





دانشکده مهندسی عمران
پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سیستم سازه‌ای ترکیبی ستون بتنی_تیر فولادی (RCS) توسط منحنی‌های شکنندگی

نگارنده: امیر ضیائی فرد

اساتید راهنما

دکتر حسین پهلوان

دکتر وحیدرضا کلات جاری

استاد مشاور

مهندس علی ناصری

شهریور ۱۳۹۷

شماره:
تاریخ:

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای **امیر ضیائی فرد** با شماره دانشجویی **۹۵۰۹۵۵۴** رشته **مهندسی عمران** گرایش **سازه** تحت عنوان **ارزیابی احتمالاتی عملکرد لوزه‌های ساختمان‌های دارای سیستم سازه‌ای ترکیبی ستون بتنی-تیر فولادی (RCS) توسط منحنی‌های شکنندگی** که در تاریخ **۱۳۹۷/۰۶/۲۰** با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

<input type="checkbox"/> مردود	<input checked="" type="checkbox"/> قبول (با درجه: بسیار خوب)
<input type="checkbox"/> عملی	<input checked="" type="checkbox"/> نظری

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استادارهنمای اول	دکتر حسین پهلوان	استادیار	
۲- استادارهنمای دوم	دکتر وحیدرضا کلات‌جاری	دانشیار	
۳- استاد مشاور	مهندس علی ناصری	مربی	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر جلیل شفاهی	استادیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر محمد شامخی	دانشیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: **احمد احمدی**
تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تصوه: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مقطع تحصیلی) می‌تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم بہ

ہمہ می کسانی کہ جهان را بہ سوی آبادانی و پیشرفت

و مردم را بہ سوی رسائی و خوشنہتی رہنمون می سازند.

سپاس گزارم از

خانواده‌ی عزیزم

و استادان ارجمندم جناب آقای دکتر کلات جاری و جناب آقای دکتر پهلوان

که بی دریغ مراد مسیر رسیدن به هدف‌هایم و انجام این پژوهش پشتیبانی کردند.

تعهدنامه

اینجانب **امیر ضیائی فرد** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مهندسی عمران گرایش سازه** دانشکده **مهندسی عمران** دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان‌نامه **ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سیستم سازه‌ای ترکیبی ستون بتنی-تیر فولادی (RCS)** توسط **منحنی‌های شکنندگی** تحت راهنمایی آقایان **دکتر حسین پهلوان** و **دکتر وحیدرضا کلات جاری** متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان‌نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان‌نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان‌نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد.
- این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان‌نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

در سازه‌های ترکیبی متشکل از ستون بتنی و تیر فولادی (RCS)، با توجه به مقاومت فشاری بالای بتن نسبت به مقاومت کششی آن، استفاده از بتن در ستون، بهترین رفتار مورد انتظار از بتن و هم‌چنین با توجه به مقاومت کششی بالای فولاد، استفاده از فولاد در عضو خمشی، مناسب‌ترین رفتار فولاد را در یک سازه نتیجه می‌دهد.

با توجه به این‌که کشور ایران در منطقه زلزله‌خیزی قرار دارد، بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای رایج در ایران کاملاً ضروری است. قاب‌های RCS اگرچه حدود سه دهه است که در سراسر جهان طراحی و اجرا می‌شود، اما تاکنون عملکرد لرزه‌ای آن‌ها کم‌تر مورد ارزیابی احتمالاتی قرار گرفته و اتصالات این نوع سازه‌ها بیش‌تر مورد توجه محققین بوده‌است.

از این‌رو در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب‌خمش RCS به‌صورت ۳ بعدی و توسط منحنی‌های شکنندگی مورد ارزیابی احتمالاتی قرار گرفته‌است. برای این‌منظور ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌خمش RCS براساس آیین‌نامه‌های بتن و فولاد ایران طراحی شده و سپس در نرم‌افزار OpenSEES به‌صورت ۳ بعدی مدل‌سازی شدند و تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) قرار گرفتند. هم‌چنین با استفاده از نتایج تحلیل پوش‌اور ضریب‌رفتار این نوع سازه‌ها نیز محاسبه گردید.

در انتها با رسم منحنی‌های شکنندگی در این منحنی‌ها مشاهده می‌شود که شکنندگی قاب‌خمش RCS و قاب‌خمش بتن‌آرمه بسیار مشابه هستند. به‌طور کلی قاب RCS در همه‌ی ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه از سایر قاب‌ها شکننده‌تر نشان می‌دهد. قاب فولادی در ساختمان‌های کوتاه و متوسط عملکرد بهتری دارد، اما در ساختمان بلندمرتبه قاب بتنی رفتار بهتری از خود نشان می‌دهد. هم‌چنین با مقایسه‌ی وزن و برش پایه‌ی سازه‌های RCS و بتن‌آرمه مشاهده شد که وزن سازه‌های RCS به‌طور چشم‌گیری کم‌تر از سازه‌های بتن‌آرمه است، اما این اختلاف در مقایسه‌ی برش پایه‌ی سازه‌ها که نسبتی از وزن سازه‌ها است به گونه‌ای دیگر است. به‌طوری‌که برش پایه‌ی سازه‌ی RCS در ساختمان ۳ طبقه کم‌تر از سازه‌ی بتن‌آرمه بوده، ولی در ساختمان ۵ طبقه برابر و در ساختمان ۸ طبقه بیش‌تر از سازه‌ی بتن‌آرمه است و این نشان می‌دهد که نحوه‌ی محاسبه‌ی ضریب برش پایه و زمان تناوب برای سازه‌ی RCS در آیین‌نامه‌های بارگذاری مناسب نبوده و بسیار محافظه‌کارانه است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی مرکب ستون بتنی-تیر فولادی ، عملکرد لرزه‌ای ، منحنی شکنندگی ،

RCS ، نرم‌افزار OpenSEES

پیش‌گفتار

زمین‌لرزه پدیده‌ای است که در سراسر جهان احتمال وقوع آن همیشه وجود دارد. این پدیده هر سال در نقاط متعددی از جهان رخ می‌دهد و جان‌ده‌ها انسان را می‌گیرد. نمی‌توان از وقوع زلزله جلوگیری کرد و یا زمان وقوع آن را پیش‌بینی کرد. اما می‌توان با طراحی و ساخت بناهای ایمن و همچنین شناسایی و بهسازی بناهای نایمن تلفات جانی ناشی از زلزله را به حداقل رساند. در واقع این زلزله نیست که جان انسان‌ها را می‌گیرد، بلکه ساختمان‌هایی که در اثر زلزله بر سر ساکنینش آوار می‌شوند موجب خسارت‌های مالی و جانی می‌شوند. بنابراین بسیار ضروری است که جامعه‌ی مهندسی و پژوهشگران و سایر فعالان حوزه‌ی صنعت ساختمان به این مهم توجهی ویژه داشته و ایمن‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله را در روند طراحی و ساخت و نیز در بحث مدیریت شهری به‌عنوان دیدگاه اصلی خود قرار دهند.

باتوجه به وجود بحران و خطرهای احتمالی ناشی از زلزله و احساس نگرانی مداوم جامعه‌ی ایران از این ناحیه، وظیفه‌ی فعالان و پژوهشگران صنعت ساختمان کشور آن است که راه‌هایی را برای به حداقل رساندن خسارت‌های ناشی از تخریب بناها ارائه بدهند. از این‌رو شناسایی بناهای فرسوده و نایمن در برابر زلزله و ارائه‌ی راهکارهایی برای بهسازی آنها کاملاً ضروری است. همچنین باید به روش‌های طراحی و ساخت سازه‌های جدید توجه ویژه‌ای داشت و رفتار احتمالی سیستم‌های مختلف سازه‌ای را در برابر زلزله به‌نحوی پیش‌بینی کرد تا در آینده شاهد از دست رفتن جان انسان‌ها به‌علت کیفیت پایین بناها نباشیم.

یکی از سیستم‌های سازه‌ای که در دنیا رایج است و در سال‌های اخیر توجه طراحان در ایران را جلب کرده‌است قاب‌خمش‌ی ترکیبی با ستون بتنی و تیر فولادی است که به‌نام قاب‌خمش‌ی RCS شناخته می‌شود. در این پژوهش رفتار قاب‌خمش‌ی RCS تحت زلزله مورد ارزیابی قرار گرفته‌است. در واقع هدف این پژوهش این است که با بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های RCS و نتایج حاصل از این پژوهش در کنار سایر پژوهش‌های ارزشمندی که پیش‌تر انجام شده‌است، به شناسایی مزایا و معایب این‌گونه سازه‌ها پرداخته و با جلب توجه کارفرمایان، طراحان و همچنین کارگروه‌های تدوین آیین‌نامه‌های طراحی، ضوابط مربوط به طراحی و اجرای قاب‌های ترکیبی RCS در آیین‌نامه‌های ایران جای بگیرد.

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

۱- کلات جاری. و، پهلوان. ح، ضیائی فرد. ا، ناصری. ع. (۱۳۹۷) "ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سیستم سازه‌ای ترکیبی ستون بتنی_تیر فولادی (RCS) توسط منحنی‌های شکنندگی" یازدهمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

فهرست مطالب

ش	فهرست جداول
ص	فهرست اشکال
۱	فصل ۱: مقدمه
۲	۱-۱ مقدمه
۳	۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش
۴	۳-۱ هدف پژوهش
۴	۴-۱ روش پژوهش
۵	۵-۱ جمع‌بندی و مروری بر فصل‌های پایان‌نامه
۷	فصل ۲: ادبیات فنی و پیشینه‌ی پژوهش
۸	۱-۲ مقدمه
۸	۲-۲ سیستم سازه‌ای RCS
۸	۱-۲-۲ تعریف
۹	۲-۲-۲ اتصالات
۱۲	۳-۲-۲ قاب خمشی RCS
۱۳	۴-۲-۲ آیین‌نامه‌های طراحی
۱۴	۵-۲-۲ پیشینه‌ی پژوهش
۲۶	۳-۲ منحنی شکنندگی
۲۶	۱-۳-۲ تعریف
۲۷	۲-۳-۲ روش‌های ترسیم منحنی‌های شکنندگی
۳۰	۳-۳-۲ مراحل ترسیم منحنی شکنندگی به‌روش تحلیل دینامیکی غیرخطی
۳۱	۴-۳-۲ تئوری احتمال منحنی شکنندگی
۳۵	۵-۳-۲ ترسیم منحنی شکنندگی
۳۶	۶-۳-۲ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی
۳۷	۷-۳-۲ ماتریس خرابی

۳۸ دقت منحنی‌های شکنندگی	۲-۳-۸
۳۹ پیشینه‌ی پژوهش	۲-۳-۹
۴۴ نرم‌افزار اپنسیس	۲-۴-۴
۴۴ معرفی	۲-۴-۱
۴۵ ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس	۲-۴-۲
۴۶ روش‌های تحلیل سازه	۲-۵-۵
۴۶ تحلیل استاتیکی خطی	۲-۵-۱
۴۷ تحلیل دینامیکی خطی	۲-۵-۲
۴۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی	۲-۵-۳
۵۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی	۲-۵-۴
۵۳ تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده	۲-۵-۵
۵۷ ضریب رفتار (R)	۲-۶-۶
۵۷ ضریب برش پایه‌ی طراحی (C_w و C_s)	۲-۶-۱
۵۸ ضریب برش پایه‌ی ارتجاعی (C_{eu})	۲-۶-۲
۵۸ ضریب برش پایه‌ی طراحی در روش حالت حدی و ضرایب بار و مقاومت	۲-۶-۳
۵۹ ضریب برش پایه‌ی طراحی در روش تنش مجاز	۲-۶-۴
۵۹ نسبت C_s به C_w	۲-۶-۵
۶۱ جمع‌بندی و مروری بر فصل	۲-۷

فصل ۳: روش تحقیق

۶۳		
۶۴ مقدمه	۳-۱
۶۴ تعریف مدل	۳-۲
۶۹ مدل‌سازی در اپنسیس	۳-۳
۶۹ تعریف مصالح	۳-۳-۱
۷۴ تعریف مقاطع	۳-۳-۲
۷۴ تعریف هندسه‌ی سازه	۳-۳-۳
۷۵ بارگذاری	۳-۳-۴
۷۵ دستورهای مربوط به تحلیل	۳-۳-۵
۷۸ صحت‌سنجی	۳-۴

۵-۳	مشخصات شتابنگاشت‌ها	۸۰
۵-۳	سطوح خرابی	۸۱
۶-۳	تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)	۸۲
۷-۳	تحلیل پوش‌اور و محاسبه‌ی ضریب رفتار (R)	۸۲
۸-۳	ترسیم منحنی‌های شکنندگی	۸۴
۹-۳	جمع‌بندی و مروری بر فصل	۸۵

فصل ۴: تجزیه و تحلیل نتایج

۱-۴	مقدمه	۸۸
۲-۴	منحنی IDA	۸۸
۳-۴	منحنی‌های شکنندگی قاب‌خمش RCS	۹۰
۳-۴	مقایسه‌ی شکنندگی قاب‌های RCS ، بتن‌آرمه و فولادی	۹۶
۴-۴	میان‌ه‌ی شکنندگی	۹۷
۵-۴	وزن، برش پایه و لنگر واژگونی	۹۹
۶-۴	نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور	۱۰۱
۷-۴	جمع‌بندی مروری بر فصل	۱۰۴

فصل ۵: بحث و نتیجه‌گیری

۱-۵	مقدمه	۱۰۶
۲-۵	بررسی منحنی‌های شکنندگی	۱۰۶
۳-۵	بررسی وزن، برش پایه و لنگر واژگونی	۱۰۷
۵-۵	نتیجه‌گیری	۱۰۸
۶-۵	پیشنهادها	۱۰۸

مراجع

فهرست جداول

- جدول ۱-۱. زلزله‌های به‌وقوع‌پیوسته در ۵۰ سال اخیر در ایران ۲
- جدول ۱-۳. تیپ‌بندی ارتفاعی طبق دستورالعمل HAZUS ۶۲
- جدول ۲-۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۳ طبقه ۶۵
- جدول ۳-۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۵ طبقه ۶۵
- جدول ۴-۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۸ طبقه ۶۶
- جدول ۵-۳. مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌خمش RCS ... ۶۶
- جدول ۶-۳. مقادیر f'_{cc} و K_{fc} برای مقاطع مختلف ستون‌ها ۷۱
- جدول ۷-۳. مقادیر مختلف دوره‌ی تناوب ۷۵
- جدول ۸-۳. شتاب‌نگاشت‌های اصلاح‌شده‌ی آیین‌نامه‌ی FEMA P695 با توجه به شرایط ساختگاه ۷۸
- جدول ۹-۳. میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی براساس نوع خرابی ۷۹
- جدول ۱-۴. مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی قاب‌های خمشی RCS و بتن‌آرمه و فولادی ۹۷
- جدول ۲-۴. ضریب رفتار قاب‌خمش متوسط RCS ۹۹
- جدول ۳-۴. نتایج تحلیل پوش‌اور ۹۹
- جدول ۱-۵. ضرایب برش پایه‌ی قاب‌های خمشی RCS و بتن‌آرمه و فولادی ۱۰۵

فهرست اشکال

- شکل ۲-۱. انواع شکست اتصالات RCS ۱۰
- شکل ۲-۲. شمای کلی اتصال تیرپیوسته ۱۱
- شکل ۲-۳. شمای کلی اتصال ستون پیوسته ۱۱
- شکل ۲-۴. اتصالات پیشنهاد شده توسط استاندارد ASCE 1994 ۱۳
- شکل ۲-۵. مکانیسم توزیع مقاومت برشی در اتصال ۱۶
- شکل ۲-۶. جزئیات اتصال آزمایش انجام شده توسط مورتا و ایزاکی ۱۷
- شکل ۲-۷. قاب آزمایش شده در مؤسسه‌ی توسعه و تحقیق صنعتی آمریکا ۲۰
- شکل ۲-۸. قاب آزمایش شده در مؤسسه‌ی صنعتی اوساکا ۲۰
- شکل ۲-۹. جزئیات اتصال آزمایش شده توسط علیزاده و عطار ۲۲
- شکل ۲-۱۰. جزئیات اتصال آزمایش شده توسط علیزاده و عطار ۲۳
- شکل ۲-۱۱. اتصال SPI آزمایش شده توسط میرقادری و اقبالی ۲۴
- شکل ۲-۱۲. اتصال SPU آزمایش شده توسط میرقادری و اقبالی ۲۴
- شکل ۲-۱۳. اتصال TPI آزمایش شده توسط اقبالی و میرقادری ۲۵
- شکل ۲-۱۴. اتصال TPU آزمایش شده توسط اقبالی و میرقادری ۲۵
- شکل ۲-۱۵. نمودار توزیع نرمال ۳۱
- شکل ۲-۱۶. احتمال خرابی در نمودار توزیع نرمال ۳۲
- شکل ۲-۱۷. نمودار توزیع لوگ نرمال ۳۲
- شکل ۲-۱۸. منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال ۳۵
- شکل ۲-۱۹. منحنی ساده شده‌ی نیرو-تغییر مکان ۴۹
- شکل ۲-۲۰. چگونگی تعیین ضریب رفتار از روی منحنی ظرفیت ۵۷
- شکل ۲-۲۱. پاسخ کلی سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده ۵۸
- شکل ۳-۱. پلان تیپ ساختمان‌ها ۶۳
- شکل ۳-۲. نمای سه بعدی ساختمان ۳ طبقه ۶۴
- شکل ۳-۳. نمای سه بعدی ساختمان ۵ طبقه ۶۴
- شکل ۳-۴. نمای سه بعدی ساختمان ۸ طبقه ۶۴
- شکل ۳-۵. رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ ۶۸

- شکل ۳-۶. بتن ۰۲ با نرم‌شوندگی کششی خطی ۶۸
- شکل ۳-۷. مدل رفتار چرخه‌ای تنش-کرنش بتن ۰۲ ۶۸
- شکل ۳-۸. منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده و محصورنشده ۶۹
- شکل ۳-۹. هسته‌ی محصورشده‌ی مؤثر برای مقاطع مستطیلی ۷۰
- شکل ۳-۱۰. مدل آزمایشگاهی قاب ۲ طبقه برای صحت سنجی ۷۶
- شکل ۳-۱۱. مدل نرم‌افزاری قاب ۲ طبقه برای صحت سنجی ۷۶
- شکل ۳-۱۲. نمودارهای پوش‌اور حاصل از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی قاب ۲ طبقه ۷۷
- شکل ۴-۱. منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه ۸۶
- شکل ۴-۲. منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه ۸۷
- شکل ۴-۳. منحنی IDA ساختمان ۸ طبقه ۸۷
- شکل ۴-۴. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۳ طبقه (توزیع احتمالاتی لوگ نرمال) ... ۸۸
- شکل ۴-۵. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۵ طبقه (توزیع احتمالاتی لوگ نرمال) ... ۸۸
- شکل ۴-۶. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۸ طبقه (توزیع احتمالاتی لوگ نرمال) ... ۸۹
- شکل ۴-۷. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۳ طبقه (توزیع احتمالاتی لوگ نرمال) ۹۰
- شکل ۴-۸. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۵ طبقه (توزیع احتمالاتی لوگ نرمال) ۹۰
- شکل ۴-۹. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۸ طبقه (توزیع احتمالاتی لوگ نرمال) ۹۱
- شکل ۴-۱۰. منحنی شکنندگی ساختمان‌های با قاب خمشی متوسط RCS در سطح خرابی کم ۹۱
- شکل ۴-۱۱. منحنی شکنندگی ساختمان‌های با قاب خمشی متوسط RCS در سطح خرابی متوسط ۹۲
- شکل ۴-۱۲. منحنی شکنندگی ساختمان‌های با قاب خمشی متوسط RCS در سطح خرابی زیاد ۹۲
- شکل ۴-۱۳. منحنی شکنندگی ساختمان‌های با قاب خمشی متوسط RCS در سطح خرابی کامل ۹۳
- شکل ۴-۱۴. منحنی شکنندگی ساختمان ۳ طبقه‌ی RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۴
- شکل ۴-۱۵. منحنی شکنندگی ساختمان ۵ طبقه‌ی RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۴
- شکل ۴-۱۶. منحنی شکنندگی ساختمان ۸ طبقه‌ی RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۵
- شکل ۴-۱۷. نمودار میانه‌ی شکنندگی برای ساختمان‌های ۳ طبقه‌ی RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۶
- شکل ۴-۱۸. نمودار میانه‌ی شکنندگی برای ساختمان‌های ۵ طبقه‌ی RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۶
- شکل ۴-۱۹. نمودار میانه‌ی شکنندگی برای ساختمان‌های ۸ طبقه‌ی RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۶
- شکل ۴-۲۰. نمودار مقایسه‌ی وزن سازه‌های RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۸
- شکل ۴-۲۱. نمودار مقایسه‌ی برش پایه‌ی سازه‌های RCS، بتن‌آرمه و فولادی ۹۸

- شکل ۴-۲۲. نمودار مقایسه‌ی لنگر واژگونی سازه‌های RCS، بتن آرمه و فولادی ۹۸
- شکل ۴-۲۳. مفصل‌های تشکیل شده در سازه‌ی ۳ طبقه با قاب خمشی RCS ۱۰۰
- شکل ۴-۲۴. مفصل‌های تشکیل شده در سازه‌ی ۵ طبقه با قاب خمشی RCS ۱۰۰
- شکل ۴-۲۵. مفصل‌های تشکیل شده در سازه‌ی ۸ طبقه با قاب خمشی RCS ۱۰۱

فصل ۱: مقدمه

۱-۱ مقدمه

زمین لرزه پدیده‌ای است که در سراسر جهان احتمال وقوع آن همیشه وجود دارد. این پدیده هر سال در نقاط متعددی از جهان رخ می‌دهد و جان ده‌ها انسان را می‌گیرد. نمی‌توان از وقوع زلزله جلوگیری کرد و با زمان وقوع آن را پیش‌بینی کرد. اما می‌توان با طراحی و ساخت بناهای ایمن و همچنین شناسایی و بهسازی بناهای نایمن تلفات جانی ناشی از زلزله را به حداقل رساند. در واقع این زلزله نیست که جان انسان‌ها را می‌گیرد، بلکه ساختمان‌هایی که در اثر زلزله بر سر ساکنینش آوار می‌شوند موجب خسارت‌های مالی و جانی می‌شوند. بنابراین بسیار ضروری است که جامعه‌ی مهندسی و پژوهشگران و سایر فعالان حوزه‌ی صنعت ساختمان به این مهم توجهی ویژه داشته و ایمن‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله را در روند طراحی و ساخت و نیز در بحث مدیریت شهری به‌عنوان دیدگاه اصلی خود قرار دهند.

خطر زلزله و لزوم توجه خاص به این مقوله در کشوری مانند ایران از اهمیتی دوچندان برخوردار است و باید به‌طور خیلی جدی‌تر در راستای جلوگیری از خسارت‌های احتمالی ناشی از زلزله گام برداشت. چراکه کشور ایران در منطقه‌ای لرزه‌خیز با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد واقع شده است. سالانه تعدادی زیادی زلزله‌ی کوچک و بزرگ در مناطق مختلف کشور توسط شتاب‌نگاشت‌ها ثبت می‌شوند و گاهی نیز منجر به خرابی و خسارت‌های مالی و جانی می‌شوند. در جدول ۱-۱ زلزله‌هایی که در ۵۰ سال اخیر در ایران رخ داده و تلفات جانی سنگینی به‌همراه داشته‌اند ذکر شده است. با بررسی این جدول می‌توان گفت به‌طور میانگین هر سه الی چهار سال یک زمین‌لرزه‌ی بزرگ با خسارت‌های مالی و جانی شدید در ایران به‌وقوع پیوسته است و در مجموع جان بیش از ۱۲۴۰۰۰ نفر را گرفته‌اند. این آمار عجیب عمق بحران زلزله در ایران را نشان می‌دهد و نگرانی و توجه هرچه بیشتر مهندسان، پژوهشگران، سازندگان و سایر افراد مرتبط با صنعت ساختمان و همچنین مدیران شهری و سایر نهادهای حکومتی را می‌طلبد.

جدول ۱-۱. زلزله‌های به‌وقوع پیوسته در ۵۰ سال اخیر در ایران [۱]

ردیف	محل وقوع زلزله	سال	بزرگا (ریشتر)	تعداد جان‌باختگان (نفر)
۱	بوئین‌زهرا	۱۳۴۱	۷/۲	۱۰۰۰۰
۲	دشت بیاض	۱۳۴۷	۷/۴	۱۰۵۰۰
۳	قیر	۱۳۵۱	۶/۹	۴۰۰۰
۴	خورگو	۱۳۵۶	۷	۱۲۸
۵	طبس	۱۳۵۷	۷/۷	۱۹۶۰۰

ادامه‌ی جدول ۱-۱. زلزله‌های به‌وقوع‌پیوسته در ۵۰ سال اخیر در ایران

ردیف	محل وقوع زلزله	سال	بزرگا (ریشتر)	تعداد جان‌باختگان (نفر)
۶	قائن	۱۳۵۸	۷/۱	۱۳۰
۷	سیرج	۱۳۶۰	۷/۴	۱۳۰۰
۸	رودبار و منجیل	۱۳۶۹	۷/۴	۳۵۰۰۰
۹	بیرجند	۱۳۷۶	۷/۳	۱۵۰۰
۱۰	آوج	۱۳۸۱	۶/۶	-
۱۱	بم	۱۳۸۲	۶/۵	۴۱۰۰۰
۱۲	فیروزآباد فارس	۱۳۸۳	۶/۳	-
۱۳	زرنند	۱۳۸۳	۶/۴	۶۱۲
۱۴	بروجرد	۱۳۸۵	۶/۱	۷۰
۱۵	اهر و ورزقان	۱۳۹۱	۶/۲	۲۵۰
۱۶	ایلام	۱۳۹۳	۶/۱	-
۱۷	کرمانشاه	۱۳۹۶	۷/۳	۴۳۷
مجموع کل جان‌باختگان				۱۲۴۵۲۷ نفر

۲-۱ ضرورت و اهمیت پژوهش

همان‌طور که گفته شد، کشور ایران در منطقه‌ای لرزه‌خیز واقع شده‌است. از طرفی بناهای بسیاری وجود دارد که به‌دلیل فرسودگی از مقاومت ناچیزی در برابر زلزله برخوردار بوده و یا با روش‌های غلط سنتی ساخته شده‌اند. هم‌چنین اغلب شهرهای ایران دارای معماری شهری غیراستاندارد هستند و نیز روستاهایی در مناطق دوردست وجود دارند که از امکانات و راه‌های ارتباطی بسیار ضعیفی برخوردار هستند، که این موضوع امداد رسانی را در مواقع بحرانی با مشکلات جدی روبرو می‌کند و این خود موجب افزایش تلفات جانی و مالی می‌شود. همه‌ی این موارد موجب نگرانی و توجه روزافزون جامعه به مقوله‌ی زلزله و اتفاقات پس از آن می‌شود.

در این زمینه وظیفه‌ی فعالان و پژوهشگران صنعت ساختمان کشور است که راه‌هایی برای به حداقل رساندن خسارت‌های ناشی از تخریب بناها ارائه دهند. از این‌رو شناسایی بناهای فرسوده و نایمن در برابر

زلزله و ارائه‌ی راهکارهایی برای بهسازی آنها کاملاً ضروری است. هم‌چنین باید به روش‌های طراحی و ساخت سازه‌های جدید توجه ویژه‌ای داشت و رفتار احتمالی سیستم‌های مختلف سازه‌ای را در برابر زلزله به‌نحوی پیش‌بینی کرد تا در آینده شاهد ازدست‌رفتن جان انسان‌ها به‌علت کیفیت پایین بناها نباشیم.

۳-۱ هدف پژوهش

باتوجه به وجود بحران و خطرهای احتمالی ناشی از زلزله و احساس نگرانی مداوم جامعه‌ی ایران از این ناحیه لازم است تا شناخت مناسبی نسبت به رفتار سیستم‌های سازه‌ای گوناگون تحت اثر زلزله داشته باشیم تا باتوجه به شرایط معماری، کاربری، میزان خطر نسبی لرزه‌خیزی ساختگاه و سایر شرایط موجود بتوان بهترین شیوه‌ی ساخت و طراحی را انتخاب و از رفتار سازه تحت زلزله‌های احتمالی اطمینان کافی حاصل نمود.

یکی از سیستم‌های سازه‌ای که در دنیا رایج است و در سال‌های اخیر توجه طراحان در ایران را جلب کرده‌است، قاب‌خمش‌ی ترکیبی با ستون بتنی و تیر فولادی است که به‌نام قاب‌خمش‌ی RCS^۱ شناخته می‌شود. در این پژوهش رفتار قاب‌خمش‌ی RCS تحت زلزله مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. درواقع هدف از پژوهش این است که با بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های RCS و نتایج حاصل از آن در کنار سایر پژوهش‌های ارزشمندی که پیش‌تر انجام شده‌است، به شناسایی مزایا و معایب این‌گونه سازه‌ها پرداخته و با جلب توجه کارفرمایان، طراحان و هم‌چنین کارگروه‌های تدوین آیین‌نامه‌های طراحی، ضوابط مربوط به طراحی و اجرای قاب‌های ترکیبی RCS در آیین‌نامه‌های ایران جای بگیرد.

۴-۱ روش پژوهش

منحنی‌های شکنندگی ابزار مهمی در ارزیابی احتمالاتی خطر برای سازه‌ها محسوب می‌شوند. چراکه این منحنی‌ها احتمال وقوع سطوح مختلف خسارت ناشی از طیف شدت‌های زمین‌لرزه را برای یک سازه ارائه می‌کنند. ازاین‌رو در این پژوهش تصمیم برآن است تا با رسم این منحنی‌ها برای سازه‌های RCS، عملکرد لرزه‌ای آنها موردارزیابی قرار بگیرد.

^۱ Reinforced Concrete Column – Steel Beam

برای این منظور سه ساختمان با ارتفاع متفاوت و با پلان یکسان انتخاب و توسط نرم‌افزار ایتبس^۱ طراحی و سپس در برنامه‌ی اپنسیس^۲ به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شد و مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) قرار گرفته و با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل IDA منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها رسم می‌شوند. سپس تحلیل پوش‌اور روی سازه‌ها صورت پذیرفته و ضریب‌رفتار سازه محاسبه می‌شوند تا با آنچه در آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا^۴ پیشنهاد شده است مقایسه شوند. در نهایت با بررسی منحنی‌های شکنندگی عملکرد قاب خمشی RCS با قاب خمشی بتن آرمه و قاب خمشی فولادی مقایسه می‌شود.

۵-۱ جمع‌بندی و مروری بر فصل‌های پایان‌نامه

در فصل یک چنان‌چه ملاحظه گردید به شرح موضوع پایان‌نامه و اهمیت آن پرداخته شد. همچنین هدف، ضرورت و روش انجام این پژوهش به‌طور خلاصه بیان گردید.

در فصل دوم به تعریف سازه‌ی مورد‌بحث، روش‌های تحلیل، ابزار ارزیابی رفتار سازه و نرم‌افزارهای مورد‌استفاده پرداخته می‌شود. همچنین مروری بر پژوهش‌های مشابه انجام گردید.

فصل سوم روش انجام تحقیق را که در فصل یک به‌طور خلاصه به آن اشاره شد، به‌طور کامل تشریح می‌کند. مدل‌های مورد‌بررسی و شیوه‌ی بررسی نتایج حاصل از تحلیل در این فصل معرفی شده‌اند.

در فصل چهارم نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌ها در قالب نمودارها و جدول‌ها نشان داده شده و مورد بحث قرار می‌گیرند.

در فصل پنجم نتایج کلی پژوهش آورده شده و پیشنهادهاتی برای تحقیقات آتی مطرح خواهد شد.

^۱ ETABS 2016

^۲ OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)

^۳ Incremental Dynamic Analysis

^۴ ASCE 7-10

فصل ۲: ادبیات فنی و پیشہ می پرورش

۱-۲ مقدمه

در این فصل سیستم سازه‌ی مورد بحث، یعنی قاب خمشی RCS به‌طور کامل معرفی شده و مزایا، معایب، شیوه‌ی طراحی و آیین‌نامه‌های مربوطه بیان می‌گردد و تحقیقاتی که در این زمینه صورت پذیرفته مرور می‌شود. منحنی‌های شکنندگی نیز معرفی شده و پیشینه‌ی پژوهشی مربوط به این منحنی‌ها بررسی خواهد شد. هم‌چنین نرم‌افزار اپنسیس که اصلی‌ترین ابزار تحلیلی در این پژوهش است معرفی می‌شود. در انتها در مورد روش‌های تحلیلی مورد استفاده در این پژوهش، از جمله تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) و تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده یا پوش‌اور^۱ به‌طور کامل بحث خواهد شد.

۲-۲ سیستم سازه‌ای RCS^۲

۱-۲-۲ تعریف

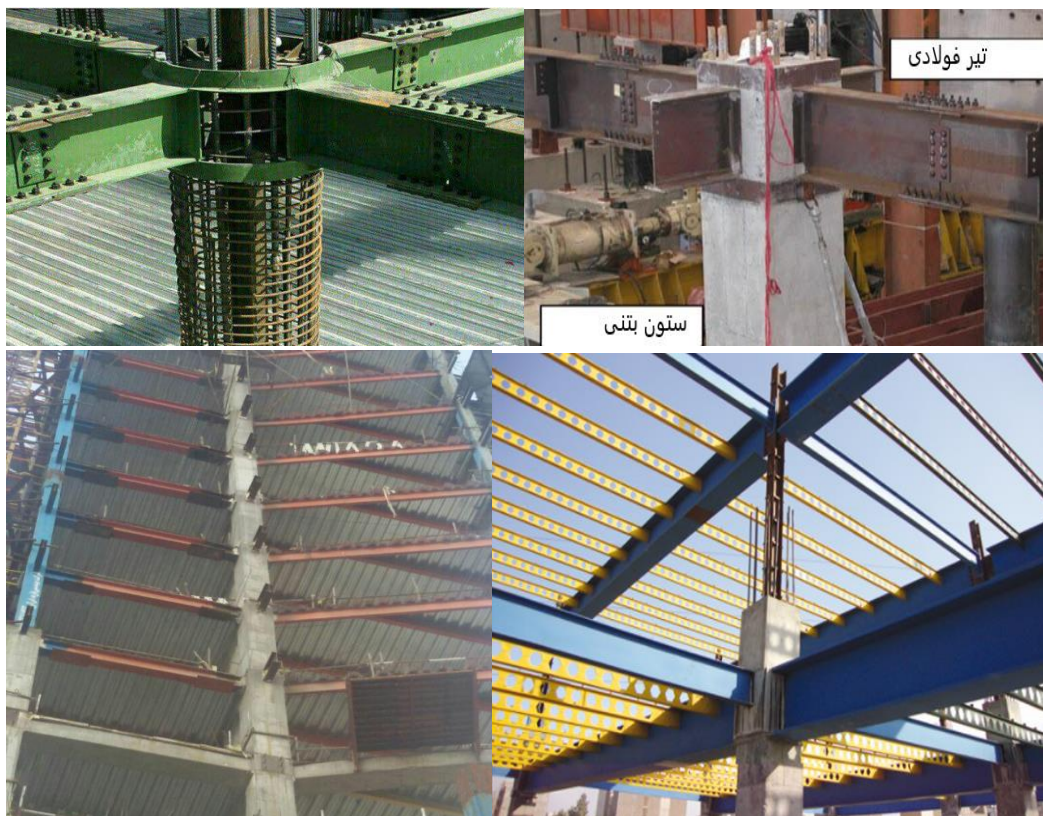
سازه‌هایی هستند که از ترکیب ستون‌های بتنی و تیرهای فلزی تشکیل می‌شوند. دلیل استفاده از این گونه سازه‌ها آن است که با استفاده از هر ماده در محل مناسب بیش‌ترین بهره‌مندی از ویژگی‌های آن ماده صورت بپذیرد. چنان‌چه می‌دانیم بتن در فشار رفتار بسیار خوب و مطلوبی دارد، بنابراین استفاده از بتن در المان‌های فشاری، مانند ستون‌ها، منطقی و مقرون‌به‌صرفه خواهد بود. ولی در اجزایی که تحت خمش و یا کشش قرار دارند، مانند تیرها، استفاده از بتن چندان توجیه‌پذیر نیست و مشکلاتی را به همراه خواهد داشت. چراکه بتن در کشش و خمش مقاومتی از خود نشان نمی‌دهد و باید از میلگردهای فولادی برای تأمین مقاومت خمشی و کششی استفاده کنیم. حال اگر دهانه‌ی المان خمشی بتن‌آرمه زیاد باشد ناچار به افزایش ارتفاع تیر و افزایش میلگردهای کششی خواهیم بود، که این موضوع هم به لحاظ معماری خوشایند نیست و هم هزینه‌ها را افزایش می‌دهد. هم‌چنین به دلیل افزایش وزن تیرها بار محوری ستون‌ها زیاد شده و در نتیجه ابعاد پی بزرگ‌تر می‌شوند.

