

مدل سازی قاب‌های مختلط خمشی RCS و تأثیر رفتار اتصالات بر روی رفتار کلی این قاب‌ها

محمدحسین حبشی‌زاده^۱، محمدرضا چناقلو^{۲*}، کریم عابدی^۳ و حسن افشین^۲

^۱ دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

^۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

^۳ استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

چکیده

در این مقاله، مدل سازی قاب‌های خمشی مختلط ویژه RCS توصیف گردیده و تأثیر مدل سازی رفتار مدل سازی اتصالات بر روی رفتار کلی این قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. قاب‌های خمشی مختلط ویژه RCS نوع جدیدی از قاب‌های خمشی ویژه هستند که در آن‌ها از ترکیب ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی استفاده می‌شود. در این سیستم سازه‌ای، مزیت‌های قاب‌های معمول بتنی و فولادی با هم ترکیب می‌شوند. در نوعی از قاب‌های RCS، تیر فولادی به صورت ممتد از درون ستون بتنی عبور می‌کند و تمرکز اصلی در طراحی قاب‌های RCS، روی اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی (اتصال RCS) می‌باشد که تحقیقات انجام یافته در مورد این سازه‌ها بیشتر بر روی اتصالات مرکب آن‌ها بوده که منجر به تدوین آیین‌نامه‌هایی برای طراحی این اتصالات شده است. در این تحقیق، نحوه مدل سازی قاب‌های RCS و همچنین تأثیر مدل سازی رفتار اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی، روی رفتار کلی این قاب‌ها به وسیله مقایسه با اتصال RCS، مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج کلی این بررسی نشان می‌دهند که مدل سازی اتصال RCS، ظرفیت جانبی قاب را افزایش می‌دهد.

واژگان کلیدی: قاب‌های خمشی مختلط RCS، تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده، اتصالات RCS، منحنی ظرفیت.

۱- مقدمه

استفاده از فولاد به عنوان عضو خمشی مناسب‌ترین رفتار فولاد را نتیجه می‌دهد [۱].

قاب‌های خمشی مختلط برای اولین بار در آمریکا، طی اواخر دهه ۱۹۷۰ و اوایل ۱۹۸۰، به عنوان تغییری در قاب‌های خمشی فولادی سنتی اجرا شده تا آن زمان برای ساختمان‌های با ارتفاع متوسط تا بلند معرفی گردید. بعدها در دهه ۱۹۸۰ سیستم‌های مشابهی برای ساختمان‌های با ارتفاع کم در ژاپن توسعه یافت. قاب‌های خمشی مختلط، نوعاً مشابه قاب‌های خمشی فولادی سنتی بوده بجز این که در این نوع قاب‌ها از بتن مسلح با مقاومت بالا به جای ستون فولادی معمولی استفاده می‌گردد. انگیزه اولیه برای استفاده از چنین سیستمی، وجود کاهش ۱۰ درصدی هزینه‌ها در استفاده از مقاومت فشاری بتن در ستون‌های ساختمان‌های فولادی بوده است [۱].

در کشور ژاپن نیز نوعی از سیستم مختلط RCS به عنوان تبدیل سیستم قاب خمشی بتنی در ساختمان‌های کوتاه و اداری و در مناطق با لرزه خیزی بالا مورد استفاده قرار گرفته است. هدف اصلی در این سیستم دستیابی به مزیت استفاده از تیرهای فولادی با دهانه بلند در ساختمان‌های اداری و تجاری کوتاه بوده

قاب‌های خمشی مختلط RCS از نوع قاب‌های ترکیبی با ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی هستند که در این سازه‌ها برای ستون‌ها از بتن مسلح و برای تیرها از فولاد استفاده می‌گردد، به گونه‌ای که مزایای مصالح استفاده شده، با توجه به خصوصیات بتن و فولاد به فرم کاملاً مؤثری در سیستم‌های سازه‌ای دخالت می‌کنند. به عبارت دیگر از مقاومت فشاری بتن در ستون‌ها و از مقاومت کششی فولاد در تیرها به نحوی استفاده شده است که این استفاده مناسب باعث کاهش سطح مقطع اعضاء سازه می‌گردد. استفاده بهینه از مصالح باعث کاهش وزن ساختمان و کاهش هزینه‌های ساخت نیز می‌گردد. در نتیجه با کاهش وزن سازه، نیروی وارد بر پی نیز کاسته شده و در نتیجه سطح مقطع و ضخامت کمتری برای فونداسیون حاصل می‌گردد که از این جهت نیز باعث کاهش هزینه ساخت کل سازه می‌گردد. با توجه به مقاومت فشاری بالای بتن نسبت به مقاومت کششی آن، استفاده از بتن در ستون بهترین رفتار بتن را نتیجه می‌دهد. همچنین با توجه به مقاومت کششی بالای فولاد،

است که منجر به تدوین آیین نامه ASCE در سال ۱۹۹۴ برای طراحی اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی برای نواحی با لرزه خیزی کم و متوسط شده است [۲]. نتایج این تحقیقات نشان می دهد که اتصالات RCS مقاومت و سختی بسیار مناسبی از خود نشان می دهند [۳-۵].

دو نوع کلی شناخته شده از اتصالات RCS وجود دارند که عبارتند از:

۱) اتصال با تیر پیوسته^۱ که در این حالت تیر به طور پیوسته از داخل ستون بتنی عبور می نماید. در چنین اتصالی تیر به طور پیوسته از داخل ستون بتنی عبور نموده و در نتیجه نیاز به قطع تیر در ناحیه اتصال مرتفع می گردد. این موضوع باعث عدم استفاده از جوش و یا پیچ در ناحیه حداکثر لنگر خمشی تیر گردیده و به طبع آن باعث جلوگیری از خرابی ها و شکست های محتمل در این ناحیه، به طوری که در برخی از ساختمان ها در زلزله های Northridge در سال ۱۹۹۴ و Hanshin در سال ۱۹۹۵ به وجود آمده، خواهد شد. همچنین آرماتورهای طولی ستون نیز از داخل اتصال عبور نموده و در نتیجه وصله آرماتورها می تواند در محلی دور از اتصال انجام گیرد. این نوع اتصال تیر ستون می تواند در هر دو حالت پیش ساخته و یا اجرا شده در محل، مورد استفاده قرار گیرد. با این حال یکی از چالش های مهم تحقیق در خصوص سیستم RCS، ایجاد سیستم اتصال ساده مؤثر انتقال برش و لنگر خمشی بزرگ بین تیرها و ستون ها می باشد.

۲) اتصال با ستون پیوسته^۲ به طوری که بال های تیر برای جایگذاری آرماتورهای ستون و آسانی بتن ریزی ستون، در سطح ستون قطع می گردد. در آمریکا فقط از اتصالات تیر پیوسته استفاده می گردد، در حالی که در ژاپن از هر دو نوع اتصال توسط شرکت های سازنده استفاده به عمل می آید.

با تعیین اشکال مختلف اتصال و مکانیزم انتقال نیرو جزئیات طراحی اتصالات برای نواحی با لرزه خیزی بالا نیز به این آیین نامه اضافه شده است [۶]. در این مقاله روش مدل سازی این قاب ها و به خصوص مدل سازی اتصالات RCS ارائه شده و همچنین به دلیل این که استفاده مؤثر از مصالح نسبت به سیستم های فولادی و بتنی خالص، امکان ایجاد مقاومت و شکل پذیری اتصالات تیر-ستون در سیستم های RCS بیشتر از قاب های خمشی بتنی و فولادی متداول می باشد. بنابر این، مطالعه تأثیر تغییر شکل های اتصال روی رفتار کلی قاب های RCS ضروری

است. عمل مختلط تیر فولادی با دال بتنی با استفاده از برشگیرها، باعث کاهش ارتفاع و وزن سقف و در نتیجه باعث کاهش بارهای مرده وارد بر فونداسیون و کاهش هزینه ها خواهد شد.

