

بررسی اثر فولاد کم مقاومت در اتصالات قاب خمشی ۶ طبقه در برابر خرابی پیش رونده

احمد کریمیان

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مهاباد، دانشگاه آزاد اسلامی، مهاباد، ایران

ارسطوارمغانی*

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد مهاباد، دانشگاه آزاد اسلامی، مهاباد، ایران

علاءالدین بهروش

استاد، گروه مهندسی عمران، واحد مهاباد، دانشگاه آزاد اسلامی، مهاباد، ایران

arastoo_armaghani.iau2018@yahoo.com

تاریخ دریافت: ۹۹/۰۱/۱۶ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۰۵/۲۶

چکیده:

اتصالات تأثیر به سزایی در روند استهلاک انرژی در سازه و رفتار آن در برابر بارهای غیرعادی که اغلب منجر به پدیده خرابی پیش رونده می شوند دارند؛ از همین رو به مطالعه تأثیر تغییر مشخصات مکانیکی و هندسی بر روی اتصالات قاب های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش رونده در این تحقیق پرداخته شده است در این راستا پارامترهای متغیر شامل نوع اتصال تیر به ستون (اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته یا RBS و اتصال خمشی یا FF)، نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال تیر به ستون (فولاد نرمه ساختمانی St37 و فولاد با آلیاژ پایین Steel LY 160) و محل حذف ستون در طبقات (بدون حذف و حذف ستون در طبقات همکف، دوم و چهارم) می باشند. تحقیقات بر روی قاب فولادی شش طبقه با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS و روش مسیر جایگزین صورت گرفته است اعتبار سنجی روش المان محدود با استفاده از شبیه سازی عددی یک قاب فولادی انجام شده و تطابق مناسبی مشاهده گردید مهم ترین نتایج حاصل نشان می دهد در قاب هایی که در محل اتصال از فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده شده است بهترین عملکرد از جنبه نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) تیرهای پیرامون محل حذف متعلق به قاب های دارای اتصالات FF است.

کلید واژگان: خرابی پیش رونده، اتصالات تیر به ستون، فولاد با آلیاژ پایین، RBS، FF

۱- مقدمه

نوع اتصال می‌تواند در افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده اثرگذار باشد [۵].

Hashemi Rezvani در سال ۲۰۱۵ در مطالعه‌ای اثر طول دهانه‌ها در قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده را مورد بررسی قرار داد. برای این منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی را بر روی قاب‌های طراحی شده در ناحیه لرزه‌خیزی بالا را در نرم‌افزار OPEN SEES انجام شد. حذف ستون‌ها در طبقه اول از ستون گوشه‌ها و از ستون‌های میانی در ۶ سناریوی مختلف صورت گرفت. نتایج حاصل نشان داد که با افزایش طول دهانه، جابجایی عمودی نقطه جابجا شده افزایش می‌یابد. پس با دو برابر کردن طول دهانه مقدار جابجایی عمودی ۵ برابر می‌شود و همچنین حذف ستون گوشه به نسبت حذف ستون میانی ۲۷٪ تغییر مکان قائم بیشتری دارد پس با افزایش طول دهانه میزان DCR (نسبت فرا ظرفیتی مورد نیاز) افزایش یافته و در نتیجه پتانسیل خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد. [۶]

Wei Wang و همکاران در سال ۲۰۱۶ طی مطالعه‌ای رفتار و عملکرد اتصالات تیر به ستون‌ها با مقاطع مربعی را در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور سه نوع اتصال با مقیاس کامل هم به صورت آزمایشگاهی و هم به صورت نرم‌افزاری به وسیله نرم‌افزار ABAQUS مدل شدند. نتایج حاصل نشان داد که شکست اولیه در بال پایین تیر برای همه نمونه‌ها گسترش می‌یابد [۷].

Bagheripourasil و همکاران در سال ۲۰۱۷ در یک مطالعه‌ی عددی یک روش پیشنهادی به منظور ارزیابی خرابی پیش‌رونده ناشی از بارگذاری انفجاری در ساختمان‌های فولادی دارای قاب‌های خمشی پرداختند. برای این منظور یک ساختمان فولادی ۷ طبقه تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفت و اشاره‌ای ناشی از انفجار در چهار حالت مختلف به اعضای سازه‌ای قرار گرفته در نزدیکی انفجار اعمال شد، نتایج حاصل نشان داد که اگر در هنگام ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده، عامل شروع خرابی، بارگذاری انفجاری در نظر گرفته شود، پاسخ سازه در مقایسه با روش‌های متداولی

خرابی پیش‌رونده به صورت گسترش خرابی در سازه از یک المان به المان دیگر به طوری که در نهایت منجر به خرابی کل سازه یا بخش عمده‌ای از آن میگردد تعریف می‌شود. حوادث یازده سپتامبر در دهه‌های اخیر مهندسان را برانگیخت که در صدد مقابله با پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده برآیند از آنجا که این پدیده در اثر بارهای غیرعادی رخ می‌دهد و این در حالی است که اغلب سازه‌ها تنها در برابر بار زلزله، باد، مرده و زنده طراحی می‌شوند و اثری از بارهای غیرعادی وجود ندارد ولی از اتفاقات قرن اخیر و خسارات عمده‌ی این پدیده مقابله با آن جزئی از اصول مهندسی شده است. [۳-۱]

