفیت‌های محاسبه شده برای چند تیر در جدول ۷-۱۵ درج شده است.

برای مدل‌سازی و محاسبه‌ی ظرفیت تیرهای لانه زنبوری به طور تقریبی از مقطعی استفاده شده که دارای ظرفیت خمشی مابین مقطع توپر و توخالی و ظرفیت برشی برابر با مقطع توپر است. با توجه به آن‌که تیرهای لانه زنبوری به صورت یکسره از کنار ستون‌ها عبور کرده‌اند، مقادیر حداکثر ممان نیز همانند برش در تکیه گاه رخ می‌دهد. با در نظر گرفتن این نکته که در تکیه‌گاه‌ها از ورق تقویتی جان که ضخامتی در محدود ضخامت جان دارد، استفاده شده است، فرض‌های مزبور خطای بسیار اندکی در نتایج ایجاد می‌کند. ظرفیت ستون‌ها نیز از دو حالت مورد انتظار و کرانه‌ی پایین ارایه شده‌اند. مقاومت‌های کرانه‌ی پایین کنترل معیارهای پذیرش به کار می‌روند. به عنوان نمونه مقادیر ظرفیت‌های خمشی و محوری چند ستون در جدول ۷-۱۶ آمده است.

جدول ۷-۱۶- مقادیر ظرفیت خمشی و محوری ستون‌ها

مقادیر برحسب kg و cm است

شماره عضو	حالت مورد بررسی	ظرفیت ممان خمشی حول محور ۳-۳	ظرفیت ممان خمشی حول محور ۲-۲	ظرفیت کششی	ظرفیت فشاری
68 & 93	مورد انتظار	378700	176795	80360	60696
	کرانه‌ی پایین	347786	162363	----	56879
75 & 81	مورد انتظار	1030998	345976	169050	109880
	کرانه‌ی پایین	946835	317733	----	104349
79	مورد انتظار	532263	242718	98490	78479
	کرانه‌ی پایین	488813	222904	----	73234

محاسبه‌ی ظرفیت المان‌های مهاربندی نیز برای نیروی محوری در دو حالت کشش و فشار انجام شده است. از آن جا که المان‌های مهاربندی تحت نیروی محوری کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند، کنترل معیار پذیرش آن‌ها با توجه به مقاومت مورد انتظار آن‌ها انجام می‌شود. لذا ظرفیت محوری المان‌های مهاربندی فقط در حالت مورد انتظار محاسبه شده است. در جدول ۷-۱۷ به عنوان نمونه ظرفیت محوری تعدادی از المان‌های مهاربندی ارائه شده است:

جدول ۷-۱۷- مقادیر ظرفیت محوری المان‌های مهاربندی

مقادیر برحسب kg و cm است.

شماره عضو	حالت مورد بررسی	ظرفیت کششی	ظرفیت فشاری
8 & 135	مورد انتظار	65954	28945
19 & 143	مورد انتظار	53998	22772

۷-۱۳ محاسبه‌ی DCR اعضا

در این مرحله با توجه به نتایج بندهای ۷-۱۱ و ۷-۱۲ مقادیر DCR براساس رابطه ۵-۱ محاسبه شده و نتایج در جداول ۷-۱۸ تا ۷-۲۰ ارائه شده است. نمونه‌هایی از محاسبات دستی مربوط به محاسبه DCR المان‌ها در بند ۷-۲۴ ارائه شده است. فاصله‌ی نسبی مقطع اعضا که در جداول بعد آمده است، مطابق توضیحات بند ۷-۱۱ تعیین شده است.

جدول ۷-۱۸- مقادیر DCR حداکثر تیرها در سطح خطر ۱-

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۲-۲	DCR حداکثر
11	0.0	COMBD2	0.80	0.0	COMBD2	0.16	0.80
12	1.0	COMBD2	0.82	1.0	COMBD2	0.22	0.82
13	0.0	COMBD2	0.82	0.0	COMBD2	0.15	0.82
14	1.0	COMBD4	0.69	1.0	COMBD4	0.26	0.69
15	0.0	COMBD4	0.69	0.0	COMBD4	0.15	0.69
16	1.0	COMBD3	0.72	1.0	COMBD3	0.25	0.72
17	0.0	COMBD3	0.72	0.0	COMBD3	0.23	0.72
20	0.5	COMBG	0.50	1.0	COMBG	0.15	0.50
21	0.5	COMBG	0.75	1.0	COMBG	0.20	0.75
22	0.5	COMBG	0.65	1.0	COMBG	0.17	0.65
23	0.5	COMBG	0.79	1.0	COMBG	0.18	0.79
24	0.5	COMBG	0.60	1.0	COMBG	0.16	0.60
25	0.5	COMBG	0.55	1.0	COMBG	0.14	0.55
26	0.5	COMBG	0.62	1.0	COMBG	0.19	0.62
27	0.5	COMBG	0.50	1.0	COMBG	0.13	0.50
28	0.5	COMBG	0.81	1.0	COMBG	0.21	0.81
100	0.0	COMBD2	0.89	0.0	COMBD2	0.17	0.89
101	1.0	COMBD2	0.91	1.0	COMBD2	0.22	0.91
102	0.0	COMBD2	0.91	0.0	COMBD2	0.16	0.91
103	1.0	COMBD4	0.73	1.0	COMBD4	0.26	0.73
104	0.0	COMBD4	0.73	0.0	COMBD4	0.15	0.73
105	0.0	COMBD3	0.77	0.0	COMBD3	0.24	0.77
106	0.5	COMBG	0.50	1.0	COMBG	0.15	0.50
107	0.5	COMBG	0.75	1.0	COMBG	0.20	0.75
108	0.5	COMBG	0.65	1.0	COMBG	0.17	0.65
109	0.5	COMBG	0.79	1.0	COMBG	0.18	0.79
110	0.5	COMBG	0.60	1.0	COMBG	0.16	0.60
111	0.5	COMBG	0.55	1.0	COMBG	0.14	0.55
112	0.5	COMBG	0.63	1.0	COMBG	0.19	0.63
113	0.5	COMBG	0.51	1.0	COMBG	0.13	0.51
114	0.5	COMBG	0.81	1.0	COMBG	0.21	0.81
115	1.0	COMBD2	0.77	1.0	COMBD2	0.16	0.77
116	0.0	COMBD2	0.77	0.0	COMBD2	0.14	0.77
117	1.0	COMBD2	0.81	1.0	COMBD2	0.17	0.81

جدول ۷-۱۸-ادامه

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۲-۲	DCR حداکثر
118	0.0	COMBD2	0.81	0.0	COMBD2	0.15	0.81
119	1.0	COMBD4	0.69	1.0	COMBD4	0.24	0.69
120	0.0	COMBD4	0.69	0.0	COMBD4	0.13	0.69
121	0.0	COMBD3	0.69	0.0	COMBD3	0.17	0.69
122	0.5	COMBG	0.33	1.0	COMBG	0.10	0.33
123	0.5	COMBG	0.53	1.0	COMBG	0.12	0.53
124	0.5	COMBG	0.43	1.0	COMBG	0.11	0.43
125	0.5	COMBG	0.75	1.0	COMBG	0.17	0.75
126	0.5	COMBG	0.60	1.0	COMBG	0.11	0.60
127	0.5	COMBG	0.51	1.0	COMBG	0.13	0.51
128	0.5	COMBG	0.33	1.0	COMBG	0.10	0.33
129	0.5	COMBG	0.22	1.0	COMBG	0.05	0.22
130	0.5	COMBG	0.43	1.0	COMBG	0.11	0.43
131	1.0	COMBD3	0.77	1.0	COMBD3	0.25	0.77
133	1.0	COMBD3	0.69	1.0	COMBD3	0.23	0.69
146	1.0	COMBD2	0.89	1.0	COMBD2	0.21	0.89
147	1.0	COMBD2	0.80	1.0	COMBD2	0.20	0.80

همان‌طور که ملاحظه می‌شود DCR همه‌ی تیرها کم‌تر از یک است. این موضوع به این دلیل است که در تیرهای جهت مهاربندی ترکیب بار ثقلی حاکم شده است و در تیرهای جهت خرجینی نیز اثر زلزله در نیروهای داخلی اعضای سازه ناچیز است.

جدول ۷-۱۹- مقادیر DCR حداکثر المان‌های مهاربندی در سطح خطر-۱

شماره عضو	ترکیب بار	DCR حداکثر نیروی محوری	شماره عضو	ترکیب بار	DCR حداکثر نیروی محوری
1	COMBD2	3.21	134	COMBD4	3.07
2	COMBD1	3.16	135	COMBD3	3.07
3	COMBD2	2.97	136	COMBD4	2.91
4	COMBD1	2.94	137	COMBD3	2.91
5	COMBD2	1.69	138	COMBD4	1.66
6	COMBD1	1.68	139	COMBD3	1.65
7	COMBD2	3.18	140	COMBD4	1.69
8	COMBD1	3.13	141	COMBD3	1.70
9	COMBD2	2.95	142	COMBD4	2.95
10	COMBD1	2.92	143	COMBD3	2.95
18	COMBD2	1.70	144	COMBD4	3.10
19	COMBD1	1.68	145	COMBD3	3.10

در مورد المان‌های مهاربندی نیز با توجه به اینکه عملاً نیروی محوری در آن‌ها حاکم است، DCR مربوط به این تلاش ارایه شده است. جدول ۷-۱۹ مقادیر حداکثر DCR محوری را همراه با ترکیب‌بارهای نظیر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر DCR در دو سوم مهاربندی‌های موجود بیش‌تر از ۲ است. این بدان علت است که در این مهاربندی‌ها نیروی زلزله‌ای چندین برابر نیروی طراحی ایجاد شده است.

جدول ۷-۲۰- مقادیر DCR حداکثر ستون‌ها در سطح خطر ۱-

شماره عضو	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی حول محور ۲-۲	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی حول محور ۳-۳	ترکیب بار	DCR نیروی محوری	DCR حداکثر
63	0.0	COMBD1	0.23	0.0	COMBD4	0.40	0.18	COMBD2	3.40
64	1.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.06	0.03	COMBD2	1.37
65	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.05	0.03	COMBD2	0.39
66	0.0	COMBD1	0.23	0.0	COMBD4	0.39	0.18	COMBD1	3.66
67	1.0	COMBD2	0.02	1.0	COMBD4	0.03	0.01	COMBD1	1.51
68	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.03	0.01	COMBD1	0.45
69	0.0	COMBD1	0.23	0.0	COMBD4	0.41	0.19	COMBD1	0.24
70	1.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.07	0.03	COMBD1	0.14
71	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.06	0.03	COMBD1	0.07
72	0.0	COMBD1	0.26	0.0	COMBD4	0.70	0.24	COMBD4	1.73
73	1.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.07	0.03	COMBD4	1.18
74	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.06	0.03	COMBD4	0.36
75	0.0	COMBD1	0.26	0.0	COMBD4	0.71	0.24	COMBD4	0.70
76	1.0	COMBD2	0.02	1.0	COMBD4	0.06	0.03	COMBD4	0.65
77	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.05	0.02	COMBD4	0.31
78	0.0	COMBD1	0.26	0.0	COMBD4	0.72	0.24	COMBD4	1.68
79	1.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.07	0.03	COMBD4	1.13
80	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.07	0.03	COMBD4	0.33
81	0.0	COMBD2	0.29	0.0	COMBD4	0.74	0.25	COMBD3	1.71
82	0.0	COMBD2	0.11	1.0	COMBD4	0.11	0.05	COMBD3	1.17
83	1.0	COMBD2	0.15	1.0	COMBD3	0.13	0.06	COMBD3	0.35
84	0.0	COMBD1	0.26	0.0	COMBD4	0.70	0.24	COMBD3	0.67
85	1.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.04	0.02	COMBD3	0.61
86	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.03	0.02	COMBD3	0.28
87	0.0	COMBD1	0.28	0.0	COMBD4	0.76	0.26	COMBD3	1.65
88	0.0	COMBD1	0.07	1.0	COMBD4	0.12	0.06	COMBD3	1.09
89	1.0	COMBD1	0.09	1.0	COMBD3	0.13	0.06	COMBD3	0.30
90	0.0	COMBD1	0.23	0.0	COMBD3	0.39	0.18	COMBD2	3.40
91	1.0	COMBD2	0.02	1.0	COMBD3	0.06	0.03	COMBD2	1.36
92	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD4	0.05	0.02	COMBD2	0.38
93	1.0	COMBD2	0.02	1.0	COMBD3	0.03	0.01	COMBD1	1.50
94	0.0	COMBD2	0.02	0.0	COMBD3	0.03	0.01	COMBD1	0.44
95	0.0	COMBD1	0.23	0.0	COMBD3	0.41	0.19	COMBD1	0.25
96	1.0	COMBD2	0.02	1.0	COMBD3	0.07	0.03	COMBD1	0.14

جدول ۷-۲۰ مقادیر حداکثر DCR ستون‌ها را تحت اثر لنگرهای خمشی و نیروی محوری نشان می‌دهد. از آنجا که سیستم سازه‌ای موجود بعد از اصلاح در دو جهت دارای مهاربندی است، برش بسیار کمی در ستون‌ها در اثر نیروهای جانبی ایجاد شده است. لذا مقادیر DCR برشی در دو جهت بسیار کوچک هستند در حدود ۰/۰۱ بنابراین از آوردن آن‌ها در این‌جا صرف نظر می‌شود. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در حدود ۱۰ درصد ستون‌ها دارای DCR بالای ۲ هستند. ستون‌های مزبور در مجاورت مهاربندها قرار دارند و نیروی محوری قابل ملاحظه‌ای در آن‌ها ایجاد شده است.

۷-۱۴ انتخاب نهایی روش تحلیل

با توجه به اینکه مقادیر DCR در تعدادی از المان‌های سازه‌ای بزرگ‌تر از عدد ۲ شده است، براساس مطالب عنوان شده در بند ۲-۳-۱ دستورالعمل برای بررسی اعتبار روش تحلیل استاتیکی خطی لازم است که سه شرط نیروی دیگر نیز کنترل شود:

۱- کنترل وجود انقطاع در سیستم باربر در صفحه و خارج از صفحه: انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود ندارد.

۲- کنترل نامنظمی شدید در مقاومت پیچشی: سازه دارای نامنظمی شدید در مقاومت پیچشی نیست؛ زیرا با عنایت به تشابه مقاطع اعضای آن‌ها به لحاظ مشخصه‌های هندسی و مقاومتی، مقایسه مقادیر DCR به دست آمده در طرفین مرکز سختی نشان می‌دهد که نسبت مقادیر حداکثر آن‌ها کم‌تر از ۱/۵ است.

۳- مورد دیگری که باید کنترل شود، مقدار DCR متوسط برای طبقات مختلف براساس رابطه ۵-۲ است. این مقدار برای طبقات اول، دوم و سوم به ترتیب برابر ۲/۷۰، ۲/۳۱ و ۱/۹۲ به دست آمده که نسبت DCR متوسط بین طبقات اول و دوم برابر ۱/۱۷ و برای طبقات دوم و سوم برابر ۲/۰۱ می‌باشد که کم‌تر از ۱/۲۵ هستند.

با توجه به موارد فوق اعتبار روش تحلیل استاتیکی خطی مورد تایید است و در ادامه به کنترل معیارهای پذیرش پرداخته می‌شود.

۷-۱۵ کنترل معیارهای پذیرش تیرها

در حالت کلی تلاش خمشی تیرها کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و تلاش برشی کنترل‌شونده توسط نیرو است. لذا معیارهای پذیرش لنگر خمشی باید با رابطه ۶-۷ و با استفاده از جدول ۶-۱-الف و معیارهای پذیرش برشی باید با رابطه ۶-۸ کنترل شود؛ لیکن در اینجا با توجه به این که در تیرهای جهت مهاربندی نیروی زلزله در مقادیر تلاش‌ها اثری ندارد، تیرهای جهت مزبور در خمش نیز کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده‌اند. در جهت خرجینی نیز با توجه به آن که تیرها در آن‌ها به صورت یک سره عبور داده شده‌اند، نیروی زلزله اندکی در مقادیر تلاش‌ها اثر خواهد داشت؛ اما چون این تیرها دارای مقطع لانه زنبوری هستند و از رفتار مناسب آن‌ها در هنگام تغییرشکل اطمینان وجود ندارد؛ این تیرها نیز در خمش کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده‌اند. با توجه به توضیحات فوق، نتایج معیارهای پذیرش حداکثر تیرها در سطح خطر یک و در سطح عملکرد ایمنی جانی به طور خلاصه در جدول ۷-۲۱ درج شده است. فاصله‌ی نسبی مقطع اعضا که در جدول زیر آمده است مطابق توضیحات بند ۷-۱۱ تعیین شده است.

جدول ۷-۲۱- معیارهای پذیرش تیرها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

شماره عضو	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	معیار پذیرش لنگر خمشی	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۲-۲	حداکثر معیار پذیرش
11	0.0	COMBF2	0.70	0.0	COMBF2	0.16	0.70
12	1.0	COMBF2	0.73	1.0	COMBF2	0.23	0.73
13	0.0	COMBF2	0.73	0.0	COMBF2	0.15	0.73
14	1.0	COMBF4	0.68	1.0	COMBF4	0.28	0.68
15	0.0	COMBF4	0.68	0.0	COMBF4	0.15	0.68
16	1.0	COMBF3	0.72	1.0	COMBF3	0.26	0.72
17	0.0	COMBF3	0.72	0.0	COMBF3	0.25	0.72
20	0.5	COMBG	0.54	1.0	COMBG	0.16	0.54
21	0.5	COMBG	0.81	1.0	COMBG	0.22	0.81
22	0.5	COMBG	0.71	1.0	COMBG	0.18	0.71
23	0.5	COMBG	0.86	1.0	COMBG	0.20	0.86
24	0.5	COMBG	0.65	1.0	COMBG	0.17	0.65
25	0.5	COMBG	0.59	1.0	COMBG	0.15	0.59
26	0.5	COMBG	0.68	1.0	COMBG	0.20	0.68
27	0.5	COMBG	0.55	1.0	COMBG	0.15	0.55
28	0.5	COMBG	0.88	1.0	COMBG	0.23	0.88
100	0.0	COMBF2	0.74	0.0	COMBF2	0.16	0.74
101	1.0	COMBF2	0.77	1.0	COMBF2	0.23	0.77
102	0.0	COMBF2	0.77	0.0	COMBF2	0.15	0.77
103	0.5	COMBF3	0.71	1.0	COMBF4	0.28	0.71
104	0.0	COMBF4	0.69	0.0	COMBF4	0.15	0.69
105	0.0	COMBF3	0.73	0.0	COMBF3	0.25	0.73
106	0.5	COMBG	0.55	1.0	COMBG	0.16	0.55
107	0.5	COMBG	0.82	1.0	COMBG	0.22	0.82
108	0.5	COMBG	0.71	1.0	COMBG	0.18	0.71
109	0.5	COMBG	0.87	1.0	COMBG	0.20	0.87
110	0.5	COMBG	0.66	1.0	COMBG	0.18	0.66
111	0.5	COMBG	0.59	1.0	COMBG	0.15	0.59
112	0.5	COMBG	0.68	1.0	COMBG	0.20	0.68
113	0.5	COMBG	0.55	1.0	COMBG	0.15	0.55
114	0.5	COMBG	0.88	1.0	COMBG	0.23	0.88
115	1.0	COMBF2	0.60	1.0	COMBF2	0.16	0.60
116	0.0	COMBF2	0.60	0.0	COMBF2	0.13	0.60
117	1.0	COMBF2	0.64	1.0	COMBF2	0.18	0.64
118	0.0	COMBF2	0.64	0.0	COMBF2	0.14	0.64
119	0.5	COMBF3	0.69	1.0	COMBF4	0.26	0.69
120	0.0	COMBF4	0.63	0.0	COMBF4	0.13	0.63
121	0.0	COMBF3	0.63	0.0	COMBF3	0.17	0.63
122	0.5	COMBG	0.36	1.0	COMBG	0.11	0.36
123	0.5	COMBG	0.58	1.0	COMBG	0.14	0.58
124	0.5	COMBG	0.47	1.0	COMBG	0.12	0.47
125	0.5	COMBG	0.81	1.0	COMBG	0.19	0.81
126	0.5	COMBG	0.66	1.0	COMBG	0.12	0.66
127	0.5	COMBG	0.56	1.0	COMBG	0.15	0.56
128	0.5	COMBG	0.36	1.0	COMBG	0.11	0.36
129	0.5	COMBG	0.24	1.0	COMBG	0.06	0.24

همان طور که ملاحظه می‌شود معیار پذیرش حداکثر همه‌ی تیرها کوچک‌تر از یک شده‌اند. همان طور که در بند ۷-۱۴ آمده است، این موضوع بدان علت است که در تیرهای موجود اثر نیروی زلزله در مقادیر تلاش‌های المان‌ها ناچیز است. بنابراین با فرض طراحی اولیه‌ی آن‌ها در مقابل بارهای ثقلی و با توجه به در نظر گرفتن ظرفیت کرانه‌ی پایین در محاسبه معیارهای پذیرش این المان‌ها که بیش از ظرفیت مجاز آن‌ها است؛ انتظار هم می‌رفت که این نسبت‌ها کمتر از یک شوند.

۷-۱۶ کنترل معیارهای پذیرش ستون‌ها

بر اساس مقادیر نیازها و ظرفیت‌های محاسبه‌شده در بندهای ۷-۱۱ و ۷-۱۲ و با استفاده از روابط بند ۷-۴-۲-۲ و جدول ۵-۲ دستورالعمل مقادیر معیارهای پذیرش ستون‌ها در سطح خطر یک و سطح عملکرد ایمنی جانی محاسبه شده‌اند. نتایج حاصله به طور خلاصه در جدول ۷-۲۲ آمده است. در این جدول ترکیب باری که در آن حداکثر معیار پذیرش حاصل شده در ستونی با عنوان "ترکیب بار نظیر حداکثر معیار پذیرش" مشخص شده است. در این ستون هر کجا دو ترکیب بار آمده بیانگر آن است که به ترتیب از سمت چپ از ممان‌های حاصل از ترکیب بار اول و نیروی محوری حاصل از ترکیب بار دوم برای کنترل معیار پذیرش استفاده می‌گردد. چرا که در حالت مزبور نیروی محوری کنترل‌شونده توسط نیرو و ممان‌ها کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشد. به این دلیل از ترکیبات بار نظیر برای ممان و نیروی محوری استفاده شده است.

جدول ۷-۲۲- معیارهای پذیرش ستون‌ها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

شماره عضو	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار نظیر حداکثر معیار پذیرش	رابطه‌ی کنترل کننده	حداکثر معیار پذیرش
63	0.0	COMBF2	5-15&5-16	2.10
64	1.0	COMBF2	5-15&5-16	0.85
65	0.0	COMBD2& COMBF2	5-13&5-14	0.25
66	1.0	COMBF1	5-15&5-16	2.25
67	0.0	COMBF1	5-15&5-16	1.01
68	0.0	COMBD1& COMBF1	5-13&5-14	0.33
69	0.0	COMBD1& COMBF1	5-13&5-14	0.23
70	0.0	COMBD1& COMBF1	5-12	0.12
71	0.0	COMBD1& COMBF1	5-12	0.06
72	0.0	COMBF4	5-15&5-16	1.17
73	1.0	COMBF4	5-15&5-16	0.80
74	0.0	COMBD4& COMBF4	5-13&5-14	0.26
75	0.0	COMBF4	5-15&5-16	0.85
76	1.0	COMBF4	5-15&5-16	0.69
77	0.0	COMBD4& COMBF4	5-13&5-14	0.32
78	0.0	COMBF4	5-15&5-16	1.10
79	1.0	COMBF4	5-15&5-16	0.72
80	0.0	COMBD4& COMBF4	5-13&5-14	0.22
81	0.0	COMBF3	5-15&5-16	1.19

جدول ۷-۲۲-ادامه

شماره عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار نظیر حداکثر معیار پذیرش	رابطه‌ی کنترل کننده	حداکثر معیار پذیرش
82	0.0	COMBF3	5-15&5-16	0.83
83	1.0	COMBD3& COMBF3	5-13&5-14	0.26
84	0.0	COMBF1	5-15&5-16	0.81
85	0.0	COMBD3& COMBF3	5-15&5-16	0.63
86	0.0	COMBD3& COMBF3	5-13&5-14	0.28
87	0.0	COMBF3	5-15&5-16	1.08
88	1.0	COMBF3	5-15&5-16	0.68
89	1.0	COMBD3& COMBF3	5-13&5-14	0.20
90	1.0	COMBF2	5-15&5-16	1.94
91	1.0	COMBF2	5-15&5-16	0.83
92	0.0	COMBD2& COMBF2	5-13&5-14	0.24
93	1.0	COMBF1	5-15&5-16	1.00
94	0.0	COMBD1& COMBF1	5-13&5-14	0.32
95	0.0	COMBD1& COMBF1	5-13&5-14	0.24
96	0.0	COMBD1& COMBF1	5-12	0.12

ضمناً در ترکیب بار یا ترکیب‌های بار مشخص شده، با توجه به نسبت P_{UF}/P_{CL} روابط کنترل کننده معیار پذیرش (مطابق با شماره روابط دستورالعمل بهسازی) مشخص شده‌اند.

در جدول فوق فاصله‌ی نسبی مقطع اعضا مطابق توضیحات بند ۷-۱۱ تعیین شده است.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود در حدود ۲۵ درصد ستون‌ها دارای حداکثر معیار پذیرش بیش از یک هستند. با دقت بیشتر در نتایج جدول فوق مشخص می‌شود که روابط کنترل کننده معیارهای پذیرش در ستون‌های فوق‌الذکر روابط ۵-۱۵ و ۵-۱۶ دستورالعمل هستند که در آن‌ها نیروی محوری و ممان هر دو کنترل‌شونده توسط نیرو است. این روابط زمانی حاکم بر معیارهای پذیرش خواهند بود که نسبت P_{UF}/P_{CL} بیش‌تر از ۰٫۵ باشد. با توجه به تاثیر اندک ممان‌ها در مقادیر معیارهای پذیرش ستون‌های سازه مورد بررسی، معیارهای پذیرش بیش‌تر از یک ناشی از نیروی محوری زیادی است که در اثر نیروی زلزله‌ای حاصل شده که چندین برابر نیروی زلزله طراحی این ستون‌هاست.

۷-۱۷ کنترل معیارهای پذیرش مهاربندی‌ها

بر اساس مقادیر نیازها و ظرفیت به دست آمده برای المان‌های مهاربندی و نیز با توجه به جدول ۷-۲ دستورالعمل و رابطه‌ی ۶-۷، مقادیر معیارهای پذیرش در سطح خطر ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانبی محاسبه شده‌اند. کنترل معیارهای پذیرش برای المان‌های مهاربندی تحت نیروی محوری انجام شده است. المان‌های مهاربندی تحت این تلاش کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشند. خلاصه نتایج معیارهای پذیرش این المان‌ها در جدول ۷-۲۳ ارائه شده است.

جدول ۷-۲۳- معیار پذیرش مهاربندی‌ها در سطح خطر ۱- و سطح عملکرد ایمنی جانی

شماره عضو	ترکیب بار	معیار پذیرش حداکثر نیروی محوری	شماره عضو	ترکیب بار	معیار پذیرش حداکثر نیروی محوری
1	COMBD2	1.07	134	COMBD4	1.02
2	COMBD1	1.05	135	COMBD3	1.02
3	COMBD2	0.99	136	COMBD4	0.97
4	COMBD1	0.98	137	COMBD3	0.97
5	COMBD2	0.56	138	COMBD4	0.55
6	COMBD1	0.56	139	COMBD3	0.55
7	COMBD2	1.06	140	COMBD4	0.56
8	COMBD1	1.04	141	COMBD3	0.57
9	COMBD2	0.98	142	COMBD4	0.98
10	COMBD1	0.97	143	COMBD3	0.98
18	COMBD2	0.57	144	COMBD4	1.03
19	COMBD1	0.56	145	COMBD3	1.03

مشاهده می‌شود که تمامی المان‌های مهاربندی معیار پذیرشی کم‌تر از یک و یا در حدود یک دارند. لذا این المان‌ها با تقریب مناسبی معیارهای پذیرش را برآورده می‌سازند.

۷-۱۸ کنترل معیارهای پذیرش اتصالات

یکی از گام‌های مهم در ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی سازه‌های موجود کنترل اتصالات و در صورت لزوم تقویت آن‌هاست. در این بند برای نمونه تعدادی از اتصالات موجود در سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. در اتصالات جوشی که در این بند مورد بررسی قرار می‌گیرند، الکتروود جوشکاری از نوع E60 و با مقاومت کششی کرانه پایین ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و مقاومت کششی مورد انتظار ۴۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع مورد استفاده قرار گرفته است. براساس مطالب عنوان شده در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، با توجه به اجرای جوش در محل و با فرض انجام بازرسی چشمی با دقت لازم، ضریب $\phi = 0.75$ نیز بر روی تنش مجاز جوش‌ها اعمال می‌شود. لذا ارزش مجاز جوش در حالت مورد انتظار و کرانه‌ی پایین برابر است با:

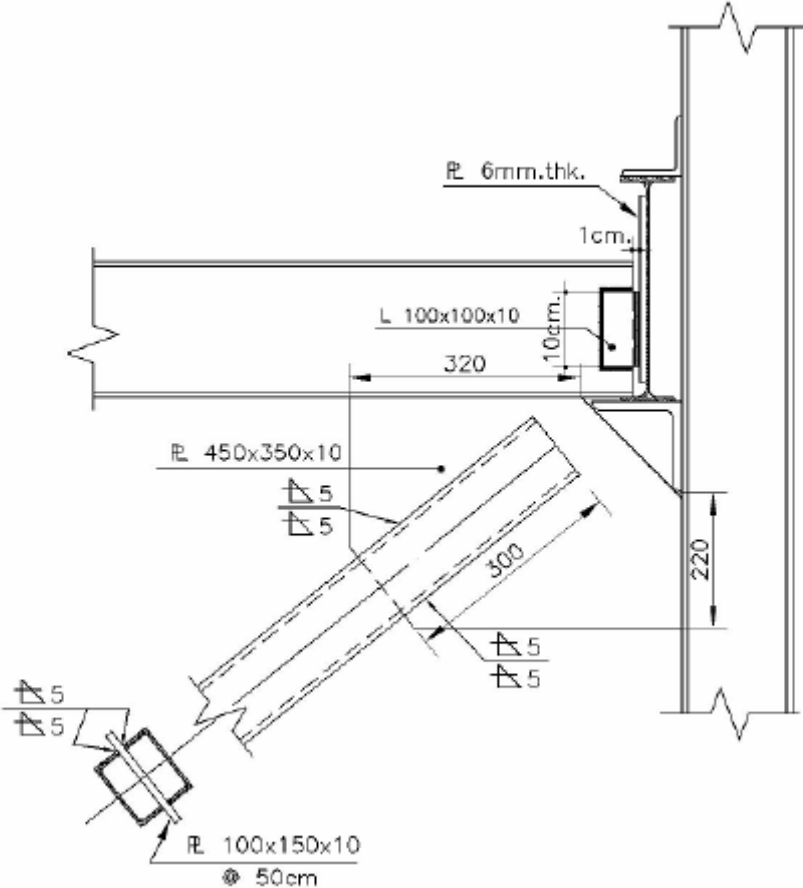
$$0.75 \times (0.3 \times 4200) \times 0.707D = 668D$$

ارزش مجاز جوش مربوط به حالت مورد انتظار

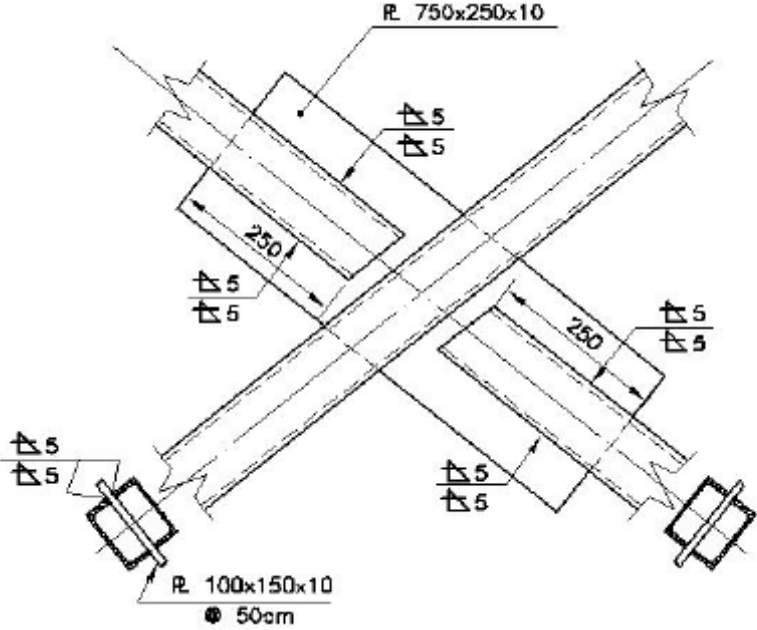
$$668D \times \frac{4500}{4200} \cong 716D$$

ارزش مجاز جوش مربوط به حالت کرانه‌ی پایین مقاومت

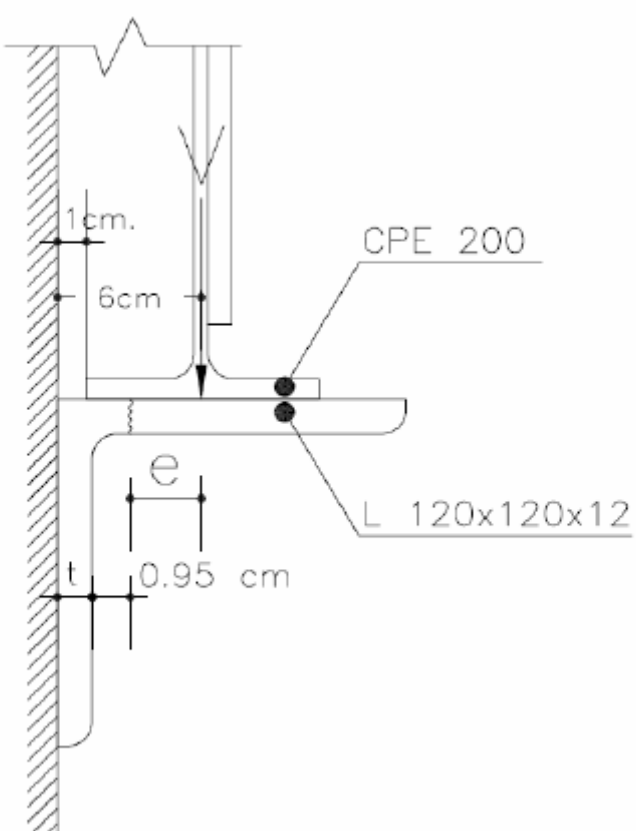
برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین نامه
	<p>۷-۱۸-۱ کنترل اتصالات مهاربندی‌ها</p> <p>در این بخش اتصالات مربوط به مهاربندی‌های طبقه اول به عنوان نمونه مورد بررسی قرار می‌گیرند. از آنجایی که تمام این مهاربندی‌ها دارای مقطع و طول یکسان می‌باشند و با توجه به نیروی زلزله یکسان در دو جهت، تفاوت چندانی در نیروهای حداکثر ایجاد شده در المان‌های مهاربندی وجود ندارد. لذا در این جا اتصالات المان شماره ۱۳۵ که در قاب واقع بر محور می‌باشد</p> <p>بررسی می‌گردد. طبق بند ۵-۲-۴-۱ دستورالعمل، آثار ناشی از تلاش‌های وارده بر اتصالات اعضای مهاربندی کنترل‌شونده توسط نیروست. همان‌طور که در جدول ۷-۱۳ آمده است، حداکثر نیروی محوری کششی موجود در المان مورد بررسی ناشی از ترکیبات کنترل‌شونده توسط نیرو ۳۸٫۵ تن است که در ترکیب بار COMBF8 ایجاد می‌گردد. حداکثر نیروی فشاری موجود در این المان نیز در بین ترکیبات کنترل‌شونده توسط نیرو برابر ۴۶٫۷ تن می‌باشد که در ترکیب بار COMBF3 حاصل می‌گردد. در ادامه اتصالات این المان بررسی خواهند شد. اشکال مربوط با توجه به برداشت‌های انجام‌شده از اتصالات در محل رسم شده‌اند.</p> <p>۷-۱۸-۱-۱ اتصال گوشه</p> <p>۷-۱۸-۱-۱-۱ کنترل جوش اتصال ناودانی زوج به صفحه اتصال گوشه</p> <p>ابتدا کنترل می‌کنیم که با توجه به مقاومت نهایی جوش‌ها و ورق اتصال، وضعیت بحرانی در کدام یک رخ می‌دهد. بدین‌منظور حداکثر نیروی قابل تحمل در واحد طول توسط ورق اتصال و جوش را مقایسه می‌کنیم:</p> $1.7 \times n \times 668D = \text{مقاومت نهایی جوش‌ها در واحد طول}$ $0.55 \times F_{yI} \times t_{PL} = \text{مقاومت نهایی ورق اتصال در واحد طول}$ <p>در روابط فوق:</p> <p>n تعداد خطوط جوش، F_{yI} مقاومت کرانه پایین ورق اتصال و t_{PL} ضخامت ورق اتصال است. واحدها باید برحسب سانتی‌متر جای‌گذاری شوند.</p>	<p>پیوست ۲ استاندارد بند ۱-۲</p>

ماخذ آیین نامه	محاسبات	نتیجه
فصل ۹ جلد دوم راهنمای مبحث دهم	 <p>شکل ۷-۱۲- اتصال المان های مهاربندی به ورق اتصال گوشه</p> $1.7 \times n \times 668D = 1.7 \times 2 \times 668 \times 0.5 = 1136 \text{ kg/cm}$ $0.55 \times F_y l \times t_{PL} = 0.55 \times 2250 \times 1 = 1238 \text{ kg/cm}$ <p>همان طور که مشاهده می شود مقدار مربوط در مورد جوش ها کوچک تر و حاکم است. بنابراین کل نیروی قابل انتقال از المان مهاربندی به ورق اتصال گوشه برابر است با:</p> $1.7(4 \times 30 \times 668 \times 0.5) = 1136 \quad 68.1 \text{Ton} \geq 46.7 \text{Ton}$ <p>۷-۱۸-۱-۱-۲ کنترل جوش اتصال صفحه گوشه با تیر و ستون</p> <p>در این حالت برای سهولت، همانند روشی که در راهنمای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارایه شده، حداکثر نیروی کششی موجود در مهاربند را به دو مولفه افقی و قائم تجزیه می کنیم. سپس نیروی افقی را فقط به جوش های بین صفحه اتصال گوشه و بال تیر و نیروی قائم را فقط به جوش بین صفحه اتصال گوشه و بال ستون اختصاص می دهیم.</p>	OK

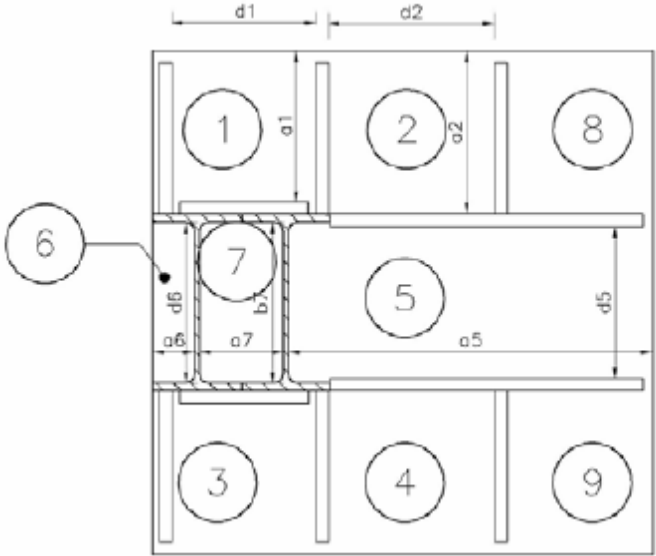
برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
OK	 <p>شکل ۷-۱۳- تجزیه نیروی کششی موجود در المان‌های مهاربندی به دو مولفه افقی و قائم</p> <p>با توجه به آن‌که در این‌جا نیز برای اتصال ورق به بال تیر و ستون از جوش‌هایی با بعد ۵ میلی-متر استفاده شده است، همانند بند قبل حداکثر نیروی قابل تحمل در واحد طول جوش‌ها حاکم می‌باشد. لذا طول جوش مورد نیاز در دو جهت افقی و قائم برابر است با:</p> $\text{طول جوش مورد نیاز در جهت افقی} = \frac{30.06 \times 10^3}{1.7 \times (2 \times 668 \times 0.5)} = 26.5 \text{ cm} < 32 \text{ cm}$ $\text{طول جوش مورد نیاز در جهت قائم} = \frac{24.05 \times 10^3}{1.7 \times (2 \times 668 \times 0.5)} = 21.1 \text{ cm} < 22 \text{ cm}$ <p>بنابراین طول جوش‌ها قابل قبول است.</p> <p>۷-۱۸-۱-۲ اتصال میانی</p> <p>۷-۱۸-۱-۲-۱ کنترل جوش اتصال ناودانی زوج به صفحه‌اتصال میانی</p> <p>از آن‌جا که ضخامت ورق اتصال میانی و ورق اتصال گوشه یکسان می‌باشد و نیز با توجه به یکسان بودن بعد جوش‌ها در دو اتصال کنترل‌ها همانند کنترل جوش اتصال ناودانی زوج به صفحه اتصال گوشه می‌باشد. بنابراین:</p>	

ماخذ آیین- نامه	محاسبات	نتیجه
	 <p>شکل ۷-۱۴- اتصال المان‌های مهاربندی به ورق اتصال میانی</p> <p>لذا طول جوش مورد نیاز در دو جهت افقی و قائم برابر است با: $1.7(n \times L \times 668D) = 1.7(4 \times 25 \times 668 \times 0.5) = 56.8 \text{Ton} < 46.7 \text{Ton}$</p> <p>در رابطه فوق: n تعداد خطوط جوش؛ L طول جوش در هر یک از خطوط، برحسب سانتی‌متر است.</p> <p>۷-۱۸-۱-۲-۲ بست‌های میانی</p> <p>با مراجعه به شکل ۷-۱۴ مشخص می‌شود که برای اتصال ناودانی‌های زوج از لقمه‌هایی با ابعاد (۱۰×۱۵۰×۱۰) میلی‌متر در فواصل محور تا محور ۵۰ سانتی‌متر در طول المان‌های مهاربندی استفاده شده است. این لقمه‌ها در دو طرف خود با جوش‌هایی به بعد ۵ میلی‌متر به بال‌های فوقانی و تحتانی ناودانی‌های مجاور متصل شده‌اند. بنابراین این لقمه‌ها از طریق دو مقطع فوقانی و تحتانی که در مجاورت بال‌های ناودانی‌ها واقعند، نیروی یک جزء را به جزء دیگر منتقل می‌سازند.</p>	OK

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
	<p>مجموع طول جوش‌های ۴ بست به هر ناودانی تک در یک طرف ورق اتصال میانی برابر است با: $(4 \times 2) \times 10 = 80 \text{ cm}$</p> <p>و در نتیجه نیروی قابل انتقال توسط بست‌ها از رابطه زیر حاصل می‌گردد: لذا طول جوش مورد نیاز در دو جهت افقی و قائم برابر است با:</p> <p>$80 \times 668 \times 0.5 = 26.7 \text{ Ton} > 23.4 \text{ Ton}$</p> <p>۷-۱۸-۲ کنترل اتصالات تیرهای خورجینی به ستون‌ها</p> <p>به عنوان نمونه‌ای از این اتصالات اتصال CPE200 را با ستون درمحل تقاطع محورهای B و ۲ در طبقه اول بررسی می‌کنیم. نیروی حداکثر برشی در این اتصال ۱۱/۴ تن است که در ترکیب بار COMBD4 اتفاق می‌افتد. این نیرو مربوط به دواتصال در دو طرف ستون می‌باشد. لذا نیروی وارد بر هر یک از این اتصالات ۵/۷ تن می‌باشد. بررسی این اتصالات به صورت کنترل-شونده توسط تغییر شکل انجام می‌شود.</p> <p>۷-۱۸-۲-۱ کنترل ضخامت بال نبشی</p> <p>طبق آیین‌نامه‌های فولادی موجود نقطه بحرانی تنش خمشی در بال افقی نبشی نشیمن، آغاز گردی گوشه نبشی است. این نقطه در حدود ۰/۹۵ سانتی‌متر از سطح داخلی بال عمودی نبشی فاصله دارد. بنابراین:</p> <p>$e = 3.85 \text{ cm}$, $M_{UD} = V \cdot e = 5.7 \times 10^3 \times 3.85 = 21945 \text{ Kg cm}$</p> <p>پارامترهای روابط فوق در شکل ۷-۱۵ مشخص شده‌اند. از طرفی ممان مورد انتظار مقطع برابر است با:</p> <p>$M_{CE} = 2450 \times 2.88 = 7056 \text{ Kg cm}$</p> <p>و S از رابطه زیر حاصل شده است:</p> <p>$S = \frac{bt^2}{6} = \frac{12 \times 1.2^2}{6} = 2.88 \text{ cm}^3$</p>	<p>فصل ۱۰ جلد دوم راهنمای مبحث دهم</p>

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
ماخذ آیین- نامه	محاسبات	نتیجه
جدول ۲-۷ دستورالعمل	 <p>شکل ۷-۱۵- اتصال تیرهای خرچینی به جان ستون</p> <p>ضریب m برای شکست خمشی نبشی در سطح خطر ایمنی جانی برابر ۵ می باشد. بنابراین:</p> $M_{CE} \times 5 = 7056 \times 5 = 35280 \text{ KgCm} > M_{DU} = 21945 \text{ KgCm}$	OK
فصل ۱۰ جلد دوم راهنمای مبحث دهم جدول ۲-۵ دستورالعمل	<p>۲-۲-۱۸-۷ کنترل جوش اتصالات نبشی به ستون</p> <p>بنابر روابط موجود در مبحث ۱۰ نیروی واحد طول جوش برابر است با:</p> $f_r = \frac{R}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20.25 \times e_f^2} = \frac{5.7 \times 10^3}{2 \times 12^2} \sqrt{12^2 + 20.25 \times 6^2} = 585 \text{ Kg/Cm}$ <p>ضرب m برای شکست جوش برابر ۱/۵ است. با توجه به آن که ارزش کرانه بالای جوش در حالت مجاز برابر 716D است، ارزش جوش ها در حالت مورد انتظار از رابطه زیر به دست می آید:</p> $1.7 \times 716 \times 0.6 = 730.3 \text{ Kg/Cm}$ $730.3 \times 1.5 = 1095.5 \text{ Kg/Cm} > 585 \text{ Kg/Cm}$	

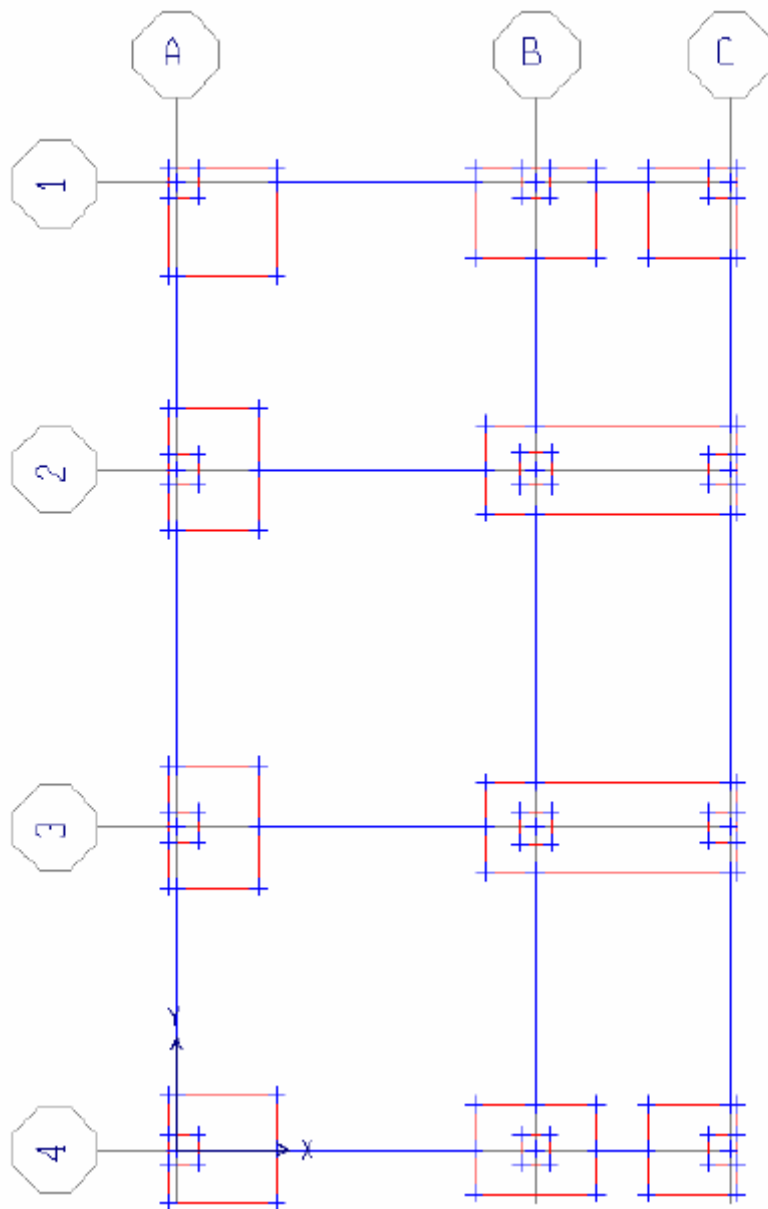
برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین نامه
	<p style="text-align: center;">۷-۱۸-۳ کنترل ضخامت صفحه زیرستون‌ها</p> <p>در این بند به عنوان نمونه ضخامت صفحه زیر ستون واقع در تقاطع محورهای A و ۲ مورد بررسی قرار می‌گیرد. در بررسی تسلیم صفحه ستون از ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل استفاده می‌گردد. در بررسی نیروهای حاصل از این ترکیب بارها، حداکثر نیروی فشاری در ترکیب بار COMBD3 اتفاق می‌افتد که برابر ۲۴۳/۵ تن می‌باشد. تنش موجود در زیرصفحه ستون در اثر نیروی مزبور برابر است با:</p> $f_p = \frac{243.5 \times 10^3}{45 \times 45} = 120.2 \text{ Kg / Cm}^2$ <p style="text-align: center;">شکل ۷-۱۶- جزئیات صفحه ستون مورد بررسی</p>	<p>بند ۵-۴-۲-۴- ۲ دستورالعمل</p>
	<p>همان‌طور که در شکل ۷-۱۷ دیده می‌شود، صفحه ستون مربوطه به ۹ ناحیه تقسیم شده است. ۶ ناحیه اول از سه طرف محصور هستند و ناحیه ۷ از چهار طرف محصور می‌باشد. ناحیه ۸ و ۹ نیز از دو طرف محصور هستند. مطابق مطالب عنوان شده در راهنمای مبحث ۱۰، نسبت عرض به دهانه آزاد در ۶ ناحیه اول به ترتیب برابر است با:</p>	<p>فصل ۱۱ جلد دوم راهنمای مبحث دهم</p>

ماخذ آیین- نامه	محاسبات	نتیجه
<p>فصل ۱۱ جلد دوم راهنمای مبحث دهم</p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p>شکل ۷-۱۷- نواحی مورد بررسی برای کنترل ضخامت صفحه ستون</p> <p>Zone1 & Zone2: $\frac{a_1}{d_1} = \frac{13.3}{13.5} = 0.99$</p> <p>Zone2 & Zone4: $\frac{a_2}{d_2} = \frac{14.5}{14.35} = 1.01$</p> <p>Zone5: $\frac{a_5}{d_5} = \frac{32.4}{14.0} = 2.31$</p> <p>Zone6: $\frac{a_6}{d_6} = \frac{3.85}{14.52} = 0.27$</p> <p>با توجه به نسبت بیش تر موجود در ناحیه ۵ و همچنین طول لبه آزاد نسبتا بالا در همین ناحیه، ممان این ناحیه در بین نواحی ۱ تا ۶ حاکم می باشد. لذا ممان این ناحیه را محاسبه می کنیم و با سایر نواحی ۷ تا ۹ مقایسه میکنیم:</p> $M_5 = \alpha_5 \cdot f_p \cdot d_5^2 = 0.133 \times 120.2 \times 14^2 = 3133.4 \text{ Kg Cm}$ <p>ضریب α_5 از جدول موجود در راهنمای مبحث ۱۰ استخراج شده است. در ناحیه ۷ نیز داریم:</p> <p>Zone7: $\frac{a_7}{d_7} = \frac{14.52}{7.7} = 1.89$</p>	

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
	<p>با درون‌یابی بین مقادیر ضرایب ارایه شده در جدول موجود در راهنمای مبحث ۱۰ ممان‌های حاصله برابر خواهند شد با:</p> $M_{7a} = 0.0976 f_p \cdot b_4^2 = 0.0976 \times 120.2 \times 7.7^2 = 695.6 \text{ Kg Cm}$ $M_{7b} = 0.0471 f_p \cdot b_4^2 = 0.0471 \times 120.2 \times 7.7^2 = 335.7 \text{ Kg Cm}$ <p>برای محاسبه ممان‌های ایجاد شده در نواحی ۸ و ۹ به طور تقریبی فرض می‌شود این نواحی همانند یک تیر طره عمل می‌کنند.</p> <p>بنابراین ممان موجود در این نواحی به صورت زیر محاسبه می‌شود:</p> $M_8 = M_9 = \alpha_5 \cdot f_p \cdot d_5^2 = 0.5 \times 120.2 \times 12^2 = 8654.4 \text{ Kg Cm}$ <p>با توجه به ممان‌های ایجاد شده در نواحی مختلف، ممان موجود در ناحیه ۸ و ۹ حاکم بر ضخامت صفحه ستون است. لذا ممان این نواحی را با ممان مقاوم ورق مقایسه می‌کنیم. مدول مقطع نواری از ورق به پهنای یک سانتی‌متر برابر است با:</p> $S = \frac{1 \times t^2}{6} = \frac{1.5^2}{6} = 0.375 \text{ Cm}^3$ <p>ظرفیت خمشی مورد انتظار صفحه زیر ستون برابر است با:</p> $M_{CE} = 0.375 \times 2450 = 918.8 \text{ Kg.Cm}$ <p>ضریب m برای تسلیم انتهایی ورق در سطح خطر ایمنی جانی برابر ۵/۵ است. لذا برای کنترل ضخامت ورق زیر ستون، باید حاصل ضرب نیروی قابل تحمل آن در ضریب m با حداکثر ممان موجود در ورق مقایسه گردد:</p> $M_{CE} \cdot m = 918.8 \times 5.5 = 5053 \text{ Kg.Cm} < 8654.4 \text{ Kg.Cm}$ <p>با توجه به نتیجه حاصله ضخامت ورق مناسب نیست. لذا یا باید تعداد ورق‌های سخت‌کننده و یا موقعیت آن‌ها تغییر یابد و یا آن‌که ضخامت ورق افزایش یابد. مثلاً با استفاده از ورق‌های تقویتی در انتهای صفحه ستون مورد بررسی نواحی ۸ و ۹ نیز از سه طرف محصور خواهند شد و ممان وارده به این نواحی بسیار کاهش می‌یابد.</p>	

۷-۱۹ کنترل معیارهای پذیرش خاک و پی

در این مرحله جسم پی و خاک زیر آن در نرم افزار SAFE مدل‌سازی شده است. شکل ۷-۱۸ پلان پی را نشان می‌دهد.