استفاده از تیر فولادی در دهانه‌های بزرگ مشکلات فوق را به‌همراه نخواهد داشت. چون فولاد در کشش و خمش رفتار بسیار خوبی دارد و نیز با افزایش ارتفاع تیر، ظرفیت خمشی آن با توان ۲ افزایش می‌یابد. فولاد در فشار نیز رفتاری مشابه رفتار کششی دارد و حتی از بتن مقاومت بالاتری دارد. ولی با این‌حال ستون فولادی ارجحیتی به ستون بتنی ندارد. چون در صورت زیاد شدن ارتفاع ستون، مقطع

^۱ Pushover

^۲ Reinforced Concrete Column – Steel Beam Frame

فولادی دچار کماتش شده و لاغری بر طراحی حاکم می‌شود. برای رفع این ضعف ابعاد مقطع فولادی به صورت تصاعدی افزایش می‌یابد، که با توجه به قیمت فولاد اصلا مقرون به صرفه نخواهد بود. از طرفی سختی ستون بتنی در باربری جانبی بسیار بهتر از ستون فولادی است. به‌طور خلاصه می‌توان گفت استفاده از ستون بتنی موجب افزایش سختی و میرایی و نیز کاهش هزینه‌ی مصالح و ساخت می‌شود. از طرفی استفاده از تیر فولادی ظرفیت اتلاف انرژی سازه را افزایش می‌دهد و بار مرده را کاهش می‌دهد که این خود موجب کاهش نیروی وارد بر پی و در نهایت کاهش ابعاد و ارتفاع پی می‌شود [۲]. در تصویر ۱-۲ نمونه‌هایی از سازه‌هایی که دارای سیستم قاب خمشی RCS هستند نشان داده شده است.



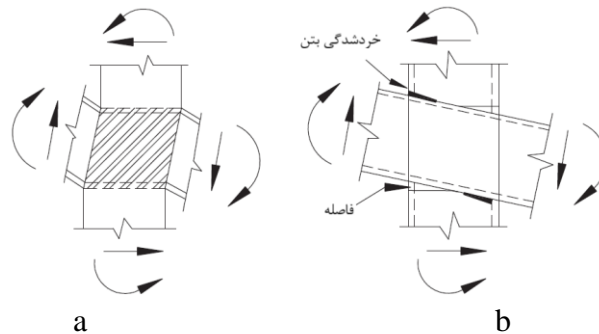
تصویر ۱-۲. نمونه‌هایی از سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی RCS

۲-۲-۲ اتصالات

اتصال تیر فولادی به ستون بتنی پیچیده‌ترین و ابتدایی‌ترین چالش در طراحی سازه‌های RCS است. از همین رو اکثر تحقیقات در سراسر جهان روی اتصالات این سازه‌ها متمرکز شده‌اند. در دهه‌ی ۱۹۸۰

میلادی در ژاپن بیش از ۴۰۰ نوع اتصال مورد آزمایش قرار گرفت. هم‌چنین در آمریکا ۱۷ اتصال مختلف را آزمایش کردند. آزمایش‌ها نشان داد دو مد شکست در اتصال RCS رخ می‌دهد [۳]؛

- شکست برشی که همراه است با تسلیم جان تیر فولادی و خردشدگی بتن (شکل ۱-۲-۱-۱)
- شکست تکیه‌گاهی^۱ به دلیل خردشدگی بتن در ناحیه‌ی پرتنش تکیه‌گاه در بالا و پایین بال‌های تیر فولادی (شکل ۱-۲-۱-۲).



شکل ۱-۲. انواع شکست اتصالات RCS؛ (a) شکست برشی، (b) شکست تکیه‌گاهی [۳]

هم‌چنین در نتایج آزمایش‌ها می‌توان مشاهده کرد که جزئیات اتصال تأثیر مستقیم بر مقاومت و شکل‌پذیری اتصال دارد. اما روی هم‌رفته بر سختی نمونه مؤثر نیستند [۳].
 اتصال تیر فلزی به ستون بتنی به دو شیوه صورت می‌پذیرد، که عبارتند از اتصال "تیرپیوسته" و اتصال "ستون‌پیوسته". هریک از این دو شیوه‌ی اتصال دارای گونه‌ها و جزئیات مختلفی هستند که در ادامه بررسی خواهند شد.

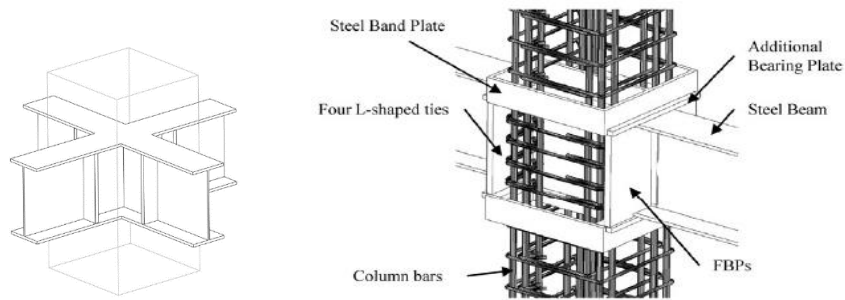
۱-۲-۲-۲ اتصال تیر پیوسته^۲

در این اتصال تیر فولادی به صورت ممتد و بدون انفصال از میان ستون بتنی می‌گذرد. این نوع اتصال از شکل‌پذیری خوبی برخوردار بوده و از آنجاکه اجرای آن نسبت به اتصال "ستون‌پیوسته" آسان‌تر است، بیش‌تر مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲]. جزئیات این اتصال را در شکل ۲-۲ می‌توان مشاهده کرد.

^۱ Panel Shear Failure

^۲ Vertical Bearing Failure

^۳ Through Beam

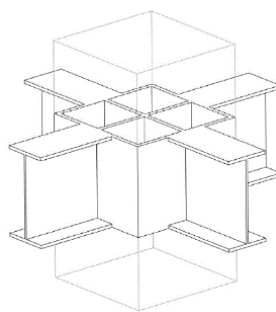


شکل ۲-۲. شمای کلی اتصال تیر پیوسته [۲]

SBP^۱ نوار فولادی است که به منظور ایجاد پیوستگی خمشی مطابق شکل به بال‌های تیر متصل می‌شوند. FBP^۲ برای متحد کردن ناحیه‌ی اتصال بین بال‌های بالا و پایین قرار می‌گیرد. ABP^۳ مقاومت برشی اتصال را افزایش می‌دهد [۴]. خاموت‌های ستون بتنی در ناحیه‌ی اتصال به شکل U بوده و از سوراخ‌هایی که در جان تیر فولادی تعبیه شده عبور می‌کنند.

۲-۲-۲-۲ اتصال ستون پیوسته^۴

در این نوع اتصال ستون بتنی به‌طور یکنواخت از ناحیه‌ی اتصال عبور کرده و تیرها در وجه بیرونی ستون قطع و با صفحه‌های فولادی پوشاننده و یا دیافراگمی به ستون متصل می‌شوند (شکل ۲-۳). اجرای این اتصال به مهارت و کنترل بیش‌تری نیاز دارد و به همین جهت کم‌تر از اتصال تیر پیوسته مورد استفاده قرار می‌گیرند.



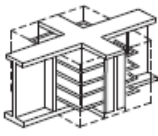
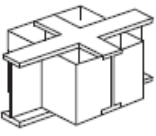
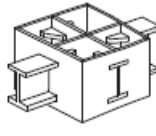
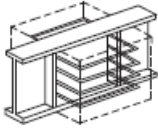
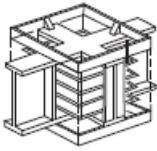
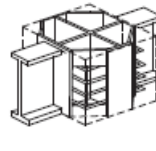
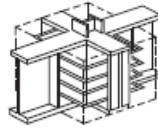
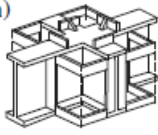
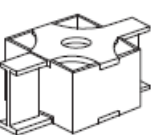
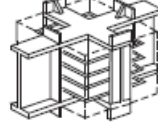
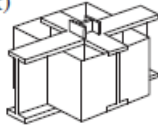
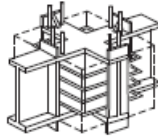
شکل ۲-۳. شمای کلی اتصال ستون پیوسته [۲]

-
- ^۱ Steel Band Plate
 - ^۲ Face Band Plate
 - ^۳ Additional Bearing Plate
 - ^۴ Through Column

در شکل ۲-۴ اتصالاتی که توسط راهنماها و آیین‌نامه‌ها توصیه شده‌اند نشان داده شده‌است. این ۱۲ حالت از اتصالات شامل هر دو نوع اتصال "تیرپیوسته" و "ستون پیوسته" می‌شود که مقاومت برشی موردنیاز و سایر نیازهای طراحی را به دست می‌دهد و می‌توان تحلیل‌های پیشرفته جهت رفتار غیرالاستیک را برای آنها منظور نمود.

۲-۲-۳ قاب خمشی RCS

مطالعات و آزمایش‌های بسیاری روی تعداد زیادی از انواع اتصال تیر فولادی و ستون بتنی (RCS) انجام شده‌است و ملزومات اتصالات را تعیین کرده‌اند. اما آزمایش‌های مربوط به قاب خمشی RCS، به خصوص در مقیاس واقعی، بسیار کم بوده‌است. در بخش پیشینه‌ی پژوهش با کارهایی که در این زمینه انجام شده‌است، آشنا خواهیم شد.

	Through Beam Type	Through Beam with Confined Type	Through Column Type
Basic Details	(a)  FBP	(b)  Cover Plate	(c)  Cover plate +Horizontal Stiffener
Extended Details	(d)  FBP (one way)	(e)  FBP+Exterior Band Plate	(f)  FBP+Vertical Stiffener
	(g)  FBP+Small Column	(h)  FBP+Shear Key +Exterior Band Plate	(i)  Cover Plate+Diaphragm
	(j)  Extended FBP	(k)  Cover Plate+Small Column	
	(l)  Extended FBP+Vertical Reinforcement		

شکل ۲-۴. اتصالات پیشنهاد شده توسط استاندارد ASCE 1994 [۵]

۲-۲-۴ آیین‌نامه‌های طراحی

بنابر آزمایش‌ها و مطالعات انجام‌شده مشخص گردید که اتصالات RCS توانمندی‌ها و کارایی‌های عمومی را دارند. همچنین جزئیات کاربردی آنها نیز تعیین شد. مدل‌های محاسبه‌ی سختی و مقاومت اتصالات RCS توسط کمیته‌ی ASCE جمع‌آوری، ترکیب و ارائه شد. ASCE 1994 راهنمایی‌هایی برای طراحی اتصالات RCS ارائه می‌دهد. این آیین‌نامه توسط AISC 2002 نیز ارجاع داده شده‌است. تحقیقات انجام‌شده‌ی بعدی، ملزومات و راهنمایی‌های ASCE 1994 را تأیید کرده و درعین‌حال پیشنهادهایی

برای بهبود طراحی اتصال RCS ارائه داده‌اند. از جمله؛ ۱- کاهش نیاز به آرماتورگذاری برای خاموت‌های عرضی. ۲- استفاده در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد. ۳- ارائه‌ی اتصالات با جزئیات گوناگون بیش‌تر. ۴- تفاوت بین اتصالات داخلی و پیرامونی جهت بهبود مدل. ۵- ضوابط طراحی اتصال با استفاده از بتن پرمقاومت. ۶- ملزومات طراحی بر پایه‌ی عملکرد^۱ جهت محدود کردن تغییرشکل‌ها و خسارت‌های موردانتظار [۵].

براساس کارهای انجام‌شده، ضوابط طراحی اتصالات توسط کوردووا به‌روزرسانی شد که تفاوت‌هایی با ASCE 1994 دارد و شامل این موارد می‌شود؛ ۱- تغییرشکل اتصال. ۲- جزئیات کلی موردنیاز. ۳- عرض مؤثر اتصال. ۴- مقاومت اتصال. ۵- مقاومت صفحه‌ی برشی درونی. ۶- مقاومت صفحه‌ی تکیه‌گاهی عمودی داخلی. ۷- مقاومت صفحه‌ی برشی بیرونی. ۸- ظرفیت خمشی صفحه‌ی تکیه‌گاهی عمودی و صفحه‌ی برشی اتصال. ۹- ملاحظات جزئیات‌بندی [۶].

در آمریکا آیین‌نامه‌ها و استانداردهای زیادی در این زمینه منتشر شده‌است. اما آنچه رایج است استانداردهای ICC و ASCE 7 هستند که برای بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرند. اعضای بتنی و فولادی طبق آیین‌نامه‌های ACI 318 و AISC 360 طراحی شده و ملزومات لرزه‌ای مندرج در AISC 341 نیز باید در روند طراحی مدنظر قرار گیرند.

FEMA P750 نیز راهنمایی‌هایی را برای طراحی سازه‌های ترکیبی ارائه می‌دهد. طراحی در FEMA براساس مفهوم شکل‌پذیری و جذب انرژی مشابه با سازه‌های فولادی و بتنی صورت می‌پذیرد. اما در FEMA به اندرکنش بین دو مصالح فولاد و بتن، که بر سختی، مقاومت و رفتار غیرخطی اعضا مؤثر است، توجه ویژه‌ای شده‌است [۳].

۵-۲-۲ پیشنهادی پژوهش

مطالعات در زمینه‌ی سازه‌های RCS شامل موارد زیر می‌شود؛

- آزمایش و تحلیل به روش اجزای محدود اتصال RCS
- آزمایش قاب‌خمش RCS در مقیاس کوچک‌تر و واقعی و تحلیل به‌روش اجزای محدود
- مطالعات طراحی لرزه‌ای و آنالیز قاب‌های خمش RCS
- توسعه‌ی راهنماها و استانداردها برای طراحی

^۱ Performance-Based

چنانچه پیش تر گفته شد، در دهه‌ی ۱۹۸۰ میلادی آزمایش‌های گسترده‌ای روی بیش از ۴۰۰ نوع اتصال RCS در ژاپن و آمریکا صورت گرفت.

یکی از بزرگترین برنامه‌های تحقیقاتی که در این زمینه در آمریکا صورت پذیرفت، در سال ۱۹۸۹ در دانشگاه تگزاس توسط شیخ^۱ و همکارانش و نیز در سال ۱۹۸۸ توسط دیرلین^۲ انجام شد. آنها ۱۵ اتصال درونی RCS را با مقیاس ۲/۳ آزمایش کردند تا مقاومت و سختی اتصال را تحت بارگذاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای اندازه‌گیری کنند. از این آزمایش‌ها این نتیجه حاصل شد که دو مد شکست در اتصالات رخ می‌دهد؛ شکست برشی و شکست تکیه‌گاهی [۶] و [۷] و [۸].

در سال ۱۹۸۹ دیرلین براساس این دو مد شکست مدل مقاومت برشی اتصال را پیشنهاد کرد. در این مدل فرض بر آن است که مقاومت برشی از سه چیز ناشی می‌شود؛ جان تیر فولادی^۳، ستونک فشردگی بتن^۴ و میدان فشردگی بتن^۵ (شکل ۲-۵). مدل پیشنهادی دیرلین مورد قبول انجمن مهندسين عمران آمریکا (ASCE) قرار گرفت [۹].

در سال ۱۹۹۳، ۱۹ نمونه از اتصالات RCS توسط کانودر دانشگاه کرنل^۶ تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفت. هدف از این آزمایش‌ها بررسی مدهای شکست، عملکرد بتن پرمقاومت در اتصال، نسبت‌های ابعادی اتصال و تأثیر نیروی محوری در ستون‌ها بر رفتار اتصال بود. نتایج نشان داد جزئیات اتصال تأثیر مستقیم بر مقاومت و شکل‌پذیری اتصال دارد، ولی بر سختی کلی نمونه مؤثر نیست. همچنین مشخص شد که بار محوری فشاری در ستون‌ها موجب افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اتصال می‌شود. برای بررسی تنش‌های تکیه‌گاهی ۵۰ نمونه‌ی کوچک از بلوک‌های بتنی نیز مورد آزمایش واقع شد. پارامترهایی نظیر مقاومت فشاری بتن، تعداد آرماتورهای عرضی و اندازه‌ی صفحه‌ی تکیه‌گاه در این نمونه‌ها متغیر بود. نتیجه آن بود که مقاومت تکیه‌گاهی اتصال به مقاومت فشاری بتن و تعداد آرماتورهای عرضی بستگی دارد [۱۰].

در سال ۱۹۹۹ بوگجا^۷ نمونه‌ی درونی و یک نمونه‌ی پیرامونی از اتصال تیر فولادی، ستون بتنی و دال را تحت بارگذاری چرخه‌ای و در دو راستای اصلی در دانشگاه تگزاس آزمایش کرد. نتایج نشان داد که ترکیب تیر، ستون و دال از رفتار غیرخطی و جذب انرژی بسیار خوبی برخوردار است [۱۱].

^۱ Sheikh

^۲ Deierlein

^۳ Steel Web Panel

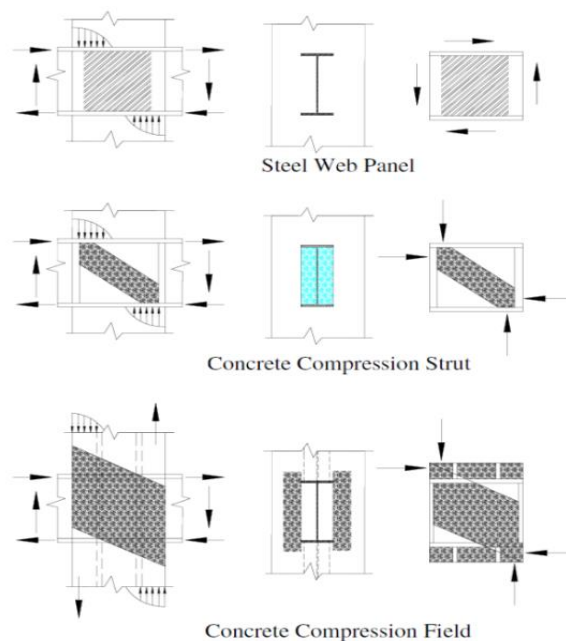
^۴ Concrete Compression Strut

^۵ Concrete Compression Field

^۶ Cornell

^۷ Bugeja

۱۹ اتصال RCS پیرامونی با جزئیات متفاوت و ۲ اتصال RCS اصلاح شده با فیبرهای کربنی در سال ۲۰۰۰ در دانشگاه میشیگان آمریکا توسط پارا-مونتساینوس^۱ و وایت مورد آزمایش واقع شدند. پارامترهای مورد بررسی در این آزمایش‌ها استفاده از هم‌پوشانی خاموت‌های U شکل در، استفاده از نوارهای فولادی بسته (SBP) و استفاده از فیبرهای کربنی در ناحیه‌ی اتصال برای اصلاح و بهبود اتصالات بود. نتایج نشان داد که همه‌ی نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای عملکرد خوبی دارند و کاهش سختی در آنها کم است. فیبرهای کربنی که در بالا و پایین بال تیر فولادی نصب شده بودند عملکردی مشابه SBPها دارند [۱۲].



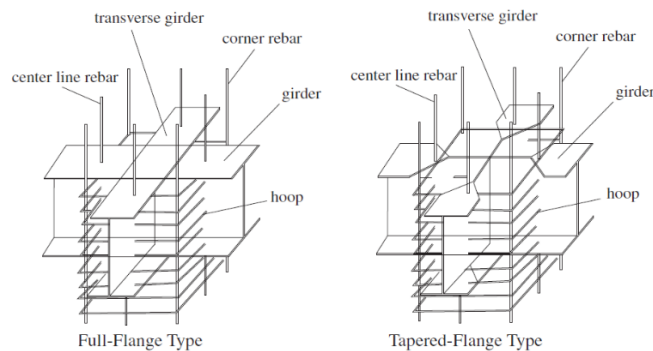
شکل ۲-۵. مکانیسم توزیع مقاومت برشی در اتصال [۳]

سال ۱۹۸۸ در ژاپن موروتا و ایزاکی ۵ نمونه اتصال RCS درونی را با مقیاس $\frac{1}{3}$ تحت بار زلزله آزمایش کردند. نمونه‌ها مطابق شکل ۲-۶ دونوع بودند؛ یکی با بال کامل^۲ و دیگری با بال باریک‌شده^۳. همه‌ی نمونه‌ها جابه‌جایی نسبی ۰.۵٪ را تجربه کردند و این نشان داد که از اتصالات RCS می‌توان در مناطق با خطر لرزه‌خیزی شدید استفاده کرد. آزمایش‌ها نشان دادند که بریدن بال تیر منجر به کم‌شدن سطح تکیه‌گاه و در نتیجه کاهش مقاومت تکیه‌گاهی می‌شود [۱۳] و [۱۴].

^۱ Parra-Montesinos

^۲ Full-Flange Type

^۳ Tapered-Flange Type



شکل ۲-۶. جزئیات اتصال آزمایش انجام شده توسط مورتا و ایزاکی [۱۴]

ساکاگوچی در سال ۱۹۹۱، ۱۳ نمونه اتصال درونی و ۴ نمونه اتصال پیرامونی تیر، ستون و دال را مورد آزمایش قرار داد. هدف از این آزمایش‌ها مطالعه‌ی عملکرد برشی صفحه‌ی پوشاننده‌ی^۱ ناحیه‌ی اتصال بود. نیروی برشی در اتصال توسط SWP^۲، بتن و CP تحمل می‌شود. طی این آزمایش، طول مؤثر جان تیر فولادی و CP اندازه‌گیری شد و رابطه‌ی جهت محاسبه‌ی عرض مؤثر صفحه‌ی بتن^۳ در اتصال پیشنهاد شد [۱۵].

در سال ۱۹۹۴ اوزاوا و همکارانش، تویوشیما و همکارانش و ایزو و همکارانش در سال ۱۹۹۵ آزمایش‌هایی روی ۶ نمونه اتصال درونی و ۳ نمونه اتصال پیرامونی و نیز ۶ نمونه اتصال در تراز بام انجام دادند. هدف آنها مطالعه روی مدهای شکست و عملکرد لرزه‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای برای نواحی مختلف اتصال بود. نتایج از این قرار بود؛ اتصالات درونی بیش‌تر به تسلیم رسیدند و خردشدگی بتن و آسیب‌دیدگی پای ستون نیز رخ داد. حلقه‌های هیستریزیس پایدار بوده و عملکرد لرزه‌ای بسیار خوبی داشتند. در اتصالات پیرامونی تسلیم ابتدا در بال تیر رخ داد و سپس ورق اتصال منهدم شد. حلقه‌های هیستریزیس همچنان پایدار بوده و عملکرد لرزه‌ای بسیار خوبی از خود نشان دادند. در اتصالات تراز بام خرابی در ستون رخ داد. ولی عملکرد لرزه‌ای خوب بود [۱۶] و [۱۷] و [۱۸].

در سال ۲۰۰۴ کوراموتو و نیشیاما ۳ نمونه اتصال تیر به ستون RCS را با هدف بررسی عملکرد سازه‌ای و مکانیسم انتقال تنش آزمایش کردند. آنها مشاهده کردند که استفاده از CP ضخیم‌تر و FBP پهن‌تر عملکرد سازه‌ای اتصال را بهبود می‌بخشد. مکانیسم انتقال تنش در اتصال دارای CP سخت

^۱ Cover Plate

^۲ Steel Web Panel

^۳ Concrete Panel

کننده‌ی افقی و FBP می‌تواند این‌گونه فرض شود که شامل مکانیسم صفحه‌ی جان^۱، مکانیسم ستون افقی بتن^۲ و مکانیسم ستون مورب بتن^۳ می‌شود [۱۹].

کانموتو و همکارانش در سال ۲۰۰۵، ۴ نمونه از اتصالات را با بتن پرمقاومت آزمایش کردند و مشاهده شد که این اتصالات تحت بار چرخه‌ای دارای حلقه‌ی هیستریزیس بسیار خوبی هستند [۲۰]. بسیاری محققان دیگر در ژاپن روی این اتصالات مطالعه کردند و نتایج بیان‌گر آن بود که اتصالات RCS دارای عملکرد خوبی تحت زلزله هستند. روی هم‌رفته آزمایش‌ها نشان داد که اگر جزئیات اتصال به‌گونه‌ای باشد که انتقال نیروها بین تیر فولادی و ستون بتنی به‌خوبی صورت بپذیرد، این اتصالات می‌توانند مقاومت بالا و شکل‌پذیری مناسبی در طراحی لرزه‌ای داشته‌باشند [۳].

هم‌چنین مطالعاتی در این زمینه به‌روش اجزای محدود صورت پذیرفته‌است؛ در سال ۱۹۹۸ کیم و نوگوچی مدل^۳ بعدی از اتصالات پیرامونی و گوشه را با هدف بررسی چگونگی تأثیر اتصال بر مقاومت برشی تشکیل دادند. اتصالات شامل FBP، SBP و CP بودند. نتایج نشان دادند که مقاومت برشی اتصال از عرض مؤثر جان تیر و عرض مقطع اتصال به‌طور مشترک ناشی می‌شود. به‌طوری‌که در اتصال پیرامونی حدود ۸۰٪ از مقاومت برشی توسط عرض مقطع تأمین می‌شود و در اتصال گوشه حدود ۶۰٪ [۲۱].

در سال ۲۰۰۵ چنگ و چن یک اتصال RCS را با برنامه‌ی درین-دوبعدی^۴ شبیه‌سازی کرده و تحلیل غیرخطی انجام دادند و رفتار نیرو-تغییرشکل اتصال را بررسی کردند [۲۲].

ش^۵ در سال ۲۰۰۷ با استفاده از روش تحلیلی اجزای محدود رفتار اتصالات پیرامونی را تحت بارگذاری استاتیکی بررسی کرد. او در این تحقیق پارامترهایی چون؛ نحوه‌ی بارگذاری، مد شکست، تغییرشکل، مکانیسم برشی اتصال، جزئیات اتصال، مقاومت بتن، فشار محوری ستون و هندسه‌ی تیر و ستون را مدنظر قرار دادند [۲۳].

تا اینجا پیشینه‌ی پژوهشی اتصالات RCS بررسی شد. متأسفانه در رابطه با قاب‌های RCS، بخصوص در مقیاس واقعی، مطالعات و آزمایش‌های اندکی صورت گرفته‌است. محققان ژاپنی و آمریکایی به‌طور مشترک دو قاب سازه‌ای RCS را با مقیاس^۱/_۳ آزمایش کردند. یکی از این قاب‌ها در سال ۱۹۹۷ توسط لیزوکا و همکارانش در مؤسسه‌ی توسعه و تحقیق صنعتی آمریکا و دیگری در سال ۱۹۹۸ توسط بابا و نیشی‌مورا در مؤسسه‌ی صنعتی اوساکا ژاپن مورد آزمایش قرار گرفت. هر دو قاب دارای دو دهانه و دو

^۱ Steel Web Panel

^۲ Concrete Horizontal Strut

^۳ Concrete Diagonal Strut

^۴ DRAIN-2DX

^۵ Shen

طبقه بودند، ولی اتصالات آنها متفاوت بود. قاب اول شامل هر دونوع اتصال تیرپیوسته و ستون پیوسته و قاب دوم فقط دارای اتصال تیرپیوسته بود. در قاب اول که اتصالات دارای FBP و SBP بودند مد شکست با ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر رخ داد و در قاب دوم که اتصالات دارای SCP^۱ بودند مد شکست از نوع شکست برشی همراه با مفصل پلاستیک در انتهای ستون رخ داد.

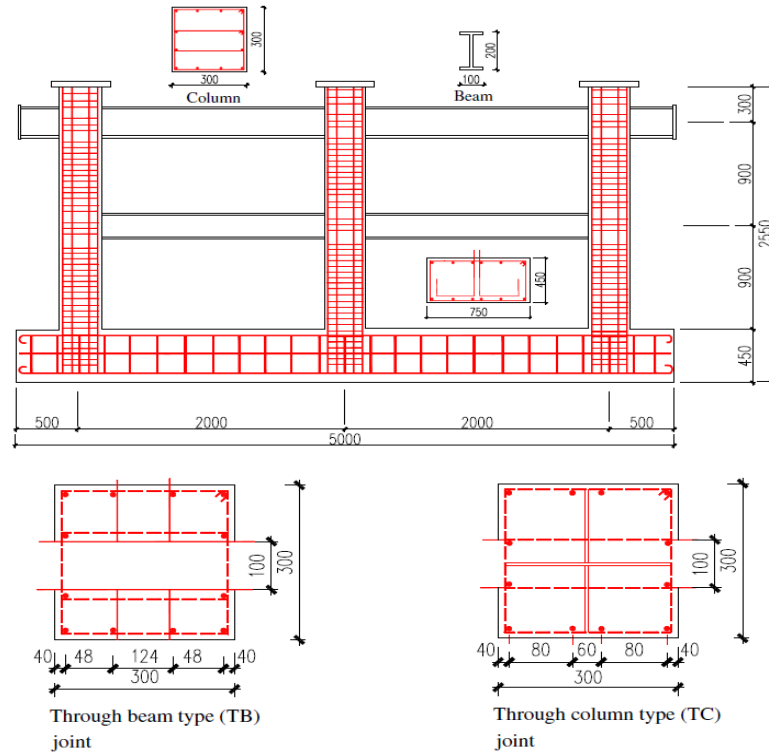
شکل ۲-۷ مربوط به آزمایش انجام شده در مؤسسه‌ی توسعه و تحقیق صنعتی آمریکا است. در نهایت نتیجه این بود که هر دونوع اتصال به کار برده شده در دو قاب دارای عملکرد لرزه‌ای بسیار خوبی هستند. همچنین مشاهده شد حلقه‌های هیستریزیس برای اتصال ستون پیوسته نسبت به اتصال تیر پیوسته مساحت بیشتری را احاطه می‌کنند. بنابراین اتصال ستون پیوسته عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به اتصال تیر پیوسته دارد. ضخامت و ارتفاع سخت‌کننده‌ی عرضی اتصال ستون پیوسته بزرگ‌تر از FBP به کار برده شده در اتصال تیر پیوسته بود. بنابراین سختی اتصال ستون پیوسته بیش‌تر بوده و این نیز منجر به عملکرد لرزه‌ای بهتر آن می‌شود [۲۴].

شکل ۲-۸ آزمایش انجام شده در مؤسسه‌ی صنعتی اوساکا را نشان می‌دهد که در سال ۱۹۹۸ انجام شد. مقاومت خمشی ستون‌ها در این قاب $\frac{1}{33}$ برابر تیرها بود و بار محوری معادل ۱۰ تا ۲۰٪ مقاومت فشاری ستون به ستون‌ها و بار چرخه‌ای در بالای قاب اعمال گردید. روی هم رفته، قاب رفتار هیستریزیس خوبی از خود نشان داد. در دریافت ۰/۰۰۳ در انتهای پایینی ستون ترک‌های خمشی مشاهده شد. در دریافت ۰/۰۱ در انتهای پایینی ستون‌ها تعداد زیادی ترک خمشی پدید آمد. همچنین بالا و پایین اتصالات ترک خورد، بتن در پایین اتصالات درونی خرد شد و جان تیر فولادی در ناحیه‌ی اتصال در طبقه‌ی دوم دچار تسلیم برشی شد. در دریافت ۰/۰۲ آرماتورهای ستون در پایین به تسلیم رسیدند و قاب از مقاومت تعیین شده‌ی P_u گذر کرد. پس از آن تا رسیدن به دریافت ۰/۰۴ بارگذاری قاب ادامه یافت و افزایشی حدوداً ۱۰ درصدی در برش پایه مشاهده شد. دریافت ۰/۰۵ حداکثر دریافت اعمال شده به قاب بود که این نشان‌دهنده‌ی عملکرد خوب قاب تحت زلزله است [۲۵].

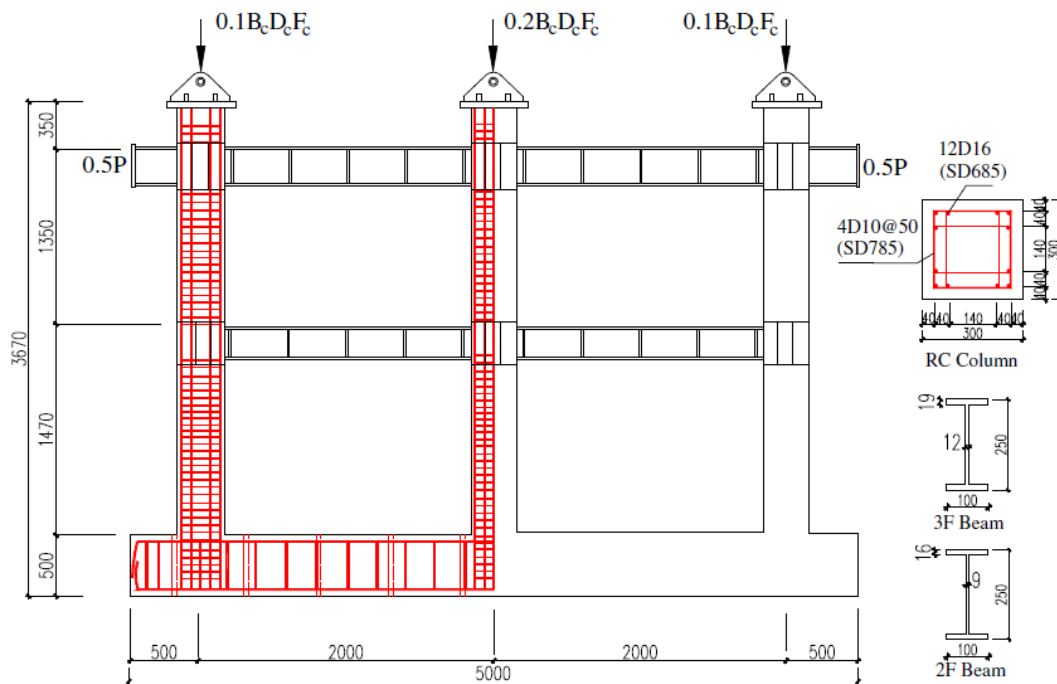
در سال ۲۰۰۰ یاماموتو در مؤسسه‌ی صنعتی دایدو در ژاپن یک قاب ۳ طبقه و ۲ دهانه را در مقیاس واقعی آزمایش کرد. ارتفاع طبقات ۲۸۰ سانتی‌متر و طول دهانه‌ها ۵۵۰ سانتی‌متر بود. اتصالات RCS از نوع تیر پیوسته همراه با SCP بود. نتایج نشان دادند که نمونه از شکل‌پذیری خوبی برخوردار بوده و مکانیسم مفصل پلاستیک در دو انتهای تیرها و پایین ستون‌ها رخ می‌دهد. همچنین مشاهده شد که

^۱ Steel Cover Plate

اتصالات RCS دچار آسیب جدی نمی‌شوند و این یعنی قاب‌های RCS عملکرد لرزه‌ای بسیار خوبی دارند [۲۶].



شکل ۲-۷. قاب آزمایش شده در مؤسسه‌ی توسعه و تحقیق صنعتی آمریکا [۲۴]



شکل ۲-۸. قاب آزمایش شده در مؤسسه‌ی صنعتی اوساکا [۲۵]

در سال ۲۰۰۴ میلادی محققان آمریکا و تایوان به طور مشترک یک قاب RCS را در مقیاس واقعی تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی آزمایش کردند. این قاب دارای ۳ طبقه و ۳ دهانه بود. در روش شبه‌دینامیکی بارگذاری لرزه‌ای براساس دو شتاب‌نگاشت زلزله‌ی سال ۱۹۹۹ در چیچی^۱ تایوان و زلزله‌ی ۱۹۸۹ لوما پریتا^۲ انجام شد. این شتاب‌نگاشت‌ها زلزله‌های پرتکرار (با احتمال بازگشت ۵۰٪ در ۵۰ سال)، زلزله‌های با تکرار اساسی (با احتمال بازگشت ۱۰٪ در ۵۰ سال) و زلزله‌های نادر (با احتمال بازگشت کمتر از ۲٪ در ۵۰ سال) را در بر می‌گیرند. قاب تحت بارگذاری شبه‌دینامیکی دریافت ۵/۵٪ و تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی دریافت بیش از ۱۰٪ را تجربه کرد [۲۷].

در سال ۲۰۰۴ کوردووا و همکارانش نمونه‌ای را تحت آزمایش قرار دادند که طبق فلسفه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف (SCWB)^۳ طراحی شده بود. مقایسه‌ی نتایج آزمایش با آنچه در استانداردها آمده بود رضایت‌بخش بود. در زلزله‌ی کوچک آسیبی وارد نشد، در زلزله‌ی متوسط آسیب‌ها قابل تعمیر بود و در زلزله‌ی بزرگ فروریزش ستون رخ نداد. اما فلسفه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف نمی‌تواند ضمانت کند که هیچ مفصل پلاستیکی در ستون‌ها ایجاد نشود. لذا پیشنهاد شد که نسبت مقاومت کل ستون‌ها در پایین

^۱ ChiChi

^۲ Luma Prieta

^۳ Strength Column-Weak Beam

هر طبقه به مقاومت تیرهای بالای همان طبقه مورد مقایسه و تحلیل قرار بگیرد. با مدل سازی در نرم افزار اپنسیس و مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل به روش اجزای محدود و نتایج حاصل از آزمایش مشخص شد برای زلزله‌های با احتمال بازگشت ۵۰٪ و ۱۰٪ در ۵۰ سال نتایج حاصل از نرم افزار اپنسیس و نتایج حاصل از آزمایش تقریباً یکسان و قابل قبول است. ولی در زلزله‌های شدیدتر با احتمال بازگشت ۲٪ در ۵۰ سال تفاوت نتایج زیاد است. این اختلاف احتمالاً از آنجا ناشی می‌شود که تحلیل غیرخطی قادر به شبیه‌سازی کمانش‌های موضعی بزرگ تیر و کاهش سختی ناشی از کمانش موضعی تیر نیست. هم‌چنین پیوند و لغزش آرماتورها در شبیه‌سازی در نظر گرفته نمی‌شود [۲۸].