از دیگر دلایل استفاده از قاب های خمشی مختلط RCS، رفتار غیرخطی مصالح و پدیده ایجاد مفصل پلاستیک در این قاب ها می باشد. در بعضی حالت ها در سازه های فولادی، ستون فولادی دارای مقطعی به نسبت کوچک تر از مقطع تیر می باشد (بیشتر در قاب ها با دهانه های بزرگ)، که در این حالت ستون در برابر نیروی محوری و ممان خمشی انتقال یافته تیر دچار ضعف می باشد. علاوه بر این، چنین ستونی در محل اتصال نیز کافی نخواهد بود. چنانچه مشخص است، بر اثر اعمال نیروی جانبی به سازه و چرخش اتصال، عضو ضعیف تر متصل به اتصال در ابتدا دچار مفصل پلاستیک شده و خرابی در آن حاصل می گردد. به دلیل اهمیت کم تر تیر نسبت به ستون در یک سازه، ترجیح داده می شود مفصل پلاستیک، اول درون تیر تشکیل شود تا تغییر شکل های بزرگ به جای ستون ها در سیستم سقف به وجود آید که در این صورت احتمال کمتری برای کاهش پایداری کل سازه وجود دارد.

همچنین در اتصالات قاب های خمشی مختلط RCS، به علت ممتد بودن تیرهای فلزی، جوشکاری تیر به ستون به حداقل رسیده و به این وسیله از ایجاد نقطه ضعف در سازه جلوگیری می شود. علاوه بر این در طبقات با ارتفاع کم مثل پارکینگ ها و یا وجود فاصله زیاد بین ستون ها، در صورت استفاده از تیر بتنی، عمق زیادی برای این تیر لازم خواهد بود که این امر برای ایجاد فضای معماری مناسب و انجام فعالیت های دیگر ایجاد مشکل خواهد کرد و بنابر این با استفاده از تیر فولادی که دارای رفتار مناسب تری در خمش بوده و ارتفاع کمتری دارد، نتیجه مطلوب حاصل می گردد [۱]. در این قاب ها به دلیل استفاده از ستون بتنی و وجود تکیه گاه گیردار در پای ستون و دارا بودن رفتار صلب تر نسبت به ستون فولادی، جابجایی سازه در محدوده مناسب قرار می گیرد. همچنین در این قبیل قاب ها به دلیل وجود سقف مختلط به جای سقف معمول و تیر بتنی، به مقدار قابل توجهی از وزن سازه کاسته می شود.

از مزیت های دیگر این قاب ها، توانایی تطبیق یافتن با روش های نوین ساخت است که هزینه و زمان ساخت را کاهش می دهند. مشکل اساسی در طراحی اعضای قاب های خمشی مختلط RCS مشکل اتصال واحد بین تیر فولادی و ستون بتنی می باشد که تمرکز اصلی تحقیقات گذشته روی این اتصالات بوده

1- Through-beam detail

2- Through-column detail

نتایج آزمایشات، که در دو بخش ارائه گردیده، نشان داده‌اند که علاوه بر اقتصادی بودن استفاده از سیستم RCS به دلیل استفاده مؤثر از مصالح نسبت به سیستم‌های فولادی و بتنی خالص، امکان ایجاد مقاومت و شکل‌پذیری اتصالات تیر-ستون در سیستم‌های RCS بیشتر از قاب‌های خمشی بتنی و فولادی متداول می‌باشد. این آزمایش فرصت‌های بیشتری را برای آزمایش روش‌های پیش ساخته و ارزیابی عملکرد مدل‌های مشابه‌سازی شده ایجاد نموده است. قاب مورد نظر تحت بارگذاری شبه دینامیکی قرار گرفته بود، که این کار به منظور مشابه‌سازی پاسخ سازه‌ای تحت حرکات زمین متناظر با خطر لرزه‌ای برای ناحیه با لرزه‌خیزی بالا با احتمال زلزله ۰.۵٪، ۱.۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال بوده است. در حین آزمایشات شبه دینامیکی، قاب تحت اثر فشار یکنواخت با تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در حدود ۰/۱ قرار گرفته بود [۷].

بر اساس قاب سه طبقه آزمایش شده توسط Deierlein و Cordova در سال ۲۰۰۵، Cheng و همکاران شش مدل اتصال RCS با و بدون در نظر گرفتن دال بتنی را مورد آزمایش قرار داده‌اند. نتایج آزمایشات نشان دهنده رفتار شکل‌پذیر اتصال با تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه نزدیک ستون بوده‌اند. در حالت کلی، عملکرد نمونه‌های آزمایش نشان داده است که تیر عرضی و خاموت‌ها در ناحیه چشمه اتصال دارای اثرات حاشیه‌ای بر روی انتقال برش در اثر طراحی بر اساس تیر ضعیف و ستون قوی بوده است [۷].

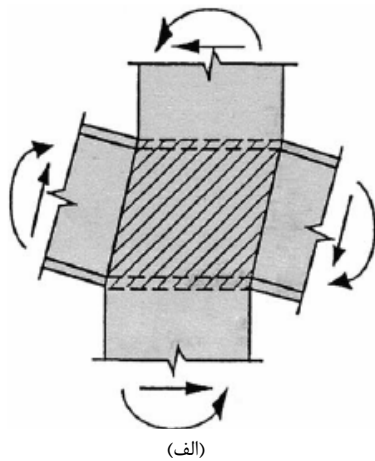
۲- جزئیات اتصال استفاده شده و مکانیزم شکست اتصالات RCS

یکی از بزرگترین مزیت‌های قاب‌های خمشی مختلط RCS، اتصالات تیر به ستون است. در نوع مرسوم این اتصالات تیر فولادی به صورت ممتد از ستون بتنی می‌گذرد که نیاز به جوشکاری نداشته و مشکلات ناشی از گسیختگی در اتصالات فولادی را از بین می‌برد. آرماتورهای طولی ستون‌ها نیز از درون اتصال گذشته و در بیرون از اتصال، اجرای وصله انجام می‌شود. آرماتورهای طولی باید طوری قرار داده شود که تیر فولادی بتواند از درون اتصال عبور کند. جزئیات اتصال زیادی برای اتصالات RCS وجود دارد. جزئیات استاندارد اتصال RCS که در این مقاله برای قاب‌های مورد مطالعه استفاده شده در شکل (۱) نشان داده شده است. این اتصال شامل:

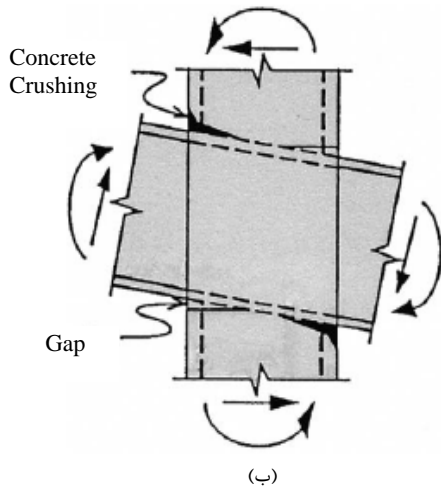
است که با مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees به وسیله مقایسه با حالت بدون مدل‌سازی اتصالات ارزیابی می‌شود.