شکل ۷-۱۸- پلان پی

مطابق شکل ۴-۹ با توجه به هدف بهسازی مبنا در این جا فرض تکیه‌گاه ثابت بلامانع است. در این حالت سازه و پی به صورت مجزا مدل شده‌اند. در کنترل معیار پذیرش پی و خاک از ترکیبات کنترل شونده توسط نیرو استفاده شده است. با توجه به بند ۶-۵-۵-۳ دستورالعمل ظرفیت اجزای پی لازم نیست از ۱٫۲۵ برابر ظرفیت اجزای سازه‌ای قائم متکی بر آنها بیشتر باشد لذا نیروهای موجود در سازه با ظرفیت اعضا مقایسه شده‌اند و نیروهای اعمالی بر پی با در نظر گرفتن این بند به دست آمده‌اند. در ادامه مثال به منظور ارزیابی شیوه کار فرض شده که المان‌های سازه‌ای متکی به پی معیارهای پذیرش را ارضا می‌کند. بدیهی است چنانچه ارزیابی طرح بهسازی مد نظر باشد این مقایسه باید بعد از تقویت المان‌هایی صورت گیرد که معیارهای پذیرش را ارضا نمی‌کنند. تحلیل پی با روش حذف فنرهای کششی صورت گرفته است.

در ادامه‌ی معیارهای پذیرش خاک و جسم پی برای سطح خطر یک و سطح عملکرد ایمنی جانی کنترل شده‌اند که نتایج آن در جداول مربوط درج شده است.

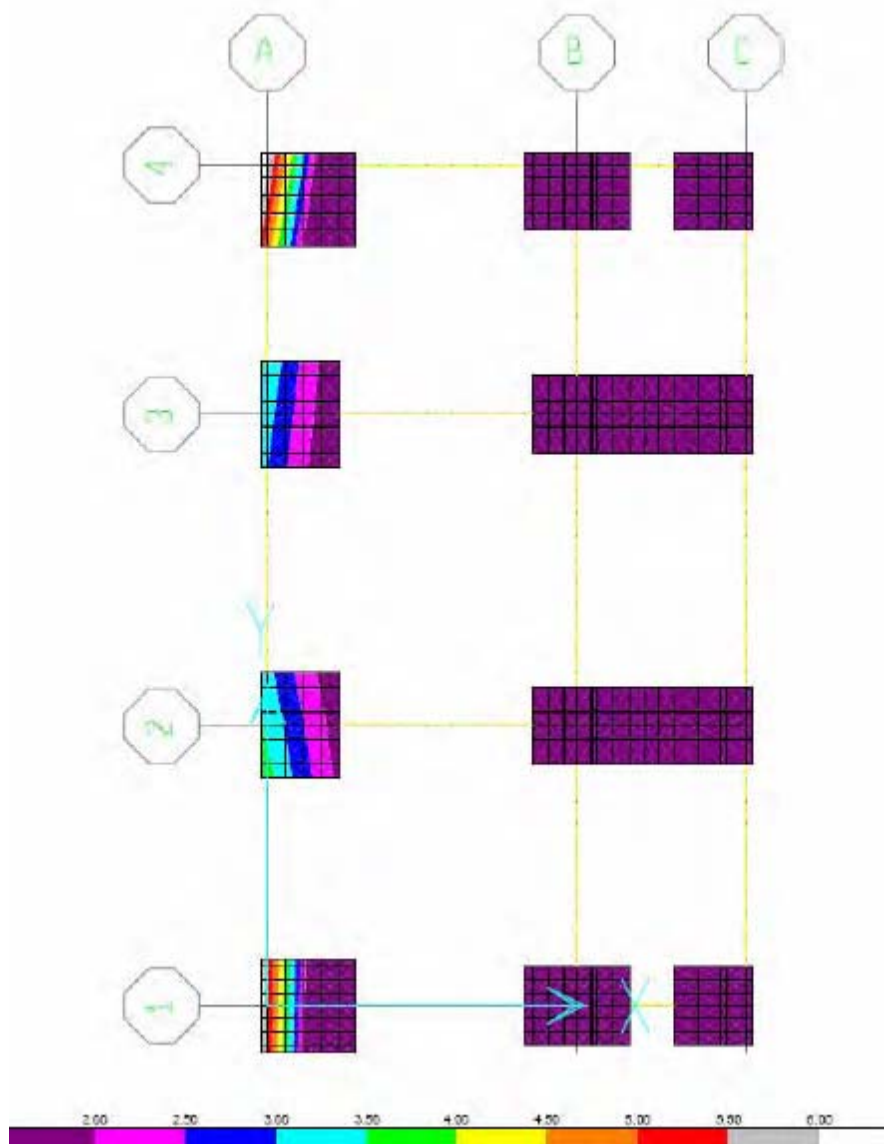
۷-۱۹-۱ کنترل معیار پذیرش خاک

جهت سهولت، حداکثر تنش به‌وجود آمده در خاک بین تمام ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو برای سطح خطر ۱ مشخص شده و با کرانه بالای ظرفیت نهایی خاک مقایسه شده است. توزیع تنش خاک برای ترکیب بار حداکثر در شکل ۷-۱۹ نشان داده شده است. کرانه بالای ظرفیت نهایی خاک نیز به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$q_c = 3 \times (q_{all}) = 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$(Q_u)_{\max} = 6.64 \leq 2 \times 4.5 = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین خاک زیر این پی‌ها معیارهای پذیرش دست‌ورالعمل بهسازی را ارضا می‌کنند.



شکل ۷-۱۹- توزیع تنش خاک برای ترکیب بار حداکثر در سطح خطر-۱

۷-۱۹-۲- کنترل معیار پذیرش پی‌ها

برای جسم پی ظرفیت‌های برشی و خمشی در مقاطع عمود بر محورهای X و Y تعیین شده‌اند که خلاصه نتایج محاسبات در جدول ذیل ارائه شده است. در این مثال مقادیر نیازهای برشی و خمشی در بر صفحه ستون تعیین شده‌اند.

مقادیر معیارهای پذیرش خمشی پی‌های تک در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی در جداول ۷-۲۴ تا ۷-۲۷ آمده است. در جداول مزبور، M_C ظرفیت خمشی پی‌ها است که با توجه به ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و با توجه به مقاومت کرانه‌ی پایین مصالح تعیین شده است. M_{UF} مقدار خمش حداکثر در ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو است. معیار پذیرش خمش نیز از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$ACC_M = \frac{M_{UF}}{M_C}$$

جدول ۷-۲۴- معیار پذیرش خمش مثبت پی‌های تک حول محور Y در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_y^+)

نام پی	b (cm)	d (cm)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمش
1-A	150	63	49.2	21.0	0.43
1-B	125	63	39.4	140.4	3.57
1-C	125	63	39.4	12.8	0.32
2-A	170	63	54.1	38.8	0.72
3-A	170	63	54.1	36.0	0.67
4-A	150	63	49.2	16.7	0.34
4-B	125	63	39.4	145.6	3.70
4-C	125	63	39.4	16.0	0.41

جدول ۷-۲۵- معیار پذیرش خمش منفی پی‌های تک حول محور Y در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_y^-)

نام پی	b (cm)	d (cm)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمشی
1-A	150	63	64.6	27.2	0.42
1-B	125	63	64.2	79.9	1.24
1-C	125	63	64.2	8.4	0.13
2-A	170	63	64.8	41.1	0.63
3-A	170	63	64.8	37.8	0.58
4-A	150	63	64.6	22.3	0.35
4-B	125	63	64.2	84.0	1.31
4-C	125	63	64.2	11.2	0.17

جدول ۷-۲۶- معیار پذیرش خمش مثبت پی‌های تک حول محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_x^+)

نام پی	b (cm)	d (cm)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمشی
1-A	150	63	49.2	27.8	0.57
1-B	170	63	54.1	8.3	0.15
1-C	125	63	39.4	25.1	0.64
2-A	125	63	66.3	111.7	1.69
3-A	125	63	66.3	120.7	1.82
4-A	150	63	49.2	36.9	0.75
4-B	170	63	54.1	9.9	0.18
4-C	125	63	39.4	33.5	0.85

جدول ۷-۲۷- معیار پذیرش خمش منفی پی‌های تک حول محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_x^-)

نام پی	b (cm)	d (cm)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمشی
1-A	150	63	64.6	33.4	0.52
1-B	170	63	64.8	17.9	0.28
1-C	125	63	64.2	10.3	0.16
2-A	125	63	37.2	79.7	2.14
3-A	125	63	37.2	78.3	2.10
4-A	150	63	37.3	34.9	0.94
4-B	170	63	37.2	13.3	0.36
4-C	125	63	37.2	13.8	0.37

جداول ۷-۲۸ و ۷-۲۹ معیار پذیرش پی‌های تک را در برش یک طرفه نشان می‌دهند. در کنترل معیارهای پذیرش برش V_C ظرفیت برشی مقطع پی‌ها در حالت کنترل‌شوندگی توسط نیرو است. V_{UF} نیز مقدار تلاش برشی حداکثر در ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو است. معیار پذیرش تلاش برشی نیز از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$ACC_V = \frac{V_{UF}}{V_C}$$

جدول ۷-۲۸- معیار پذیرش برش یک طرفه در مقاطع عمود بر محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (V_{ZX})

نام پی	b (cm)	d (cm)	V_c (ton)	V_{UF} (ton)	معیار پذیرش برشی
1-A	150	63	71.5	56.2	0.79
1-B	125	63	59.6	49.0	0.82
1-C	125	63	59.6	24.7	0.41
2-A	170	63	81.0	57.0	0.70
3-A	170	63	81.0	64.3	0.79
4-A	150	63	71.5	51.0	0.71
4-B	125	63	59.6	49.6	0.83
4-C	125	63	59.6	25.6	0.43

جدول ۷-۲۹- معیار پذیرش برش یک طرفه در مقاطع عمود بر محور Y در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (V_{ZY})

نام پی	b (cm)	d (cm)	V_c (ton)	V_{UF} (ton)	معیار پذیرش برشی
1-A	150	63	71.5	52.8	0.74
1-B	170	63	81.0	57.0	0.70
1-C	125	63	59.6	55.8	0.94
2-A	125	63	59.6	59.2	0.99
3-A	125	63	59.6	60.3	1.01
4-A	150	63	71.5	35.6	0.50
4-B	170	63	81.0	11.3	0.14
4-C	125	63	59.6	34.1	0.57

در جدول ۷-۳۰ حداکثر معیار پذیرش هر یک از پی‌ها در برش دوطرفه در بین تمام ترکیب‌های بار کنترل-شونده توسط نیرو به‌طور تقریبی محاسبه شده است. برای محاسبه معیارهای پذیرش پی‌های نواری در جهت ضریب اطمینان این پی‌ها به دو پی به‌طول ۱۷۵ سانتی‌متر و ارتفاع کل پی نواری تقسیم شده‌اند.

جدول ۷-۳۰- معیار پذیرش برش دوطرفه در پی‌ها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

پی	حداکثر نیروی محوری (ton)	نیروی وارد بر سطح بحرانی (ton)	ظرفیت برش دو طرفه در سطح بحرانی (ton)	معیار پذیرش
A-1	82.7	63.9	136.29	0.65
A-2	130.8	83.3	234.45	0.36
A-3	132.0	84.0	234.45	0.37
A-4	82.7	55.6	234.45	0.34
B-1	82.7	54.0	234.45	0.37
B-2	70.4	32.9	411.72	0.08
B-3	74.0	34.5	411.72	0.09
B-4	82.7	41.4	411.72	0.16
C-1	10.5	7.0	136.29	0.05
C-2	121.1	78.3	234.45	0.34
C-3	121.9	78.9	234.45	0.34
C-4	9.8	5.2	234.45	0.02

همان‌طور که ملاحظه می‌شود پی‌های موجود در سازه معیارهای پذیرش برش دوطرفه را ارضا می‌کنند.

۷-۱۹-۲-۱- کنترل معیارهای پذیرش در پی‌های نواری

نتایج حداکثر معیار پذیرش در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی برای خمش حول محور Y و برش در جهت عمود بر محور X در جداول ۷-۳۱ و ۷-۳۲ آمده است. برای توضیح پارامترهای جداول زیر به توضیحات جداول ۷-۲۴ تا ۷-۲۹ مراجعه شود.

جدول ۷-۳۱- حداکثر معیار پذیرش خمشی حول محور Y در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام پی نواری	b (cm)	d (cm)	$M_C^+ = M_C$ (ton.m)	M_{UF}^+ (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمش مثبت	معیار پذیرش خمش منفی
2-B-C	125	63	39.4	76.8	24.2	1.95	0.61
3-B-C	125	63	39.4	78.4	28.3	1.99	0.72

جدول ۷-۳۲- حداکثر معیار پذیرش برش در مقاطع عمود بر محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام پی نواری	b (cm)	d (cm)	V_C (ton)	V_{UF} (ton)	معیار پذیرش برش
2-B-C	125	63	59.6	61.3	1.03
3-B-C	125	63	59.6	65.2	1.09

برای کنترل معیار پذیرش خمشی پی‌های نواری حول محور X و همچنین معیار پذیرش برش در جهت عمود بر محور Y تنها می‌توان درصدی از طول پی را به عنوان بعد موثر در نظر گرفت. لذا در اینجا برای کنترل معیار پذیرش خمشی در این حالت ضرایب کاهش مقاومت در نرم‌افزار SAFE2000 برابر واحد قرار داده شده و پی‌های مربوطه با ترکیبات کنترل‌شونده توسط نیرو طرح گردیده است. در جدول ۷-۳۳ آرماتور موجود در مقطع با آرماتور مورد نیاز مقایسه شده، نسبت آن‌ها به عنوان نسبت پذیرش آمده است. این کار در کنترل معیار پذیرش دارای تقریب است؛ لیکن نشان‌دهنده‌ی وضع پی از لحاظ آسبی‌پذیری است. با توجه

به نتایج جدول، چنانچه اثر آرماتورهای فوقانی تیرهای رابط در ظرفیت خمشی مقطع لحاظ شود، پی‌های نواری در خمش منفی حول محور X، معیار پذیرش را ارضا می‌کنند.

جدول ۷-۳۳- کنترل نسبت پذیرش خمشی حول محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نسبت پذیرش	آرماتور مورد نیاز (cm^2)	آرماتور موجود (cm^2)	تلاش مورد بررسی	نام پی نواری
2.02	93.6	46.23	خمش مثبت	2-B-C
1.13	52.48	46.23	خمش منفی	
2.21	102.5	46.23	خمش مثبت	3-B-C
1.13	52.43	46.23	خمش منفی	

در مورد معیار پذیرش برشی در مقاطع عمود بر محور Y نیز با بررسی تلاش های برشی موجود در این دو پی مشخص گردید که حداکثر مقدار این تلاش در مقاطع بحرانی آنها در بین تمام ترکیبات کنترل شده توسط نیرو ۷۶ تن است که این برش نیاز مند عرض موثری در حدود ۱۲۵ سانتی‌متر است. لذا با توجه به طول این پی‌ها تقریباً با اطمینان می‌توان گفت که معیار پذیرش برشی در جهت عمود بر محور Y ارضا شده است.

۷-۱۹-۲-۲ کنترل معیارهای پذیرش تیرهای رابط

معیارهای پذیرش تیرهای رابط در تلاش‌های برشی و خمشی مربوط به سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی در جداول ۷-۳۴ تا ۷-۳۶ ارایه شده است. در کنترل معیارهای پذیرش برشی تیرهای رابط اثر خاموت ها نیز لحاظ شده است.

پارامترهای جداول زیر همانند پارامترهای جداول ۷-۲۴ تا ۷-۲۹ هستند.

جدول ۷-۳۴- معیار پذیرش برش تیرهای رابط در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام تیر رابط	تیپ	V_c (ton)	V_{UF} (ton)	معیار پذیرش برش
1-A-B	S-2	39.0	37.3	0.96
1-B-C	S-2	39.0	49.3	1.26
2-A-B	S-2	39.0	18.4	0.47
3-A-B	S-2	39.0	19.2	0.49
4-A-B	S-2	39.0	37.3	0.96
4-B-C	S-2	39.0	50.1	1.29
A-1-2	S-2	39.0	40.3	1.03
A-2-3	S-1	39.0	34.0	0.87
A-3-4	S-1	39.0	38.0	0.97
B-1-2	S-2	39.0	22.4	0.57
B-2-3	S-1	39.0	7.1	0.18
B-3-4	S-1	39.0	19.1	0.49
C-1-2	S-2	39.0	21.6	0.55
C-2-3	S-1	39.0	28.5	0.73
C-3-4	S-1	39.0	22.1	0.57

جدول ۷-۳۵- معیار پذیرش خمش مثبت تیرهای رابط در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام تیر رابط	تیپ	M_c (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمش
1-A-B	S-2	14.8	116.2	7.87
1-B-C	S-2	14.8	79.8	5.40
2-A-B	S-2	14.8	61.3	4.15
3-A-B	S-2	14.8	63.2	4.28
4-A-B	S-2	14.8	121.3	8.21
4-B-C	S-2	14.8	86.5	5.86
A-1-2	S-2	14.8	85.5	5.79
A-2-3	S-1	14.8	101.7	6.89
A-3-4	S-1	14.8	96.0	6.50
B-1-2	S-2	14.8	53.1	3.60
B-2-3	S-1	14.8	65.3	4.42
B-3-4	S-1	14.8	56.7	3.84
C-1-2	S-2	14.8	58.3	3.95
C-2-3	S-1	14.8	61.9	4.19
C-3-4	S-1	14.8	67.6	4.58

جدول ۷-۳۶- معیار پذیرش خمش منفی تیرهای رابط در سطح خطر ۱- و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام تیر رابط	تیپ	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	معیار پذیرش خمش
1-A-B	S-2	60.9	66.0	1.08
1-B-C	S-2	60.9	47.7	0.78
2-A-B	S-2	60.9	37.0	0.61
3-A-B	S-2	60.9	35.3	0.58
4-A-B	S-2	60.9	69.9	1.15
4-B-C	S-2	60.9	51.8	0.85
A-1-2	S-2	60.9	62.7	1.03
A-2-3	S-1	36.2	57.6	1.59
A-3-4	S-1	36.2	64.7	1.79
B-1-2	S-2	60.9	31.5	0.52
B-2-3	S-1	36.2	16.3	0.45
B-3-4	S-1	36.2	31.1	0.86
C-1-2	S-2	60.9	51.2	0.84
C-2-3	S-1	36.2	54.5	1.51
C-3-4	S-1	36.2	50.1	1.39

همان‌طور که ملاحظه می‌شود پی این سازه مطابق ضوابط دستورالعمل بهسازی در برابر بارهای وارده آسیب پذیر است و باید به نحو مناسب تقویت شود.

۷-۲۰ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

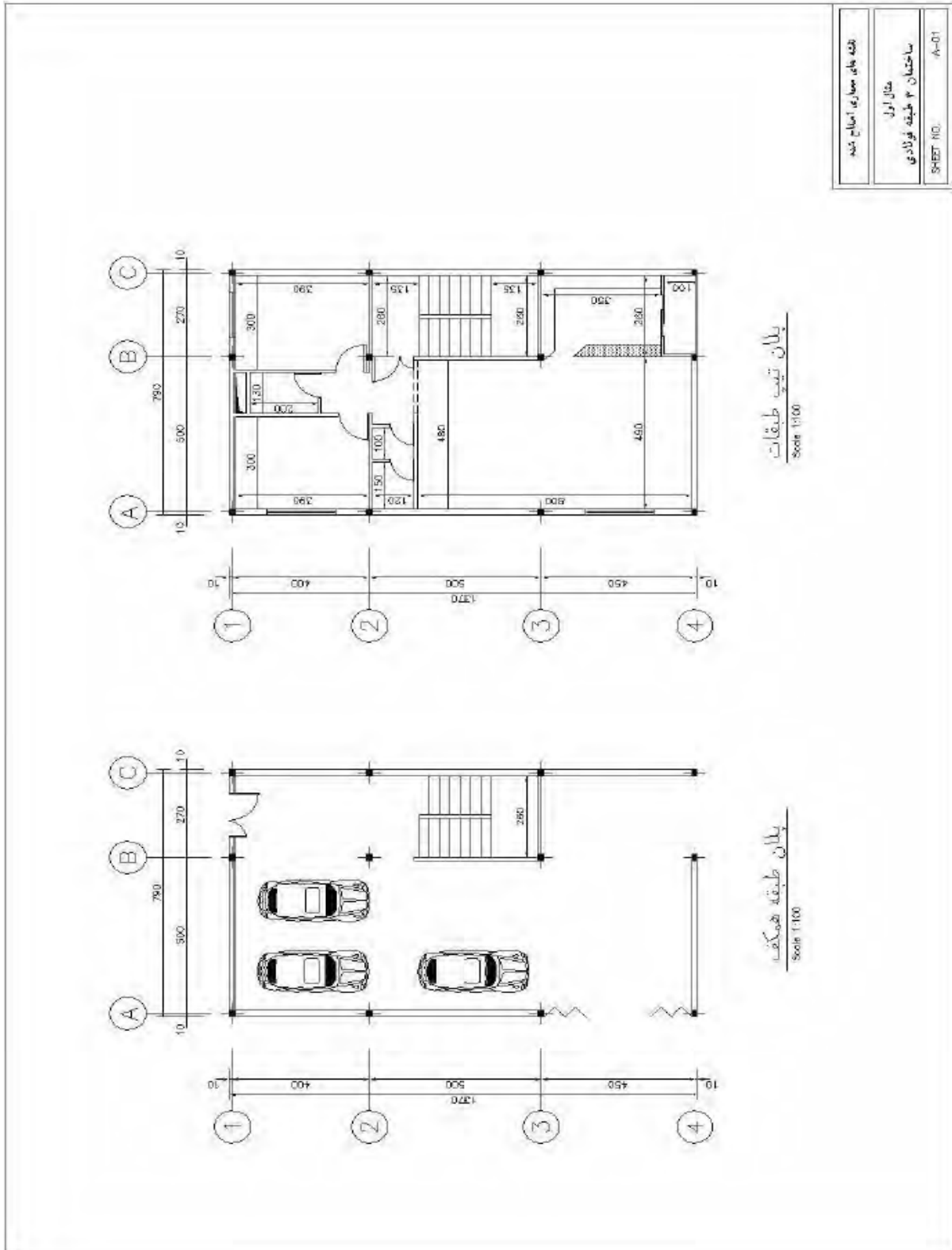
نتایج حاصل از بررسی‌های اولیه نشان داد که این سازه در جهت عرضی فاقد سیستم مقاوم باربر جانبی است و لذا در برابر بارهای وارده آسیب‌پذیر است. برای این سازه خاص با بررسی گزینه‌های پیش رو گزینه‌ی اضافه کردن المان‌های مهاربندی در جهت عرضی انتخاب گردید و ارزیابی سازه با فرض وجود این مهاربندها در جهت عرضی انجام شد.

نتایج حاصل از تحلیل‌ها در سطح خطر ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی که برای هدف بهسازی مینا باید مورد بررسی قرار گیرد، حاکی از آن است که در میان المان‌های سازه‌ای تیرها معیارهای پذیرش را به خوبی ارضا می‌کنند. المان‌های مهاربندی نیز با تقریب مناسبی جوابگوی معیارهای پذیرش هستند. اما در حدود ۲۵ درصد ستون‌ها نیاز به بهسازی دارند. این ستون‌ها تعدادی از ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی شده هستند که نیروهای محوری زیادی در آنها ایجاد شده است.

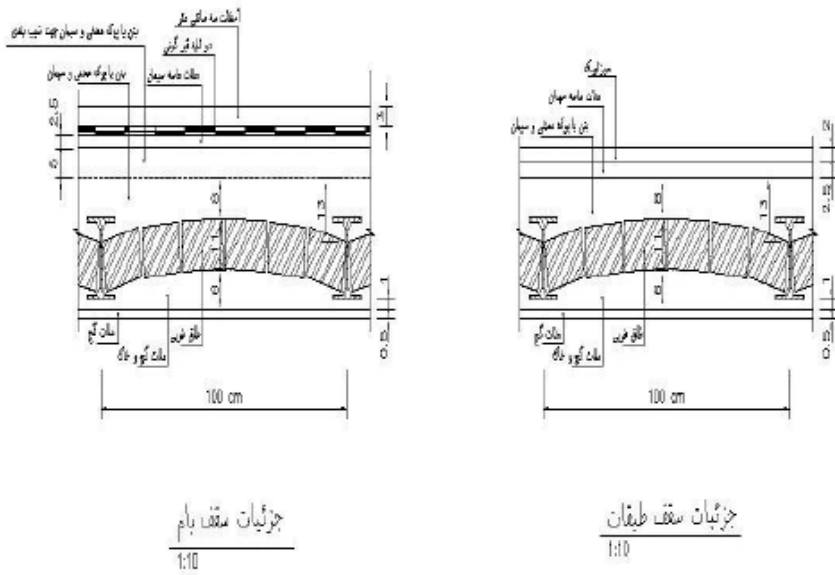
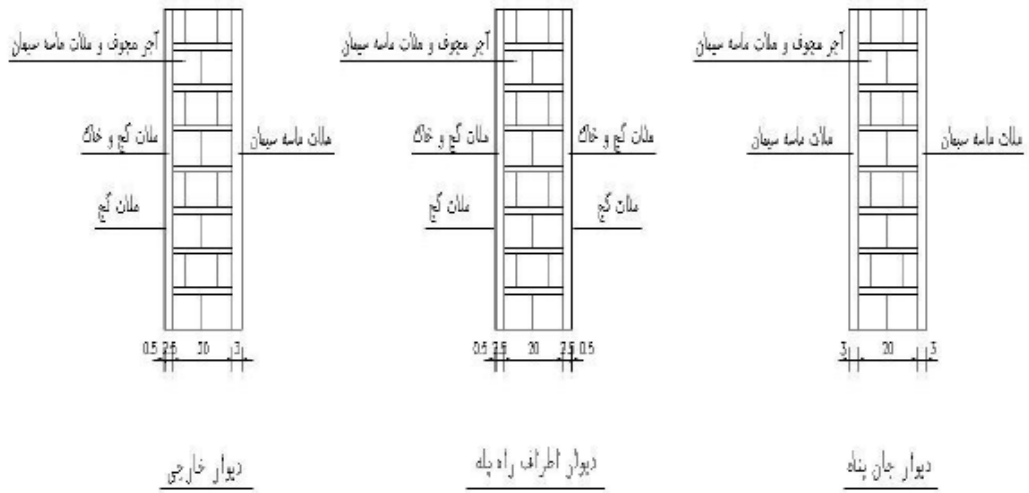
هم‌چنین در مورد پی ساختمان، تحلیل‌های انجام شده نشان داده است که تنش زیر خاک این سازه جوابگوی ضوابط مورد نظر دستورالعمل است، لیکن جسم اکثر پی‌ها جوابگوی ضوابط دستورالعمل نیست. سیستم باربر

جانبی مهاربندی باعث ایجاد نیروهای بزرگ در جسم پی‌ها شده است و نیازمند تقویت با توجه به روند بهسازی سازه است.

۷-۲۱- نقشه‌های اصلاح شده‌ی معماری و اولیه‌ی سازه برای مثال اول

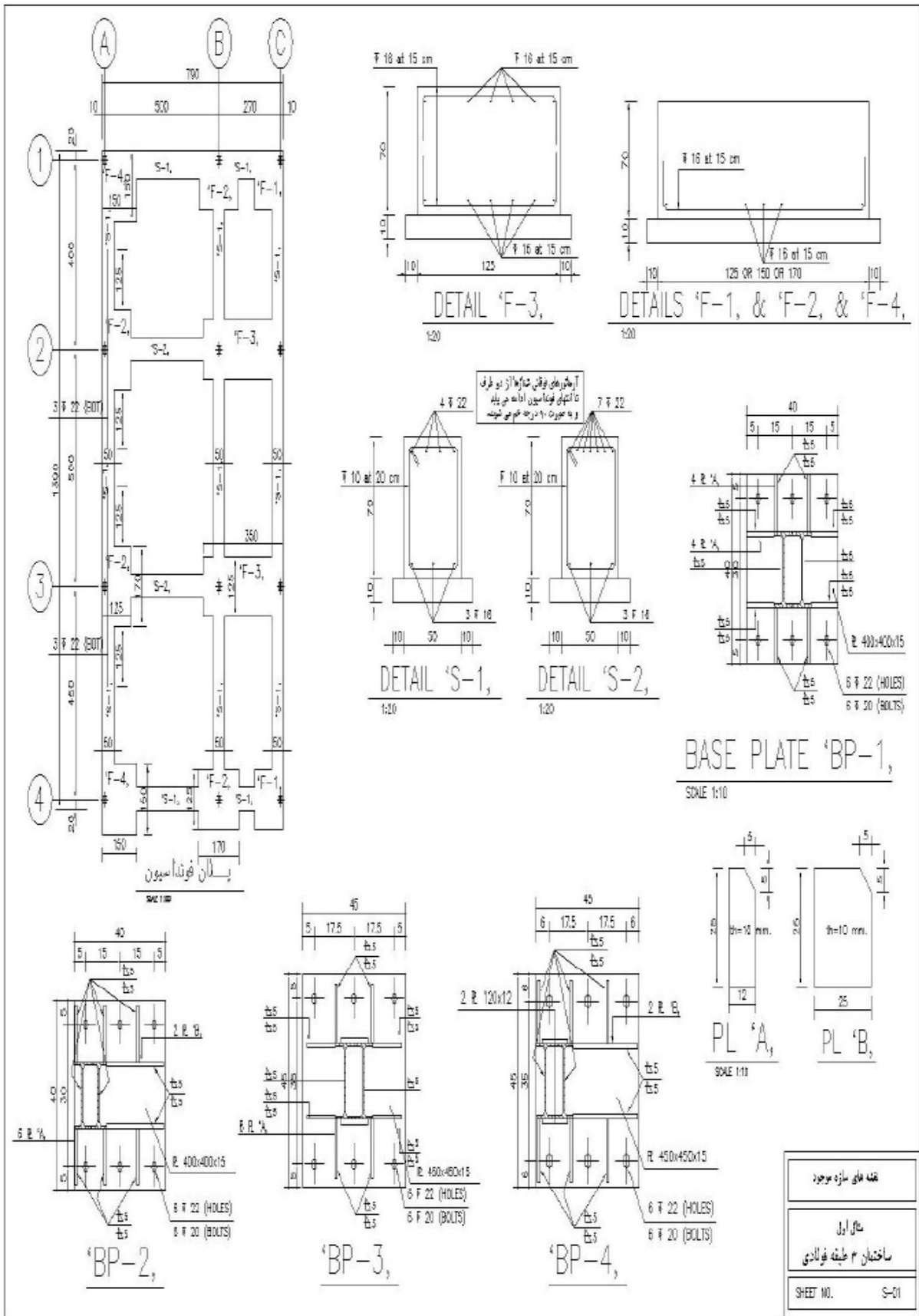


شکل ۷-۲۰- نقشه‌های معماری اصلاح شده

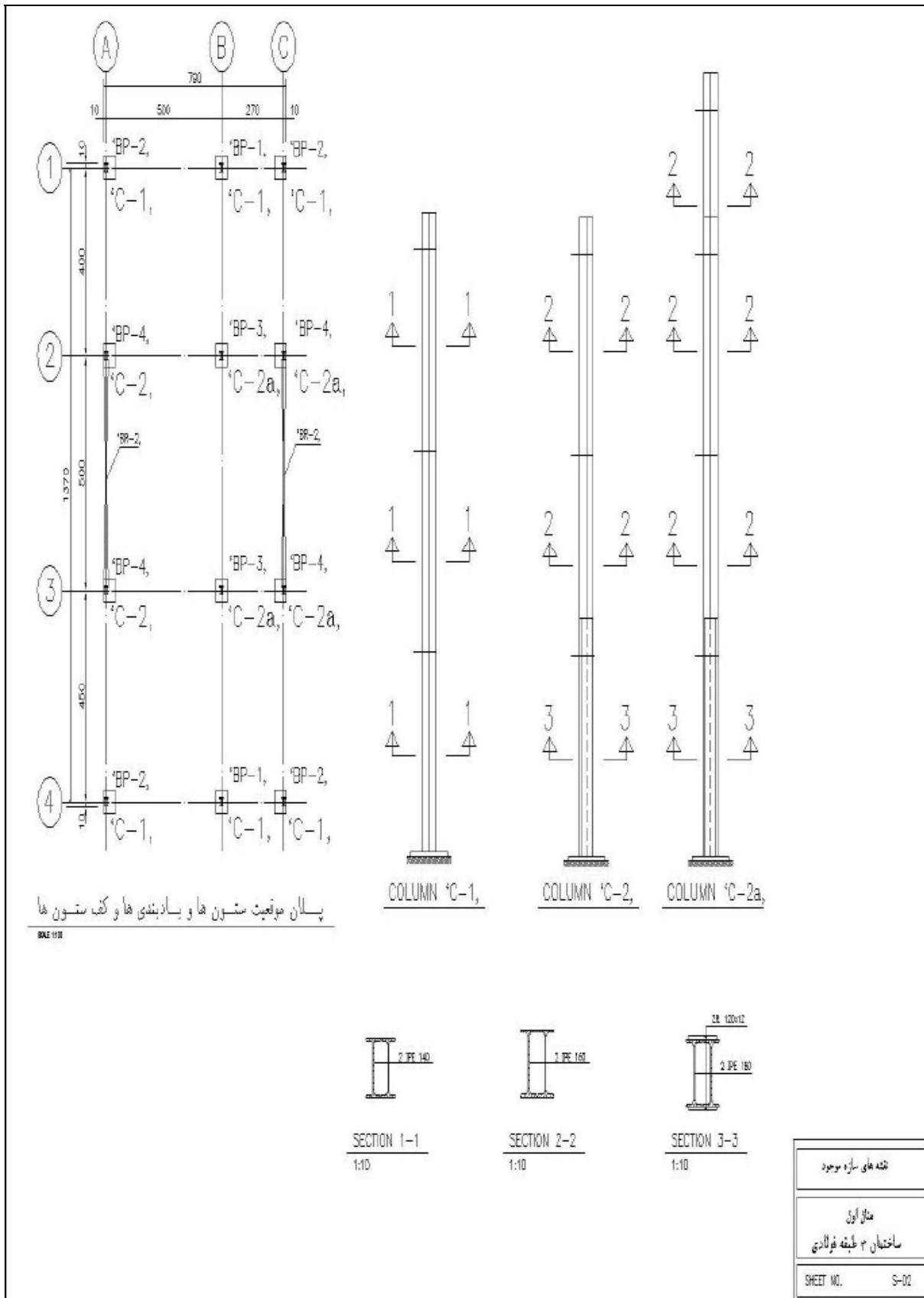


جزئیات سقف و دیوار	
محل اول	
ساختمان ۳ طبقه قونانی	
SHEET NO.	A-02

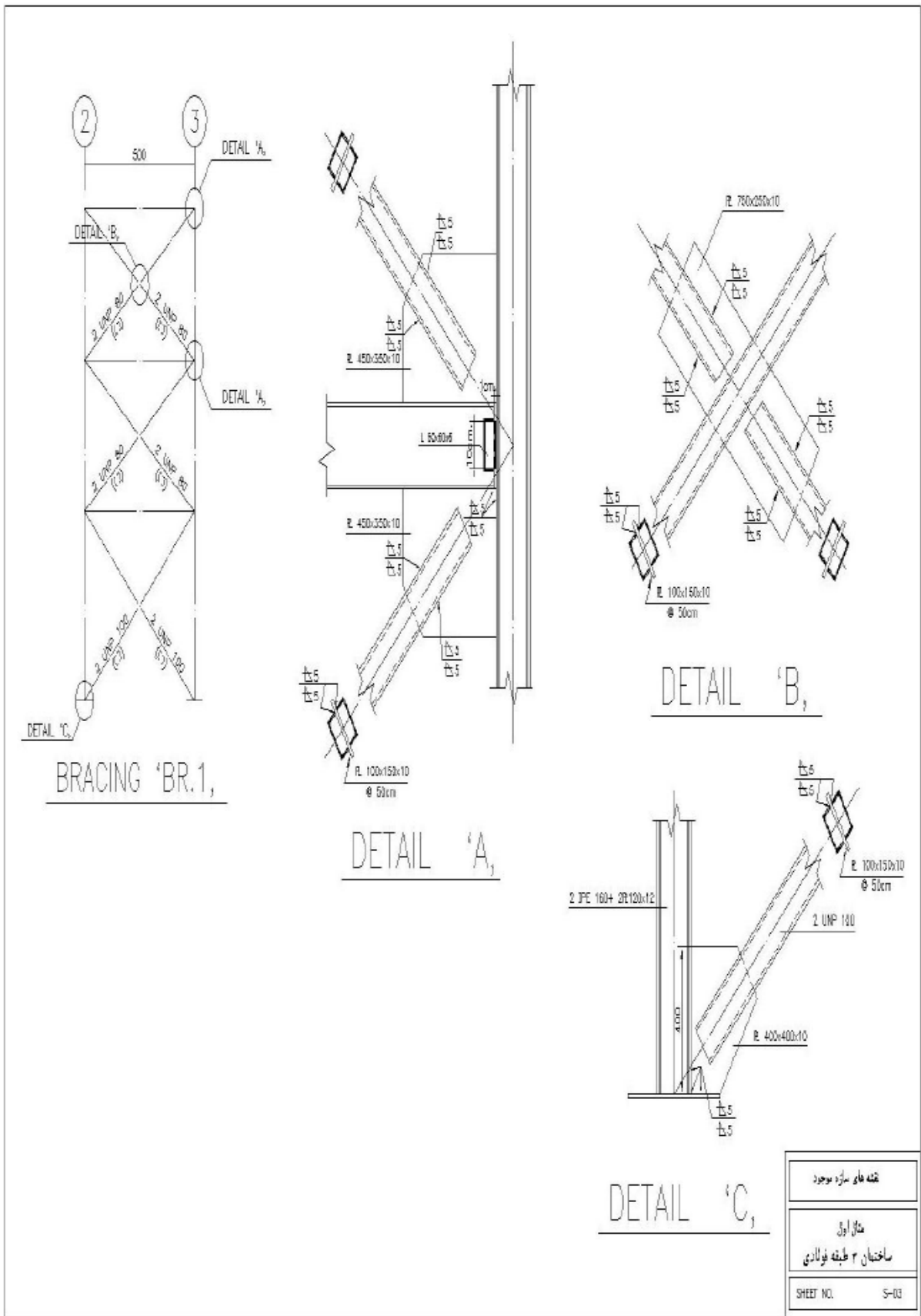
شکل ۷-۲۱- جزئیات سقف و دیوار



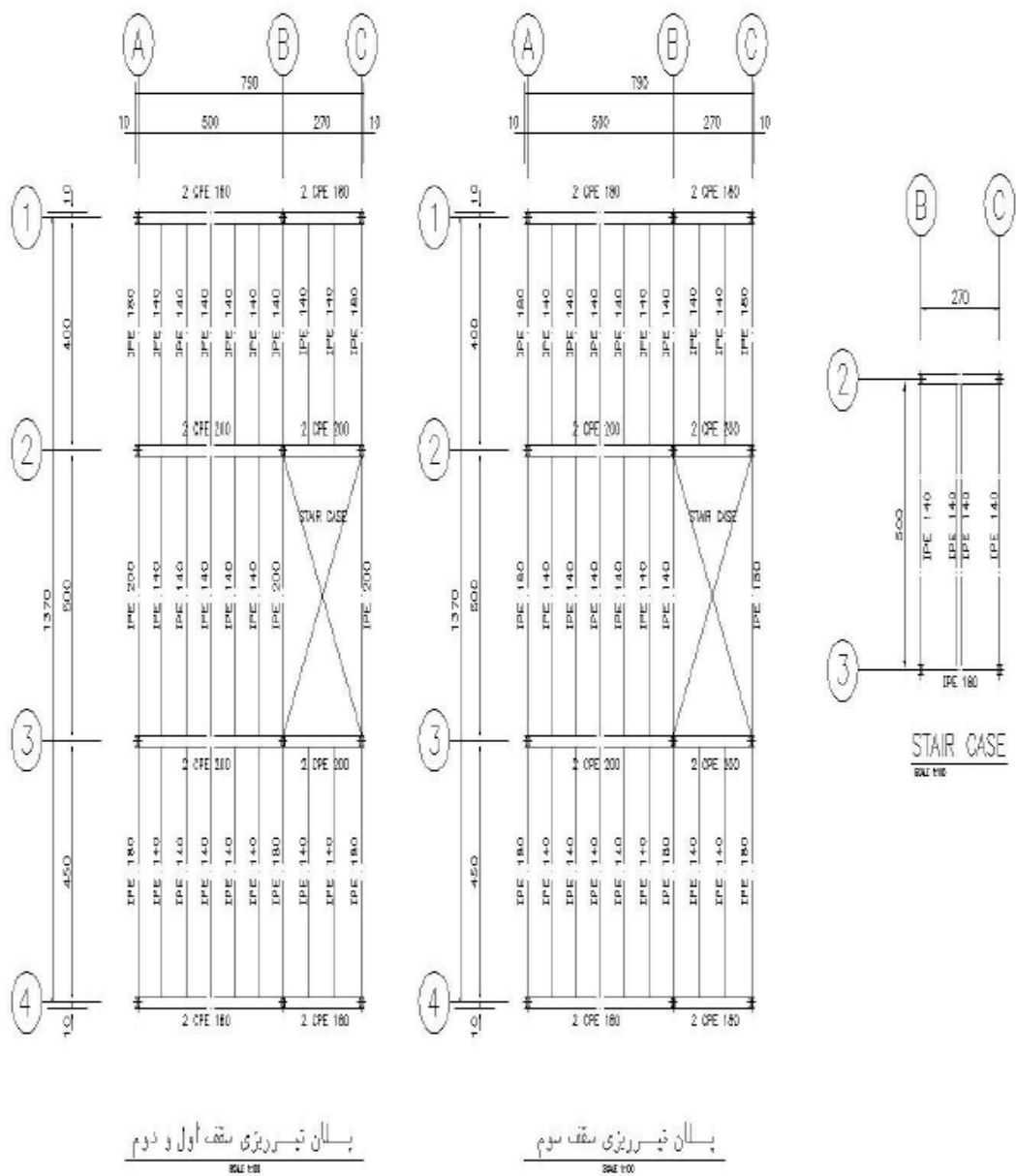
شکل ۷-۲۲- نقشه های سازه موجود



شکل ۷-۲۳- نقشه های سازه موجود

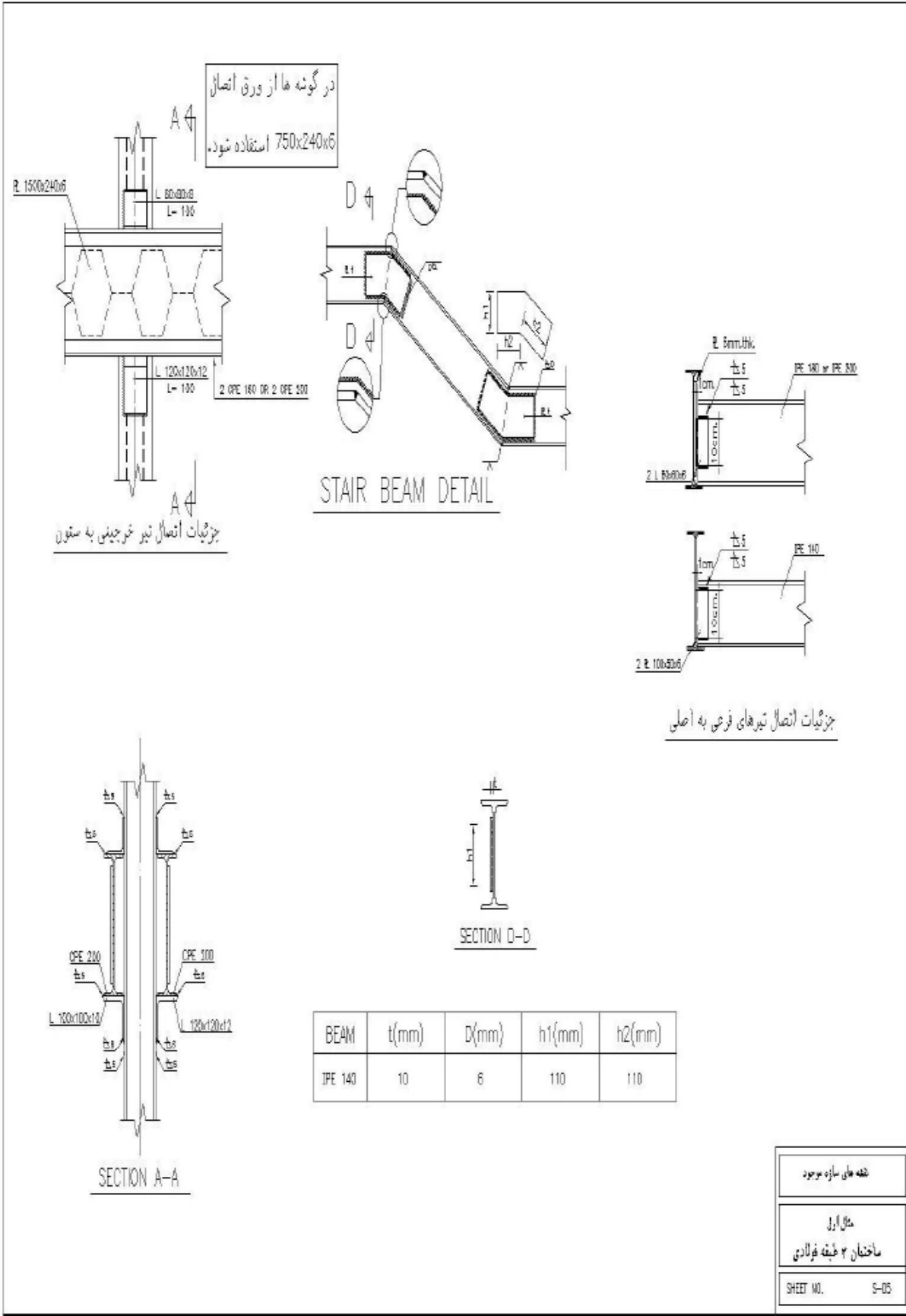


شکل ۷-۲۴- نقشه های سازه موجود



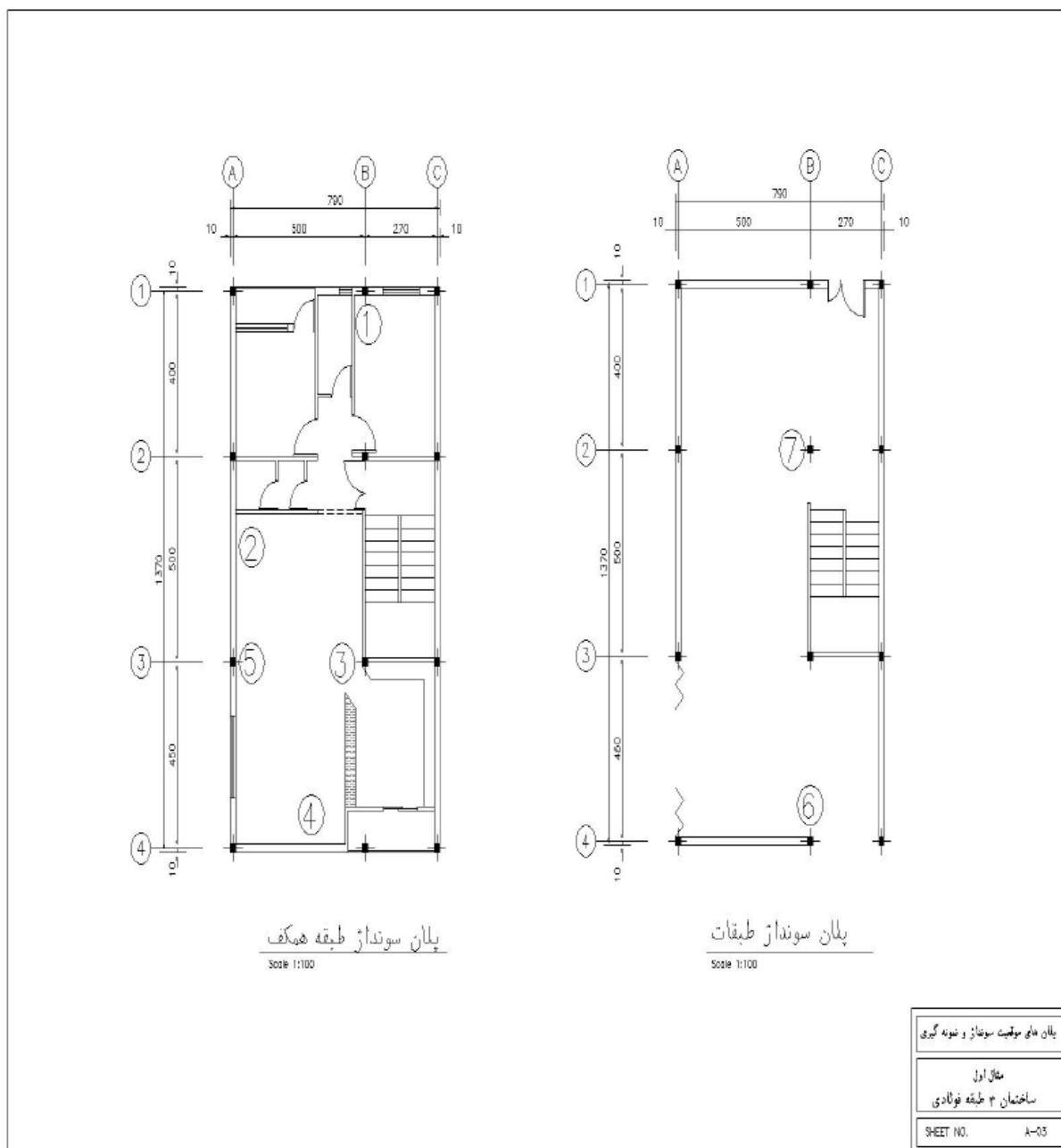
نقشه های سازه موجود	
محل اول ساختمان ۳ طبقه فولادی	
SHEET NO.	S-04

شکل ۷-۲۵- نقشه های سازه موجود



شکل ۷-۲۶- نقشه های سازه موجود

۲۲-۷ پلان‌های موقعیت سونداژ و نمونه‌گیری برای مثال اول



شکل ۲۷-۷- پلان‌های موقعیت سونداژ و نمونه‌گیری

۲۳-۷ راهنمای پلان‌های موقعیت سونداژ و نمونه‌گیری

۱-۲۳-۷ محل سونداژ: طبقه دوم

اهداف سونداژ:

- اتصال تیر خورجینی به ستون؛
- اتصال تیر ساده به تیر خورجینی؛
- نمونه‌گیری از بال فوقانی تیر دو سر ساده (تیر عمود بر جهت خورجینی)؛

-تعیین جزییات بام.

۷-۲۳-۲ محل سونداژ: طبقه دوم

اهداف سونداژ:

-نمونه‌گیری از پروفیل المان مهار بندی در محل اتصال به ورق اتصال میانی؛

-نمونه‌گیری از ورق اتصال؛

-جزئیات اتصال مهاربند به ورق اتصال میانی.

۷-۲۳-۳ محل سونداژ: خرپشته

اهداف سونداژ:

-نمونه‌گیری از پروفیل المان ستون.

۷-۲۳-۴ محل سونداژ: طبقه اول

اهداف سونداژ:

- تعیین جزییات کف طبقه؛

- تعیین جزییات اتصال تیر فرعی به تیر خرچینی.

۷-۲۳-۵ محل سونداژ: طبقه دوم

اهداف سونداژ:

- جزییات اتصال مهاربندی به ورق اتصال گوشه؛

- نمونه‌گیری از ورق اتصال گوشه.

۷-۲۳-۶ محل سونداژ: طبقه همکف

اهداف سونداژ:

-مغزه‌گیری از بتن پی؛

-نمونه‌گیری از میلگرد برای آزمون کشش میلگرد.