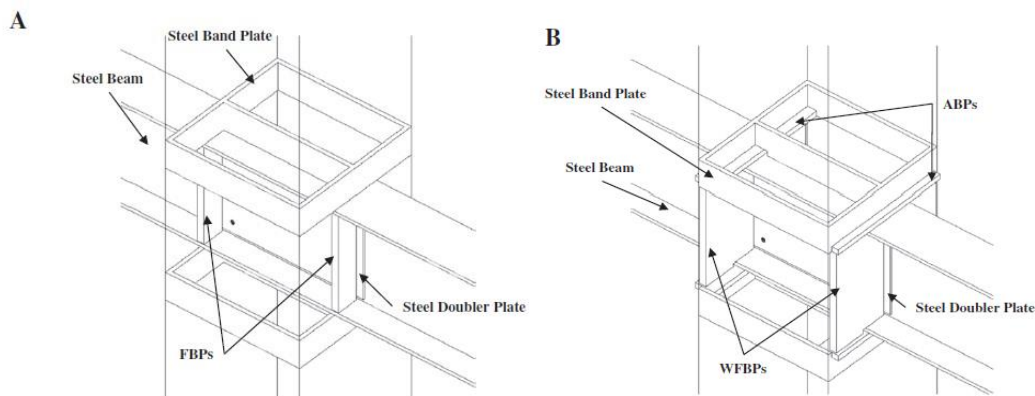
در سال ۲۰۰۴ لیانگ و پارا با استفاده از نرم‌افزار رام پرفورم-دوبعدی^۱ یک قاب ۶ طبقه را تحت تحلیل دینامیکی مدل سازی کردند تا تغییر شکل و تأثیر تغییر پارامترهای مختلف طراحی را بر عملکرد قاب مطالعه کنند. نتایج نشان دادند که برای اتصال صلب تغییر شکل اتصال موجب افزایش جابجایی حداکثر طبقه خواهد شد، در حالی که برای اتصال غیرصلب تغییر شکل اتصال تأثیر چندانی در جابجایی طبقه ندارد. به علاوه در مقایسه‌ی دو روش طراحی براساس مقاومت اتصال و طراحی براساس کنترل تغییر شکل اتصال، روش دوم منجر به کاهش جابجایی طبقه‌ی فوقانی می‌شود [۲۹].

در دهه‌ی اخیر محققان ایرانی مطالعات و آزمایش‌های ارزشمندی در این زمینه انجام داده‌اند؛ در سال ۲۰۱۲ فرهمند و همکارانش در دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه تبریز، ۳ قاب خمشی RCS را با اتصال تیرپیوسته، براساس ضوابط لرزه‌ای FEMA 356 با تحلیل پوش‌اور در نرم‌افزار اپنسیس مدل-سازی کردند. در این تحقیق آنها یک قاب خمشی بتنی را مدل سازی کردند تا تأثیر تیر فولادی را در ظرفیت باربری جانبی قاب بررسی کنند. نتیجه آن بود که با مدل کردن اتصال RCS در مدل سازی، قاب RCS ظرفیت باربری بیشتر و رفتار لرزه‌ای بهتری دارد. هم‌چنین مشاهده شد که تغییر شکل اتصال RCS منجر به افزایش چشم‌گیر دررفت حداکثر طبقه می‌شود. بنابراین در تحلیل سیستم‌های ترکیبی، تأثیر این اتصالات بر عملکرد قاب باید منظور گردد. در مقایسه‌ی قاب خمشی بتنی و قاب RCS مشاهده می‌شود که سختی اولیه‌ی قاب بتنی از قاب RCS بیش‌تر است، اما ظرفیت نهایی قاب RCS به‌طور چشم‌گیری بیش‌تر از قاب بتنی بوده و مشارکت اتصال RCS در ظرفیت باربری قاب موجب افزایش سهم تیر فولادی در هر دو ناحیه‌ی پلاستیک و الاستیک می‌شود [۳۰].

علیزاده و عطار در سال ۲۰۱۳ در دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شریف، دو اتصال از نوع تیرپیوسته را که قبلاً بارگذاری چرخه‌ای را تجربه کرده‌اند، تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی مورد

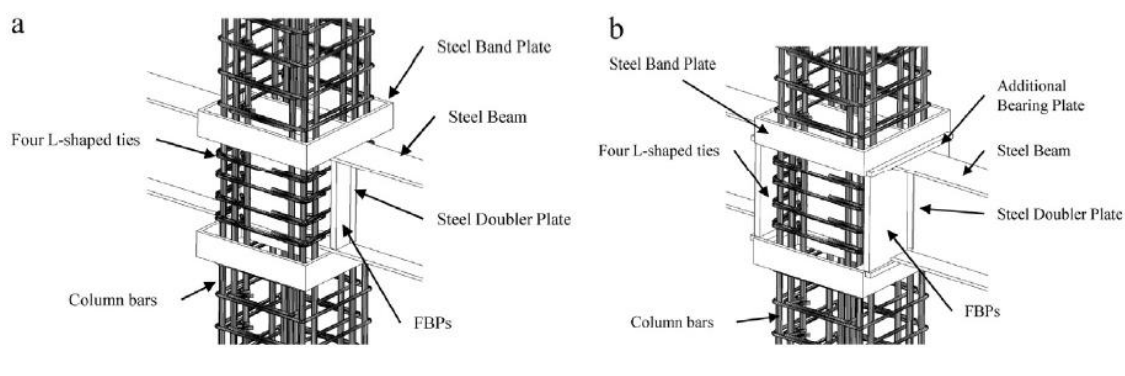
^۱ RAM perform-2D

مطالعه قرار دادند. یکی از اتصالات طبق استاندارد طراحی شد و دیگری توسط نویسندگان پیشنهاد شد (شکل ۲-۹). هدف از این تحقیق مطالعه‌ی رفتار اتصالات با جزئیات مختلف و تأثیر بخش‌های گوناگون بر ظرفیت و عملکرد اتصال بود. نتایج نشان دادند که وجود ABPها و WFBPها تأثیر مستقیم بر مقاومت برشی مقطع، به‌واسطه‌ی افزایش سهم باربری صفحه‌ی بتن^۳ و نیز محصور کردن ناحیه‌ی اتصال دارد و می‌تواند عملکرد اتصال را بهبود ببخشد [۳۱].



شکل ۲-۹. جزئیات اتصال آزمایش شده توسط علیزاده و عطار [۳۱]

در سال ۲۰۱۵ علیزاده و عطار دو اتصال درونی را (شکل ۲-۱۰) تحت آزمایش قرار دادند. از آنجا که یکی از مهم‌ترین مشکلات اتصال RCS خردشدگی بتن در ناحیه‌ی اتصال در بالا و پایین تیر فولادی است، در این آزمایش از بتن خودمتراکم‌شونده (SCC)^۴ استفاده شد. این اتصالات پس از تجربه‌ی بارگذاری چرخه‌ای تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی قرار گرفتند. در این آزمایش هر دو اتصال شکل‌پذیری و جذب انرژی خوبی از خود نشان دادند و آسیب شدیدی به اتصالات وارد نشد [۲].



^۱ Additional Bearing Plate

^۲ Wide Face Bearing Plate

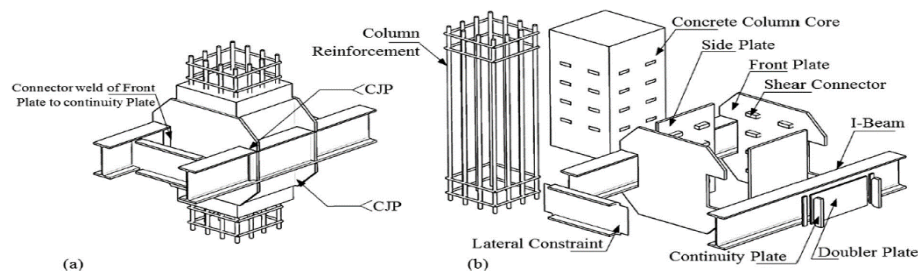
^۳ Concrete Panel

^۴ Self-Consolidation Concrete

شکل ۲-۱۰. جزئیات اتصال آزمایش شده توسط علیزاده و عطار [۲]

در سال ۲۰۱۶ خیرالدین در دانشگاه سمنان ۵ نمونه قاب RCS را همراه با تیر با سطح مقطع کاهش یافته (RBS)^۱ ورق‌های مهاربند^۲، مهاربند X^۳ و دیوار برشی فولادی^۴ در نرم‌افزار آباکیوس^۵ مدل‌سازی کرد تا الگوی ترک‌خوردگی، توزیع تنش، بهبود ناحیه‌ی پلاستیک، مقاومت و سختی را بررسی کند. در نهایت رفتار غیرخطی و جذب انرژی بیشتر مشاهده شد [۳۲].

در سال ۲۰۱۶ میرقادری و اقبالی در دانشگاه تهران یک اتصال جدید از نوع ستون پیوسته پیشنهاد کردند. جزئیات این اتصال در شکل‌های ۲-۱۱ و ۲-۱۲ قابل مشاهده است. در این اتصال دو تیر به موازات یکدیگر از دو طرف ستون عبور کرده و به ورق‌های فولادی که ناحیه‌ی اتصال را احاطه می‌کنند جوش می‌شوند. آن‌ها یک مدل با مقیاس $\frac{3}{4}$ از این اتصال ساختند و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش کردند تا مکانیسم انتقال تنش و مدهای شکست را بررسی کنند. از نتایج به دست آمده مشاهده شد که هر دو نمونه تا دریفت ۰.۸٪ دارای حلقه‌های هیستریزس پایدار و ظرفیت جذب انرژی خوبی هستند. قابل ذکر است که در طول آزمایش همه‌ی مفصل‌های پلاستیک در صفحه‌ی ورق پوشاننده رخ داد و هیچ‌یک از جوش‌ها دچار تسلیم یا گسیختگی نشد. همچنین نتایج وصله‌های برشی می‌توانند جابجایی نسبی بین فولاد و بتن را تا ۰/۹ میلی‌متر در دریفت ۰.۸٪ محدود کند [۳۳].



شکل ۲-۱۱. اتصال SPI آزمایش شده توسط میرقادری و اقبالی [۳۳]

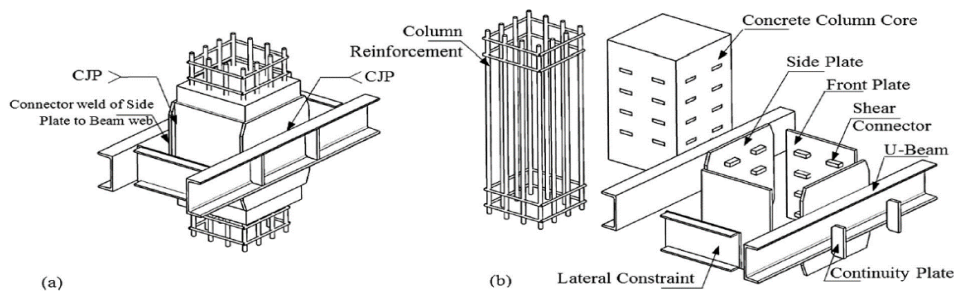
^۱ Reduced Beam Section

^۲ Gusset Plate

^۳ X Bracing

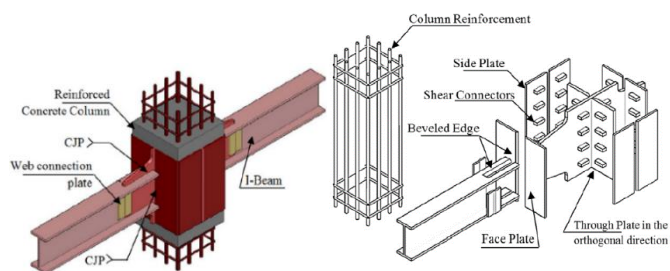
^۴ Steel Shear Wall

^۵ ABAQUS



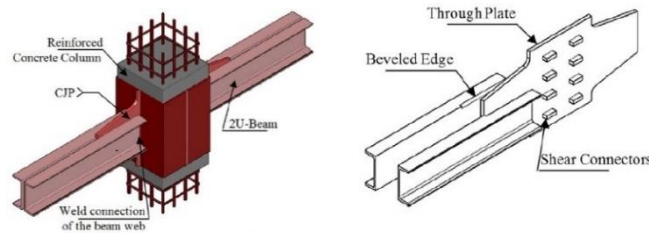
شکل ۲-۱۲. اتصال SPU آزمایش شده توسط میرقادری و اقبالی [۳۳]

در سال ۲۰۱۷ اقبالی و میرقادری در دانشگاه تهران دو نمونه از اتصال ستون پیوسته‌ی پیشنهادی را در مقیاس $\frac{3}{4}$ آزمایش کردند. در این آزمایش بررسی رفتار چرخه‌ای اتصال و مکانیسم انتقال بار و سهم هربخش در این انتقال مدنظر بود. جزئیات این اتصال در شکل‌های ۲-۱۳ و ۲-۱۴ نشان داده شده‌است. نتایج آزمایش از این قرار بود؛ ۱- ورق‌های میان‌گذر (TP) ظرفیت برشی اتصال را افزایش می‌دهند. ۲- نیروی تیر توسط ورق‌های میان‌گذر TP، ورق‌های کناری و ستونک بتنی به ستون منتقل می‌شود. ۳- هریک از مسیرهای انتقال نیرو به وصله‌های برشی منتهی می‌شوند. ۴- لغزش‌های ناچیز در فصل مشترک بین فولاد و بتن نشان می‌دهد که وصله‌های برشی از سختی و مقاومت مناسبی برخوردار هستند. ۵- رفتار هیسترتیک خوب و بدون لاغرشدگی حلقه‌ها در دریفت ۸٪ در نمونه‌های TPI و TPU نشان داد که این نتایج خیلی فراتر از ضوابط موردنظر AISC برای قاب‌های خمشی ویژه است [۳۳].



شکل ۲-۱۳. اتصال TPI آزمایش شده توسط اقبالی و میرقادری [۳۴]

^۱ Through Plate



شکل ۲-۱۴. اتصال TPU آزمایش شده توسط اقبالی و میرقادری [۳۴]

۳-۲ منحنی شکنندگی^۱

۱-۳-۲ تعریف

برای بررسی میزان آسیب‌پذیری اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان‌ها که به جابجایی و یا شتاب حساس هستند، براساس شدت زلزله، احتمال وقوع و یا فراگذشت از میزان خسارت موردنظر بنا بر یکی از ویژگی‌های زلزله، همچون شتاب حداکثر زمین (PGA) یا سرعت حداکثر زمین (PGV) یا جابجایی حداکثر زمین (PGD)، اندازه‌گیری می‌شود. اگر این عملیات برای چندین مقدار مختلف PGA و یا سایر پارامترها تکرار شود، منحنی‌ای به دست می‌آید که به آن منحنی شکنندگی گفته می‌شود. این منحنی‌ها که سطوح محتمل خسارت را برای شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کنند برای برآورد خطرآفرینی زیرساخت‌های شهری می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. از همین رو برای مدیران دولتی و شرکت‌های بیمه که مسؤلیت برآورد و پیش‌بینی خسارت‌های محتمل ناشی از زلزله را به عهده دارند، منحنی شکنندگی حائز اهمیت خواهد بود [۳۵] و [۳۶].

بنا بر آیین‌نامه‌ی HAZUS منحنی‌های شکنندگی برای ۴ سطح خرابی ناچیز^۵، متوسط^۶، سنگین^۷ و کامل^۸ به دست می‌آیند. این منحنی‌ها برای هر حالت خرابی و برای زمین‌لرزه‌های متفاوت جداگانه رسم می‌شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه‌ی خسارت سازه‌ای قرار می‌گیرند. برای نشان دادن احتمال

^۱ Fragility Curve

^۲ Peak Ground Acceleration

^۳ Peak Ground Velocity

^۴ Peak Ground Displacement

^۵ Slight

^۶ Moderate

^۷ Extensive

^۸ Complete

شرطی تجاوز پاسخ لرزه‌ای سازه (R) از حالات حدی عملکردی خاصی، همچون ترک خوردگی، تسلیم، جابجایی، شکاف، کماتش و فروریزش، که به حالت حدی عملکردی معروف هستند از فرمول ۲-۱ استفاده می‌گردد، که توسط کوورا و برون در سال ۲۰۰۰ ارائه شده است [۳۷].

$$\text{Fragility} = P\{R \geq r_{lim} | I\} \quad (۱-۲)$$

در رابطه‌ی فوق R پارامتر پاسخ لرزه‌ای سازه است که می‌تواند تغییرشکل یا نیرو یا سرعت باشد. r_{lim} بیان‌گر حد آستانه‌ی پاسخ که با خرابی هم‌بسته شده است و I پارامتر معرف زمین‌لرزه می‌باشد. شکنندگی برای N حالت حدی به صورت رابطه‌ی (۲-۲) تعریف می‌شود:

$$\text{Fragility} = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \cup \dots \cup R_N \geq r_{limN} | I\} = P\{\sum_{i=1}^N R_i \geq r_{limi} | I\} \quad (۲-۲)$$

رابطه‌ی ۲-۲ را می‌توان به صورت زیر برای دو حالت حدی شتاب و جابجایی تعریف کرد:

$$\text{Fragility} = P\{\Delta \geq D_{lim} \cup Z \geq A_{lim} | I\} \quad (۳-۲)$$

Δ : متغیر پاسخ جابجایی

Z: متغیر پاسخ شتاب

D_{lim} : حد آستانه‌ی جابه‌جایی

A_{lim} : حد آستانه‌ی شتاب

۲-۳-۲ روش‌های ترسیم منحنی‌های شکنندگی

از آنجاکه آیین‌نامه‌ها در کشورهای مختلف روش‌های متفاوتی را برای طراحی سازه درپیش می‌گیرند و باتوجه به اینکه خصوصیات طراحی بر منحنی‌های شکنندگی و نتایج ارزیابی خسارت تأثیر مستقیم دارند، روش‌های ترسیم منحنی شکنندگی در هر کشور باید متناسب با آیین‌نامه‌ها و سازه‌های موجود در آن کشور کالیبره شوند. در مجموع ۴ روش برای تولید منحنی شکنندگی وجود دارد:

- ۱- روش تجربی^۱
- ۲- براساس قضاوت مهندسی^۲
- ۳- روش تحلیلی^۳
- ۴- روش ترکیبی^۴

۲-۳-۱ روش تجربی

همان‌طور که از نام این روش پیداست، ترسیم منحنی شکنندگی بر پایه‌ی اطلاعات موجود از خرابی سازه‌ها در زلزله‌های گذشته صورت می‌گیرد. اگر همه‌ی جزئیات، از جمله تأثیر اندرکنش خاک و سازه، توپوگرافی، خصوصیات گسل و فاصله تا ساختگاه در نظر گرفته شوند، در کارهای عملی روش قابل اعتمادی خواهد بود. چون منحنی تولیدشده به روش تجربی برای یک منطقه‌ی خاص است و نیز از آنجا که داده‌های مربوط به زلزله‌های گذشته کامل نیستند، کاربرد این روش با محدودیت‌هایی مواجه است.

• مزایای روش تجربی

- الف) برای ساختمان‌های قدیمی که با اصول مهندسی ساخته نشده‌اند و تخمین آسیب‌پذیری آنها با مدل‌سازی امکان‌پذیر نیست کاربرد دارد.
- ب) خسارت واقعی واردشده بر اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در یک منطقه را نشان می‌دهد.
- ج) مدهای واقعی شکست را در نظر می‌گیرد.
- د) روش استفاده از آن آسان است و فرضیات کمی دارد.

• محدودیت‌های روش تجربی

- الف) به دلیل تغییر سازه‌ها در اثر بازسازی نسبت به زمانی که زلزله رخ داده‌است، تخمین شدت زمین‌لرزه دشوار است.
- ب) پارامترهای بالقوه‌ی خسارت را به خوبی در نظر نمی‌گیرد.

^۱ Empirical Method

^۲ Judgmental Approach

^۳ Analytical Method

^۴ Hybrid Approach

- (ج) امکان مدل‌سازی صحیح اندرکنش خاک_سازه و جنبش زمین دشوار است.
- (د) اعمال این روش به سازه‌های جدید و یا اصلاح‌شده دشوار می‌باشد.

۲-۲-۳-۲ روش قضاوت مهندسی

این روش بر اطلاعات و تصمیم‌گیری کارشناسان و مهندسان استوار است و آمارهای کمی و کیفی خسارت‌های سازه‌ها بر آن مؤثر نمی‌باشد. از همین رو میزان قابل اعتماد بودن منحنی‌های تولیدشده به این روش به تجربه و مهارت کارشناس مربوطه و منطقه موردبررسی بستگی دارد و در صورتی که استفاده از سایر روش‌ها ممکن نباشد روش قضاوت مهندسی انتخاب می‌شود. منحنی‌های FEMA/NIBS و ATC-13 به این روش تولید شده‌اند [۳۸].

۲-۲-۳-۲ روش تحلیلی

در این روش سازه‌هایی که براساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی شده‌اند، تحت شدت‌های مختلف زمین-لرزه مورد تحلیل قرار می‌گیرند تا داده‌های لازم جهت ترسیم منحنی شکنندگی به دست آید. جهت تحلیل می‌توان از یکی از روش‌های تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، تحلیل طیفی خطی یا تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود. بدیهی است که با افزایش تعداد تحلیل‌ها درصد خطای منحنی کاهش و میزان اطمینان منحنی افزایش می‌یابد.

• مزایای روش تحلیلی

- (الف) نتایج وابسته به جنبش شدید زمین (ورودی) می‌باشد.
- (ب) به سازه‌هایی اعمال می‌گردد که قبلاً آسیب ندیده‌اند.
- (ج) اندرکنش بین سازه و خاک و جنبش شدید زمین را در بر می‌گیرد.
- (د) از شدت زمین‌لرزه استفاده نمی‌گردد.

• محدودیت‌های روش تحلیلی

- (الف) ساختار ویژه و فرضیات پیچیده‌ای دارد.
- (ب) یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می‌گیرد.

ج) براساس داده‌های واقعی خسارت نیست.

د) جنبه‌های دقیق معماری و دیوارهای پرکننده تأثیر زیادی بر رفتار مدل می‌گذارند که در این روش در نظر گرفته نمی‌شود.

جهت افزایش دقت و قابلیت اعتماد منحنی‌های شکنندگی تولید شده به‌روشنی تحلیل می‌توان این منحنی‌ها را با نتایج حاصل از زلزله‌های واقعی کالیبره کرد.

۴-۲-۳-۲ روش ترکیبی

منحنی ترسیم‌شده در این روش با ترکیب دو روش اول و سوم به‌دست می‌آید. هدف از این کار متعادل کردن کمبود داده‌های تجربی روش اول و کاهش خطاهای مدل کردن در روش سوم از طریق جمع‌آوری اطلاعات از منابع مختلف است. ترکیب ارزیابی‌های ریاضی و داده‌های خسارت‌های مشاهده‌شده از سازه‌ها در زلزله‌های قبل منحنی‌های شکنندگی قابل اعتمادی تولید می‌شود. اساس روش استفاده از مدل‌های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات به‌دست آمده از بررسی‌های آماری است. منحنی‌هایی که از روش‌های متفاوت ذکر شده به‌دست می‌آیند در منابع موردنیاز تولید و دقت نتایج با یکدیگر متفاوتند و انتخاب هر یک از روش‌ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج و یا حجم عملیات صورت می‌گیرد.

۳-۳-۲ مراحل ترسیم منحنی شکنندگی به‌روش تحلیل دینامیکی

غیرخطی

گام‌های ترسیم منحنی شکنندگی به‌وسیله ی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی عبارتند از:

- ۱- انتخاب سازه و مدل‌سازی با توجه به میرایی و رفتار غیرخطی اعضا
- ۲- انتخاب شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه‌های گذشته با توجه به نوع خاک و شکل طیف و مقیاس کردن آن‌ها به سطوح مختلف
- ۳- مشخص کردن عوامل مؤثر در شکنندگی لرزه‌ای، مانند تغییرشکل محوری خمیری و تغییرمکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ای
- ۴- مشخص کردن محدوده‌ی شکست با توجه به آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها
- ۵- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای هر سازه در سطوح مختلف PGA
- ۶- انتخاب یک توزیع آماری مناسب

۷- تولید جدول‌های شکنندگی و رسم منحنی شکنندگی

۲-۳-۴ تئوری احتمال منحنی شکنندگی

در روند ترسیم منحنی شکنندگی یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل می‌شوند، در نظر گرفته می‌شود. تعداد زیادی از توزیع‌های احتمال گسسته و پیوسته وجود دارند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرند. برخی از این توزیع‌ها که در آنالیزهای قابلیت اعتماد و منحنی‌های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند در اینجا به‌طور خلاصه مطرح می‌گردد.

۲-۳-۴-۱ توزیع یکنواخت

ساده‌ترین توزیع پیوسته، توزیع یکنواخت است که به‌صورت زیر تعریف می‌شود. متغیر x دارای چگالی یکنواخت است و به آن متغیر تصادفی یکنواخت پیوسته گفته می‌شود، اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به‌صورت زیر باشد [۳۹]:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\alpha - \beta} & \beta < x < \alpha \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (۴-۲)$$

پارامترهای α و β ثابت‌های حقیقی‌اند و $\alpha > \beta$ است. میانگین و واریانس چگالی یکنواخت نیز با استفاده از روابط (۲-۵) و (۲-۶) محاسبه می‌شوند.

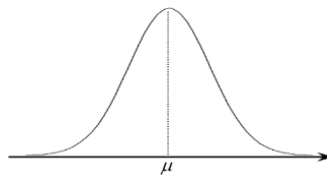
$$\mu = \frac{\alpha + \beta}{2} \quad (۵-۲)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{12}(\beta - \alpha)^2 \quad (۶-۲)$$

۲-۳-۴-۲ توزیع نرمال

توزیع نرمال از مهم‌ترین توزیع‌های آماری است که کاربرد فراوانی در علوم مهندسی و به‌خصوص در آنالیزهای قابلیت اعتماد دارد. نمودار این توزیع که به منحنی نرمال معروف است در شکل ۲-۱۵ نشان

داده شده است. بیش تر وقایعی که در طبیعت و تحقیقات علمی به وقوع می پیوندند از این توزیع پیروی می کنند.



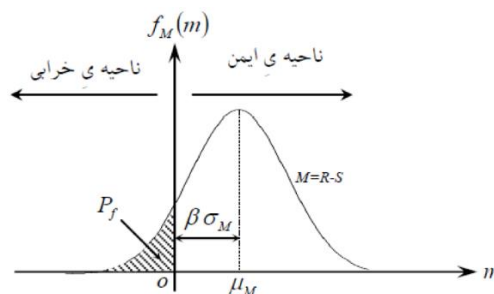
شکل ۲-۱۵. نمودار توزیع نرمال [۴۰]

ویژگی های ریاضی چنین منحنی های نرمالی در ابتدا به وسیله دموآور و لاپلاس و در نهایت توسط گاوس مطالعه گردید. از این رو منحنی نرمال را منحنی گاوس نیز نامیده و با نماد $n(x; \mu; \sigma)$ نشان می دهند. تابع چگالی احتمال متغیر نرمال X به صورت زیر می باشد که در آن $\sigma > 0$ است:

$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (7-2)$$

در عبارت فوق μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار توزیع نرمال می باشند.

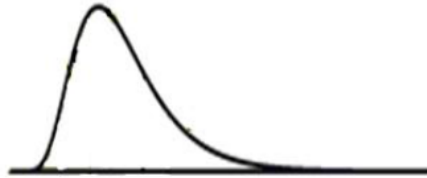
متغیر تصادفی نرمال با میانگین $\mu = 0$ و انحراف معیار $\sigma = 1$ را متغیر تصادفی استاندارد می گویند و آن را با نماد U نشان می دهند. اگر x دارای توزیع نرمال با میانگین μ و انحراف معیار σ باشد آنگاه متغیر $U = \frac{x-\mu}{\sigma}$ به متغیر نرمال استاندارد تبدیل خواهد شد. به علت استفاده ی زیاد تابع چگالی نرمال استاندارد و تابع چگالی تجمعی آن، به ترتیب با نمادهای خاص $\phi(U)$ و $\Phi(U)$ نیز نشان می دهند. بدین ترتیب از آنجایی که حل بسته ی تابع چگالی تجمعی در حالت کلی وجود ندارد، برای محاسبه ی احتمال های هر متغیر دلخواه با استفاده از تغییر متغیر فوق به فضای نرمال استاندارد منتقل شده و احتمال های لازم را از جدول های تهیه شده به دست می آورند [۳۹].



شکل ۲-۱۶. احتمال خرابی در نمودار توزیع نرمال [۴۰]

۲-۳-۴-۳ توزیع لوگ نرمال

متغیر تصادفی X دارای توزیع احتمال لوگ نرمال خواهد بود، اگر $\ln x$ دارای توزیع نرمال باشد. نمودار این توزیع به صورت شکل ۲-۱۷ می باشد. در این صورت تابع چگالی احتمال آن به صورت زیر نوشته خواهد شد.



شکل ۲-۱۷. نمودار توزیع لوگ نرمال [۴۰]

$$f(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right]^2\right) \quad 0 < x < \infty \quad (۸-۲)$$

که در آن $\xi = \sqrt{\text{Var}(\ln x)}$ و $\lambda = E(\ln x)$ به ترتیب انحراف معیار استاندارد و میانگین $\ln x$ می باشند و پارامترهای توزیع نامیده می شوند. با تقریب خوب میانگین و واریانس توزیع لوگ نرمال را می توان از روابط زیر بر حسب پارامترهای توزیع به دست آورد:

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2}\xi^2 \quad (۹-۲)$$

$$\xi^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \quad (۱۰-۲)$$

با استفاده از این روابط می توان مقادیر λ و ξ را هم به صورت زیر استخراج کرد:

$$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \quad (۱۱-۲)$$

$$\sigma = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \cdot \sqrt{\exp(\xi^2) - 1} \quad (۱۲-۲)$$

از آنجایی که در توزیع لوگ نرمال متغیر تصادفی همواره دارای مقادیر مثبتی می باشد، لذا این توزیع برای متغیرهای زیادی که در مسائل مهندسی ظاهر می شوند و دارای مقادیر مثبت هستند مانند توزیع مقاومتها کاربردهای بسیاری پیدا می کنند [۴۱].

۲-۳-۴-۴ توزیع گاما

متغیر تصادفی x دارای توزیع گاما است و به آن متغیر تصادفی گاما گفته می‌شود اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت زیر تعریف گردد:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} & x > 0 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (۱۳-۲)$$

که در آن λ و k پارامترهای توزیع‌اند. تابع $\Gamma(k)$ نیز نشان‌دهنده‌ی تابع گاما می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (۱۴-۲)$$

میانگین و واریانس توزیع گاما نیز از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$\mu = \frac{k}{\lambda} \quad (۱۵-۲)$$

$$\sigma^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (۱۶-۲)$$

توزیع گاما کاربردهای متعددی در مسائل مهندسی سازه دارد. برای مثال برای توصیف مقاومت نهایی اعضای بتن آرمه و یا بار کف ساختمان‌ها به کار می‌رود [۴۱].

۲-۳-۴-۵ توزیع بتا

متغیر تصادفی x دارای توزیع بتا است و به آن متغیر تصادفی بتا اطلاق می‌شود اگر و تنها اگر چگالی احتمال آن به صورت زیر تعریف گردد:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} & 0 < x < 1 \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (۱۷-۲)$$

که در آن $\alpha > 0$ و $\beta > 0$ می‌باشند. میانگین و واریانس توزیع بتا را می‌توان از روابط زیر به دست آورد [۳۸]:

$$\mu = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad (18-2)$$

$$\sigma^2 = \frac{\alpha\beta}{(\alpha + \beta)^2(\alpha + \beta + 1)} \quad (19-2)$$

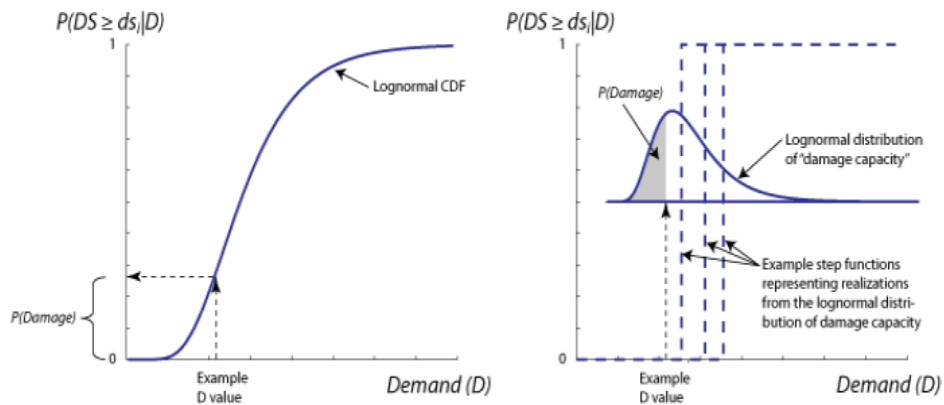
برخی از متغیرهای تصادفی مثل مقاومت فولاد یا سیمان در عمل در محدوده‌ی خاصی می‌باشند. تحت چنین شرایطی مناسب‌ترین توزیع احتمال برای این متغیر تصادفی توزیع بتا خواهد بود.

۵-۳-۲ ترسیم منحنی شکنندگی

در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{Fragility} = P[\text{EDP} > \text{AC} \mid \text{IM}] \quad (20-2)$$

در رابطه‌ی بالا IM شدت زلزله است که معمولاً برابر شتاب حداکثر زمین (PGA) فرض می‌شود. EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید. AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است. یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) در نظر گرفته می‌شود. برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC) میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها برای تأثیر مجموعه‌ی نگاشت‌های زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال احتمال تجاوز هر یک از EDPها از حالت حدی داده شده محاسبه می‌شود.



شکل ۲-۱۸. منحنی شکنندگی با استفاده از توزیع لوگ نرمال [۴۳]

۲-۳-۱-۵ ترسیم منحنی‌های شکنندگی با استفاده از شاخص خرابی

یکی از روش‌هایی که در ترسیم منحنی‌های شکنندگی مورد استفاده قرار می‌گیرد شاخص خرابی است. پارک و انگ در سال ۱۹۸۵ با استفاده از رابطه‌ی شاخص خسارت که به نام رابطه‌ی "پارک-انگ" معروف است روشی در جهت طراحی سازه‌ها ارائه کردند. پارامترهای اولیه در این روش برش پایه و شاخص شدت زمین‌لرزه است که براساس آن شکل‌پذیری سازه به دست می‌آید [۴۴].

۲-۳-۶ سطوح خرابی و شاخص‌های خرابی

هنگامی که سازه‌ها تحت بار زلزله قرار می‌گیرند حالت‌های خرابی متعددی اتفاق می‌افتد:

- ۱- خرابی غیرسازه‌ای
- ۲- خرابی سازه‌ای کم
- ۳- خرابی سازه‌ای متوسط
- ۴- خرابی سازه‌ای زیاد
- ۵- فروپاشی کلی

این حالت‌های خرابی با استفاده از شاخص خرابی پیشنهاد شده توسط پارک و انگ تعریف می‌شوند. شاخص خرابی پارک و انگ برای المان‌های سازه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$DI_{PA} = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \frac{\beta_e}{M_u \phi_u} \int dE \quad (2-21)$$

Φ_m : حداکثر خمش ایجادشده توسط زلزله

Φ_y : خمش تسلیم

Φ_u : تغییر شکل نهایی تحت بار یکنواخت

$\int dE$: انرژی جذب شده تجمعی

M_u : ممان تسلیم

β_e : ضریب مربوط به نوع سازه

برای کاهش مقاومت اسمی، پارک و همکارانش مقدار $\beta=0.1$ را پیشنهاد کردند. با استفاده از این مدل سه شاخص آسیب محاسبه می‌شود:

الف) شاخص آسیب المان: تیرها و ستونها

ب) شاخص آسیب طبقه: اجزای افقی و قائم و آسیب کل طبقه

ج) آسیب کل ساختمان

به عبارت دیگر در این مدل میزان خسارت به صورت تجمعی در کلیه اعضای طبقه‌ها و کل سازه در نظر گرفته می‌شود.

۲-۳-۷ ماتریس خرابی

احتمال PF_{ij} که احتمال فراگذشت سطح خرابی i ام به دلیل زلزله‌ای با حداکثر شتاب PGA معادل a_j ، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$PF = \text{Prob}(DT \geq DT_i | PGA = a_j) = F_{DT}(DT_i | PGA = a_j) \quad (2-22)$$

DT_i : شاخص خرابی مربوط به i امین سطح خرابی

F_{DT} : تابع توزیع احتمال شاخص خرابی

با در نظر گرفتن توزیع لوگ نرمال برای PF_{ij} و DT_i داریم:

$$PF_{ij} = 1 - \phi\left(\frac{\ln(DI_i) - \ln(DI)}{\sigma_{\ln(DI)}} \mid PGA = a_i\right) \quad (23-2)$$

$\phi(\cdot)$: تابع توزیع نرمال

$\ln(DI)$: میانگین لگاریتم طبیعی شاخص خرابی است

$\sigma_{\ln(DI)}$: انحراف معیار لگاریتم شاخص خرابی

ماتریس خرابی، احتمال وقوع یک آسیب با سطح خرابی مشخصی را نشان می‌دهد. احتمال PDS_{ij} نشان‌دهنده‌ی خرابی یک سازه به‌علت زمین‌لرزه‌ای با شتاب حداکثر a_j در سطح خرابی i است که با استفاده از داده‌های منحنی شکنندگی به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$PDS_{ij} = \begin{cases} PF_{ij} - PF_{i+1} & i \leq 4 \\ PF_{ij} & i = 5 \end{cases} \quad (24-2)$$

۲-۳-۸ دقت منحنی‌های شکنندگی

دقت بررسی‌ها و ارزیابی‌های آسیب‌پذیری که بر مبنای منحنی‌های شکنندگی صورت می‌گیرند مبتنی بر میزان دقت این منحنی‌ها می‌باشد، به‌گونه‌ای که هر قدر در خلال روند تهیه‌ی منحنی آسیب‌پذیری بیشتر دقت شود، نتایج تحلیل‌های آسیب‌پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردارند. این در حالی است که اطلاعات موردنیاز برای تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی به‌طور ذاتی خاصیت تصادفی بودن^۱ دارند. تصادفی بودن اطلاعات هم در مورد مشخصات تحریک ورودی و هم در مورد مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ای صادق است، چراکه اصولاً زلزله خاصیت تصادفی بودن دارد و از سوی دیگر مشخصات سیستم سازه‌ای نیز به دلایل گوناگون، نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی، تفاوت رفتار به‌دلیل تغییر دائمی مرکز جرم و... غیرمطمئن می‌باشد. بنابراین افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی مستلزم انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی دقیق می‌باشد. شناخت عوامل ایجاد خطا مهم‌ترین گام در امر افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی است. عوامل مؤثر در ایجاد خطا در منحنی‌های شکنندگی عبارتند از:

(۱) کمبود اطلاعات موجود.