Kanno [۵] در سال ۱۹۹۳ چندین اتصال را بدون در نظر گرفتن دال بتنی تیر مورد آزمایش قرار داده است. در این تحقیق به پیچیدگی مکانیزم انتقال نیروهای داخلی در قاب‌های مختلط با توجه به متفاوت بودن مصالح مورد استفاده در تیرها و ستون‌های این قاب‌ها اشاره گردیده و به ضرورت تحقیق در خصوص مقاومت و تغییر شکل این اتصالات اشاره شده است. این تحقیق نشان دهنده نتایج آزمایشات انجام یافته بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات مختلط می‌باشد که در دانشگاه کرنل انجام گرفته بود. آزمایشات بر روی ۹ نمونه اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی در مقیاس بزرگ، که تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای معکوس قرار گرفته‌اند، انجام شده بود. هدف از این آزمایشات بررسی مقاومت، تغییر شکل، و مقاومت لرزه‌ای اتصالات، و فراهم‌سازی اطلاعات عددی برای توسعه و ارزیابی معادلات طراحی و راهنمای طراحی بوده است. آزمایشات به طور کمی و کیفی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند برای این که بتوان مکانیزم‌های داخلی حاکم بر مقاومت و تغییر شکل ستون را تعیین نموده و همچنین مشخصه‌های مقاومت لرزه‌ای اتصال را روشن نمود. یکی از مهمترین نتایج این تحقیق عبارت از این که بار محوری ستون، مقاومت بتن یا نوع جزئیات اتصال مورد استفاده، به طور مستقیم در مقاومت لرزه‌ای اتصال مؤثر نمی‌باشند. تأثیرات اصلی مربوط به مود کلی خرابی و مشارکت نسبی المان داخلی و یا پانل جان فولادی در مقاومت اتصال می‌باشد.

در سال ۲۰۰۲ Lai, Tsai و Chen از مرکز تحقیقات زلزله تایوان، به همراه Cordova و Deierlein از دانشگاه استنفورد، یک پروژه مشترک بین مرکز ملی تحقیقات مهندسی زلزله در تایوان (NCREE) و دانشگاه استنفورد برای آزمایش یک قاب سه طبقه خمشی RCS با مقیاس واقعی انجام داده‌اند. نمونه آزمایش دارای ۱۲ متر ارتفاع و ۲۱ متر طول در سه طبقه و سه دهانه با قاب خمشی RCS شامل ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی بوده است. قاب مورد آزمایش بزرگ‌ترین قاب آزمایش شده از نوع خود تا آن زمان، که تحت بارگذاری شبه دینامیکی قرار گرفته، می‌باشد. طراحی اولیه این قاب سه طبقه بر اساس مقررات آیین‌نامه ساختمانی ملی ۲۰۰۰ برای منطقه با لرزه-خیزی بالا، انجام گرفته بود. در طول آزمایش این قاب تحت اثر بارگذاری شبه دینامیکی ناشی از رکوردهای زلزله Chi-Chi در سال ۱۹۹۹ و Loma Prieta در سال ۱۹۸۹ قرار گرفته بود [۷].



(الف)



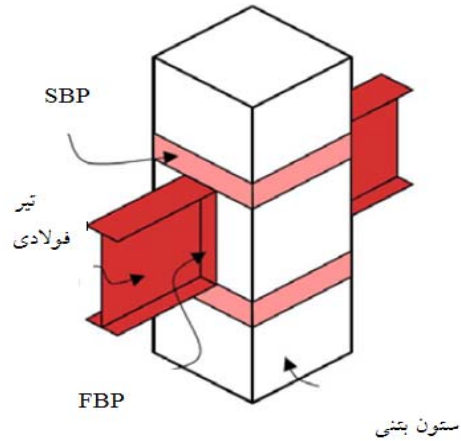
(ب)

شکل ۲- مودهای خرابی در چشمه اتصال داخلی [۷]:
الف) خرابی برشی چشمه اتصال، ب) خرابی قائم تکیه گاهی

۳- طراحی و مدل سازی

در این مقاله، اتصالات مختلط RCS بر اساس آیین نامه اصلاح شده ASCE طراحی شده اند [۳]. در قاب های RCS، تیرهای فولادی و ستون های بتنی طوری طراحی می شوند که در قاب های خمشی فولادی و بتنی قرار دارند. همانند همه قاب های خمشی ویژه، ستون ها در قاب های RCS باید طوری طراحی شوند تا معیار تیر ضعیف-ستون قوی (SCWB) برقرار باشد تا قابلیت تشکیل مفصل پلاستیک در ستون بتنی و تشکیل طبقه نرم به حداقل برسد. برای سازه های RCS، معیار SCWB به صورت رابطه (۱) پیشنهاد می شود [۷]:

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_g} \geq 1.0 \quad (1)$$



شکل ۱- جزئیات اتصال استاندارد RCS

۱) صفحات تکیه گاهی سطحی یا FBP برای محبوس کردن بتن بین دو بال تیر فولادی
۲) صفحات نواری فولادی یا SBP در دور ستون در بالا و پایین تیر فولادی برای محبوس کردن بتن کل اتصال، می باشد. Deierlein و همکاران [۴] و همچنین Sheikh و همکاران [۳]، در دانشگاه تکزاس ۱۵ اتصال از نوع تیر پیوسته را بدون در نظر گرفتن دال بتنی، مورد آزمایش قرار دادند. بر اساس تحقیقات آن ها دو نوع مود خرابی در قاب های RCS شناخته شده است:

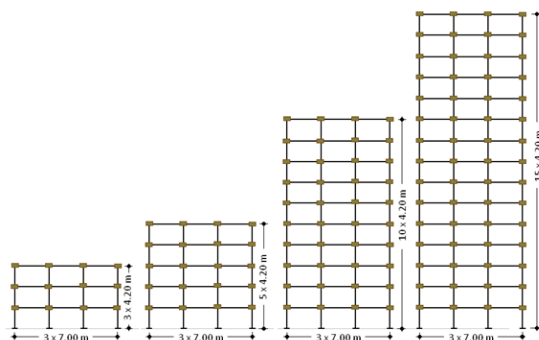
الف) خرابی پانل برشی که این شکست ناشی از شکست برشی است که مشابه رفتار اتصالات سازه های بتنی و سازه های فولادی است با این تفاوت که تسلیم جان فولاد در درون اتصال، همراه با تشکیل ستونک های (پایه های فشاری) بتنی در ناحیه اتصال می باشد [۲]. پاسخ پسماند این نوع شکست بیانگر حلقه های بزرگ تر و نشان دهنده استهلاک انرژی بیشتر می باشد. جزئیات مکانیزم شکست اتصالات در شکل (۲) نشان داده شده است.

ب) خرابی تکیه گاهی قائم که این شکست با چرخش تیر در اتصال، به دلیل خردشدگی بتن بالا و پایین اتصال، اتفاق می افتد. این خردشدگی موضعی، باعث ایجاد شکاف هایی بین تیر فولادی و ستون بتنی می گردد. این شکست، منجر به پاسخ پسماند با حلقه های باریک می شود.

این دو رفتار به وسیله یک فنر به صورت سری به فنر چرخشی المان اتصال اختصاص می یابد تا پاسخ تغییر شکل کلی اتصالات RCS مدل شود. برای طراحی لرزه ای اتصالات مرکب، مقاومت خمشی اسمی اتصال حداقل باید مساوی با مجموع مقاومت های خمشی اسمی تیرهای متصل به اتصال باشد، که به عنوان معیار اتصال قوی-تیر ضعیف شناخته می شود [۷].