۲۴-۷ نمونه‌های محاسبات دستی ظرفیت DCR، و معیارهای پذیرش برای المان‌های سازه‌ای برای مثال

اول

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
OK	<p>۱- تیرها</p> <p>در اینجا به عنوان نمونه روند محاسبات ظرفیت و DCR، همچنین کنترل معیارهای پذیرش برای تیر شماره ۲۴ رایج شده است.</p> <p>مشخصات:</p> <p>Section: IPE 200</p> <p>$B_f = 10.0m$</p> <p>$t_f = 0.85cm$</p> <p>$t_w = 0.56cm$</p> <p>$s_{33} = 28.5cm \quad z = 44.6 \text{ cm}^3$ $z_{33} = 221 \text{ cm}^3$</p> <p>$s_{22} = 194.0cm \quad z = 221 \text{ cm}^3$ $z_{22} = 44.6 \text{ cm}^3$</p> <p>۱-۱ ظرفیت مقطع</p> <p>۱-۱-۱ ظرفیت خمشی مقطع</p> <p>- کنترل فشردگی مقطع</p>	جدول ۱-۱-۱-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
	<p>$(\frac{b}{t})_{max} = \frac{545}{\sqrt{F_y}}$</p> <p>حالت مورد انتظار : $\frac{545}{\sqrt{2450}} = 11.01$</p> <p>حالت کرانه پایین : $\frac{545}{\sqrt{2250}} = 11.49$</p> <p>$\frac{b}{t} = \frac{10/2}{0.85} = 5.88 < (\frac{b}{t})_{max}$</p> <p>$(\frac{h}{t_w})_{max} = \frac{5365}{\sqrt{F_y}}$</p> <p>حالت مورد انتظار : $\frac{5365}{\sqrt{2450}} = 108.4$</p> <p>حالت کرانه پایین : $\frac{5365}{\sqrt{2250}} = 113.1$</p> <p>$\frac{h}{t_w} = \frac{20}{0.56} = 35.71 < (\frac{h}{t_w})_{max}$</p> <p>همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در هر دو حالت (محاسبه مقاومت مورد انتظار و مقاومت کرانه پایین) مقطع فشرده است.</p>	

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
OK	<p>با توجه به آنکه مقطع مزبور دارای مهار جانبی می باشد، ظرفیت خمشی آن حول محور ۳ محلی برابر است با:</p> $(M_{CE})_{33} = Z_{33} \cdot F_{ye}$ $(M_{CE})_{33} = 221 \times 2450 = 541450 \text{ kg.Cm}$ $(M_{CL})_{33} = Z_{33} \cdot F_{yl}$ $(M_{CL})_{33} = 221 \times 2250 = 497250 \text{ kg.Cm}$ <p>۱-۱-۲ ظرفیت برشی مقطع</p>	
OK	<p>64.3 : حالت مورد انتظار</p> <p>67.1 : حالت کرانه پایین</p> $\left(\frac{h}{tw}\right)_{\max} = \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ <p>بنابراین:</p>	<p>بند ۲-۳-۲-۴-۵ دستورالعمل بهسازی رابطه ۶-۵</p>
	<p>۱-۲ محاسبه ی مقادیر DCR</p> <p>همان طور که در جدول ۷-۱۷ مشاهده می شود مقادیر ماکزیمم DCR این تیر هم در حالت خمش و هم در برش در ترکیب بار CombG رخ می دهد. با مراجعه به جدول ۷-۱۱ مقادیر ممان و برش در مقاطع بحرانی برابر است با:</p> $(M_{UD})_{33} = 324959 \text{ kg cm}$ $(V_{UD})_{22} = 2637 \text{ kg}$ $DCR_M = \frac{M_{UD}}{M_{CE}} = \frac{324959}{541450} = 0.60$ $DCR_V = \frac{V_{UD}}{V_{CE}} = \frac{2637}{16464} = 0.16$ $(DCR)_{\max} = 0.60$	<p>بند ۲-۳-۲-۴-۵ دستورالعمل بهسازی رابطه ۶-۵</p>

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
OK	<p>۳-۱ کنترل معیارهای پذیرش</p> <p>با مراجعه به جدول ۷-۲۰ مشاهده می‌شود که معیارهای پذیرش حداکثر این تیر در تلاش‌های خمش و برش در ترکیب بار CombG حاصل شده است. با توجه به توضیحات بند ۷-۱۵، در این حالت معیار پذیرش این تیر در خمش نیز همانند برش کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده است.</p> $ACC_M \frac{M_{UF}}{M_{CL}} = \frac{324959}{497250} = 0.65$ $ACC_V \frac{V_{UF}}{V_{CL}} = \frac{2637}{15126} = 0.17$ $ACC_{max} = 0.65 < 1$	بند ۲-۱-۴-۳ دستورالعمل
OK	<p>۲- ستون‌ها</p> <p>در این بند روند محاسبات ظرفیت و DCR و نیز کنترل معیار پذیرش ستون شماره ۶۸ ارایه شده است. مشخصات مقطع:</p> <p><i>Section: 2 IPE 140</i> $s_{2\ 2} = 72.16\ cm^3$ $s_{3\ 3} = 154.57\ cm^3$</p> <p>۱-۲ ظرفیت خمشی مقطع</p> <p>با توجه به محاسبات انجام شده بر مبنای بند ۱۰-۱-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقدار تنش مجاز خمشی ستون مزبور حول محور محلی ۲ و ۳ برابر $F_b = 0.6F_y$ به دست آمده است. لذا:</p> $(M_{CE})_{3\ 3} = 5/3 \times 6 \times F_{ye} \times S_{3\ 3}$ $(M_{CE})_{3\ 3} = 378700\ kg.cm$ $(M_{CL})_{33} = 5/3 \times 6 \times F_{yl} \times S_{33}$ $(M_{CL})_{33} = 347786\ kg.cm$ $(M_{CE})_{22} = 176795\ kg.cm$ $(M_{CL})_{22} = 162363\ kg.cm$ <p>۲-۲ محاسبه‌ی مقادیر DCR</p> <p>مطابق جدول ۷-۱۸ مقادیر DCR در این ستون در حالت خمش حول محورهای ۲ و ۳ محلی و نیز در حالت محوری به ترتیب در ترکیب بارهای CombD2، CombD3 و CombD1 ماکزیمم شده است. بنابراین با مراجعه به جدول ۷-۱۲ مقادیر نیاز در این ترکیب بارها برابر است با:</p> <p><i>CombD2: (M_{UD})_{22} = 2802\ kg.cm</i> <i>CombD3: (M_{UD})_{33} = -5528\ kg.cm</i> <i>CombD1: P_{UD} = 27374\ kg</i></p>	بند ۲-۳-۲-۴-۵ دستورالعمل رابطه ۷-۵
		بند ۵-۳-۱ رابطه ۵-۱

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین- نامه
OK	در نتیجه مقادیر DCR به طریق زیر محاسبه می‌شود:	
	$DCR_{M_{22}} = \frac{2802}{176795} \approx 0.02$ $DCR_{M_{33}} = \frac{5528}{378700} \approx 0.01$	
OK	از طرفی چون نیروی PUD فشاری است، باید با ظرفیت فشاری مقطع مقایسه شود. بنابراین:	
	$DCR_p = \frac{27374}{60696} \approx 0.45$	
	۲-۳ کنترل معیار پذیرش	
	همان‌طور که در جدول ۷-۲۱ مشاهده می‌شود، معیار پذیرش این ستون در مقاطع بحرانی ناشی از نیروهای حامل از ترکیب بارهای CombD1 و CombF1 (نیروی محوری مربوط به ترکیب بار کنترل‌شونده توسط نیرو و خمش مربوط به ترکیب بار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل) حداکثر است.	
	با مراجعه به جدول ۷-۱۲ مقدار نیروی محوری در ترکیب بار کنترل‌شونده توسط نیرو (CombF1) برابر است با:	
	$P_{UF} = -18759 \text{ kg.cm}$ $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} = \frac{18759}{56879} = 0.33$	
	با توجه به آن که $0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$ ، همان‌طور که در جدول ۷-۱۲ هم اشاره شده، روابط ۷-۱۳ و ۷-۱۴ دستورالعمل در این ترکیب بارها باید کنترل شوند.	
	با محاسبات انجام شده مشخص شده که مقدار ضریب C_m مربوط به محورهای ۲ و ۳ محلی به ترتیب برابر ۰.۹۸ و ۰.۵۹ است. همچنین مقادیر MUD حول محورهای ۲ و ۳ محلی در این ترکیب بار برابر است با:	
	$(M_{UD})_{22} = 2243.9 \text{ kg.cm}$ $(M_{UD})_{33} = 294.2 \text{ kg.cm}$	
	ضمناً برای کنترل معیارهای پذیرش مطابق روابط ۷-۱۳ و ۷-۱۴ دستورالعمل P_e و نیز M_{PCE} به طریق زیر محاسبه می‌گردد:	
	$F'_e = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ $F'_{e2} = 1849 \text{ kg/cm}^2$ $F'_{e3} = 3798 \text{ kg/cm}^2$	
	$P_e = \frac{12}{23} \times F'_e \times A$ $P_{e2} = 116233 \text{ kg}$ $P_{e3} = 238743 \text{ kg}$	
		بند ۱-۶-۱-۱۰ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان
		بند ۱-۶-۱-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
		بند ۲-۴-۲-۴-۵ دستورالعمل

ماخذ آیین- نامه	محاسبات	نتیجه
<p>بند ۱۰-۱-۱-۲-۵ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان</p> <p>بند ۲-۴-۲-۴-۵ دستورالعمل رابطه ۹-۵</p>	<p>Section : 2UNP100 $A = 26.92cm^2$ $l = 640.3cm$ $r_{33} = 3.91$ $r_{22} = 4.22$</p> <p>۱-۳ ظرفیت مقطع ۱-۱-۳ ظرفیت فشاری مقطع</p> $C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_Y}}$ $C_{CE} = 128.17$ $\lambda = Kl / r$ <p>درون صفحه: $\lambda_i = \frac{0.5 \times 640.3}{3.91} = 81.98$ خارج صفحه: $\lambda_e = \frac{0.67 \times 640.3}{4.22} = 101.63$</p> <p>در ادامه محاسبات اندیس λ به معنای درون صفحه و اندیس e به معنای خارج صفحه است.</p> $\beta = \lambda / C_{CE}$ $\beta_i = 0.64 < 1$ $\beta_e = 0.79 < 1$ $F.S. = 1.67 + 0.375\beta - 0.125\beta^3$ $(F.S.)_i = 1.87$ $(f.s.)_e = 1.90$ $F_a = \frac{1}{F.S.} [1 - 0.5\beta^2] F_y$ $F_{ai} = 1040.1kg$ $F_{ae} = 883.3kg$ $(F_{as})_i = 788.0kg$ $(F_{as})_e = 632.5kg$ $P_a = 1.7F_{as} \cdot A$ $(P_{as})_i = 36063.9kg$ $(P_{as})_e = 28945.0kg$ $P_a = \min[(P_{as})_i, (P_{as})_e] = 28945.0kg$ <p>۲-۱-۳ ظرفیت کششی مقطع</p> $T_{CE} = A \cdot F_{Ye}$ $T_{CE} = 65945$ <p>۲-۳ محاسبه‌ی DCR</p> <p>همان‌طور که در جدول ۷-۱۹ مشاهده می‌شود، حداکثر مقدار DCR در ترکیب بار CombD3 رخ می‌دهد. با مراجعه به جدول ۷-۱۳ مقدار نیروی محوری در این ترکیب بار برابر است با:</p> $P_{UD} = 88905.3 kg$	

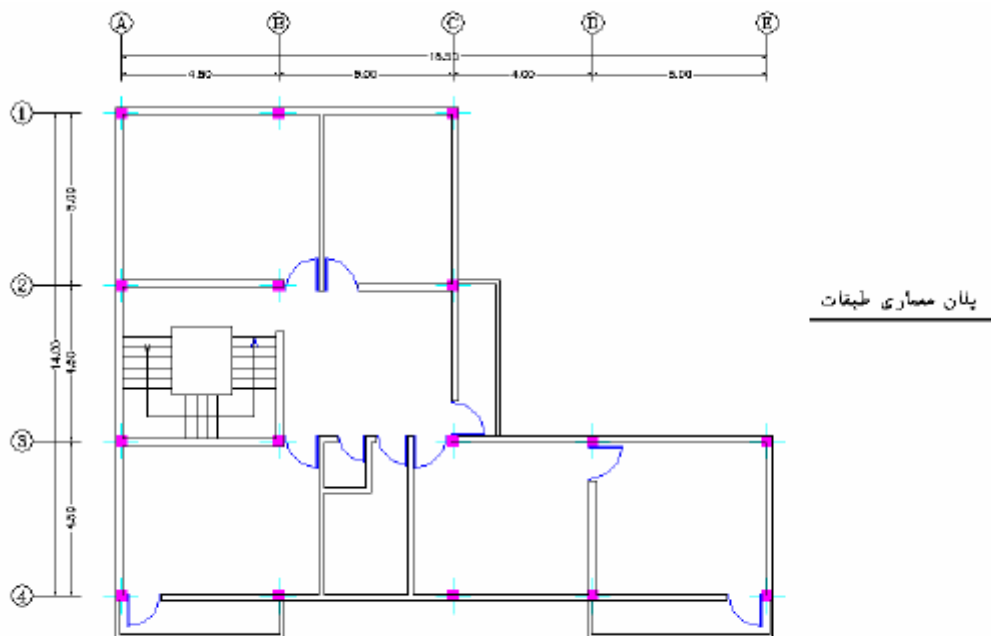
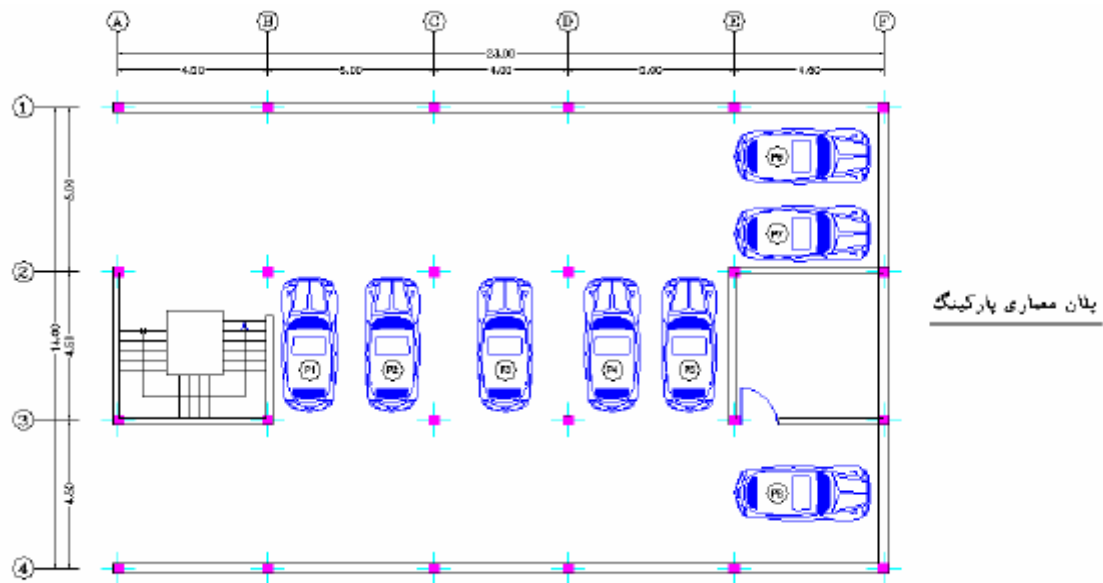
برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه فولادی)		
ماخذ آیین- نامه	محاسبات	نتیجه
بند ۱-۳-۵ رابطه ۱-۵	$DCR_p = \frac{88905.3}{28945.0} = 3.07$ <p>۳-۳ کنترل معیار پذیرش با توجه به جدول ۲-۷ دستورالعمل مقادیر m برای دو حالت کماتش درون صفحه و خارج صفحه برابر است با:</p> $m_i = 4$ $m_e = 3$	
بند ۲-۱-۴-۳ دستورالعمل	$ACC_p = \max \times \frac{88905.3}{3 \times 28945.0}, \frac{88905.3}{4 \times 36063.9} = 1.02 \approx 1.0$	

۸ مثال دوم (ساختمان پنج طبقه فولادی)

۱-۸ تعریف مثال

مثال انتخاب شده در این بخش یک ساختمان پنج طبقه فولادی با کاربری اداری در شهر تهران است. شتاب مبنا طرح برای منطقه مورد نظر براساس استاندارد بند ۱-۲ برابر $0.35 \times g$ بوده و همچنین خاک این منطقه طبق استاندارد بند ۱-۲ از نوع II است.

ابعاد کلی پلان (۲۳×۱۴) متر بوده و مساحت زیر بنا در مجموع ۱۲۲۳ مترمربع است و تمام نقشه‌های معماری و سازه‌ای این ساختمان در بند ۸-۲۵ ارایه شده است. در شکل ۱-۸ پلان معماری پارکینگ و طبقات این ساختمان نشان داده شده است.



شکل ۸-۱- پلان‌های معماری ساختمان

۸-۲ بازرسی وضعیت موجود ساختمان و بررسی اطلاعات و مدارک

وضعیت موجود ساختمان از نظر ظاهری، کیفیت نگهداری در دوران بهره‌برداری، امکان عملیات بهسازی احتمالی؛ شرایط ابنیه مجاور و شرایط زمین ساختگاه بررسی شده است بازدید از ساختمان هم‌چنین کلیه مدارک فنی و مستندات طراحی جمع‌آوری و طبقه‌بندی شده و وضعیت ساختمان به لحاظ موقعیت جغرافیایی، لرزه‌خیزی، کاربری، هندسه و پیکربندی مشخص و براساس تمام اطلاعات به‌دست آمده چک-لیست شناخت وضعیت موجود ساختمان تکمیل و در ادامه ارائه شده است.

۸-۲-۱ چک‌لیست شماره یک - بازدید محلی

۱- آدرس ساختمان:

۲- طول و عرض جغرافیایی در ورودی اصلی ساختمان:

۳- کروکی موقعیت زمین و ساختمان:

۴- آیا تجهیزات هشداردهنده‌ی دود و نشت گاز در ساختمان وجود دارد؟

خیر ■ بله □ ، وضعیت تجهیزات هشداردهنده‌ی دود و نشت گاز؛

۵- آیا تجهیزات آتش‌نشانی در ساختمان وجود دارد؟

خیر ■ بله □ ، وضعیت تجهیزات آتش‌نشانی؛

۶- آیا رویه‌ی مقاوم در برابر آتش بر روی اعضای سازه‌ای وجود دارد؟

خیر ■ بله □ ، جنس و وضعیت رویه‌ی مقاوم در برابر آتش؛

۷- آیا تغییرات در پلان معماری اولیه وجود دارد؟

خیر ■ بله □ ، شرح تغییرات در پلان معماری؛

۸- آیا بخش جدیدی به سازه‌ی موجود اضافه شده است؟

خیر ■ بله □ ، شرح بخش‌های جدید اضافه شده؛

۹- وضعیت توپوگرافی منطقه:

ساختمان واقع بر خط الراس با سراسیمی تند □ ساختمان واقع بر خط‌القعر و نواحی پست □

ساختمان در مجاورت خاکریزی یا خاکبرداری □ ساختمان بر روی زمین با شیب تند □

۱۰- آیا احتمال دارد ساختمان بر روی خاک دستی احداث گردیده باشد؟ خیر ■ بله □

۱۱- آیا سابقه‌ی روانگرایی در منطقه دیده شده است؟ خیر ■ بله □

۱۲- آیا احتمال روانگرایی در منطقه وجود دارد؟ خیر ■ بله □

۱۳- آیا سابقه‌ی زمین لغزش در منطقه دیده شده است؟ خیر ■ بله □

۱۴- آیا احتمال زمین لغزش در منطقه وجود دارد؟ خیر ■ بله □

۱۵- آیا در نزدیکی ساختمان تونل، حفره‌های بزرگ و یا قنات وجود دارد؟

خیر □ بله ■ ، فاصله از ساختمان: در فاصله‌ی حدود ۲۰ متری ساختمان یک قنات واقع شده است.

۱۶- آیا از نزدیکی ساختمان خط مترو عبور می‌کند؟

خیر ■ بله □ ، فاصله از ساختمان:

۱۷- آیا ساختمان در محدوده یا مسیر قنات قرار گرفته است؟ خیر □ بله ■

۱۸- آیا ساختمان در مسیر ساخته شده است؟ خیر ■ بله □

۱۹- ویژگی‌های اصلی و قابل توجه خاک: شن و ماسه باتراکم متوسط

۲۰- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و سطح آب زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده محلی

مانند گودبرداری‌های اطراف چگونه است؟ تراز آب زیرزمینی در عمق بین ۱۰ متر تا ۲۰ متر قرار دارد.

۲۱- امکان انجام عملیات بهسازی در ساختمان در زمان‌های مختلف چگونه است؟ امکان توقف خدمت‌رسانی

ساختمان وجود ندارد.

۲۲- آیا محوطه‌ی لازم برای انجام عملیات بهسازی و فضای لازم برای استقرار ماشین آلات موجود است؟ بله

۲۳- آیا ساختمان‌های مجاور مانعی در راه انجام عملیات بهسازی ایجاد می‌کنند؟ خیر

۲۴- وضعیت ساختمان‌های مجاور:

مجاورت دارد (فاصله و اختلاف تراز طبقات بین دو ساختمان)	مجاورت ندارد	وجوه ساختمان
■: درز انقطاع رعایت شده است. ارتفاع و تراز طبقات یکسان است.	<input type="checkbox"/>	وجه شرقی
□:	■	وجه غربی
■: درز انقطاع رعایت شده است. ارتفاع و تراز طبقات یکسان است.	<input type="checkbox"/>	وجه شمالی
□:	■	وجه جنوبی

۲۵- شناسایی وضعیت اجزای مشترک با ساختمان مجاور

توضیح	نوع اشتراک
	<input type="checkbox"/> ستون مشترک
	<input type="checkbox"/> تیر مشترک
	<input type="checkbox"/> سقف مشترک
	<input type="checkbox"/> پله‌ی مشترک
	<input type="checkbox"/> دیوار مشترک
	<input type="checkbox"/> سایر

۲۶- بررسی احتمال آسیب ناشی از ساختمان مجاور:

توضیح (محل و نوع)	نوع خطر آسیب دیدگی
	<input type="checkbox"/> سقوط اجزای سست
	<input type="checkbox"/> انفجار
	<input type="checkbox"/> آتش سوزی
	<input type="checkbox"/> نشست مواد شیمیایی
	<input type="checkbox"/> سایر

۲۷- کیفیت نگهداری از ساختمان در طول بهره‌برداری:

وضعیت خوردگی یا زنگ زدگی در اجزای سازه‌ای وجود فرسودگی در اجزای غیرسازه‌ای

۲۸- نوع پوشش اجزای سازه‌ای چگونه است؟ کیفیت ظاهری مناسب به نظر می‌رسد.

۲۹- آیا ساختمان دارای آسانسور است؟ تعداد و ظرفیت آن ذکر شود؟ خیر

۳۰- فهرست اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ضمیمه شود.

۸-۲-۲- چک لیست شماره دو- بررسی مدارک موجود

۱- موقعیت ساختمان:

استان	شهرستان	شهر	منطقه‌ی شهرداری	منطقه از نظر پهنه‌بندی خطر زلزله براساس استاندارد بند ۲-۱
تهران	تهران	تهران	۳	II

۲- تاریخچه‌ی ساختمان:

سال طراحی سازه: ۱۳۷۸ سال شروع ساخت: ۱۳۸۰ سال بهره‌برداری: ۱۳۸۱

۳- عوامل ساخت:

کارفرما: مشاور:
پیمانکار: بهره‌بردار:

۴- مشخصات طبقات ساختمان:

طبقه	زیربنای طبقه	ارتفاع طبقه	تعداد ساکنین	کاربری طبقه	موارد خاص	توضیحات
۵	۱۹۳٫۰	۳٫۲	۱۰	اداری		
۴	۱۹۳٫۰	۳٫۲	۱۰	اداری		
۳	۱۹۳٫۰	۳٫۲	۱۰	اداری		
۲	۳۲۲٫۰	۳٫۲	۱۵	اداری		
۱	۳۲۲٫۰	۲٫۹۵	-	پارکینگ		
جمع	۱۲۲۳	۱۵٫۷۵	۴۵			

۵- سطح کل زمین: ۳۵۰ مترمربع

۶- کاربری ساختمان:

کاربری فعلی: اداری کاربری قبلی: اداری

۷- اسناد و مدارک موجود:

اسناد و مدارک موجود			
اسناد و مدارک ^۱	موجود نیست	موجود است	
		کامل است	ناقص است (موارد نقص)
نقشه‌های معماری			
- پلان معماری طبقات	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- مقاطع ساختمان	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- نماها	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- نقشه‌ی محوطه‌ی ساختمان	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- پلان جانمایی سقف‌های کاذب	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
جزئیات معماری			
- سقف‌های سازه‌ای و کاذب	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- دیوارهای پیرامونی	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- دیوارهای تیغه‌بندی	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- پله‌ها	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

اسناد و مدارک موجود			
موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک ^۱
ناقص است (موارد نقص)	کامل است		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- نماها
نقشه‌های سازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان تیرریزی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان ستون‌گذاری
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- قاب‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان جانمایی مهاربند یا دیوار برشی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- پلان پی
جزئیات سازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع تیرها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع ستون‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- مشخصات مقاطع مهاربندها یا دیوار برشی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصالات تیر به ستون
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصالات مهاربندها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات وصله‌ی ستون‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات صفحه‌ستون و میل‌مهارها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصال ستون به صفحه‌ستون
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات آرماتورگذاری پی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات سازه‌ای پله‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اجرایی سقف‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصال میان‌قاب‌ها
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- جزئیات اتصال نما به سازه
جزئیات غیرسازه‌ای			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- نقشه‌های تاسیساتی
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	- دفترچه‌ی محاسبات
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- دستورکارها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- صورت‌جلسه‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- فهرست‌نواقص تحویل موقت و صورت‌جلسه‌های رفع آن‌ها
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- گزارش‌های ژئوتکتیک
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- گزارش‌های تحلیل خطر ساختمان
گزارش آزمون مصالح			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- فولادی
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- بتن
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	- میلگرد

در صورتی که هر گونه مرمت یا بازسازی در ساختمان صورت گرفته است، لازم است مدارک مرتبط برای تعیین نواقص، مطابق با چک‌لیست فوق کنترل شوند.

۸- سیستم سازه‌ای ساختمان:

سیستم سازه‌ای امتداد	قاب خمش	مهاربندی		دیوار برشی فولادی	قاب‌های با اتصالات خرجینی	قاب‌های فولادی با میان- قاب
		هم‌گرا	واگرا			
امتداد اصلی اول	■	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
امتداد اصلی دوم (متعامد)	■	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

۹- اجزای سازه‌ای:

۹-۱- دیوارهای سازه‌ای:

- دیوار برشی بتنی معمولی
 دیوار برشی فولادی
 دیوار برشی بتنی هم‌بند
 سایر

۹-۲- پی‌ها:

- منفرد ■
 نواری
 گسترده
 عمیق
 سایر

۹-۳- نوع دیافراگم:

- تیرچه بلوک ■
 دال بتنی
 دال و تیرچه بتنی
 طاق ضربی
 مرکب
 مهاربندی فولادی افقی
 کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای
 کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای
 کف فلزی بدون پوشش
 سایر

۱۰- میان قاب‌ها:

۱۰-۱- نوع مصالح میان قاب:

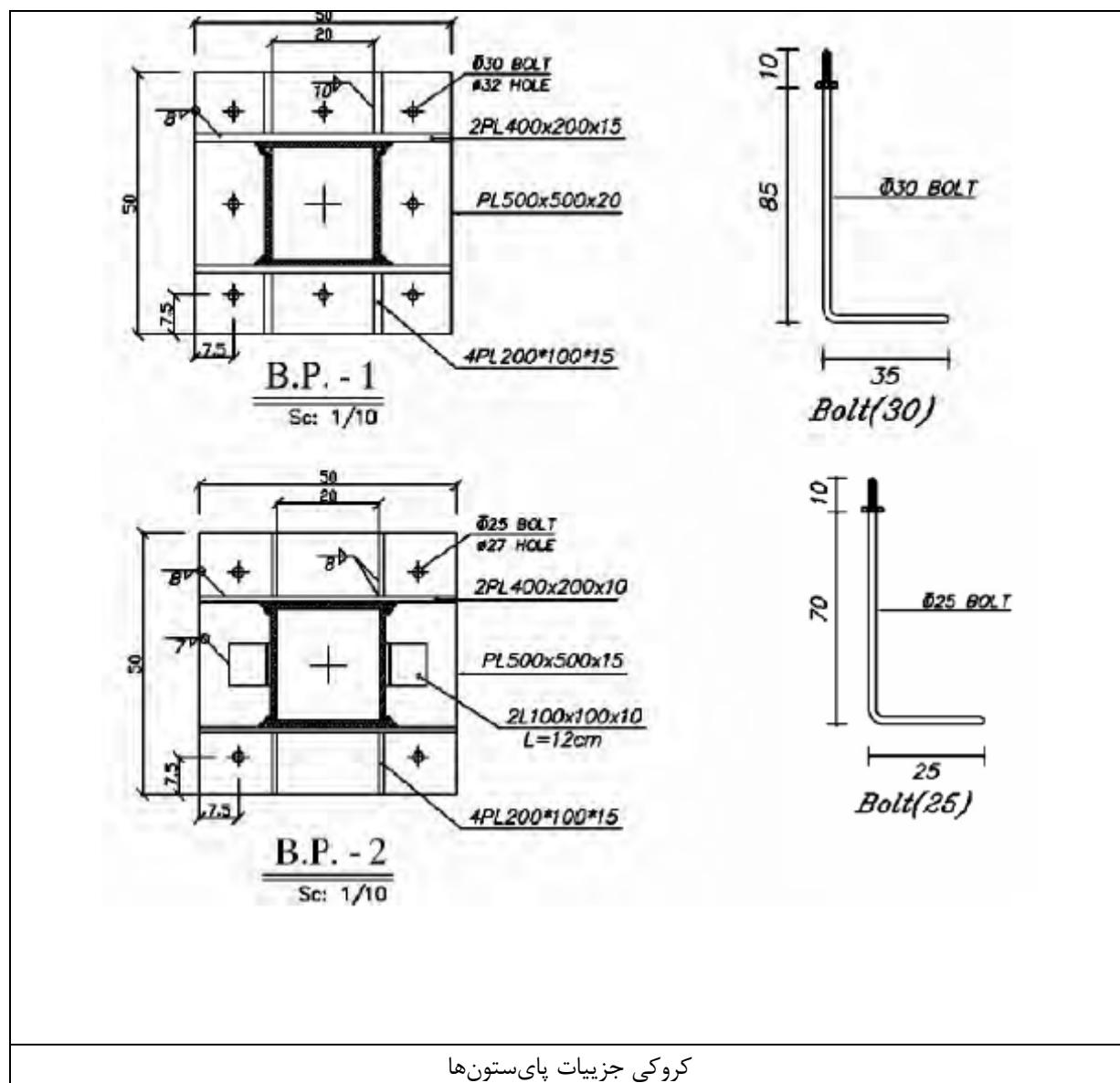
۱۰-۲- میان قاب‌های موجود در ساختمان کدامیک از شرایط زیر را ارضا می‌کنند:

- میان قاب جدا شده ■: میان قابی که در بالا و اطراف خود داری درزهایی با قاب است به طوری که وقوع حداکثر تغییرشکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد.
 میان قاب برشی □: میان قاب در هر چهارطرف به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس است.

۳-۲-۸ چک لیست شماره سه - سونداژ

۱- سونداژ جزییات پای ستون ها

ردیف	جزئیات پای ستون ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱	نوع اتصال ستون ها به صفحه ستون	■	□
۲	بعد و طول جوش ها	■	□
۳	تعداد و قطر بولت ها	■	□
۴	مشخصات ورق های سخت کننده (ابعاد و ضخامت)	■	□
۵	ضخامت و ابعاد ورق کف ستون	■	□
۶	مشخصات قطعات اتصال (نیشی ها و ...)	■	□
۷	فواصل و آرایش بولت ها	■	□
۸	نمای کلی پای ستون ها	■	□



۸-۲-۴ - چک لیست شماره چهار - ارزیابی کیفی

صفحه ۴ از ۴		چک لیست ارزیابی کیفی	
۱- ارزیابی کلی سازه			
۱- آیا مسیرهای انتقال بار ثقلی تا روی پی ادامه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۲- آیا مسیرهای انتقال بار جانبی تا روی پی ادامه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۳- درز انقطاع با ساختمان‌های مجاور:	<input checked="" type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> کم‌تر از مقدار مجاز	<input type="checkbox"/> بیش‌تر از مقدار مجاز
۴- اجزای سازه‌های مشترک بین ساختمان‌های مجاور	<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input checked="" type="checkbox"/> وجود ندارد	
۵- آیا احتمال بروز آسیب ناشی از ساختمان‌های مجاور وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله (سقوط اجزای سست - <input type="checkbox"/> آتش‌سوزی - <input type="checkbox"/> سایر موارد)	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	
۶- به طور کلی، سازه در پلان:	<input type="checkbox"/> منظم <input checked="" type="checkbox"/> نامنظم	<input type="checkbox"/> عدم تقارن اعضای سیستم باربر جانبی	<input type="checkbox"/> توزیع نامتناسب جرم در پلان
۷- به طور کلی، سازه در ارتفاع:	<input type="checkbox"/> منظم <input checked="" type="checkbox"/> نامنظم	<input type="checkbox"/> طبقه نرم یا ضعیف - <input type="checkbox"/> توزیع نامتناسب جرم -	<input type="checkbox"/> نامنظمی هندسی
۸- احتمال وقوع پیچش چقدر است؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input type="checkbox"/> متوسط	<input type="checkbox"/> کم
۹- آیا اعضای باربر جانبی در ارتفاع تغییر صفحه دارند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	
۱۰- آیا تیغه‌های داخلی به طور منظم و متقارن در کف طبقات توزیع شده‌اند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله		
۲- پی			
۱۱- نشست در سازه:	<input checked="" type="checkbox"/> وجود ندارد	<input type="checkbox"/> وجود دارد (<input type="checkbox"/> یکنواخت - <input type="checkbox"/> غیر یکنواخت)	
۱۲- وضع ظاهری پی‌ها:	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب (.....)	
۱۳- آیا پی‌ها در یک تراز قرار دارند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله		
۱۴- تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین چقدر است؟	<input type="checkbox"/> بیش از ۲۰ سانتی‌متر	<input checked="" type="checkbox"/> بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی‌متر	<input type="checkbox"/> بین ۲۰ تا ۱۰ سانتی‌متر
۱۵- آیا شواهدی از خاک‌شستگی و سایش خاک اطراف پی وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله		
۱۶- آیا پی مشترک با سازه مجاور دارد؟	<input type="checkbox"/> بله		
۳- کف‌ها و بام‌ها			
۱۷- آیا کف در محاورت دهانه‌های مهاربندی شده دارای بازشو هستند؟	<input type="checkbox"/> بله (<input type="checkbox"/> کم‌تر از مقدار مجاز <input type="checkbox"/> بیش از مقدار مجاز)		
۱۸- آیا بازشوهایی در کف با عرض بیش از یک‌دوم بعد ساختمان، وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله		
۱۹- انسجام و یک پارگی کف‌ها و بام را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب		
۲۰- اتصال قطعات بام به اجزای سازه را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> مناسب		
۲۱- آیا ترک‌های غیرعادی در سقف‌های بتنی دیده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله		
۲۲- در صورت استفاده از ورق‌های موج‌دار در سقف، ورق‌ها به‌طور مطلوب به اسکلت سقف مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله		
۲۳- در سقف‌های تیرچه بلوک با دهانه‌های بیش از ۴ متر، تیرچه‌ها دارای کلاف عرضی هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	
۲۴- سیستم سقف در محل تکیه‌گاه‌ها به عناصر زیر سری به‌طور مناسب متصل شده است؟	<input type="checkbox"/> بله		
۴- سازه‌ی فولادی			
۲۵- مقاطع موجود از چه نوع است؟	<input type="checkbox"/> نوردشده		
۲۶- مقاطع موجود چه شکلی است؟	<input checked="" type="checkbox"/> ساخته شده از ورق		
ستون:	<input type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دوپل	<input checked="" type="checkbox"/> جعبه‌ای
تیر:	<input checked="" type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دوپل	<input type="checkbox"/> لانه‌زنبوری
مهاربند:	<input type="checkbox"/> تک	<input type="checkbox"/> دوپل	<input type="checkbox"/> مقاطع دیگر
۲۷- اتصالات از چه نوعی است؟	<input type="checkbox"/> پیچی	<input checked="" type="checkbox"/> جوشی	
۲۸- کیفیت کلی اجرا را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب		
۲۹- آیا مورد زنگ‌زدگی و خوردگی در اعضا مشاهده می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> بله		
۳۰- آیا ستون کوتاه در قاب وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله		
۳۱- آیا فلسفه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی رعایت شده است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله		
۳۲- ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی دارای سابقه‌ی آسیب قبلی ناشی از آتش‌سوزی و یا ضربه هستند؟	<input type="checkbox"/> بله		

صفحه ۲ از ۴				چک لیست ارزیابی کیفی			
۱-۴ ستون‌ها							
۳۳-	آیا جزییات فنی مناسب در اجرای ستون‌ها رعایت شده است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۳۴-	آیا ستون‌ها در راستای شاقولی اجرا شده اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص			
۳۵-	آیا ظاهر ستون نشانگر احتمال وقوع کماتش است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۳۶-	کیفیت اتصال را در محل تغییر مقطع ستون‌ها چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد			
۳۷-	آیا اتصال در محل وصله‌ی ستون‌ها را مناسب ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد		
۳۸-	اتصالات تیر به ستون با جزییات مناسب اجرا شده‌اند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۲-۴ تیرها							
۳۹-	آیا تیری که دارای خیز قابل توجهی باشد، وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۴۰-	آیا اتصال با جزییات مناسب در محل وصله‌ی تیرها اجرا شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد		
۴۱-	آیا اتصال تیر پله به تیرهای طبقه و نیم طبقه مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد		
۴۲-	در تیرلانه‌زنبوری، چشمه‌ها در محل تکیه‌گاه در محدوده‌ی مناسب پوشانده شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد			
۴۳-	آیا طول نشیمن تیرها در محل تکیه‌گاه‌ها مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۴۴-	کیفیت اجرا و جوش مقاطع، سخت‌کننده‌ها و ... در تیرها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۳-۴ صفحه‌ستون‌ها							
۴۵-	آیا ابعاد صفحه‌ی پای‌ستون مناسب به نظر می‌رسد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۴۶-	اتصال ستون به صفحه‌ی پای‌ستون مناسب اجرا شده است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۴۷-	بولت‌های مربوط به صفحه‌ی پای‌ستون مناسب اجرا شده است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۴۸-	آیا امکان نفوذ آب و عدم قابلیت تخلیه‌ی آن در پای ستون وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص			
۴۹-	آیا کیفیت اتصال گیردار در پای ستون مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد		
۴-۴ جوش و اتصالات جوشی							
۵۰-	آیا اجرای جوش در اتصالات از کیفیت مناسبی برخوردار است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۵۱-	آیا اتصالات با جزییات مناسب اجرا شده‌اند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۵۲-	آیا جوش‌های نفوذی به‌طور صحیحی اجرا شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص			
۵۳-	اعوجاجی در اعضا که بر اثر گرما و تنش ناشی از جوشکاری به‌وجود آمده باشد، دیده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۵۴-	در اعضای متشکل از چند پروفیل، اجرای جوش‌ها مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۵۵-	کیفیت اجرای جوش‌های سربالا مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص			
۵-۴ اتصالات پیچی							
۵۶-	آیا طول بولت‌ها مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۵۷-	آیا مهره‌ها به‌طور کامل بسته شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۶-۴ مهاربندها							
۵۸-	نوع مهاربندی‌ها چگونه است؟	<input type="checkbox"/> هم‌محور	<input type="checkbox"/> وجود ندارد	<input type="checkbox"/> برون-محور			
۵۹-	شکل مهاربندی‌ها چگونه است؟	<input type="checkbox"/> ضربدری	<input type="checkbox"/> K شکل	<input type="checkbox"/> ۷ و یا ۸	<input type="checkbox"/> قطری		
۶۰-	آیا مهاربندهایی که صرفاً کششی باشند وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۶۱-	آیا اتصال مهارتی‌ها به تیر و ستون مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۶۲-	آیا اتصال مهارتی‌ها به صفحات اتصال مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۶۳-	آیا ابعاد و سختی ورق‌های اتصال مهاربند مناسب به‌نظر می‌رسد؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۶۴-	طول جوش در اتصال مهارها به صفحات اتصال مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص			
۶۵-	دو مهاربند در محل تقاطع، به‌درستی اجرا شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص	<input type="checkbox"/> موضوعیت ندارد		

صفحه ۴ از ۳		چک لیست ارزیابی کیفی	
۶۶- آیا کمانش ظاهری در مهاری‌ها مشاهده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۵- دیوارها			
۶۷- مصالح دیوارها از چه نوعی است؟	<input type="checkbox"/> آجر سفالی	<input checked="" type="checkbox"/> بلوک سفالی	<input type="checkbox"/> آجر فشاری
۶۸- ملات مصرفی دیوارها چیست؟	<input checked="" type="checkbox"/> ماسه سیمان	<input type="checkbox"/> ماسه آهک	<input type="checkbox"/> خاک و گل
۶۹- کیفیت ملات مصرفی را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۰- کیفیت اجرای دیوارها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input checked="" type="checkbox"/> مناسب	<input type="checkbox"/> نامناسب	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۱- آیا در محل درز انقطاع، تیغه‌ها و دیوارها قطع شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۷۲- خطر واژگونی دیوارها و مسدود شدن ورودی یا خروجی‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input checked="" type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> بدون خطر
۷۳- آیا ترک در دیوارها رویت می‌شود؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> ترک ضربدری ناشی از زلزله	<input type="checkbox"/> ترک عمودی ناشی از نشست
۷۴- آیا جان‌پناه‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۵-۱- میان قاب‌های مصالح بتایی		<input checked="" type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۷۵- آیا ترک‌های قطری مشاهده می‌شود؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> ترک ضربدری ناشی از زلزله	<input type="checkbox"/> ترک عمودی ناشی از نشست
۷۶- آیا میان قاب‌ها به‌طور پیوسته تا روی فونداسیون ادامه دارند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۷- آیا کیفیت اجرای ملات میان قاب‌ها مناسب به نظر می‌رسد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۷۸- آیا اجرای میان قاب‌ها سبب ایجاد ستون کوتاه شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۵-۲- دیوار غیرسازه‌ای		<input checked="" type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۷۹- آیا دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی دارای مهار کافی در خارج از صفحه خود هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص
۸۰- دیوارهای غیرسازه‌ای مصالح بتایی که ارتفاعشان کمتر از ارتفاع طبقه است، با کلاف‌های افقی یا قائم به سازه متصل شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> مصداق ندارد
۸۱- آیا طول آزاد تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای واقع بین دو پشت‌بند یا کلاف قائم، کمتر از حداکثر مقدار مجاز است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص
۸۲- آیا ارتفاع تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای، کمتر از حداکثر <input type="checkbox"/> بله <input type="checkbox"/> بدون کلاف افقی - <input type="checkbox"/> با استفاده از کلاف افقی مناسب <input type="checkbox"/> خیر <input checked="" type="checkbox"/> نامشخص مقدار مجاز است؟	با استفاده از کلاف افقی نامناسب		
۸۳- ابعاد پشت‌بند دیوارها مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input checked="" type="checkbox"/> نامشخص
۸۴- آیا اتصال کافی بین دیوارهای غیرسازه‌ای با دیوارهای سازه‌ای یا کلاف‌ها و ستون‌ها وجود دارد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۶- اجزای غیر سازه‌ای			
۶-۱- قطعات الحاقی بیرونی		<input checked="" type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۸۵- آیا در خارج از ساختمان قطعات الحاقی وجود دارد؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> (مهار مناسب به سازه)	<input type="checkbox"/> مهار نامناسب به سازه
۸۶- آیا در صورت سقوط قطعات الحاقی، افراد صدمه می‌بینند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۸۷- آیا قطعات الحاقی خاص با جنبه فقط معماری در نمای ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله <input type="checkbox"/> (پایداری لرزه‌ای مناسب)	<input type="checkbox"/> ناپایداری لرزه‌ای	<input checked="" type="checkbox"/> خیر
۸۸- نرده‌ها و سایر ملحقات موجود در نما به‌طور مناسب به سازه متصل شده‌اند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۸۹- آیا پله‌ی فرار در ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> وجود دارد-لازم است	<input checked="" type="checkbox"/> وجود ندارد-لازم است	<input type="checkbox"/> وجود ندارد-لازم نیست
۹۰- آیا قطعات سنگین در لبه‌ی بام یا تراس‌ها و طره‌های بیرونی ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله <input type="checkbox"/> (مهار مناسب)	<input type="checkbox"/> مهار نامناسب	<input type="checkbox"/> بدون مهار
۶-۲- آویزها و قطعات درون ساختمان		<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input checked="" type="checkbox"/> وجود ندارد
۹۱- آویزهای سنگین در ساختمان وجود دارد؟	<input type="checkbox"/> بله <input type="checkbox"/> (مهار مناسب)	<input type="checkbox"/> مهار نامناسب	<input type="checkbox"/> خیر
۹۲- قطعاتی که به دیوارها متصل هستند، به خوبی مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۹۳- خطر واژگونی و یا لغزش تجهیزات و آسیب به سازه و افراد را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	<input type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> بدون خطر
۹۴- آیا قفسه‌ها، کمد‌ها و سایر لوازم و تجهیزات به‌طور مناسب به کف و دیوار و سازه مهار شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله <input type="checkbox"/> (مهار مناسب)	<input type="checkbox"/> مهار نامناسب	<input type="checkbox"/> خیر
۶-۳- تاسیسات مکانیکی		<input checked="" type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد
۹۵- آیا فاصله‌ی مهار کانال‌ها مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۹۶- آیا لوله‌ها در محل تکیه‌گاه‌ها دارای اتصالات مناسب هستند؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص

صفحه ۴ از ۴		چک لیست ارزیابی کیفی	
۹۷- نحوه‌ی مهار کانال‌های تاسیساتی مناسب است؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۹۸- لوله‌ها و کانال‌ها در محل عبور از دیوار و یا درز انقطاع، به طور صحیحی اجرا شده اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	■ مصداق ندارد
۶-۴ شیشه‌ها	■ وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد	
۹۹- آیا قاب شیشه‌ها در برابر زلزله از پایداری مناسبی برخوردار هستند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	
۱۰۰- آیا نحوه‌ی قرارگیری شیشه‌ها در قاب به گونه‌ای است که تغییرشکل سازه باعث شکستن شیشه می‌شود؟	<input checked="" type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۱- آیا خطر برخورد قطعات غیرسازه‌ای که در مجاورت سطوح شیشه خور قرار دارند، وجود دارد؟	■ بله	<input type="checkbox"/> خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۰۲- در سازه‌های با نمای شیشه‌ای وسیع، شبکه‌ی قاب شیشه‌ها دارای جزییات و مقاومت لرزه‌ای مناسب است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	■ مصداق ندارد
۶-۵ نما	<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد	
۱۰۳- آیا ترک و یا رگه‌های شکست در نما مشاهده می‌شود؟	<input type="checkbox"/> بله	■ خیر	<input type="checkbox"/> مصداق ندارد
۱۰۴- احتمال سقوط مصالح نما را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	■ کم	<input type="checkbox"/> بدون خطر
۱۰۵- آیا در نماسازی با سنگ پلاک، سنگ‌ها به طور مناسب مهار شده اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	■ نامشخص
۶-۶ سقف کاذب	<input type="checkbox"/> وجود دارد	■ وجود ندارد	
۱۰۶- آیا سقف کاذب دارای مهار مناسب به سقف سازه ای است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۷- آیا سقف کاذب با مصالح سبک اجرا شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۸- آیا فاصله‌ی مناسب بین سقف کاذب با دیوارها و ستون‌ها رعایت شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۰۹- اجزای سقف کاذب در تمام جهات به‌طور مناسب، به شبکه‌ی سقف کاذب متصل شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۱۰- سیستم روشنایی به طرز مناسبی به سقف متصل شده است؟	<input type="checkbox"/> بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۶-۷ ملاحظات ایمنی	<input type="checkbox"/> وجود دارد	<input type="checkbox"/> وجود ندارد	
۱۱۱- نحوه‌ی دسترسی به ساختمان به منظور امدادسانی مناسب است؟	■ بله	<input type="checkbox"/> خیر	
۱۱۲- احتمال بروز آتش سوزی در هنگام وقوع زلزله را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	<input type="checkbox"/> زیاد	■ کم	<input type="checkbox"/> نامشخص
۱۱۳- آیا اجزای اصلی سازه در مقابل آتش‌سوزی به‌طور مناسبی محافظت شده‌اند؟	<input type="checkbox"/> بله	■ خیر	<input type="checkbox"/> نامشخص

۸-۳ تعیین هدف بهسازی و سطح اطلاعات

با توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان و اطلاعات جمع‌آوری شده و نیز شناخت خواسته‌های کارفرما، براساس شکل ۳-۳ هدف بهسازی مطلوب برای این ساختمان انتخاب شده است. بنابراین برای این ساختمان باید سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) در سطح خطر-۲ تامین شود.

با توجه به درج مشخصات مصالح در نقشه‌های اجرایی موجود و هدف بهسازی مطلوب، براساس جدول ۳-۴، سطح اطلاعات متعارف در نظر گرفته شده است. هم‌چنین طبق جدول ۳-۵، ضریب آگاهی برابر یک منظور می‌شود.

۸-۴ تعیین سونداژها و آزمون‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک

۸-۴-۱ سونداژها

با توجه به این که جزییات اجرایی در نقشه‌ها موجود است، مطابق جدول ۳-۶، بازرسی وضعیت موجود ساختمان مورد نظر انجام شده و اطلاعات موجود در نقشه‌ها با وضعیت موجود تطابق دارد. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان، کلیه‌ی تیرها و ستون‌ها قابل دسترسی با اطلاعات موجود در نقشه‌ها تطابق داده شده‌اند. ۳۵٪ تیرها و ۶۵٪ ستون‌ها قابل دسترسی بوده که در همه‌ی موارد تطابق داشته‌اند. هم‌چنین با

برداشت موضعی مصالح پوششی، حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال اصلی بررسی شده و تفاوتی با نقشه‌ها دیده نشده است. با توجه به بررسی‌ها، تغییر محسوسی در معماری و کاربری ساختمان نسبت به نقشه‌های معماری موجود، مشاهده نشده است. هم‌چنین جهت تیرچه‌ها و نوع سقف‌ها نیز با مدارک موجود مطابقت دارند. بنابراین می‌توان وضعیت اجرا شده را مطابق نقشه‌ها در نظر گرفت. اتصالات مورد بررسی، مشابه جزئیات مشروح در مثال اول مشخص شده‌اند.

۸-۴-۲ آزمون‌های مقاومت مصالح

با توجه به سطح اطلاعات و هدف بهسازی، براساس جدول ۳-۸ انجام آزمون در حد متعارف برای این ساختمان لازم است. با توجه به عدم وجود نتایج آزمون‌های مقاومت مصالح، حداقل یک آزمون کشش از هر نوع از اعضای فولادی ساختمان ضروری است. بنابراین برای اعضای تیر و ستون هر کدام یک آزمون کشش انجام می‌شود. نمونه‌برداری عضو ستون از یکی از ستون‌های کناری که انتهای آزاد آن در بام قابل دسترسی است، انجام می‌شود. برای نمونه‌برداری عضو تیر نقطه عطف یکی از تیرهای طبقه دوم انتخاب شده است. هم‌چنین برای نمونه‌برداری از ورق اتصال، یکی از اتصالات تیر خربشته انتخاب و نمونه‌برداری می‌شود. پس از اتمام نمونه‌برداری‌ها، بلافاصله محل آن‌ها به‌طور مناسب ترمیم می‌شوند.

برای تعیین مقاومت طراحی بتن پی، دو مغزه از آن‌ها گرفته شده است. برای تعیین مقاومت مشخصه میلگردهای پی نیز دو مغزه از آن‌ها گرفته شده است. برای تعیین مقاومت مشخصه میلگردهای پی نیز دو نمونه‌گیری از آرماتورهای به کار رفته در آن‌ها برای آزمون انجام شده است. در این قسمت نیز، پس از اتمام نمونه‌برداری‌ها، بلافاصله محل آن‌ها به‌طور مناسب ترمیم می‌شوند نقشه‌های جانمایی محل نمونه‌گیری‌ها در این بند ارایه شده است.

براساس موارد فوق، تعداد و نوع آزمون‌ها در جدول ۸-۱ ارایه شده است. در مجموع فرایند آزمون نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آن‌ها باید برمبنای یک استاندارد معتبر صورت گیرد.

جدول ۸-۱- تعداد و نوع آزمون‌ها

تعداد عضو	کشش	مغزه گیری	کشش آرماتور
پروفیل تیر	۱	-	-
پروفیل ستون	۱	-	-
ورق اتصال	۱	-	-
پی	-	۲	۲
جمع	۳	۲	۲

۸-۴-۳ آزمون های ژئوتکنیک

با توجه به سطح عملکرد، هدف بهسازی و سطح اطلاعات در نظر گرفته شده برای این ساختمان و براساس جدول ۳-۹ اطلاعات مورد نیاز مانند نوع خاک، تراکم نسبی، عمق آب زیر زمینی، لایه بندی خاک، ظرفیت باربری و تنش مجاز خاک، ضریب ارتجاعی بستر، وضعیت نشست برای انواع پی ها و غیره در گزارش ژئوتکنیک مربوط بررسی و ارایه شده است. همچنین ساخت گاه باید از نظر ژئوتکنیک لرزه ای نیز مورد بررسی قرار گرفته، و پتانسیل وقوع پدیده گسلش، زمین لغزش، روانگرایی و نظایر آن ها ارزیابی شوند. در صورت لزوم برای انجام مطالعات تحلیل خطر تهیه ی طیف ویژه ساختگاه، انجام آزمون های ژئوفیزیک و تعیین پروفیل تغییرات سرعت موج برشی تا عمق متناظر با سنگ بستر لرزه ای اجتناب ناپذیر است. براساس مطالعات انجام شده و گزارش آزمون های ژئوتکنیک موجود، برای کنترل ظرفیت خاک زیر پی، ظرفیت باربری مجاز آن برای پی های سطحی تک (منفرد) و گسترده (نواری) برابر $q_a = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته شده است.

۸-۵ مشخصه های مصالح

براساس ضوابط دستورالعمل، مقاومت مورد انتظار مصالح برابر با متوسط مقادیر مقاومت ها بوده و هم چنین مقاومت کرانه ی پایین، برابر با مقاومت متوسط منهای یک انحراف معیار است. برای نمونه طبق نتایج آزمون های مصالح، مقدار توسط تنش تسلیم فولاد برابر $2400 \text{ کیلوگرم بر سانتی متر مربع}$ بوده و مقدار تنش تسلیم متوسط منهای یک انحراف معیار برابر $2180 \text{ کیلوگرم بر سانتی متر مربع}$ است. به همین ترتیب داریم:

$$F_{ye} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت مورد انتظار فولاد}$$

$$F_{yLB} = 2180 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت کرانه ی پایین فولاد}$$

$$F_{CE} = 280 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت مورد انتظار بتن پی}$$

$$F_{CL} = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت کرانه ی پایین بتن پی}$$

$$F_{SE} = 4050 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت مورد انتظار میلگردها}$$

$$F_{SLB} = 3660 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت کرانه ی پایین میلگردها}$$

$$E_{CE} = 15100 \sqrt{f_{CE}} = 252671 \text{ kg/cm}^2 \text{ مدول الاستیسیته ی مورد انتظار بتن}$$

$$E_{CLB} = 15100 \sqrt{f_{CLB}} = 238751 \text{ kg/cm}^2 \text{ مدول الاستیسیته ی کرانه ی پایین بتن}$$

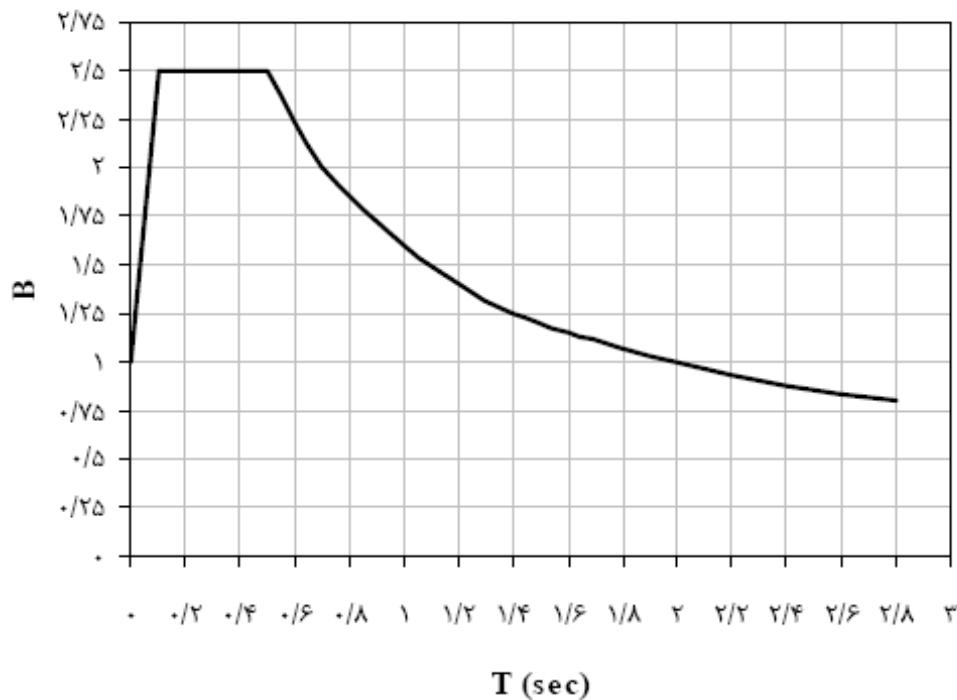
$$E_{SE} = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ مدول الاستیسیته میلگرد}$$

هم چنین با توجه به اینکه پی های این ساختمان نواری و تک هستند، طبق بند ۴-۴-۱-۲ دستورالعمل و مفاد بند ۴، ظرفیت باربری مورد انتظار خاک عبارت است از: $q_c = 3q_a = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

۸-۶ تحلیل خطر

براساس آیین نامه بند ۲-۴ و بند ۱-۶-۱ دستورالعمل و همچنین محل ساختمان مورد نظر، مقدار نسبت شتاب مبنای طرح A در سطح خطر یک (۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰) برابر ۰٫۳۵ بوده و با توجه به مطالعات تحلیل خطر انجام شده، در سطح خطر دو (۲٪ احتمال وقوع در ۵۰) این نسبت برابر ۰٫۵۱ به دست آمده

است. براساس بند ۱-۶ دستورالعمل بهسازی استفاده از طیف طرح استاندارد برای مقاصد بهسازی محدود و مینا و مطلوب بلامانع است. لذا طیف ضریب بازتاب ساختمان B مطابق استاندارد بند ۲-۱ در نظر گرفته شده و در شکل ۸-۲ ارایه شده است. طیف طرح استاندارد از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان و شتاب مبنای طرح (A) حاصل می‌شود.