(۲) وجود اطلاعات نادرست یا کم‌دقت.

^۱ Random

۳) خطا در عملیات ریاضی.

مسأله‌ی اساسی دیگری که در روند تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی باید به آن دقت نمود، استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده‌های آماری با یکدیگر می‌باشد. باید توجه لازم به این نکته داشت که داده‌های مختلفی که از زلزله‌های گذشته ویا مطالعات عددی آزمایشگاهی به دست آمده‌اند، از لحاظ دقت در یک سطح نمی‌باشد. لذا باید در خلال انجام تحلیل‌های آماری به داده‌های مختلف براساس میزان دقت آن‌ها وزن داده‌شود. در مجموع برای تعیین منحنی شکنندگی سازه‌ها به منظور افزایش دقت محاسبات بهتر است برای هر حالت خاص سازه از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساختگاهی، یک منحنی شکنندگی خاص برای آن حالت تخریب به دست آید.

۲-۳-۹ پیشینه‌ی پژوهش

اولین بار از منحنی‌های شکنندگی در تأسیسات هسته‌ای استفاده شد. از آنجایی که این سازه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار بوده و کوچک‌ترین نقص آنها در مقابل زلزله بسیار خطرناک است، به همین دلیل در سال ۱۹۸۰ میلادی این منحنی‌ها برای نیروگاه‌های هسته‌ای رسم شدند و تحت عوامل مختلفی براساس PGA ترسیم شدند [۴۵].

در سال ۱۹۹۳ این منحنی‌ها توسط کرچر و مارتین کمی توسعه داده شدند. این منحنی‌ها از لحاظ محاسباتی بسیار ساده و تا حدی ابتدایی بودند و تنها بصورت تجربی و با کمک قضاوت مهندسی تهیه شده بودند. در این مقاله نیز محور قائم احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنبش زمین بودند. از این منحنی‌ها جهت برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده شد. شاید بتوان بیان کرد که نقطه‌ی عطف توجه‌های جامعه مهندسی به اهمیت تخمین میزان خسارت وارده به سازه‌ها پس از زلزله نورث‌ریج سال ۱۹۹۴ بوده است که میزان خسارت مالی سازه‌ها را در زلزله‌های شدید نشان داد [۴۶].

آنانوس و همکاران در سال ۱۹۹۵، مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی را ارائه کردند. در این مقاله تمامی محاسبات لرزه‌ای بر مبنای ATC 13 انجام گردید و این بار، محور افقی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی تری برای تحلیل شکنندگی محسوب می‌شد و تابع توزیع احتمالاتی به صورت نرمال فرض شده بود. ایده‌های مناسبی نیز جهت استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله در این منحنی جهت کارهای آینده پیشنهاد داده شد [۴۷].

در سال ۱۹۹۶ منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های شهر ممفیس ترسیم شد. رسم این منحنی‌ها با استفاده از نرم‌افزار ایدارک-دوبعدی^۱ و برای تغییر مکان بین طبقه‌ای در سطوح مختلف PGA صورت گرفت [۴۸].

زینگهال و کرم‌جیان در سال ۱۹۹۸ به برآورد منحنی‌های شکنندگی با توجه به مشاهدات در ساختمان یک طبقه پرداختند. آن‌ها برای برآورد آسیب از شاخص پارک-انگ استفاده کردند و میزان آسیب را تحت تأثیر زمین‌لرزه‌های مختلف با توابع توزیع آماری بیان نمودند [۴۹].

شینوزوکا در سال ۱۹۹۸ مقاله‌ای تحقیقی در مورد منحنی شکنندگی یک پل تک‌دهانه ارائه داد که نسبت به کارهای قبلی بسیار دقیق بود. این مقاله روش به‌دست‌آوردن منحنی شکنندگی در پل‌ها را ارائه می‌دهد. علت دقت بالای این مطالعه روش آماری آن بود که داده‌های آماری قابل توجهی به عنوان ورودی به نرم‌افزار داده شده بود و از تکنیک دینامیکی غیرخطی بهره‌مند و برای اولین بار نشان داده شد که ترسیم منحنی شکنندگی در صورتی که هدف به‌دست‌آوردن دقیق آن باشد، یک مقوله‌ی آماری است [۵۰].

تاناکا در سال ۲۰۰۰ از توزیع لوگ-نرمال برای کالیبره کردن منحنی‌های شکنندگی استفاده نمود. وی ۳۶۸۳ پل را به ۵ گروه دسته‌بندی کرد و میزان آسیب را برای ۵ سطح تعریف کرد و به بررسی پارامترهای توزیع لوگ-نرمال پرداخت [۵۱].

در سال ۲۰۰۰ نیز محققین با استفاده از تابع‌های خسارت و براساس PGV منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه‌ی ژاپن رسم کردند. در این مطالعه آن‌ها متوجه شدند که سازه‌های بتن مسلح ساخته شده در این شهر دارای کم‌ترین شکنندگی و سازه‌های فلزی دارای بیش‌ترین شکنندگی هستند [۵۲].

در سال ۲۰۰۱ شینوزوکا و همکاران، همین رویه را برای پل‌های چنددهانه و بتن مسلح استفاده کردند. در این مقاله از شتاب‌نگاشت تاریخچه‌ی زمانی جهت تحلیل دینامیکی استفاده شد و منحنی شکنندگی برای دو حالت تهیه شد؛ (۱) فرض شد که پل متقارن بوده و تمامی پایه‌ها روی یک تیپ خاک باشند، (۲) پل متقارن اما خاک زیر پایه‌ها متفاوت باشد. سپس با تغییرات خاک زیر پایه‌ی پل این منحنی‌ها توسعه داده شدند. از مونت کارلو برای تولید زلزله‌های مصنوعی استفاده شد که برای درجه‌های مختلف شتاب زمین مقیاس شدند. برای اولین بار مراحل ترسیم منحنی شکنندگی برای پل‌ها به صورت

^۱ IDARC-2D

گام به گام ارائه شد و توزیع احتمالاتی داده‌ها نرمال فرض شد و سپس با روی هم گذاری منحنی‌ها قضاوت مناسبی از آسیب پذیری آن‌ها به دست آمد [۵۳].

همچنین در سال ۲۰۰۱ روش تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از روش طیف ظرفیت ارائه شد. در این خصوص پژوهشگران با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ای رسم کردند [۵۴].

در سال ۲۰۰۱ مصطفی برای اولین بار منحنی شکنندگی را برای سیستم‌های غیرسازه‌ای به دست آورد. در این تحقیق یک منبع آب ۴۰ تنی بر بام یک بیمارستان ۲۰ طبقه که یک مورد مطالعاتی واقعی بود تحت بررسی قرار گرفت. در این مقاله بیمارستان تحت تحریک‌های متفاوت از لحاظ PGA قرار گرفت و پاسخ لرزه‌ای بام به عنوان ورودی در تحریک سیستم ثانویه (منبع آب) در نظر گرفته شد. تفاوت منحنی شکنندگی به دست آمده در این مطالعه با سایر موارد این بود که این بار محور افقی نمودار تغییر مکان نسبی طبقات (Drift) بود [۵۵].

در سال ۲۰۰۳ پنگی از دانشگاه واشنگتن برای اجزای بتن مسلح قدیمی، یک مدل آسیب ارائه نمود. ایشان برای اعضای بتنی ۱۲ حالت آسیب معرفی کرد. این حالت‌های آسیب شامل "ترک اولیه‌ی وجه مشترک تیر و ستون" و "ترک در اعضای بتنی به عرض ۵ میلی‌متر تا شکستگی و خرد شدن بتن" می‌باشد. پنگی ۱۲ حالت آسیب را به دو دسته ترک خوردگی و خرد شدن بتن تقسیم کرد. سپس با استفاده از روش Maximum Likelihood از بین توزیع‌های نرمال، لوگ-نرمال، Weibul و Beta بهترین توزیع را تعیین کرد [۵۶].

در سال ۲۰۰۴ نیز در استانبول منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم سازی سازه‌ها تهیه شد. برای این کار محققین چهار مدل ۴ طبقه‌ی بتنی را تهیه کردند و به منظور طرح مقاوم سازی از مدل‌های مختلفی چون بادبندی و دیواربرشی بهره گرفتند. آن‌ها روش دینامیکی غیرخطی را برای تحلیل‌های لرزه‌ای به کار گرفتند و منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ای در سطوح مختلف PGA رسم کردند [۵۷].

در سال ۲۰۰۶ آریزاگا منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی با استفاده از نرم افزار پرفورم^۱ و با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای قاب‌های ۲، ۳، ۴، ۶ و ۱۰ طبقه رسم کرد. او با استفاده از آیین‌نامه FEMA و بر اساس PGA و تغییر مکان بین طبقه‌ای منحنی‌های شکنندگی را تولید کرد [۵۸].

^۱ PERFORM 8

در سال ۲۰۰۶ بیکراوزر و همکارانش، در مقاله‌ای که برای ساختمان‌های موجود در کشور ترکیه انجام دادند، به توسعه‌ی منحنی شکست لرزه‌ای برای ساختمان‌های ۳، ۵، ۷ و ۹ طبقه که مطابق آیین‌نامه‌های رایج طراحی شده‌بود، پرداختند. سیستم سازه‌ها قاب‌خمش‌ی بتنی بوده و مدل سازه‌ها در نرم‌افزار Sap2000 به‌صورت دوبعدی طراحی و با نرم‌افزار ایدارک-دوبعدی^۱ مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفت. قاب سازه‌ها با توجه به ویژگی‌های خاص فرایند ساخت‌وساز و همچنین عملکرد مشاهده‌شده پس از زلزله‌های بزرگ در ترکیه به دو دسته‌ی ضعیف (با کیفیت نامناسب) و ممتاز (با کیفیت مناسب) طبقه‌بندی شدند. سپس منحنی‌های شکست در دسته‌های مختلف سازه با توجه به پارامترهای غالب مؤثر بر عملکرد لرزه‌ای آن‌ها ترسیم گردیدند. این پارامترها عبارتند از "تعداد طبقات" و "کاستی‌های ساختاری که در مراحل طراحی و ساخت‌وساز ایجاد می‌شوند" که به‌نظر می‌رسد تعداد طبقات یک پارامتر مهم برای آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها در نظر گرفته می‌شود [۵۹].

در سال ۲۰۱۲ آسامو، به بررسی منحنی شکست سازه‌های موجود در کشور غنا پرداخت. سازه‌هایی که در این مقاله مورد ارزیابی قرار گرفتند دارای سیستم قاب‌خمش‌ی بتنی با شکل‌پذیری کم بودند. ایشان برای این کار سه تیپ ساختمان ۳، ۴ و ۶ طبقه با پلان‌های متقارن (طراحی‌شده با استفاده از آیین‌نامه‌ی قبلی) در نزدیکی گسل در نظر گرفت و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم‌افزار ایدارک-دوبعدی منحنی‌های شکست را ترسیم نمود. نتایج حاکی از آن بود که ساختمان‌های ۳ تا ۶ طبقه با سیستم سازه‌ای مذکور در نزدیک گسل‌ها در صورتی که در مناطق لرزه‌خیزی $0.25g$ تا $0.35g$ قرار بگیرند، احتمال فروریزش آن‌ها بسیار بالا است [۶۰].

در سال ۲۰۱۲ راجیو و تسفامریام منحنی شکنندگی را برای قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه برای اولین بار ترسیم کردند [۶۱].

در سال ۲۰۱۴ لی و همکارانش سازه‌های فولادی آسیب‌دیده در زلزله را تحت تأثیر پس‌لرزه‌ها مورد بررسی قرار داده و منحنی شکنندگی را برای آن‌ها رسم کردند [۶۲].

در سال ۲۰۱۶ بیبیک و دولسک منحنی شکنندگی را برای سازه‌های صنعتی پیش‌ساخته رسم کردند. آنها در این تحقیق یک ساختمان صنعتی یک طبقه را مورد بررسی قرار دادند. ویژگی این گونه سازه‌ها این است که ستون‌ها طره‌ای عمل می‌کنند. چراکه از پایین با اتصال کام‌وزبانه به فونداسیون متصل می‌شوند و از بالا به سقف پیش‌ساخته، که این سقف‌ها با توجه به نوع اتصالات به‌صورت یک دیافراگم صلب عمل نمی‌کنند [۶۳].

^۱ IDARC-2D

در سال ۲۰۱۶ استوارت و همکارانش منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های صنعتی (سوله) واقع در مناطق توفان خیز استرالیا تحت بار حداکثری باد رسم کردند [۶۴].

در سال ۲۰۱۶ چا و بای روابط کلی منحنی‌های شکنندگی را برای دامنه‌ی وسیعی از سطوح خطر با سطوح عملکردی چندگانه به دست آوردند. آنها دریافتند که سازه‌های طراحی شده برپایه‌ی کنترل عملکرد چندگانه به مراتب دارای آسیب پذیری کمتری نسبت به سازه‌های کنترل نشده هستند [۶۵].

در سال ۲۰۱۷ حسین پور و عبدالنبی منحنی شکنندگی را برای قاب‌های بتن مسلح تحت زلزله‌های متعدد رسم کردند. آن‌ها در این مطالعه سه قاب ۳، ۷ و ۱۲ طبقه‌ی دوبعدی را یکبار با مقیاس سنجش حداکثر شتاب زمین PGA و یکبار با مقیاس شتاب طیفی S_a مورد تحلیل قرار دادند. نتیجه این مطالعه آن بود که مقیاس PGA برای قاب سه طبقه مناسب است. اما با افزایش تعداد طبقات PGA ممکن است مناسب نباشد و بهتر است از S_a استفاده شود [۶۶].

در ایران نیز در سال ۲۰۰۶ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیواربرشی توسط عظیم‌نژاد و مقدم رسم شد. برای این کار با لحاظ کردن اثر توزیع سختی مقاومت و پیشش بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک طبقه با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار گرفت و منحنی‌های شکنندگی براساس جابجایی نسبی طبقات^۱ و چرخش مفاصل و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند [۶۷].

در سال ۲۰۰۶ پهلوان و قدرتی سطوح عملکرد ساختمان‌های بتن‌آرمه‌ی متعارف را براساس دستورالعمل بهسازی ایران مورد بررسی قرار دادند [۶۸].

در سال ۲۰۱۰ برخورداری و تاریوردی به ارزیابی اثر وصله‌ی آرماتور ستون‌ها و لغزش میلگردها بر آسیب‌پذیری سازه‌ها با سیستم قاب‌خمش‌ی بتنی در ایران پرداختند. پس از توسعه‌ی یک مدل تحلیلی برای پاسخ هیسترتیک از لغزش میلگردها در محل هم‌پوشانی وصله‌ها، نتایج مدل با مقایسه نتایج تجربی تایید گردید. سپس با استفاده از مدل مذکور به ارزیابی عملکرد چهار نوع سازه‌ی یک طبقه‌ی یک‌دهانه، یک طبقه‌ی سه‌دهانه، سه طبقه‌ی یک‌دهانه، سه طبقه‌ی سه‌دهانه (با سیستم قاب‌خمش‌ی بتن مسلح معمولی که با آیین‌نامه‌ی ACI 318-08 طراحی شده بودند) پرداخته شد. مدل سازه‌ها دوبعدی در نظر گرفته شد و با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس تحلیل گردید. در نهایت از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی استفاده گردید [۶۹].

^۱ Drift

در سال ۲۰۱۲ ناصری و قدرتی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، سازه‌های بتن‌آرمه را بدون لحاظ اثر میان‌قاب و ضعف سازه‌ای مورد بررسی قرار دادند و به نتایج مختلفی از جمله این‌که شیب منحنی شکست در حالت خرابی کم و متوسط در مقادیر کم‌تر PGA بیش‌تر و در مقادیر بالاتر PGA کم‌تر است، یعنی سرعت افزایش احتمال خرابی برای مقادیر پایین‌تر PGA بیش‌تر می‌باشد [۷۰].

در سال ۲۰۱۵ ناصری، پهلوان و قدرتی منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های شمال ایران رسم کردند. در این تحقیق آن‌ها سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه را با سیستم قاب‌خمشی براساس آیین‌نامه‌ی ایران و براساس ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) طراحی کردند. سپس در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌های سه‌بعدی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل مورد تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند و منحنی‌های شکنندگی برای حداکثر تغییر مکان جانبی بین طبقه‌ای در سطوح مختلف PGA ترسیم شدند [۷۱].

۲-۴ نرم‌افزار اپنسیس^۱

۲-۴-۱ معرفی

نرم‌افزار اپنسیس یک نرم‌افزار تحلیلی است که در سال ۱۹۹۰ میلادی در دانشگاه برکلی آمریکا تهیه شده و تاکنون در حال توسعه می‌باشد. مازونی^۲، اسکات^۳، کنآ و فنوس^۵ که از محققین دانشگاه برکلی هستند، نرم‌افزار اجزای محدود اپنسیس را به‌طور اختصاصی برای تحلیل سیستم‌های عملکردی خاک و سازه تحت زلزله طراحی کردند. اپنسیس دارای مجموعه‌ی کاملی از انواع المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل‌سازی و تحلیل در زمینه‌های میکرو و ماکرو را دارا می‌باشد. می‌توان گفت که نرم‌افزار اپنسیس قوی‌ترین نرم‌افزار تحلیل غیرخطی ماکرو برای سازه‌ها می‌باشد. مزیت این نرم‌افزار این است که رایگان بوده و در دسترس همگان قرار دارد و نیز کد برنامه‌نویسی آن به‌صورت کد باز است. این ویژگی اپنسیس موجب شده تا نقص‌ها و عیب‌های شناسایی‌شده‌ی نرم‌افزار توسط سایر

^۱ OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation)

^۲ Mazzoni

^۳ Scott

^۴ Mc Kenna

^۵ Fenves

کاربران نرم‌افزار قابل اصلاح باشد، که این به تکمیل و بهبود تدریجی نرم‌افزار توسط همه‌ی محققینی که از آن استفاده می‌کنند، منجر می‌شود [۷۲].

این نرم‌افزار شامل یک سری دستورات و عملگرها از قبیل انواع رفتارهای خطی و غیرخطی در خصوص تعریف مصالح، المان‌های بتنی و فولادی، تعریف المان‌های مختلف در خصوص مدل‌سازی الگوریتم‌های حل روش‌های انتگرال‌گیری و حل‌کننده‌های معادلات می‌باشد. اصولاً این دسته‌بندی‌ها تا حد امکان به صورت مستقل هستند که موجب انعطاف‌پذیری بیش‌تری برای ترکیب روش‌ها و داده‌های اولیه برای حل مدل‌های شبیه‌سازی‌شده‌ی ساختمان و پل‌ها باشد.

مفاهیم اساسی برنامه اپنسیس با استفاده از مفسر این برنامه قابل توجیه است. مفسر یک فرم گسترش یافته‌ای از زبان متنی TCL می‌باشد. مفسر برای انجام عملیات تحلیل اجزای محدود دستورات لازم را به TCL اضافه می‌کند. هر یک از این دستورات همراه با یک روش برنامه ++C است. این دستورات عبارتند از:

الف) مدل‌سازی: گره‌ها، المان‌ها، بارگذاری و قیود را ایجاد می‌کند.

ب) آنالیز: روند انجام و نوع تحلیل را مشخص می‌کند.

ج) خروجی: مشخص می‌کند که کاربر درحین تحلیل می‌خواهد چه مواردی را کنترل کند.

درواقع اپنسیس یک چارچوب نرم‌افزاری شیء‌گرا برای شبیه‌سازی کاربردهای مهندسی زلزله با استفاده از روش‌های اجزای محدود است. اپنسیس یک کد نیست، بلکه یک نرم‌افزار کد باز است که قابلیت تبدیل شدن به یک کد عمومی برای مهندسی زلزله را دارا می‌باشد. علاوه‌براین اپنسیس یک مکانیسم ارتباطی در پایگاه PEER برای تبادل و ساخت مبتنی بر تحلیل می‌باشد.

۲-۴-۲ ویژگی‌های نرم‌افزار اپنسیس

- کتابخانه‌ای از انواع مصالح، المان‌ها و دستورات تحلیل سبب می‌شود که این نرم‌افزار یک ابزار قدرتمند برای شبیه‌سازی عددی سیستم‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی به‌شمار آید.
- اپنسیس دارای آرشیو کاملی از مؤلفه‌ها است که همواره درحال رشد و توسعه بوده و در یک سطح پیشرفته‌ای برای شبیه‌سازی عددی قرار دارد.
- محیط اپنسیس براساس زبان برنامه‌نویسی متنی است که کاربر را قادر می‌سازد فایل‌های ورودی متنوع‌تری بسازد.

- کاربر قادر خواهد بود مصالح، المان‌ها و ابزارهای تحلیل جدید ساخته و آن را به اپنسیس اضافه کند.
- ایجاد انواع مدل‌های خطی و غیرخطی سازه‌ای و ژئوتکنیکی در اپنسیس امکان‌پذیر است.
- بالابودن دقت نتایج حاصل از تحلیل و کم‌حجم بودن داده‌ها از ویژگی‌های این نرم‌افزار است.
- انواع شبیه‌سازی‌ها از قبیل تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی، تحلیل دینامیکی افزایشی و انواع دیگر تحلیل‌ها در این نرم‌افزار امکان‌پذیر است.

هم‌چنین در گزارش FEMA 15-5-a که به مقایسه‌ی بین تحلیل سازه‌ها و نرم‌افزارهای مورد استفاده پرداخته است، تحلیل دینامیکی غیرخطی را قابل اطمینان در پیش‌بینی خسارت دانسته و نرم‌افزار اپنسیس را برای این تحلیل‌ها پیشنهاد می‌کند [۷۲].

۲-۵ روش‌های تحلیل سازه

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها، نشریه‌ی ۳۶۰ [۷۳]، ملاحظات عمومی مربوط به روش‌های مختلف تحلیل سازه‌ها را ارائه می‌کند. این روش‌ها شامل تحلیل استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی می‌شوند. از آنجا که در این پژوهش دو روش تحلیلی دینامیکی غیرخطی فزاینده و استاتیکی غیرخطی فزاینده استفاده شده است، بنابراین در مورد این دو روش به‌طور کامل بحث شده و سایر روش‌ها به‌طور خلاصه بیان شده‌اند.

۲-۵-۱ تحلیل استاتیکی خطی

فرضیات اساسی در این روش عبارتند از:

- ۱- رفتار مصالح خطی است؛
- ۲- بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است؛
- ۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر با ضریبی از وزن ساختمان است.

در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله براساس روابط استاندارد ۲۸۰۰ به‌دست می‌آید. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه در زلزله‌ی سطح خطر

موردنظر پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته‌باشد. چنانچه تحت اثر بار واردشده، سازه به‌طور خطی رفتار کند، نیروهای به‌دست‌آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش‌بینی‌شده هنگام زلزله خواهندبود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته‌باشد، نیروهای محاسبه‌شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهندشد.

۲-۵-۲ تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می‌تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی انجام شود. فرضیات خاص این روش در محدوده‌ی رفتار خطی عبارتند از:

- ۱- رفتار سازه را می‌توان به‌صورت ترکیب خطی از حالت‌های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یک‌دیگر هستند محاسبه نمود.
- ۲- زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است.

۲-۵-۲-۱ ملاحظات خاص تحلیلی

۱.۱.۱.۱.۱-۲-۵-۱-۱ روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب‌شده حداقل ۹۰٪ باشد. به‌علاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۰/۴ ثانیه هستند درنظر گرفته شوند.

نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روش‌های آماری شناخته‌شده مانند جذر مجموع مربعات (SRSS)، روش ترکیب مربعی کامل (CQC) ویا روش‌های دقیق‌تر که اندرکنش بین مودها را دقیق‌تر درنظر می‌گیرد، انجام شود. ترکیب اثر حداکثر مودها در ساختمان‌های نامنظم در پلان ویا در مواردی که زمان تناوب دو یا چند مود سازه به یک‌دیگر نزدیک باشد (بنابر تعریف پیوست ۳ استاندارد ۲۸۰۰ ایران) باید صرفاً با روش‌هایی که اندرکنش مودهای ارتعاشی را درنظر می‌گیرد، انجام شود.

۱.۱.۱.۱.۲ ۲-۵-۲-۱ روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام‌های زمانی کوتاه محاسبه می‌شود. در این روش باید پاسخ سازه تحت تحریک شتاب زمین براساس حداقل سه شتاب‌نگاشت محاسبه شود.

چنانچه کم‌تر از هفت شتاب‌نگاشت برای تحلیل انتخاب شود، باید بیشینه‌ی اثر آنها برای کنترل تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی منظور شود. ولی در صورتی که از هفت شتاب‌نگاشت یا بیش‌تر استفاده شود، می‌توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها باید براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شود.

۳-۵-۲ تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود، تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه‌ی خاص (نقطه‌ی کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) مطابق رابطه‌ی (۲-۲۷) برسد و یا سازه فرو بریزد.

۱-۳-۵-۲ ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

۱-۱-۳-۵-۲ کلیات

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده‌شده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی در مدل وارد شده و رفتار غیرخطی آنها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می‌شود.

۲- در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی می‌شود و از اثرات کاهندگی صرف‌نظر می‌شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط معیار پذیرش پذیرفته نشوند، می‌توان آنها را در دسته اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

۲-۵-۳-۱-۲ نقطه‌ی کنترل

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به‌عنوان نقطه‌ی کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می‌شود (مرکز جرم سقف خرپشته به‌عنوان نقطه‌ی کنترل انتخاب نمی‌شود).

۲-۵-۳-۱-۳ توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آن‌چه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های تغییرشکل بحرانی و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به‌همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر بر روی سازه اعمال شود.

۱.۱.۱.۱.۳ ۲-۵-۳-۱-۳-۱ توزیع نوع اول

به‌عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده کرد.

روش یک: توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه‌ی (۲-۲۵)؛ از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت موردنظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_j h_j^k} \quad (2-25)$$

روش دوم: توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت موردنظر؛ از این توزیع زمانی استفاده می‌شود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

روش سوم: توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی؛ برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی موردبررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۱.۱.۱.۱.۴ ۲-۳-۱-۳-۵-۲ توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

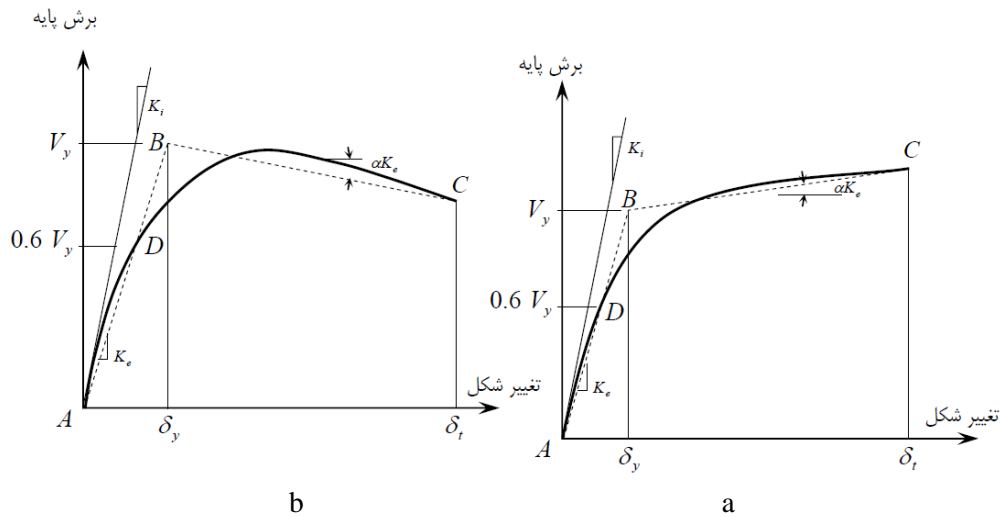
روش اول: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

روش دوم: توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی بر حسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می شود.

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه‌ی بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود.

۴-۱-۳-۵-۲ مدل رفتار دوخطی نیرو-تغییر مکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل (۲-۱۹) مشخص می کند به منظور محاسبه‌ی سختی جانبی مؤثر (K_e) و برش تسلیم مؤثر (V_Y) باید با یک رفتار دوخطی ساده جایگزین شود. برای ساده‌سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه‌ی B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره‌خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B برش تسلیم مؤثر (V_Y) بوده و برای برش پایه‌ی $0.6V_Y$ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیان گر سختی جانبی مؤثر (K_e) می شود. در مدل ساده شده باید دقت شود که V_Y بزرگ‌تر از بیشینه‌ی برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) مدل رفتاری مطابق شکل ۲-۱۹-a است و در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) مدل رفتاری مطابق شکل ۲-۱۹-b است.



شکل ۲-۱۹. منحنی ساده‌شده‌ی نیرو-تغییر مکان [۷۳]

۲-۵-۳-۱-۵ محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی مؤثر

زمان تناوب اصلی مؤثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دوخطی برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2-26)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (۲-۱۹) می‌باشد.

۲-۵-۳-۱-۶ برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

تغییر مکان هدف براساس نوع دیافراگم که صلب، نیمه‌صلب یا نرم باشد، تعیین می‌گردد. در سازه‌هایی که دارای دیافراگم صلب هستند تغییر مکان هدف با رابطه‌ی (۲-۲۷) از پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آید.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) g \quad (2-27)$$

که در آن g شتاب گرانش زمین و $S_a = ABI$ شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است. C_0 از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}^2} \quad (28-2)$$

در این رابطه w_i جرم تراز i ، $\phi_{1,i}(\phi_{1,r})$ بعد مود اول در تراز i (بام) و n تعداد طبقات سازه است.

$$\begin{cases} T_e > T_s \\ T_e < T_s \end{cases} \rightarrow C_1 = \begin{cases} 1.0 \\ \frac{[1.0 + [R_d - 1] \frac{T_s}{T_e}]}{R_d} \end{cases} \quad (29-2)$$

در این رابطه T_s پارامتر نوع زمین است و R_d نسبت مقاومت بوده و برابر است با :

$$R_d = \frac{S_a}{V_Y/W} \quad (30-2)$$

که W وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است.

۴-۵-۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، ولی در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود.

۱-۴-۵-۲ ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

در مدل‌سازی باید کلیه‌ی اعضای اصلی و غیراصلی را منظور نمود و رفتار غیرخطی آن‌ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل گردد. در صورت وجود کاهندگی اثرات آن نیز باید در مدل رفتاری عضو منظور شود. علاوه بر آن در تحلیل باید موارد زیر منظور شود:

۱- تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای سه شتاب نگاشت انجام شود.

۲- اثر زلزله در دو جهت عمود برهم باید در نظر گرفته شود.

۳- پاسخ سازه باید برای هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها محاسبه شود. چنانچه در هر امتداد کمتر از ۷ شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شود، پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ‌ها فرض شود. اما اگر در هر امتداد ۷ شتاب‌نگاشت یا بیش‌تر در نظر گرفته شود پاسخ سازه می‌تواند برابر متوسط مقدار پاسخ‌ها انتخاب شود.

۲-۵-۵ تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده

۲-۵-۵-۱ تعریف

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)^۱ یک روش تحلیلی محاسباتی در مهندسی زلزله برای ارزیابی جامع از رفتار سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای به‌شمار می‌رود. این تحلیل تحت نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی به‌منظور تخمین خطر لرزه‌ای سازه‌ی موردنظر ایجاد شده‌است. همچنین می‌توان آن را معادل با تحلیل استاتیکی پوش‌آور هم در نظر گرفت. تحلیل دینامیکی فزاینده با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از یک مدل سازه‌ای تحت مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌ها که هر یک به چندین سطح از شدت لرزه‌ای مقیاس شده‌اند تعریف می‌شود. سطوح مقیاس باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوده‌های رفتاری بتواند پوش کند، از الاستیک به غیرالاستیک، و درنهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه کند. با انجام پردازش‌های مناسب بر روی داده‌ها می‌توان به نتایجی برای هر رکورد از شتاب‌نگاشت و هر شدت لرزه‌ای که به‌نوعی می‌توانند توسط مقیاس‌های عددی (IM) نمایش داده شوند و در مقابل آن پاسخ سازه‌ای که توسط یک پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) مقیاس‌گذاری شده‌است می‌تواند نمایش داده شوند [۷۴].

انتخاب صحیح برای (IM) به‌صورت کمیت‌های عددی (به‌ندرت برداری) هستند که به شدت زمین لرزه‌های ثبت شده و خطی یا غیرخطی بودن دامنه بستگی دارند. IM به‌درستی انتخاب‌شده به‌نحوی است که منحنی‌های خطر بتوانند توسط تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی برای آن‌ها تولید شوند. انتخاب‌ها معمولاً براساس حداکثر شتاب زمین، حداکثر سرعت زمین و یا شدت اریاس^۲ می‌باشد. اما کاربردی‌ترین آن‌ها شتاب طیفی با میرایی ۵٪ در پریود مود اول سازه می‌باشد.

^۱ Incremental Dynamic Analysis

^۲ Arias Intensity

EDP می‌تواند هر کمیت از پاسخ سازه‌ای که در ارتباط با آسیب‌های سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای است، باشد. انتخاب‌های معمول در این زمینه می‌توانند حداکثر جابجایی بین طبقه‌ای، حداکثر جابجایی منحصر به طبقه و حداکثر شتاب طبقات باشند.

۲-۵-۵-۲ پیشینه‌ی توسعه

IDA به‌عنوان یک روش معمول در مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها توسط ضرب کردن یک ضریب ثابت برای بیشتر و یا کمتر نمایش دادن حرکات زمین از آنچه که در سایت مورد نظر ثبت شده استفاده می‌شود. از آنجایی که رکوردهای طبیعی موجود به اندازه‌ی کافی برای برطرف کردن تمام احتیاج‌های ممکن هرگز مناسب نیستند، مقیاس کردن یک روش ساده و به‌شدت پیچیده (در صورت استفاده‌ی نادرست) برای پرکردن شکاف‌های موجود در کاتالوگ کنونی زلزله‌ها می‌باشند. همچنین در بیش‌تر موارد محققان تنها یک مجموعه کوچک سه تا هفت‌تایی و گاهی حتی یک شتاب‌نگاشت را برای تخمین پاسخ در منطقه‌ی مورد نظر استفاده می‌کنند.

پس از زلزله‌ی نورثریج در سال ۱۹۹۴ پروژه‌ای به‌نام SAC/FEMA برای برطرف کردن پیامد ناشی از عملکرد ضعیف قاب‌های خمشی فولادی، ناشی از شکست اتصالات تیر به ستون، شروع به کار کرد. با وجود محیطی خالی از همکاری‌های تحقیقاتی، ایده‌ی قرارداد یک سازه در یک محدوده‌ی وسیع‌تری از مقیاس مدنظر قرار گرفت. ابتدا روش را پوش‌اور دینامیکی نامیدند و آن را به‌عنوان روشی برای تخمین فروپاشی سراسری سازه در نظر گرفتند. بعدها محققین دریافتند که این روش قابلیت بررسی حالت‌های مختلف حدی مانند ایمنی جانی که استاندارد است برای اکثر روش‌های طراحی لرزه‌ای و همچنین برای سطوح بالاتر و یا پایین‌تر شدت که نشان‌گر سطوح مختلف تهدید است، مانند قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه و آستانه‌ی فروریزش را دارا می‌باشد. بنابراین ایده‌ی تحلیل دینامیکی فزاینده پدید آمد، که به‌طور اساسی مورد پذیرش قرار گرفت و بعدها در مرکز تحقیقات لرزه‌ای جان بلیوم در دانشگاه استنفورد شهرت یافت. در حال حاضر جامعه‌ی تحقیقاتی لرزه‌ای شناخت وسیع‌تری را نسبت به آن دارند و چندین روش مختلف و مفاهیم گوناگونی را برای تخمین عملکرد سازه‌ای پایه‌ریزی کردند. در دهه‌ی اخیر این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) پذیرفته شده و در راهنماهای FEMA-351 [۷۵] و HAZUS-MH MR-5 [۷۶]، برای تعیین ظرفیت خرابی کلی سازه مورد توجه قرار گرفت. از این تحلیل به اختصار تحلیل IDA نیز یاد می‌شود.

^۱ John A. Blume

• مزایای روش آنالیز دینامیکی فزاینده

- (۱) درک کامل از دامنه‌ی پاسخ یا نیاز یک سازه در برابر سطوح مختلف شدت حرکت زمین.
- (۲) درک بهتر رفتار سازه در زلزله‌های شدید و نادر.
- (۳) استنباط بهتر از تغییرات ایجادشده در ماهیت پاسخ‌های سازه‌ای با افزایش حرکات زمین.
- (۴) تخمین نسبتاً دقیق‌تر از ظرفیت دینامیکی کلی سیستم.

۲-۵-۳ مفاهیم تحلیل IDA

در این بخش مفاهیم اساسی و اصطلاحات این روش مورد ارزیابی و بررسی قرار می‌گیرند. با فرض وجود یک شتاب‌نگاشت مقیاس نشده، α_1 ، به‌عنوان اساس کار، این شتاب‌نگاشت یک بردار با اعضای $\alpha_1(t_i)$ که $t_i = 0, t_1, \dots, t_{n-1}$ می‌باشد.