۴- قاب های مورد مطالعه

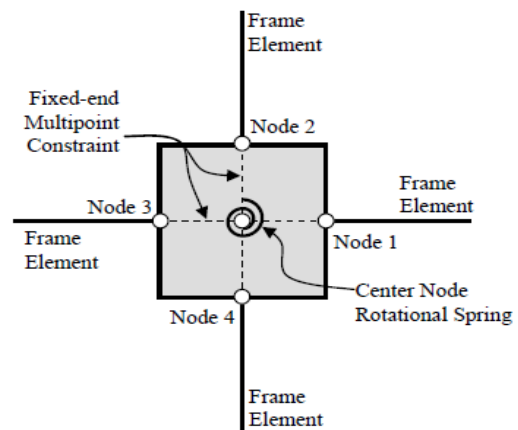
چهار قاب منظم RCS سه، پنج، ده و پانزده طبقه، با سه دهانه ۷ متری به ارتفاع طبقه ۴/۲ متر، مطابق با شکل (۴)، برای منطقه با لرزه خیزی بالا طراحی شده اند. طراحی لرزه ای قاب ها بر اساس آیین نامه IBC 2006، با فرض نوع خاک D، می باشد. قاب های مورد نظر ابتدا در برنامه ETABS V9.5 بدون مدل سازی اتصالات طراحی شده اند و سپس در نرم افزار OpenSees با اضافه شدن مدل سازی اتصال، برای ارزیابی لرزه ای، مدل شده اند. ستون های بتنی بر اساس آیین نامه (ACI 318-05 (2005) و تیرهای فولادی بر اساس آیین نامه (AISC-LRFD (2005) طراحی شده اند. در طراحی قاب ها، معیار SCWB که معیار کنترل کننده طراحی ستون ها است، رعایت شده و ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی تغییر شکل برای قاب ها بر اساس IBC 2006، برای قاب های خمشی مرکب ویژه، به ترتیب برابر با ۸ و ۵/۵ در نظر گرفته شده است. همچنین در معرفی غیرخطی هندسی اعضای قاب اثرات $P-\Delta$ مربوط به اعضای ستون و نیز اثرات $P-\Delta$ مربوط به رفتار کلی قاب اعمال گردیده است. در این تحقیق، ستون های بتن مسلح با استفاده از مقاطع فیبری انعطاف پذیر مدل سازی گردیده اند. مقطع فیبری ستون های بتن مسلح بر اساس سه نوع مصالح تعریف می گردد که شامل بتن محصور شده، بتن محصور نشده و آرماتورهای مسلح کننده فولادی می باشد.



شکل ۴- ابعاد قاب های طراحی شده RCS

که برابر با نسبت مجموع مقاومت های خمشی اسمی ستون های متصل به اتصال به مجموع مقاومت های پلاستیک مورد انتظار تیرهای متصل به اتصال است. مدل های مصالح مختلفی در OpenSees وجود دارد. سه مدلی که برای مدل سازی قاب RCS به کار رفته عبارتند از مدل پسماند فولادی برای مدل سازی تیرهای فولادی، مدل پسماند بتنی برای مدل سازی ستون های بتنی و مدل پسماند سه خطی برای مدل سازی رفتار اتصال مختلط. حالت های مختلفی در OpenSees برای نشان دادن رفتار غیرخطی المان های تیر-ستون وجود دارد. یکی از آن ها المان انعطاف پذیری است که قابلیت جذب پلاستیسیته گسترده با مقاطع فیبری در تعدادی نقاط انتگرال گیری در طول عضو را دارد. این المان انعطاف پذیر در OpenSees به عنوان NonlinearBeamColumn شناخته می شود.

اتصال مختلط در OpenSees با استفاده از المان اتصال دو بعدی (ElementJoint2D) (شکل (۳)) مدل می شود که قادر به در نظر گرفتن اثرات محدود ابعاد اتصال (عمق تیر و پهنای ستون) و تغییر شکل های آن می باشد. برای مدل سازی دقیق رفتار اتصالات مختلط RCS، فنر داخلی اتصال باید هر دو تغییر شکل شکست تکیه گاهی قائم و شکست برشی را نشان دهد. شکست برشی دارای خصوصیتی مشابه با مدل مصالح Steel02 می باشد. این مکانیزم که شامل تسلیم جان تیر فولادی و توسعه ستونک های بتنی قطری است، دارای رفتار حلقه های پسماند گسترده و پایدار است. شکست تکیه گاهی، پاسخ پسماند باریک تری نشان داده و شامل خردشدگی موضعی بتن و پیدایش شکاف هایی در بالا و پایین بال های تیر فولادی می شود. برای مدل سازی این مکانیزم، مدل مصالح Hysteretic استفاده می شود.

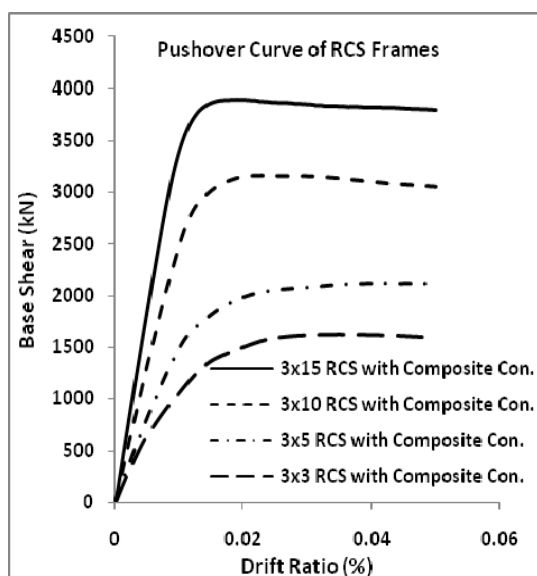


شکل ۳- المان استفاده شده برای اتصال RCS [۷]

- ضریب اهمیت اشغال: $I = 1$.
- شتاب طیفی متناظر با پریود 0.2 ثانیه (پریود کوتاه)، $S_s = 1.5 s$.
- شتاب طیفی متناظر با پریود 1 ثانیه: $S_1 = 0.6 s$.
- طبقه طراحی لرزه ای: D_{max} .
- نوع خاک بستر: D .

برای اطمینان از مدل سازی های غیرخطی انجام شده توسط نرم افزار OpenSees و انجام تحلیل های غیرخطی استاتیکی، می بایست صحت سنجی لازم انجام گیرد. برای صحت سنجی، از مدل آزمایشگاهی قاب خمشی مختلط سه طبقه سه دهانه مورد آزمایش توسط Cordova و Deierlein استفاده شده است. با مقایسه منحنی های به دست آمده با نتایج آزمایش، مطابقت خوبی بین نتایج آزمایش و مدل سازی غیرخطی انجام شده توسط نرم افزار OpenSees مشاهده گردیده است.

رفتار قاب ها با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده^۱ ارزیابی می شود. در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آن جا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی (مرکز جرم بام)، به مقدار مشخصی به نام تغییر مکان هدف برسد و یا سازه فرو ریزد. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده برای قاب های مورد مطالعه، بر اساس توزیع بار جانبی بر مبنای شکل مود اول جانبی قاب ها، در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵- منحنی ظرفیت قاب های طراحی شده RCS

بتن پوشش، که در خارج آرماتورهای برشی (خاموت ها) قرار دارد، به صورت محصور نشده در نظر گرفته می شود و پس از رسیدن به مقاومت خردشدگی سریعاً شروع به خرد شدن می نماید. بتن هسته در تمامی جهات توسط آرماتورهای طولی و برشی محصور شده خواهد بود و در حالت شکل پذیری بیشتر قرار خواهد گرفت. نواحی محصور شده و محصور نشده هر دو توسط مصالح بتن Concrete02 در OpenSees مدل گردیده اند. برای مصالح بتنی مورد استفاده در مدل ها، از بتن با مقاومت فشاری 28 روزه معادل 28 مگاپاسکال استفاده شده است. فولاد مورد استفاده در آرماتورهای بتن مسلح دارای حد تنش تسلیم معادل 400 مگاپاسکال و حد تنش نهایی 560 مگاپاسکال می باشد.

مقطع فیبری مورد استفاده برای تیرهای فولادی I شکل، شامل مصالح فولادی می باشد. مصالح فولادی تیر و همچنین آرماتور، در OpenSees توسط مدل مصالح Steel02 مدل سازی گردیده است. مقاومت تسلیم مصالح فولاد یا بایستی از طریق مقادیر اندازه گیری شده از یک آزمایش کشش یا به عنوان مقاومت تسلیم مورد انتظار، $R_y F_y$ ، به دست آمده باشد. پارامتر R_y توسط توصیه های لرزه ای (AISC (2005)، به عنوان نسبت مقاومت تسلیم مورد انتظار به مقاومت تسلیم اسمی تعریف گردیده و برای فولاد تیپ رده 50 ($F_y = 345 \text{ MPa}$) برابر $1/1$ در نظر گرفته شده است. برای مصالح فولادی تیرها با توجه به زیاد بودن دهانه تیرها و در جهت کاهش ارتفاع، از فولاد St-52 به عنوان مصالح اصلی در تیرهای فولادی استفاده گردیده است. این فولاد دارای حد تنش تسلیم معادل 360 مگاپاسکال و حد تنش نهایی 520 مگاپاسکال می باشد.