شکل ۸-۲- طیف ضریب بازتاب ساختمان

۸-۷ محاسبات بارهای مرده و زنده

با توجه به جزییات ارایه شده در نقشه‌های موجود این ساختمان، سقف‌ها از نوع تیرچه بلوک بوده و دیوارهای پیرامونی و تیغه‌بندی‌ها با بلوک سفالی مجوف و ملات ماسه سیمان ساخته شده‌اند. همچنین نوع کاربری این ساختمان اداری است، با توجه به مدارک موجود، بارهای مرده و زنده این ساختمان براساس استاندارد بند ۲-۲ محاسبه و نتایج در جدول ۸-۲ به طور خلاصه ارایه شده است.

جدول ۸-۲ مقادیر بارهای به دست آمده برای ساختمان

مقادیر بارها (بر حسب kg و m)	
۶۵۰	بار مرده واحد سطح بام
۶۰۰	بار مرده واحد سطح سایر طبقات
۲۵۰	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی
۲۵۰	بار واحد طول جان پناه
۱۵۰	بار زنده واحد سطح بام
۲۵۰	بار زنده واحد سطح سایر طبقات

۸-۸ روند کلی ارزیابی کمی

همان طور که در بند ۴-۱ ذکر شد، پس از اتمام مرحله‌ی شناخت وضع موجود ساختمان مرحله ارزیابی کمی با مدل سازی آغاز می شود.

۸-۹ مدل سازی و تحلیل استاتیکی خطی اولیه

برای انجام تحلیل استاتیکی خطی اولیه، ابتدا باید برش پایه ساختمان (یا برش نیروی جانبی وارده در اثر زلزله) در سطح خطر مورد نظر براساس دستورالعمل، محاسبه و در مدل وارد شود.

۸-۹-۱ محاسبات بار زلزله به روش استاتیکی خطی

در روش تحلیل استاتیکی خطی طبق دستورالعمل، برش پایه‌ی ساختمان در زلزله‌ی سطح خطر مورد نظر طبق رابطه ۵-۴ به شکل زیر محاسبه می شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

ضرایب C_1 الی C_m براساس شکل ۵-۶ به صورت زیر محاسبه شده است:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2}, \quad 1 \leq C_1 \leq 1.5$$

زمین محل ساختمان از نوع II است، بنابراین:

زمان تناوب‌های اصلی نوسان این ساختمان در هر دو جهت طولی و عرضی به شکل زیر است:

$$H = 15.75m$$

جهت طولی (جهت X) و جهت عرضی (جهت Y):

$$T_x = T_{\text{طولی}} = T_y = T_{\text{عرضی}} = 0.08(H)^{3/4} = 0.63 \text{ sec}$$

پس بنابراین:

$$B = 2.14 \text{ و } C_1 = 1.0$$

به دلیل خطی بودن تحلیل مقدار C_2 برابر یک فرض می شود.

مقدار ضریب C_3 در ابتدا برابر یک فرض می‌شود و پس از انجام تحلیل، این مقدار اصلاح می‌شود. ضریب C_m ، با توجه به جدول ۵-۱ برای ساختمان پنج طبقه‌ی فولادی، که دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی است، برابر ۰/۹ است.

مقدار S_a برابر است با:

در سطح خطر - ۱:

$$S_a = A.B = 0.35 \times 2.14 = 0.75$$

در سطح خطر - ۲:

$$S_a = A.B = 0.51 \times 2.14 = 1.09$$

وزن کل ساختمان، (W)، شامل وزن مرده به اضافه درصدی از بار زنده (۲۰٪ مطابق استاندارد بند ۲-۱)، برابر ۱۱۶۱ تن، به دست آمده است.

بنابراین برش پایه این ساختمان برابر است با:

در سطح خطر - ۱:

در جهت طولی (x): $V = 870.7 \text{ ton}$

در جهت عرضی (y): $V = 870.7 \text{ ton}$

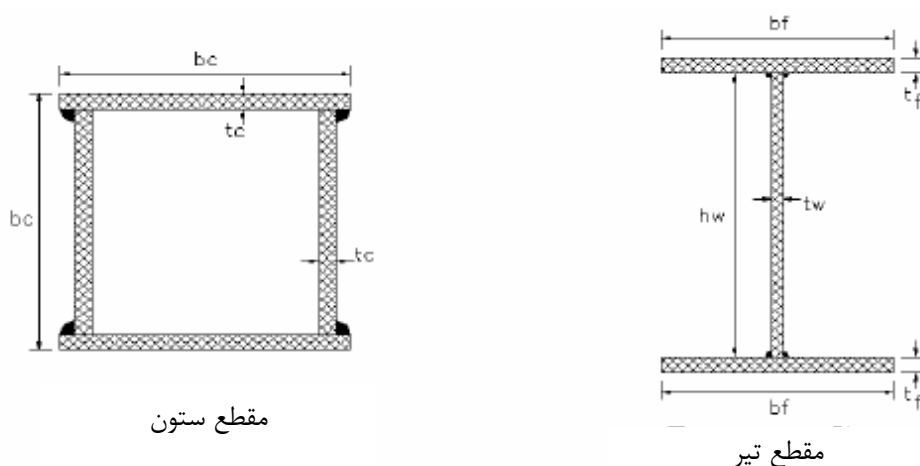
در سطح خطر - ۲:

در جهت طولی (x): $V = 1265.5 \text{ ton}$

در جهت عرضی (y): $V = 1265.5 \text{ ton}$

۲-۹-۸ مدل سازی خطی اولیه

بر اساس مدارک و نقشه‌های موجود از ساختمان، مقاطع تیپ تیرها و ستون‌ها در شکل ۳-۸ و مشخصات مقاطع اعضا در جدول ۵-۸ برای ستون‌ها و جدول ۶-۸ برای تیرها ارائه شده است.



شکل ۳-۸ - مقاطع تیپ تیرها و ستون‌ها

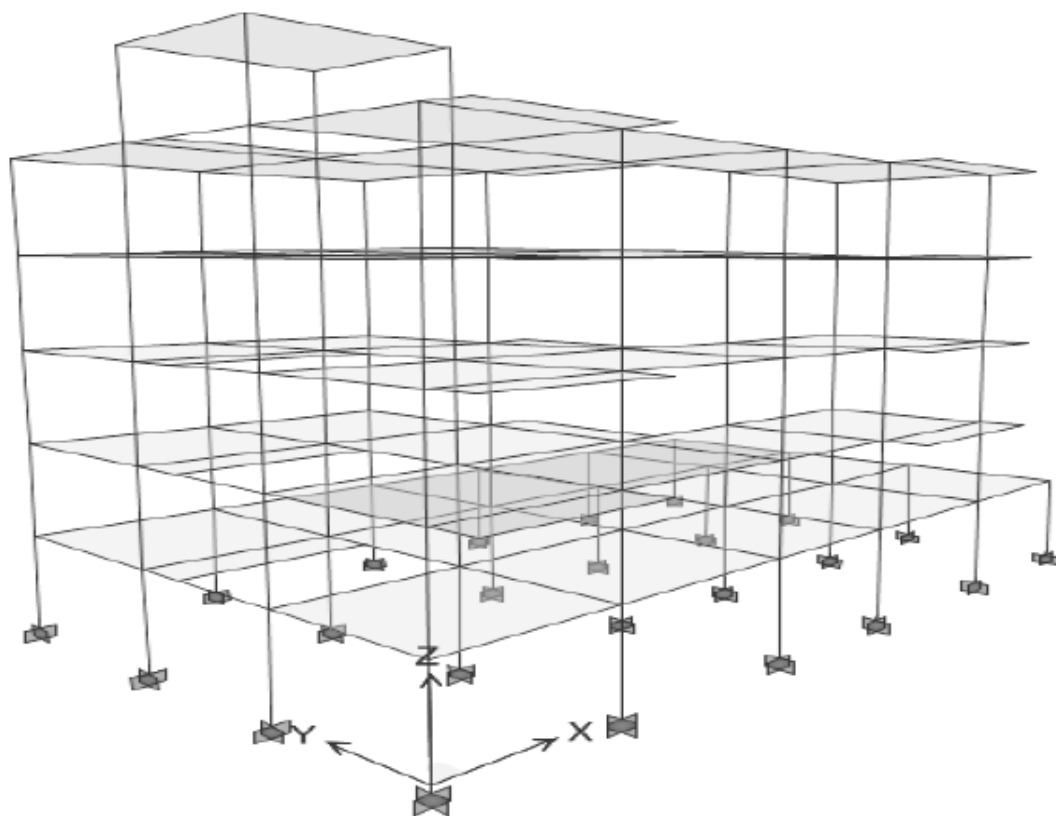
جدول ۸-۳- مشخصات مقاطع ستون‌ها

مشخصات مقاطع ستون‌ها					
Column	b_c	t_c	A_s	I_c	Z
	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³
A	۲۵	۲/۵	۲۳۵	۱۹۲۱۸/۷۵	۱۷۸۱/۲۵
B	۲۵	۲/۰	۱۸۰	۱۶۳۴۵/۳۳	۱۵۰۷/۰
C	۲۵	۱/۵	۱۳۵	۱۳۰۳۰/۷۵	۱۱۹۴/۷۵

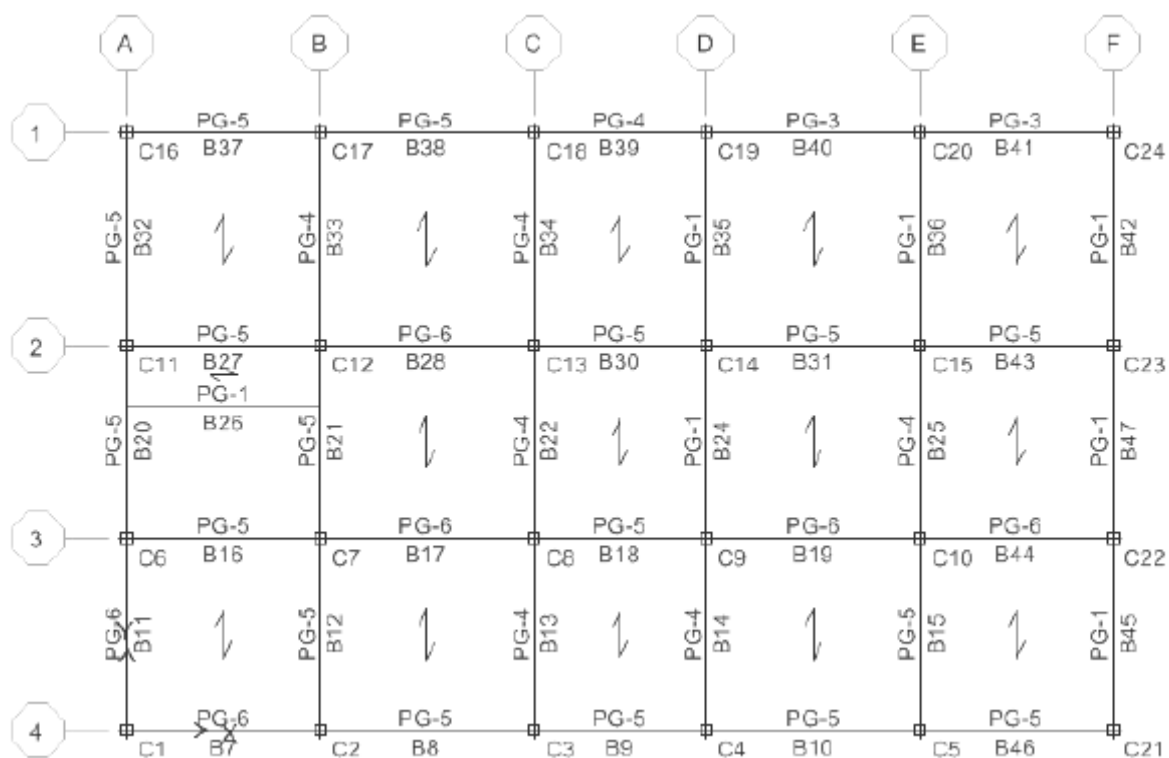
جدول ۸-۴- مشخصات مقاطع تیرها

مشخصات مقاطع تیرها							
Beam	b_f	t_f	h_w	t_w	A_s	I_b	Z
	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³
PG-1	۱۲	۱	۲۵	۰/۸	۴۴	۵۰۹۹/۶۷	۴۳۷/۰
PG-2	۱۵	۱	۲۵	۰/۸	۵۰	۶۱۱۴/۱۷	۵۱۵/۰
PG-3	۱۵	۱/۵	۲۵	۱	۷۰	۹۲۱۰/۸۳	۷۵۲/۵
PG-4	۲۰	۱/۵	۲۵	۱	۸۵	۱۱۸۴۷/۰۸	۹۵۱/۲۵
PG-5	۲۰	۲	۲۵	۱	۱۰۵	۱۵۹۰۸/۷۵	۱۲۳۶/۲۵
PG-6	۲۵	۲	۲۵	۱	۱۲۵	۱۹۵۶۰/۴۲	۱۵۰۶/۲۵

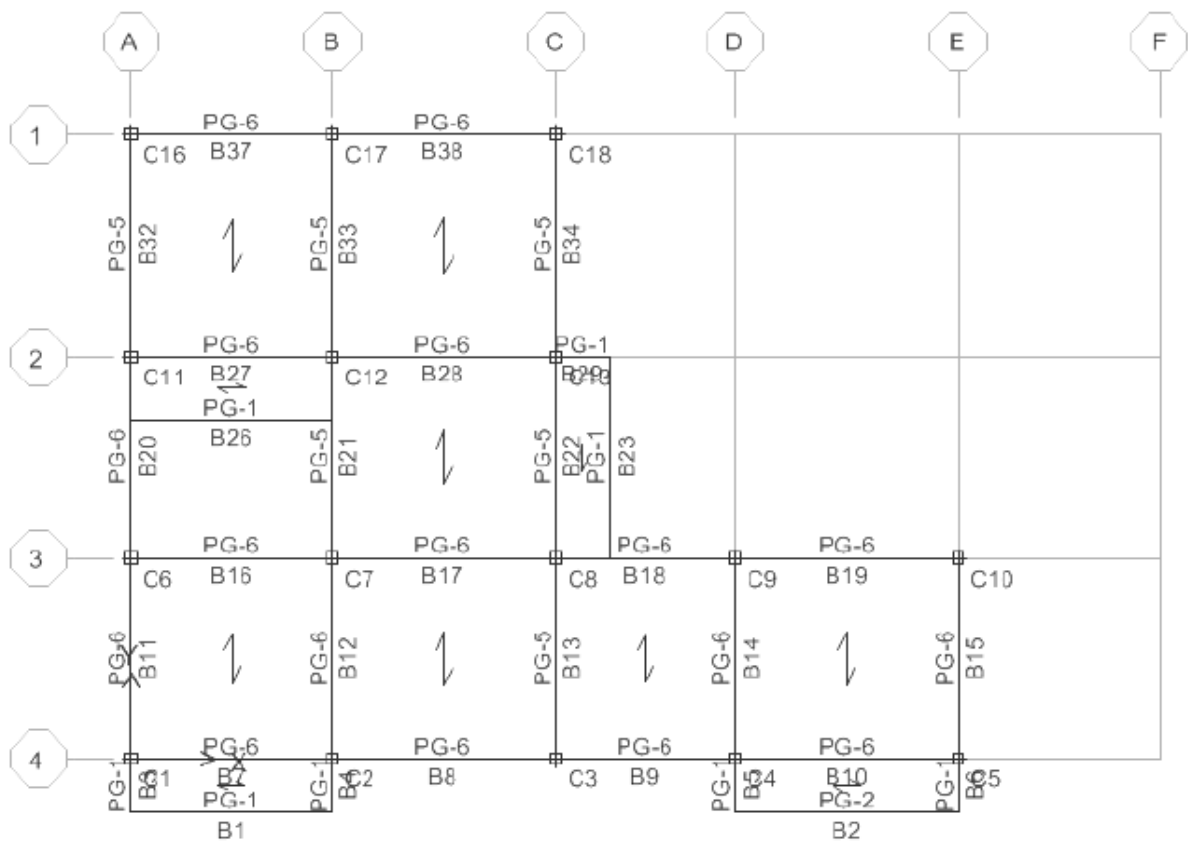
مدل‌سازی ساختمان به‌منظور انجام تحلیل‌های مورد نیاز براساس دستورالعمل توسط نرم‌افزار ETABS2000 انجام گرفته است. برای حصول نتایج واقعی و برآورده نمودن توصیه‌های دستورالعمل، مدل‌سازی به صورت سه بعدی صورت گرفته و هندسه‌ی مدل براساس نقشه‌های موجود تعریف شده و بارگذاری‌ها براساس جزییات نقشه‌ها محاسبه شده است. در تعریف مدل به دلیل این‌که در بازرسی‌ها هیچ‌گونه تغییرشکل دائمی یا خروج از مرکزیت و یا ضعف و آسیبی که سبب کاهش مقاطع اعضا شود، مشاهده نشده است، از مقادیر جداول ۸-۳ و ۸-۴ استفاده شده است. سیستم سازه در هر دو جهت اصلی متعامد، قاب خمشی است. جزییات مدل این ساختمان در نرم‌افزار ETABS (مانند محوربندی مدل، شماره‌ی اعضا، شماره‌ی گره‌ها، شماره‌ی تیرها و ستون‌ها، تیپ مقاطع اعضا و ...) در شکل‌های ۸-۴ تا ۸-۱۳ نشان داده شده‌اند.



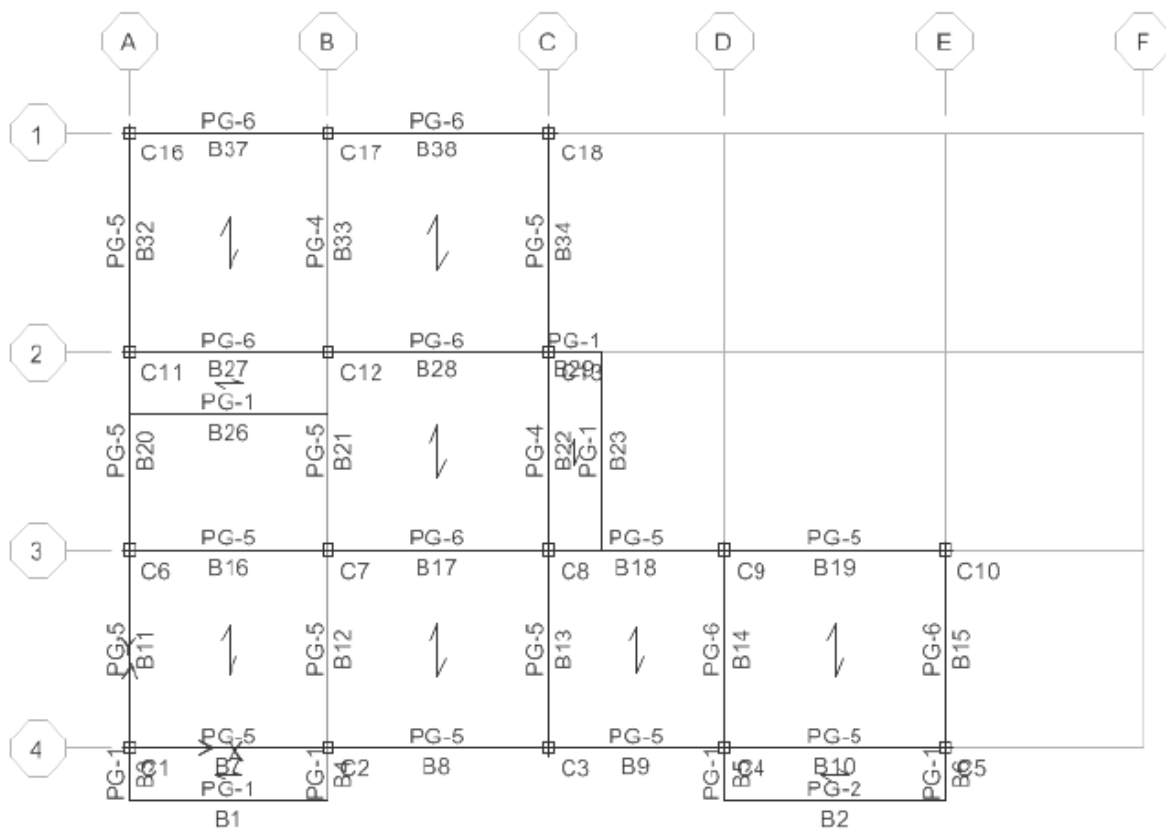
شکل ۸-۴- مدل سه بعدی ساختمان



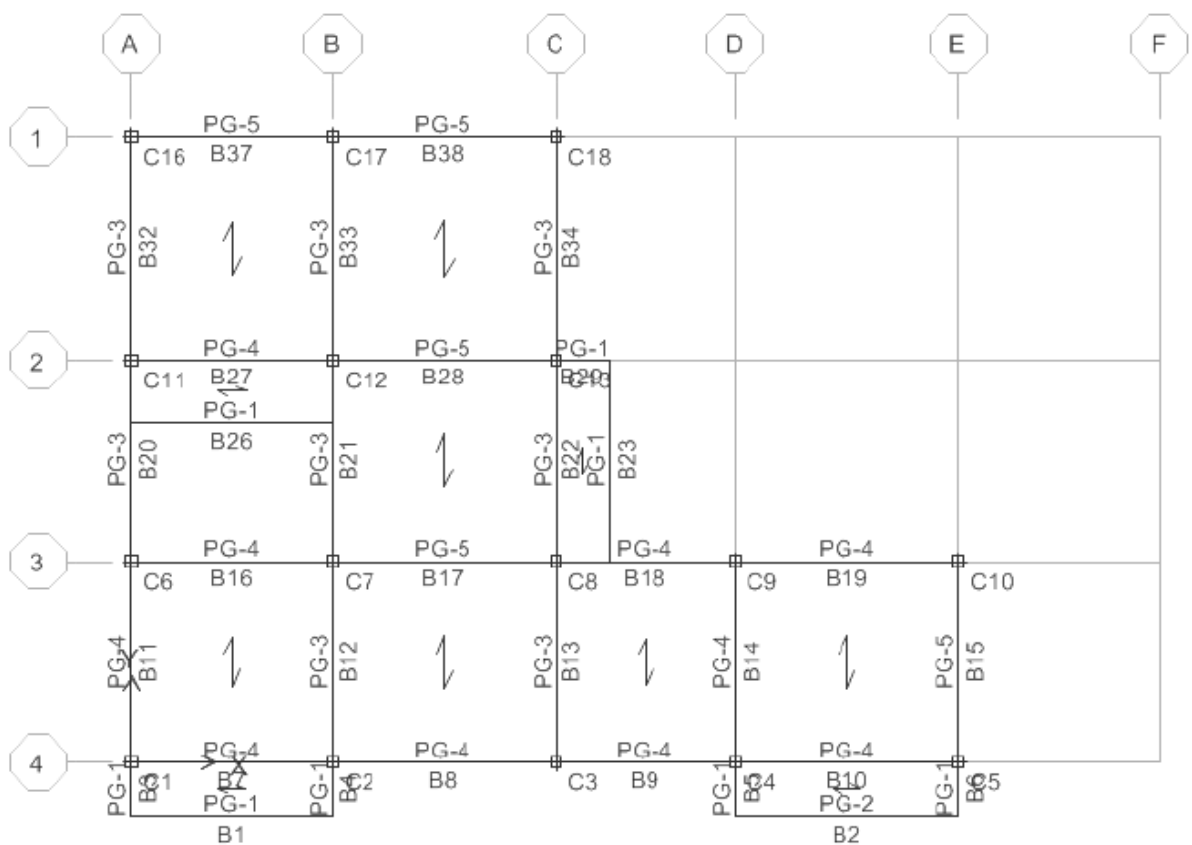
شکل ۸-۵- پلان تیرریزی سقف اول



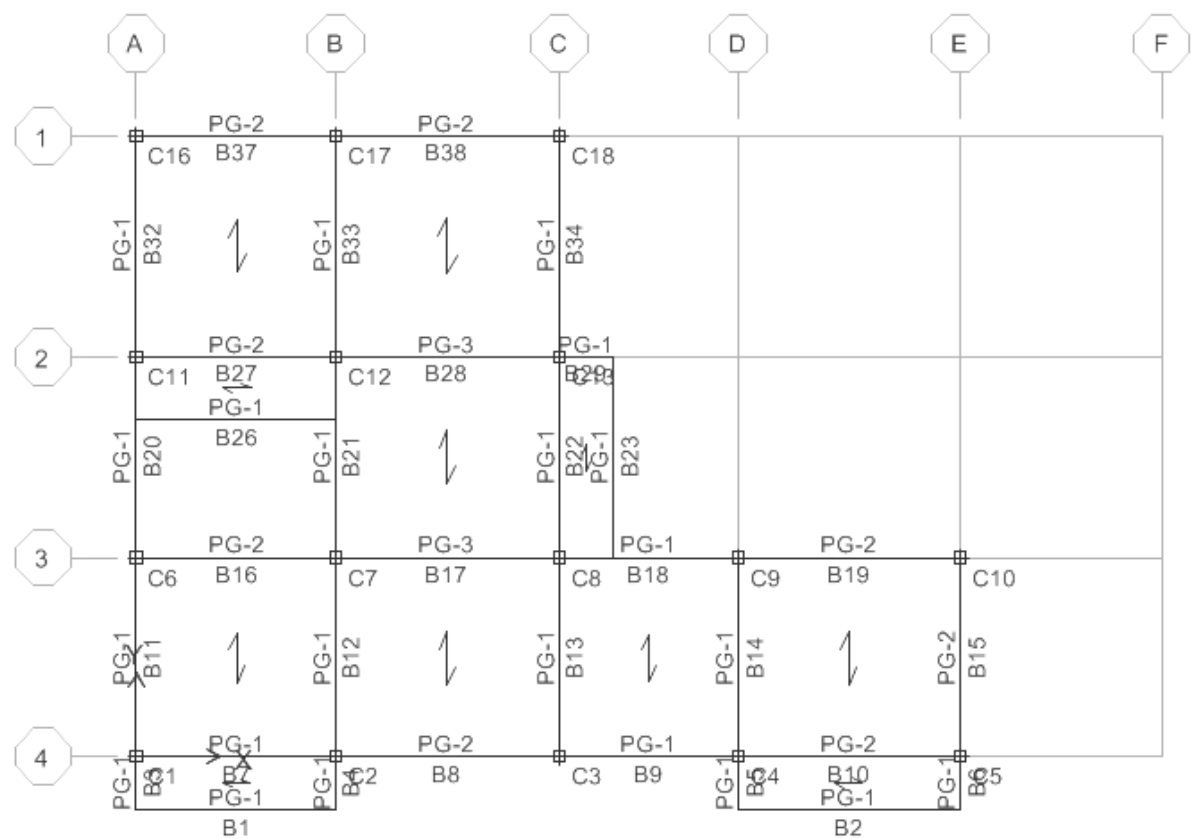
شکل ۸-۶- پلان تیرریزی سقف دوم



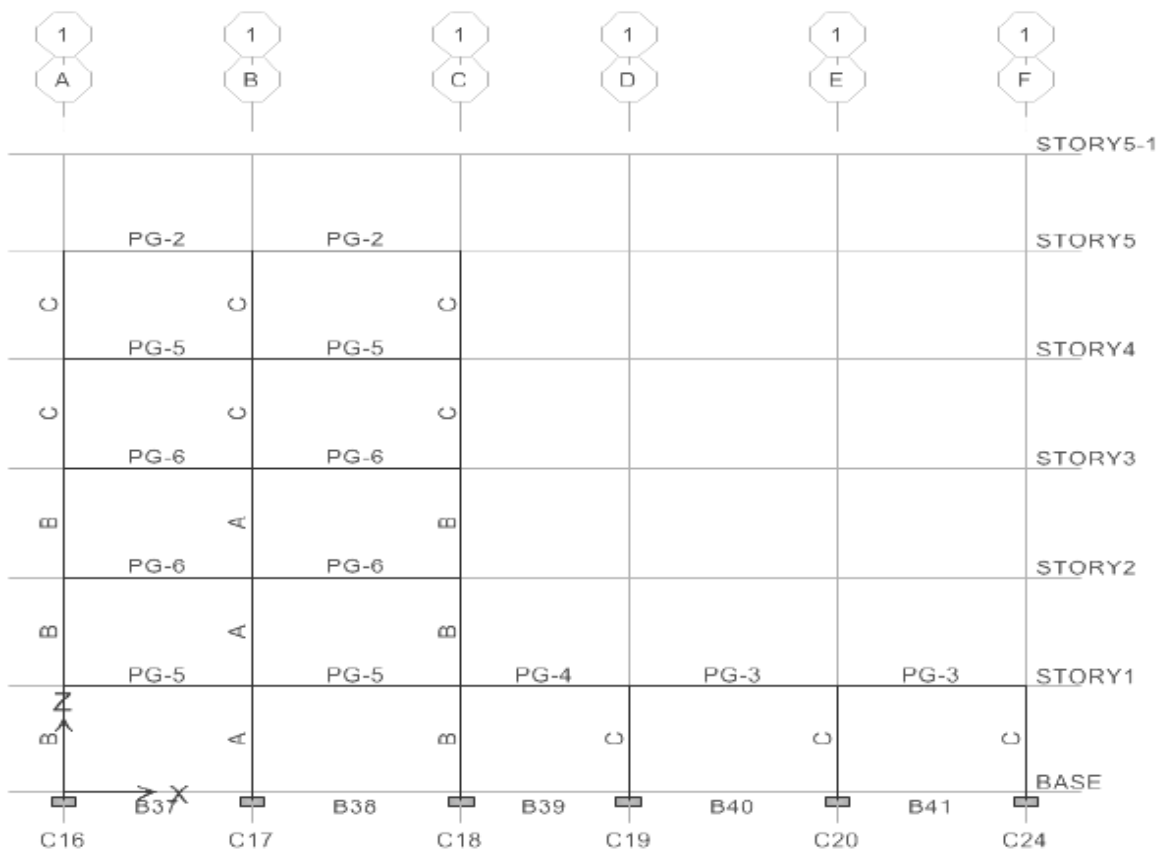
شکل ۸-۷- پلان تیرریزی سقف سوم



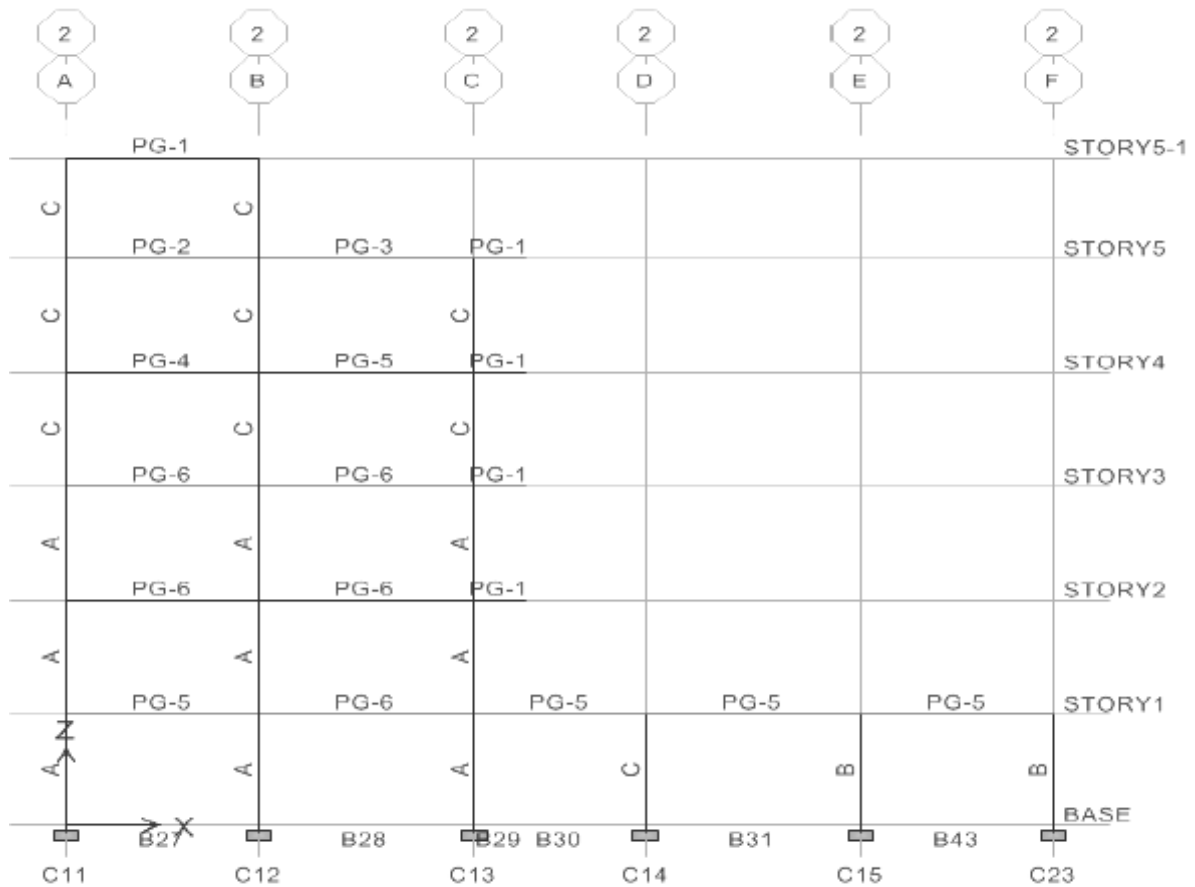
شکل ۸-۸- پلان تیرریزی سقف چهارم



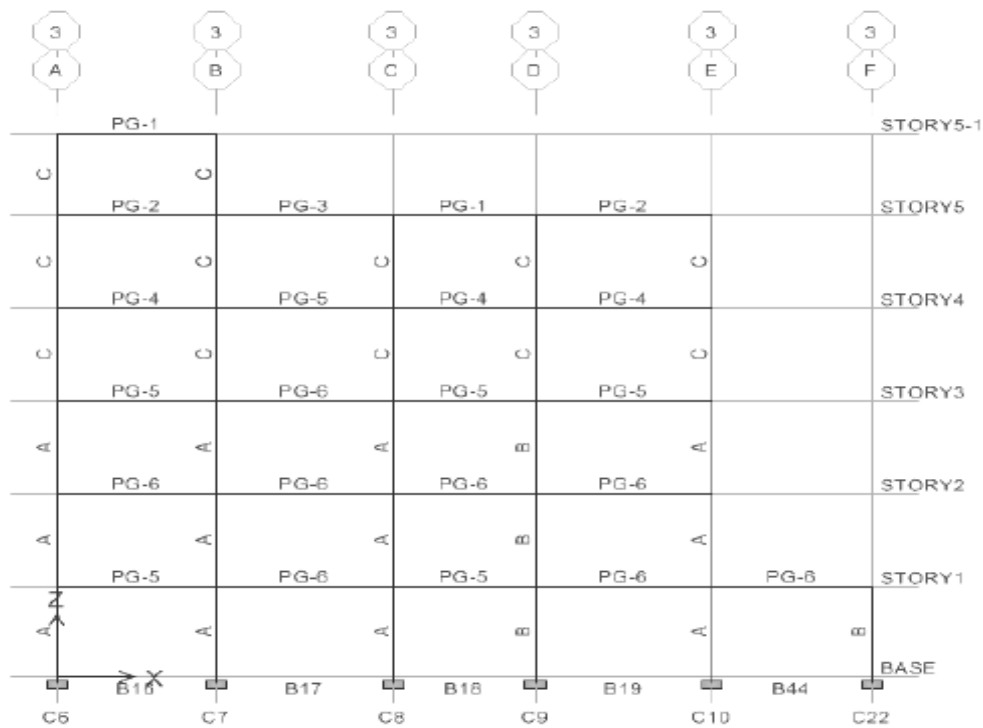
شکل ۹-۸- پلان تیرریزی سقف پنجم



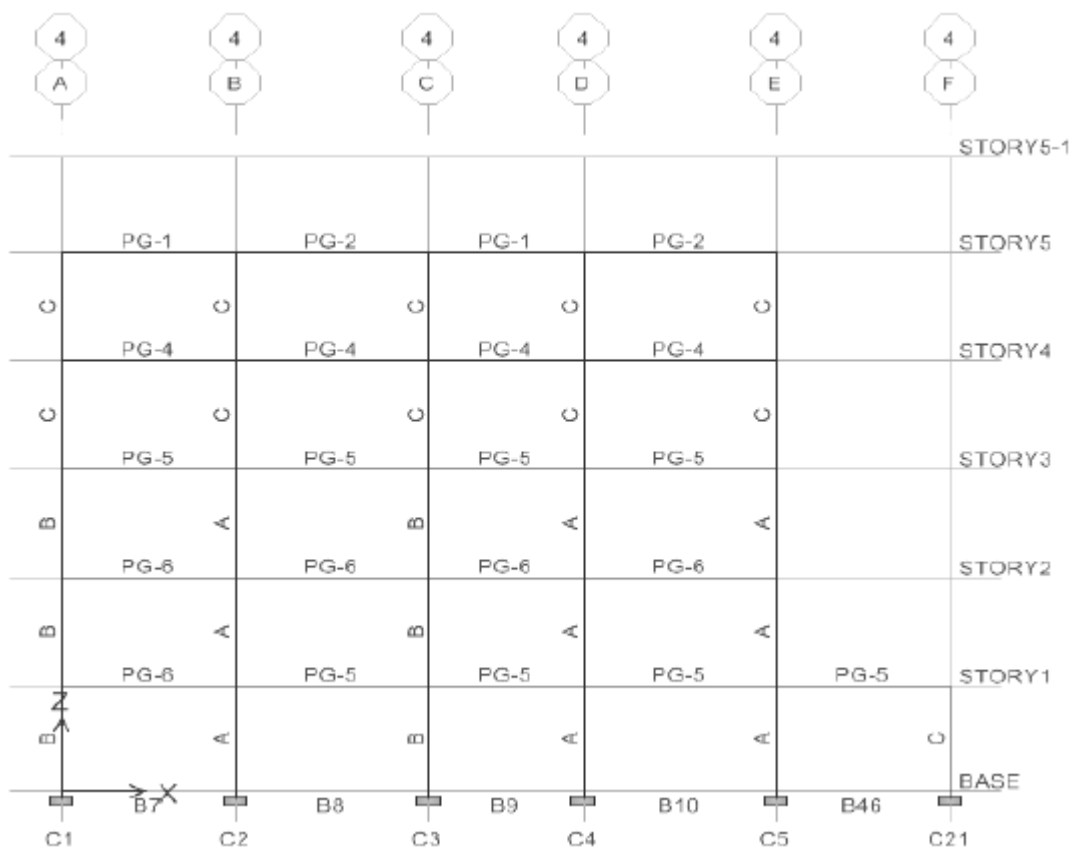
شکل ۸-۱۰- نمای قاب در محور ۱



شکل ۸-۱۱- نمای قاب در محور ۲



شکل ۸-۱۲- نمای قاب در محور ۳



شکل ۸-۱۳- نمای قاب در محور ۴

پس از تحلیل ابتدایی، تغییر مکان نسبی مرکز سختی هر طبقه (δ_i) در جهت طولی و عرضی اصلی متعامد جهات (X و Y) محاسبه شده و پس از محاسبه‌ی برش هر طبقه (V_i) در جهت طولی و عرضی، مقادیر ضریب پایداری هر طبقه در جهات مورد نظر محاسبه شود، مراحل مذکور براساس نمودار ۵-۳ انجام شده و نتایج آن در جدول ۸-۳-ارایه شده است.

جدول ۸-۵- مقادیر ضریب پایداری در سطح خطر یک

مقادیر اعداد جدول بر حسب ton و cm هستند.

طبقه	P_i	δ_{xi}	δ_{yi}	V_{xi}	V_{yi}	h_i	$\theta_{xi} = \frac{P_i \delta_{xi}}{V_{xi} h_i}$	$\theta_{yi} = \frac{P_i \delta_{yi}}{V_{yi} h_i}$
۵	۲۰۹	۵/۸۹	۷/۶۴	۲۸۹/۱	۲۸۹/۱	۳۲۰	-/۰۱۳	-/۰۱۷
۴	۴۲۵	۸/۶۹	۱۰/۱۸	۵۲۲/۴	۵۲۲/۴	۳۲۰	-/۰۲۲	-/۰۲۶
۳	۶۴۷	۹/۱۶	۱۰/۵۳	۶۹۲/۲	۶۹۲/۲	۳۲۰	-/۰۲۷	-/۰۳۱
۲	۸۷۰	۹/۲۸	۱۱/۱۶	۸۰۱	۸۰۱	۳۲۰	-/۰۳۱	-/۰۳۸
۱	۱۱۷۶	۴/۶۹	۵/۵۷	۸۷۰/۷	۸۷۰/۷	۲۹۵	-/۰۲۱	-/۰۲۶

P_i بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده داریم به اضافه ۲۵٪ بار زنده متحرک در طبقه i-ام؛

δ_i تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه i-ام در جهت مورد نظر؛

V_i نیروی برشی طبقه i-ام در جهت مورد نظر؛

h_i ارتفاع طبقه i -ام است.

$$\theta_{max} = \max(\theta_{xi}, \theta_{yi}) = 0.038 < 0.1 \Rightarrow C_3 = 1$$

اصلاح ضریب C_3 : $C_3 = 1$ بنابراین فرض اولیه C_3 صحیح بوده است.

نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان طبق دستورالعمل براساس رابطه ۳-۸، توزیع شده و نتایج آن در جدول ۸-۴ ارائه شده است.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V$$

در رابطه‌ی فوق :

F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی i -ام؛

W_i وزن طبقه‌ی i -ام در محاسبات زلزله؛

h_i ارتفاع طبقه‌ی i -ام از تراز پایه؛

n تعداد طبقات ساختمان روی تراز پایه؛

k ضریبی است که تابع زمان تناوب سازه بوده، و از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$1 \leq k = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

با توجه به مقدار زمان تناوب اصلی سازه داریم :

$$T = 0.63 \text{ Sec} \quad k = 1.07 \Rightarrow$$

جدول ۸-۶- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع برای سطح خطر یک

طبقه	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i^k$	$\frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k}$	$F_{xi} = F_{yi}$ (ton)
۵	۲۰۷	۱۵/۷۵	۳۹۵۴	۰/۳۳۲	۲۸۹/۱
۴	۲۱۳	۱۲/۵۵	۳۱۹۱	۰/۲۶۸	۲۳۳/۳
۳	۲۱۳	۹/۳۵	۲۳۲۹	۰/۱۹۵	۱۶۹/۸
۲	۲۱۳	۶/۱۵	۱۴۸۸	۰/۱۲۵	۱۰۸/۸
۱	۳۰۱	۲/۹۵	۹۵۷	۰/۰۸۰	۶۹/۷
جمع	۱۱۶۱		۱۱۹۱۹	۱/۰	۸۷۰/۷

۸-۱۰ بررسی پارامترهای اثر گذار

در این مرحله برای بررسی پارامترهای اثرگذار در نتایج تحلیل، براساس تحلیل استاتیکی خطی اولیه انجام شده، نتایج مربوط به پارامترهای مختلف، براساس مفاد فصل سوم دستورالعمل آورده می‌شود.

۸-۱۰-۱ اثر همزمانی مولفه های متعامد زلزله

با توجه به وجود نامنظمی در پلان ساختمان و وجود ستون‌های مشترک بین دو یا چند قاب باربر جانبی در دو جهت متعامد، باید اثر همزمانی مولفه متعامد زلزله در نظر گرفته شود.

۸-۱۰-۲ اثر مولفه‌ی قائم زلزله

به دلیل وجود عضو طره در این ساختمان اثر مولفه‌ی قائم زلزله در این ساختمان باید مدنظر قرار داده شود.

۸-۱۰-۳ اثر

تصحیح ضریب C_3 در بند ۸-۹ انجام شده است.

۸-۱۰-۴ ملاحظات پیچش

طبق شکل ۴-۶ به منظور بررسی لزوم در نظر گرفتن پیچش اتفاقی، نیاز به محاسبه‌ی η نسبت حداکثر تغییر مکان افقی طبقه به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه در تمام طبقات ساختمان است مقادیر η با در نظر گرفتن خروج از مرکزیتی برابر با ۵٪ بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای نیروی زلزله محاسبه شده و نتایج مقادیر بحرانی آن‌ها در جداول ۸-۵ و ۸-۶ ارائه شده است.

جدول ۸-۷- جابه‌جایی مرکز جرم در جهت منفی محور X

طبقه	δ_{max}	δ_{mass}	η	η_{max}
	X(cm)	X(cm)	X	
۵	۴۲/۵۶	۳۸/۳۷	۱/۱۰۹	۱/۱۰۹
۴	۳۵/۶۰	۳۲/۱۴	۱/۱۰۸	۱/۱۰۸
۳	۲۵/۸۷	۲۳/۳۶	۱/۱۰۸	۱/۱۰۸
۲	۱۵/۷۹	۱۴/۱۸	۱/۱۱	۱/۱۱
۱	۵/۴۱	۴/۷۰	۱/۱۵	۱/۱۵

با توجه به این که η_{max} در تمام طبقات بیش تر از ۱/۱ است، لذا می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف نظر نمود و اثر آن باید لحاظ شود. با توجه به نتایج جدول ۸-۸ در یکی از طبقات $\eta_{max} > ۱/۲$ شده است، لذا براساس بند ۳-۳-۲-۳ دستورالعمل در تحلیل خطی نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی در تمامی طبقات در ضریب $A=(\eta/1.2)^2=1.42$ ضرب می‌شوند.

جدول ۸-۸- جابه‌جایی مرکز جرم در جهت منفی محور Y

طبقه	δ_{max}	δ_{mass}	η	η_{max}
	Y(cm)	Y(cm)	Y	
۵	۵۰/۴۵	۴۵/۰۵۵	۱/۱۱	۱/۱۱
۴	۴۲/۱۵	۳۷/۴۷۶	۱/۱۲	۱/۱۲
۳	۳۱/۱۴	۲۷/۴۰۲	۱/۱۳	۱/۱۳
۲	۱۹/۹۹	۱۷/۰۸۹	۱/۱۶	۱/۱۶
۱	۷/۹۲	۵/۴۹۴	۱/۴۳	۱/۴۳

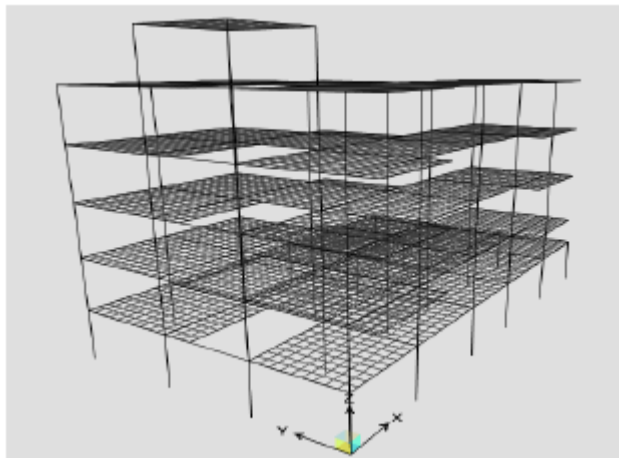
۸-۱۰-۵ تحلیل دیافراگم و اجزای آن

طبق دستورالعمل دیافراگم از دو جهت قابل بررسی می‌باشد، یکی بررسی دیافراگم به لحاظ تغییر شکل آن و دیگری مقادیر نیروهای وارده به دیافراگم و تلاش‌های داخلی ایجاد شده در سازه دیافراگم، که در ادامه هر دو حالت مورد بررسی قرار می‌گیرند.

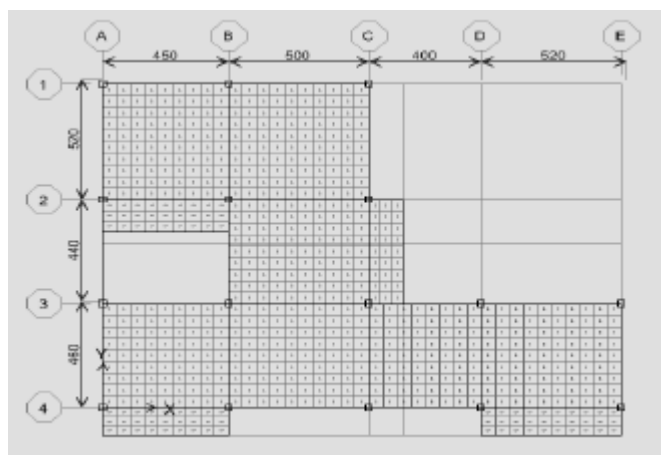
۸-۱۰-۵-۱ بررسی صلبیت دیافراگم

برای بررسی صلبیت دیافراگم کف طبقات، برای رسیدن به نتایج دقیق‌تر، کف طبقات در مدل سه‌بعدی به اندازه مناسب به اجزای کوچک‌تر تقسیم‌بندی می‌شود مش‌بندی دیافراگم که در شکل‌های ۸-۱۴ و ۸-۱۵ نشان داده شده است، سپس بار افقی مطابق دستورالعمل به صورت سطحی و متناسب با جرم طبقات بر سطح آن‌ها، در دو جهت افقی X و Y وارد شده و پس از تحلیل استاتیکی خطی، مقادیر متوسط تغییر شکل دیافراگم در تمام طبقات استخراج و براساس مفاد دستورالعمل و شکل ۸-۱۶، تغییر شکل‌ها و

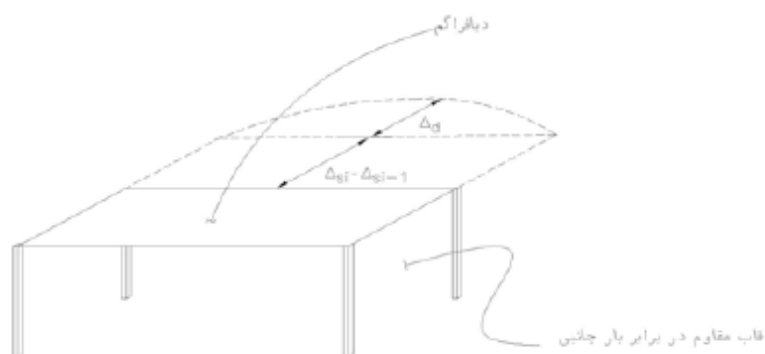
تغییر مکان‌های لازم برای کنترل دیافراگم‌ها نشان داده شده، صلبیت دیافراگم کنترل می‌شود. نتایج برای طبقات و جهت‌های مختلف در جداول ۸-۹ و ۸-۱۰ ارایه شده است.



شکل ۸-۱۴- شکل سه بعدی دیافراگم‌های مش بندی شده



شکل ۸-۱۵- پلان سقف سوم سازه



شکل ۸-۱۶- تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های لازم برای کنترل دیافراگم‌ها

جدول ۸-۹- کنترل صلبیت دیافراگم طبقات در جهت محور X

طبقه	Δ_{si}	Δ_{dia}	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}}$	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}} \leq 0.5$
۵	۴۲/۵۶	-/۰.۳۰۴	./۰.۰۴۲	بله
۴	۳۵/۲۴	-/۰.۲۴۱	./۰.۰۱۶	بله
۳	۱۹/۸۴	-/۰.۱۴۰	./۰.۰۱۲	بله
۲	۸/۲۳	-/۰.۱۳۵	./۰.۰۳۳	بله
۱	۴/۱۶	-/۰.۰۳۱	./۰.۰۰۷	بله

جدول ۸-۱۰- کنترل صلبیت دیافراگم طبقات در جهت محور Y

طبقه	Δ_{si}	Δ_{dia}	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}}$	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}} \leq 0.5$
۵	۴۸/۴۲	-/۰.۱۵۶	./۰.۰۲۱	بله
۴	۴۱/۰.۲	-/۰.۱۰۸	./۰.۰۰۶	بله
۳	۲۳/۱۳	-/۰.۰۶۵	./۰.۰۰۵	بله
۲	۹/۷۵	-/۰.۰۶۴	./۰.۰۰۸	بله
۱	۱/۳۳	-/۰.۰۰۴	./۰.۰۰۳	بله

که در جداول و شکل فوق:

Δ_{si} تغییر مکان متوسط طبقه، بر حسب سانتی متر؛

Δ_{dia} حداکثر تغییر شکل دیافراگم، بر حسب سانتی متر.

با توجه به مقادیر به دست آمده نسبت مورد نظر در تمام طبقات کم تر از ۰/۵ شده است، بنابراین رفتار دیافراگم از نوع صلب است.

۸-۱۰-۵- بررسی تلاش های داخلی دیافراگم

نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم براساس رابطه ۳-۱۰ و جدول ۸-۴ محاسبه شده و در جدول ۸-۱۰-۸ ارائه شده است.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i$$

در رابطه فوق:

F_{Pi} نیروی جانبی دیافراگم طبقه i ام؛

F_j نیروی جانبی وارد بر طبقه j ام؛

W_j وزن طبقه j ام در محاسبات زلزله؛ و

W_i وزن طبقه مطابق تعریف استاندارد بند ۲-۱ است.

F_{Pi} بر حسب توزیع جرم در پلان دیافراگم توزیع می‌شود.

جدول ۸-۱۱- نیروی جانبی اعمال شده بر دیافراگم

طبقه	F_i		W_i	F_i تجمعی		W_i تجمعی	F_{Pi}	
	X	Y		X	Y		X	Y
۵	۲۶۶/۳	۲۶۶/۳	۲۰۷	۲۶۶/۳	۲۶۶/۳	۲۰۷	۲۶۶/۳	۲۶۶/۳
۴	۲۱۴/۸	۲۱۴/۸	۲۱۳	۴۸۱/۱	۴۸۱/۱	۴۲۰	۲۴۴/۰	۲۴۴/۰
۳	۱۵۷/۷	۱۵۷/۷	۲۱۳	۶۳۸/۸	۶۳۸/۸	۶۳۳	۲۱۴/۹۵	۲۱۴/۹۵
۲	۱۰۰/۶	۱۰۰/۶	۲۱۳	۷۳۹/۴	۷۳۹/۴	۸۴۶	۱۸۶/۱۶	۱۸۶/۱۶
۱	۶۵/۲	۶۵/۲	۳۰۱	۸۰۴/۶	۸۰۴/۶	۱۱۴۷	۲۱۱/۱۵	۲۱۱/۱۵
جمع	۸۰۴/۶	۸۰۴/۶	۱۱۴۷					

بر اساس مقادیر F_{Pi} محاسبه شده در جدول فوق، حداکثر تنش‌ها که در مقطع دیافراگم به وجود می‌آید کم تر از تنش مجاز بتن دیافراگم است. به همین ترتیب، تنش ناشی از برش داخلی دیافراگم نیز محاسبه شده و از مقدار تنش مجاز کم تر است.