۲-۵-۴ ضریب مقیاس SF

برای تعیین حرکت زمین در سطوح مختلف شدت، از ملایم تا خیلی قوی، باید شتاب‌نگاشت انتخاب‌شده را مقیاس کرد. بدین‌منظور از یک تبدیل ساده و یکنواخت با استفاده از ضریب مقیاس استفاده می‌گردد. ضریب مقیاس SF در یک شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده یک مقدار عددی غیرمنفی است که دامنه‌ی آن از صفر تا بی‌نهایت تغییر می‌کند ($\lambda \in [0, \infty)$).

این مقدار عددی در تمامی مقادیر مثبت‌شده از شتاب‌نگاشت موردنظر ضرب شده و با توجه به کوچک و یا بزرگ بودن آن، سطح شدت کاهش یا افزایش می‌یابد. در صورتی که بردار شتاب‌نگاشت مقیاس‌نشده را α_1 و بردار شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده را α_λ بنامیم:

$$\alpha_\lambda = \lambda \times \alpha_1 \quad (۲-۳۱)$$

مقادیر $\lambda = 1$ به شتاب‌نگاشت طبیعی، $\lambda < 1$ به شتاب‌نگاشت با مقیاس پایین و $\lambda > 1$ به شتاب‌نگاشت با مقیاس بالا دلالت دارد. ضریب مقیاس ساده‌ترین روش برای توصیف تصاویر مقیاس‌بندی شده از شتاب‌نگاشت می‌باشد.

در اولین گام جهت مقیاس کردن معیار شدت لرزه‌ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار $0.1g$) برای پارامتر شدت لرزه‌ای PGA (حداکثر شتاب زمین) انتخاب می‌گردد. سپس در مراحل بعد این مقدار را با گام‌های 0.1 افزایش می‌دهیم تا سازه به حالت حدی موردنظر و یا خرابی کامل برسد.

۲-۵-۵-۵ اندازه‌ی شدت حرکت زمین IM

اندازه‌ی شدت حرکت زمین، IM، کمیتی مقیاس‌پذیر از یک شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده است. این کمیت در واقع تابعی از شتاب‌نگاشت اصلی است که به‌صورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتاب‌نگاشت تغییر می‌کند.

$$IM = f \times \alpha_1 \times \lambda \quad (2-32)$$

نمونه‌هایی از این کمیت که قابلیت مقیاس‌شدن دارند شامل ماکزیمم شتاب زمین (PGA)، ماکزیمم سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی در مورد غالب ارتعاشی سازه با در نظر گرفتن نسبت میرایی ۵ درصد می‌باشند. کمیت‌های دیگری نیز وجود دارند که توانایی بیان اندازه‌ی شدت حرکت زمین را داشته، اما قابلیت مقیاس‌پذیری ندارند، که از جمله می‌توان به بزرگای لنگر اثر شتاب‌نگاشت و شدت اصلاح‌شده‌ی مرکالی اشاره نمود.

۲-۵-۵-۶ شدت خرابی یا تغییر شکل پذیری شرایط سازه DM

این کمیت نیز یک مقدار عددی مثبت است که خصوصیات پاسخ مدل سازه‌ای را در برابر بارهای لرزه‌ای موردنظر بیان می‌کند. به‌عبارت دیگر، واکنش مازاد مدل سازه‌ای را به‌خاطر بارگذاری لرزه‌ای تعیین می‌کند.

$$DM \in [0, \infty) \quad (2-33)$$

به‌عبارت دیگر، DM کمیتی است که می‌تواند از نتایج خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی برداشت کرد. گزینه‌ی مناسب برای انتخاب یک DM مناسب می‌تواند به نوع سازه و خرابی موردنظر بستگی داشته-باشد. در ارزیابی سازه براساس عملکرد گاهی لازم است که از دو یا چند فاکتور شدت خرابی که همگی

از آنالیزهای غیرخطی یکسان حاصل شده‌اند برای ارزیابی پاسخ سازه سطح عملکردی و یا مودهای خرابی استفاده شود. امروزه برای سازه‌های ساختمانی کمیت‌هایی همچون حداکثر برش پایه، چرخش گره‌ای، حداکثر شکل‌پذیری طبقه، حداکثر تغییرمکان نسبی یا زاویه‌ی تغییرمکان بین طبقه‌ای یک سازه‌ی N طبقه یا ماکزیمم آن‌ها مطرح می‌شود.

۲-۶ ضریب رفتار (R)

ضریب رفتار سازه دربرگیرنده‌ی عملکرد پلاستیک سازه در برابر زلزله‌های شدید بوده و بیان‌گر مقاومت پنهان سازه در ناحیه‌ی غیرارتجاعی است. به‌همین دلیل مقاومت موردنیاز سازه از تقسیم مقاومت موردنیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر این ضریب محاسبه می‌گردد و به‌این ترتیب مقاومت موردنیاز سازه کاهش می‌یابد. ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی سازه‌ها به‌کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌گردد. بنابراین، ضریب رفتار سازه به‌صورت مستقیم به ضریب شکل‌پذیری آن وابسته است. هرچه ضریب شکل‌پذیری (μ) یک سازه بیش‌تر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه، مقدار ضریب رفتار بزرگ‌تر خواهد بود. نحوه‌ی ارتباط μ و R به‌عوامل مختلفی بستگی دارد. در سیستم‌های یک‌درجه‌آزادی، نوع مصالح، زمان تناوب و میرایی سیستم، نوع بارگذاری، مدل بار تغییرشکل، عامل ناپایداری P-Delta، وضعیت تکیه‌گاه (نوع خاک) و میزان خسارت قابل قبول در سیستم بر رابطه‌ی μ و R مؤثر هستند. در سیستم‌های چنددرجه‌آزادی علاوه‌بر موارد فوق، عواملی مانند میزان مشارکت حالت‌های بالاتر، مقاومت افزون و نوع سیستم مقاوم سازه‌ای دخالت دارند. ضریب رفتار سیستم‌های چنددرجه‌آزادی از دو قسمت تشکیل می‌شوند؛ قسمت اول مشابه سیستم‌های یک‌درجه‌آزادی است و معمولاً با R_{μ} مشخص می‌شود و قسمت دوم تأثیر عوامل مخصوص سیستم‌های چنددرجه‌آزادی را دربر می‌گیرد و با Ω نشان داده می‌شود [۷۷].

۲-۶-۱ ضریب برش پایه‌ی طراحی (C_w و C_s)

به‌دلایل اقتصادی اکثر آیین‌نامه‌های ساختمانی از ظرفیت ذاتی استهلاک انرژی سازه استفاده می‌کنند و سطح نیروی طراحی را در برابر زلزله کاهش می‌دهند. این کاهش سطح نیروهای طراحی با استفاده از ضریب رفتار صورت می‌پذیرد. درحقیقت با تقسیم بیشینه‌ی برش پایه‌ی ارتجاعی سازه بر ضریب رفتار، سطح نیروهای طراحی اعضای سازه به‌دست می‌آید.

۲-۶-۲ ضریب برش پایه‌ی ارتجاعی (C_{eu})

اگر قرار باشد که سازه به‌گونه‌ای طراحی شود تا بر اثر زلزله‌های بزرگ تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در آن به‌وجود نیاید و هم‌چنان در محدوده‌ی رفتار ارتجاعی باقی بماند، برش پایه‌ی ارتجاعی موردنیاز یا همان نیروی طراحی سازه بسیار بزرگ خواهد شد. در این صورت مقدار ضریب برش پایه‌ی ارتجاعی برابر است با:

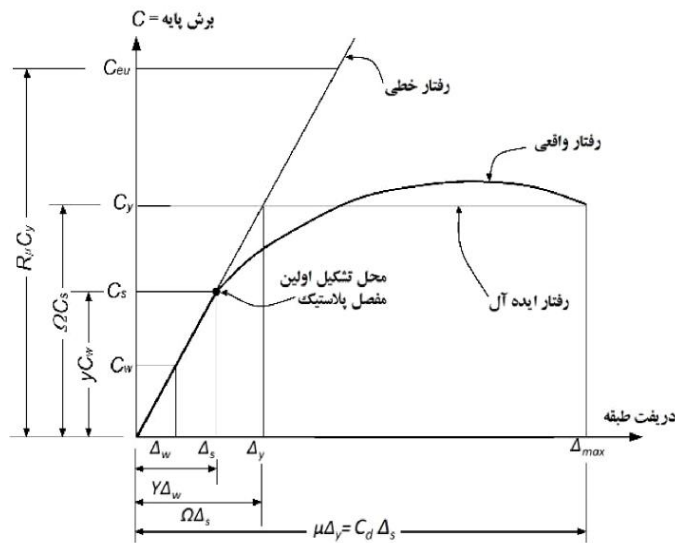
$$C_{eu} = \frac{V}{W} \quad (۳۴-۲)$$

که در آن W وزن مؤثر لرزه‌ای سازه و V بیشینه‌ی برش پایه‌ی سازه در حالت کاملاً ارتجاعی است.

۳-۶-۲ ضریب برش پایه‌ی طراحی در روش حالت حدی و ضرایب بار و

مقاومت

هنگامی که از روش حالت حدی نهایی و ضرایب بار و مقاومت در طراحی استفاده می‌شود (مانند روش طراحی در AISC-LRFD برای سازه‌های فولادی و یا روش طراحی در مبحث نهم مقررات ملی ایران برای سازه‌های بتنی)، به المان‌های سازه اجازه داده می‌شود تا نیرو را تا حد تنش تسلیم تحمل کنند. پس از این مرحله و با افزایش نیروهای جانبی، رفتار سازه از محدوده‌ی رفتار ارتجاعی وارد محدوده‌ی رفتار خمیری می‌شود. بنابراین در طراحی می‌توان از سطح نیرویی که نشان‌دهنده‌ی تشکیل اولین مفصل پلاستیک سازه است، در برآورد نیروهای جانبی حاصل از زلزله استفاده نمود (شکل ۲-۲۰).



شکل ۲-۲۰. چگونگی تعیین ضریب رفتار از روی منحنی ظرفیت [۷۶]

۲-۶-۴ ضریب برش پایه‌ی طراحی در روش تنش مجاز

هنگامی که از روش تنش مجاز در طراحی استفاده می‌شود، به المان‌های سازه‌ای اجازه داده نخواهد شد که نیرو را تا حد تنش تسلیم تحمل کنند. بنابراین می‌توان از سطح نیرویی که نشان‌دهنده‌ی رفتار ارتجاعی در سازه است، در طراحی استفاده نمود. درحقیقت، آیین‌نامه‌های ساختمانی که در برآورد نیروهای حاصل از زلزله به کار می‌روند، مقدار سطح نیرو را برای طراحی به روش تنش مجاز کاهش می‌دهند.

۲-۶-۵ نسبت C_s به C_w

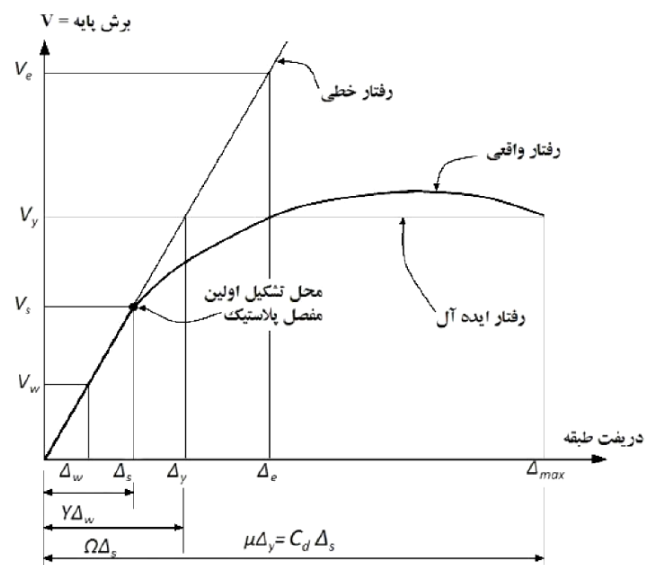
مطابق شکل ۲-۲۰ مقدار Y یا نسبت C_s به C_w بیان‌کننده‌ی اختلاف الگوی طراحی آیین‌نامه‌های مختلف بوده و تقریباً برابر با $1/4$ تا $1/7$ است. در صورت استفاده از آیین‌نامه‌ی AISC-ASD در طراحی، این ضریب برابر است با:

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} = \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6F_y) \times \frac{4}{3}} \quad (۲-۳۵)$$

که در آن، M_p لنگر پلاستیک مقطع، M_w لنگر ارتجاعی مقطع، F_y تنش تسلیم فولاد، R_w ضریب رفتار در روش طراحی تنش مجاز، R_u ضریب رفتار در روش طراحی در حالت حدی است. ضریب $\frac{4}{3}$ به دلیل افزایش تنش مجاز طراحی در هنگام استفاده از ترکیب‌های بار ناشی از نیروهای ثقلی و زلزله است. نسبت ضریب شکل $(\frac{Z}{S})$ برای مقاطع بال‌پهن، تقریباً برابر ۱/۱۵ است. بنابراین مقدار Y به صورت تقریبی برابر است با:

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.6F_y \times \frac{4}{3}} \quad (۳۶-۲)$$

در صورتی که نمودار پاسخ کلی سازه به صورت شکل ۲-۲۱ مفروض باشد، مؤلفه‌های طراحی لرزه‌ای که در قسمت قبل معرفی شده‌اند، به صورت رابطه‌های زیر محاسبه می‌شوند:



شکل ۲-۲۱. پاسخ کلی سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده [۷۶]

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۳۷-۲)$$

Shape Factor

$$\Omega = \frac{V_Y}{V_s} \quad (38-2)$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (39-2)$$

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (40-2)$$

در این روابط R_μ ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، Ω ضریب اضافه مقاومت و μ که برابر است با نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر (Δ_{max}) به تغییرمکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y)، ضریب شکل‌پذیری نامیده می‌شوند. V_s ، V_w و به ترتیب نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه، نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری و نیروی متناظر با تنش مجاز هستند. V_e نیز برش پایه‌ی سازه در حالت رفتار خطی است.

ضریب رفتار در روش طراحی با تنش مجاز (R_w) و ضریب رفتار در روش طراحی در حالت حدی نهایی (R_u) به ترتیب از روابط ۲-۴۱ و ۲-۴۲ به دست می‌آیند:

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_Y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \Omega Y \quad (41-2)$$

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_Y}{V_s} = R_\mu \Omega \quad (42-2)$$

۷-۲ جمع بندی و مروری بر فصل

در این فصل سازه‌های RCS به طور کامل معرفی شد و انواع اتصال RCS و مدهای شکست آن بررسی شد. هم‌چنین مروری بر تحقیقات انجام‌شده در این زمینه صورت گرفت. منحنی شکنندگی، روش‌های ترسیم و نیز پیشینه پژوهش آن شرح داده شد. در ادامه نرم‌افزار اپنسیس که در این پژوهش ابزار اصلی برای تحلیل سازه‌ها بود، معرفی و هم‌چنین روش‌های تحلیل مورد استفاده تشریح شد. در انتهای فصل نیز نحوه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه بیان شد.

فصل ۳: روش تحقیق

۱-۳ مقدمه

در این فصل نمونه‌هایی که مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته‌اند معرفی می‌گردد و نحوه‌ی طراحی سازه‌ها و همچنین نحوه‌ی مدل‌سازی آن‌ها در اپنسیس جهت تحلیل بیان می‌شود. سپس روند انجام تحلیل‌ها بررسی شده و چگونگی نتیجه‌گیری و ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه با توجه به نتایج حاصل از تحلیل بیان می‌گردد.

برای این منظور سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه طبق بخش ۳-۲ در این فصل انتخاب و توسط نرم‌افزار ایتبس^۱ طراحی می‌گردند. سپس این سازه‌ها در برنامه‌ی اپنسیس^۲ به صورت سه‌بعدی مدل شده و تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت انتخاب‌شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قرار می‌گیرند. در مرحله‌ی بعد منحنی‌های شکنندگی برای هر سه ساختمان در سطوح مختلف خرابی رسم می‌شوند. با بررسی این منحنی‌ها می‌توان به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان پرداخت. در مرحله‌ی آخر، ساختمان‌ها در نرم‌افزار ایتبس مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده (پوش‌اور)^۳ قرار گرفته و از نتایج حاصل مقدار ضریب رفتار سازه محاسبه شده و با آنچه در آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا، ASCE/SEI 7-10 [۷۷]، پیشنهاد شده‌است، مقایسه می‌گردد. همچنین نحوه‌ی تشکیل مفصل‌های پلاستیک در اعضای سازه‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۳ تعریف مدل

دستورالعمل HAZUS-MH MR5 [۳۷]، ساختمان‌ها را از نظر ارتفاع به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند مطابق جدول ۳-۱ تقسیم می‌کند. در این پژوهش ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه برای مدل‌سازی و تحلیل انتخاب شدند تا از هر بازه‌ی کوتاه، متوسط و بلند یک نماینده وجود داشته‌باشد.

جدول ۳-۱. تیپ‌بندی ارتفاعی طبق دستورالعمل HAZUS [۳۷]

Range	
Name	Stories
Low-Rise	۱ - ۳
Mid-Rise	۴ - ۷

^۱ ETABS 2016

^۲ OpenSEES

^۳ Pushover

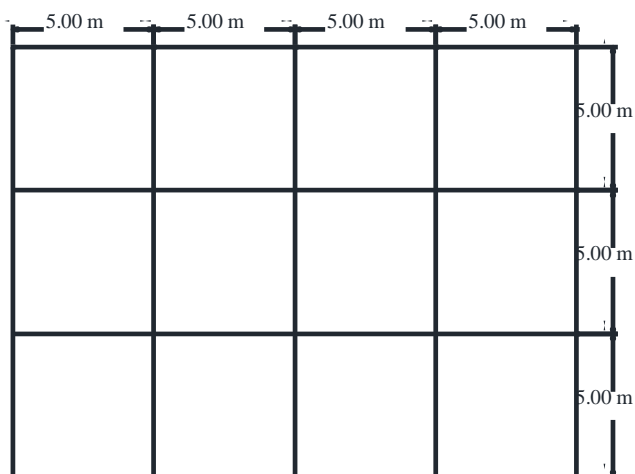
High-Rise	۸ ⁺
-----------	----------------

سایر مشخصات به این قرار است:

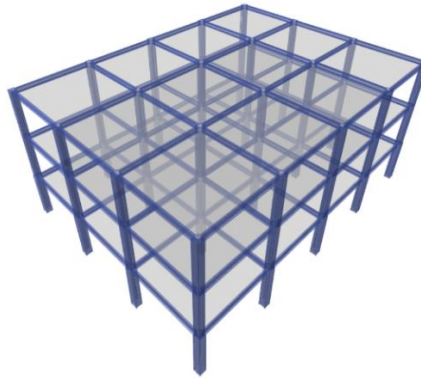
- ساختمان‌ها با پلان منظم (شکل ۳-۱) و دارای ۴ دهانه‌ی ۵ متری در راستای X و ۳ دهانه‌ی ۵ متری در راستای Y در نظر گرفته شده‌است.
- ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر است.
- موقعیت ساختمان‌ها در شمال ایران فرض شده‌است.
- منطقه‌ی ساختگاه با خطر نسبی لرزه‌خیزی زیاد است.
- خاک منطقه از نوع III می‌باشد.
- سیستم باربر از نوع قاب‌خمشی متوسط بوده که از ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی تشکیل می‌شود.
- سیستم سقف نمونه‌ها از نوع تیرچه‌وبلوک در نظر گرفته شده‌است.

مصالح به کاررفته در طراحی مدل‌ها به قرار زیر است:

- در طراحی ستون‌ها از بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع استفاده شده‌است.
- میلگردهای طولی از میلگرد S۴۰۰ و خاموت‌ها از میلگرد S۳۰۰ است.
- مصالح تیرها از فولاد ST۳۷ فرض شده‌است.



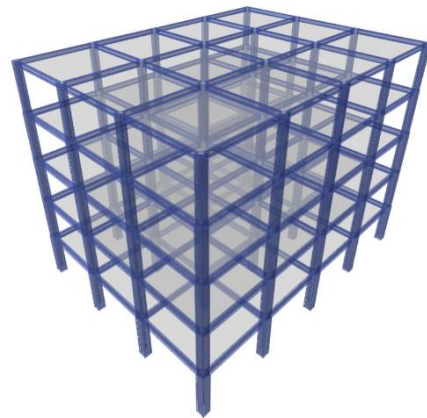
شکل ۳-۱. پلان تیپ ساختمان‌ها



شکل ۳-۲. نمای سه‌بعدی ساختمان ۳ طبقه



شکل ۳-۴. نمای سه‌بعدی ساختمان ۸ طبقه



شکل ۳-۳. نمای سه‌بعدی ساختمان ۵ طبقه

بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۱۳۹۲) [۷۸]، صورت پذیرفته و اعضای بتنی و فولادی به ترتیب طبق مباحث نهم [۷۹] و دهم [۸۰] مقررات ملی ساختمان ایران طراحی شدند. هم‌چنین محاسبه‌ی ضریب برش پایه‌ی زلزله و نیز اعمال ضوابط لرزه‌ای براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۸۱] انجام شده‌است. ضریب رفتار (R_u) سازه‌ی قاب خمشی متوسط RCS با توجه به آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا، ASCE7-10، برابر ۵ در نظر گرفته‌شد. با توجه به آن‌که زمان تناوب تجربی براساس استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه کم‌تر از ۰/۷ ثانیه است، مقدار ضریب برش پایه‌ی استاتیکی برای هر سه ساختمان برابر ۰/۱۶۵ محاسبه گردید.

ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه‌ی ذکرشده در نرم‌افزار ایتبس تحلیل و طراحی شدند. در نهایت مقاطع ستون‌ها و تیرها مطابق جدول‌های ۲-۳ الی ۴-۳ به دست آمدند.

جدول ۲-۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۳ طبقه با قاب خمشی RCS

ستون			تیر				
طبقه	ابعاد مقطع (mm)	آرماتور	نام مقطع	ارتفاع d (mm)	عرض بال b_f (mm)	ضخامت بال t_f (mm)	ضخامت جان t_w (mm)
۱	۴۰۰×۴۰۰	۱۲Φ۱۶	I ۳۰۰	۳۰۰	۱۵۰	۱۰	۸
۲	۳۵۰×۳۵۰	۱۲Φ۱۶	I ۳۰۰	۳۰۰	۱۵۰	۱۰	۶
۳	۳۵۰×۳۵۰	۱۲Φ۱۶	I ۲۸۰	۲۸۰	۱۵۰	۱۰	۶

جدول ۳-۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۵ طبقه با قاب خمشی RCS

ستون			تیر				
طبقه	ابعاد مقطع (mm)	آرماتور	نام مقطع	ارتفاع d (mm)	عرض بال b_f (mm)	ضخامت بال t_f (mm)	ضخامت جان t_w (mm)
۱	۵۰۰×۵۰۰	۱۶Φ۱۸	I ۳۸۰	۳۸۰	۱۸۰	۱۰	۸
۲	۴۵۰×۴۵۰	۱۲Φ۱۸	I ۳۸۰	۳۸۰	۱۸۰	۱۰	۸
۳	۴۵۰×۴۵۰	۱۲Φ۱۸	I ۳۸۰	۳۸۰	۱۸۰	۱۰	۸
۴	۴۰۰×۴۰۰	۱۲Φ۱۶	I ۳۲۰	۳۲۰	۱۷۰	۱۰	۸
۵	۳۵۰×۳۵۰	۱۲Φ۱۶	I ۲۸۰	۲۸۰	۱۵۰	۱۰	۶

جدول ۳-۴. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۸ طبقه با قاب خمشی RCS

ستون			تیر				
طبقه	ابعاد مقطع (mm)	آرماتور	نام مقطع	ارتفاع d (mm)	عرض بال b _f (mm)	ضخامت بال t _f (mm)	ضخامت جان t _w (mm)
۱	۸۰۰×۸۰۰	۲۴Φ۲۲	I ۴۸۰	۴۸۰	۲۰۰	۱۴	۱۰
۲	۷۰۰×۷۰۰	۲۰Φ۲۰	I ۴۸۰	۴۸۰	۲۰۰	۱۴	۱۰
۳	۶۰۰×۶۰۰	۱۶Φ۱۸	I ۴۶۰	۴۶۰	۲۰۰	۱۴	۱۰
۴	۶۰۰×۶۰۰	۱۶Φ۱۸	I ۴۶۰	۴۶۰	۲۰۰	۱۴	۱۰
۵	۵۵۰×۵۵۰	۱۶Φ۱۸	I ۴۶۰	۴۶۰	۲۰۰	۱۴	۱۰
۶	۴۵۰×۴۵۰	۱۶Φ۱۶	I ۴۲۰	۴۲۰	۱۹۰	۱۲	۱۰
۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۲Φ۱۶	I ۳۸۰	۳۸۰	۱۸۰	۱۰	۸
۸	۳۵۰×۳۵۰	۱۲Φ۱۶	I ۲۸۰	۲۸۰	۱۵۰	۱۰	۶

در جدول ۳-۵ مقادیر برش پایه و لنگر واژگونی و همچنین وزن سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی RCS بیان شده‌است.

جدول ۳-۵. مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی ساختمان‌های ۳ و ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی RCS

	طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸
وزن (W) (Ton)	۶۰۸/۹۸	۱۰۹۰/۵۲	۲۲۸۹/۲۸
برش پایه (V) (Ton)	۱۰۰/۴۸	۱۷۹/۹۴	۳۷۷/۷۳
لنگر واژگونی (M _{OV}) (Ton-m)	۱۲۶۷/۴۱	۵۱۱۴/۵	۲۳۱۱۳/۴۴

۳-۳ مدل سازی در اپنسیس^۱

سازه‌های قاب‌خمش‌ی RCS پس از آن‌که در نرم‌افزار ایتبس تحلیل و طراحی شدند و مقاطع ستون‌ها و تیرها تعیین گردیدند، به‌صورت سه‌بعدی در اپنسیس مدل‌سازی می‌شوند. برای این منظور از دستوراتی برای تعریف هندسه‌ی سازه‌ها، مقاطع، مصالح، بارگذاری و تحلیل استفاده شده‌است که در ادامه به بررسی این دستورات و نحوه‌ی مدل‌سازی پرداخته می‌شود.

۳-۳-۱ تعریف مصالح

چنان‌چه گفته شد از مصالح بتنی و فولادی در طراحی ساختمان‌ها استفاده می‌شود. بنابراین باید فولادی با مشخصات فولاد ST۳۷ و همچنین مصالحی برای فولاد میلگردهای S۴۰۰ معرفی گردد. از آنجاکه خاموت‌ها در اپنسیس مدل نمی‌شوند، پس فولاد S۳۰۰ معرفی نمی‌گردد. دستورات مربوط به تعریف مصالح فولادی و بتنی به‌صورت زیر است:

❖ uniaxialMaterial Steel02 \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2 \$a1 \$a2 \$a3 \$a4

فولاد با دستور Steel02 دارای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می‌گیرد [۷۲]. شکل ۳-۵ مدل رفتار چرخه‌ای این مصالح را نشان می‌دهند.

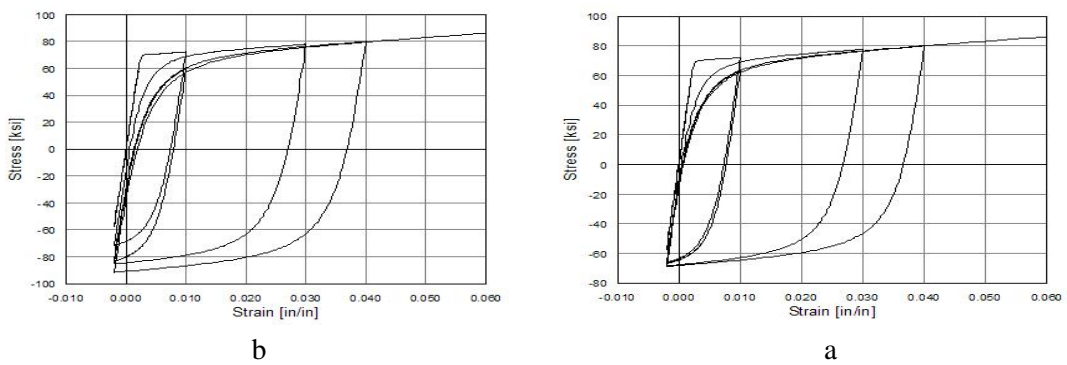
- \$matTag شماره‌ی مصالح
- \$Fy تنش تسلیم
- \$E مدول الاستیسیته‌ی اولیه
- \$b نسبت سخت‌شوندگی کرنشی (نسبت مدول الاستیسیته پس از تسلیم به مدول اولیه)
- \$R0 \$cR1 \$cR2 این پارامترها انتقال از شاخه‌ی الاستیک به پلاستیک را کنترل می‌کنند.
- \$a1 \$a2 \$a3 \$a4 مبین پارامترهای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و به‌صورت پیش‌فرض صفر لحاظ می‌شوند.

❖ uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU \$lambda \$ft \$Ets

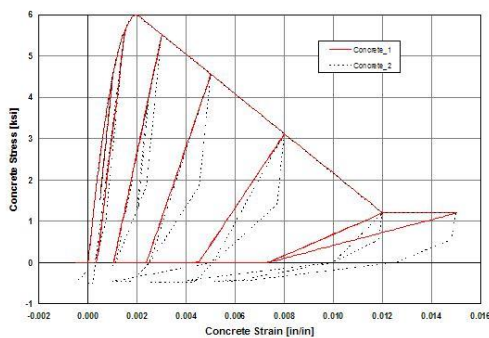
^۱ OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)

این دستور برای ساخت مصالح بتنی تک‌محوری با مقاومت کششی و نرم‌شوندگی کششی خطی به کار می‌رود. شکل‌های ۳-۶ و ۳-۷ مدل رفتار این مصالح را نشان می‌دهند.

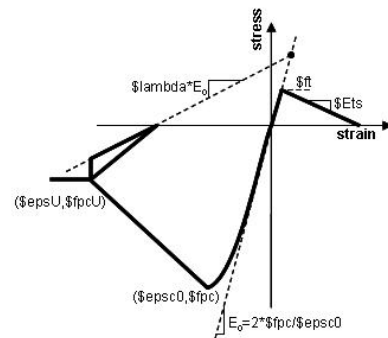
- f_{pc} مقاومت فشاری ۲۸ روزهی بتن
- ϵ_{psc0} کرنش بتن در مقاومت فشاری حداکثر
- f_{pcu} مقاومت شکست بتن
- ϵ_{psU} کرنش بتن در مقاومت شکست
- λ نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه
- f_t مقاومت کششی
- E_{ts} سختی نرم‌شوندگی کششی



شکل ۳-۵. رفتار هیسترتیک فولاد ۰۲ بدون سخت‌شدگی هیسترتیک، (a) بدون سخت‌شدگی هیسترتیک، (b) با سخت‌شدگی هیسترتیک [۷۲]



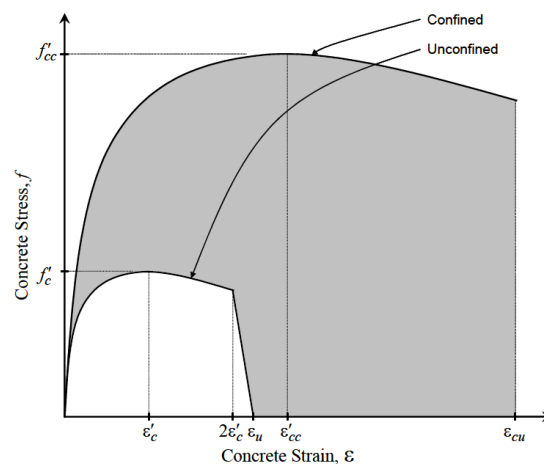
شکل ۳-۷. مدل رفتار چرخه‌ای تنش-کرنش بتن ۰۲ [۷۲]



شکل ۳-۶. بتن ۰۲ با نرم‌شوندگی کششی خطی [۷۲]

لازم به ذکر است از آن جا که خاموت‌ها مدل نمی‌شوند، باید به طریقی اثر محصورکنندگی خاموت‌ها بر مقاومت بتن لحاظ شود. از این رو با استفاده از روابط مندر [۸۲] ضریب افزایش مقاومت بتن محصورشده محاسبه شده و در مدل‌سازی لحاظ می‌گردد. تأثیر این محصورشدگی در شکل ۳-۸ قابل مشاهده است.

باتوجه به این موضوع، به‌ازای هر مقطع باید یک مصالح بتنی در اینسیس تعریف شده و به مقطع مربوطه اختصاص داده شود.



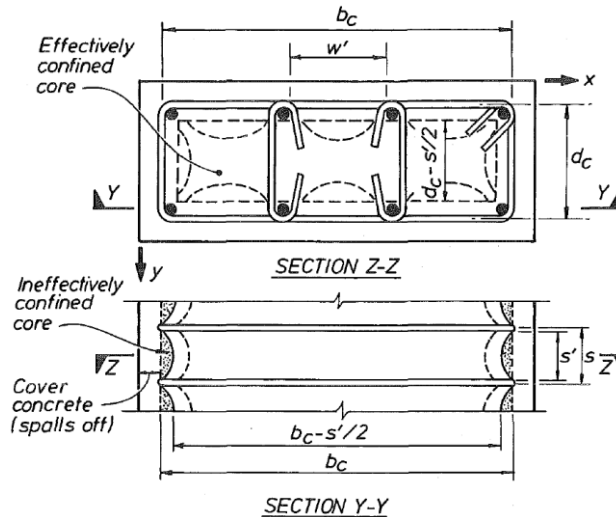
شکل ۳-۸. منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده و محصورنشده [۸۲]

با استفاده از رابطه‌ی ۳-۱ می‌توان مقاومت بتن محصورشده، f'_{cc} ، را محاسبه نمود. در این روابط f'_c مقاومت بتن محصورنشده، f'_L فشار جانبی مؤثر ناشی از خاموت‌ها که طبق رابطه‌ی ۳-۲ به دست می‌آید و b_c و d_c به ترتیب فاصله مرکز به مرکز ساق‌های خاموت در راستای x و y هستند. همچنین w' فاصله‌ی بین دو میلگرد طولی، S' فاصله‌ی طولی دو خاموت متوالی، ρ نسبت مساحت ساق‌های خاموت به مساحت بین دو خاموت متوالی است. در شکل ۳-۹ می‌توان این پارامترها را دید. این روابط مربوط به مقاطع مربعی بوده و برای سایر اشکال مقطع متفاوت است.

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_L}{f'_c}} - 2 \frac{f'_L}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (1-3)$$

^۱ Mander

$$f'_L = \frac{1}{b_c d_c} (b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \rho f_{yh} \quad (2-3)$$



شکل ۳-۹. هسته‌ی محصورشده‌ی مؤثر برای مقاطع مستطیلی [۸۲]

در ادامه، به‌عنوان مثال روند محاسبه ضریب افزایش مقاومت بتن محصورشده برای یک نمونه مقطع به ابعاد ۳۵ سانتی‌متر با ۱۲ عدد آرماتور نمره ۱۶ آورده شده‌است. هم‌چنین مقادیر f'_{cc} و ضریب افزایش مقاومت بتن محصورشده (K_{fc}) برای سایر مقاطع مشروح در جدول‌های ۳-۲ تا ۳-۴ در جدول ۳-۶ به‌طور خلاصه آورده شده‌است.

$$B=0.35 \text{ m} \quad , \quad H=0.35 \text{ m} \quad , \quad \text{Cover}=0.04 \text{ m}$$

$$\text{قطر میلگرد خاموت} = 0.01$$

$$A_{total} = 0.35 * 0.35 = 0.1225$$

$$A_{core} = (0.35 - 0.04) * (0.35 - 0.04) = 0.0625$$

$$S=0.1$$

فاصله عمودی مرکز به مرکز دو خاموت متوالی

$$S'=0.09$$

فاصله عمودی آزاد بین دو خاموت متوالی

$$N(x)=2$$

تعداد ساق‌های خاموت در جهت x

$$N(y)=2$$

تعداد ساق‌های خاموت در جهت y

$$F_{yh} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

تنش تسلیم فولاد خاموت‌ها

$$\rho_{cc} = \frac{A_{s(total)}}{A_{core}} = \frac{12 * \pi * (0.016)^2 / 4}{0.0625} = 0.03858$$

نسبت فولاد

$$A_e = \left[b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) = 0.04218$$

سطح مؤثر بتن محصورشده

$$A_{cc} = b_c d_c = 0.06009$$

$$b_c \text{ و } d_c = 0.35 - (2 * 0.04) - 0.01 = 0.26 \text{ m}$$

فاصله مرکز به مرکز دو ساق خاموت در دو جهت

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = 0.70199$$

ضریب تأثیر محصورکنندگی فولاد

$$\rho_s = 0.01356$$

نسبت حجمی فولاد خاموت به بتن هسته

$$f'_L = K_e f_L = K_e \rho_s F_{yh} = 14.2836$$

فشار جانبی مؤثر بر بتن ناشی از فولادهای محصورکننده

$$f'_{cc} = 354.373264 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت بتن محصورشده

$$K_{f_c} = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.43701$$

ضریب افزایش مقاومت بتن محصورشده

جدول ۳-۶. مقادیر f'_{cc} و K_{f_c} برای مقاطع مختلف ستون‌ها

نام مقطع	$f'_{cc}(\text{kg/cm}^2)$	K_{f_c}
COL35-12T16	359.2513	1.437
COL40-12T16	345.6327	1.3825
COL45-12T18	335.6038	1.3424
COL45-16T16	372.3342	1.4893
COL50-12T18	327.0358	1.3081
COL50-16T18	361.2169	1.4448
COL55-16T18	351.4212	1.4056
COL60-16T18	343.2614	1.373
COL70-20T20	331.5193	1.326
COL80-24T22	343.0785	1.3723

۲-۳-۳ تعریف مقاطع

در این مدل سازی از دستور فایبر^۱ برای ساخت مقاطع استفاده می شود. این گونه مقاطع دارای یک شکل هندسی عمومی است که از نواحی ساده تر و منظم تر تشکیل می شود. این نواحی نیز با دستور پیچ^۲ تعریف می گردد [۷۲].

```
❖ Section Fiber $secTag {  
  fiber<fiber arguments>  
  patch<patch<patch arguments>  
  layer<layer arguments>  
}
```

این دستور شامل سه بخش fiber، patch و layer می باشد که بنا به شکل مقطع از آنها استفاده می شود.