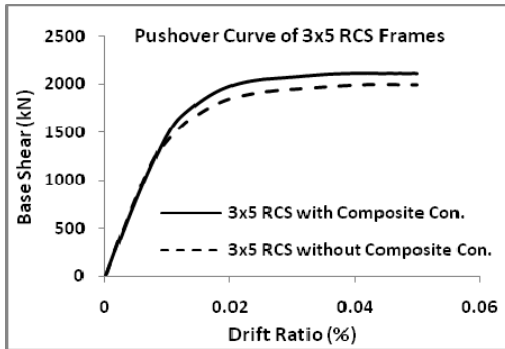
پلان و بافتار اولیه انتخاب شده برای مدل های سازه ای طوری انتخاب گردیده اند که در برگزیده اکثر مشخصه های کلی و پریدهای متفاوت سیستم قاب خمشی مورد مطالعه باشند. همچنین قاب ها بایستی دارای مشخصات زیر باشند:

الف) قاب ها در محدوده قاب های ساختمانی متعارف و معمول باشند؛

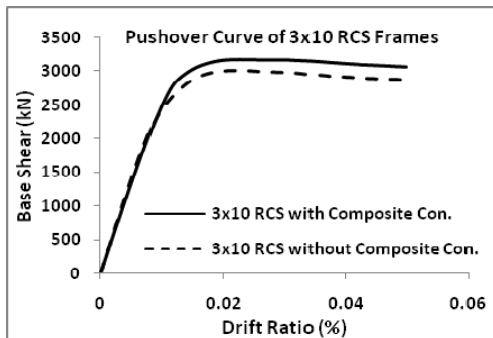
ب) قاب ها محدوده گسترده ای از درجات نامعینی استاتیکی (N_{st}) را پوشش دهند؛

ج) مطابق با توصیه FEMA P695، پریود سیستم های سازه ای انتخاب شده در محدوده بیشتر از T_s و کمتر از 4 ثانیه می باشد؛ همچنین مشخصات کامل لرزه ای به صورت زیر در مدل ها اعمال گردیده است:

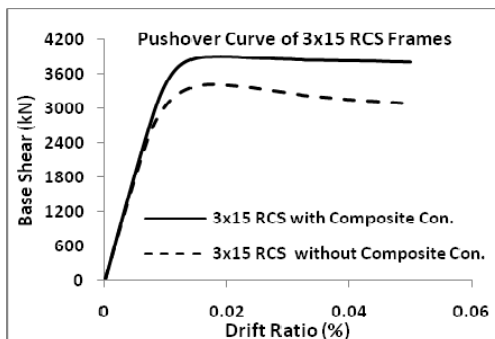
- ضریب رفتار: $R = 8$.



شکل ۷- اثر تغییر شکل اتصال برای قاب ۵ طبقه



شکل ۸- اثر تغییر شکل اتصال برای قاب ۱۰ طبقه



شکل ۹- اثر تغییر شکل اتصال برای قاب ۱۵ طبقه

در ستون آخر جدول (۲) درصد افزایش برش پایه قابل تحمل توسط قاب با در نظر گرفتن مدل سازی اتصال محاسبه گردیده است.

بر اساس این جدول مشاهده می گردد درصد افزایش ظرفیت جانبی قاب های خمشی مختلط RCS با در نظر گرفتن مدل سازی چشمه اتصال حداقل و حداکثر به ترتیب حدود ۵٪ (برای قاب ۱۰ طبقه) و ۱۲٪ (برای قاب ۱۵ طبقه) خواهد بود. این جدول نشان می دهد که مدل سازی اتصال مختلط RCS در پیش بینی افزایش ظرفیت باربری جانبی این قاب ها که در واقعیت و در عمل وجود خواهد داشت، نقش اساسی داشته و

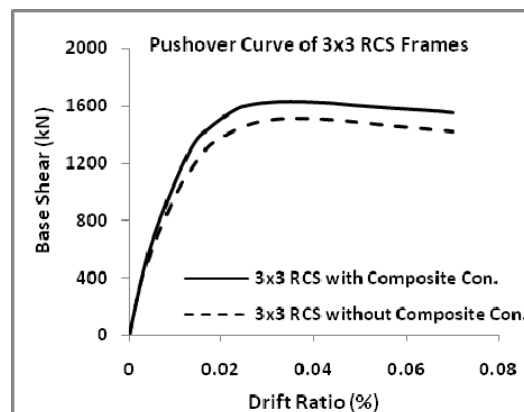
۵- اثر تغییر شکل اتصال روی رفتار کلی قاب ها

به منظور بررسی اثرات تغییر شکل های اتصال روی رفتار لرزه ای این قاب ها، چهار قاب اشاره شده، بدون مدل سازی اتصالات مدل شده اند و با نتایج قاب های شامل اتصال RCS مطابق با شکل (۳)، مقایسه شده اند. نتایج مقایسه تحلیل غیرخطی استاتیکی فزاینده انجام شده و منحنی ظرفیت آن ها و اثر رفتار اتصال روی آن در شکل های (۶) تا (۹) نشان داده شده است.

همان طور که ملاحظه می شود، قاب های RCS با در نظر گرفتن مدل اتصال، دارای ظرفیت جانبی بالاتری نسبت به قاب های RCS بدون مدل سازی اتصالات بوده و با افزایش تعداد طبقات، اختلاف بین ظرفیت نیز بیشتر می شود. قاب های بدون مدل اتصالات، در انتقال از قسمت الاستیک به غیرالاستیک، دارای منحنی تیزتری بوده و سختی اولیه آن ها نیز بیشتر است. مقایسه زمان تناوب اصلی قاب ها در جدول (۱) نشان داده شده است. علی رغم اختلاف کم در زمان تناوب اصلی، اثر اتصال روی پاسخ سازه قابل ملاحظه است. با توجه به شکل های (۶) الی (۹)، در جدول (۲) مقادیر حداکثر برش پایه قابل تحمل توسط قاب های مدل سازی شده در دو حالت با و بدون مدل سازی ناحیه اتصال قاب خمشی مختلط RCS نشان داده شده است.

جدول ۱- مقایسه زمان تناوب اصلی قاب ها

زمان تناوب اصلی (ثانیه)		تعداد طبقه
بدون مدل اتصال	اتصال RCS	
۰/۷۸	۰/۸۲	۳
۱/۲۲	۱/۲۶	۵
۱/۸۸	۱/۹۵	۱۰
۲/۴۳	۲/۴۹	۱۵



شکل ۶- اثر تغییر شکل اتصال برای قاب ۳ طبقه

جدول ۵- مقایسه حداکثر دوران های پلاستیک قاب ۱۰ طبقه

طبقه	اتصال RCS		بدون مدل سازی اتصال		تغییرات دوران پلاستیک	
	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون
۱	۰/۰۰۶۳	۰/۰۱۰۸	۰/۰۰۸۱	۰/۰۰۹۲	٪۲/۲۲	٪۸/۱۷
۲	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۸۴	۰/۰۰۴۹	٪۷/۲۲	٪۲/۲۲
۳	۰/۰۰۷۱	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۸۹	۰/۰۰۳۵	٪۴/۱۹	٪۵/۲۲
۴	۰/۰۰۷۴	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۲۸	٪۹/۱۹	٪۷/۱۶
۵	۰/۰۰۸۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۹۳	۰/۰۰۲۲	٪۱/۱۴	٪۳/۱۷
۶	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۹۵	۰/۰۰۲۱	٪۶/۳۱	٪۴/۱۸
۷	۰/۰۰۸۴	۰/۰۰۱۶	۰/۰۱۰۶	۰/۰۰۱۶	٪۶/۲۰	٪۹/۱۶
۸	۰/۰۰۹۱	۰/۰۰۱۹	۰/۰۱۱۰	۰/۰۰۲۴	٪۱/۱۷	٪۵/۲۲
۹	۰/۰۱۰۲	۰/۰۰۲۲	۰/۰۱۲۱	۰/۰۰۲۶	٪۸/۱۵	٪۷/۱۶
۱۰	۰/۰۱۱۰	۰/۰۰۲۲	۰/۰۱۳۰	۰/۰۰۲۴	٪۹/۱۴	٪۳/۱۷