۸-۱۰-۶ ترکیب بارها

بر اساس روابط ۵-۳۰، دو نوع ترکیب بار ثقلی به شرح زیر در ترکیب بارهای زلزله، در نظر گرفته شده است.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9Q_D$$

که در آن: Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر است.

به منظور به دست آوردن نیروها و تغییر شکل‌های اعضا از ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل حالت کنترل شونده توسط نیرو استفاده شده است. این ترکیب بارها در ادامه آورده شده‌اند. لازم به ذکر است که نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی در تمامی طبقات باید در ضریب $A=1.43$ ضرب شوند.

ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل:

1. COMBD1- COMBD 4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) + 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
2. COMBD5- COMBD 8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) - 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
3. COMBD9- COMBD12	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) + 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
4. COMBD13- COMBD16	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) - 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
5. COMBD17- COMBD20	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) + 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
6. COMBD21- COMBD24	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) - 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
7. COMBD25- COMBD28	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) + 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
8. COMBD29- COMBD32	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) - 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
9. COMBD33- COMBD36	$0.9 \times Q_D + EX(e_p, e_n) + 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
10. COMBD37- COMBD40	$0.9 \times Q_D + EX(e_p, e_n) - 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
11. COMBD41- COMBD44	$0.9 \times Q_D - EX(e_p, e_n) + 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
12. COMBD45- COMBD48	$0.9 \times Q_D - EX(e_p, e_n) - 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
13. COMBD49- COMBD52	$0.9 \times Q_D + EY(e_p, e_n) + 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
14. COMBD53- COMBD56	$0.9 \times Q_D + EY(e_p, e_n) - 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
15. COMBD57- COMBD60	$0.9 \times Q_D - EY(e_p, e_n) + 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
16. COMBD61- COMBD64	$0.9 \times Q_D - EY(e_p, e_n) - 0.3 \times EX(e_p, e_n)$

ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط نیرو:

1. COMBF1-COMBF 4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
2. COMBF5-COMBF 8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
3. COMBF9-COMBF12	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
4. COMBF13-COMBF16	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
5. COMBF17-COMBF20	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
6. COMBF21-COMBF24	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
7. COMBF25-COMBF28	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
8. COMBF29-COMBF32	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
9. COMBF33-COMBF36	$0.9 \times Q_D + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
10. COMBF37-COMBF40	$0.9 \times Q_D + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
11. COMBF41-COMBF44	$0.9 \times Q_D - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
12. COMBF45-COMBF48	$0.9 \times Q_D - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
13. COMBF49-COMBF52	$0.9 \times Q_D + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
14. COMBF53-COMBF56	$0.9 \times Q_D + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
15. COMBF57-COMBF60	$0.9 \times Q_D - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
16. COMBF61-COMBF64	$0.9 \times Q_D - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$

۸-۱۱ انتخاب روش تحلیل

قبل از محاسبه‌ی مقادیر نیازها، به منظور استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید مطابق بند ۳-۳-۱، ضوابط ذیل کنترل گردد.

۱- کنترل زمان تناوب اصلی ساختمان

$$T_s = 0.5$$

$$T_x = 0.64$$

$$T_y = 0.64$$

$$0.64 < 3.5 \times T_s = 3.5 \times 0.5 = 1.75$$

۲- تغییر ابعاد پلان در طبقات

با توجه به این که تغییر ابعاد پلان در طبقه همکف و اول بیش از ۴۰٪ می‌باشد، لذا استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی مجاز نخواهد بود و نیازی به کنترل سایر شرایط موجود نیست.

۸-۱۲ تحلیل دینامیکی خطی

برای سطوح خطر ۱ و ۲، تحلیل دینامیکی خطی انجام و مقادیر نیازها و ظرفیت‌ها و در نهایت مقادیر DCR

اعضا محاسبه شده است. لازم به ذکر است که نیروها و تغییر مکانها باید در ضرایب C_1 ، C_2 و C_3 ضرب شوند.

۸-۱۳ محاسبه‌ی مقادیر نیاز اعضا

پس از انجام تحلیل خطی مقادیر نیازها برای تیرها و ستونها قابل محاسبه هستند. این نیازها در تیرها عبارت هستند از نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستونها عبارت هستند از نیروی برشی در جهت محورهای محلی ۲ و ۳، لنگر خمشی حول محورهای محلی ۲ و ۳ و نیروی محوری. این مقادیر به عنوان نمونه برای تعدادی از تیرها و ستونها در نقاط مختلف عضو برای حالت‌های مختلف بارگذاری محاسبه و در جداول ۸-۱۲ و ۸-۱۳ ارائه شده‌اند.

جدول ۸-۱۲- مقادیر نیاز برخی از تیرها در سطح خطر-۱

Story	Beam	Load	Loc.	V22	M33
			m	ton	t-m
STORY1	B38	COMBD1	0.13	5.92	13.50
STORY1	B38	COMBD5	0.13	-10.89	-24.35
STORY1	B38	COMBD9	0.13	10.27	23.28
STORY1	B38	COMBD13	0.13	10.27	23.28
STORY1	B38	COMBD17	0.13	28.99	65.45
STORY1	B38	COMBD21	0.13	29.47	66.54
STORY1	B38	COMBD25	0.13	-30.09	-67.61
STORY1	B38	COMBD29	0.13	-29.61	-66.52
STORY1	B38	COMBD33	0.13	6.00	13.70
STORY1	B38	COMBD37	0.13	-10.80	-24.15
STORY1	B38	COMBD41	0.13	10.36	23.48
STORY1	B38	COMBD45	0.13	10.36	23.48

جدول ۸-۱۲- ادامه

Story	Beam	Load	Loc.	V22	M33
			m	ton	t-m
STORY1	B38	COMBD49	0.13	29.07	65.65
STORY1	B38	COMBD53	0.13	29.56	66.74
STORY1	B38	COMBD57	0.13	-30.01	-67.41
STORY1	B38	COMBD61	0.13	-29.52	-66.32
STORY3	B37	COMBD1	4.88	7.90	-14.66
STORY3	B37	COMBD5	4.88	-11.11	32.65
STORY3	B37	COMBD9	4.88	16.04	-34.95
STORY3	B37	COMBD13	4.88	16.04	-34.95
STORY3	B37	COMBD17	4.88	38.07	-89.74
STORY3	B37	COMBD21	4.88	38.33	-90.39
STORY3	B37	COMBD25	4.88	-33.40	88.09
STORY3	B37	COMBD29	4.88	-33.14	87.43
STORY3	B37	COMBD33	4.88	7.51	-14.56
STORY3	B37	COMBD37	4.88	-11.50	32.75
STORY3	B37	COMBD41	4.88	15.65	-34.85
STORY3	B37	COMBD45	4.88	15.65	-34.85
STORY3	B37	COMBD49	4.88	37.69	-89.64
STORY3	B37	COMBD53	4.88	37.94	-90.29
STORY3	B37	COMBD57	4.88	-33.79	88.19
STORY4	B13	COMBD5	0.13	-8.70	-19.25
STORY4	B13	COMBD9	0.13	7.11	15.60
STORY4	B13	COMBD49	0.13	23.33	51.39
STORY4	B13	COMBD53	0.13	23.39	51.53
STORY4	B13	COMBD57	0.13	-24.54	-54.08
STORY4	B13	COMBD61	0.13	-24.47	-53.94
STORY5	B39	COMBD1	4.88	4.31	-7.66
STORY5	B39	COMBD5	4.88	-0.58	4.40
STORY5	B39	COMBD9	4.88	3.55	-5.86
STORY5	B39	COMBD13	4.88	3.55	-5.86
STORY5	B39	COMBD17	4.88	9.32	-20.07
STORY5	B39	COMBD21	4.88	9.27	-19.97
STORY5	B39	COMBD25	4.88	-6.30	18.51
STORY5	B39	COMBD29	4.88	-6.35	18.61
STORY5	B39	COMBD33	4.88	4.04	-7.55
STORY5	B39	COMBD37	4.88	-0.84	4.52
STORY5	B39	COMBD41	4.88	3.29	-5.74
STORY5	B39	COMBD45	4.88	3.29	-5.74
STORY5	B39	COMBD49	4.88	9.06	-19.95
STORY5	B39	COMBD53	4.88	9.01	-19.85
STORY5	B39	COMBD57	4.88	-6.57	18.63
STORY5	B39	COMBD61	4.88	-6.61	18.73
STORY5	B44	COMBD1	0.13	-0.88	8.71

جدول ۸-۱۲- ادامه

Story	Beam	Load	Loc.	V22	M33
			m	ton	t-m
STORY5	B44	COMBD5	0.13	-0.73	9.06
STORY5	B44	COMBD9	0.13	-13.45	-19.87
STORY5	B44	COMBD13	0.13	-13.45	-19.87
STORY5	B44	COMBD17	0.13	-3.78	2.12
STORY5	B44	COMBD21	0.13	-8.27	-8.08
STORY5	B44	COMBD25	0.13	-5.92	-2.72
STORY5	B44	COMBD29	0.13	-10.41	-12.92
STORY5	B44	COMBD33	0.13	1.22	10.31
STORY5	B44	COMBD37	0.13	1.38	10.66
STORY5	B44	COMBD41	0.13	-11.35	-18.27
STORY5	B44	COMBD45	0.13	-11.35	-18.27
STORY5	B44	COMBD49	0.13	-1.67	3.72
STORY5	B44	COMBD53	0.13	-6.16	-6.48
STORY5	B44	COMBD57	0.13	-3.81	-1.13
STORY5	B44	COMBD61	0.13	-8.30	-11.33
STORY5	B8	COMBD1	0.13	1.75	14.64
STORY5	B8	COMBD5	0.13	1.64	14.35
STORY5	B8	COMBD9	0.13	-14.37	-23.76
STORY5	B8	COMBD13	0.13	-14.37	-23.76
STORY5	B8	COMBD17	0.13	-4.82	-1.02
STORY5	B8	COMBD21	0.13	-9.20	-11.46
STORY5	B8	COMBD25	0.13	-3.53	2.05

جدول ۸-۱۳- مقادیر نیاز برخی از ستون‌ها در سطح خطر-۱

Story	Column	Load	Loc.	P	V22	V33	M22	M33
			m	ton	ton	t-m	ton	t-m
STORY4	C2	COMBD1	0	-37.93	38.50	6.64	10.58	61.12
STORY4	C2	COMBD1	2.92	-37.57	38.50	6.64	-9.61	-54.61
STORY4	C2	COMBD5	0	-57.38	38.45	-7.14	-11.89	61.08
STORY4	C2	COMBD5	2.92	-57.02	38.45	-7.14	10.17	-54.48
STORY4	C2	COMBD9	0	-21.87	-39.68	9.06	14.52	-62.97
STORY4	C2	COMBD9	2.92	-21.52	-39.68	9.06	-13.07	56.20
STORY4	C2	COMBD13	0	-21.87	-39.68	9.06	14.52	-62.97
STORY4	C2	COMBD13	2.92	-21.52	-39.68	9.06	-13.07	56.20
STORY4	C2	COMBD17	0	-6.89	6.29	24.96	40.42	9.91
STORY4	C2	COMBD17	2.92	-6.53	6.29	24.96	-35.93	-9.07
STORY4	C2	COMBD21	0	-3.23	-15.08	25.09	40.64	-23.99
STORY4	C2	COMBD21	2.92	-2.87	-15.08	25.09	-36.10	21.23
STORY4	C2	COMBD25	0	-76.02	13.84	-23.16	-38.01	22.10
STORY4	C2	COMBD25	2.92	-75.67	13.84	-23.16	33.20	-19.52

جدول ۸-۱۳- ادامه

Story	Column	Load	Loc.	P	V22	V33	M22	M33
			m	ton	ton	t-m	ton	t-m
STORY4	C2	COMBD29	0	-72.36	-7.52	-23.03	-37.79	-11.80
STORY4	C2	COMBD29	2.92	-72.01	-7.52	-23.03	33.02	10.79
STORY4	C2	COMBD33	0	-24.49	38.66	6.38	10.24	61.37
STORY4	C2	COMBD33	2.92	-24.20	38.66	6.38	-9.22	-54.84
STORY4	C2	COMBD37	0	-43.94	38.61	-7.39	-12.23	61.33
STORY4	C2	COMBD37	2.92	-43.65	38.61	-7.39	10.56	-54.71
STORY4	C2	COMBD41	0	-8.44	-39.52	8.81	14.18	-62.73
STORY4	C2	COMBD41	2.92	-8.15	-39.52	8.81	-12.68	55.97
STORY4	C2	COMBD45	0	-8.44	-39.52	8.81	14.18	-62.73
STORY4	C2	COMBD45	2.92	-8.15	-39.52	8.81	-12.68	55.97
STORY4	C2	COMBD49	0	6.55	6.45	24.70	40.08	10.15
STORY4	C2	COMBD49	2.92	6.84	6.45	24.70	-35.54	-9.30
STORY4	C2	COMBD53	0	10.21	-14.92	24.83	40.31	-23.75
STORY4	C2	COMBD53	2.92	10.50	-14.92	24.83	-35.71	21.01
STORY4	C2	COMBD57	0	-62.59	14.00	-23.42	-38.35	22.35
STORY4	C2	COMBD57	2.92	-62.30	14.00	-23.42	33.59	-19.74
STORY4	C2	COMBD61	0	-58.93	-7.36	-23.29	-38.13	-11.55
STORY4	C2	COMBD61	2.92	-58.64	-7.36	-23.29	33.42	10.56
STORY5	C4	COMBD1	0	-13.64	23.23	6.79	9.60	35.63
STORY5	C4	COMBD1	2.93	-13.28	23.23	6.79	-10.72	-33.43
STORY5	C4	COMBD5	0	-20.09	22.88	-1.07	-1.72	35.03
STORY5	C4	COMBD5	2.93	-19.73	22.88	-1.07	1.65	-32.99
STORY5	C4	COMBD9	0	-13.36	-23.74	3.96	5.63	-36.12
STORY5	C4	COMBD9	2.93	-13.01	-23.74	3.96	-6.16	34.44
STORY5	C4	COMBD13	0	-13.36	-23.74	3.96	5.63	-36.12
STORY5	C4	COMBD13	2.93	-13.01	-23.74	3.96	-6.16	34.44
STORY5	C4	COMBD17	0	-7.24	4.02	13.27	18.97	6.30
STORY5	C4	COMBD17	2.93	-6.88	4.02	13.27	-20.87	-5.66
STORY5	C4	COMBD21	0	-6.63	-8.72	13.14	18.81	-13.14
STORY5	C4	COMBD21	2.93	-6.28	-8.72	13.14	-20.64	12.78
STORY5	C4	COMBD25	0	-26.82	7.86	-10.25	-14.91	12.05
STORY5	C4	COMBD25	2.93	-26.47	7.86	-10.25	16.13	-11.32
STORY5	C4	COMBD29	0	-26.22	-4.88	-10.37	-15.06	-7.39
STORY5	C4	COMBD29	2.93	-25.86	-4.88	-10.37	16.36	7.11
STORY5	C4	COMBD33	0	-8.78	23.44	6.43	9.08	35.95
STORY5	C4	COMBD33	2.93	-8.49	23.44	6.43	-10.19	-33.73
STORY5	C4	COMBD37	0	-15.24	23.09	-1.43	-2.23	35.36
STORY5	C4	COMBD37	2.93	-14.94	23.09	-1.43	2.18	-33.29
STORY5	C4	COMBD41	0	-8.51	-23.53	3.60	5.11	-35.79
STORY5	C4	COMBD41	2.93	-8.22	-23.53	3.60	-5.64	34.15
STORY5	C4	COMBD45	0	-8.51	-23.53	3.60	5.11	-35.79
STORY5	C4	COMBD45	2.93	-8.22	-23.53	3.60	-5.64	34.15
STORY5	C4	COMBD49	0	-2.38	4.23	12.91	18.45	6.63
STORY5	C4	COMBD49	2.93	-2.09	4.23	12.91	-20.34	-5.96
STORY5	C4	COMBD53	0	-1.78	-8.51	12.78	18.30	-12.81

جدول ۸-۱۳- ادامه

Story	Column	Load	Loc.	P	V22	V33	M22	M33
			m	ton	ton	t-m	ton	t-m
STORY5	C4	COMBD57	0	-21.97	8.07	-10.61	-15.42	12.38
STORY5	C4	COMBD57	2.93	-21.68	8.07	-10.61	16.66	-11.62
STORY5	C4	COMBD61	0	-21.36	-4.67	-10.73	-15.58	-7.06
STORY5	C4	COMBD61	2.93	-21.07	-4.67	-10.73	16.89	6.82
STORY3	C9	COMBD1	0	-65.18	53.88	17.13	28.05	87.16
STORY3	C9	COMBD1	2.91	-64.62	53.88	17.13	-23.78	-75.05
STORY3	C9	COMBD5	0	-55.55	54.10	-14.89	-24.25	87.46
STORY3	C9	COMBD5	2.91	-54.99	54.10	-14.89	20.72	-75.38
STORY3	C9	COMBD9	0	-80.07	-52.38	13.67	22.08	-84.92
STORY3	C9	COMBD9	2.91	-79.51	-52.38	13.67	-19.19	72.89
STORY3	C9	COMBD13	0	-80.07	-52.38	13.67	22.08	-84.92
STORY3	C9	COMBD13	2.91	-79.51	-52.38	13.67	-19.19	72.89
STORY3	C9	COMBD17	0	-81.03	15.20	50.54	82.44	24.55
STORY3	C9	COMBD17	2.91	-80.47	15.20	50.54	-70.33	-21.20
STORY3	C9	COMBD21	0	-85.75	-16.16	50.67	82.58	-26.21
STORY3	C9	COMBD21	2.91	-85.19	-16.16	50.67	-70.55	22.47
STORY3	C9	COMBD25	0	-49.87	17.88	-51.89	-84.75	28.76
STORY3	C9	COMBD25	2.91	-49.31	17.88	-51.89	72.07	-24.95
STORY3	C9	COMBD29	0	-54.59	-13.48	-51.76	-84.62	-22.00
STORY3	C9	COMBD29	2.91	-54.03	-13.48	-51.76	71.86	18.71
STORY3	C9	COMBD33	0	-38.98	53.27	17.33	28.39	86.23
STORY3	C9	COMBD33	2.91	-38.52	53.27	17.33	-24.03	-74.20
STORY3	C9	COMBD37	0	-53.87	-52.99	13.86	22.42	-85.85
STORY3	C9	COMBD37	2.91	-53.41	-52.99	13.86	-19.44	73.74
STORY3	C9	COMBD41	0	-54.83	14.59	50.73	82.78	23.61
STORY3	C9	COMBD41	2.91	-54.37	14.59	50.73	-70.58	-20.35

۸-۱۴ محاسبه‌ی مقادیر ظرفیت اعضا

برای محاسبه نسبت نیاز به ظرفیت یا DCR اعضا، مقادیر ظرفیت المان‌ها باید محاسبه شوند. مقادیر ظرفیت اعضا با توجه به ابعاد هندسی مقاطع و مفاد دستورالعمل قابل محاسبه هستند. در ادامه ابتدا مقادیر ظرفیت تیرها و سپس مقادیر ظرفیت ستون‌ها محاسبه و ارایه می‌شوند.

ظرفیت‌های خمشی و برشی تیرها، براساس دستورالعمل بهسازی محاسبه شده و نتایج در جدول ۸-۱۴ برای برخی از آن‌ها ذکر شده است.

جدول ۸-۱۴- مقادیر ظرفیت برخی از تیرها

Story	BEAM	Loc	Sec.	Area	Av	Z	M33 _{CE}	V22 _{CE}
				cm ²	cm ²	cm ³	t-m	ton
STORY5	B39	Mid.	P.G-1	44.00	20.00	437	10.49	28.80
STORY5	B44	Mid.	P.G-2	50.00	20.00	515	12.36	28.80
STORY4	B9	Mid.	P.G-3	70.00	25.00	752.5	18.06	36.00
STORY3	B38	Mid.	P.G-4	85.00	25.00	951.25	22.83	36.00
STORY2	B37	Mid.	P.G-5	105.00	25.00	1236.25	29.67	36.00
STORY1	B17	Mid.	P.G-6	125.00	25.00	1506.25	36.15	36.00

به این ترتیب ظرفیت‌های خمشی، برشی و محوری ستون‌ها نیز براساس دستورالعمل بهسازی محاسبه و نتایج در جدول ۸-۱۵ برای برخی از ستون‌ها ارائه شده است. برای مشاهده جزئیات بیشتری از نحوه محاسبه ظرفیت مقاطع به محاسبات دستی ارائه شده در مثال اول (ساختمان ۳ طبقه فولادی) رجوع شود.

جدول ۸-۱۵- مقادیر ظرفیت برخی از ستون‌ها

Story	Col.	Loc.	Sec.	Area	Z	Fa	P _{CL}	V22 _{CE}	V33 _{CE}	M22 _{CE}	M33 _{CE}
				cm ²	cm ³	kg/cm ²	ton	ton	ton	t-m	t-m
5	C3	Mid.	C	141	1194.75	1167	279.73	101.52	101.52	28.67	28.67
4	C5	Mid.	C	141	1194.75	1167	284.76	101.52	101.52	28.67	28.67
3	C7	Mid.	A	225	1781.25	1254	479.66	162.00	162.00	42.75	42.75
2	C8	Mid.	A	225	1781.25	1254	470.86	162.00	162.00	42.75	42.75
1	C16	Mid.	B	184	1507.00	1248	390.37	132.48	132.48	36.17	36.17

۸-۱۵ محاسبه مقادیر DCR اعضا

در این مرحله با توجه به نتایج بندهای ۸-۱۳ و ۸-۱۴، مقادیر نسبت نیاز به ظرفیت یا DCR اعضا، براساس مفاد دستورالعمل برای تمامی ترکیب بارها محاسبه شده و نتایج در جداول ۸-۱۶ و ۸-۱۷ برای برخی از تیرها و ستون‌ها ارائه می‌شود.

جدول ۸-۱۶- مقادیر DCR برخی از تیرها در سطح خطر ۱-

Story	Beam	Sec.	Load	Loc.	DCR		
				m	V22	M33	Max
STORY1	B38	PG-4	COMBD1	0.13	0.16	0.59	0.59
STORY1	B38	PG-4	COMBD5	0.13	0.30	1.07	1.07
STORY1	B38	PG-4	COMBD9	0.13	0.29	1.02	1.02
STORY1	B38	PG-4	COMBD13	0.13	0.29	1.02	1.02
STORY1	B38	PG-4	COMBD17	0.13	0.81	2.87	2.87
STORY1	B38	PG-4	COMBD21	0.13	0.82	2.91	2.91
STORY1	B38	PG-4	COMBD25	0.13	0.84	2.96	2.96
STORY1	B38	PG-4	COMBD29	0.13	0.82	2.91	2.91
STORY1	B38	PG-4	COMBD33	0.13	0.17	0.60	0.60
STORY1	B38	PG-4	COMBD37	0.13	0.30	1.06	1.06
STORY1	B38	PG-4	COMBD41	0.13	0.29	1.03	1.03
STORY1	B38	PG-4	COMBD45	0.13	0.29	1.03	1.03
STORY1	B38	PG-4	COMBD49	0.13	0.81	2.88	2.88
STORY1	B38	PG-4	COMBD53	0.13	0.82	2.92	2.92
STORY1	B38	PG-4	COMBD57	0.13	0.83	2.95	2.95
STORY1	B38	PG-4	COMBD61	0.13	0.82	2.90	2.90
STORY3	B37	PG-5	COMBD1	4.88	0.22	0.49	0.49
STORY3	B37	PG-5	COMBD5	4.88	0.31	1.10	1.10
STORY3	B37	PG-5	COMBD9	4.88	0.45	1.18	1.18
STORY3	B37	PG-5	COMBD13	4.88	0.45	1.18	1.18
STORY3	B37	PG-5	COMBD17	4.88	1.06	3.02	3.02
STORY3	B37	PG-5	COMBD21	4.88	1.06	3.05	3.05
STORY3	B37	PG-5	COMBD25	4.88	0.93	2.97	2.97
STORY3	B37	PG-5	COMBD29	4.88	0.92	2.95	2.95
STORY3	B37	PG-5	COMBD33	4.88	0.21	0.49	0.49
STORY3	B37	PG-5	COMBD37	4.88	0.32	1.10	1.10
STORY3	B37	PG-5	COMBD41	4.88	0.43	1.17	1.17
STORY3	B37	PG-5	COMBD45	4.88	0.43	1.17	1.17
STORY3	B37	PG-5	COMBD49	4.88	1.05	3.02	3.02
STORY3	B37	PG-5	COMBD53	4.88	1.05	3.04	3.04
STORY3	B37	PG-5	COMBD57	4.88	0.94	2.97	2.97
STORY3	B37	PG-5	COMBD61	4.88	0.93	2.95	2.95
STORY4	B13	PG-3	COMBD1	0.13	0.14	0.61	0.61
STORY4	B13	PG-3	COMBD5	0.13	0.24	1.07	1.07
STORY4	B13	PG-3	COMBD9	0.13	0.20	0.86	0.86
STORY4	B13	PG-3	COMBD13	0.13	0.20	0.86	0.86
STORY4	B13	PG-3	COMBD17	0.13	0.64	2.82	2.82

جدول ۸-۱۶- ادامه

Story	Beam	Sec.	Load	Loc.	DCR		
				m	V22	M33	Max
STORY4	B13	PG-3	COMBD21	0.13	0.64	2.82	2.82
STORY4	B13	PG-3	COMBD25	0.13	0.69	3.02	3.02
STORY4	B13	PG-3	COMBD29	0.13	0.69	3.02	3.02
STORY4	B13	PG-3	COMBD33	0.13	0.15	0.64	0.64
STORY4	B13	PG-3	COMBD37	0.13	0.24	1.04	1.04
STORY4	B13	PG-3	COMBD41	0.13	0.20	0.89	0.89
STORY4	B13	PG-3	COMBD45	0.13	0.20	0.89	0.89
STORY4	B13	PG-3	COMBD49	0.13	0.65	2.85	2.85
STORY4	B13	PG-3	COMBD53	0.13	0.65	2.85	2.85
STORY4	B13	PG-3	COMBD57	0.13	0.68	2.99	2.99
STORY4	B13	PG-3	COMBD61	0.13	0.68	2.99	2.99
STORY5	B39	PG-1	COMBD1	4.88	0.15	0.73	0.73
STORY5	B39	PG-1	COMBD5	4.88	0.02	0.42	0.42
STORY5	B39	PG-1	COMBD9	4.88	0.12	0.56	0.56
STORY5	B39	PG-1	COMBD13	4.88	0.12	0.56	0.56
STORY5	B39	PG-1	COMBD17	4.88	0.32	1.91	1.91
STORY5	B39	PG-1	COMBD21	4.88	0.32	1.90	1.90
STORY5	B39	PG-1	COMBD25	4.88	0.22	1.76	1.76
STORY5	B39	PG-1	COMBD29	4.88	0.22	1.77	1.77
STORY5	B39	PG-1	COMBD33	4.88	0.14	0.72	0.72
STORY5	B39	PG-1	COMBD37	4.88	0.03	0.43	0.43
STORY5	B39	PG-1	COMBD41	4.88	0.11	0.55	0.55
STORY5	B39	PG-1	COMBD45	4.88	0.11	0.55	0.55
STORY5	B39	PG-1	COMBD49	4.88	0.31	1.90	1.90
STORY5	B39	PG-1	COMBD53	4.88	0.31	1.89	1.89
STORY5	B39	PG-1	COMBD57	4.88	0.23	1.78	1.78
STORY5	B39	PG-1	COMBD61	4.88	0.23	1.79	1.79
STORY5	B44	PG-2	COMBD1	0.13	0.03	0.70	0.70
STORY5	B44	PG-2	COMBD5	0.13	0.03	0.73	0.73
STORY5	B44	PG-2	COMBD9	0.13	0.47	1.61	1.61
STORY5	B44	PG-2	COMBD13	0.13	0.47	1.61	1.61
STORY5	B44	PG-2	COMBD17	0.13	0.13	0.17	0.17
STORY5	B44	PG-2	COMBD21	0.13	0.29	0.65	0.65
STORY5	B44	PG-2	COMBD25	0.13	0.21	0.22	0.22
STORY5	B44	PG-2	COMBD29	0.13	0.36	1.05	1.05
STORY5	B44	PG-2	COMBD33	0.13	0.04	0.83	0.83
STORY5	B44	PG-2	COMBD37	0.13	0.05	0.86	0.86
STORY5	B44	PG-2	COMBD41	0.13	0.39	1.48	1.48
STORY5	B44	PG-2	COMBD45	0.13	0.39	1.48	1.48
STORY5	B44	PG-2	COMBD49	0.13	0.06	0.30	0.30
STORY5	B44	PG-2	COMBD53	0.13	0.21	0.52	0.52
STORY5	B44	PG-2	COMBD57	0.13	0.13	0.09	0.13
STORY5	B44	PG-2	COMBD61	0.13	0.29	0.92	0.92
STORY5	B8	PG-2	COMBD1	0.13	0.06	1.18	1.18
STORY5	B8	PG-2	COMBD5	0.13	0.06	1.16	1.16

جدول ۸-۱۷- مقادیر DCR برخی از ستون‌ها در سطح خطر ۱-

Story	Column	Sec.	Load	Loc.	DCR					
				m	P	V22	V33	M22	M33	Max
STORY4	C2	C	COMBD1	0	0.13	0.38	0.07	0.37	2.13	2.13
STORY4	C2	C	COMBD1	2.92	0.13	0.38	0.07	0.34	1.90	1.90
STORY4	C2	C	COMBD5	0	0.20	0.38	0.07	0.41	2.13	2.13
STORY4	C2	C	COMBD5	2.92	0.20	0.38	0.07	0.35	1.90	1.90
STORY4	C2	C	COMBD9	0	0.08	0.39	0.09	0.51	2.20	2.20
STORY4	C2	C	COMBD9	2.92	0.08	0.39	0.09	0.46	1.96	1.96
STORY4	C2	C	COMBD13	0	0.08	0.39	0.09	0.51	2.20	2.20
STORY4	C2	C	COMBD13	2.92	0.08	0.39	0.09	0.46	1.96	1.96
STORY4	C2	C	COMBD17	0	0.02	0.06	0.25	1.41	0.35	1.41
STORY4	C2	C	COMBD17	2.92	0.02	0.06	0.25	1.25	0.32	1.25
STORY4	C2	C	COMBD21	0	0.01	0.15	0.25	1.42	0.84	1.42
STORY4	C2	C	COMBD21	2.92	0.01	0.15	0.25	1.26	0.74	1.26
STORY4	C2	C	COMBD25	0	0.27	0.14	0.23	1.33	0.77	1.33
STORY4	C2	C	COMBD25	2.92	0.27	0.14	0.23	1.16	0.68	1.16
STORY4	C2	C	COMBD29	0	0.25	0.07	0.23	1.32	0.41	1.32
STORY4	C2	C	COMBD29	2.92	0.25	0.07	0.23	1.15	0.38	1.15
STORY4	C2	C	COMBD33	0	0.09	0.38	0.06	0.36	2.14	2.14
STORY4	C2	C	COMBD33	2.92	0.09	0.38	0.06	0.32	1.91	1.91
STORY4	C2	C	COMBD37	0	0.15	0.38	0.07	0.43	2.14	2.14
STORY4	C2	C	COMBD37	2.92	0.15	0.38	0.07	0.37	1.91	1.91
STORY4	C2	C	COMBD41	0	0.03	0.39	0.09	0.49	2.19	2.19
STORY4	C2	C	COMBD41	2.92	0.03	0.39	0.09	0.44	1.95	1.95
STORY4	C2	C	COMBD45	0	0.03	0.39	0.09	0.49	2.19	2.19
STORY4	C2	C	COMBD45	2.92	0.03	0.39	0.09	0.44	1.95	1.95
STORY4	C2	C	COMBD49	0	0.02	0.06	0.24	1.40	0.35	1.40
STORY4	C2	C	COMBD49	2.92	0.02	0.06	0.24	1.24	0.32	1.24
STORY4	C2	C	COMBD53	0	0.04	0.15	0.24	1.41	0.83	1.41
STORY4	C2	C	COMBD53	2.92	0.04	0.15	0.24	1.25	0.73	1.25
STORY4	C2	C	COMBD57	0	0.22	0.14	0.23	1.34	0.78	1.34
STORY4	C2	C	COMBD57	2.92	0.22	0.14	0.23	1.17	0.69	1.17
STORY4	C2	C	COMBD61	0	0.21	0.07	0.23	1.33	0.40	1.33
STORY4	C2	C	COMBD61	2.92	0.21	0.07	0.23	1.17	0.37	1.17
STORY5	C4	C	COMBD1	0	0.05	0.23	0.07	0.33	1.24	1.24
STORY5	C4	C	COMBD1	2.93	0.05	0.23	0.07	0.37	1.17	1.17
STORY5	C4	C	COMBD5	0	0.07	0.23	0.01	0.06	1.22	1.22
STORY5	C4	C	COMBD5	2.93	0.07	0.23	0.01	0.06	1.15	1.15
STORY5	C4	C	COMBD9	0	0.05	0.23	0.04	0.20	1.26	1.26
STORY5	C4	C	COMBD9	2.93	0.05	0.23	0.04	0.21	1.20	1.20
STORY5	C4	C	COMBD13	0	0.05	0.23	0.04	0.20	1.26	1.26
STORY5	C4	C	COMBD13	2.93	0.05	0.23	0.04	0.21	1.20	1.20
STORY5	C4	C	COMBD17	0	0.03	0.04	0.13	0.66	0.22	0.66
STORY5	C4	C	COMBD17	2.93	0.02	0.04	0.13	0.73	0.20	0.73
STORY5	C4	C	COMBD21	0	0.02	0.09	0.13	0.66	0.46	0.66
STORY5	C4	C	COMBD21	2.93	0.02	0.09	0.13	0.72	0.45	0.72
STORY5	C4	C	COMBD25	0	0.09	0.08	0.10	0.52	0.42	0.52

جدول ۸-۱۷- ادامه

Story	Column	Sec.	Load	Loc.	DCR					
				m	P	V22	V33	M22	M33	Max
STORY5	C4	C	COMBD25	2.93	0.09	0.08	0.10	0.56	0.39	0.56
STORY5	C4	C	COMBD29	0	0.09	0.05	0.10	0.53	0.26	0.53
STORY5	C4	C	COMBD29	2.93	0.09	0.05	0.10	0.57	0.25	0.57
STORY5	C4	C	COMBD33	0	0.03	0.23	0.06	0.32	1.25	1.25
STORY5	C4	C	COMBD33	2.93	0.03	0.23	0.06	0.36	1.18	1.18
STORY5	C4	C	COMBD37	0	0.05	0.23	0.01	0.08	1.23	1.23
STORY5	C4	C	COMBD37	2.93	0.05	0.23	0.01	0.08	1.16	1.16
STORY5	C4	C	COMBD41	0	0.03	0.23	0.04	0.18	1.25	1.25
STORY5	C4	C	COMBD41	2.93	0.03	0.23	0.04	0.20	1.19	1.19
STORY5	C4	C	COMBD45	0	0.03	0.23	0.04	0.18	1.25	1.25
STORY5	C4	C	COMBD45	2.93	0.03	0.23	0.04	0.20	1.19	1.19
STORY5	C4	C	COMBD49	0	0.01	0.04	0.13	0.64	0.23	0.64
STORY5	C4	C	COMBD49	2.93	0.01	0.04	0.13	0.71	0.21	0.71
STORY5	C4	C	COMBD53	0	0.01	0.08	0.13	0.64	0.45	0.64
STORY5	C4	C	COMBD53	2.93	0.01	0.08	0.13	0.70	0.44	0.70
STORY5	C4	C	COMBD57	0	0.08	0.08	0.10	0.54	0.43	0.54
STORY5	C4	C	COMBD57	2.93	0.08	0.08	0.10	0.58	0.41	0.58
STORY5	C4	C	COMBD61	0	0.08	0.05	0.11	0.54	0.25	0.54
STORY5	C4	C	COMBD61	2.93	0.07	0.05	0.11	0.59	0.24	0.59
STORY3	C9	A	COMBD1	0	0.14	0.33	0.11	0.66	2.04	2.04
STORY3	C9	A	COMBD1	2.91	0.14	0.33	0.11	0.56	1.76	1.76
STORY3	C9	A	COMBD5	0	0.12	0.33	0.09	0.57	2.05	2.05
STORY3	C9	A	COMBD5	2.91	0.12	0.33	0.09	0.48	1.76	1.76
STORY3	C9	A	COMBD9	0	0.17	0.32	0.08	0.52	1.99	1.99
STORY3	C9	A	COMBD9	2.91	0.17	0.32	0.08	0.45	1.71	1.71
STORY3	C9	A	COMBD13	0	0.17	0.32	0.08	0.52	1.99	1.99
STORY3	C9	A	COMBD13	2.91	0.18	0.10	0.31	1.65	0.53	1.65
STORY3	C9	A	COMBD17	0	0.10	0.11	0.32	1.98	0.67	1.98
STORY3	C9	A	COMBD17	2.91	0.10	0.11	0.32	1.69	0.58	1.69
STORY3	C9	A	COMBD21	0	0.11	0.08	0.32	1.98	0.51	1.98
STORY3	C9	A	COMBD21	2.91	0.11	0.08	0.32	1.68	0.44	1.68
STORY3	C9	A	COMBD25	0	0.08	0.33	0.11	0.66	2.02	2.02
STORY3	C9	A	COMBD25	2.91	0.08	0.33	0.11	0.56	1.74	1.74
STORY3	C9	A	COMBD29	0	0.06	0.33	0.09	0.56	2.02	2.02
STORY3	C9	A	COMBD29	2.91	0.06	0.33	0.09	0.48	1.74	1.74
STORY3	C9	A	COMBD33	0	0.11	0.33	0.09	0.52	2.01	2.01
STORY3	C9	A	COMBD33	2.91	0.11	0.33	0.09	0.45	1.73	1.73
STORY3	C9	A	COMBD37	0	0.11	0.33	0.09	0.52	2.01	2.01
STORY3	C9	A	COMBD37	2.91	0.11	0.33	0.09	0.45	1.73	1.73
STORY3	C9	A	COMBD41	0	0.12	0.09	0.31	1.94	0.55	1.94
STORY3	C9	A	COMBD41	2.91	0.11	0.09	0.31	1.65	0.48	1.65

برای مشاهده‌ی جزییات بیشتری از نحوه‌ی محاسبه‌ی نسبت نیاز به ظرفیت مقاطع یا DCR اعضا به محاسبات دستی ارایه شده در مثال اول (ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی) رجوع شود.

با توجه به این که تمام نسبت های نیرو به ظرفیت یا DCR اعضا که در بند ۸-۱۵ محاسبه شده‌اند، از عدد ۲ کوچک تر نیستند، لذا طبق مفاد دستورالعمل شرایط بند ۳-۲-۱ دستورالعمل باید کنترل شود تا

امکان استفاده از روش تحلیلی خطی به طور کامل بررسی شود. برای این منظور مقدار DCR متوسط برای طبقات مختلف و تمام ترکیبات بارگذاری، براساس رابطه ۸-۴، محاسبه شده و در جدول ۸-۱۸ ارایه شده است.

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (۴-۸)$$

در این رابطه، V_i حداکثر نیروی برشی ناشی از نیروی زلزله در عضو i از طبقه‌ی مورد نظر DCR_i بزرگ‌ترین نسبت نیرو به ظرفیت در عضو i و n تعداد کل اعضای باربر طبقه مورد نظر است.

جدول ۸-۱۸- مقادیر DCR متوسط طبقات

طبقه	V_i	$DCR_i * V_i$	V_i	$DCR_i * V_i$	\overline{DCR}_{Story}	$\frac{(\overline{DCR}_{Story})_i}{(\overline{DCR}_{Story})_{i+1}}$	$\frac{(\overline{DCR}_{Story})_i}{(\overline{DCR}_{Story})_{i+1}} < 1/25$
	BEAMS		COLUMNS				
۵	۵۸/۷۶	۸۰/۳۴	۳۵۰/۸۴	۴۴۳/۳۹	۱/۲۸	-	-
۴	۲۵۲/۱۹	۶۷۸/۵۱	۶۰۸/۷۹	۱۳۳۱/۴۹	۲/۳۳	۱/۸۲۶	خیر

با توجه به جدول فوق، روش تحلیل خطی به تنهایی قابل استفاده نبوده و براساس دستورالعمل، گام بعدی استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، به همراه روش تحلیل خطی دینامیکی و یا تحلیل استاتیکی غیر خطی به تنهایی است. در ادامه ابتدا فرضیات مدل جهت انجام تحلیل غیر خطی بیان شده، سپس جزییات و نحوه انجام تحلیل غیر خطی و در نهایت بررسی نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی، ارایه می‌شود.

۸-۱۶ فرضیات تحلیل غیر خطی

در این قسمت فرضیات مدل سازی غیر خطی مورد بررسی قرار می‌گیرند :

۸-۱۶-۱ اثر P-Δ

P-Δ به دو صورت P-Δ کلی سازه (یا P-Δ بزرگ) و اثر p-δ المان‌ها (یا p-δ کوچک) در سازه بررسی می‌شود. p-δ که روی المان‌ها (خصوصاً ستون) موثر است و اثرات ناشی از انحنای عضو در تشدید لنگر نشان می‌دهد در سازه‌های بتنی در فرمول‌بندی روابط کنترلی خود به خود وارد شده است و نیازی به انجام عملیات اضافه نیست و اثر P-Δ که تشدید لنگر عضو به دلیل حرکت جانبی است نیز با فعال کردن قسمت مربوطه در نرم‌افزار به سازه وارد می‌شود. البته چون مقدار ضریب پایداری (v_i) که در بخش‌های قبلی محاسبه شده و کم‌تر از ۱/۱ می‌باشد اثر P-Δ چندان تعیین‌کننده نیست.

۸-۱۶-۲ اثرات پیچش

چون مدل مورد استفاده سه بعدی می باشد اثرات پیچش واقعی به طور خودکار وارد می شوند و طبق بررسی که در قسمت های قبلی انجام شد، پیچش اتفاقی باید لحاظ شود که اثر آن با وارد کردن در ترکیبات بارگذاری لحاظ می شود.

۸-۱۶-۳ ترکیب بارها

با توجه به این که سازه نامنظم بوده و اثرات پیچش اتفاقی مهم است، برای هر الگوی بار و هر سطح خطر بایستی ۶۴ ترکیب بار در مدل تعریف شود.

۸-۱۶-۴ مفاصل پلاستیک و محل آن ها

برای انجام آنالیز غیر خطی (θ_i استاتیکی یا دینامیکی) باید مفاصل پلاستیک تعریف شده و به المانها اختصاص یابند (یعنی خاصیت غیرخطی مصالح یا رفتار غیر خطی المانها تعریف شود). براساس مفاد دستورالعمل پارامترهای مدل سازی (a, b, c) و معیارهای پذیرش برای هر مقطع و المان تعریف می شود. با توجه به شرایط این مثال محل مفاصل پلاستیک در ۵ درصدی ابتدا و انتهای المانها فرض می شود.

۸-۱۶-۵ اعضای اصلی

در این مثال تمام اعضا به صورت عضو اصلی مدل شده اند و هیچ عضوی، عضو غیر اصلی در نظر گرفته نشده است.

۸-۱۶-۶ نقطه کنترل

براساس مفاد دستورالعمل، نقطه کنترل برای آنالیز غیر خطی، مرکز جرم طبقه آخر (بام و نه خرپشته) است.

۸-۱۶-۷ الگوی بار جانبی

براساس مفاد دستورالعمل بند ۳-۳-۳-۱-۳، باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر روی سازه اعمال شود. با توجه به اینکه پربود اصلی سازه بزرگتر از یک ثانیه است باید از الگوی بار جانبی توزیع نوع اول روش سوم بند ۳-۳-۳-۱-۳ یعنی توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی یا نیروی اینرسی طبقات د تحلیل خطی طیفی استفاده شود. برای این منظور پس از انجام آنالیز طیفی، نیروی اینرسی طبقات استخراج و به عنوان الگوی بار یا توزیع نوع اول بار جانبی (Load Pattern-1 یا LP1) به مدل معرفی می شود. به عنوان بار جانبی نوع دوم توزیع یک نواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه است (Load Pattern-2 یا LP2) به صورت افقی و در دو جهت متعامد x و y در مدل تعریف می شود. محل اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی در مرکز جرم طبقات است. مقادیر بارهای جانبی در جدول ۸-۱۹ ذکر شده است.

جدول ۸-۱۹- انواع و مقادیر بار جانبی

طبقه	بارگذاری نوع اول (L1)		بارگذاری نوع دوم (L2)
	Fx	Fy	Fx,Fy
۵	۱۳۹/۵	۱۳۴/۳	۱۸۸/۳
۴	۱۰۷/۱	۹۶/۶	۲۲۰/۶
۳	۸۰/۲	۷۴/۰	۲۲۴/۱
۲	۶۱/۷	۵۷/۸	۲۲۶/۳
۱	۴۵/۲	۴۱/۶	۳۰۹/۶

۸-۱۶-۸ اتصالات

جهت مدل سازی غیر خطی سازه، وضعیت اتصالات اتصال تیرها به ستون، نیز مورد بررسی قرار می‌گردد. براساس مفاد بند ۴-۵ دستور العمل بهسازی، و همچنین جزئیات نقشه‌های موجود از ساختمان، مقاومت مورد انتظار اتصالات که در این ساختمان از نوع صلب هستند، محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد مقادیر ظرفیت تمام اتصالات از ظرفیت تیرها بیشتر است، هم چنین براساس نقشه‌های اجرایی موجود، جزئیات اتصالات الزامات آیین‌نامه بند ۱-۲ را نیز تامین می‌نماید، لذا براساس مفاد دستورالعمل می‌توان از مدل‌سازی المان اتصال صرف نظر نمود.

۸-۱۷ کنترل نیاز به انجام تحلیل دینامیکی خطی همراه با تحلیل استاتیکی غیر خطی

براساس مفاد دستورالعمل بهسازی، در صورتی که اثر موده‌های بالاتر در واکنش دینامیکی سازه مهم نباشد، می‌توان تنها از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده کرد. اثر موده‌های بالاتر در واکنش دینامیکی سازه وقتی مهم است که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی به روش طیفی با در نظر گرفتن جرم موثری برابر با حداقل ۹۰٪ جرم ساختمان در محاسبات زلزله لاقبل در یکی از طبقات ۳۰٪ بیشتر از برش حاصل از مود اول باشد برای این منظور یک‌بار آنالیز طیفی با یک مود (مود اول) انجام شده و برش طبقات محاسبه می‌شود و بار دیگر آنالیز طیفی با تعداد موده‌های بیشتر (تا جایی که بیشتر از ۹۰٪ جرم ساختمان در تحلیل مشارکت نماید، در این مثال ۱۲ مود اول در نظر گرفته شده است) انجام و دوباره برش پایه طبقات محاسبه می‌شود، که نتایج مربوط در جدول ۸-۲۰ آورده شده است.

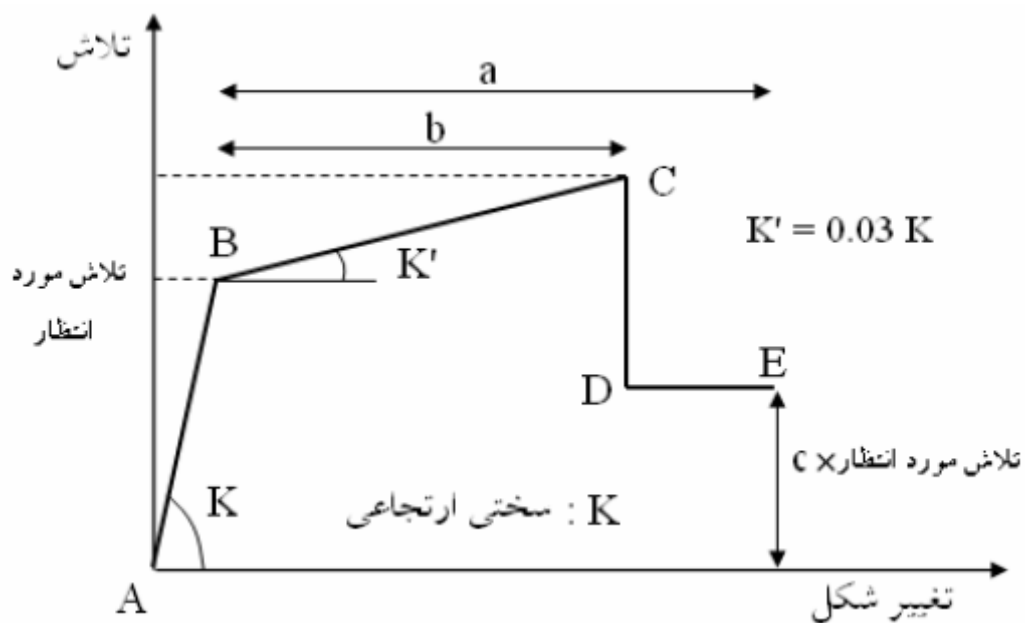
نتایج ارایه شده در جدول زیر بیان‌گر آن است که برش حاصل از تعداد موده‌های بیشتر (متناظر با حداقل ۹۰٪ جرم سازه)، در هیچ یک از طبقات از ۳۰٪ برش حاصل از مود اول تجاوز نکرده است. بنابراین براساس ضوابط دستورالعمل، نیازی به تحلیل خطی دینامیکی همراه با استاتیکی غیر خطی نیست و تحلیل استاتیکی غیرخطی به تنهایی کافی خواهد بود.

جدول ۸-۲۰- مقایسه‌ی نتایج برش طبقات حاصل از مودهای مختلف

طبقه	حداکثر برش طبقات حاصل از مود اول	حداکثر برش طبقات حاصل از مود اول ۱/۳ 3	حداکثر برش طبقات حاصل از ۱۲ مود اول	ستون سوم > ستون دوم
۵	۱۷۸	۲۳۱/۴	۲۰۷	بله
۴	۳۲۹	۴۲۷/۷	۳۴۷	بله
۳	۴۴۲	۵۷۴/۶	۴۵۵	بله
۲	۵۱۴	۶۶۸/۲	۵۳۱	بله
۱	۵۴۴/۵	۷۰۸	۵۸۰	بله

۸-۱۸ تعریف رابطه‌ی بار - تغییر شکل

جزئیات رابطه‌ی بار - تغییر شکل اعضا که عبارتند از پارامترهای مدل‌سازی (a, b, c) و فرضیات مربوط از جمله قرینه بودن نسبت به مبدا برای مصالح فولادی، و هم چنین شیب قسمت BC منحنی، که براساس مفاد دستورالعمل مقادیر عددی آن‌ها برای اعضا و مقاطع مختلف قابل محاسبه است، در شکل ۸-۱۸ مشاهده می‌شود.



شکل ۸-۱۸- منحنی رفتاری بار-تغییر شکل اعضا

براساس مفاد دستورالعمل، با توجه به نوع المان و اندازه مقطع، پارامترهای مدل‌سازی (a, b, c) از دستورالعمل استخراج یا (محاسبه شده) و برای تمام المان‌ها (تمام تیرها و ستون‌ها) در مدل تعریف می‌شوند. طبق دستورالعمل، پارامترهای مدل‌سازی (a, b, c) برای تیرها (خمش و برش) و ستون‌ها (اندرکنش خمش و محوری) تعریف شده‌اند. چون مصالح فولادی هستند، منحنی رفتاری نسبت به نقطه مبدا متقارن بوده و شیب قسمت BC برابر ۳٪ شیب قسمت AB لحاظ می‌شود. مقادیر پارامترهای مذکور برای المان‌های تیر و ستون به ترتیب در جداول ۸-۲۱ و ۸-۲۲ آورده شده‌اند.

جدول ۸-۲۱- پارامترهای مدل سازی تیرها

ملاحظات	c	b	a	پارامترها	المان
$F_{ye} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ $P = 420 / (F_{ye})^{0.5} = 8.57$ $Q = 545 / (F_{ye})^{0.5} = 11.12$ $M = 3185 / (F_{ye})^{0.5} = 65.01$ $N = 5365 / (F_{ye})^{0.5} = 109.5$	0.6	11	9	$h/t_w = 31.25$ $b_f/2t_f = 6.0$	PG-1
	0.6	11	9	$h/t_w = 31.25$ $b_f/2t_f = 7.50$	PG-2
	0.6	11	9	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 5.0$	PG-3
	0.6	11	9	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 6.67$	PG-4
	0.6	11	9	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 5.0$	PG-5
	0.6	11	9	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 6.25$	PG-6

جدول ۸-۲۲- پارامترهای مدل سازی ستون ها

ملاحظات	c	b	a	پارامترها	المان
$F_{ye} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ $P = 920 / (F_{ye})^{0.5} = 18.78$ $Q = 1590 / (F_{ye})^{0.5} = 32.46$	0.6	11	9	$b/t_0 = 10.0$	C-1
	0.6	11	9	$b/t_0 = 12.5$	C-2
	0.6	11	9	$b/t_0 = 16.67$	C-3

۸-۱۹ تحلیل غیر خطی

روند انجام تحلیل غیرخطی و ارزیابی اعضا به ترتیب ذکر شده در بند ۵-۶-۴ است.

۸-۱۹-۱ تحلیل غیر خطی اولیه

در محاسبه‌ی جابه‌جایی یا تغییر مکان هدف نهایی سازه، لازم است تا سختی موثر سازه مبنای محاسبات قرار گیرد، این در حالی است که سختی موثر سازه خود تابعی از تغییر مکان هدف است. بنابراین در حالت کلی لازم است تا با شروع از وضعیت اولیه سازه (استفاده از K_t در محاسبات) تغییر مکان هدف با استفاده از یک روش تکرار و با اصلاح سختی موثر در هر مرحله محاسبه شود.