۳-۳-۳ تعریف هندسه ی سازه

مدل سازی در اینسیس توسط دستورات متنی صورت می پذیرد و برخلاف نرم افزارهایی هم چون ETABS و یا SAP2000 ابزار گرافیکی برای تعریف مدل وجود ندارد. از این رو برای تعریف مدل هندسی سازه باید مختصات گره ها به برنامه معرفی شده و با ارتباط گره ها به یکدیگر، موقعیت اعضای سازه مشخص گردد.

^۱ Fiber Section

^۲ Patch

۳-۳-۴ بارگذاری

در برنامه‌ی اپنسیس سه الگوی بارگذاری وجود دارد که شامل الگوی بارگذاری ساده،^۱ الگوی بارگذاری تحریک یکنواخت^۲ و الگوی بارگذاری چندتکیه‌گاهی^۳ می‌شود. در این مدل‌سازی از الگوی ساده استفاده شده‌است.

```
❖ pattern Plain $patternTag (TimeSeriesType arguments) {  
  load (load-command arguments)  
  sp (sp-command arguments)  
  eleLoad (eleLoad-command arguments)  
}
```

۳-۳-۵ دستوره‌های مربوط به تحلیل

مجموعه دستوراتی که برای تحلیل مدل‌های موردبحث استفاده شده‌اند به شرح زیر است:

```
❖ rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm
```

این دستور برای اختصاص میرایی رایلی به تمام المان‌ها و گره‌های ازپیش تعریف‌شده استفاده می‌شود.

```
❖ constraints Lagrange
```

این دستور تعیین می‌کند که چگونه معادلات قید در تحلیل اعمال شود. معادلات قید یک مقدار مشخص را در یک درجه‌آزادی اعمال کرده و یا رابط‌هایی بین درجات آزادی سیستم برقرار می‌کنند.

```
❖ numberer RCM
```

^۱ Plain Pattern

^۲ UniformExcitation Pattern

^۳ MultipleSupport Pattern

این دستور ارتباط بین تعداد معادلات و درجات آزادی و نحوه‌ی شماره‌گذاری درجات آزادی را برقرار می‌کند.

❖ system BandGeneral

این دستور سیستم حل معادلات را مشخص می‌کند.

❖ test EnergyIncr 1.0e-8 10

این دستور برای ساخت گزینه‌ی هم‌گرایی به کار می‌روند. الگوریتم‌های حل مختلف نیازمند یک آزمون هم‌گرایی می‌باشند تا تعیین کنند درانتهای یک گام تکرار، هم‌گرایی حاصل شده‌است یا خیر. اعداد $1.0e-8$ میزان دقت هم‌گرایی و 10 تعداد تکرار را معین می‌کنند.

❖ algorithm Newton

این دستور برای ساخت گزینه‌ی الگوریتم حل به کار می‌رود که گام‌های برداشته‌شده درجهت حل معادلات غیرخطی را مشخص می‌کند. الگوریتم نیوتن تنها یک تکرار برای حل دستگاه معادلات نیاز داشته و سختی سازه را در هر تکرار به‌روزرسانی می‌کند.

❖ integrator LoadControl 0.1

دستور ساخت انتگرال‌گیر به دلایل زیر به کار می‌رود:

(الف) تعیین و پیش‌بینی $t+dt$

(ب) ماتریس مماسی و بردارهای پسماند را در هر مرحله‌ی تکرار مشخص می‌کند.

(پ) تعیین گام اصلاحی براساس تغییر مکان افزایشی du

❖ analysis Static

دستور آنالیز تعیین می‌کند چه‌نوع آنالیزی باید انجام شود. آنالیز استاتیکی مسأله‌ی $KU=R$ را حل می‌کند و نیازی به ماتریس جرم و ماتریس میرایی ندارد.

❖ analyze 10

این دستور باتوجه به دستور قبل که نوع آنالیز را مشخص می کرد، نوشته می شود. اگر آنالیز موفقیت- آمیز بوده باشد، خروجی دستور عدد صفر و در غیر این صورت عددی کوچک تر از صفر می شود. عدد ۱۰ تعداد انجام آنالیز را مشخص می کند.

❖ recorder EnvelopeDrift -file \$filename -time -iNode \$startNode -jNode \$endNode -dof (\$dof1 \$dof2 ...) -perpDirn \$perpDirn

توسط این دستور می توان جابه جایی نسبی بین گره های i و j را در یک فایل متنی با نام مورد نظر ثبت کرد.

در انتهای مدل سازی در اپنسیس قبل از آن که تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شود، جهت اطمینان از صحت مدل سازی زمان تناوب مود اول هر سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه توسط دستور مقدار ویژه محاسبه و با مقادیر به دست آمده از ایتبس مقایسه شد. برای این منظور از دستور زیر استفاده می کنیم:

❖ puts "First Eigen Value is: [eigen1] First Mode Period is: [expr 2*3.1415/pow ([eigen1],0.5)]"

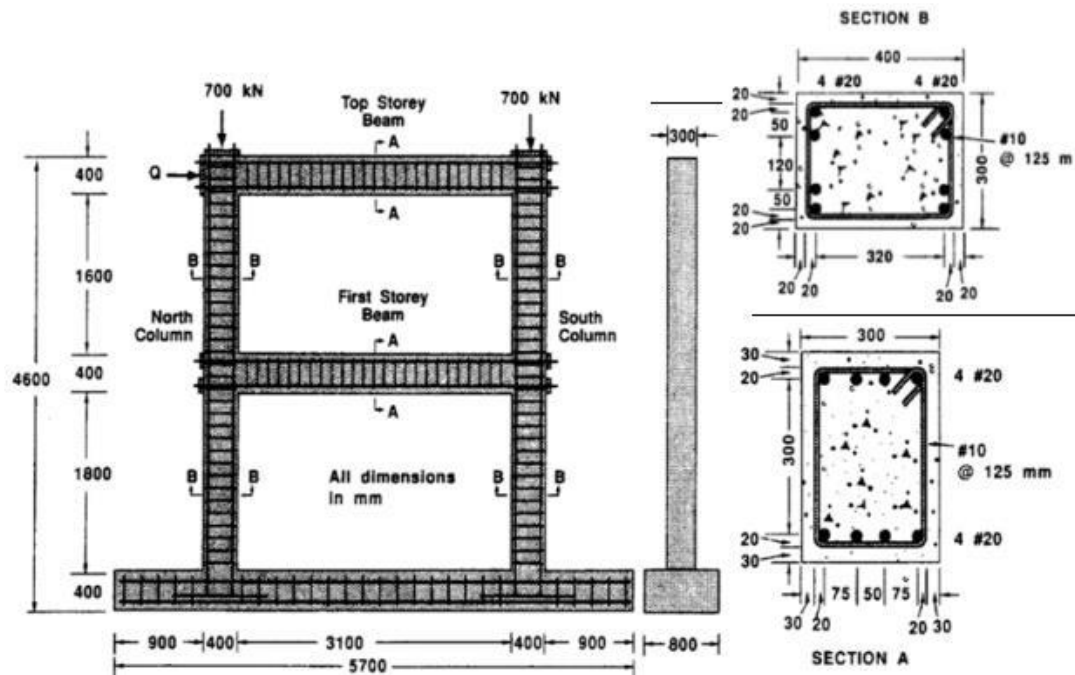
زمان تناوب به دست آمده برای سازه های قاب خمشی RCS براساس استاندارد ۲۸۰۰، نرم افزار ایتبس و اپنسیس در جدول ۳-۶ دیده می شود. از مقایسه ی مقادیر مربوط به نرم افزار اپنسیس و ایتبس می توان به صحت مدل سازی در اپنسیس پی برد.

جدول ۳-۷. مقادیر مختلف دوره ی تناوب

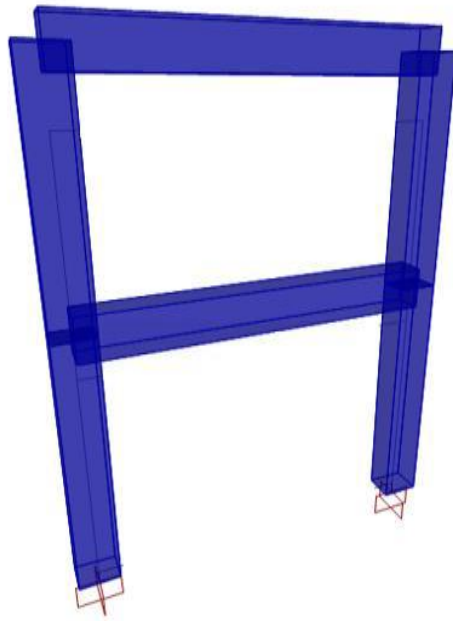
	T، زمان تناوب سازه (ثانیه)		
	استاندارد ۲۸۰۰ (T)	ETABS (T _D)	OpenSEES (T _D)
۳ طبقه	۰/۳	۰/۷۹۱	۰/۸۷
۵ طبقه	۰/۴۴	۱/۰۴۶	۱/۱۲
۸ طبقه	۰/۶۲	۱/۲۱۳	۱/۱۶

۴-۳ صحت سنجی

برای مدل‌سازی یک سازه باید به طریقی از صحت مدل‌سازی اطمینان حاصل کرد. برای این منظور می‌توان رفتار مدل ساخته شده در نرم‌افزار را با رفتار یک مدل واقعی مقایسه کرد. در شکل‌های ۱۰-۳ و ۱۱-۳ به ترتیب مدل‌های واقعی و نرم‌افزاری یک قاب دو طبقه مشاهده می‌شود که به منظور صحت سنجی مورد بررسی قرار گرفتند. این قاب‌ها تحت بارگذاری جانبی با الگوی مثلی قرار گرفتند و منحنی پوشار برای نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۱۲-۳ ترسیم شد.

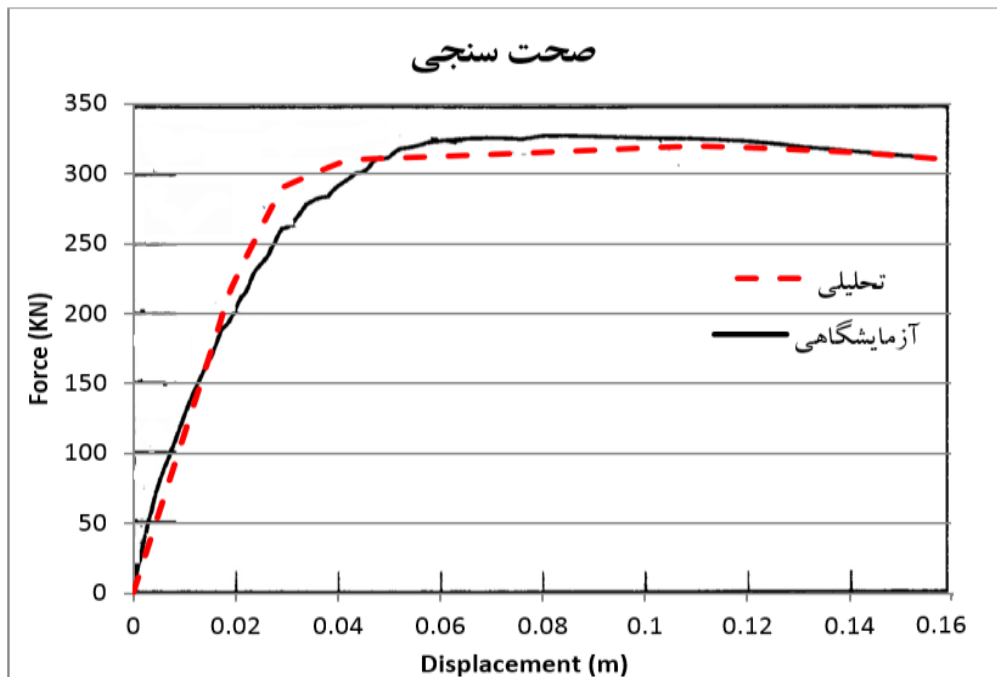


شکل ۱۰-۳. مدل آزمایشگاهی قاب ۲ طبقه برای صحت سنجی [۸۳]



شکل ۳-۱۱. مدل نرم‌افزاری قاب ۲ طبقه برای صحت سنجی [۸۳]

با بررسی و مقایسه‌ی منحنی پوش‌اور مربوط به نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۳-۱۲ می‌توان دریافت که رفتار سازه‌ی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار بسیار نزدیک به رفتار مدل واقعی بوده و این تأییدی بر صحت مدل‌سازی است.



شکل ۳-۱۲. نمودارهای پوش‌اور حاصل از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی قاب ۲ طبقه [۸۳]

۳-۵ مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

بنابر توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی FEMA P695 [۸۴] شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل باید به‌گونه‌ای باشند که برای ارزیابی احتمال آسیب‌پذیری و فروریزش سازه تحت بزرگ‌ترین زلزله‌ی محتمل مناسب باشد. بنابراین شتاب‌نگاشت‌ها باید الزامات آیین‌نامه‌ی ASCE 7-10 را درمورد تحلیل تاریخچه زمانی سه جهته برآورده کرده و نیز به اندازه‌ی کافی قوی باشند تا حرکات بسیار قوی زمین را منظور کرده و متناظر با سطح خطر MCE^۱ باشند. همچنین شتاب‌نگاشت‌ها نباید مختص به ویژگی‌های دینامیکی و عملکردی سازه باشند و باید برای تحلیل انواع سازه‌ها مناسب باشند.

تعداد شتاب‌نگاشت‌ها نیز در دقت نتایج حاصل از تحلیل بسیار حائز اهمیت بوده و با افزایش تعداد شتاب‌نگاشت‌ها این نتایج دقیق‌تر خواهند شد. از طرفی زمان تحلیل باید به‌گونه‌ای بهینه و منطقی باشد. بنا به توصیه‌ی شوم و کورنل [۸۵] تعداد ۱۰ الی ۲۰ شتاب‌نگاشت دقت قابل قبولی را برای برآورد تقاضای آسیب‌پذیری سازه‌ها به‌دست می‌دهند.

از این رو آیین‌نامه‌ی FEMA P695 تعداد ۲۲ شتاب‌نگاشت را پیشنهاد می‌دهد. در این پژوهش ۱۶ مورد از شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادشده توسط FEMA P695 و همچنین ۴ شتاب‌نگاشت دیگر متناسب با نوع خاک و مکانیسم گسل‌های منطقه و فاصله‌ی ساختگاه از گسل‌ها انتخاب شدند تا در مجموع سازه تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت مورد تحلیل قرار بگیرد. در جدول ۳-۷ این ۲۰ شتاب‌نگاشت معرفی شده‌اند که ۴ شتاب‌نگاشت جایگزین‌شده در ردیف‌های ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ مشخص گردیده‌اند.

جدول ۳-۸. شتاب‌نگاشت‌های اصلاح‌شده‌ی آیین‌نامه‌ی FEMA P695 با توجه به شرایط ساختگاه

شماره‌ی شتاب‌نگاشت	زلزله			PGA max (g)	NEHRP Class	نام ایستگاه
	نام شتاب‌نگاشت	سال	بزرگا			
۱	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۲	D	Beverly Hills - Mulhol
۲	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۴۸	D	Canyon Country - WLC
۳	Duze e (Turkey)	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۸۲	D	Bolu
۴	Chi-Chi (Taiwan)	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۳۳۴	D	WGK
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۵	D	Delta

^۱ Maximum Considered Earthquake

ادامه‌ی جدول ۳-۷. شتاب‌نگاشت‌های اصلاح‌شده‌ی آیین‌نامه‌ی FEMA P695 با توجه به شرایط ساختگاه

شماره‌ی شتاب‌نگاشت	زلزله			PGA max (g)	NEHRP Class	نام ایستگاه
	نام شتاب‌نگاشت	سال	بزرگا			
۶	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۸	D	El Centro Array #11
۷	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۵۰۶	D	SAHOP Casa Flores
۸	Kobe (Japan)	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۲۴	D	Shin-Osaka
۹	Kocaeli (Turkey)	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۳۶	D	Duzce
۱۰	Tabas (Iran)	۱۹۷۸	۷/۴	۰/۱۰۸	D	71 Ferdows
۱۱	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۲۴	D	Yermo Fire Station
۱۲	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲	D	Coolwater
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۳	D	Capitola
۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶	D	Gilroy Array #3
۱۵	Manjil (Iran)	۱۹۹۰	۷/۴	۰/۱۱	D	BHRC Tonekabon
۱۶	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۳۶	D	El Centro Imp. Co.
۱۷	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۴۵	D	Poe Road (temp)
۱۸	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷/۰	۰/۵۵	D	Rio Dell Overpass
۱۹	Chi-Chi (Taiwan)	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۴۴	D	CHY 101
۲۰	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۲۱	D	LA – Hollywood Stor

۳-۵ سطوح خرابی

دستورالعمل HAZUS-MH MR5 چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل برای ساختمان‌ها معرفی می‌کند. میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی برای هر یک از این سطوح خرابی در جدول ۳-۸ آمده‌است. مطابق این دستورالعمل بهترین نقطه برای معرفی تقاضا در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، نقطه‌ای است که منحنی شروع به نرم‌شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل می‌کند.

جدول ۳-۹. میزان حداکثر جابه‌جایی نسبی براساس نوع خرابی [۳۷]

نوع سازه	دریافت در آستانه حالت خرابی		
	خرابی ناچیز	خرابی متوسط	خرابی زیاد
کوتاه	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۳
متوسط	۰/۰۳۳	۰/۰۰۶۷	۰/۰۲
بلند	۰/۰۲۵	۰/۰۰۵۰	۰/۰۱۵

۳-۶ تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)^۱

از آنجایی که شتاب‌نگاشتهای طبیعی موجود به اندازه‌ی کافی برای برطرف کردن تمام نیازهای ممکن مناسب نیستند، مقیاس کردن به‌عنوان یک روش ساده برای پرکردن شکاف‌های موجود در کاتالوگ کنونی زلزله‌ها ضروری می‌باشند. IDA به‌عنوان یک روش معمول در مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها توسط ضرب کردن یک ضریب ثابت برای بیش‌تر و یا کم‌تر نمایش دادن حرکت‌های زمین از آنچه که در محل موردنظر ثبت شده‌است، استفاده می‌شود. تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) یک روش تحلیلی و محاسباتی است که در مهندسی زلزله برای ارزیابی جامع رفتار سازه تحت بارهای لرزه‌ای به‌کار می‌رود. سطوح مقیاس باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوده‌های رفتاری بتواند پوش کند؛ از الاستیک به غیرالاستیک، و درنهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه کند [۷۴].

از مزایای این روش آن است که درک کاملی از دامنه‌ی پاسخ یا نیاز یک سازه در برابر سطوح مختلف شدت حرکت زمین و همچنین درک بهتری از رفتار سازه در زلزله‌های شدید و نادر به‌دست می‌آید. استنباط بهتر از تغییرات ایجادشده در ماهیت پاسخ‌های سازه‌ای با افزایش حرکات زمین و تخمین به‌نسبت دقیق‌تر از ظرفیت دینامیکی کلی سیستم نیز از مزیت‌های این روش است.

۳-۷ تحلیل پوش‌اور و محاسبه‌ی ضریب رفتار (R)

اگرچه تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به‌عنوان دقیق‌ترین روش تحلیل برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها شناخته می‌شود، اما پیچیدگی‌ها و محدودیت‌هایی دارد که موجب شده تا

^۱ IDA (Incremental Dynamic Analysis)

محققین به دنبال جایگزین کردن روش‌های ساده‌تر و با دقت بالا برای تحلیل سازه‌ها باشند. تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده (پوش‌اور) روشی ساده و سریع است که اخیراً توسط دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای توصیه شده‌است و به دلیل طراحی عملکردی و سادگی در به‌کارگیری و تفسیر نتایج مورد استقبال مهندس‌ها و پژوهش‌گران قرار گرفته‌است. اساس تحلیل پوش‌اور ارتباط مشخصات سازه‌ی چنددرجه‌آزادی به سازه‌ی تک‌درجه‌آزادی است. در این روش پس از تبدیل سازه به مدل تک‌درجه‌آزادی نیاز لرزه‌ای سازه با ظرفیت سازه مقایسه می‌شود. برای این منظور ابتدا بارهای ثقلی و سپس یک بار جانبی با الگوی مشخص که در ارتفاع ساختمان توزیع شده‌است، به سازه اعمال می‌شود. در هر گام از فرایند تحلیل نیروی جانبی به‌طور یکنواخت افزایش یافته و سختی سازه با توجه به اعضای تسلیم‌شده اصلاح می‌گردد. این روند ادامه می‌یابد تا تغییرمکان نقطه‌ی کنترل، که معمولاً مرکز جرم بام ساختمان است، به تغییرمکان هدف برسد و یا سازه ناپایدار شود [۷۶].

مقادیر تغییرمکان هدف^۱ برای مدل‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه پس از انجام تحلیل پوش‌اور اولیه در ایتبس به ترتیب برابر ۱۸، ۲۲ و ۲۸ سانتی‌متر به دست آمد.

هم‌چنین مقادیر ضریب رفتار برای مدل‌های فوق با توجه به نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور و با توجه به روابط بخش ۲-۶ به شرح زیر محاسبه گردید:

$$\text{مدل ۳ طبقه : } R_u = R_\mu \Omega = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{514987}{130172.4} = 4.00$$

$$\text{مدل ۵ طبقه : } R_u = R_\mu \Omega = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{806359.2}{240452.6} = 3.40$$

$$\text{مدل ۸ طبقه : } R_u = R_\mu \Omega = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{1969950}{429337.5} = 4.60$$

با توجه به مقادیر به دست آمده برای ضریب رفتار سازه‌های مورد بحث می‌توان گفت مقداری که آیین‌نامه‌ی ASCE 7-10 برای قاب خمشی متوسط RCS، یعنی $R_u = 5$ ، پیشنهاد می‌دهد، چندان محافظه‌کارانه نیست.

^۱ Target Displacement

۳-۸ ترسیم منحنی‌های شکنندگی^۱

منحنی‌های شکنندگی به چهار روش ترسیم می‌شوند؛ روش تجربی، براساس قضاوت مهندسی، روش تحلیلی و روش ترکیبی. در روش تحلیلی که در این پژوهش مورداستفاده قرار گرفته‌است، سازه تحت شدت‌های مختلف زمین‌لرزه مورد تحلیل قرار می‌گیرد تا داده‌های لازم جهت تولید منحنی شکنندگی به دست آید. جهت تحلیل می‌توان از یکی از روش‌های تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، تحلیل طیفی خطی یا تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود. بدیهی است که با افزایش تعداد تحلیل‌ها، درصد خطای منحنی کاهش و میزان اطمینان منحنی افزایش می‌یابد.

در روند ترسیم منحنی شکنندگی یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی حاصل می‌شوند، در نظر گرفته می‌شود. برخی از توزیع‌های احتمال گسسته و پیوسته که در محاسبات مهندسی مورداستفاده قرار می‌گیرد و در آنالیزهای قابلیت اعتماد و منحنی‌های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند عبارتند از؛ توزیع یکنواخت، توزیع نرمال، توزیع لوگ نرمال، توزیع گاما و توزیع بتا.

در این پژوهش سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی RCS در برنامه‌ی اپنسیس تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت مختلف که دارای شدت‌های ۰/۱g تا ۱/۵g هستند، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قرار گرفته‌اند. توزیع لوگ نرمال نیز به‌عنوان توزیع احتمال در تولید منحنی شکنندگی موردنظر قرار گرفته‌است. در حالت کلی منحنی شکنندگی به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{Fragility} = P[\text{EDP} > \text{AC} | \text{IM}] \quad (3-3)$$

در رابطه‌ی بالا IM شدت زلزله است که معمولاً برابر شتاب حداکثر زمین (PGA) فرض می‌شود. EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید. AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است. یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) در نظر گرفته می‌شود. برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها برای تأثیر مجموع نگاشت‌های زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع لوگ نرمال احتمال تجاوز هر یک

^۱ Fragility Curve

از EDPها از حالت حدی داده شده محاسبه می شود. هم چنین با استفاده از توزیع نرمال نیز منحنی های شکنندگی ترسیم شده و با منحنی های ترسیم شده با توزیع لوگ نرمال مقایسه می شوند.

۳-۹ جمع بندی و مروری فصل

پس از آن که تحلیل های IDA روی سازه های RCS انجام شد و مقادیر جابه جایی نسبی طبقات (Drift) ثبت شد، به ازای هریک از شتاب نگاشت ها و به ازای شدت های مختلف زلزله از $0.1g$ تا $1.5g$ ، بیشینه ی این جابه جایی را در نظر گرفته و براساس آن ها منحنی شکنندگی ترسیم می شود.

در نمودار مربوط به منحنی شکنندگی محور افقی شدت زلزله را براساس PGA از صفر تا $1.5g$ نشان می دهد و محور قائم احتمال وقوع سطوح مختلف خرابی را براساس درصد بیان می کند. به عنوان مثال، اگر از عدد 0.5 روی محور قائم خطی افقی رسم کرده و منحنی اول که مربوط به سطح خرابی کم است را قطع کرده و عدد متناظر با نقطه ی تقاطع را روی محور افقی قرائت کنیم، این عدد می گوید که در این میزان از شدت زلزله 50% احتمال وقوع خرابی کم در سازه وجود دارد.

پس از بررسی عملکرد لرزه ای قاب RCS توسط منحنی های شکنندگی، لازم است تا رفتار این سازه با سایر انواع رایج سازه ها از جمله قاب خمشی بتن آرمه و فولادی مقایسه شود. برای این منظور میانه ی شکنندگی هر سه نوع سازه نام برده از منحنی های شکنندگی مربوطه استخراج شده و با یکدیگر مقایسه می شوند.

منظور از میانه ی شکنندگی، میزان شدت زلزله ی مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت 50% برای هریک از سطوح خرابی است.

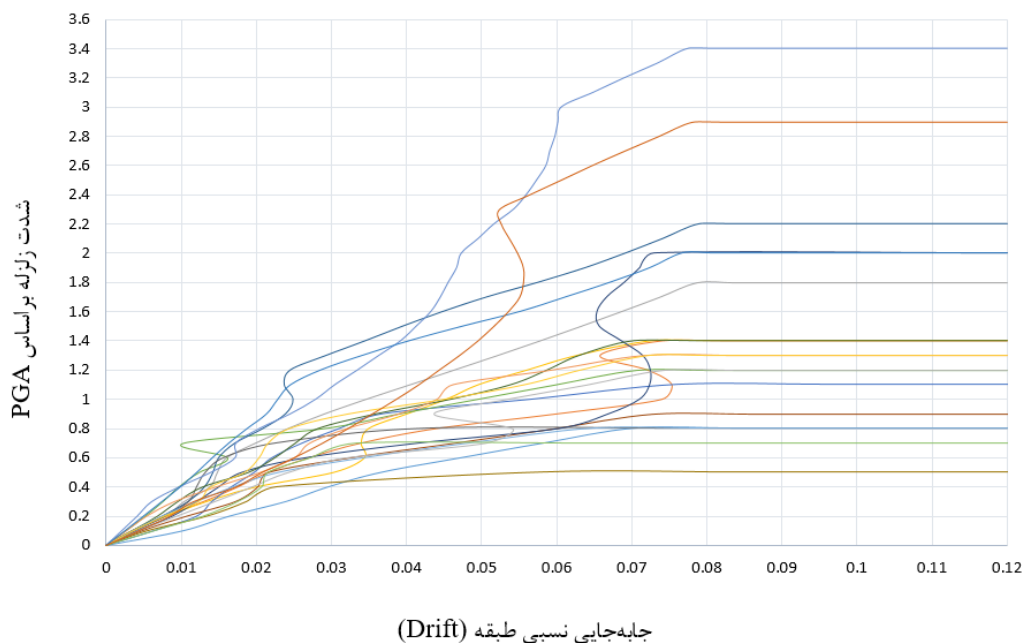
فصل ۲: تجزیہ و تحلیل نتائج

۱-۴ مقدمه

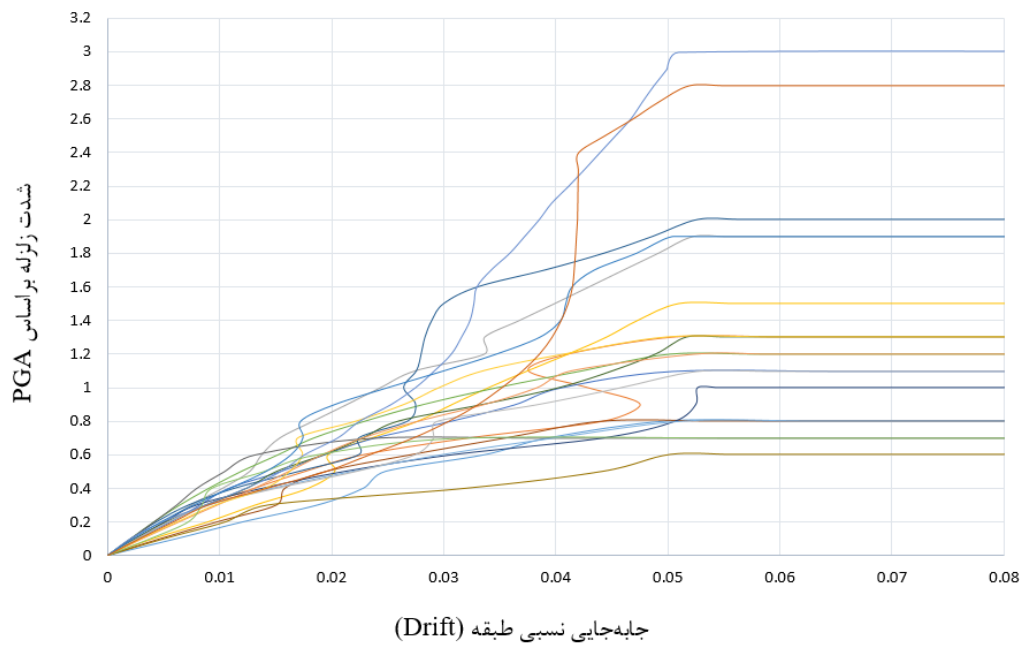
در این فصل نتایج حاصل از این پژوهش با نتایج مربوط به قاب خمشی متوسط بتن آرمه و قاب خمشی متوسط فولادی در قالب نمودارها و جدولها مقایسه می‌شوند. برای این منظور منحنی شکنندگی سه سازه‌ی نامبرده در کنار هم قرار گرفته و با بررسی میانه‌ی شکنندگی آن‌ها، در مورد عملکرد سازه‌های قاب خمشی RCS و قاب خمشی بتن آرمه و قاب خمشی فولادی قضاوت صورت می‌گیرد. همچنین وزن، برش پایه و لنگر واژگونی این سه نوع سازه با یکدیگر مقایسه خواهند شد.

۲-۴ منحنی IDA

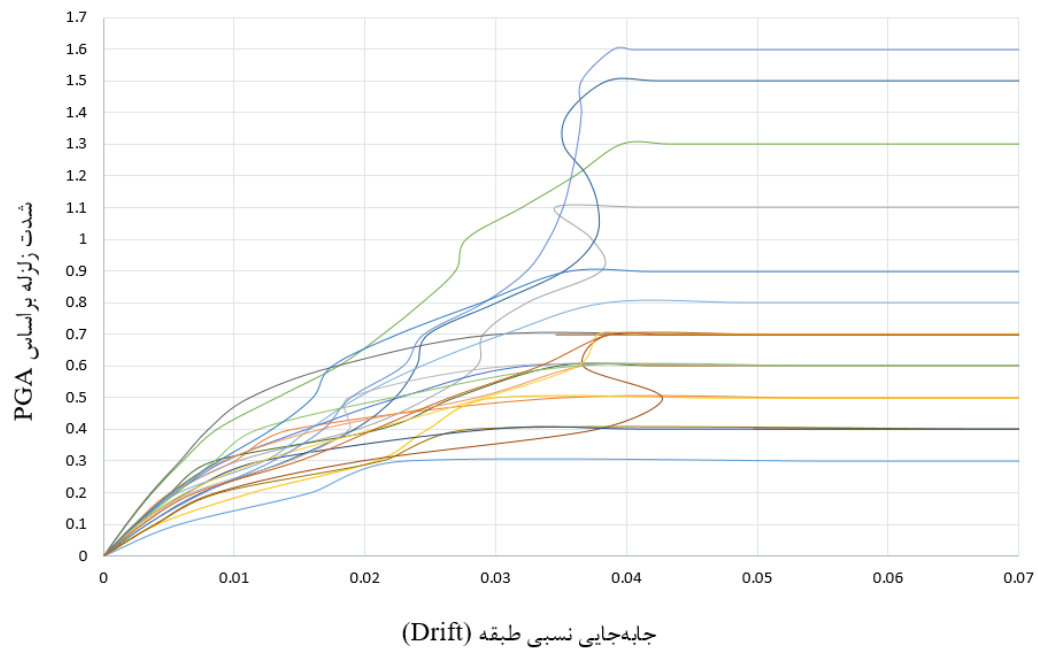
در شکل‌های ۱-۴ الی ۳-۴ نمودار IDA ساختمان‌های مورد بحث قابل مشاهده است. هر یک از این نمودارها از یک سری تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل سازه تحت یک شتاب‌نگاشت مقیاس شده به دست آمده است. هدف از رسم این نمودارها دستیابی به خرابی یا پاسخ‌های مدل سازه تحت سطوح مختلف شدت زلزله است.