جدول ۶- مقایسه حداکثر دوران های پلاستیک قاب ۱۵ طبقه

طبقه	اتصال RCS		بدون مدل سازی اتصال		تغییرات دوران پلاستیک	
	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون
۱	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۸۹	۰/۰۰۶۷	۰/۰۰۷۶	٪۳/۲۲	-٪۷/۱۷
۲	۰/۰۰۵۴	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۷۰	۰/۰۰۳۶	٪۸/۲۲	٪۳/۲۲
۳	۰/۰۰۵۹	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۷۳	۰/۰۰۲۹	٪۴/۱۹	٪۰/۱۸
۴	۰/۰۰۶۱	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۷۶	۰/۰۰۲۳	٪۰/۲۰	٪۸/۷۱
۵	۰/۰۰۶۶	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۷۷	۰/۰۰۱۸	٪۲/۱۴	٪۷/۷
۶	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۷۹	۰/۰۰۱۷	٪۶/۳۱	٪۱/۱۳
۷	۰/۰۰۶۹	۰/۰۰۱۳	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۱۳	٪۷/۲۰	٪۹/۲
۸	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۹۱	۰/۰۰۲۰	٪۱/۱۷	٪۵/۲۰
۹	۰/۰۰۸۴	۰/۰۰۱۸	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۲۱	٪۹/۱۵	٪۰/۱۵
۱۰	۰/۰۰۹۱	۰/۰۰۱۸	۰/۰۱۰۷	۰/۰۰۲۰	٪۰/۱۵	٪۳/۷
۱۱	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۲۲	۰/۰۱۱۸	۰/۰۰۲۵	٪۶/۳۱	٪۱/۱۳
۱۲	۰/۰۱۰۴	۰/۰۰۲۰	۰/۰۱۳۱	۰/۰۰۲۳	٪۷/۲۰	٪۷/۱۶
۱۳	۰/۰۱۱۳	۰/۰۰۲۳	۰/۰۱۳۷	۰/۰۰۲۹	٪۱/۱۷	٪۵/۲۰
۱۴	۰/۰۱۲۶	۰/۰۰۲۷	۰/۰۱۵۰	۰/۰۰۳۲	٪۹/۱۵	٪۰/۱۵
۱۵	۰/۰۱۳۷	۰/۰۰۲۷	۰/۰۱۶۱	۰/۰۰۲۹	٪۰/۱۵	٪۳/۷

با کاهش حداکثر دوران های پلاستیک در اعضای تیر و ستون قاب خمشی با اتصالات مختلط، انتظار می رود که تغییر مکان- های نسبی طبقات برای یک بار جانبی مشخص نسبت به قاب خمشی مختلط بدون مدل سازی اتصال افزایش داشته باشد. برای بررسی این موضوع و اثر رفتار اتصال روی تغییر مکان نسبی طبقات، رکورد زلزله Loma Prieta انتخاب و به سطح خطر ۱ (احتمال وقوع ٪۱۰ در ۵۰ سال) مقیاس شده است. مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات، در شکل (۱۰) برای قاب خمشی مختلط ۱۵ طبقه نشان داده شده است.

برای تخمین رفتار مناسب این قاب ها بایستی مدل سازی ناحیه اتصال به نحو مقتضی در نظر گرفته شود.

جدول ۲- مقایسه حداکثر برش پایه قابل تحمل توسط قاب ها با و بدون مدل سازی اتصال

طبقه	اتصال RCS	بدون مدل سازی اتصال	درصد افزایش
۳	۱۶۲۶/۱	۱۵۱۲/۶	٪۶/۹۸
۵	۲۱۱۴/۵	۱۹۹۶/۳	٪۵/۵۹
۱۰	۳۱۶۴/۶	۳۰۱۲/۷	٪۴/۸۰
۱۵	۳۸۹۹/۷	۳۴۲۴/۴	٪۱۲/۱۹

دوران های پلاستیک حداکثر و تغییرات آن ها به ازای جایجایی یکسان (تغییر مکان نسبی کلی حدود ٪۱/۵ در طبقه بام) برای قاب های RCS، در جداول (۳) تا (۶) مقایسه شده اند. در این جداول دوران پلاستیک در تیرها و ستون ها معادل با حداکثر مقدار به دست آمده در دو انتهای عضو در نظر گرفته شده است. همان طور که ملاحظه می شود، در حالتی که مدل سازی اتصال در نظر گرفته می شود، علیرغم افزایش دوران پلاستیک در تکیه گاه ها، در سایر طبقات، دوران های پلاستیک کاهش می یابد. به عبارت دیگر، در حالت کلی به دلیل رفتار اتصال RCS، دوران های تیرها و ستون ها کاهش یافته و شکل پذیری و مقاومت تسلیم قاب ها افزایش می یابد.

جدول ۳- مقایسه حداکثر دوران های پلاستیک قاب ۳ طبقه

طبقه	اتصال RCS		بدون مدل سازی اتصال		تغییرات دوران پلاستیک	
	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون
۱	۰/۰۱۱	۰/۰۱۲	۰/۰۱۳	۰/۰۱۰	٪۲/۱۶	-٪۲/۱۶
۲	۰/۰۱۱	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۰۷	٪۱/۱۴	٪۱/۲۵
۳	۰/۰۱۲	۰/۰۰۴	۰/۰۱۴	۰/۰۰۵	٪۱/۱۶	٪۲/۲۲

جدول ۴- مقایسه حداکثر دوران های پلاستیک قاب ۵ طبقه

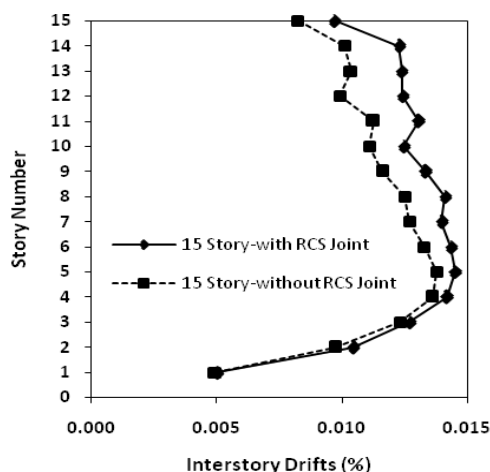
طبقه	اتصال RCS		بدون مدل سازی اتصال		تغییرات دوران پلاستیک	
	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون
۱	۰/۰۰۷	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	٪۴/۱۸	-٪۱/۱۶
۲	۰/۰۱۰	۰/۰۰۶	۰/۰۱۲	۰/۰۰۷	٪۹/۱۶	٪۵/۱۸
۳	۰/۰۱۲	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰	٪۵/۲۲	٪۴/۳۱
۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۶	۰/۰۱۱	۰/۰۰۷	٪۷/۱۶	٪۷/۲۰
۵	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۰۱۰	۰/۰۰۴	٪۳/۱۷	٪۱/۲۴

های پلاستیک و افزایش تغییر مکان نسبی طبقات شده که اثرات آن قابل ملاحظه بوده و نقش مهمی در رفتار قاب دارد. این موضوع بیانگر انعطاف پذیری و شکل پذیری اتصالات RCS نسبت به اتصالات معمولی است.