پس از اتمام تعریف مربوط به غیرخطی بودن مدل، می‌توان تحلیل اولیه غیر خطی را با محاسبه تغییر مکان هدف اولیه انجام و منحنی‌های تغییر مکان نسبت به برش پایه سازه را برای دو جهت اصلی متعامد، ترسیم نمود. سپس براساس نمودارهای ترسیم شده، منحنی رفتار دو خطی سازه را به دست آورد. پس از ترسیم منحنی رفتار دو خطی سازه، محاسبه K_e امکان‌پذیر خواهد بود، و بعد از محاسبه K_e ، می‌توان T_e و در

نهایت تغییر مکان هدف نهایی سازه را محاسبه کرد. براساس بند ۳-۳-۳ دستورالعمل بهسازی و رابطه‌ی زیر برای شروع انجام تحلیل غیر خطی مقدار تغییر مکان هدف اولیه محاسبه می‌شود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_3 (T_i/2\pi)^2$$

$$C_0 = 1.4$$

$$C_1 = 1.0$$

$$C_2 = 1.0$$

$$C_3 = 1.0$$

$$T_i = 1.22 \text{ sec}$$

برای سطح خطر-۱:

$$S_a = 0.77 \text{ cm/s}^2$$

$$\blacktriangleright \delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_3 S_a (T_i/2\pi)^2 = 25.03 \text{ cm}$$

تغییر مکان هدف اولیه (برای سطح خطر-۱)

$$\delta(\text{target})_{x,y} = 25.03 \text{ cm}$$

و برای سطح خطر-۲:

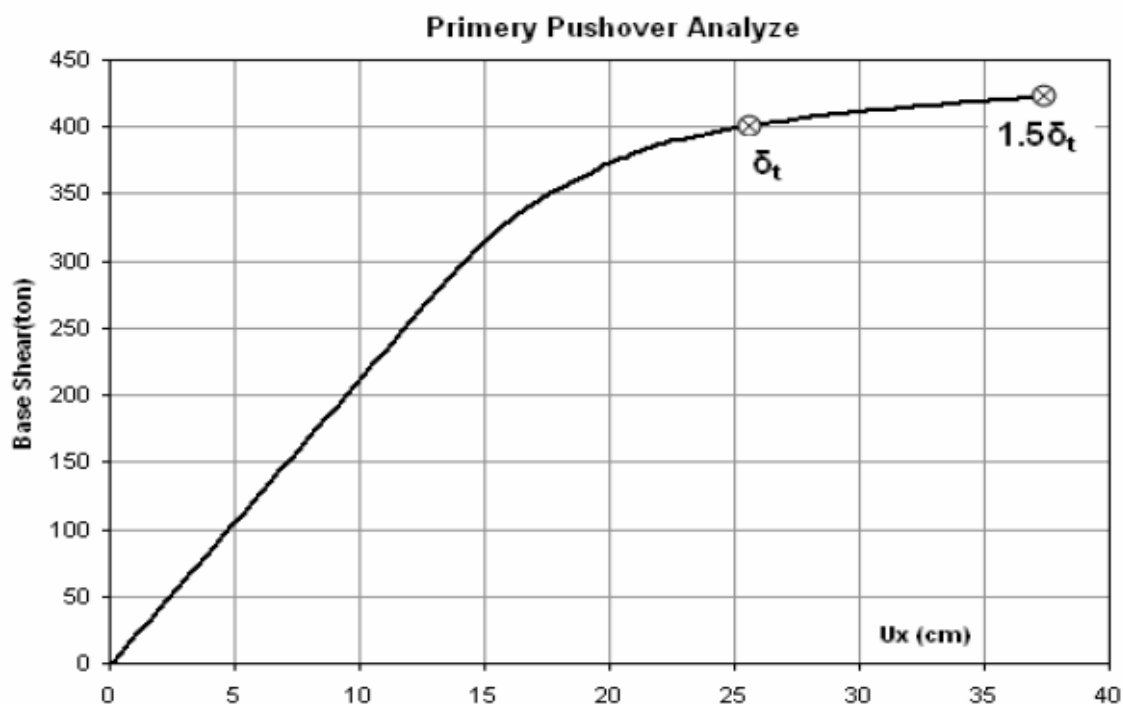
$$S_a = 1.117 \text{ cm/s}^2$$

$$\blacktriangleright \delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_3 S_a (T_i/2\pi)^2 = 36.30 \text{ cm}$$

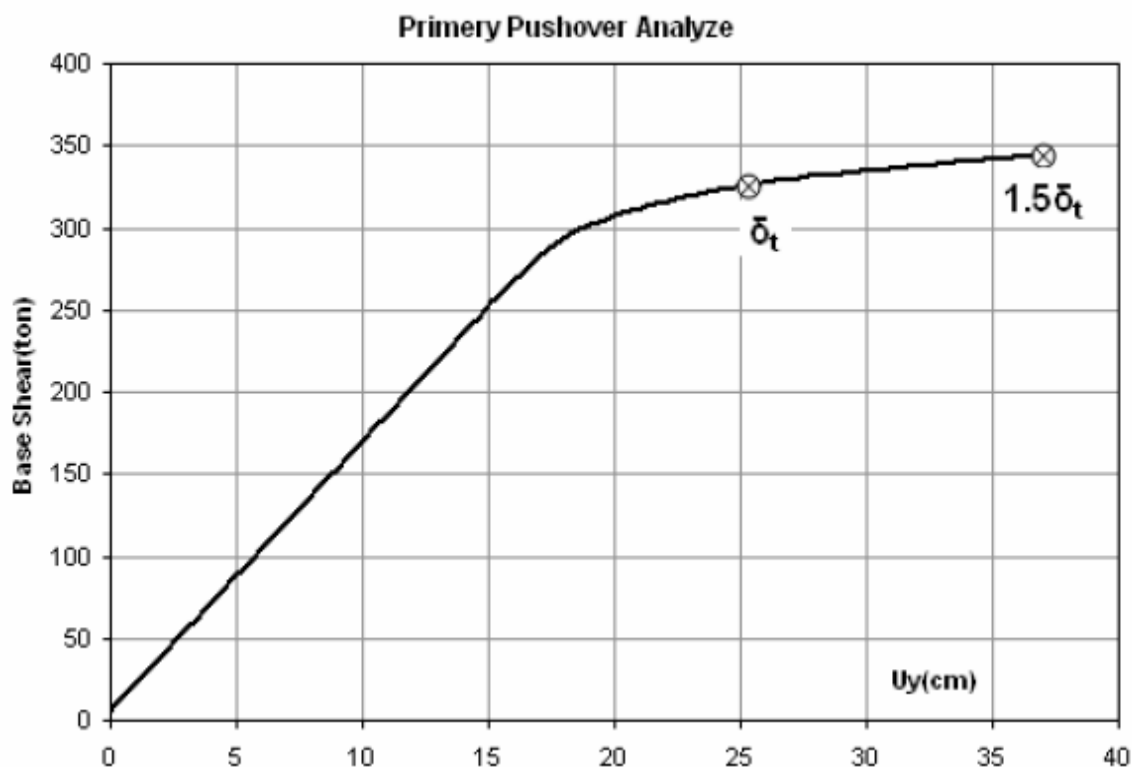
تغییر مکان هدف اولیه (برای سطح خطر-۲)

$$\delta(\text{target})_{x,y} = 36.30 \text{ cm}$$

براساس تغییر مکان هدف اولیه محاسبه شده، منحنی‌های رفتاری ترسیم می‌شوند که در اشکال ۸-۱۹ و ۸-۲۰ ارائه شده‌اند.



شکل ۸-۱۹- منحنی برش پایه نسبت به تغییر مکان جانبی اولیه‌ی ساختمان در جهت X



شکل ۸-۲۰- منحنی برش پایه نسبت به تغییر مکان جانبی اولیه‌ی ساختمان در جهت y

پس از رسم منحنی های مربوط، براساس بند ۳-۳-۳ دستورالعمل بهسازی، اقدام به ترسیم منحنی رفتاری دو خطی سازه نموده و با توجه به منحنی های رفتاری به دست آمده، مقدار K_e محاسبه می شود. پس از انجام روش سعی و خطا بر روی منحنی های رفتاری به دست آمده، همان طور که در اشکال ۸-۲۱ و ۸-۲۳ مشاهده می شود مقادیر K_e برابر با K_i بوده و در نتیجه $T_e = T_i$ است. یعنی در این سازه در این مثال مقدار تغییر مکان هدف نهایی، برابر تغییر مکان هدف اولیه است.

۸-۱۹-۲ تحلیل غیر خطی نهایی

براساس موارد مطرح شده در بند قبل (بند ۸-۱۹-۱)، مشاهده شد، برای سطح خطر-۱، تغییر مکان هدف نهایی برابر تغییر مکان هدف اولیه است. با توجه به نوع رفتار سازه برای سطح خطر-۲ نیز براساس مربوط تغییر مکان هدف نهایی به شکل زیر محاسبه می شود

$$\delta(\text{target})_{x,y} = 25.03 \text{ cm} \quad \text{تغییر مکان هدف نهایی در سطح خطر-۱:}$$

$$\delta(\text{target})_{x,y} = 36.30 \text{ cm} \quad \text{تغییر مکان هدف نهایی در سطح خطر-۲:}$$

برای ارزیابی سازه باید معیارهای پذیرش به مفاصل پلاستیک تعریف شده اختصاص یابد. براساس مفاد دستورالعمل و نوع المان و مشخصات هندسی مقاطع معیارهای پذیرش تیرها و ستون ها به ترتیب مطابق جداول ۸-۲۳ و ۸-۲۴ وارد مدل می شود.

جدول ۸-۲۳- معیارهای پذیرش تیرها

ملاحظات	CP	LS	IO	پارامترها	المان
$F_{ye} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ $P = 420 / (F_{ye})^{0.5} = 8.57$ $Q = 545 / (F_{ye})^{0.5} = 11.12$ $M = 3185 / (F_{ye})^{0.5} = 65.01$ $N = 5365 / (F_{ye})^{0.5} = 109.5$	11	9	1	$h/t_w = 31.25$ $b_f/2t_f = 6.0$	PG-1
	11	9	1	$h/t_w = 31.25$ $b_f/2t_f = 7.50$	PG-2
	11	9	1	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 5.0$	PG-3
	11	9	1	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 6.67$	PG-4
	11	9	1	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 5.0$	PG-5
	11	9	1	$h/t_w = 25.0$ $b_f/2t_f = 6.25$	PG-6

جدول ۸-۲۴- معیارهای پذیرش ستون‌ها

ملاحظات	CP	LS	IO	پارامترها	المان
$F_{ye} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ $P = 920 / (F_{ye})^{0.5} = 18.78$ $Q = 1590 / (F_{ye})^{0.5} = 32.46$	$P/P_{CL} < 0.15$				
	11	9	1	$b/t_0 = 10.0$	C-1
	11	9	1	$b/t_0 = 12.5$	C-2
	11	9	1	$b/t_0 = 16.67$	C-3
	$0.15 < P/P_{CL} < 0.5$				
	r_4	r_3	0.25	$b/t_0 = 10.0$	C-1
	11	9	0.25	$b/t_0 = 12.5$	C-2
	11	9	0.25	$b/t_0 = 16.67$	C-3

۸-۲۰ کنترل معیارهای پذیرش

برای بررسی اعضای ساختمان، مدل سازه باید در هر سطح خطر تحت توزیع بارهای جانبی او ۲ تا رسیدن به تغییرمکان‌های هدف مربوطه تحلیل غیرخطی (Pushover) شود، همان‌طور که قبلاً نیز گفته شد، دو نوع ترکیب بار ثقلی مجزا به شرح زیر در ترکیب با بارهای زلزله، در نظر گرفته می‌شوند.

$$Q_G = 1.1 \times (Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9 \times Q_D$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر است.

به منظور به دست آوردن نیروها و تغییر شکل های اعضا از ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل و حالت کنترل شونده توسط نیرو استفاده شده است. این ترکیب بارها در ذیل آورده شده اند.

ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل:

1. PUSHG1	$1.1 \times (Q_D + Q_L)$
2. PUSHD1	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(L1)$
3. PUSHD2	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(L1)$
4. PUSHD3	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(L1)$
5. PUSHD4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(L1)$
6. PUSHD5	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(L2)$
7. PUSHD6	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(L2)$
8. PUSHD7	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(L2)$
9. PUSHD8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(L2)$
10. PUSHG2	$0.9 \times Q_D$
11. PUSHD9	$0.9 \times Q_D + EX(L1)$
12. PUSHD10	$0.9 \times Q_D - EX(L1)$
13. PUSHD11	$0.9 \times Q_D + EY(L1)$
14. PUSHD12	$0.9 \times Q_D - EY(L1)$
15. PUSHD13	$0.9 \times Q_D + EX(L2)$
16. PUSHD14	$0.9 \times Q_D - EX(L2)$
17. PUSHD15	$0.9 \times Q_D + EY(L2)$
18. PUSHD16	$0.9 \times Q_D - EY(L2)$

و به همین ترتیب ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط نیرو:

1. PUSHG1	$1.1 \times (Q_D + Q_L)$
2. PUSHF1	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
3. PUSHF2	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
4. PUSHF3	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
5. PUSHF4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
6. PUSHF5	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
7. PUSHF6	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
8. PUSHF7	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
9. PUSHF8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
10. PUSHF9	$0.9 \times Q_D + EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
11. PUSHF10	$0.9 \times Q_D + EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
12. PUSHF11	$0.9 \times Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
13. PUSHF12	$0.9 \times Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
14. PUSHF13	$0.9 \times Q_D + EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
15. PUSHF14	$0.9 \times Q_D + EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
16. PUSHF15	$0.9 \times Q_D - EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
17. PUSHF16	$0.9 \times Q_D - EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$

Q_D بار مرده؛

Q_L بار زنده؛

EX بار زلزله در جهت؛

EY بار زلزله در جهت؛

C₁، C₂ و C₃ ضرایب تعریف شده در بند ۸-۹ هستند؛
J ضریب کاهش بار براساس بند ۳-۴-۱-۱ دستورالعمل بهسازی است؛
L1 مربوط به الگوی بار شماره ۱ است؛
L2 مربوط به الگوی بار شماره ۲ است؛

برای انجام تحلیل خطی استاتیکی، ابتدا سازه تحت بار یا ترکیب بارهای ثقلی G₁ و G₂ به صورت کنترل نیرویی تحلیل غیر خطی می‌شود، سپس هر کدام از این تحلیل‌های انجام شده برای ترکیبات بعدی مانند PUSHHD1 یا PUSHHD2 به‌عنوان بار اولیه یا شرایط اولیه بارگذاری محسوب شده و به صورت کنترل تغییر مکانی تحلیل گام به گام انجام می‌شود تا نقطه کنترل مرکز جرم بام، به مقدار تغییرمکان هدف مربوط برسد. برای بررسی معیارهای پذیرش المان‌های سازه باید مقادیر نیازها و ظرفیت آن‌ها برای تلاش‌های کنترل شونده با نیرو محاسبه و همچنین مفاصل پلاستک ایجاد شده در المان‌ها برای تلاش‌های کنترل شونده با تغییر شکل، با توجه به سطح خطر مربوط مورد ارزیابی قرار گیرند.

مقادیر نیاز اعضا، پس از انجام تحلیل‌های غیرخطی براساس ترکیب بارهای مختلف (طبق بند قبل)، در المان‌های تیر و ستون در نقاط مختلف و برای ترکیب بارهای مورد نظر استخراج می‌شود.

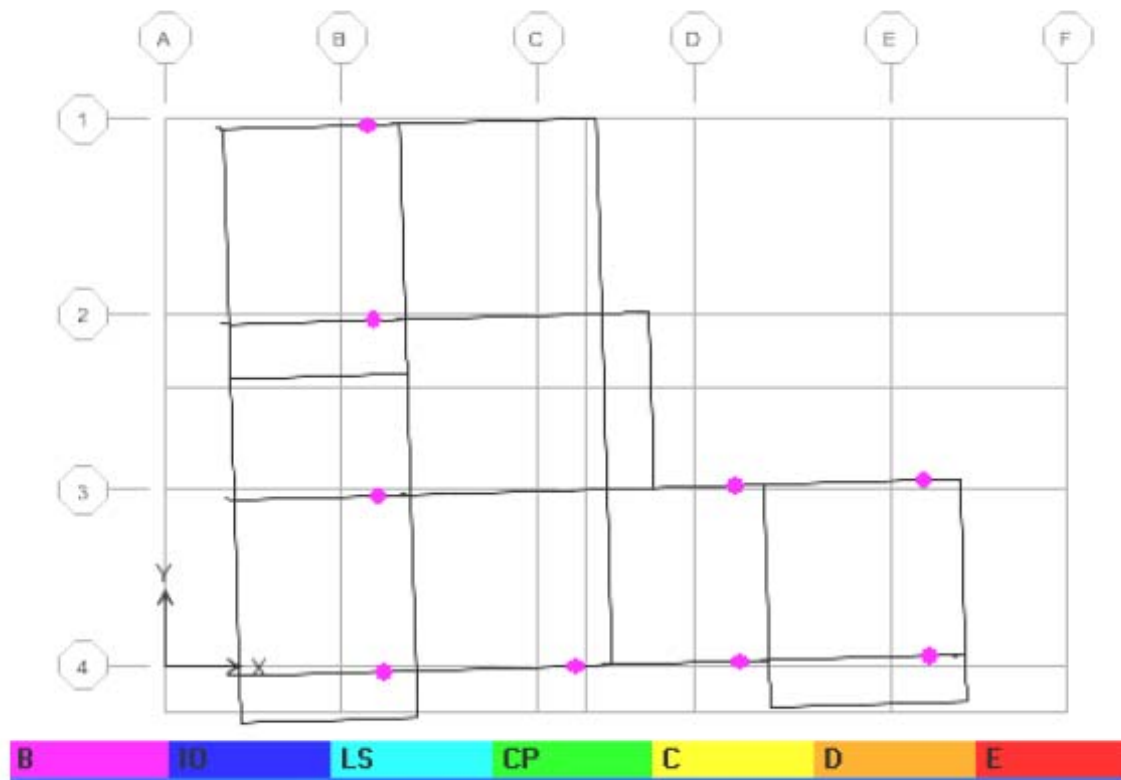
۸-۲۰-۱ کنترل معیارهای پذیرش تیرها

مقادیر نیاز با مقادیر ظرفیت برشی تیرها در جدول ۸-۲۵ گنجانده شده است.

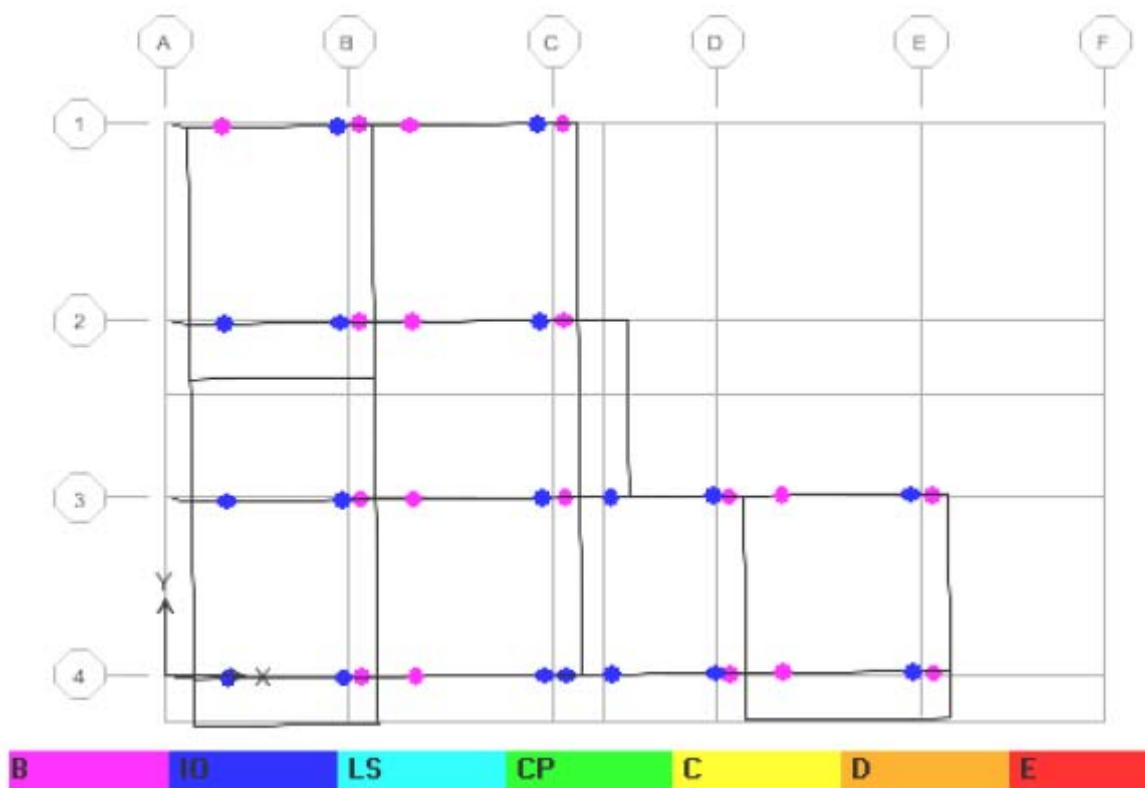
جدول ۸-۲۵- معیارهای پذیرش برخی از تیرها در سطح خطر-۱

Story	Beam		Load	Loc	V2	VCE	A.C.
				m	ton	ton	
STORY3	B19	PG-6	PUSH1	4.9	27.8	36	0.77
STORY3	B19	PG-6	PUSH3	0.1	-11.4	36	0.32
STORY3	B19	PG-6	PUSH3	4.9	11.4	36	0.32
STORY3	B19	PG-6	PUSH4	4.9	11.8	36	0.33
STORY3	B19	PG-6	PUSH6	0.1	-25.9	36	0.72
STORY5	B21	PG-2	PUSH1	4.9	10.2	28	0.36
STORY5	B21	PG-2	PUSH4	0.1	-6.5	28	0.23
STORY5	B21	PG-2	PUSH6	0.1	-9	28	0.32
STORY1	B27	PG-1	PUSH1	4.4	0.6	28	0.02
STORY1	B27	PG-1	PUSH3	4.4	5	28	0.18
STORY1	B27	PG-1	PUSH4	0.1	-4.9	28	0.18
STORY1	B27	PG-1	PUSH6	0.1	-0.7	28	0.03
STORY2	B38	PG-5	PUSH3	4.9	13.7	36	0.38
STORY2	B38	PG-5	PUSH4	0.1	-13.7	36	0.38
STORY4	B39	PG-3	PUSH3	4.9	9.9	36	0.28
STORY4	B39	PG-3	PUSH4	0.1	-10.7	36	0.30
STORY1	B46	PG-3	PUSH1	4.9	11.8	36	0.33
STORY1	B46	PG-3	PUSH3	4.9	10.1	36	0.28
STORY1	B46	PG-3	PUSH4	0.1	-9.7	36	0.27
STORY1	B46	PG-3	PUSH6	0.1	-14.5	36	0.40

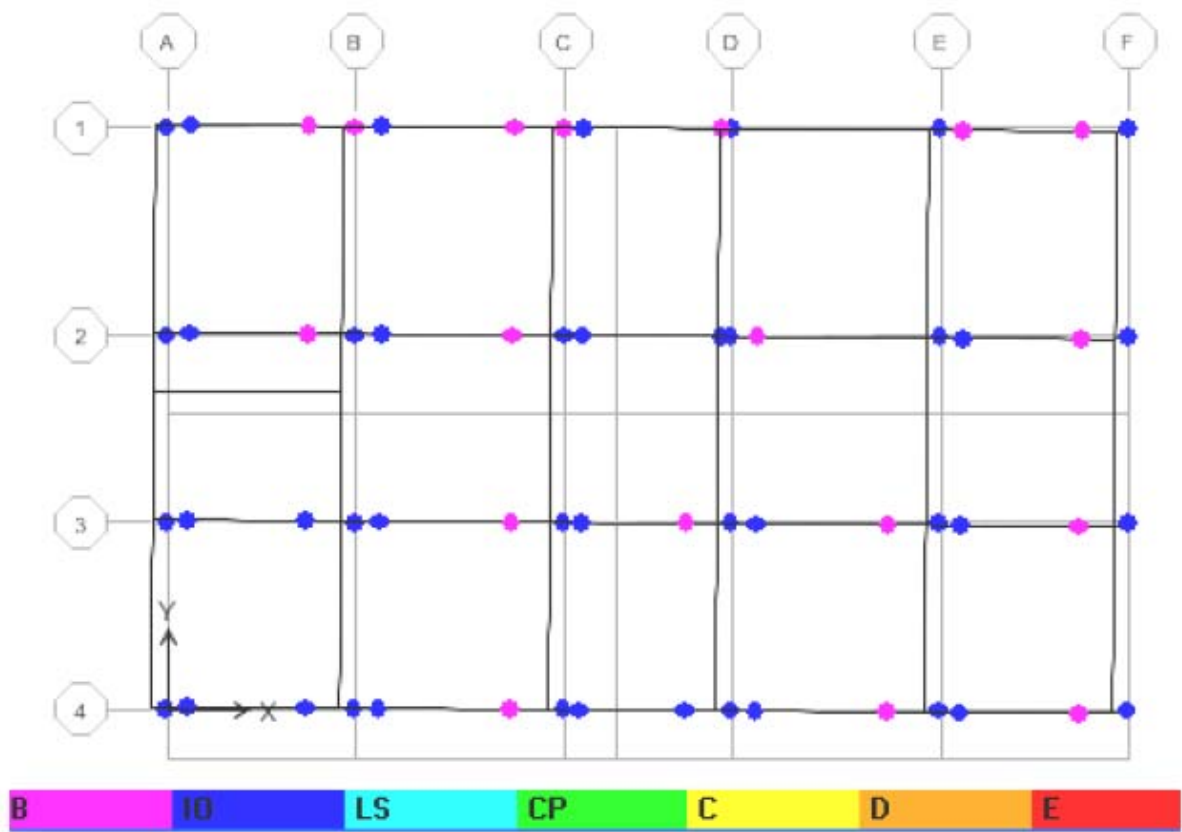
برای بررسی و تعیین چگونگی رفتار خمشی تیرها، مفاصل پلاستیک تشکیل شده در آنها در آخرین گام بارگذاری (متناظر با تغییرمکان هدف نهایی)، و با توجه به سطح خطر مربوطه بررسی می‌شوند. که نمونه‌ای از آنها در اشکال ۸-۲۱ تا ۸-۲۴ نشان داده شده است. در این شکل‌ها در سقف‌های مختلف و سطوح خطر مورد نظر نوع و تعداد تیرهایی که در آنها مفاصل پلاستیک تشکیل شده را مشاهده نمود.



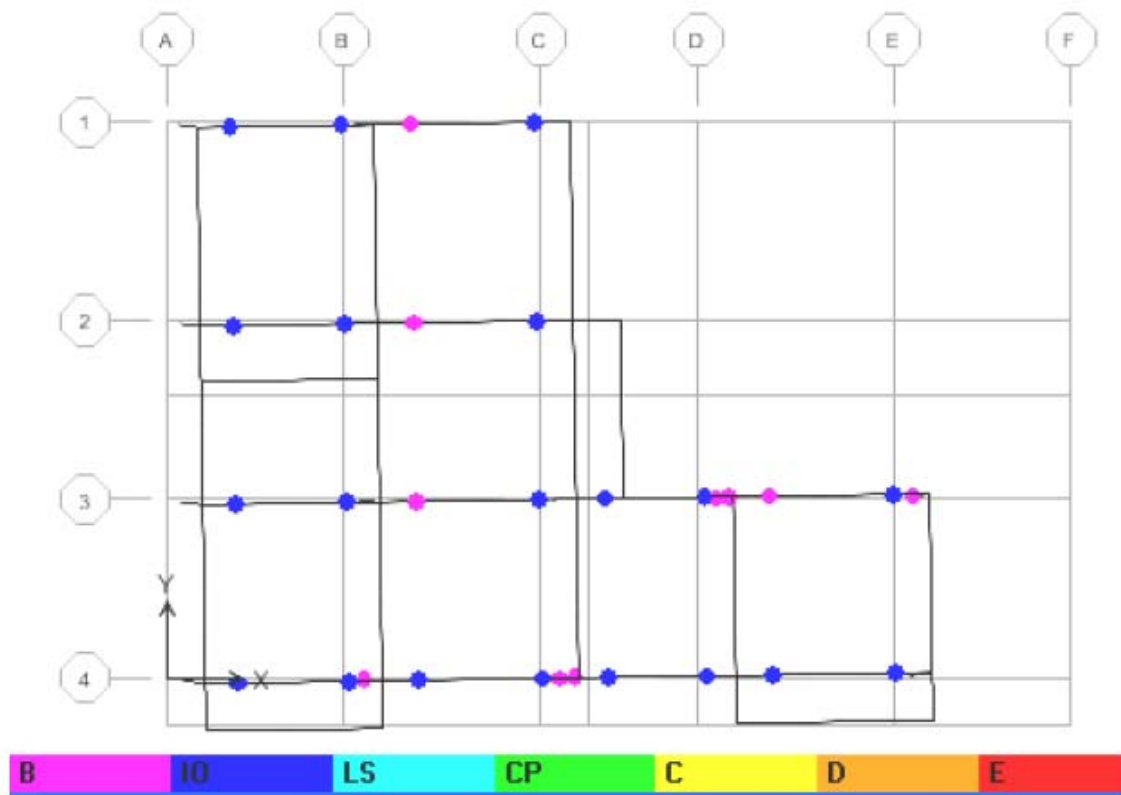
شکل ۸-۲۱- مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سطح خطر-۱ در سقف پنجم



شکل ۸-۲۲- مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سطح خطر-۱ در سقف دوم



شکل ۸-۲۳- مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سطح خطر ۲- در سقف اول



شکل ۸-۲۴- مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سطح خطر ۲- در سقف دوم

۸-۲۰-۲ کنترل معیارهای پذیرش ستون ها

بر اساس مفاد فصل ۵ دستورالعمل بهسازی، و با توجه جدول ۸-۲۴، مشاهده می شود که مقادیر معیارهای پذیرش ستون ها به تلاش های ایجاد شده در ستون ها در ترکیبات مختلف بارگذاری، وابسته بوده و پس از انجام هر تحلیل غیرخطی با توجه به تلاش های ایجاد شده در ستون ها مقادیر آن ها باید اصلاح شوند، که در نهایت با اصلاح مقدار θ_y (که θ_y چرخش حد تسلیم المان در رفتار غیرخطی است.) این نتیجه حاصل می شود. مقادیر θ_y برای یکی از ترکیب بارها در جدول ۸-۲۶ ارایه شده است.

جدول ۸-۲۶- نتایج ارزیابی ستون ها (مقادیر θ_y) برای ترکیب بار شماره ۳

Story	Col	P	V22	V33	M22	M33	PCE	PCL	P/PCL	Result (P/PCL)	θ_y
		ton	ton	ton	t.m	t.m	ton	ton			(Rad)
5	C1	-7.4	-1.9	6.4	8.6	-2.5	284.7	262.3	0.03	Ok	-
4	C1	-12.1	-2.1	11.7	15.7	-3.2	289.6	266.4	0.05	Ok	-
3	C1	-13.8	-2.2	12.9	18.3	-3.3	382.9	351.9	0.04	Ok	-
2	C1	-12.8	-2.8	17.1	26.6	-3.9	384.2	353.0	0.04	Ok	-
1	C1	-9.0	-6.2	18.0	41.4	-9.6	396.4	363.3	0.02	Ok	-
5	C2	-13.2	-1.6	6.0	7.3	-2.4	302.9	277.6	0.05	Ok	-
4	C2	-25.7	-2.3	10.1	13.8	-3.5	302.2	277.1	0.09	Ok	-
3	C2	-32.7	-3.0	14.0	19.7	-4.6	484.0	443.7	0.07	Ok	-
2	C2	-36.0	-3.0	16.2	24.5	-3.6	483.0	442.8	0.08	Ok	-
1	C2	-37.9	-8.9	18.2	46.8	-15.4	489.9	448.6	0.08	Ok	-
5	C3	-9.1	0.1	4.0	4.3	0.2	303.7	278.4	0.03	Ok	-
4	C3	-17.5	-1.1	8.9	12.8	-1.7	303.8	278.5	0.06	Ok	-
3	C3	-20.2	-1.4	10.8	14.1	-2.2	399.3	365.8	0.06	Ok	-
2	C3	-22.9	-1.7	12.6	20.8	-1.9	398.2	364.8	0.06	Ok	-
1	C3	-29.4	-7.8	12.5	33.7	-14.0	401.6	367.7	0.08	Ok	-
5	C4	-12.6	-1.1	6.5	9.0	-1.5	303.7	278.4	0.05	Ok	-
4	C4	-22.9	-1.8	11.5	16.8	-2.8	303.2	277.9	0.08	Ok	-
3	C4	-26.1	-2.4	15.9	21.7	-3.8	485.5	445.0	0.06	Ok	-
2	C4	-29.1	-2.8	15.8	25.6	-3.5	484.4	444.0	0.07	Ok	-
1	C4	-33.0	-9.7	9.8	30.2	-17.0	490.4	449.1	0.07	Ok	-
5	C5	-8.0	1.7	6.6	9.7	2.5	296.3	272.1	0.03	Ok	-
4	C5	-12.4	0.2	11.2	16.2	0.4	295.0	271.0	0.05	Ok	-
3	C5	-10.3	0.6	15.0	20.3	1.2	467.3	429.5	0.02	Ok	-
2	C5	-7.0	-0.7	18.2	32.3	-0.8	472.8	434.1	0.02	Ok	-
1	C5	-11.4	-9.2	7.3	22.2	-16.5	490.9	449.5	0.03	Ok	-
1	C6	-2.1	-4.5	5.5	12.2	-9.4	310.1	283.8	0.01	Ok	-
5	C7	-17.1	-1.8	11.0	15.4	-2.8	291.6	268.1	0.06	Ok	-
4	C7	-33.8	-1.7	16.9	25.0	-2.6	302.0	276.9	0.12	Ok	-

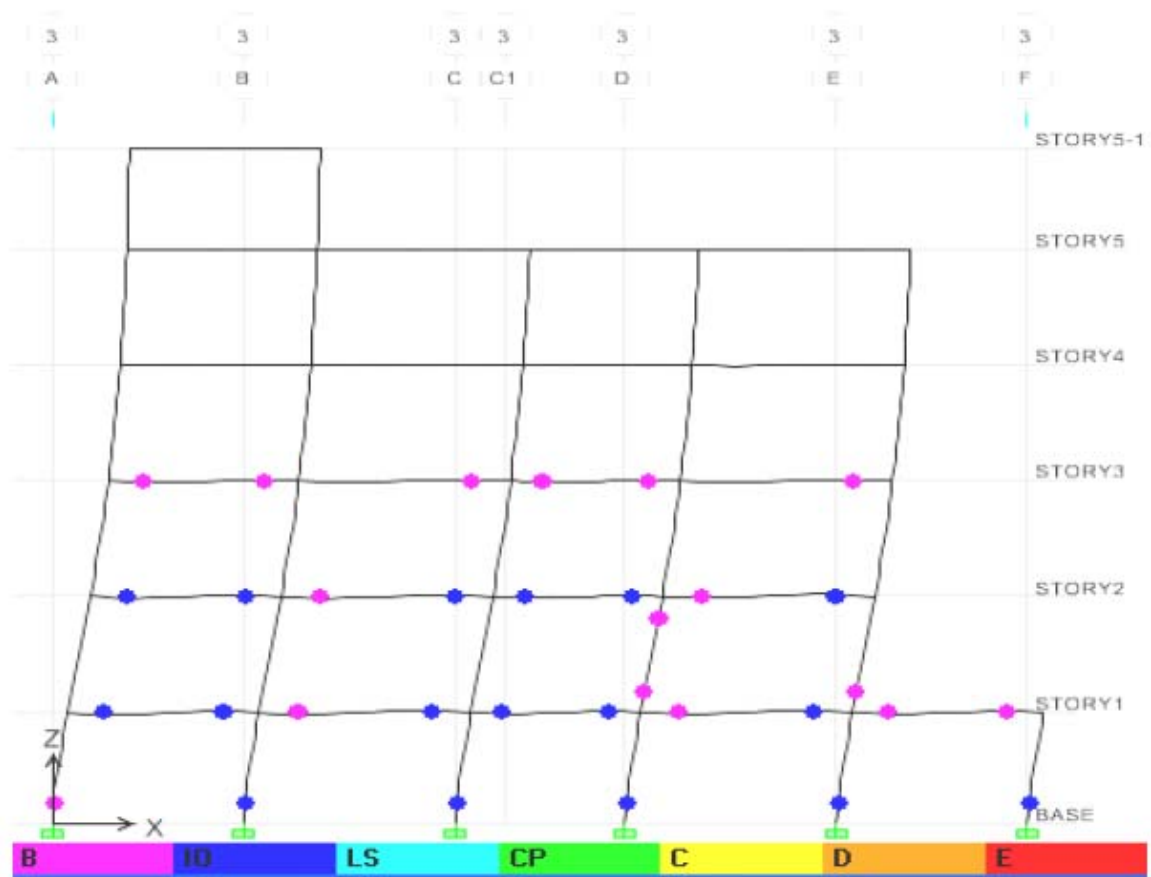
جدول ۸-۲۶- ادامه

Story	Col	P	V22	V33	M22	M33	PCE	PCL	P/PCL	Result (P/PCL)	θ_y
		ton	ton	ton	t.m	t.m	ton	ton			(Rad)
1	C7	-81.7	-3.7	24.7	49.2	-5.9	490.4	449.1	0.18	0.15<P/Pcl<0.5	0.0039
5	C8	-26.3	-1.6	9.3	12.4	-2.0	299.8	275.1	0.10	Ok	-
4	C8	-50.3	-1.0	15.7	24.2	-1.6	304.3	278.9	0.18	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
3	C8	-74.6	-1.3	23.1	32.6	-1.9	485.2	444.7	0.17	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
2	C8	-102.	-1.1	26.9	44.3	-1.4	482.9	442.7	0.23	0.15<P/Pcl<0.5	0.0038
1	C8	-126.	-3.6	21.7	45.0	-5.8	489.7	448.5	0.28	0.15<P/Pcl<0.5	0.0035
5	C9	-19.8	1.0	8.9	12.8	1.2	304.7	279.2	0.07	Ok	-
4	C9	-44.9	0.2	14.5	21.6	0.3	305.1	279.6	0.16	0.15<P/Pcl<0.5	0.0042
3	C9	-73.7	0.3	21.0	30.3	0.4	486.6	445.9	0.17	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
2	C9	-99.2	0.6	23.0	37.1	1.6	484.4	444.0	0.22	0.15<P/Pcl<0.5	0.0039
1	C9	-122.	-2.5	18.7	43.7	-4.7	490.4	449.1	0.27	0.15<P/Pcl<0.5	0.0035
5	C10	-16.5	-0.9	4.4	5.8	-1.3	303.7	278.4	0.06	Ok	-
4	C10	-43.7	-0.8	10.6	15.9	-1.3	303.8	278.5	0.16	0.15<P/Pcl<0.5	0.0042
3	C10	-78.5	-0.9	13.0	17.3	-1.4	399.3	365.8	0.21	0.15<P/Pcl<0.5	0.0039
2	C10	-114	-1.0	16.5	29.0	-1.5	399.0	365.6	0.31	0.15<P/Pcl<0.5	0.0035
1	C10	-142.	-3.2	12.1	29.6	-5.1	402.4	368.4	0.39	0.15<P/Pcl<0.5	0.0031
5	C11	-12.3	2.8	5.8	8.6	4.0	296.3	272.1	0.05	Ok	-
4	C11	-35.3	1.7	10.8	15.6	2.6	295.0	271.0	0.13	Ok	-
3	C11	-64.7	2.4	12.8	15.7	3.8	467.3	429.5	0.15	0.15<P/Pcl<0.5	0.0042
2	C11	-94.7	1.2	20.4	39.4	1.5	472.8	434.1	0.22	0.15<P/Pcl<0.5	0.0039
1	C11	-126.	-3.0	11.9	26.8	-5.3	490.9	449.5	0.28	0.15<P/Pcl<0.5	0.0035
1	C12	-10.9	0.2	8.6	17.0	-1.7	403.1	369.0	0.03	Ok	-
5	C13	-21.3	-1.6	9.9	12.5	-2.7	288.7	265.6	0.08	Ok	-
4	C13	-37.8	-0.9	15.9	24.6	-1.4	299.9	275.2	0.14	Ok	-
3	C13	-54.6	-1.0	23.4	32.8	-1.6	482.8	442.7	0.12	Ok	-
2	C13	-74.6	-0.8	26.8	43.0	-1.7	480.3	440.5	0.17	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
1	C13	-90.7	1.6	23.7	48.9	4.4	488.4	447.4	0.20	0.15<P/Pcl<0.5	0.0038
5	C14	-31.0	-0.8	10.5	14.3	-1.0	299.8	275.1	0.11	Ok	-
4	C14	-58.1	0.6	15.2	22.5	0.8	305.0	279.5	0.21	0.15<P/Pcl<0.5	0.0039
3	C14	-89.7	0.7	20.8	29.3	1.0	486.4	445.7	0.20	0.15<P/Pcl<0.5	0.0040
2	C14	-118.	1.2	25.0	41.0	1.7	482.9	442.7	0.27	0.15<P/Pcl<0.5	0.0037
1	C14	-150.	2.8	20.1	42.8	5.6	489.7	448.5	0.34	0.15<P/Pcl<0.5	0.0033
5	C15	-18.4	2.8	7.9	11.1	3.7	297.9	273.4	0.07	Ok	-
4	C15	-43.3	2.1	13.8	20.6	3.3	299.0	274.3	0.16	0.15<P/Pcl<0.5	0.0042
3	C15	-65.9	2.5	20.7	29.8	3.7	479.4	439.8	0.15	Ok	-
2	C15	-92.0	3.0	23.0	37.1	4.8	474.0	435.2	0.21	0.15<P/Pcl<0.5	0.0039

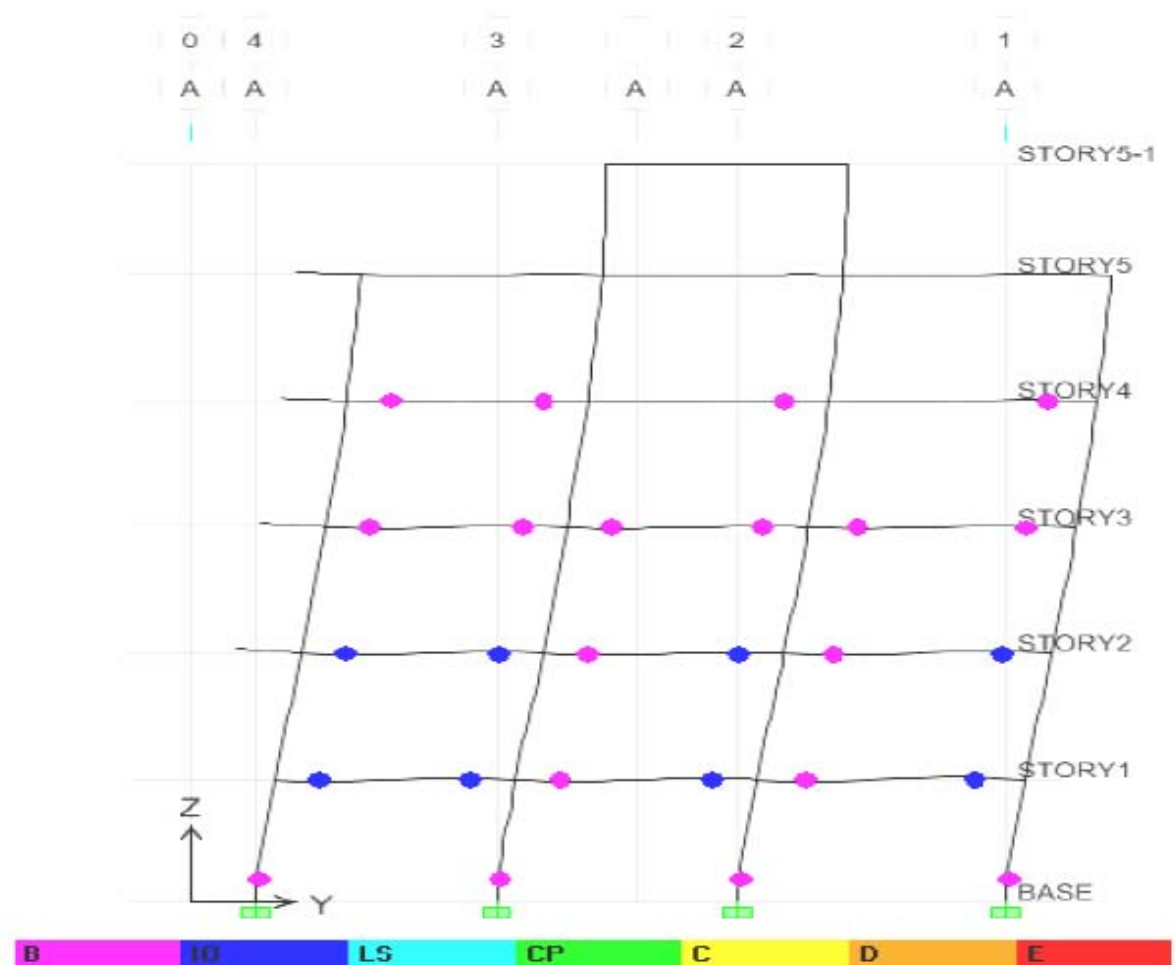
جدول ۸-۲۶- ادامه

Story	Col	P	V22	V33	M22	M33	PCE	PCL	P/PCL	Result (P/PCL)	θ_y
		ton	ton	ton	t-m	t-m	ton	ton			(Rad)
1	C15	-116.	4.0	18.7	43.7	6.8	490.4	449.1	0.26	0.15<P/Pcl<0.5	0.0036
1	C16	-25.0	1.9	15.9	29.8	3.8	312.1	285.5	0.09	Ok	-
1	C17	-30.4	3.4	16.2	29.0	5.8	405.9	371.4	0.08	Ok	-
4	C19	-28.2	0.6	9.5	13.7	0.8	296.0	271.8	0.10	Ok	-
3	C19	-50.3	0.4	10.5	13.0	0.4	386.0	354.5	0.14	Ok	-
2	C19	-72.0	0.9	13.9	22.7	0.4	380.9	350.2	0.21	0.15<P/Pcl<0.5	0.0040
1	C19	-92.5	4.2	16.4	38.7	8.0	393.8	361.1	0.26	0.15<P/Pcl<0.5	0.0036
5	C20	-18.3	1.0	4.2	4.8	1.7	306.7	280.9	0.07	Ok	-
4	C20	-45.8	2.8	7.6	9.1	4.3	306.0	280.3	0.16	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
3	C20	-76.5	3.5	9.0	12.0	5.3	486.4	445.7	0.17	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
2	C20	-110.	4.3	13.3	20.6	6.0	481.5	441.5	0.25	0.15<P/Pcl<0.5	0.0038
1	C20	-141.	8.5	14.8	40.4	14.8	488.4	447.4	0.32	0.15<P/Pcl<0.5	0.0034
5	C21	-12.7	3.5	4.4	4.8	4.8	294.0	270.1	0.05	Ok	-
4	C21	-33.9	3.8	9.1	13.2	5.8	293.6	269.8	0.13	Ok	-
3	C21	-61.9	4.0	11.0	14.4	6.0	382.9	351.8	0.18	0.15<P/Pcl<0.5	0.0041
2	C21	-90.9	4.7	12.9	21.3	6.8	387.4	355.7	0.26	0.15<P/Pcl<0.5	0.0037
1	C21	-118	8.9	11.8	31.9	15.6	400.2	366.5	0.32	0.15<P/Pcl<0.5	0.0033
1	C22	-22.2	7.3	11.5	25.4	13.0	310.8	284.4	0.08	Ok	-
1	C23	-19.6	7.5	8.3	18.4	13.2	310.6	284.2	0.07	Ok	-
1	C24	-12.8	7.6	5.8	12.5	13.2	306.9	281.0	0.05	Ok	-

پس از انجام اصلاحات مورد نیاز و رسیدن به حالتی که دیگر نیازی به تغییر مقادیر θ_y نباشد، می‌توان ستون‌ها را ارزیابی کرد ارزیابی ستون‌ها با بررسی نوع و تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در آخرین گام تحلیل‌های غیرخطی که متناظر با تغییرمکان هدف است امکان پذیر است. برای این سازه بررسی‌های لازم انجام شده و برای نمونه نتایج برخی ستون‌ها در بعضی از ترکیب بارها در اشکال ۸-۲۵ و ۸-۲۶ ارائه شده است.



شکل ۸-۲۵- مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سطح خطر-۱ در محور ۳



شکل ۸-۲۶- مفصل پلاستیک تشکیل شده در سطح خطر-۱ در محور A

پس از ارزیابی تیرها و ستون‌ها در نهایت تعداد و نوع مفصل پلاستیک کل سازه در ترکیب بارهای مختلف قابل بررسی است. که برای نمونه در ترکیب بار شماره‌ی ۳ در سطح خطر- ۱، همان‌طور که در جدول ۸-۲۷-۲۷-۲۸ ارایه شده است، در پایان تحلیل غیرخطی مربوط تعداد ۱۳ مفصل پلاستیک در ناحیه‌ی IO-LS و تعداد ۷۰ مفصل پلاستیک نیز در ناحیه‌ی B-IO تشکیل شده و بقیه مفصل سازه در ناحیه‌ی A-B هستند.

جدول ۸-۲۷- تعداد مفاصل تشکیل شده در ترکیب شماره ۳

Pushover Case PUSH3											
Step	Displac.	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	ton									
0	-0.004	0.00	868	0	0	0	0	0	0	0	868
1	0.0085	20.48	868	0	0	0	0	0	0	0	868
2	0.021	40.95	868	0	0	0	0	0	0	0	868
3	0.0335	61.43	868	0	0	0	0	0	0	0	868
4	0.046	81.90	868	0	0	0	0	0	0	0	868
5	0.0586	102.38	868	0	0	0	0	0	0	0	868
6	0.0711	122.85	868	0	0	0	0	0	0	0	868
7	0.0836	143.33	868	0	0	0	0	0	0	0	868
8	0.0961	163.81	868	0	0	0	0	0	0	0	868
9	0.1086	184.28	868	0	0	0	0	0	0	0	868
10	0.1211	204.76	868	0	0	0	0	0	0	0	868
11	0.1336	225.24	868	0	0	0	0	0	0	0	868
12	0.1462	245.71	867	1	0	0	0	0	0	0	868
13	0.1526	256.26	860	8	0	0	0	0	0	0	868
14	0.1658	276.44	845	23	0	0	0	0	0	0	868
15	0.179	292.28	818	50	0	0	0	0	0	0	868
16	0.1939	304.27	809	59	0	0	0	0	0	0	868
17	0.2066	310.68	800	68	0	0	0	0	0	0	868
18	0.2197	316.26	789	74	5	0	0	0	0	0	868
19	0.233	320.90	785	70	13	0	0	0	0	0	868
20	0.2463	324.37	868	0	0	0	0	0	0	0	868

به همین ترتیب نتایج برای ترکیب بار شماره ۶ در جدول ۸-۲۸ آورده شده است.

جدول ۸-۲۸- تعداد مفاصل تشکیل شده در ترکیب شماره ۶

Pushover Case PUSH6											
Step	Displac.	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	ton									
0	0.0006	0.00	868	0	0	0	0	0	0	0	868
1	-0.0119	-36.59	868	0	0	0	0	0	0	0	868
2	-0.0244	-73.19	868	0	0	0	0	0	0	0	868
3	-0.0369	-109.78	868	0	0	0	0	0	0	0	868
4	-0.0494	-146.38	868	0	0	0	0	0	0	0	868
5	-0.0619	-182.97	868	0	0	0	0	0	0	0	868
6	-0.0745	-219.56	868	0	0	0	0	0	0	0	868
7	-0.087	-256.16	868	0	0	0	0	0	0	0	868
8	-0.0995	-292.75	868	0	0	0	0	0	0	0	868
9	-0.112	-329.34	867	1	0	0	0	0	0	0	868
10	-0.1162	-341.48	859	9	0	0	0	0	0	0	868
11	-0.1297	-379.39	844	24	0	0	0	0	0	0	868
12	-0.1434	-413.39	828	40	0	0	0	0	0	0	868
13	-0.1563	-438.73	811	56	1	0	0	0	0	0	868
14	-0.1694	-458.45	798	62	8	0	0	0	0	0	868
15	-0.1843	-476.13	784	69	15	0	0	0	0	0	868
16	-0.1994	-489.67	775	63	30	0	0	0	0	0	868
17	-0.2126	-497.92	765	55	48	0	0	0	0	0	868
18	-0.2308	-506.25	762	48	58	0	0	0	0	0	868
19	-0.2439	-510.54	760	45	63	0	0	0	0	0	868
20	-0.2497	-512.28	868	0	0	0	0	0	0	0	868

۸-۲۱ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری بخش سازه

با توجه به بررسی‌های المان‌های ساختمان از نظر نوع رفتار (کنترل‌شوندگی با نیرو یا تغییر مکان) و همچنین نوع و تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در گام آخر تحلیل‌های غیرخطی در تمام ترکیبات بار مشاهده شد که:

- ۱- برای اعضای کنترل‌شونده با تغییر مکان مفاصل تشکیل شده از ناحیه ایمنی جانی فراتر نرفته است.
 - ۲- همچنین نسبت معیار پذیرش در اعضای کنترل‌شونده با نیرو از عدد یک تجاوز نمی‌کند.
- با توجه به موارد فوق می‌توان گفت این سازه براساس مفاد دستورات عمل کفایت لازم را دارا بوده و نیازی به بهسازی ندارد.

۸-۲۲ مدل‌سازی پی

پی ساختمان به صورت پی سطحی منفرد و نواری طراحی و اجرا شده است. براساس مفاد فصل ۴ دستورات عمل بهسازی و نقشه‌های موجود، مدل دو بعدی پی توسط نرم افزار اجزای محدود SAFE تهیه شده و مقادیر عکس‌العمل تکیه‌گاه‌ها در گام آخر تحلیل‌های غیرخطی در ترکیب بارهای مربوط، با توجه به در نظر گرفتن اثر همزمان مولفه زلزله در دو جهت متعامد، به مدل پی انتقال یافته است.

خاک زیر پی‌ها به وسیله‌ی فنر مدل شده و ضریب فنری واحد بستر (عکس‌العمل بستر) براساس بند ۴-۴-۲-۱ دستورالعمل و مطابق رابطه ۸-۵، محاسبه شده و در مدل وارد شده است.

$$K_{sv} = 1.3G/[B(1-v)] \quad (8-5)$$

که در آن:

G مدول برشی خاک؛

B عرض نوار؛

v ضریب پواسون؛

است که جزییات و نحوه‌ی محاسبه‌ی ضریب عکس‌العمل بستر برای نوارهای مختلف پی این سازه در ادامه ارائه می‌شود.

برای این ساختمان مقادیر پارامترهای فوق به شرح زیر هستند:

$$\begin{aligned} v &= 0.35 && \text{ضریب پواسون} \\ V_s &= 375 \text{ m/sec} && \text{خاک نوع ۲} \\ \gamma &= 1800 \text{ kg/m}^3 && \text{براساس نوع خاک} \end{aligned}$$

طبق بند ۴-۴-۲-۱ دستورالعمل:

$$\begin{aligned} G_0 &= \gamma V_s^2/g \\ G_0 &= 2580 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

برای نوار ۱۴۰ سانتی‌متری (B = 140 cm)

و سطح خطر-۱ داریم:

طبق جدول ۴-۷ دستورالعمل:

$$\begin{aligned} G/G_0 &= 0.96 \\ G &= 2580 \times 0.96 = 2476.8 \text{ kg/cm}^3 \\ K_{sv} &= 1.3G/[B(1-v)] = 1.3 \times 2476.8 / (140 \times 0.65) \\ K_{sv} &= 35.38 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

و برای سطح خطر ۲- داریم:

طبق جدول ۴-۷ دستورالعمل:

$$\begin{aligned} G/G_0 &= 0.94 \\ G &= 2580 \times 0.94 = 2425.2 \text{ kg/cm}^3 \\ K_{sv} &= 1.3G/[B(1-v)] = 1.3 \times 2425.2 / (140 \times 0.65) \\ K_{sv} &= 34.65 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

برای نوار ۱۲۰ سانتی‌متری و سطح خطر-۱ داریم:

طبق جدول ۴-۷ دستورالعمل:

$$\begin{aligned} G/G_0 &= 0.96 \\ G &= 2580 \times 0.96 = 2476.8 \text{ kg/cm}^3 \\ K_{sv} &= 1.3G/[B(1-v)] = 1.3 \times 2476.8 / (120 \times 0.65) \\ K_{sv} &= 41.28 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

و برای سطح خطر ۲- داریم:

طبق جدول ۴-۷ دستورالعمل:

$$G/G_0 = 0.94$$

$$G = 2580 \times 0.94 = 2425.2 \text{ kg/cm}^3$$

$$K_{sv} = 1.3G/[B(1-v)] = 1.3 \times 2425.2 / (120 \times 0.65)$$

$$K_{sv} = 40.43 \text{ kg/cm}^3$$

مقادیر ضرایب عکس العمل های فوق در مدل پی وارد می شوند.