شکل ۱-۴. منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه



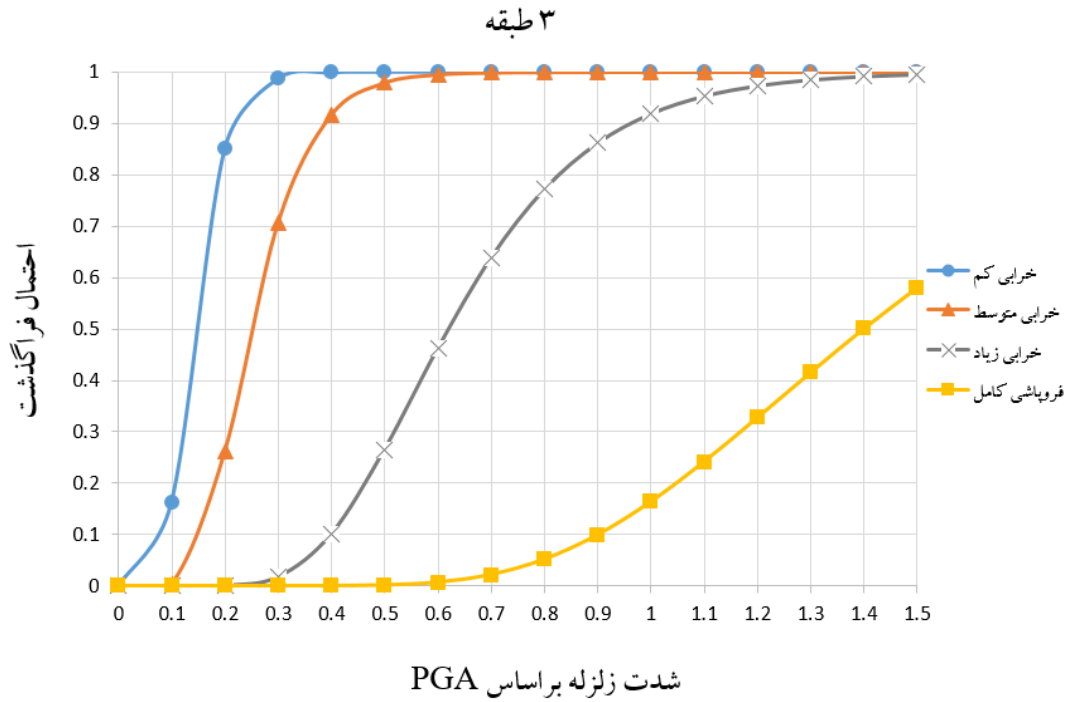
شکل ۴-۲. منحنی IDA ساختمان ۳ طبقه



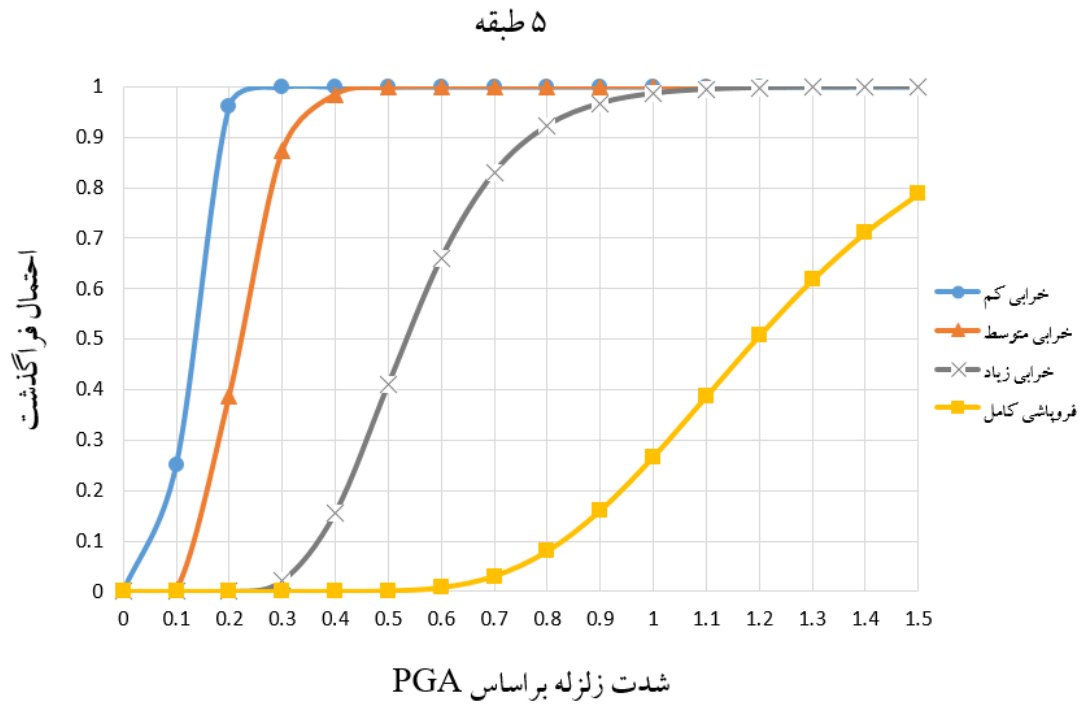
شکل ۴-۳. منحنی IDA ساختمان ۸ طبقه

۳-۴ منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی RCS

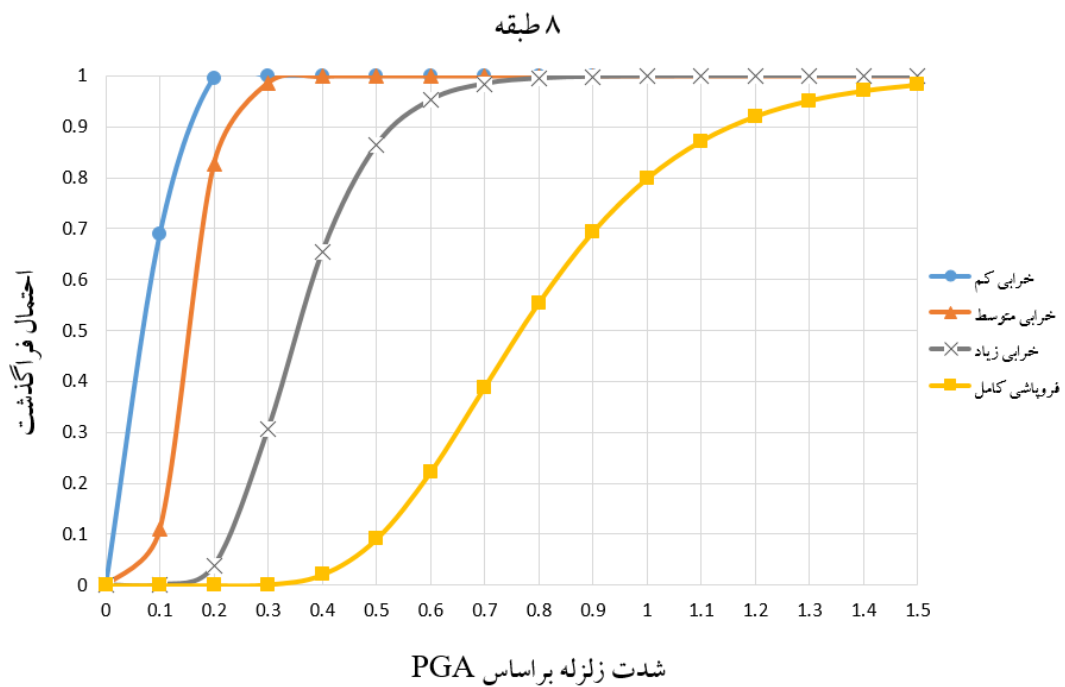
در شکل‌های ۴-۴ الی ۵-۴ منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه متشکل از قاب خمشی متوسط RCS نشان داده شده‌اند. این منحنی‌ها با استفاده از توزیع لوگ نرمال ترسیم شده‌اند.



شکل ۴-۴. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۳ طبقه (با توزیع احتمالاتی لوگ نرمال)

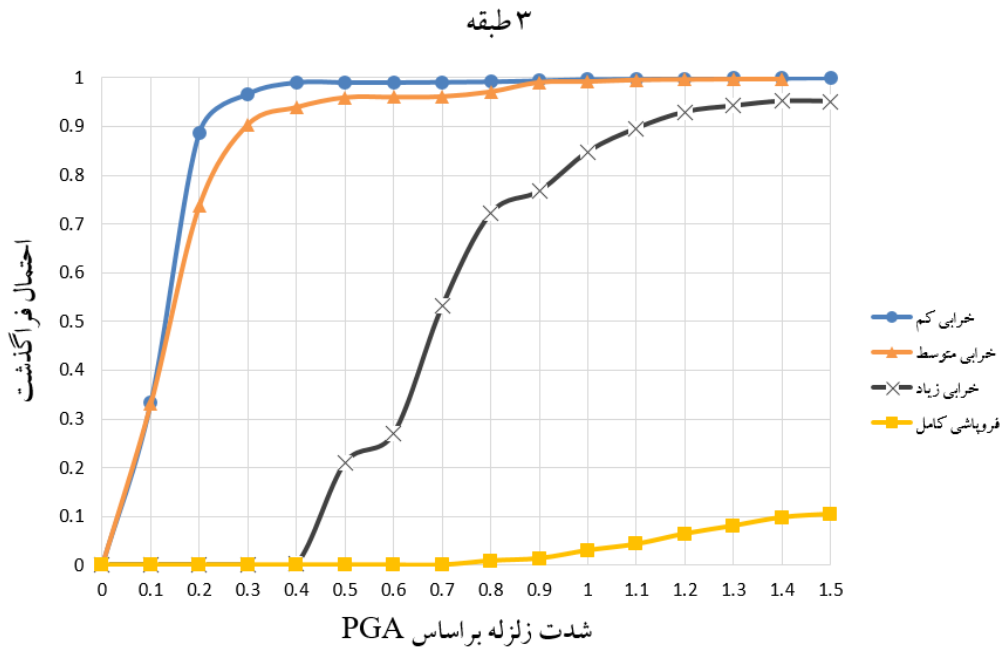


شکل ۴-۵. منحنی شکنندگی قاب‌خمش‌ی متوسط RCS برای ساختمان ۵ طبقه (با توزیع احتمالاتی لوگ نرمال)

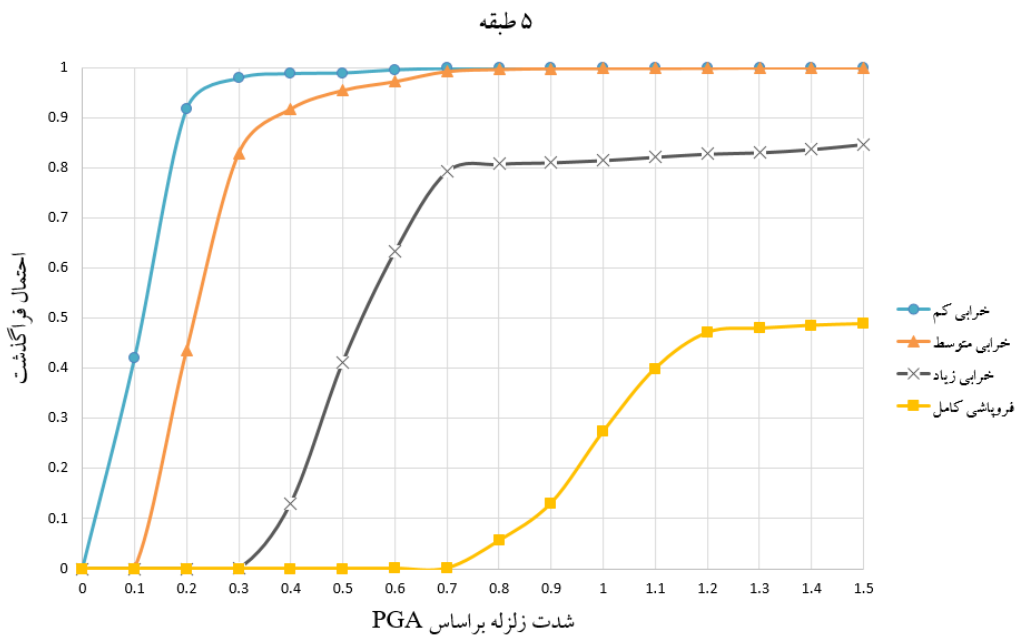


شکل ۴-۶. منحنی شکنندگی قاب‌خمش‌ی متوسط RCS برای ساختمان ۸ طبقه (با توزیع احتمالاتی لوگ نرمال)

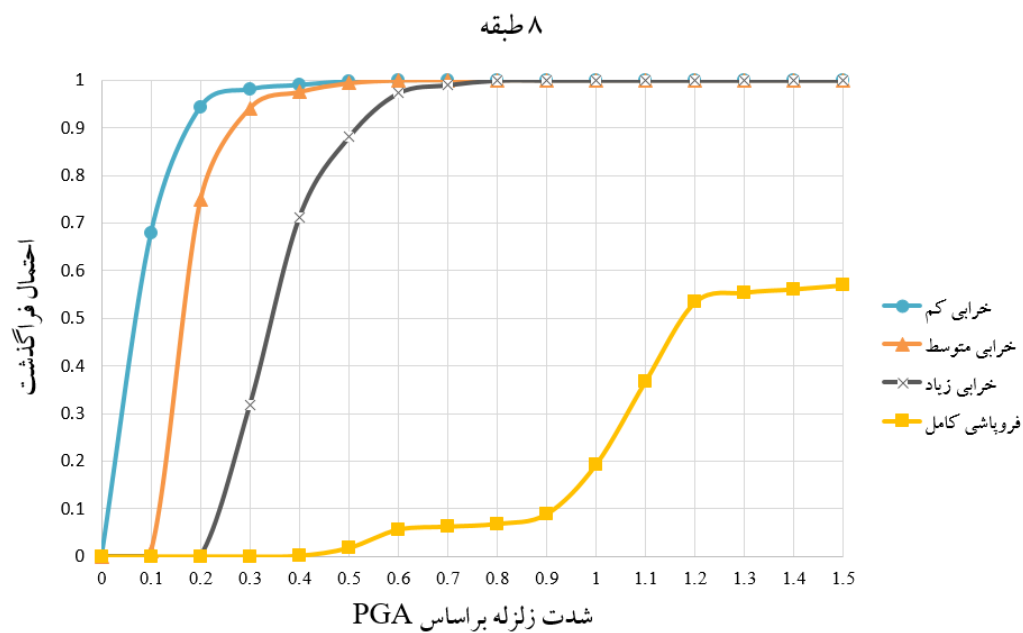
منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های RCS با استفاده از توزیع نرمال نیز ترسیم شدند تا بتوان نتایج حاصل از این دو شیوه‌ی توزیع احتمالاتی را مقایسه کرد. در شکل‌های ۴-۷ تا ۹-۴ این منحنی‌ها قابل مشاهده هستند.



شکل ۴-۷. منحنی شکنندگی قاب‌خمش‌ی متوسط RCS برای ساختمان ۳ طبقه (با توزیع احتمالاتی نرمال)

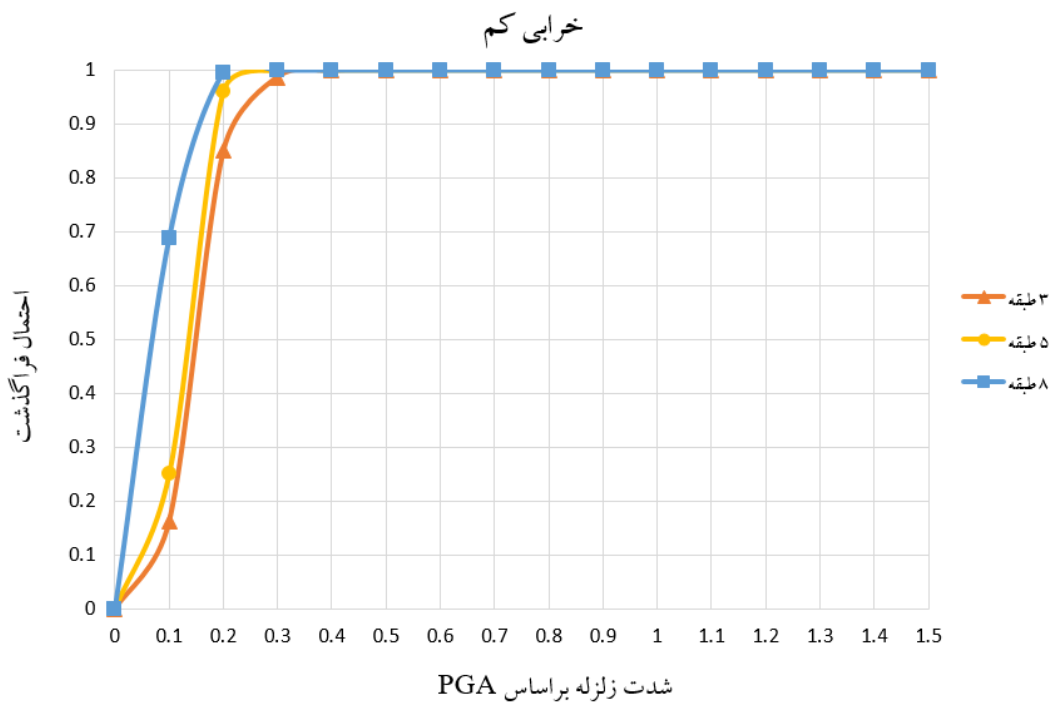


شکل ۴-۸. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۵ طبقه (با توزیع احتمالاتی نرمال)

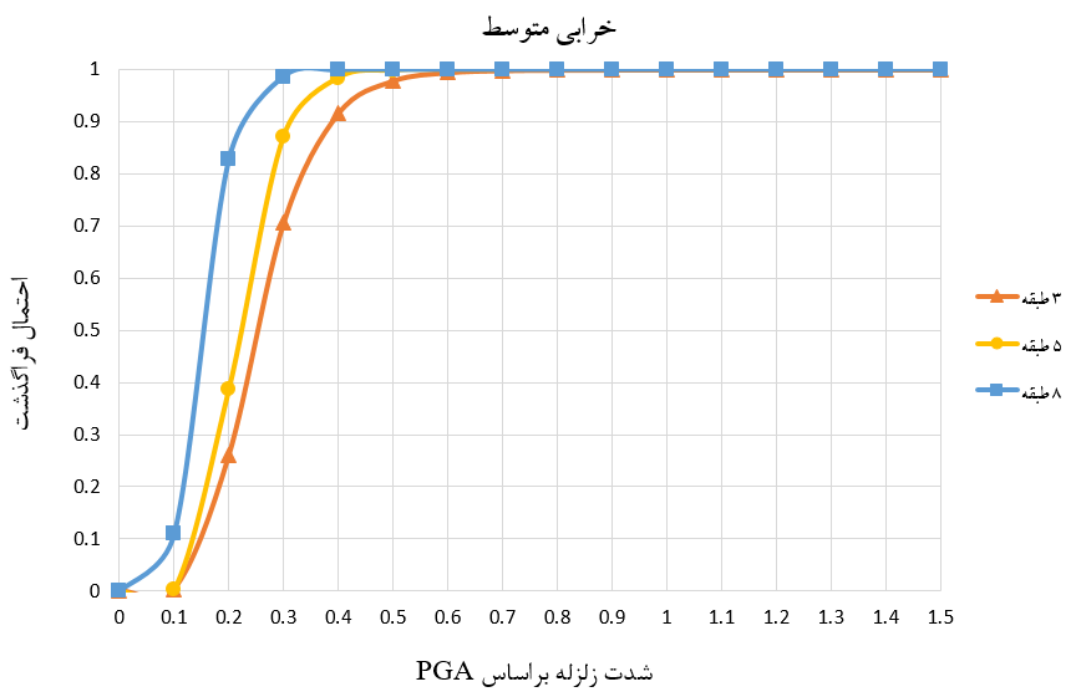


شکل ۴-۹. منحنی شکنندگی قاب خمشی متوسط RCS برای ساختمان ۸ طبقه (با توزیع احتمالاتی نرمال)

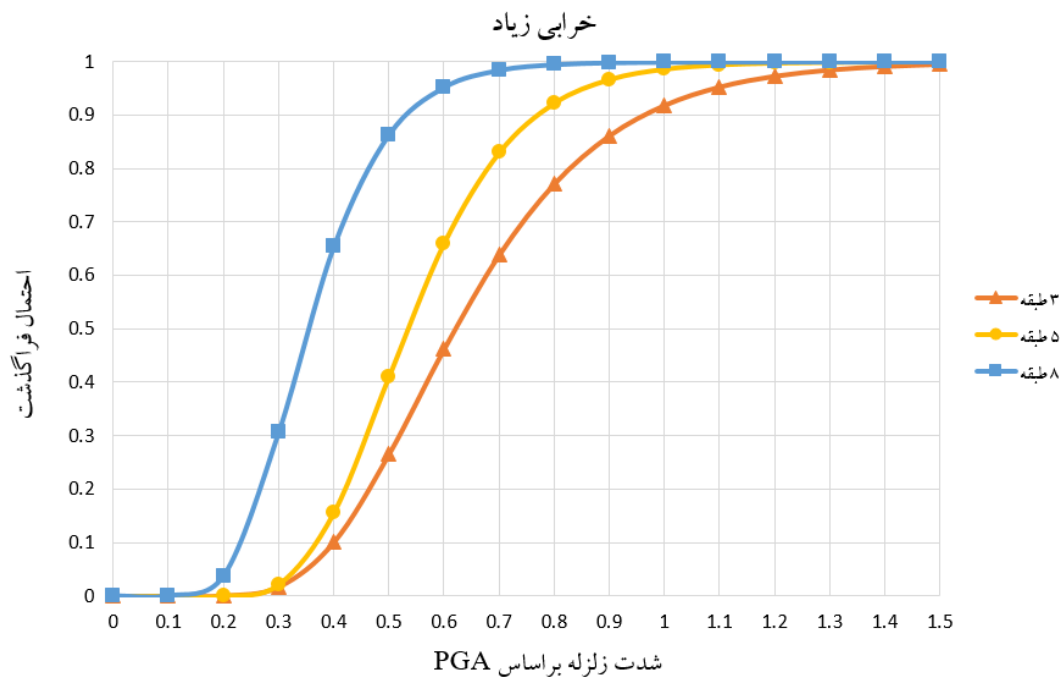
در شکل‌های ۴-۱۰ الی ۴-۱۳ منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه برای سطوح مختلف خرابی به‌طور جداگانه نشان داده شده‌است. این نمودارها کمک می‌کنند تا درک خوبی از تأثیر افزایش ارتفاع ساختمان در عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی RCS به‌دست آید.



شکل ۴-۱۰. منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS در سطح خرابی کم



شکل ۴-۱۱. منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS در سطح خرابی متوسط



شکل ۴-۱۲. منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS در سطح خرابی زیاد

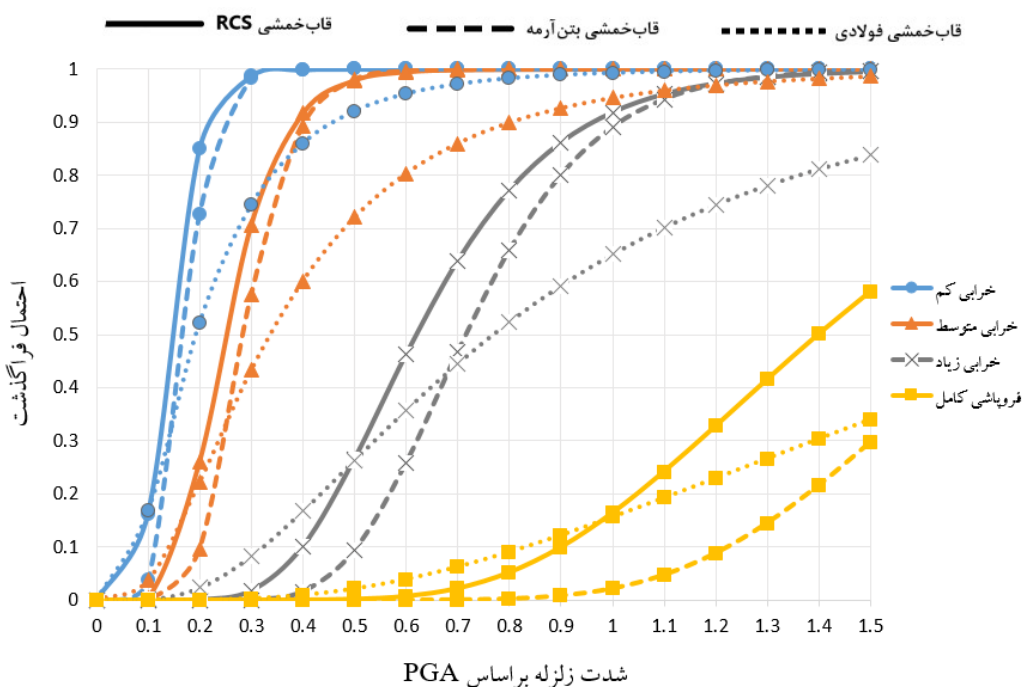


شکل ۴-۱۳. منحنی شکنندگی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS در سطح خرابی کامل

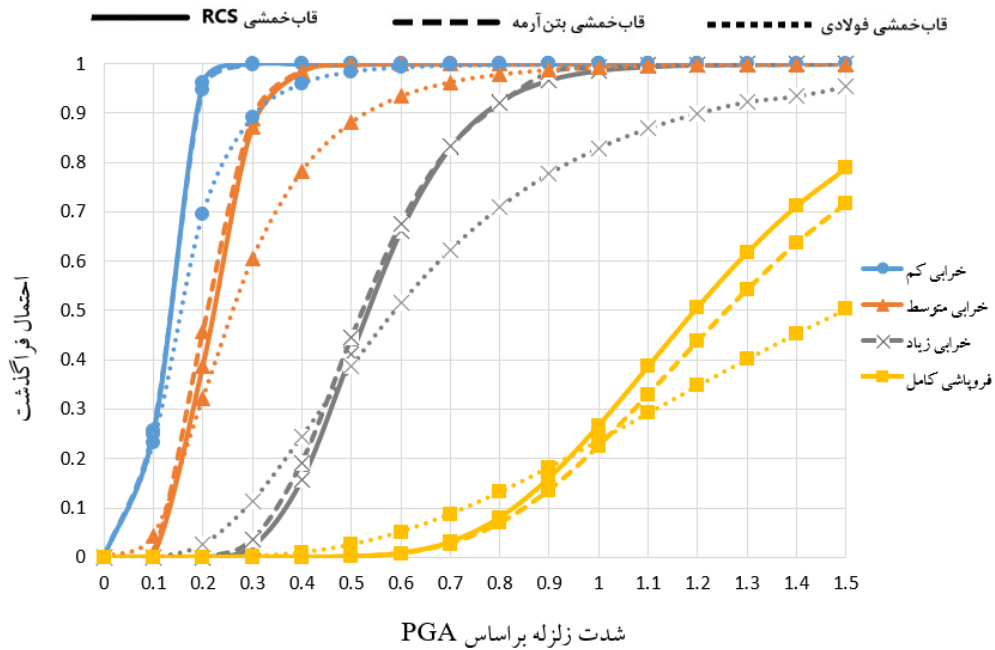
۳-۴ مقایسه‌ی شکنندگی قاب‌های RCS، بتن آرمه و فولادی

در ادامه، عملکرد سه‌نوع قاب‌خمش متوسط RCS، بتن آرمه و فولادی، توسط منحنی‌های شکنندگی مقایسه خواهند شد. برای این منظور منحنی شکنندگی هر سه‌نوع قاب‌خمش در کنار یکدیگر قرار گرفته‌اند.

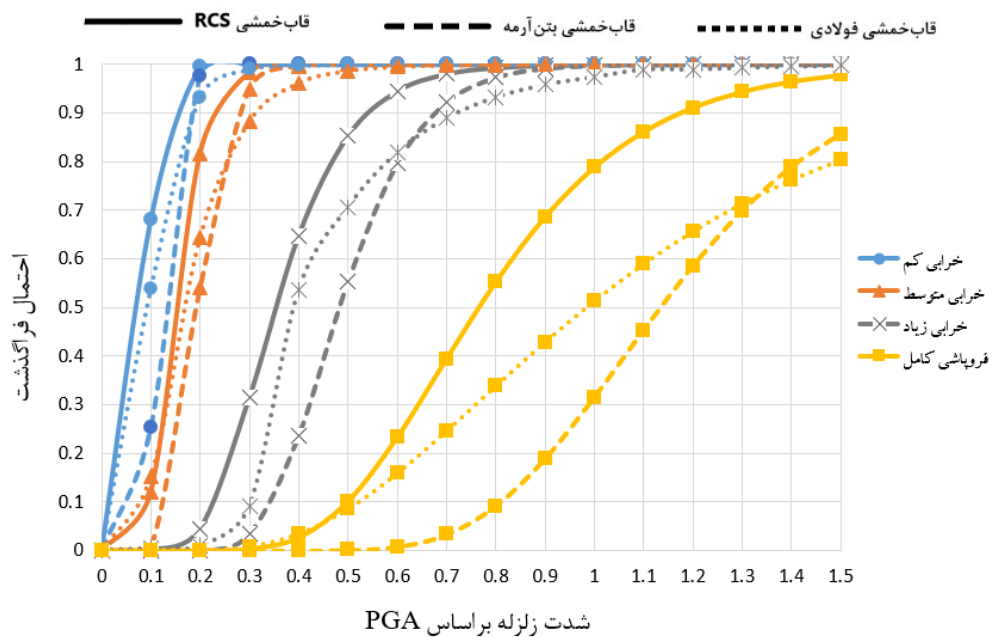
منحنی شکنندگی مربوط به قاب‌خمش بتن آرمه در سال ۱۳۹۲ توسط ناصری و همکاران [۷۰] و منحنی شکنندگی مربوط به قاب‌خمش متوسط فولادی در سال ۱۳۹۷ توسط عسگری و همکاران [۸۷] مورد بررسی قرار گرفتند. ساختمان‌های مورد مطالعه توسط ایشان از نظر ارتفاع و پلان و ساختگاه کاملاً مشابه با ساختمان‌های مورد بحث این پژوهش هستند. شکل‌های ۴-۱۴ الی ۴-۱۶ نمودارهای مربوط به منحنی شکنندگی سه قاب‌خمش نام‌برده را نشان می‌دهند.



شکل ۴-۱۴. منحنی شکنندگی ساختمان ۳ طبقه با قاب‌های خمش متوسط RCS و بتن آرمه و فولادی



شکل ۴-۱۵. منحنی شکنندگی ساختمان ۵ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS و بتن‌آرمه و فولادی



شکل ۴-۱۶. منحنی شکنندگی ساختمان ۸ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS و بتن‌آرمه و فولادی

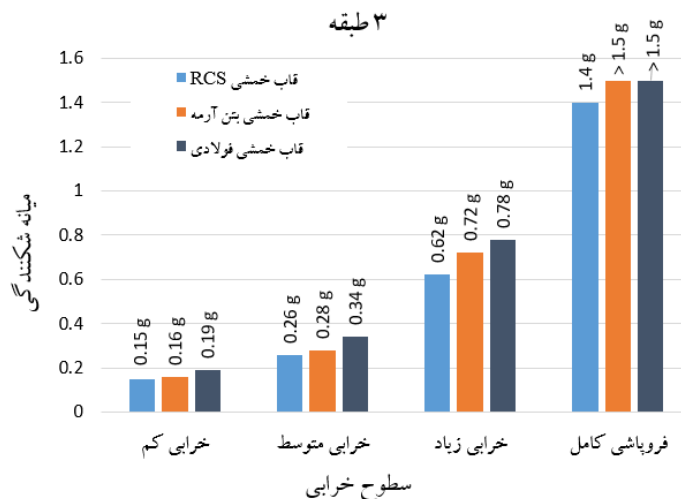
۴-۴ میانه‌ی شکنندگی

برای مقایسه‌ی راحت‌تر عملکرد قاب‌های خمشی RCS و بتن‌آرمه و فولادی و نیز به‌جهت درک بهتر این مقایسه، از مقادیر میانه‌ی شکنندگی این سازه‌ها در سطوح مختلف خرابی کمک گرفته می‌شود. منظور

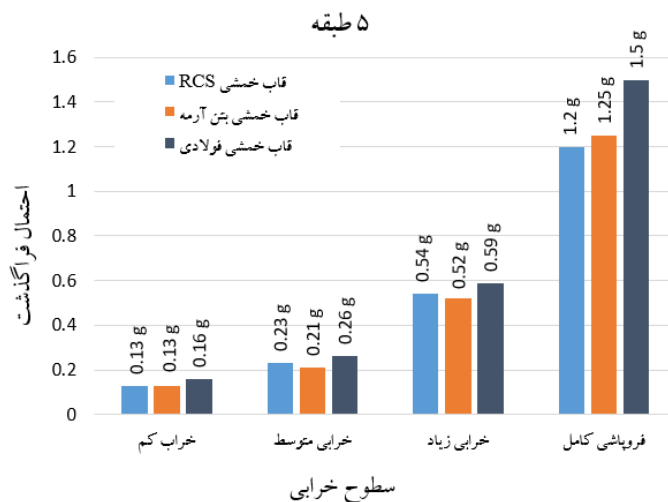
از میانه‌ی شکنندگی، میزان شدت زلزله‌ی موردنیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ برای هریک از سطوح خرابی است.

برای محاسبه‌ی مقادیر میانه‌ی شکنندگی خطی افقی از نقطه‌ی احتمال فراگذشت ۵۰٪ روی محور قائم نمودار منحنی‌های شکنندگی رسم می‌شود تا هریک از منحنی‌ها را قطع کند. سپس از محور افقی عدد متناظر با محل تقاطع خط رسم شده با منحنی شکنندگی قرائت می‌شود که این عدد، شدت زلزله‌ی موردنیاز برای عبور از احتمال ۵۰٪ برای سطح خرابی موردنظر را نشان می‌دهد.

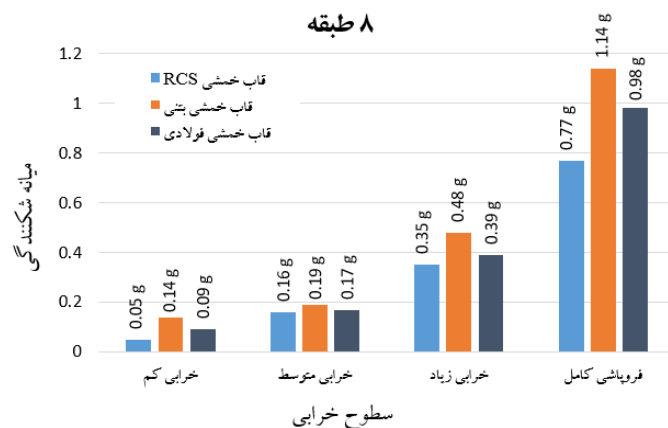
این ارقام برای سه‌نوع قاب‌خمش‌ی نام‌برده و در چهار سطح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل، برای هریک از ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه به‌طور جداگانه مطابق شکل‌های ۴-۱۷ الی ۴-۱۹ در یک نمودار میله‌ای نشان داده شده‌اند تا به‌راحتی بتوان میزان شکنندگی هریک از سه‌نوع قاب‌خمش‌ی را مقایسه کرد.



شکل ۴-۱۷. نمودار میانه‌ی شکنندگی برای ساختمان‌های ۳ طبقه با قاب‌های خمش‌ی متوسط RCS، بتن‌آرمه و فولادی



شکل ۴-۱۸. نمودار میانه‌ی شکنندگی برای ساختمان‌های ۵ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS، بتن آرمه و فولادی



شکل ۴-۱۹. نمودار میانه‌ی شکنندگی برای ساختمان‌های ۸ طبقه با قاب‌های خمشی متوسط RCS، بتن آرمه و فولادی

۴-۵ وزن، برش پایه و لنگر واژگونی

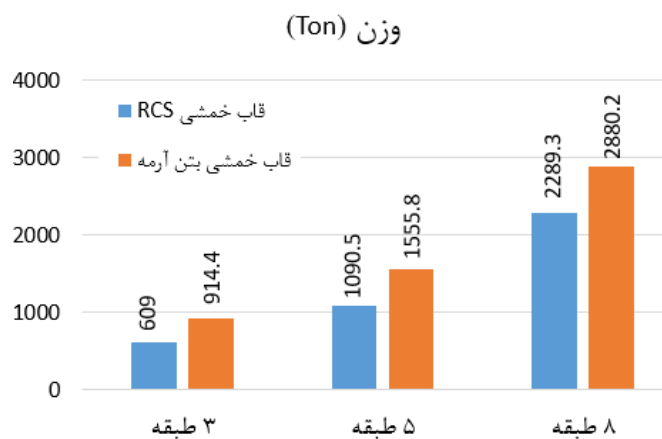
چنانچه پیش‌تر گفته شد، یکی از مزیت‌های سازه‌ی RCS کاهش وزن سازه و در نتیجه کاهش نیروی زلزله‌ی وارد بر ساختمان است. همچنین بار محوری ستون‌ها کاهش یافته و به دنبال آن ابعاد ستون و نیز ابعاد پی کوچک‌تر خواهند شد.

برای تأکید بر این مزیت مهم، خوب است وزن، برش پایه و لنگر واژگونی سازه‌ی RCS با سازه‌ی بتنی مقایسه شود. از همین رو، در جدول ۴-۱ مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌های خمشی RCS و بتن آرمه با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

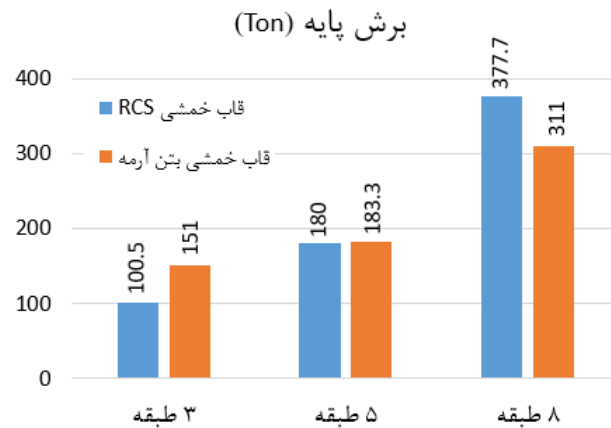
جدول ۴-۱. مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی قاب‌های خمشی RCS و بتن آرمه

		قاب خمشی RCS	قاب خمشی بتن آرمه
طبقه ۳	وزن (W) (Ton)	۶۰۸/۹۸	۹۱۴/۳۹
	برش پایه (V) (Ton)	۱۰۰/۴۸	۱۵۰/۸۷
	لنگر واژگونی (M_{OVR}) (Ton-m)	۷۴۳/۲۹	۱۱۸۸/۹۷
طبقه ۵	وزن (W) (Ton)	۱۰۹۰/۵۲	۱۵۵۵/۷۶
	برش پایه (V) (Ton)	۱۷۹/۹۴	۱۸۳/۲۷
	لنگر واژگونی (M_{OVR}) (Ton-m)	۲۰۹۰/۱۴	۳۲۳۳/۳۸
طبقه ۸	وزن (W) (Ton)	۲۲۸۹/۲۸	۲۸۸۰/۲۳
	برش پایه (V) (Ton)	۳۷۷/۷۳	۳۱۱/۰۶۵
	لنگر واژگونی (M_{OVR}) (Ton-m)	۶۶۹۷/۳۲	۶۲۰۸/۷۵

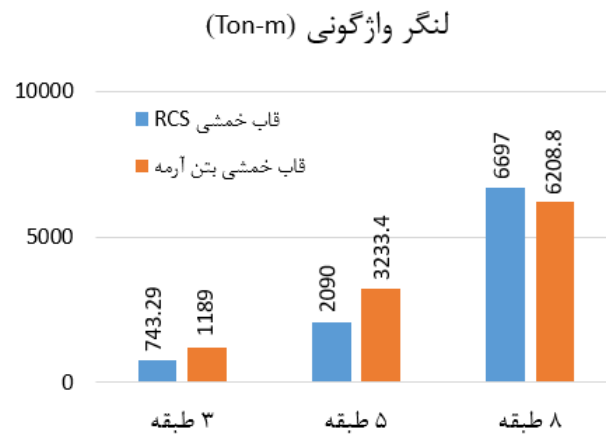
مقادیر جدول فوق توسط نمودارهای میله‌ای مطابق شکل‌های ۴-۲۰ الی ۴-۲۲ نیز مورد مقایسه قرار گرفته‌اند، که در هر یک از این شکل‌ها محور قائم به ترتیب وزن، برش پایه و لنگر واژگونی را نشان می‌دهند.



شکل ۴-۲۰. نمودار مقایسه‌ی وزن ساختمان‌های دارای قاب خمشی RCS و بتن آرمه



شکل ۴-۲۱. نمودار مقایسه‌ی برش پایه‌ی ساختمان‌های دارای قاب خمشی RCS و بتن آرمه



شکل ۴-۲۲. نمودار مقایسه‌ی لنگر واژگونی ساختمان‌های دارای قاب خمشی RCS و بتن آرمه

۴-۶ نتایج حاصل از تحلیل پوش اور

همان‌طور که گفته شد، به‌منظور بررسی نحوه‌ی تشکیل مفصل‌های پلاستیک و نیز محاسبه‌ی ضریب رفتار (R) سازه‌ی RCS از تحلیل پوش اور استفاده شد. برای انجام این تحلیل از نرم‌افزار ایتبس کمک گرفته شد. در جدول ۴-۲ مقادیر ضریب رفتار برای قاب خمشی متوسط RCS آورده شده‌است.