• با توجه به سه نتیجه فوق، رفتار لرزه ای قاب های خمشی مختلط ویژه RCS متأثر از رفتار اتصالات آنها است. تغییر شکل های ناشی از اتصال روی رفتار کلی قاب قابل ملاحظه بوده و قابل چشم پوشی نمی باشد. بنابر این در صورت چشم پوشی رفتار اتصال RCS در مدل سازی قاب، طرح قاب غیر اقتصادی خواهد بود.

۷- مراجع

- [1] Griffis, L. G., "Some Design Considerations for Composite-Frame Structures", AISC Engineering Journal, 1986, (2), 59-64.
- [2] ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete, "Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, 1994, 120 (8), 2330-2357.
- [3] Sheikh, T. M., Yura, J. A., Jirsa, J. O., "Moment Connections between Steel Beams and Concrete Columns", PMFSEL Report No. 87-4, University of Texas at Austin, Austin, US, 1988.
- [4] Deierlein, G. G., Yura, J. A.; Jirsa, J. O., "Design of Moment Connections for Composite Framed Structures", 1988, PMFSEL Report No. 88-1, University of Texas at Austin, Austin, Tex.
- [5] Kanno, R., "Strength, Deformation, and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns", PhD thesis, Cornell University, US, 1993.
- [6] Parra-Montesinos, G., Wight, J. K., "Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beam-Column Connections", Journal of Structural Engineering, 2001, 127 (1), 1-3.
- [7] Cordova, P. P., Deierlein, G. G., "Validation of the Seismic Performance of Composite RCS Frames: Full-Scale Testing, Analytical Modeling, and Seismic Design", PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, US, 2005.



شکل ۱۰- اثر رفتار اتصال روی تغییر مکان نسبی، قاب ۱۵ طبقه

همان طور که ملاحظه می شود، تغییر مکان نسبی طبقات با در نظر گرفتن تغییر شکل اتصال RCS افزایش می یابد. در قاب ۱۵ طبقه، حداکثر افزایش تغییر مکان نسبی برای قاب با اتصالات بدون مدل سازی و با مدل سازی اتصال در حدود ۲۰٪ می باشد. در نتیجه تغییر شکل های مربوط به رفتار اتصال، باعث افزایش تغییر مکان نسبی طبقات شده و اثرات آن قابل ملاحظه بوده و نقش مهمی در رفتار قاب دارد.

۶- نتیجه گیری

- با توجه به تحقیقات گذشته، قاب های خمشی مختلط ویژه RCS مانند قاب های بتنی و فولادی معمول دارای رفتار لرزه ای مناسبی در مناطق با لرزه خیزی متوسط تا زیاد می باشند. با تحقیق انجام شده در این مقاله نتایج زیر در خصوص مدل سازی قاب های خمشی مختلط RCS و تأثیر مدل سازی اتصال در مدل های کلی قاب، قابل اشاره می باشند:
- برای مدل سازی قاب های خمشی مختلط RCS، بایستی با استفاده از یک نرم افزار مناسب و قابل اعتماد نسبت به مدل سازی ناحیه اتصال مختلط اقدام گردد.
 - مدل قاب های خمشی مختلط RCS با مدل سازی ناحیه اتصال، دارای ظرفیت جانبی بالاتری نسبت به قاب های RCS با اتصالات بدون مدل سازی اتصال بوده و رفتار اتصال RCS، شکل پذیری و مقاومت تسلیم قاب ها را افزایش می دهد.
 - تغییر شکل های مربوط به رفتار اتصال، باعث کاهش دوران-

EXTENDED ABSTRACT

Numerical Modeling of RCS Frames and Effect of Joint Behavior on the Overall Response

M. Hossein Habashizadeh Asl, M. Reza Chenaghlo, Karim Abedi, Hassan Afshin

Civil Engineering Faculty, Sahand University of Technology, Tabriz, Iran

Received: 24 February 2013; **Accepted:** 09 September 2013

Keywords:

RCS composite moment frames, Non-linear static analysis, RCS joints, Capacity curve

1. Introduction

Composite Reinforced Concrete-Steel (RCS) frames which consist of Reinforced Concrete (RC) columns and Steel (S) beams were represented to combine the advantages of pure RC and steel frames. This system permits the primary steel beam to run continuous through the reinforced concrete column. A primary challenge in design of RCS frames was the connection between steel beam and RC column [1]. The results of experimental studies have shown that RCS joints have excellent strength and stiffness [2]. In the present paper, modeling of RCS moment frames and influence of RCS joint behavior on the overall response of these frames are investigated through nonlinear static analysis (Pushover) by comparing with RCS frames without including the modeling of joint behavior. It is concluded that the RCS joints behavior increases lateral load capacity of RCS frames.

2. Methodology

2.1. Verification of analysis

In 2002, a full-scale three-story three-bay composite RCS frame, was conducted in the NCREE laboratory in Taipei, through international collaboration between researchers in Taiwan and the United States, in order to provide a unique data set to validate both computer simulation and seismic design for RCS frames. The models used to simulate the test through inelastic time history analyses were conducted with OpenSees and simulation results were compared to the measured frame response [3]. In order to verify analysis results of this study, Cordova's method was accepted and the mentioned test frame was modeled in OpenSees in order to compare results with Cordova's simulation. Good agreement was obtained between results.

2.2. RCS frames modeling

In this paper, composite RCS joints have been designed using updated ASCE Guidelines [3]. The joint detail shown in Fig. 1 is used for composite joints. The joint detail shown in Fig. 1, is a standard detail for RCS connections and consists of: (1) Face Bearing Plates (FBP) used to mobilize the concrete regions between the beam flanges; (2) two-part U-shaped stirrups passing through holes in the steel web panel; (3) Steel Band Plates (SBP) wrapping around the column regions just above and below the steel beam. The joints are represented with an OpenSees joint2D element that is able to model the finite size and joint kinematics. The deformations and failure mechanisms of the composite joint are represented by two material springs in series. Joint panel shear is governed by very fat hysteretic loops and modeled with steel material model in OpenSees. The joint bearing deformation exhibits a lot of pinching and is modeled using a hysteretic material model. The reinforced concrete columns and the steel beams are designed following provisions for members in RC or steel frames.

* Corresponding Author

E-mail addresses: m_habashi@sut.ac.ir (M. Hossein Habashizadeh), mrchenaghlo@sut.ac.ir (M. Reza Chenaghlo), K_abedi@sut.ac.ir (Karim Abedi), hafshin@sut.ac.ir (Hassan Afshin).

2.3. Case study frames

Four regular RCS frames with three bays are considered which their bay length is 7 m and story height is 4.2 m. The frames are designed for a highly seismic region. The seismic design of frames followed the International Building Code 2006 (IBC, 2006), assuming the frames are located in site class D and stiff soil, with mapped spectral accelerations of $S_s = 1.5g$ and $S_l = 0.6g$ for 5% damping ratio. The frames are assigned to seismic group I and seismic design category D. The response modification factor for RCS frames is considered $R=8$, based on IBC 2006 for special moment frames. Columns are designed based on ACI 318-05 Code (ACI 2005) while beams are designed based on AISC-LRFD (AISC-LRFD 2005). The frames are predesigned using the program ETABS considering that the joints are modeled without the effects of RCS joint behavior. Once the frames are designed, they are modeled with OpenSees including joint behavior to evaluate their seismic response.