ظرفیت باربری تجویزی مورد انتظار خاک در مورد یک پی منفرد یا نواری براساس بند ۴-۴-۱-۲ دستورالعمل، به شکل زیر می باشد:

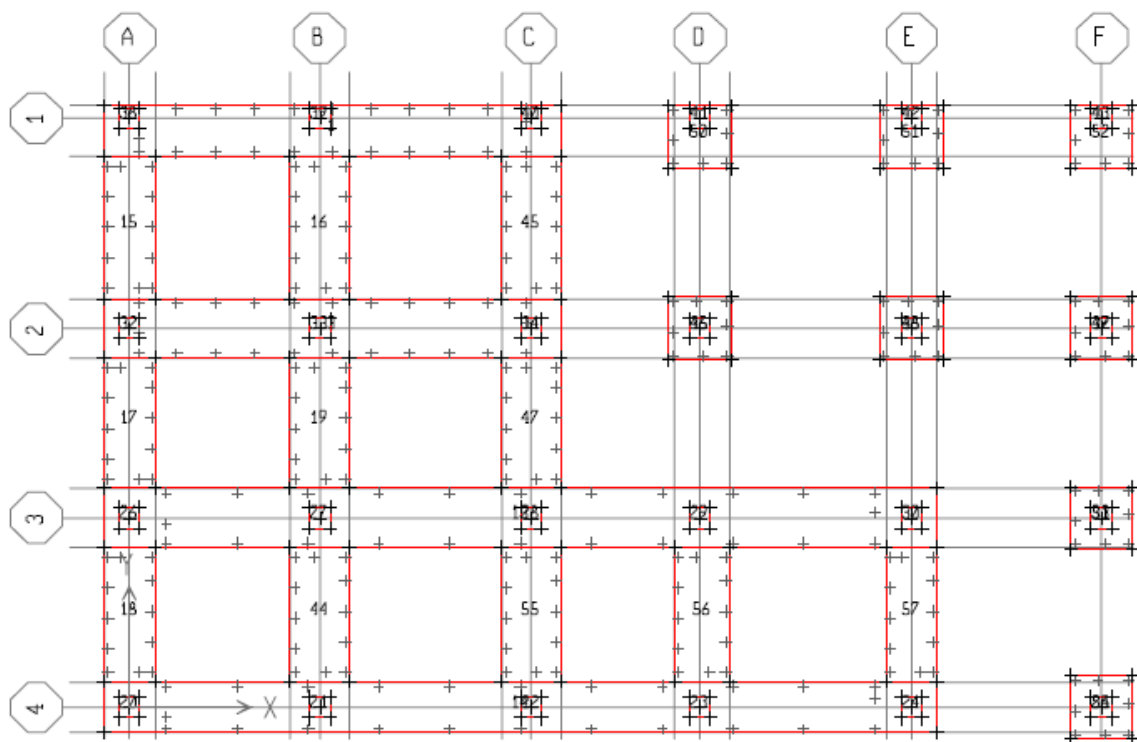
$$q_c = 3q_a = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$
 ظرفیت باربری مورد انتظار خاک

۸-۲۳ کنترل معیارهای پذیرش پی

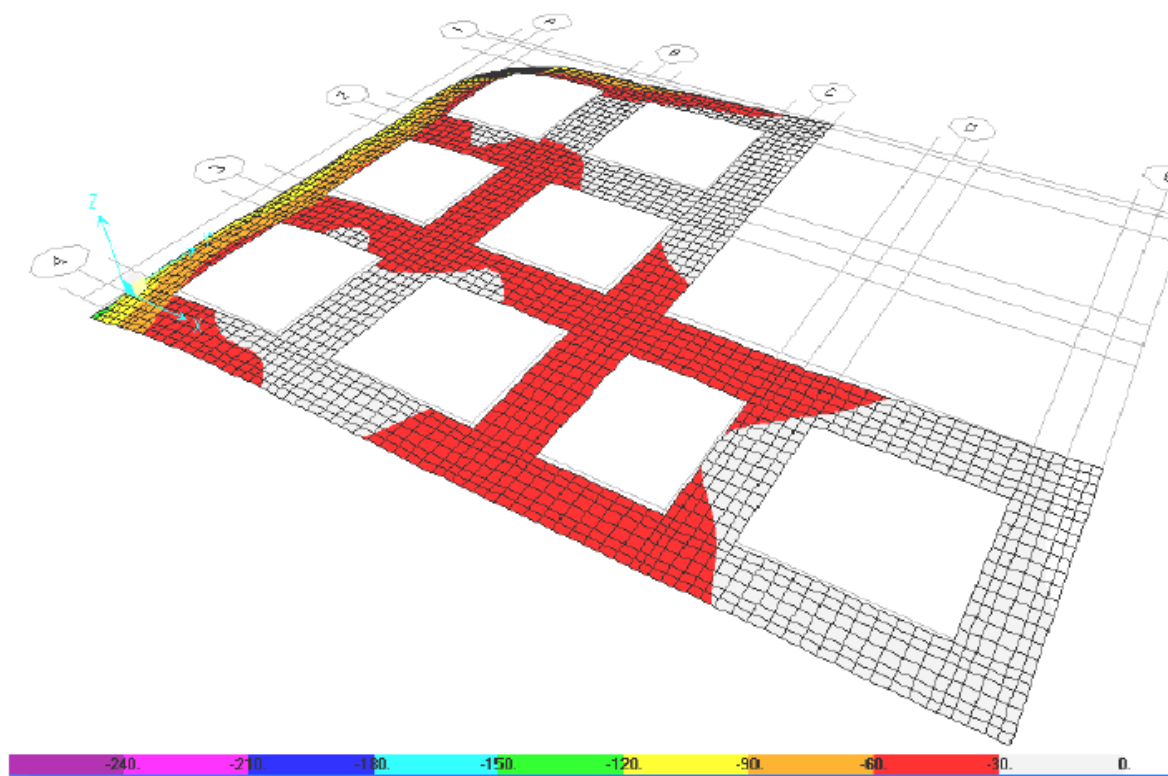
همان طور که بیان شد، نیروهای منتقل شده از سازه به پی با توجه به در نظر گرفتن اثر هم زمان مولفه زلزله در دو جهت اصلی متعامد می باشد. در ارزیابی پی باید هم وضعیت خاک زیر پی تنش یا تغییر شکل، و هم عملکرد سازه ای جسم پی مورد بررسی قرار گیرند. با توجه به نوع تحلیل سازه استاتیکی غیرخطی و مفاد فصل ۴ دستورالعمل بهسازی، خاک زیر پی و سازه پی، هر دو کنترل شونده توسط نیرو بوده و در نتیجه برای ارزیابی خاک، مقدار تنش حداکثر با مقدار ظرفیت باربری تجویزی مورد انتظار مقایسه شده و برای ارزیابی جسم پی مقادیر حداکثر تلاش ها با ظرفیت مقاطع مقایسه می شوند.

۸-۲۳-۱ کنترل معیارهای پذیرش خاک

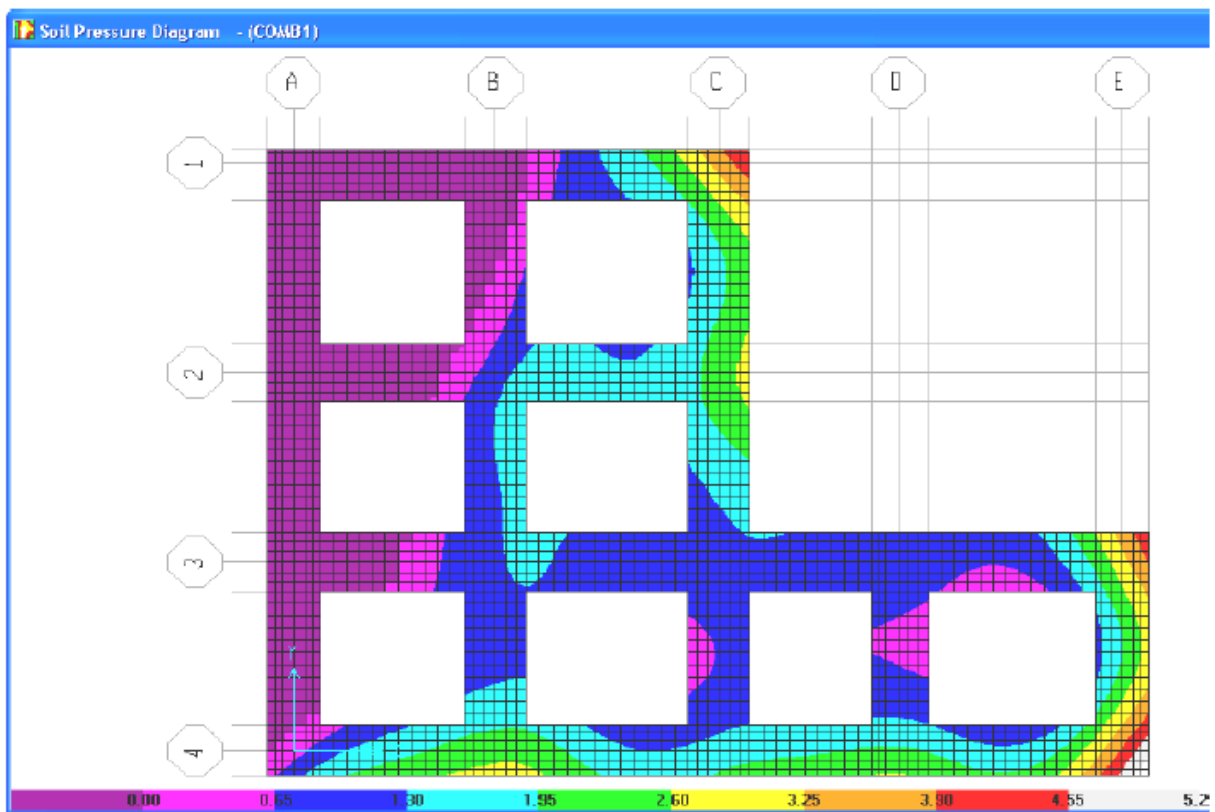
پس از تحلیل مدل پی، رفتار خاک زیر پی و هم چنین رفتار جسم یا المان پی قابل بررسی می باشد. در ادامه نحوه مدل سازی پی و نوع تغییر شکل آن، و مقادیر تنش خاک زیر پی برای برخی از ترکیب بارها، در اشکال ۸-۲۷ الی ۸-۳۲ آورده شده است.



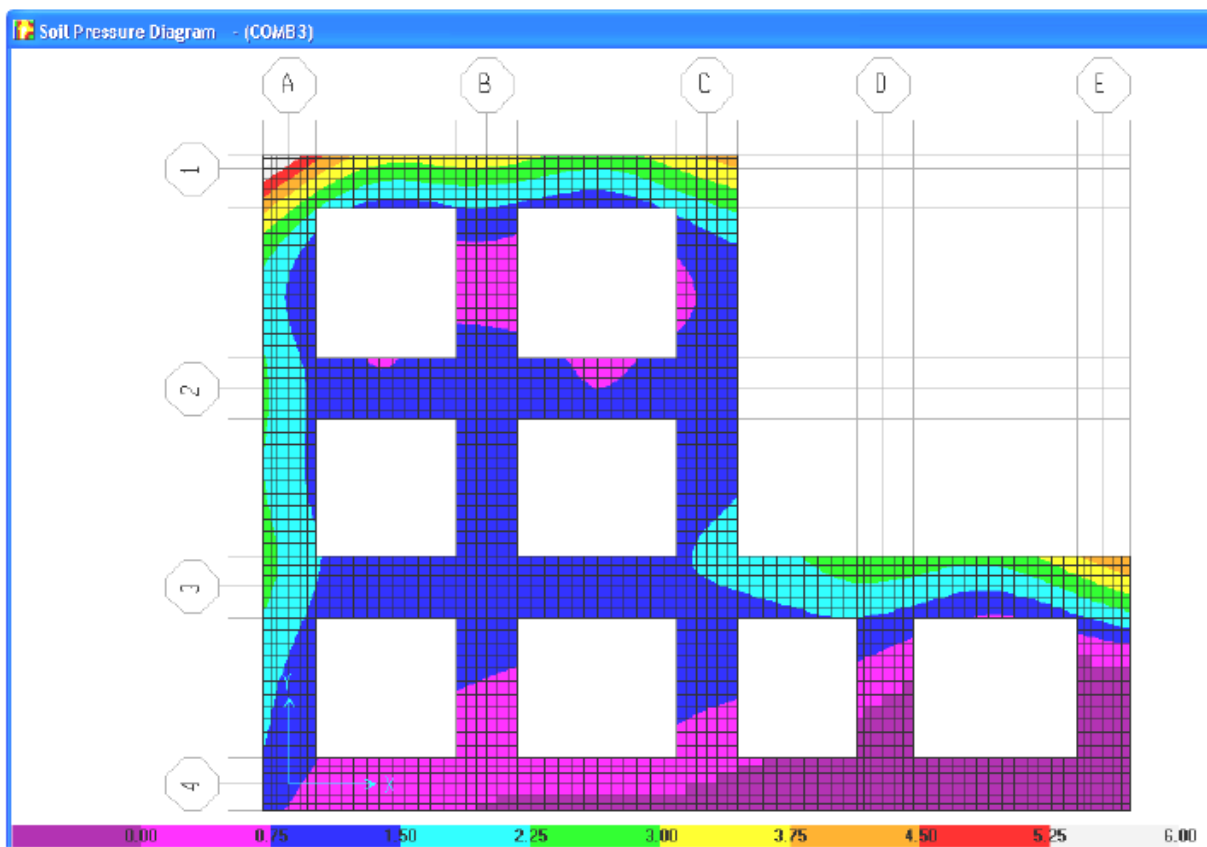
شکل ۸-۲۷- مدل پی و نوارهای آن



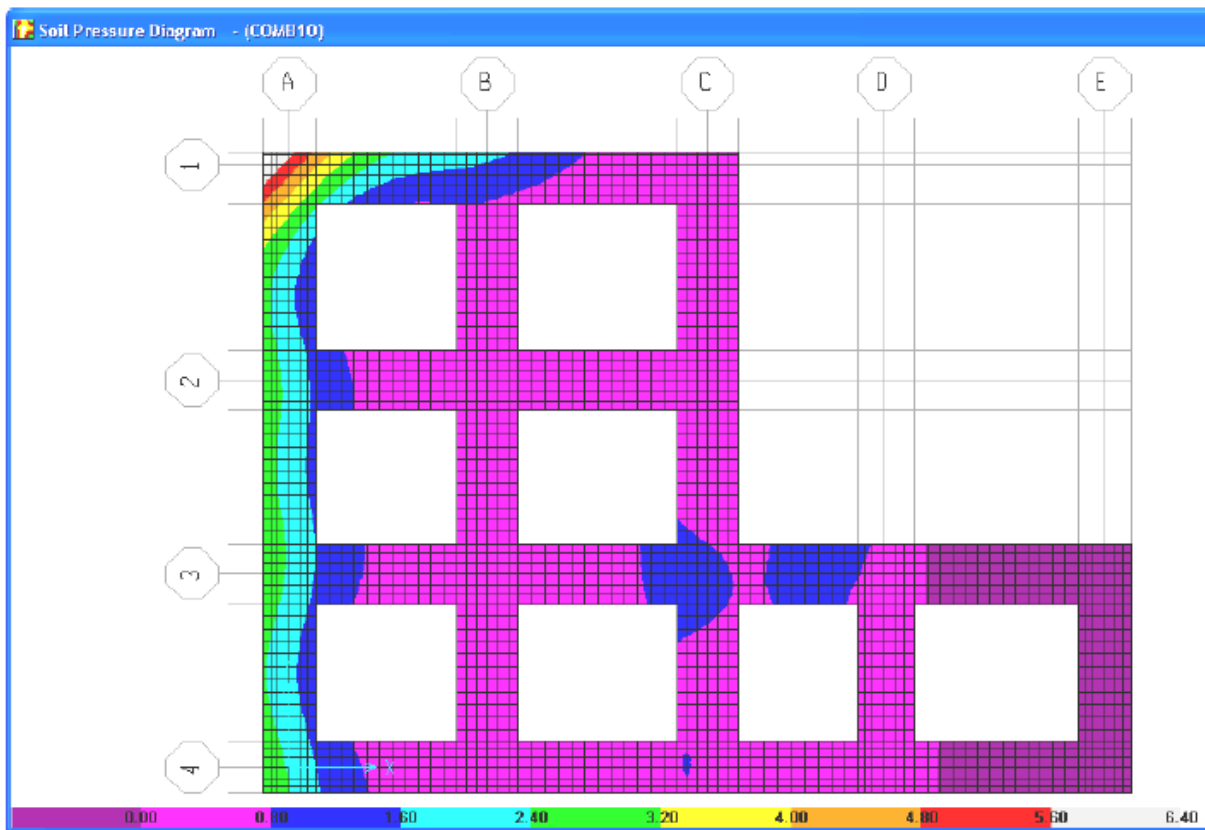
شکل ۸-۲۸- تغییرشکل پی در ترکیب شماره دو



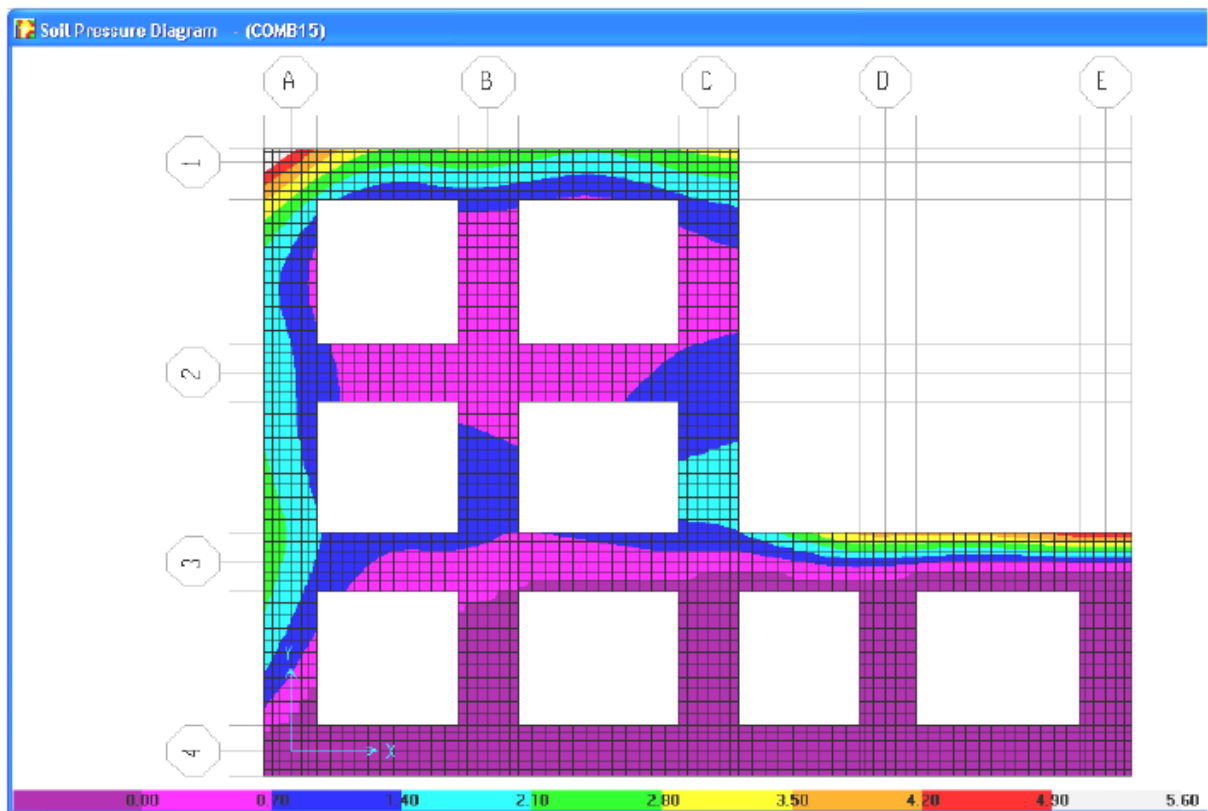
شکل ۸-۲۹- تنش خاک زیر پی در ترکیب شماره یک



شکل ۸-۳۰- تنش خاک زیر پی در ترکیب شماره سه



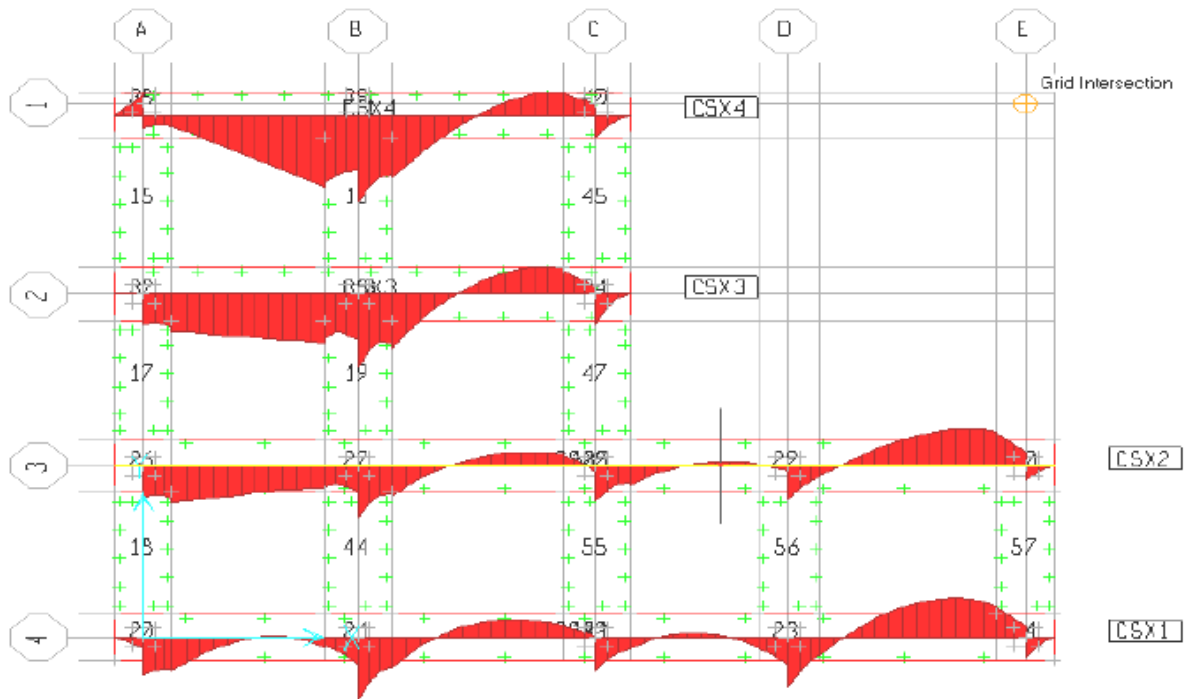
شکل ۸-۳۱- تنش خاک زیر پی در ترکیب شماره ده



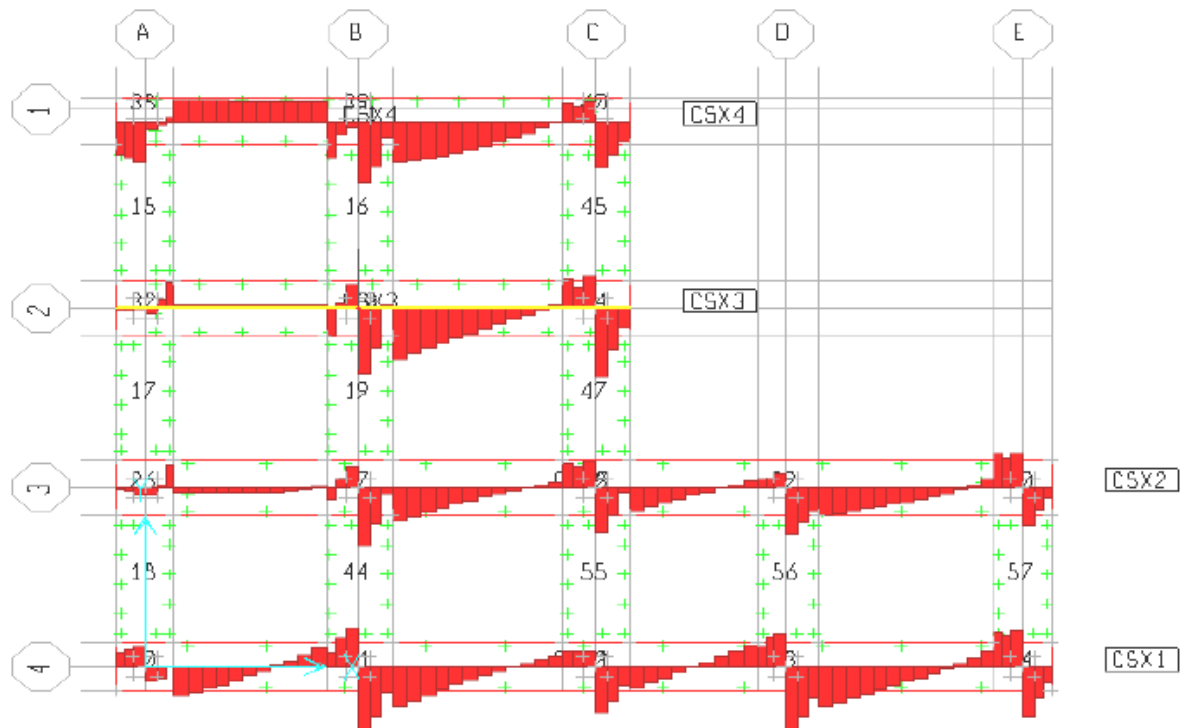
شکل ۸-۳۲- تنش خاک زیر پی در ترکیب شماره پانزده

۸-۲۳-۲- کنترل معیارهای پذیرش جسم پی

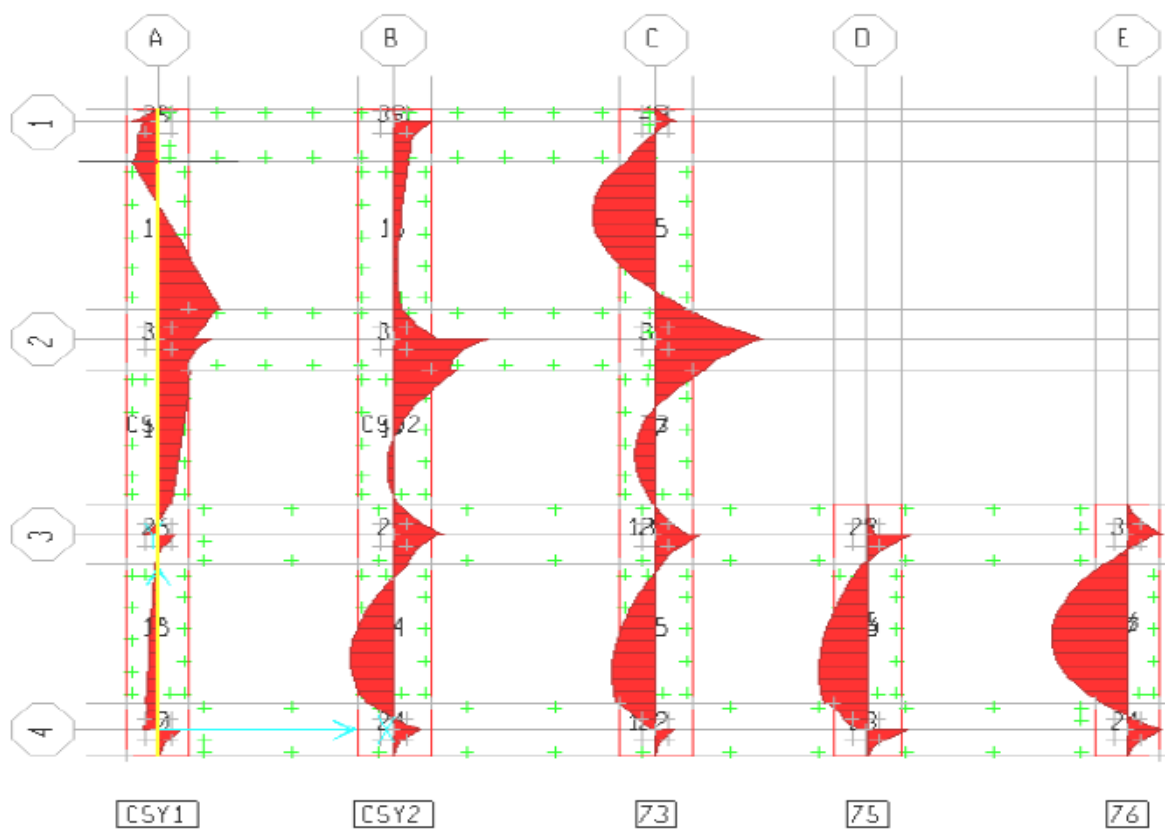
با توجه به کنترل شوندگی سازه پی توسط نیرو، مقادیر حداکثر تلاش‌های ایجاد شده باید با ظرفیت آن‌ها مقایسه شوند. لذا مقادیر تلاش‌های مقاطع، برای برخی از ترکیب بارها در اشکال ۸-۳۳ الی ۸-۳۶ و همچنین جداول ۸-۲۹ و ۸-۳۰ ارایه می‌شود.



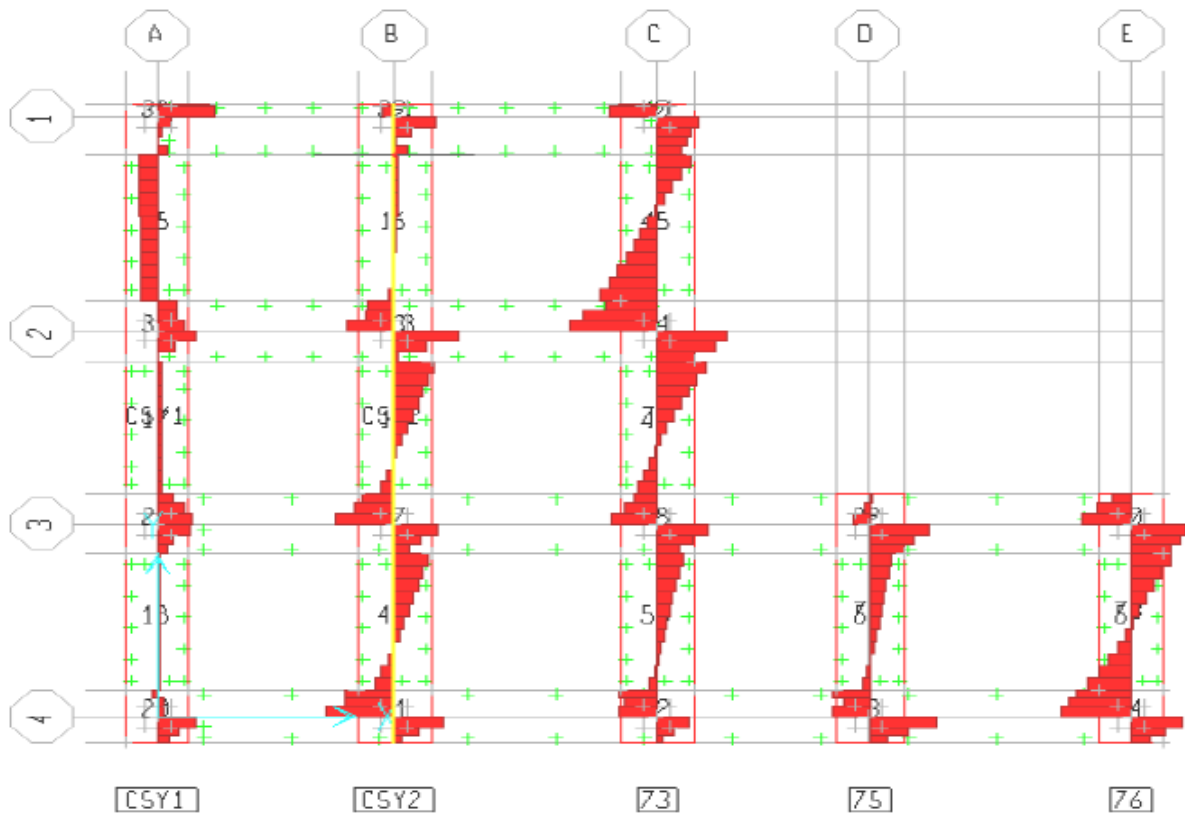
شکل ۸-۳۳- دیاگرام لنگر خمشی در ترکیب شماره یک



شکل ۸-۳۴- دیاگرام نیروی برشی در ترکیب شماره یک



شکل ۸-۳۵- دیاگرام لنگر خمشی در ترکیب شماره یک



شکل ۸-۳۶- دیاگرام نیروی برشی در ترکیب شماره یک

جدول ۸-۲۹- ارزیابی تلاش‌های ناشی از ترکیب شماره یک در یکی از نوارها در جهت X

X-STRIP	STRIP	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH	X-ORDIN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m	m	t-m	ton	t-m	ton		
CSX2	1.4	-0.60			0.00	-2.35		0.04
CSX2	1.4	-0.43	-0.41	-2.35	-0.41	-4.91	0.00	0.07
CSX2	1.4	-0.25	-1.27	-4.91	-1.27	-8.98	0.01	0.14
CSX2	1.4	0.00	-3.51	-8.98	40.47	-10.35	0.04	0.16
CSX2	1.4	0.25	37.88	-10.35	37.50	3.48	0.40	0.16
CSX2	1.4	0.43	38.10	3.48	37.97	27.98	0.40	0.42
CSX2	1.4	0.60	42.87	27.98	46.98	-6.59	0.45	0.42
CSX2	1.4	0.89	45.06	-6.59	45.06	-6.61	0.47	0.10
CSX2	1.4	1.18	43.14	-6.61	43.14	-6.63	0.45	0.10
CSX2	1.4	1.47	41.21	-6.63	41.21	-6.65	0.43	0.10
CSX2	1.4	1.76	39.28	-6.65	39.28	-6.67	0.41	0.10
CSX2	1.4	2.06	37.34	-6.67	37.34	-6.68	0.39	0.10
CSX2	1.4	2.35	35.39	-6.68	35.39	-6.67	0.37	0.10
CSX2	1.4	2.64	33.45	-6.67	33.45	-6.16	0.35	0.10
CSX2	1.4	2.93	31.66	-6.16	31.66	-4.59	0.33	0.09
CSX2	1.4	3.22	30.33	-4.59	30.33	-2.10	0.32	0.07
CSX2	1.4	3.51	29.71	-2.10	29.71	1.17	0.31	0.03
CSX2	1.4	3.80	30.06	1.17	27.28	-14.07	0.32	0.21
CSX2	1.4	4.03	24.11	-14.07	24.25	10.42	0.25	0.21
CSX2	1.4	4.25	26.59	10.42	26.88	26.92	0.28	0.41
CSX2	1.4	4.50	33.61	26.92	67.44	-72.26	0.35	1.09
CSX2	1.4	4.75	49.38	-72.26	48.87	-45.85	0.52	1.09
CSX2	1.4	4.98	38.56	-45.85	38.37	-8.00	0.41	0.69
CSX2	1.4	5.20	36.57	-8.00	40.64	-41.64	0.38	0.63
CSX2	1.4	5.50	28.15	-41.64	28.15	-36.00	0.30	0.63
CSX2	1.4	5.80	17.35	-36.00	17.35	-30.57	0.18	0.55
CSX2	1.4	6.10	8.18	-30.57	8.18	-25.44	0.09	0.46
CSX2	1.4	6.40	0.54	-25.44	0.54	-20.66	0.01	0.39
CSX2	1.4	6.70	-5.65	-20.66	-5.65	-16.22	0.06	0.31
CSX2	1.4	7.00	-10.52	-16.22	-10.52	-12.11	0.11	0.25
CSX2	1.4	7.30	-14.15	-12.11	-14.15	-8.26	0.15	0.18
CSX2	1.4	7.60	-16.63	-8.26	-16.63	-4.60	0.18	0.13
CSX2	1.4	7.90	-18.01	-4.60	-18.01	-1.05	0.19	0.07
CSX2	1.4	8.20	-18.33	-1.05	-18.33	2.49	0.19	0.04
CSX2	1.4	8.50	-17.58	2.49	-17.58	6.12	0.19	0.09

جدول ۸-۲۹- ادامه

X-STRIP	STRIP	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH	X-ORDIN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m	m	t-m	ton	t-m	ton		
CSX2	1.4	8.80	-15.75	6.12	-14.16	29.35	0.17	0.44
CSX2	1.4	10.50	16.40	-28.85	16.40	-23.88	0.17	0.44
CSX2	1.4	10.80	9.23	-23.88	9.23	-18.99	0.10	0.36
CSX2	1.4	11.10	3.53	-18.99	3.53	-14.22	0.04	0.29
CSX2	1.4	11.40	-0.73	-14.22	-0.73	-9.58	0.01	0.22
CSX2	1.4	11.70	-3.61	-9.58	-3.61	-5.08	0.04	0.15
CSX2	1.4	12.00	-5.13	-5.08	-5.13	-0.71	0.05	0.08
CSX2	1.4	12.30	-5.34	-0.71	-5.34	3.57	0.06	0.05
CSX2	1.4	12.60	-4.27	3.57	-4.27	7.79	0.04	0.12
CSX2	1.4	12.90	-1.94	7.79	-1.92	9.43	0.02	0.14
CSX2	1.4	13.08	-0.27	9.43	-0.27	12.86	0.00	0.19
CSX2	1.4	13.25	1.98	12.86	1.99	17.92	0.02	0.27
CSX2	1.4	13.50	6.47	17.92	44.18	-57.72	0.07	0.87
CSX2	1.4	13.75	29.75	-57.72	29.56	-44.23	0.31	0.87
CSX2	1.4	13.98	19.60	-44.23	19.56	-29.45	0.21	0.67
CSX2	1.4	14.20	12.94	-29.45	13.87	-35.34	0.14	0.54
CSX2	1.4	14.49	3.81	-35.34	3.81	-31.96	0.04	0.54
CSX2	1.4	14.77	-5.28	-31.96	-5.28	-28.81	0.06	0.48
CSX2	1.4	15.05	-13.48	-28.81	-13.48	-25.88	0.14	0.44
CSX2	1.4	15.34	-20.85	-25.88	-20.85	-23.11	0.22	0.39
CSX2	1.4	15.62	-27.43	-23.11	-27.43	-20.41	0.29	0.35
CSX2	1.4	15.91	-33.24	-20.41	-33.24	-17.64	0.35	0.31
CSX2	1.4	16.19	-38.26	-17.64	-38.26	-14.66	0.40	0.27
CSX2	1.4	16.48	-42.43	-14.66	-42.43	-11.29	0.45	0.22
CSX2	1.4	16.76	-45.64	-11.29	-45.64	-7.35	0.48	0.17
CSX2	1.4	17.05	-47.73	-7.35	-47.73	-2.62	0.50	0.11
CSX2	1.4	17.33	-48.48	-2.62	-48.48	3.10	0.51	0.05
CSX2	1.4	17.62	-47.60	3.10	-47.60	10.04	0.50	0.15
CSX2	1.4	17.90	-44.74	10.04	-42.23	41.73	0.47	0.63
CSX2	1.4	18.08	-34.93	41.73	-35.00	37.97	0.37	0.63
CSX2	1.4	18.25	-28.35	37.97	-28.53	43.39	0.30	0.66
CSX2	1.4	18.50	-17.69	43.39	18.79	-46.36	0.19	0.70
CSX2	1.4	18.75	7.20	-46.36	7.15	-27.86	0.08	0.70
CSX2	1.4	18.93	2.27	-27.86	2.27	-12.95	0.02	0.42
CSX2	1.4	19.10	0.01	-12.95				0.20

جدول ۸-۳۰- ارزیابی تلاش‌های ناشی از ترکیب شماره ۱ در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH	X-ORDIN	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m	m	t-m	ton	t-m	ton		
CSY2	1.4	-0.60			0.02	-6.96		0.11
CSY2	1.4	-0.43	1.24	-6.96	1.23	-23.22	0.01	0.35
CSY2	1.4	-0.25	5.29	-23.22	5.32	-46.98	0.06	0.71
CSY2	1.4	0.00	17.07	-46.98	17.04	64.79	0.18	0.98
CSY2	1.4	0.25	0.85	64.79	0.87	46.34	0.01	0.98
CSY2	1.4	0.43	-7.24	46.34	-7.21	47.48	0.08	0.72
CSY2	1.4	0.60	-15.51	47.48	-16.80	18.50	0.16	0.72
CSY2	1.4	0.89	-22.18	18.50	-22.18	11.76	0.23	0.28
CSY2	1.4	1.18	-25.61	11.76	-25.61	5.75	0.27	0.18
CSY2	1.4	1.47	-27.28	5.75	-27.28	0.31	0.29	0.09
CSY2	1.4	1.76	-27.37	0.31	-27.37	-4.67	0.29	0.07
CSY2	1.4	2.06	-26.01	-4.67	-26.01	-9.34	0.27	0.14
CSY2	1.4	2.35	-23.29	-9.34	-23.29	-13.81	0.25	0.21
CSY2	1.4	2.64	-19.27	-13.81	-19.27	-18.21	0.20	0.28
CSY2	1.4	2.93	-13.98	-18.21	-13.98	-22.61	0.15	0.34
CSY2	1.4	3.22	-7.40	-22.61	-7.40	-27.11	0.08	0.41
CSY2	1.4	3.51	0.49	-27.11	0.49	-31.72	0.01	0.48
CSY2	1.4	3.80	9.71	-31.72	8.18	-14.84	0.10	0.48
CSY2	1.4	4.03	11.52	-14.84	11.57	-24.77	0.12	0.38
CSY2	1.4	4.25	17.14	-24.77	17.30	-41.87	0.18	0.63
CSY2	1.4	4.50	27.76	-41.87	31.74	56.08	0.29	0.85
CSY2	1.4	4.75	17.72	56.08	17.56	37.88	0.19	0.85
CSY2	1.4	4.98	9.03	37.88	9.01	31.00	0.10	0.57
CSY2	1.4	5.20	2.04	31.00	2.20	12.26	0.02	0.47
CSY2	1.4	5.48	-1.25	12.26	-1.25	7.45	0.01	0.19
CSY2	1.4	5.76	-3.35	7.45	-3.35	2.62	0.04	0.11
CSY2	1.4	6.05	-4.09	2.62	-4.09	-2.26	0.04	0.04
CSY2	1.4	6.33	-3.45	-2.26	-3.45	-7.18	0.04	0.11
CSY2	1.4	6.61	-1.43	-7.18	-1.43	-12.19	0.02	0.18
CSY2	1.4	6.89	2.01	-12.19	2.01	-17.27	0.02	0.26
CSY2	1.4	7.17	6.88	-17.27	6.87	-22.43	0.07	0.34
CSY2	1.4	7.46	13.20	-22.43	13.20	-27.63	0.14	0.42
CSY2	1.4	7.74	20.98	-27.63	20.98	-32.82	0.22	0.50
CSY2	1.4	8.02	30.23	-32.82	30.23	-37.91	0.32	0.57
CSY2	1.4	8.30	40.92	-37.91	36.31	-2.85	0.43	0.57

جدول ۸-۳۰- ادامه

Y-STRIP	STRIP	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH	X-ORDIN	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m	m	t-m	ton	t-m	ton		
CSY2	1.4	9.25	16.53	45.43	16.39	27.08	0.17	0.69
CSY2	1.4	9.48	10.29	27.08	10.26	26.03	0.11	0.41
CSY2	1.4	9.70	4.40	26.03	4.88	4.61	0.05	0.39
CSY2	1.4	9.98	3.57	4.61	3.57	2.62	0.04	0.07
CSY2	1.4	10.27	2.83	2.62	2.83	1.02	0.03	0.04
CSY2	1.4	10.55	2.54	1.02	2.54	-0.26	0.03	0.02
CSY2	1.4	10.83	2.61	-0.26	2.61	-1.26	0.03	0.02
CSY2	1.4	11.12	2.97	-1.26	2.97	-2.03	0.03	0.03
CSY2	1.4	11.40	3.55	-2.03	3.55	-2.63	0.04	0.04
CSY2	1.4	11.68	4.29	-2.63	4.29	-3.04	0.05	0.05
CSY2	1.4	11.97	5.15	-3.04	5.15	-3.34	0.05	0.05
CSY2	1.4	12.25	6.10	-3.34	6.10	-3.53	0.06	0.05
CSY2	1.4	12.53	7.10	-3.53	7.10	-3.62	0.07	0.05
CSY2	1.4	12.82	8.12	-3.62	8.12	-3.67	0.09	0.06
CSY2	1.4	13.10	9.16	-3.67	7.85	-12.63	0.10	0.19
CSY2	1.4	13.32	10.58	-12.63	10.65	-2.40	0.11	0.19
CSY2	1.4	13.53	11.17	-2.40	11.19	-15.36	0.12	0.23
CSY2	1.4	13.75	14.51	-15.36	14.57	-39.27	0.15	0.60
CSY2	1.4	14.00	24.39	-39.27	2.41	10.38	0.26	0.60
CSY2	1.4	14.25	-0.18	10.38	-0.02	1.13	0.00	0.16
CSY2	1.4	14.30	-0.08	1.13				0.02

۸-۲۴- جمع بندی و نتیجه گیری بخش پی

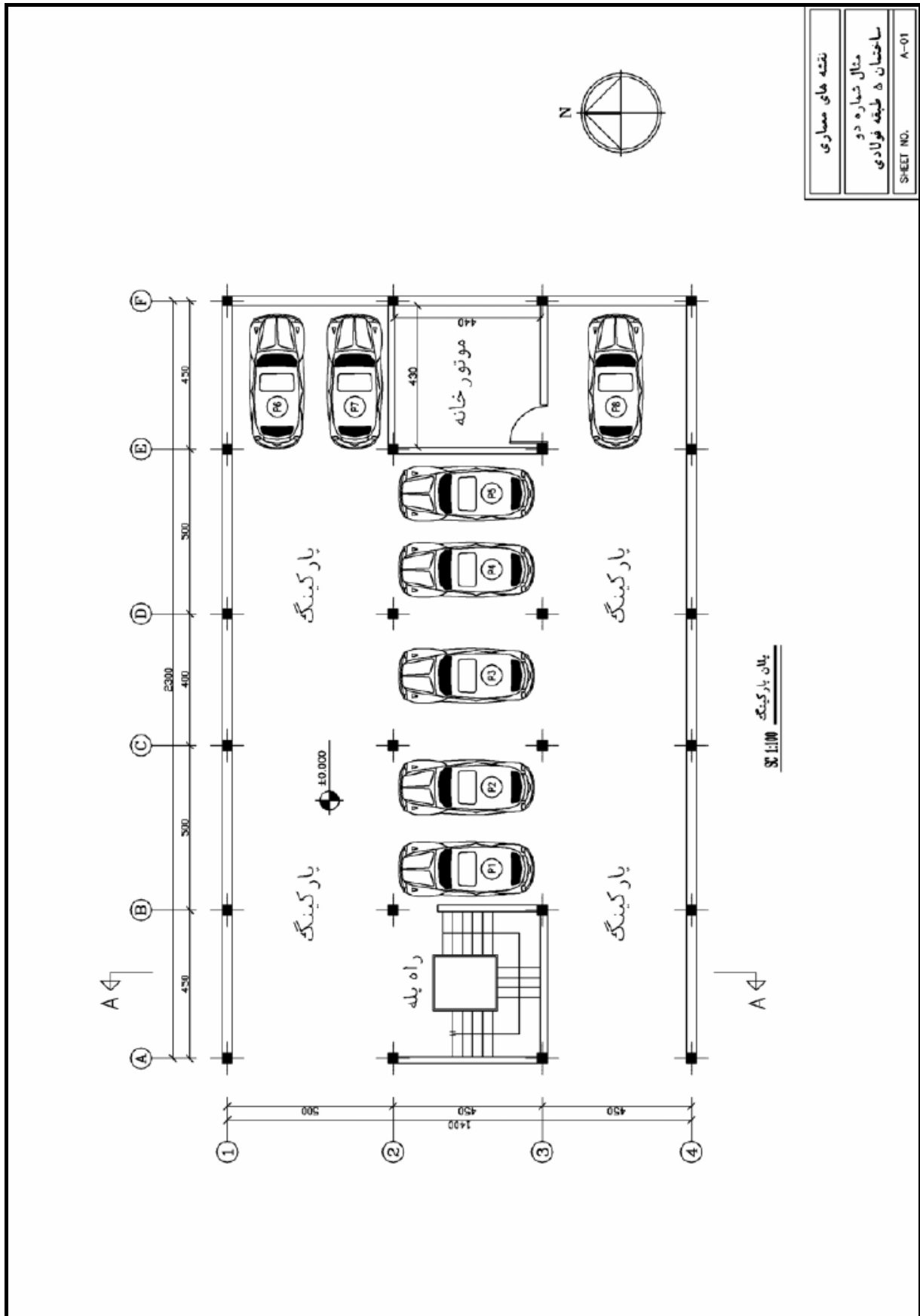
با توجه به تحلیل های انجام شده و بررسی های به عمل آمده بر روی نتایج آن در ارتباط با نوع رفتار سازه و خاک زیر پی براساس دستورالعمل می توان گفت:

- با توجه به نتایج تحلیل ها تنش زیر پی جز در نقاط بسیار محدود و کوچکی از پی (در برخی از گوشه ها)، در سایر نقاط کم تر از مقدار مجاز آن براساس دستورالعمل است.

- براساس نیروهای ایجاد شده در جسم یا سازه پی، مقادیر نسبت به حداکثر تلاش های ایجاد شده به ظرفیت اعضا کم تر از حد مجاز آن هستند.

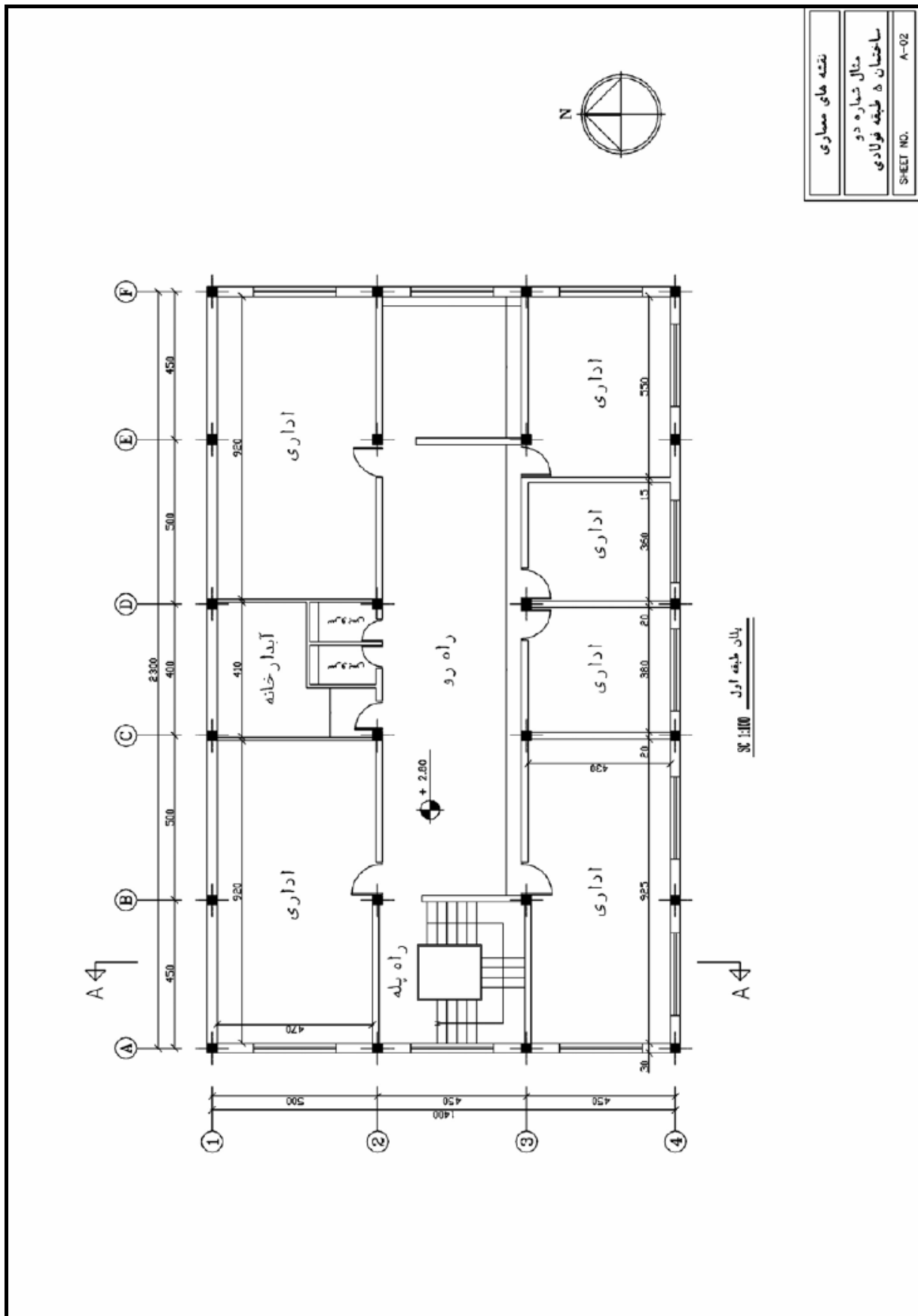
به طور کلی می توان گفت پی سازه براساس مفاد دستورالعمل کفایت لازم را دارا است.