جدول ۴-۲. ضریب رفتار قاب خمشی متوسط RCS

ضریب رفتار (R) محاسبه شده برای سازه‌های RCS توسط تحلیل پوش اور			ضریب رفتار پیشنهاد شده توسط ASCE 7-10 (R)
طبقه ۳	طبقه ۵	طبقه ۸	

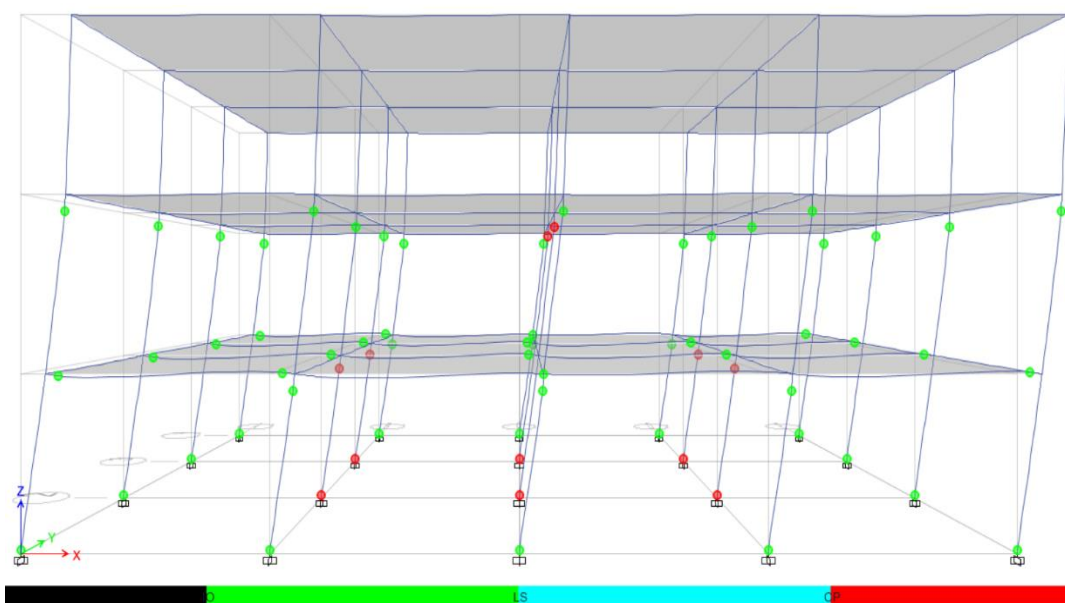
۴/۰	۳/۴	۴/۶	۵
-----	-----	-----	---

در جدول ۳-۴ مقادیر مربوط به برش و جابه‌جایی متناظر با اولین مفصل و نیز برش حداکثر و جابه‌جایی حداکثر که همان جابه‌جایی هدف می‌باشد، براساس خروجی‌های نرم‌افزار ایتبس آورده شده است. مقادیر حداکثر در آخرین گام از تحلیل پوش‌اور رخ داده و پس از آن باتوجه به خرابی کامل سازه، تحلیل متوقف می‌شود.

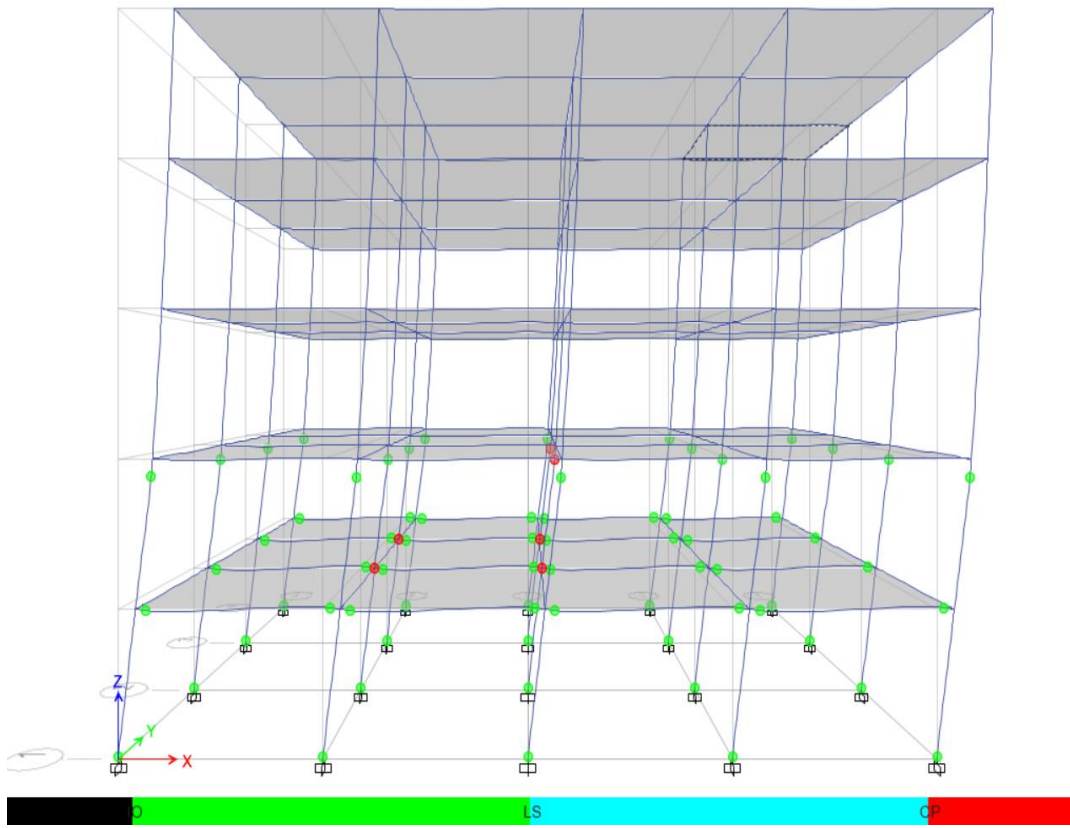
جدول ۳-۴. نتایج تحلیل پوش‌اور

	طبقه ۳		طبقه ۵		طبقه ۸	
	اولین مفصل	حداکثر	اولین مفصل	حداکثر	اولین مفصل	حداکثر
برش (Ton)	۱۸۲/۴۸	۲۵۰/۹۵	۳۴۴/۷۲	۴۶۸/۱۲۸	۸۲۴/۲۹	۱۱۹۴/۳۷
جابه‌جایی (cm)	۵/۶۴۲	۱۸/۴۴۶	۹/۸۵۸	۲۲/۶۵۵	۱۳/۴	۲۸/۴۸

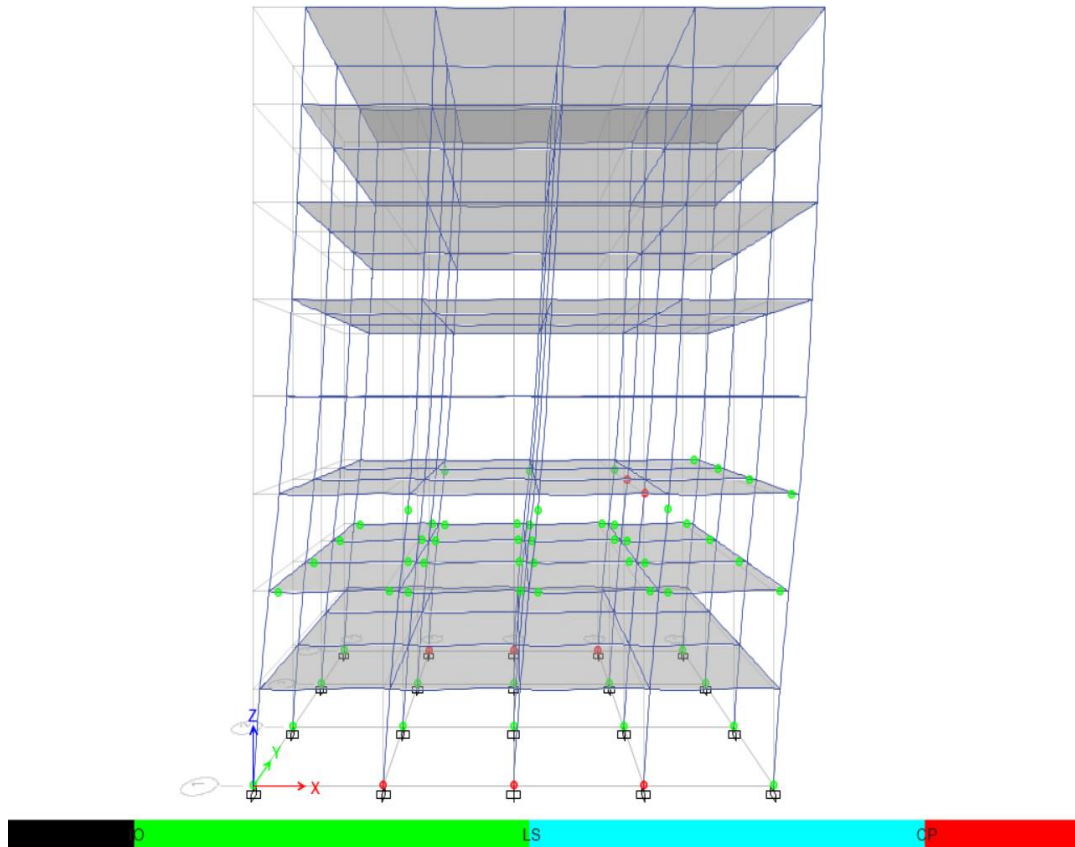
در ادامه، در شکل‌های ۴-۲۳ الی ۴-۲۵ سازه‌های تغییرشکل‌یافته‌ی ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌خمش‌ی RCS و مفصل‌های ایجادشده در اعضا مشاهده می‌شود. چنان‌چه مشاهده می‌شود، مفصل‌ها غالباً در ستون‌ها تشکیل شده‌اند.



شکل ۴-۲۳. مفصل‌های تشکیل‌شده در سازه‌ی ۳ طبقه با قاب‌خمش‌ی RCS



شکل ۴-۲۴. مفصل‌های تشکیل‌شده در سازه‌ی ۵ طبقه با قاب خمشی RCS



شکل ۴-۲۵. مفصل‌های تشکیل شده در سازه‌ی ۸ طبقه با قاب خمشی RCS

۷-۴ جمع‌بندی مروری فصل

در این فصل پس از ترسیم منحنی‌های شکنندگی قاب‌های RCS و بررسی میزان شکنندگی سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه در چهار سطح خرابی، تأثیر افزایش ارتفاع سازه بر عملکرد قاب RCS و شکنندگی آن مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین شکنندگی قاب خمشی RCS با قاب خمشی بتن‌آرمه و فولادی مقایسه شد.

در ادامه مقادیر وزن، برش پایه و لنگر واژگونی دو قاب خمشی RCS و بتن‌آرمه در کنار یکدیگر قرار گرفتند و کاهش قابل ملاحظه‌ی وزن سازه‌ی RCS نسبت به سازه‌ی بتنی مشاهده شد. در انتها با توجه به نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور مقادیر ضریب رفتار برای ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی RCS محاسبه گردید.

فصل ۵: بحث و نتیجه گیری

۱-۵ مقدمه

چنانچه پیشتر گفته شد، قاب‌خمش‌ی RCS سازه‌ای است متشکل از ستون بتنی و تیر فولادی. این سازه‌ها مزایایی هم‌چون سبک شدن سازه، افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی نسبت به سازه‌ی بتنی، کاهش هزینه‌های مصالح و ساخت، افزایش سختی جانبی و میرایی سازه نسبت به سازه‌ی فولادی و حذف برخی محدودیت‌های معماری را دارند.

اصلی‌ترین عیب سازه‌ی RCS اتصالات آن است که طراحی و اجرای پیچیده‌ای دارد و باید از صحت عملکرد اتصال اطمینان حاصل کرد. در این پژوهش فرض بر آن بوده‌است که اتصال تیر فولادی به ستون بتنی کاملاً گیردار بوده و لغزشی بین فولاد و بتن در ناحیه‌ی اتصال رخ نمی‌دهد و بتن در این ناحیه تحت فشار خرد نمی‌شود.

در ادامه‌ی این فصل پس از بحث در مورد نتایج این پژوهش که در فصل چهارم و در قالب نمودارها و منحنی‌ها و جدول‌ها نشان داده شده‌اند، نتایج کاربردی پژوهش استخراج شده و پیشنهادهایی نیز در برای تحقیقات بعدی در این زمینه ارائه می‌گردد.

۲-۵ بررسی منحنی‌های شکنندگی

با نگاهی به شکل‌های ۴-۱۰ الی ۴-۱۳ می‌توان دریافت که در زلزله‌های کوچک با شدت کم‌تر از $0.3g$ افزایش ارتفاع ساختمان تأثیری در میزان شکنندگی سازه‌ها ندارد و یا ناچیز است. اما در زلزله‌های بزرگ‌تر از $0.3g$ تأثیر افزایش ارتفاع ساختمان بر شکنندگی سازه قابل ملاحظه است. هم‌چنین در شکل‌های ۴-۱۴ تا ۴-۱۶ مشاهده می‌شود که شکنندگی قاب‌خمش‌ی RCS و قاب‌خمش‌ی بتن‌آرمه بخصوص در ساختمان ۵ طبقه بسیار مشابه بوده و منحنی این دو سازه، تقریباً برهم منطبق هستند.

با بررسی نمودارهای میانه‌ی شکنندگی در شکل‌های ۴-۱۷ تا ۴-۱۸ می‌توان گفت قاب RCS در همه‌ی ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه از سایر قاب‌ها شکننده‌تر است و قاب فولادی در ساختمان‌های کوتاه و متوسط عملکرد بهتری دارد. اما در ساختمان بلندمرتبه قاب بتنی رفتار بهتری از خود نشان می‌دهد.

در مقایسه‌ی شیوه‌های توزیع احتمالاتی نیز مشاهده شد که نمودارهای رسم‌شده با توزیع احتمالاتی لوگ نرمال و توزیع احتمالاتی نرمال برای سطوح خرابی کم و متوسط تقریباً مشابه هستند، اما در سطوح خرابی زیاد و کامل باهم اختلاف دارند. از آنجایی که سایر پژوهش‌های قبلی از این روش برای

ترسیم منحنی‌های شکنندگی استفاده شده‌است، با استفاده از توزیع لوگ نرمال راحت‌تر می‌توان در مورد شکنندگی سازه‌ها بحث کرد و به مقایسه‌ی شکنندگی سازه‌های گوناگون پرداخت.

۳-۵ بررسی وزن، برش پایه و لنگر واژگونی

چنانچه در نمودارهای شکل‌های ۴-۲۰ الی ۴-۲۲ مشاهده می‌شود وزن ساختمان‌های ۳ و ۵ طبقه با قاب‌خمش‌ی RCS به‌طور قابل توجهی کمتر از سازه‌ی بتنی است.

باتوجه به نحوه‌ی محاسبه‌ی مقدار دوره‌ی تناوب سازه در آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا 7 ASCE و هم‌چنین استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضریب برش پایه (C) برای قاب‌خمش‌ی RCS عدد نسبتاً بزرگ و محافظه‌کارانه‌ای به‌دست می‌آید. در نتیجه برش پایه و در پی آن لنگر واژگونی به‌دست‌آمده برای قاب خمش‌ی RCS با افزایش ارتفاع ساختمان به برش پایه و لنگر واژگونی مربوط به سازه‌ی بتنی نزدیک شده و حتی در ساختمان ۸ طبقه بیش‌تر می‌شود.

چنانچه در جدول ۵-۱ مشاهده می‌شود، ضریب برش پایه (C) برای هر سه ساختمان ۳، ۵ و ۸ طبقه با قاب‌خمش‌ی متوسط RCS برابر ۰/۱۶۵ به‌دست آمده‌است، درحالی‌که برای قاب‌خمش‌ی متوسط بتن‌آرمه با افزایش ارتفاع ساختمان مقدار ضریب برش پایه کاهش می‌یابد. به‌همین دلیل است که مقدار برش پایه و لنگر واژگونی در ساختمان‌های متوسط و بلند دارای قاب‌خمش‌ی RCS بسیار محافظه‌کارانه به‌دست می‌آید.

جدول ۵-۱. ضرایب برش پایه‌ی قاب‌های خمش‌ی RCS و بتن‌آرمه

	ضریب برش پایه (C)	
	قاب‌خمش‌ی RCS	قاب‌خمش‌ی بتن‌آرمه
۳ طبقه	۰/۱۶۵	۰/۱۶۵
۵ طبقه	۰/۱۶۵	۰/۱۱۷۸
۸ طبقه	۰/۱۶۵	۰/۱۰۸

۵-۵ نتیجه‌گیری

- با بررسی و مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی و مقادیر میانه‌ی شکنندگی نتایج این‌گونه خواهد بود:
- (۱) برای زلزله‌های کوچک عملکرد قاب‌های خمشی متوسط RCS و بتن‌آرمه و فولادی مشابه بوده و تقریباً هم‌زمان به خرابی سطوح کم و متوسط می‌رسند.
 - (۲) به‌طور کلی، در مقایسه‌ی قاب‌خمش RCS، بتن‌آرمه و فولادی می‌توان گفت در ساختمان‌های کوتاه و متوسط قاب‌خمش فولادی و در ساختمان‌های بلند قاب‌خمش بتن‌آرمه رفتار بهتری دارد و دیرتر به خرابی می‌رسد و درکل قاب‌خمش RCS کمی شکننده‌تر از سایر سازه‌ها است.
 - (۳) باتوجه به مسائل اقتصادی و هزینه‌ی مصالح، در ساختمان‌های متوسط و بلند استفاده از قاب RCS می‌تواند جایگزین مناسبی برای سازه‌ی بتنی و فولادی باشد.
 - (۴) باتوجه به پیچیدگی طراحی و اجرای اتصالات، استفاده از قاب‌خمش RCS در ساختمان‌های کوتاه و به‌خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد شاید مقرون‌به‌صرفه نبوده و کاهش وزن سازه و به‌موجب آن کاهش بار محوری ستون‌ها چندان چشم‌گیر نباشد.
 - (۵) سختی جانبی سازه‌ی RCS از سازه‌ی بتنی کم‌تر است و این کاهش سختی از دوناحیه ناشی می‌شود؛ سختی کم‌تر تیر فولادی نسبت به تیر بتنی و کاهش سطح مقطع ستون بتنی به‌علت سبک‌تر شدن سقف و کاهش نیروی محوری ستون‌ها.
 - (۶) در مجموع با توجه به منحنی‌های شکنندگی مشاهده شد که عملکرد قاب‌خمش RCS با ستون بتنی و تیر فولادی، بیش‌تر شبیه به قاب‌خمش بتن‌آرمه است و عملکرد لرزه‌ای این دو بسیار به‌هم نزدیک است.

۵-۶ پیشنهادها

همان‌طور که در بخش نتیجه‌گیری گفته شد، استفاده از سازه‌ی RCS در ساختمان‌های کوتاه چندان مقرون‌به‌صرفه نیست. هم‌چنین در بخش پیشینه‌ی پژوهش گفته شد فرهمند و همکارانش [۳۰] طی تحقیقی که در سال ۲۰۱۲ انجام دادند فهمیدند که با منظورکردن اتصال RCS در مدل‌سازی، قاب RCS ظرفیت باربری بیش‌تر و رفتار لرزه‌ای بهتری دارد و مشارکت اتصال RCS در ظرفیت باربری قاب

موجب افزایش سهم تیر فولادی در هردو ناحیه‌ی پلاستیک و الاستیک می‌شود. از این رو خوب است که در تحقیقاتی که در زمینه‌ی سازه‌ی RCS انجام می‌شود به موارد زیر توجه شود:

- لحاظ کردن رفتار اتصال RCS و اندرکنش بتن و فولاد در محل اتصال در مدل‌سازی سازه‌ی RCS در نرم‌افزار اپنسیس و مقایسه‌ی پاسخ سازه در این حالت با حالتی که اتصالات RCS در مدل‌سازی لحاظ نمی‌شوند.
- عملکرد قاب‌خمش‌ی RCS در ساختمان‌های بلندتر از ۸ طبقه؛ به‌عنوان مثال ساختمان‌های ۲۰ و ۳۰ طبقه و یا حتی بلندتر، جهت درک بهتر رفتار این‌گونه سازه‌ها در ساختمان‌های بلند.

مراجعه

- [۱] برگگی، خ.، (۱۳۹۲) "اصول مهندسی زلزله" انتشارات دانشگاه تهران، چاپ دهم.
- [2] Alizadeh S. and Attari N.K.A. and Kazemi M.T. (2015) "Experimental investigation of RCS connections performance using self-consolidated concret" **J. of. *Constructural Steel Research.***, **114**, pp204-216.
- [3] Li W. and Li Q.N. and Jiang L. (2011) "Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures" **J. of. *Composites: Part B.***, **42**, pp190-206.
- [۴] نصیری ف. و نقی پور م. و نعمت زاده م. و بهرامی ر. (۱۳۹۲) "بررسی رفتار لرزه‌ای ستون بتنی به تیر فولادی در قاب‌های خمشی RCS" کنفرانس ملی سازه و فولاد ایران، ص ۶۴۸-۶۵۸، تهران.
- [5] Nishiyama I. and Kuramoto H. and Noguchi H. (2004) "Guidelines: seismic design of composite reinforced concrete and steel buildings" **J. of. *Struct Eng ASCE.***, **130**(2), pp42-336.
- [6] Sheikh T.M. and Deierlein G. G. and Yura J. A. and Jirsa J. O. (1989) "Beam-column moment connection frames: Part 1" **J. of. *Struct Eng ASCE.***, **115**, pp2858-2876.
- [7] Sheikh T.M. (1987), PhD. thesis "Moment connections between steel beams and concrete column" University of Texaz.
- [8] Deierlein G.G., (1988), PhD. Thesis, "Design of moment connections for composit framed structures" University of Texaz.
- [9] Deierlein G.G. and Sheikh T.M. and Yura J.A. and Jirsa J.O. (1989) "Beam-column moment connection frames: Part 2" **J. of. *Struct Eng ASCE.***, **115**, pp2877-2896.
- [10] Kanno R., (1993), PhD. thesis "Strength, deformation and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete column" Cornell University.
- [11] Bugeja M. N., (1999), PhD. thesis "Seismic behavior of composite moment resisting frame systems" Texas A&M University.
- [12] Parra-Motesinos G.J. and Wight J.K. (2000) "Seismic response of exterior RC column to steel beam connection" **J. of. *Struct Eng ASCE.***, **126**, pp1113-1121.
- [13] Morota M. and Izaki Y. and Imanaka N. (1988) "Experimental study on reinforced concrete column to steel beam joints of tapered-flange-type panels: part 1" **J. of. *Struct Constr Eng Archit Inst Japan.***, pp1315-1316.
- [14] Izaki Y. and Imanaka N. and Morota M. (1988) "Experimental study on reinforced concrete column to steel beam joints of tapered-flange-type panels: part 2" **J. of. *Struct Constr Eng Archit Inst Japan.***, pp1317-1318.
- [15] Sakaguchi N. (1991) "Shear capacity of beam-column connection between steel beams and reinforced concrete columns" **J. of. *Struct Constr Eng Archit Inst Japan.***, pp69-78.
- [16] Ozawa J. and Yamamoto T. and Suda M. (1994) "Composite framed structures composed of steel beams and reinforced concrete columns: part 1-interior beam-column joints" **J. of. *Struct Constr Eng Archit Inst Japan.***, pp1167-1168.

- [17] Toyoshima M. and Ozawa J. and Yamamoto T. (1995) “Composite framed structures composed of steel beams and reinforced concrete columns: part 2-exterior beam–column joints” **J. of. Struct Constr Eng Archit Inst Japan., pp943-944.**
- [18] Iso M. and Ozawa J. and Yamamoto T. (1995) “Composite framed structures composed of steel beams and reinforced concrete columns: part 3- top-floor beam-column joints” **J. of. Struct Constr Eng Archit Inst Japan., pp945-946.**
- [19] Kuramoto H. and Nishiyama I. (2004) “Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames” **J. of. Struct Eng ASCE., pp352-360.**
- [20] Kanemoto K.O. and Nakanishi K. and Yamanobe K. and Watanabe Y. (2005) “Development of mixed structures consisting of reinforced high strength concrete column and steel beam: part 1” **J. of. Struct Constr Eng Archit Inst Japan., pp1103-1104.**
- [21] Kim K. and Noguchi H. (1998) “A study on the ultimate shear strength of connections with RC columns and steel beams” **J. of. Struct Constr Eng Archit Inst Japan., pp163-169.**
- [22] Cheng C.T. and Chen C.C. (2005) “Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections” **J. of. Constr Steel Res., pp587-606.**
- [23] Shen H.X., (1999), PhD. thesis “Research on static behavior of reinforced concrete column–steel beam (RCS) moment joints” Xi’an Universtiy of architecture and technology.
- [24] Iizuka S. and Kasamatsu T. and Noguchi H. (1997) “Study on the aseismic performances of mixed frame structures” **J. of. Struct Constr Eng Archit Inst Japan., pp189-196.**
- [25] Baba N. and Nishimura Y. (1998) “Seismic performance of S beam–RC column moment frames” **J. of. Struct Constr Eng Archit Inst Japan., pp61-64.**
- [26] Yamamoto T. and Ohtaki T. and Ozawa J. (2000) “An experiment on elasto-plastic behavior of a full-scale three-story two-bay composite frame structure consisting of reinforced concrete columns and steel beams” **J. of. Technol Des Archit Inst Japan., pp111-116.**
- [27] Chen C.H. and Lai W.C. and Cordova P. and Deierlein G.G. Tsai K.C. (2004) “Pseudo-dynamic test of full-scale RCS frame: part I-design, construction, testing” **J. of. Structures.**
- [28] Cordova P. and Chen C. H. and Lai W.C. and Deierlein G.G. Tsai K.C. (2004) “Pseudo-dynamic test of full-scale RCS frame: part II-analysis and design implications” **J. of. Structures.**
- [29] Liang X.M. and Parra-Montesinos G.J. (2004) “Seismic behavior of reinforced concrete column–steel beam subassemblies and frame systems” **J. of. Struct Eng ASCE., pp310-319.**
- [30] Farahmand Azar B. and Ghaffarzadeh H. amd Talebian N. (2013) “Seismic performance of composite RCS special moment frames” **J. of. Civ. Eng., pp450-457.**

- [31] Alizadeh S. and Attari N.K.A. and Kazemi M.T. (2013) "The seismic performance of new detailing for RCS connections" **J. of. structural Steel Research., 114, pp76-88.**
- [32] Ghods S. and Kheyroddin A. and Nazeryan M. and Mirtaheri S.M. and Gholhaki M. (2016) "Nonlinear behavior of connections in RCS frames with bracing and steel plate shear wall" **J. of. ResearchGate., pp915-935.**
- [33] Mirghaderi S.R. and Bakhshayesh Eghbali N. and Ahmadi M.M. (2016) "Moment-connection between continuous steel beams and reinforced concrete column under cyclic loading" **J. of. Constructional Steel Research., 118, pp105-119.**
- [34] Bakhshayesh Eghbali N. and Mirghaderi S.R. (2017) "Experimental investigation of steel beam to RC column connection via a through-plate" **J. of. Constructional Steel Research., 133, pp125-140.**
- [35] Akkar S. and Sucuoglu H. and Yakut A. (2005) "Displacement based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings" **J. of. Earthquake Spectr., pp911-927.**
- [36] Anagnos T. and Rojahn C. and Kiremidjian A.S. (2005) "Building fragility relationships for California" **J. of. Earthquake Engi Engineering., pp389-396.**
- [37] HAZUS-MH MR5., (2003) "Multi-Hazard loss Estimation Methodology: Earthquake Model" *Department of Homeland security, FEMA, Washington, D.C.*
- [38] Applied Technology Council (ATC) (1985) "Earthquake damage evaluation data for California" ATC-13 Report, *Applied Technology Council, Redwood City, Calif.*
- [39] فروند ج.، (۱۳۸۴) "آمار ریاضی" ترجمه ی عمیدی ع.، وحیدی اصل م.، مرکز نشر دانشگاهی تهران، چاپ هفتم.
- [40] Produce & RepConsultant, producer of concrete products providing engineering and technical services.
- [41] Ang A.HS. and Tang W.H. (1975) "Probability Concepts in Engineering Planning and Design" **J. of. Basic Principles., pp911-927.**
- [42] Nowak A.S. and Collins K.R. (2000) "Reliability of Structures" McGrawHill
- [43] Mazzoni S. and McKenna F. and Scott M.H. and Fenves G.L. Jeremic B. (2007) "Opensees Command Language Manual"
- [44] Park Y.J. and Ang A.HS. and Wen Y.W. (1985) "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings" **J. of. Structural Devison ASCE., pp111.**
- [45] Kennedy R.P. and Cornell AC. and Campbell R.D. and Kaplan S. and Perla H.F. (1980) "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant" **J. of. Nuclear Eng & Design., 59.**
- [46] Kircher C.A. and Martin W. (1993) "Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shopon Continuing Action to Reduce losses from Earthquake" **U.S. Geological Survey.**
- [47] Anagnos T. Rojahn C. and Kiremidjian. (1995) "ATC joint Study on Fragility Of Building" **NCEER-95-0003, Applied Technology Council, CA.**

- [48] Huo J.R. and Hwang H. (1996) “Fragility of Memphis buildings” Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Turkey.
- [49] Singhal. A. and Kiremidjian A. (1998) “Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC Frames” **J. of. Struct Eng., 122, pp922–929**
- [50] Shinozuka M. (1998) “Statistical Analysis Of Bridge Fragility Curve” proceeding of the workshop on effective Systems for Bridge, New York, U.S.A
- [51] Tanaka S. and Kameda H. and Nojima N. and Ohnishi S. (2000) “Evaluation of Seismic Fragility for Highway Transportation System” **12WCEE**
- [52] Murao O. and Yamazaki F. (2000) “Development of fragility curves for buildings in Japan” **Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes., pp226–230.**
- [53] Shinozuka M. and Saxena V. and Deodatis G. and Feng M. (2001) “Development Of Fragility Curve for Multi-Span Reinforced Concrete Bridge” **Dept. of Civi and Environmental Engineering Princeton University**
- [54] Reihorn M. and Barron C. and Ayala A. (2001) “Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures, Structural safety and Reliability” Balkema publishers.
- [55] Mostafa, E. (2001) “Fragility Curve for non-Structural System in Concrete tower “ Istanbul University, Turkey.
- [56] Pagni C.A. (2003) “Modeling of Structural Damage of Older Reinforced Concrete Components” Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington.
- [57] Smyth A. (2004) “Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey” **J. of. Earthquake Spectra., 20(1).**
- [58] Arizaga G., (2006), PhD. thesis “Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico” civil engineering university of Puerto Rico.
- [59] AY1 B.Ö. And Erberik M.A. and Akkar S. (2006) “Fragility Based Assessment of The Structural Deficiencies in Turkish RC Frame Structures” First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, pp593.
- [60] Adom-Asamoah M. (2012) “Generation of analytical fragility curves for Ghanaian non-ductile reinforced concrete frame buildings” **J. of. Physical Sciences., 7(19), pp. 2735-2744.**
- [61] Rajeev P. and Tesfamariam S. (2012) “Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction” Monash University, Clayton Campus, Vic 3800, Australia.
- [62] Li Y. and Song R. and Van De Lindt J.W. (2014) “Collapse Fragility of Steel Structures Subjected to Earthquake Mainshock-Aftershock Sequences” **American Society of Civil Engineers(ASCE).**
- [63] Babic A. and Dolsek M. (2016) “Seismic fragility function of industrial precast building” **University of Ljubljana, Engineering Structures 118 (2016) 357–370**

[64] Stewart M.G. and Ryan P.C. and Henderson D.J. and Ginger J.D. (2016) "Fragility analysis of roof damage to industrial buildings subject to extreme wind loading in non-cyclonic regions" University of Newcastle, Australia

[65] Cha Y.J. and Bai J.W. (2016) "Seismic fragility estimates of a moment-resisting frame building controlled by MR dampers using performance-based design" **J. of Engineering Structures**.

[66] Hosseinpour F. and Abdelnaby A.E. (2017) "Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes" **Department of Civil Engineering, University of Memphis**.

[67] Aziminejad A.S. and Moghadam A., (2007) "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building" Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada.

[۶۸] پهلوان ح، (۱۳۸۶) پایان نامه ارشد: "کنترل سطح عملکرد ساختمان‌های بتن‌آرمه با استفاده از منحنی‌های شکنندگی" دانشگاه علم و صنعت.

[69] Barkhordary M. and Tariverdilo S. (2011) "Vulnerability of ordinary moment resistant concrete frames" **J. of Earthq Eng & Eng Vib., pp519-533**.

[۷۰] ناصری ع، (۱۳۹۲) پایان نامه ارشد "ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی" مؤسسه‌ی آموزش عالی پردیسان.

[۷۱] ناصری، ع. و پهلوان، ح. و قدرتی، غ.، (۱۳۹۶) "ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه شمال ایران با استفاده از منحنی‌های شکنندگی" نشریه‌ی علمی-پژوهشی مهندسی سازه و ساخت

[۷۲] حسینی، م.، کنارنگی، ه.، (۱۳۹۲) "کاربرد نرم‌افزار OpenSees در مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها" انتشارات آزاده چاپ اول.

[۷۳] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، (۱۳۸۵) "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه شماره ۳۶۰".

[۷۴] پهلوان م، (۱۳۹۳) پایان نامه ارشد: "ارزیابی لرزه‌ای و توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بتن‌آرمه‌ی ایران با لحاظ اثر میان‌قلب‌های بنایی و ضعف سازه‌ای" مؤسسه‌ی آموزش عالی پردیسان.

[75] FEMA 351, 2000, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture., Washington DC.

[۷۶] دهقان ع. و تسنیمی ع. (۱۳۹۳) "محاسبه‌ی عوامل مؤثر بر ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح دارای مهاربند کمانش‌تاب" نشریه‌ی علمی پژوهشی امیرکبیر- مهندسی عمران و محیط‌زیست، دوره‌ی ۴۸، شماره‌ی ۴، ص ۳۶۵-۳۷۴.

[77] American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-10. ASCE, Reston, Virginia; 2010.

- [۷۸] وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، "مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان" ویرایش سوم، ۱۳۹۲.
- [۷۹] وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، "مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه" ویرایش چهارم، ۱۳۹۲.
- [۸۰] وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، "مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی" ویرایش چهارم، ۱۳۹۲.
- [۸۱] وزارت راه و شهرسازی، کمیته‌ی دائمی بازنگری آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، "آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰" ویرایش چهارم، ۱۳۹۴.
- [82] Mander J.B. Priestley M.J.N. Park R. Fellow (1988) "Technical note material stress-strain curves" **J. of. Struct. Eng., 114(8): 1804-1826.**
- [83] Frank J. Vecchio. Mohamed Basil Emara. (1992) "Shear Deformation in Reinforced Concrete Frames" **J. of. ACI Structural Journal; V 89, No 1.**
- [84] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC; June 2009.
- [85] Shome N. Cornell C.A. (1999) Ph.D. thesis "Probability seismic demand analysis of nonlinear structures" Stanford University.
- [۸۶] شایان فر. م. و عظیمی م. و آزادی ر. (۱۳۹۲) "بررسی عملکرد سازه‌های مهاربندی‌شده با استفاده از روش‌های تحلیل پوش‌اور به‌هنگام‌شونده" کنفرانس ملی سازه و فولاد ایران، ص ۸۸۵-۹۰۲، تهران.
- [۸۷] عسگری م.ح، (۱۳۹۲) پایان‌نامه ارشد: "ارزیابی لرزه‌ای عملکردی ساختمان‌های فولادی تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه توسط منحنی‌های شکنندگی" موسسه آموزش عالی پردیسان.

Abstract

In hybrid structures consisting of concrete columns and steel beams, known as RCS, using concrete in columns and steel in a bending members, the most appropriate and optimal utilization of the features materials are obtained in a structure. Since the earthquake is the most destructive force on the structures, the study of the seismic performance of common structural systems is absolutely necessary. Although, RCS frames are designed and implemented around the world for around three decades, but probabilistic assessment of seismic performance of RCS structures had less done, and the connections of these structures have attracted the most attention from the researchers. In this study, the RCS frame performance was evaluated in 3-dimensional model by fragility curves. For this purpose, 3, 5, and 8 story buildings with RCS frame were designed in accordance with the ACI 318-14 and AISC 360-10 codes, and then the 3-dimensional frame were modeled by OpenSEES software, and were subjected to Incremental Dynamic Analyzes(IDA). Also, the pushover analysis on these structures was done and using the results obtained from the pushover analysis, the coefficient of behavior of this frame (R factor) had also calculated. At the end, by drawing the fragility curves of the RCS intermediate rigid frame and comparing it's fragility with the fragility of steel intermediate rigid frame and reinforcement concrete intermediate rigid frame, it was observed that the RCS frame is more fragile in all low, mid and high-rise buildings than other frames, and the steel frame performs better in low and mid-rise buildings. But in the high-rise building, the concrete frame has a better performance. In general, it can be said that due to the complexity of design and implementation of joints, the use of RCS frames in low-rise structures, especially in areas with high seismic risk, may not be economically viable and the effect of RCS structure features are not very noticeable.

Keywords: Hybrid Structure, RCS, Concrete Column-Steel Beam, seismic Performance, Fragility Curve, OpenSEES



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering
M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Probabilistic assessment of seismic performance of buildings with hybrid structure RCS by fragility curves

By: Amir ZiaEIFard

Supervisor:
Dr. Hosein Pahlavan
Dr. Vahidreza Kalatjari

Advisor:
Ali Naseri

September 2018