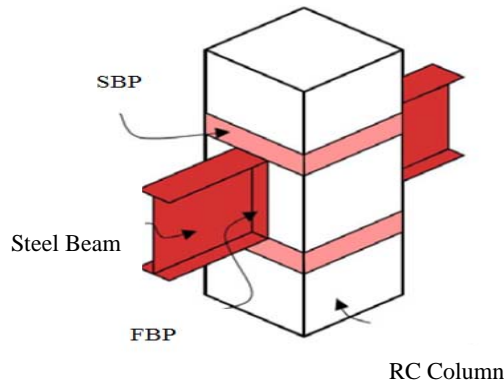


Fig. 1. RCS joint de

3. Results and discussion

3.1. Nonlinear static analysis

Responses of frames are evaluated based on nonlinear static analysis (Pushover). Analysis is carried out for each frame using first modal load pattern and capacity curves are shown in Fig. 2.

3.2. Effect of RCS joint Behavior on the overall response

In order to evaluate the effect of joints deformations on the seismic behavior of RCS frames, the RCS frames are modeled without considering the effect of RCS joint behavior. Pushover analysis is performed and capacity curves of frames are compared to RCS frames including the modeling of composite joints. The results are depicted in Figs. 3-6. As can be observed, RCS frames show higher lateral capacity than frames without modeling of RCS joints, and as the number of story increases, the difference between lateral capacities also increases. Frames in which the modeling of RCS joints is not considered have sharper elastic-to-inelastic transition curves and steeper response in elastic range.

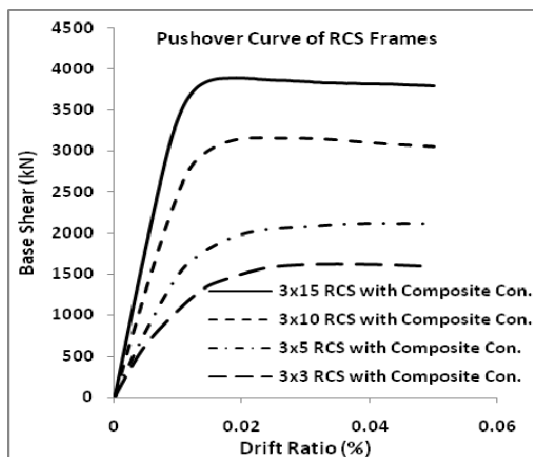


Fig. 2. Capacity curves of RCS frames

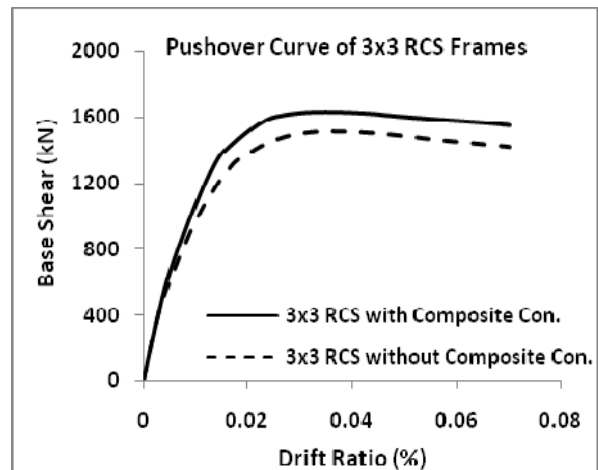


Fig. 3. Effect of joint behavior on overall response of 3 story frame

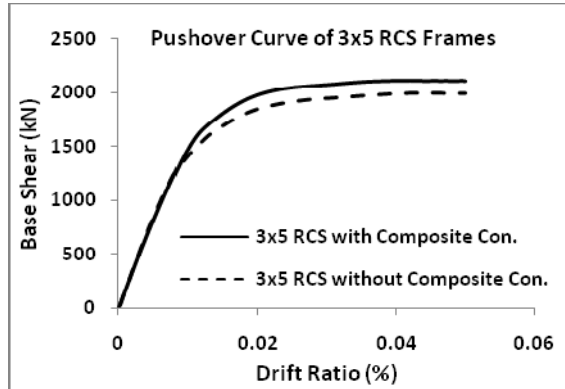


Fig. 4. Effect of joint behavior on overall response of 5 story frame

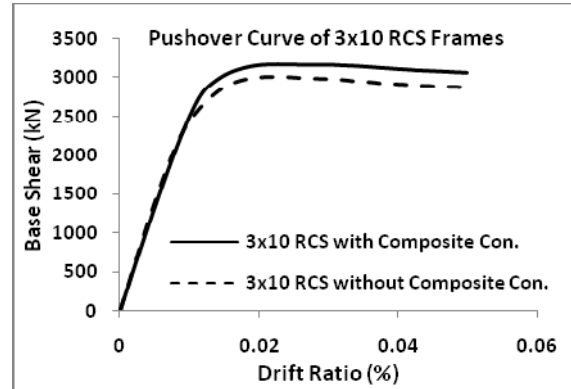


Fig. 5. Effect of joint behavior on overall response of 10 story frame

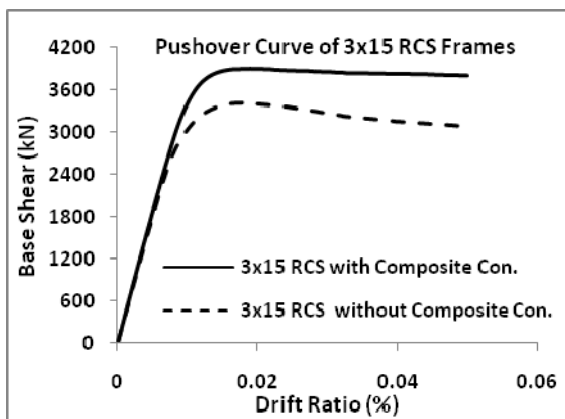


Fig. 6. Effect of joint behavior on overall response of 15 story frame

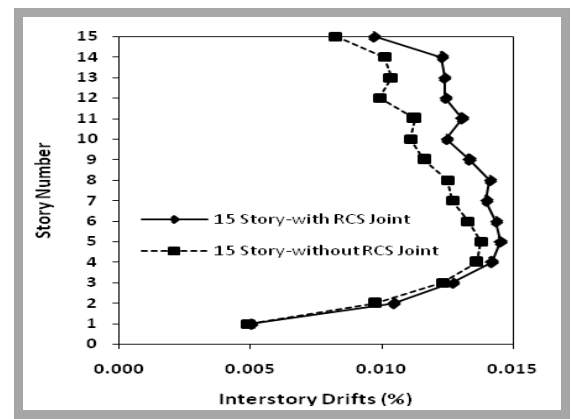


Fig. 7. Effect of joint behavior on story drift of 15 story frame

3.3. Effect of RCS joint Behavior on story drifts

In order to evaluate effect of joint behavior on story drifts, Loma Prieta record is selected and scaled to represent a probability of exceedance of 10%/50 years to compare drifts. The result of 15 story frame is shown in Fig. 7. As can be observed, the maximum interstory drift increases when connection flexibility is considered in the analysis that is an increase of up to 20%. Consequently, RCS joints lead to higher larger drifts due to flexibility of RCS joints.

4. Conclusions

In this paper, numerical modeling of RCS frames and effect of joint behavior on the overall response of these frames is investigated. Results of pushover analysis reveal that RCS frames show higher load capacity and better seismic behavior when RCS joint modeling is considered in the analysis. In fact, behavior of RCS joints escalates the ductility and yield resistance of RCS frames. From the analytical point of view, it is also concluded that joint deformations in RCS frames could eventuate in significant increase in maximum inter-story drift. Consequently, connection flexibility has remarkable influence on seismic response and should be considered in the analyses of these hybrid systems.

5. References

- [1] Kanno, R., "Strength, Deformation, and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns", PhD thesis, Cornell University, US, 1993.
- [2] Sheikh, T. M., Yura, J. A., Jirsa, J. O., "Moment Connections between Steel Beams and Concrete Columns", PMFSEL Report No. 87-4, University of Texas at Austin, Austin, US, 1988.
- [3] Cordova, P. P., Deierlein, G. G., "Validation of the Seismic Performance of Composite RCS Frames: Full-Scale Testing, Analytical Modeling, and Seismic Design", PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, US, 2005.