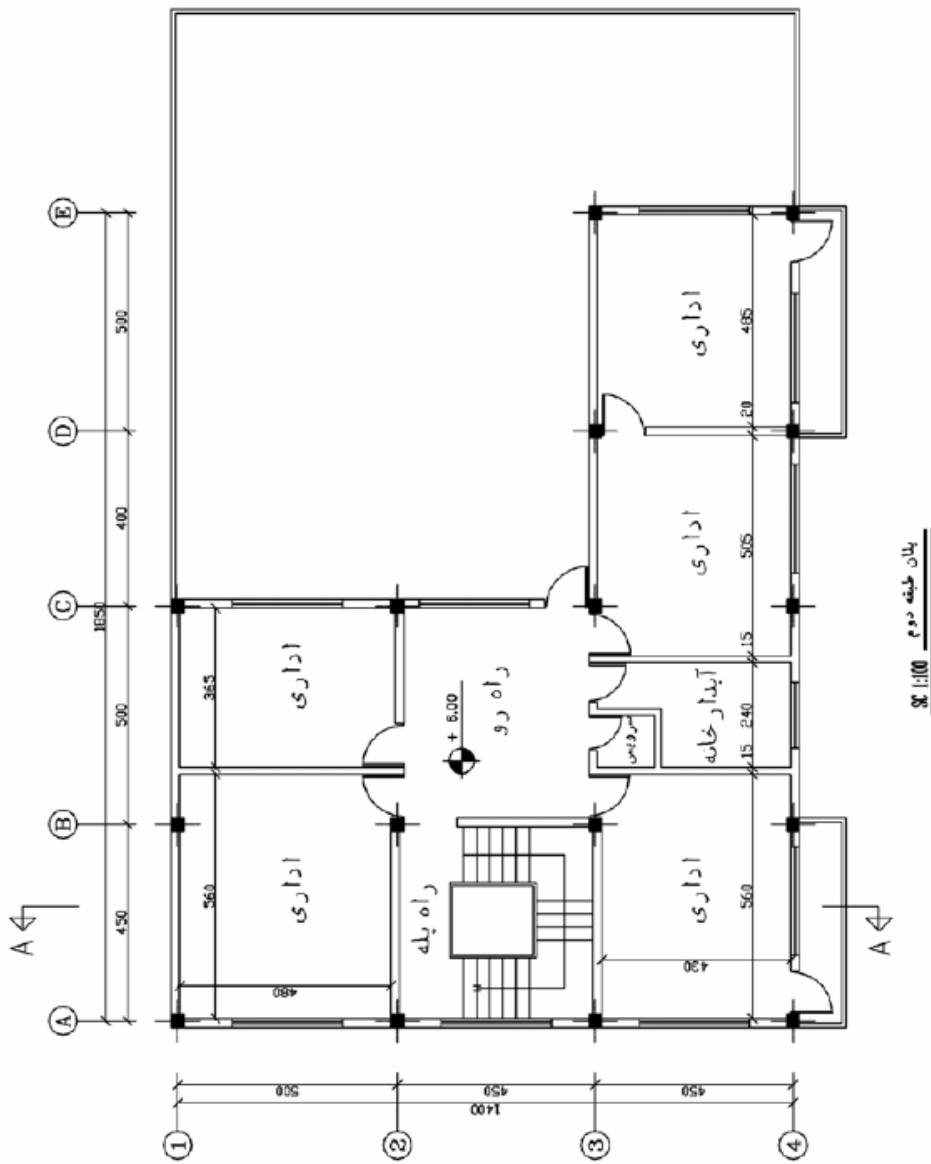
۸-۲۵- نقشه های معماری و سازه برای مثال دوم



نقشه های معماری
مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه فولادی
SHEET NO. A-01

شکل ۸-۳۷- نقشه های معماری

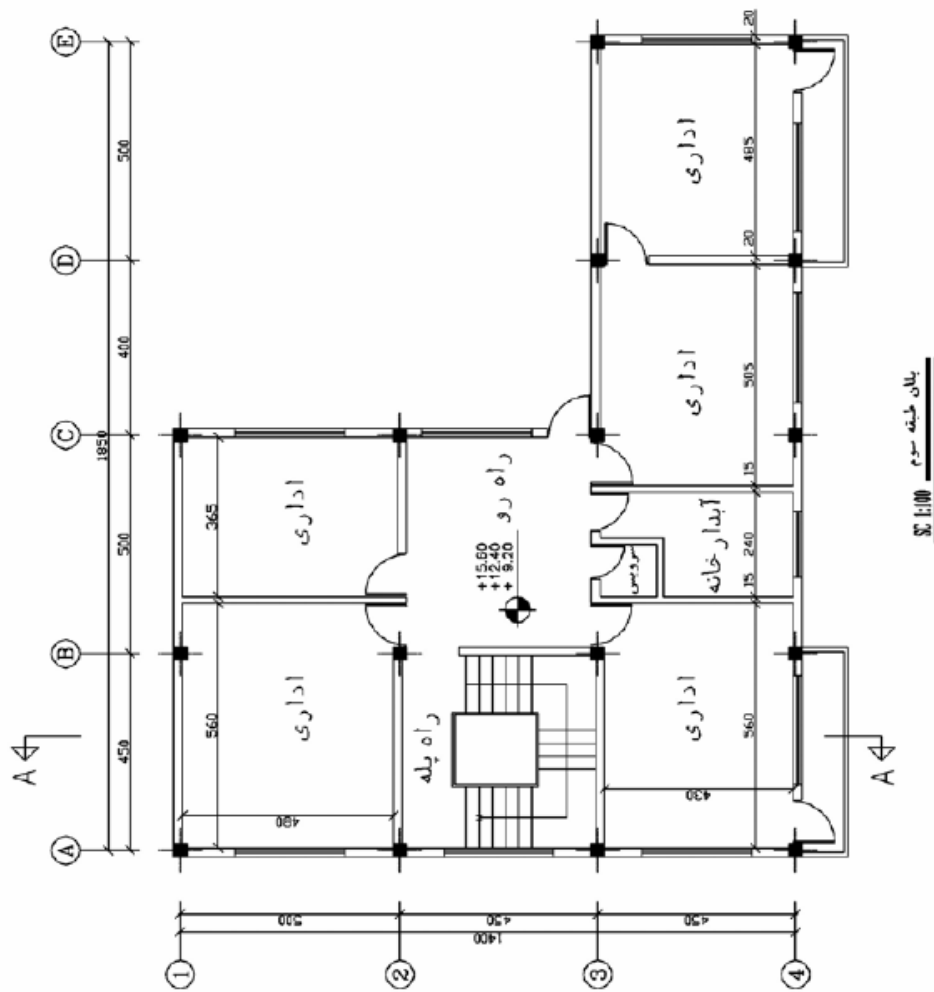




مقیاس: 1/100
 پلان طبقه دوم

نقشه های معماری
مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه فولادی
SHEET NO. A-03

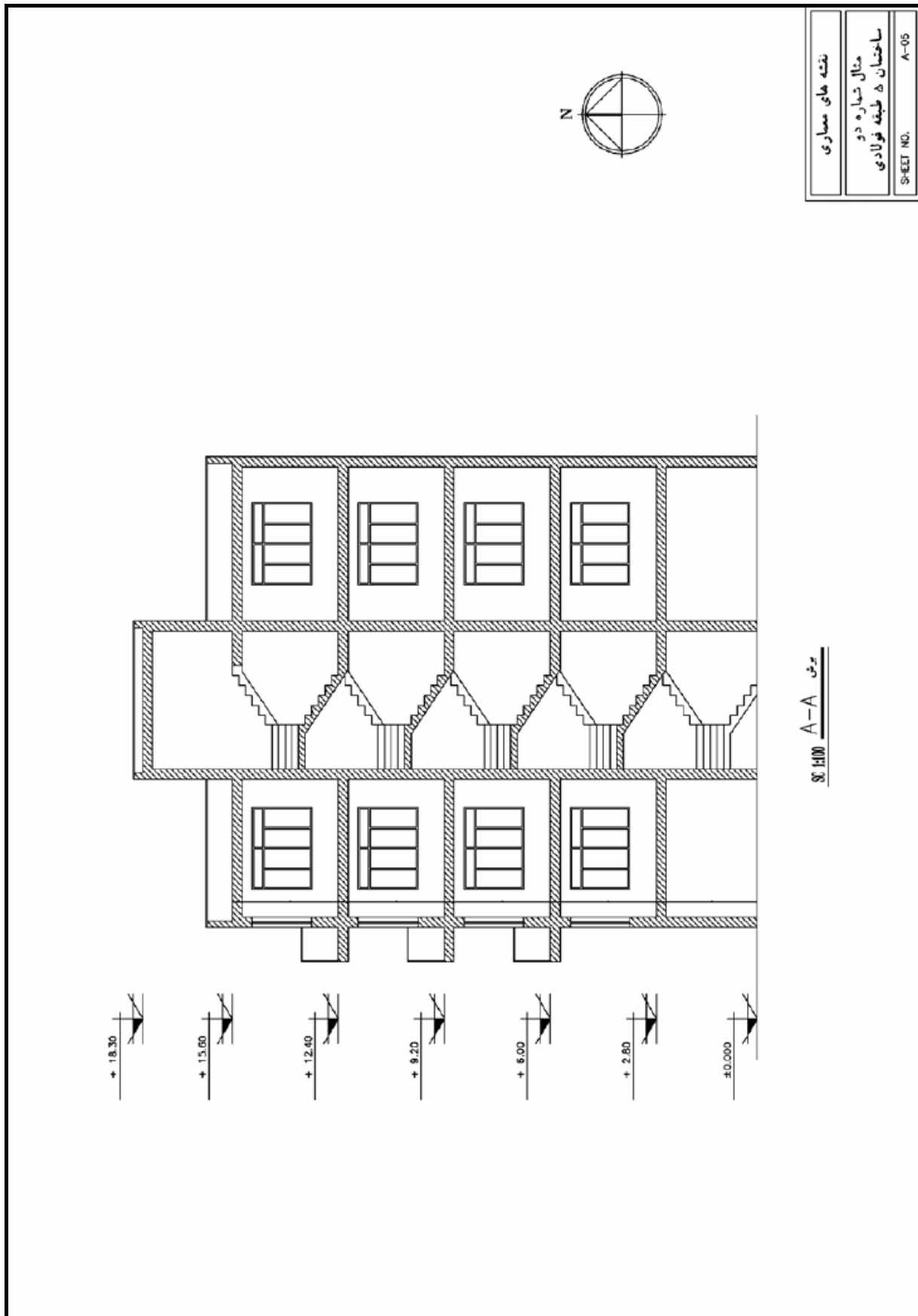
شکل ۸-۳۹- نقشه های معماری



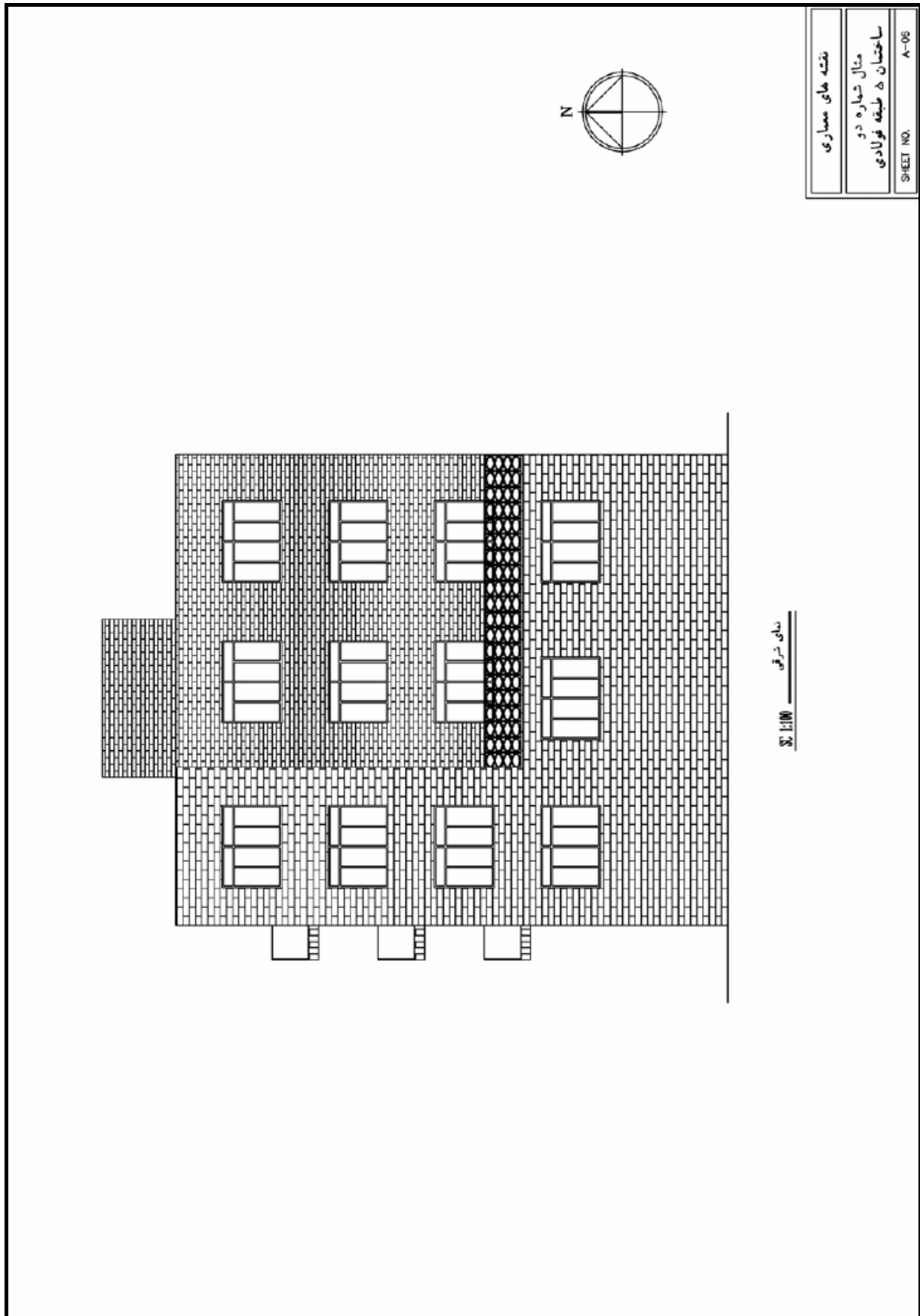
پلان طبقه سوم
SC 1:100

نقشه های معماری
مثال شماره دو
ساختمان ۳ طبقه فولادی
SHEET NO. A-04

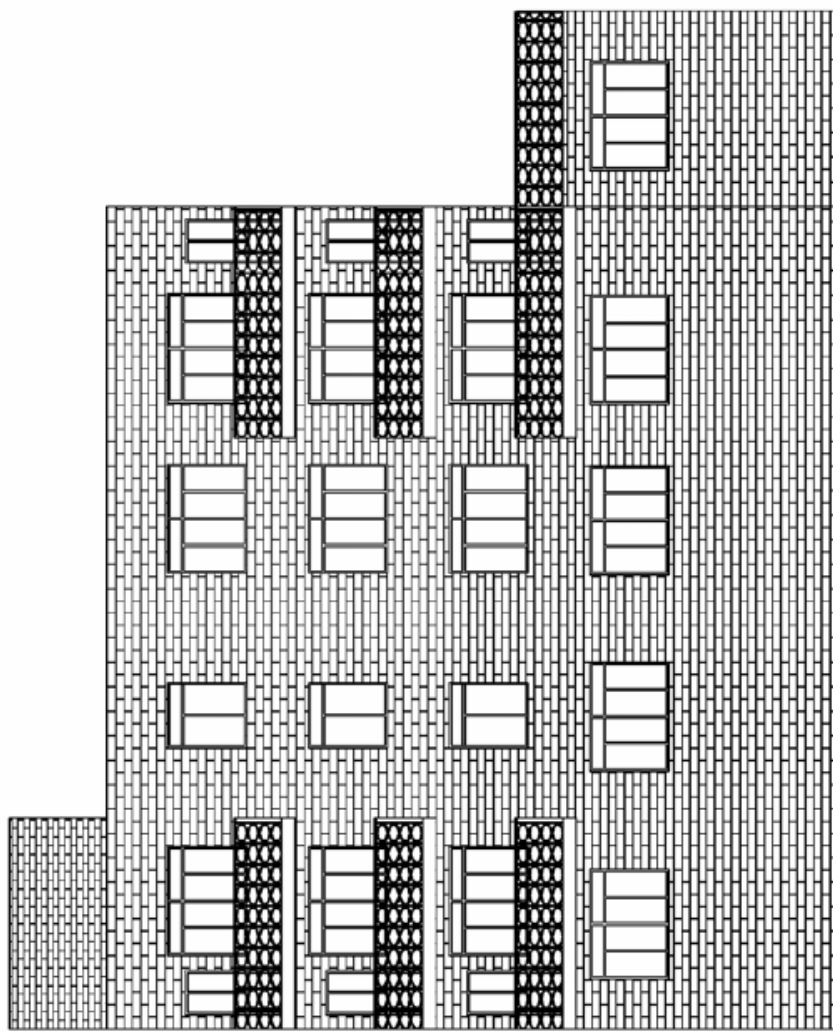
شکل ۸-۴۰- نقشه های معماری



شکل ۸-۴۱- نقشه های معماری



شکل ۸-۴۲- نقشه های معماری



شماره نقشه: SC 1100

نقشه های معماری

مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه فولادی

SHEET NO. A-07

شکل ۸-۴۳- نقشه های معماری

فهرست نقشه های سازه

شماره نقشه	عنوان نقشه	ردیف
S-00	نهرت نقشه ما	0
S-01	پلان فونداسیون و جزئیات فونداسیون	1
S-02	جزئیات فونداسیون و جدول میگردهای فونداسیون	2
S-03	پلان موقعیت ستونها و تیب بندی آنها	3
S-04	جزئیات ستون ما	4
S-05	پلان تیرورزی طبقات	5

شماره نقشه	عنوان نقشه	ردیف
S-06	پلان تیرورزی بام	6
S-07	جزئیات آرماتور گذاری تیرها	7
S-08	جزئیات آرماتور گذاری تیرها	8
S-09	جزئیات آرماتور گذاری تیرها	9
S-10	جزئیات آرماتور گذاری تیرها و پله	10
S-11	جدول میگردهای تیر و ستون	11

توضیحات عمومی

- ۱- بتن مصرفی باید دارای حداقل مقاومت مشخصه ۲۸ روز فونداسیون است و باید استاندارد بتن مصرفی $f_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$ باشد.
- ۲- فولاد مصرفی در تیرها و ستونها و بایز نوع AIII با مقاومت جاری شدن $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ میباشد.
- ۳- مقاومت مجاز خاک در محاسبات فونداسیون 1.70 kg/cm^2 فرض شده است و در صورت آزمايشات مکانیک خاک یا با مشاهده حمل مقدار فوق تغییر مایه ایستایی محاسبات اصلاح گردند.
- ۴- و ضلع پوششی در تمام قسمتها برابر 50d می باشد.
- ۵- طول خم 90° آرماتورهای طولی (اصلی) برابر 120d می باشد.
- ۶- پوشش آرماتورهای رندا قسمتهای فونداسیون حداقل 7.5cm رعایت گردد.

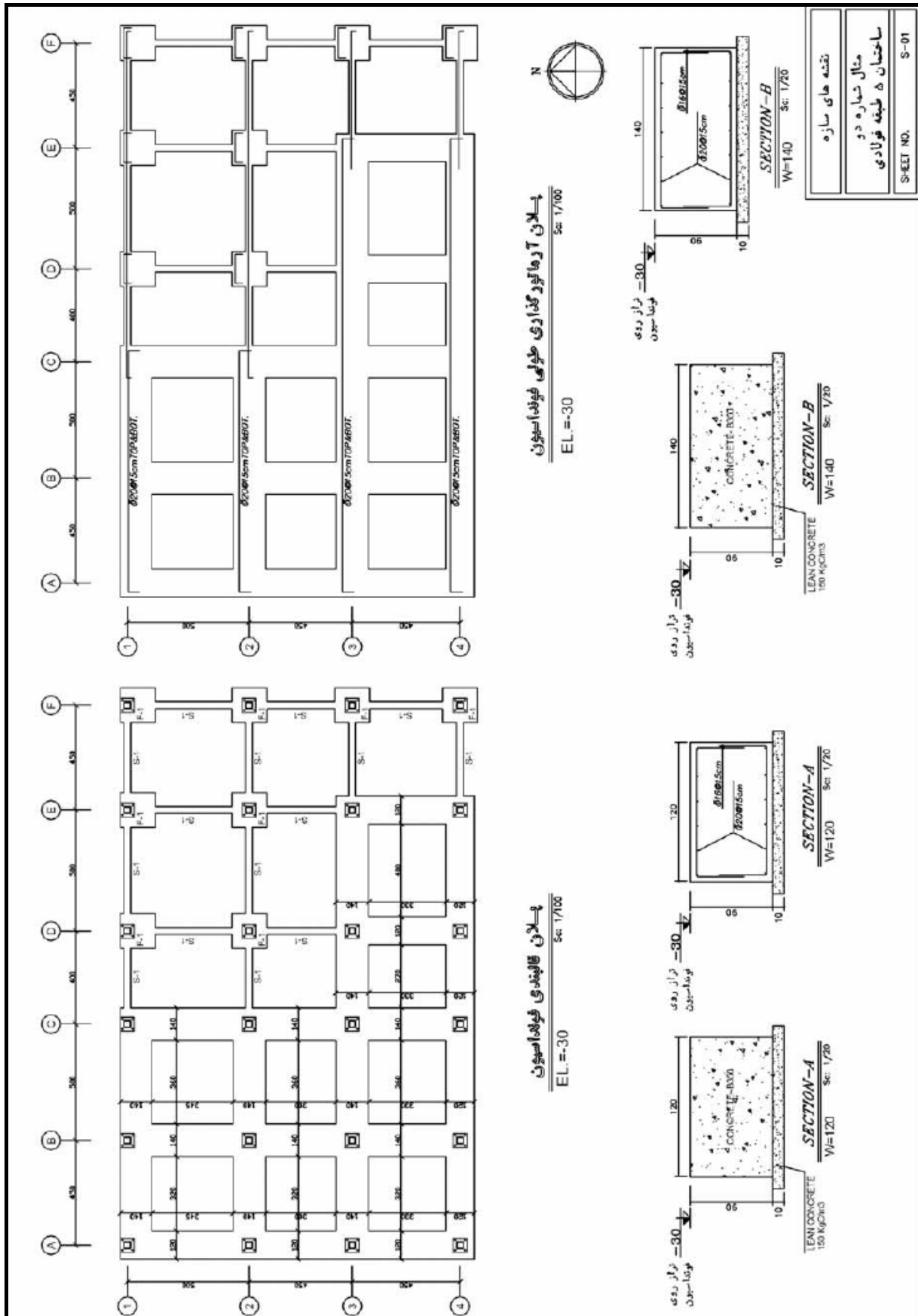
- ۷- آرماتور شناورها به طور پیوسته از داخل بی تا عبور می نمایند.
- ۸- مسای الواسیونها +0.000 معماری می باشد.
- ۹- قبل از اجرای سقف هر طبقه سوراخهای نامیساتی با توجه به نقشه های معماری و نامیساتی پیش بینی گردد.
- ۱۰- میگردهای آرماتور سقف کاذب در هنگام اجرای هر سقف با توجه به نقشه های معماری در فواصل 60 سانتی پیش بینی گردد.



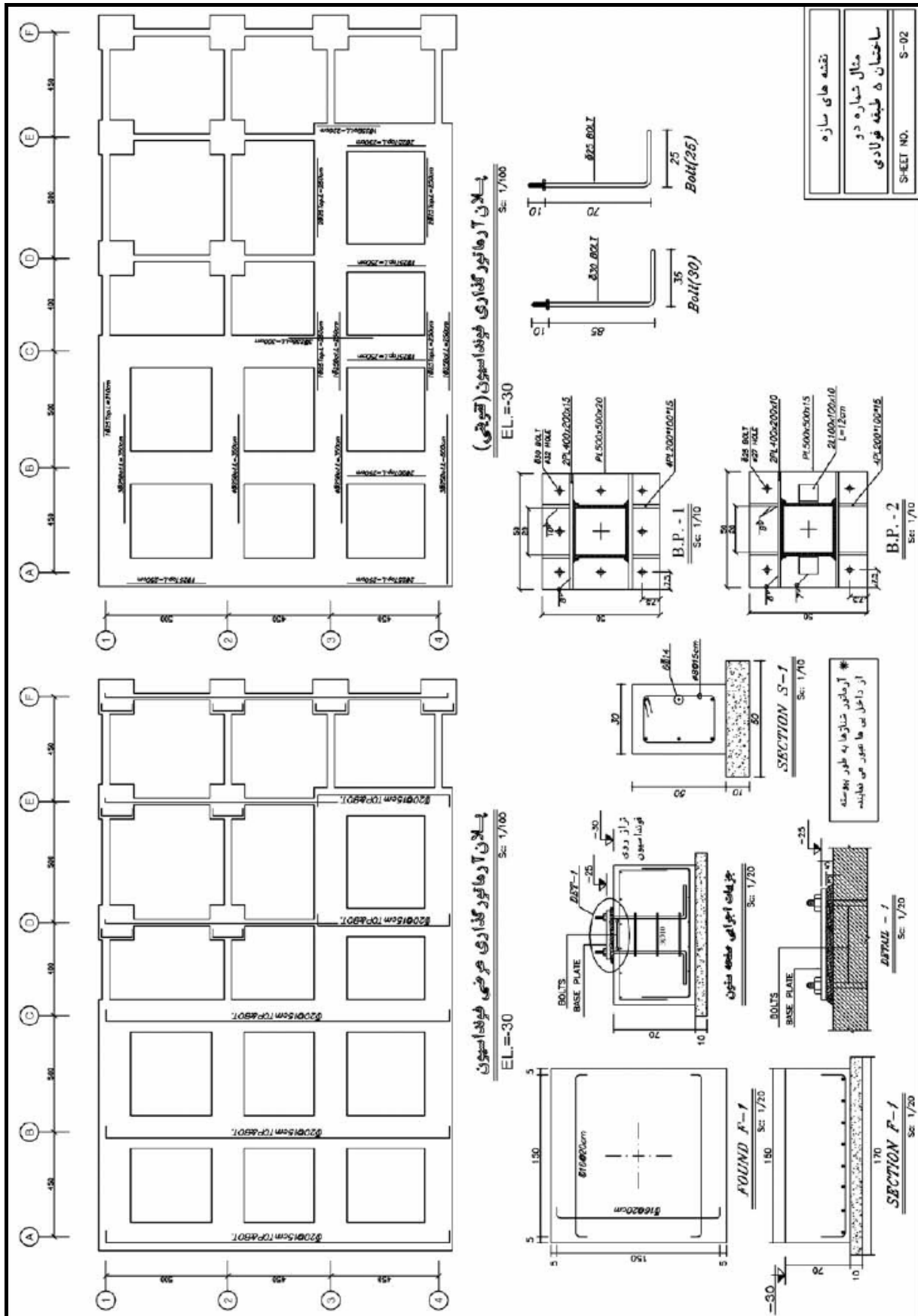
نقشه های سازه

مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه فولادی

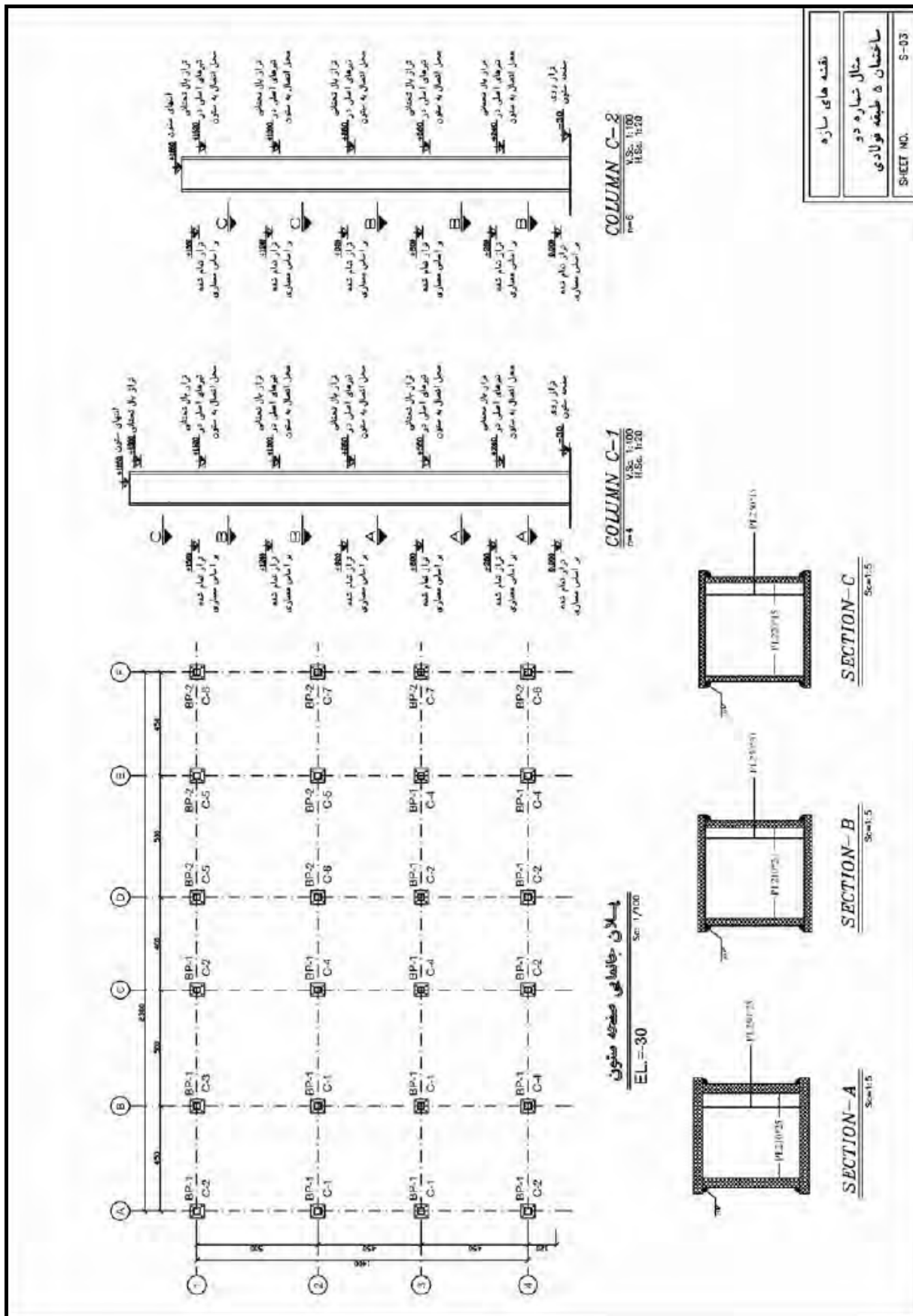
SHEET NO. S-00



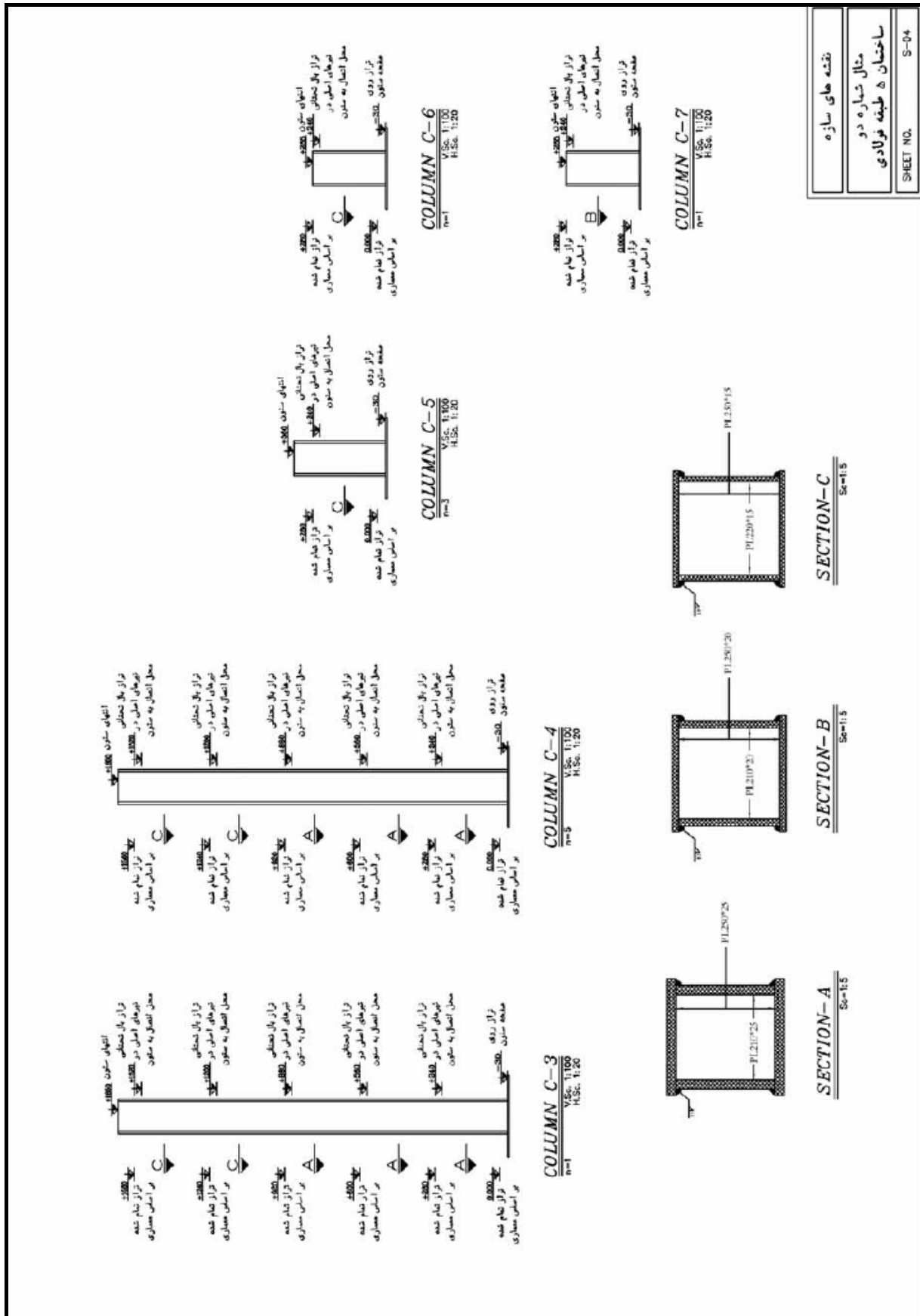
شکل ۸-۴۵- نقشه های سازه



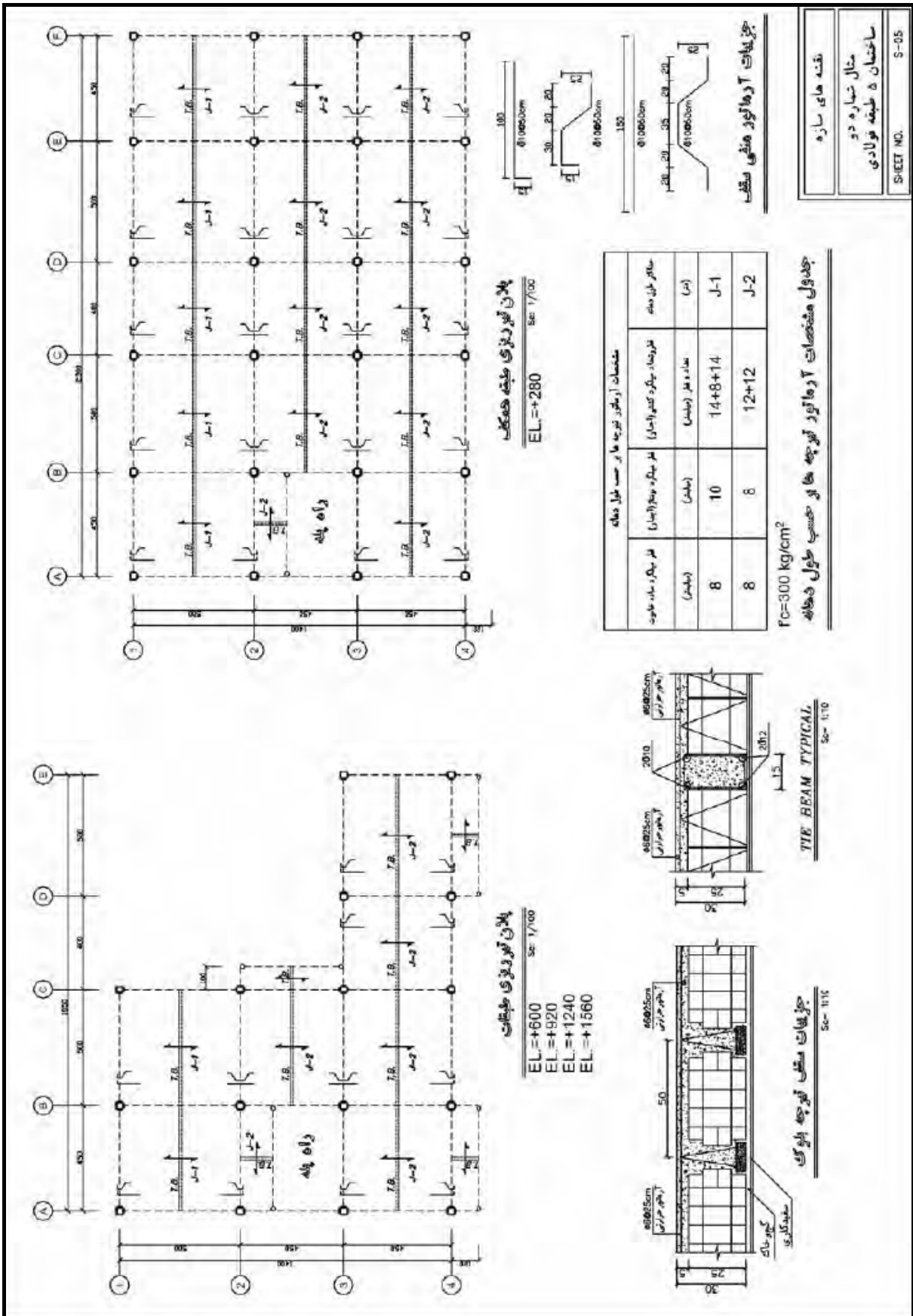
شکل ۸-۴۶- نقشه های سازه



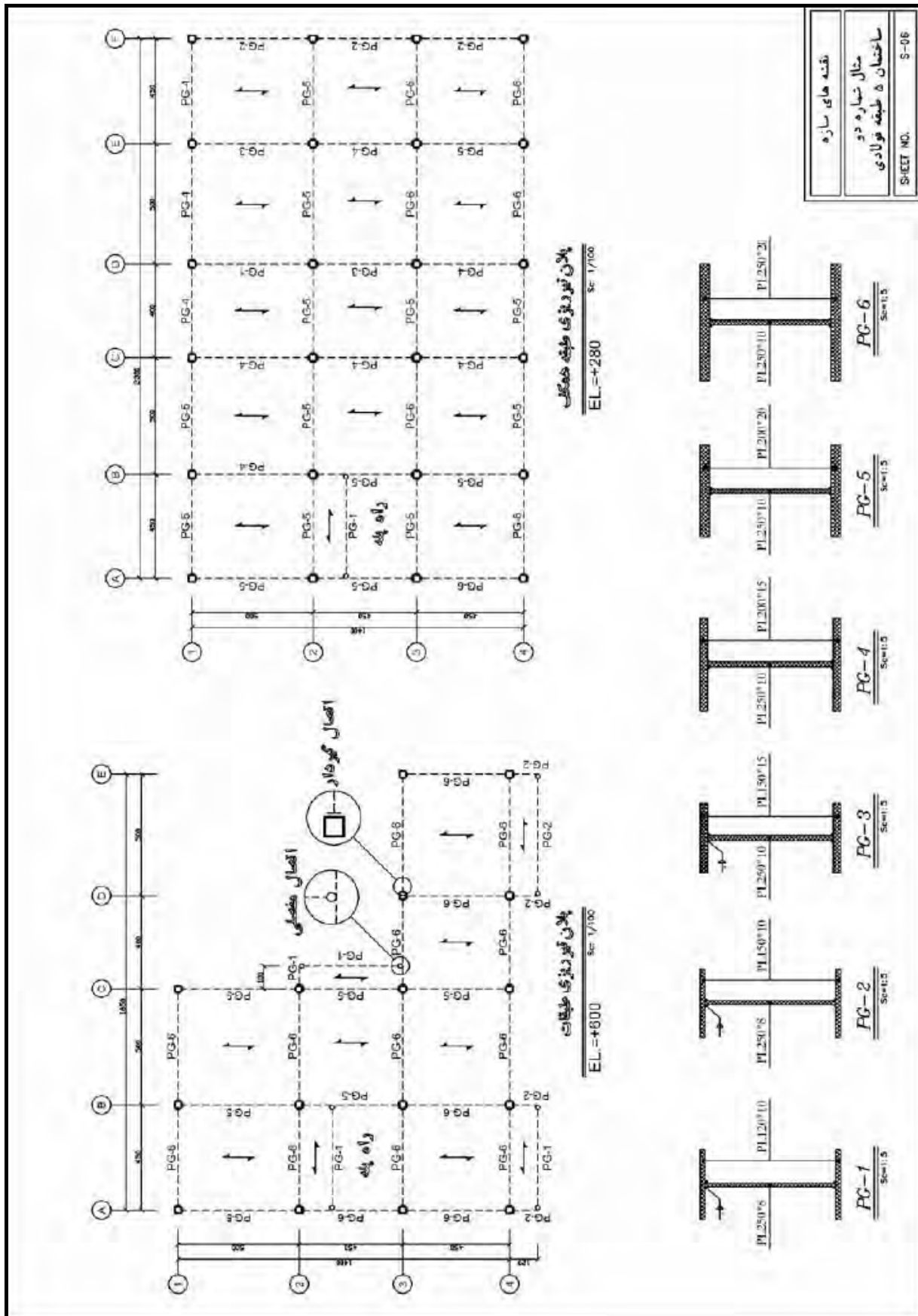
شکل ۸-۴۷- نقشه های سازه



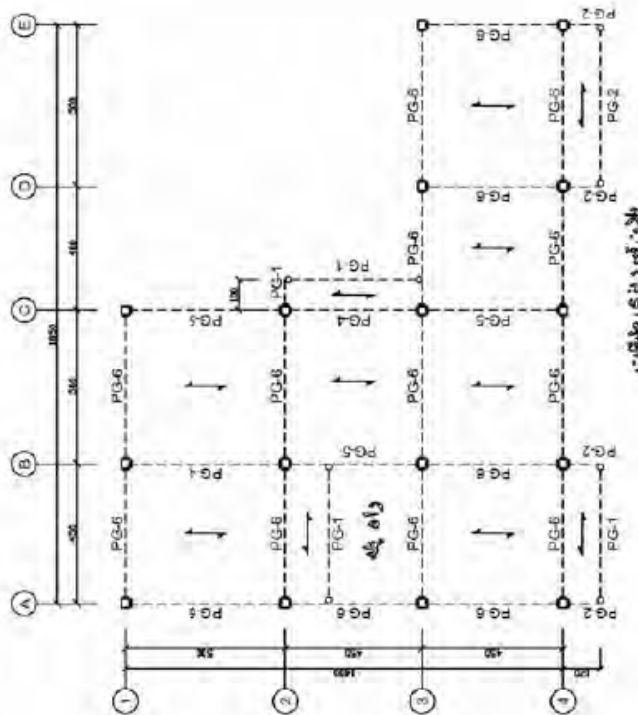
شکل ۸-۴۸- نقشه‌های سازه



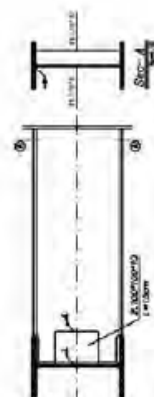
شکل ۸-۴۹- نقشه های سازه



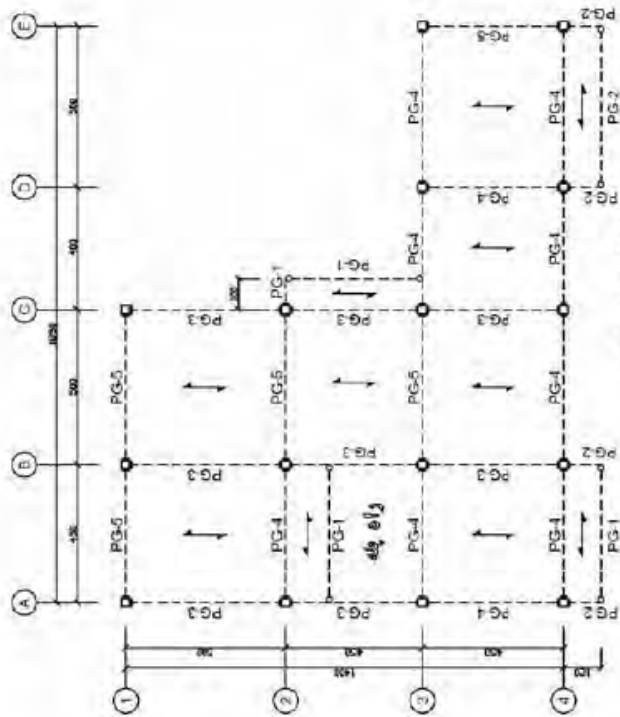
شکل ۸-۵۰- نقشه‌های سازه



پلان تیربندی طبقات
EL.=+920
Sc: 1/100



جزئیات اتصال مفصلی تیر
PG-1
Sc: 1/100



پلان تیربندی طبقات
EL.=+1240
Sc: 1/100



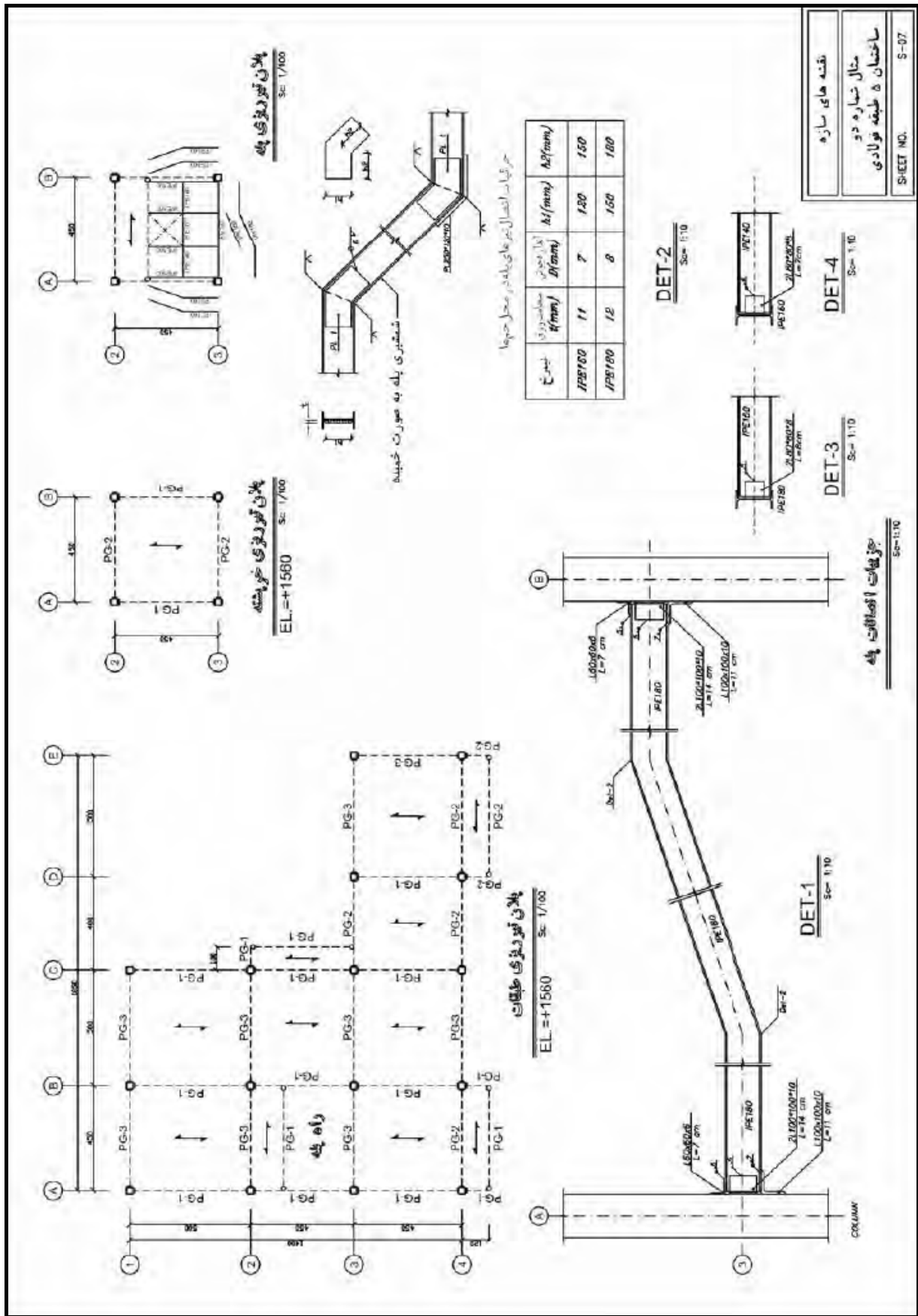
جزئیات اتصال مفصلی تیر
PG-2
Sc: 1/100

نقشه های سازه

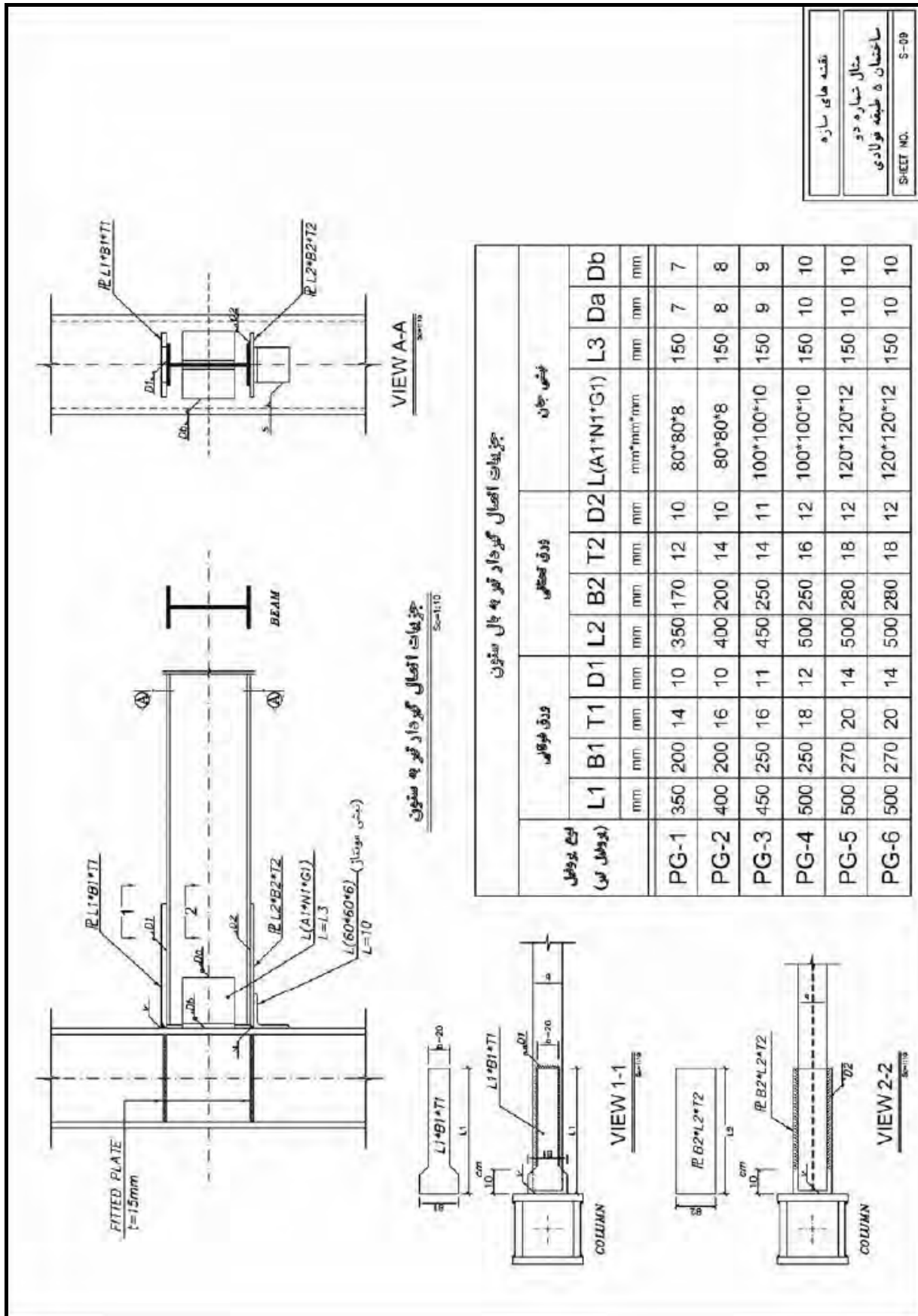
مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه نوادی

SHEET NO. S-07

شکل ۸-۵۱- نقشه های سازه

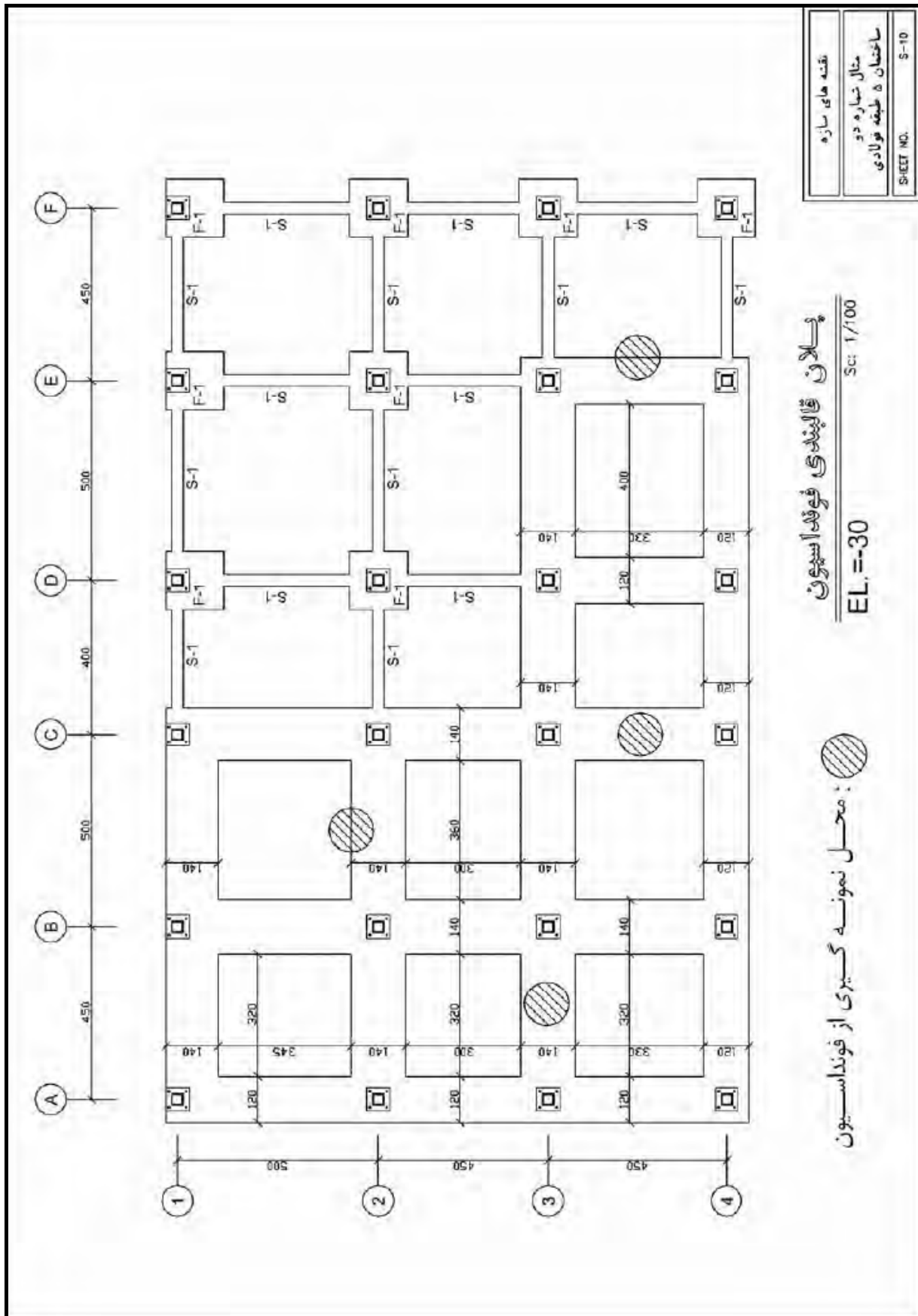


شکل ۸-۵۲- نقشه‌های سازه



نقشه های سازه
 مثال شماره دو
 ساختمان ۵ طبقه فولادی
 SHEET NO. S-09

شکل ۸-۵۳- نقشه های سازه



شکل ۸-۵۴ - نقشه های سازه