Kim Jinko و Taewa Kim در سال ۲۰۰۹ قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات مختلف را در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات شامل اتصالات بال جوش شده و جان پیچ شده ($wuf - w$)، بال با ورق پوششی جوش شده ($wcpf$) و اتصال کاهش یافته در مقطع تیر از نوع استخوانی (RBS) بودند که بعد از زلزله توسط محققان پیشنهاد شدند. در این پژوهش ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاصل نشان داد که نسبت دریافت داخلی طبقات در سازه با اتصالات $wcpf$ کمتر از سازه‌های با اتصالات $wuf-w$ و RBS بود. دلیل این موضوع آن است که قسمتی از بال آن‌ها بریده شده بود [۴].

Sadek و همکاران در سال ۲۰۱۰ به صورت محاسباتی و آزمایشگاهی رفتار اتصالات تیر به ستون مونتاژی را تحت سناریوی حذف ستون بررسی کردند که شامل اتصال بال جوش شده و جان پیچ شده و اتصال کاهش یافته استخوانی بودند. آزمایش در هر دو حالت شامل دودنه تیر و سه ستون و اتصال کف ستون‌ها به صورت صلب بود و دو مهاربند مورب که به صورت صلب به بالای هریک از ستون‌های خارجی متصل می‌شدند، بود. جابجایی عمودی روبه پایین ستون به وسیله یک جک هیدرولیکی اعمال شد. بار تحت شرایط کنترل جابجایی تا زمانی که شکست اتصال روی داد اعمال گردید و تطابق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج محاسباتی مشاهده شد. همچنین نتایج حاصل نشان داد که انتخاب

ارتفاع آن برابر $3/20$ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد تمامی دهانه‌ها برابر ۶ متر و ابعاد دهانه باکس راه‌پله برابر ۴ متر هست. سیستم باربر جانبی ساختمان در هر دو جهت X و Y قاب خمشی در نظر گرفته شده است. کف سازه نیز از نوع تیرچه و بلوک فرض شده است و اجزای سازه‌ای از فولاد ساختمانی St37 با تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع انتخاب شده‌اند. ستون‌ها از نوع Box و تیرها از نوع I شکل می‌باشند. ابعاد و خواص مقاطع فولادی در جدول (۲) و خصوصیات مقاطع در جدول (۳) به‌طور خلاصه ذکر شده‌اند ترکیب بار مورد استفاده در بام و طبقات مطابق آیین نامه می باشد.

$$(0.9 \text{ or } 1.2) D + 0.5L + (0.2W_n \text{ or } 0.2S)$$

$$DL \text{ story} = 335, LL \text{ story} = 200 \text{ و } LL \text{ roof} = 150$$

$$DL \text{ roof} = 310 \text{ و}$$

سایز تقریبی المان‌ها با توجه به طول و ابعاد عضو از ۰.۵ تا ۰.۳، انتخاب گردیده است فرضاً برای ورق‌های اتصال جهت بالا بردن دقت و بررسی جزئیات از ۰.۰۵، و برای تیر IPE27 به طول ۶ متر سایز المان را ۰.۳ گرفته ایم در مش بندی نوع المان Hex انتخاب می‌کنیم نوع المان C3D8R می‌باشد که یک المان سه بعدی مکعبی با ۸ گره می‌باشد. به‌منظور بررسی خرابی پیش‌رونده از سناریوی حذف ستون گوشه استفاده شده است. تاریخچه بار-جابجایی متناظر با ستونی که حذف شده، از سازه‌ای که ستون در آن حذف نشد، استخراج گردید و پس از حذف به صورت عکس العمل تکیه‌گاهی، به نقطه محل حذف اعمال شد

که به ارزیابی وقوع خرابی پیش‌رونده می‌پردازند، متفاوت خواهد بود [۳].

Lian Li و همکاران در سال ۲۰۱۸ به بررسی مقاومت قاب‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده پرداختند. برای این منظور از روش اجزاء محدود استفاده گردید. در این مطالعه‌ی شاخص مبتنی بر ظرفیت جهت اندازه‌گیری مقاومت قاب‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده معرفی شد. نتایج حاصل نشان داد که در حالت ناپایداری یک ستون میرایی سازه تأثیرگذاری بیشتری در مقایسه نرخ کرنش مصالح بر روی مقاومت سازه دارد [۸].

Zhang و همکاران (۲۰۱۸) در مطالعه‌ای به بررسی اثر اتصالات نیمه صلب در برابر حذف ناگهانی ستون در قاب‌های فولادی پرداختند. نتایج حاصل نشان داد که اتصال نیمه صلب در توزیع بار نقش تأثیرگذاری دارد و به پارامترهایی نظیر محل و زمان حذف ستون دارد [۹].

۲- معرفی حالات مورد بررسی

پارامترهای متغیر مورد بررسی در مطالعه حاضر شامل نوع اتصال تیر به ستون (اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته یا reduce RBS- beam section connection، اتصال خمشی یا Free Flange connection-FF) نوع فولاد مورد استفاده در محل اتصال تیر به ستون (فولاد ساختمانی St37 و فولاد با آلیاژ پایین steel LY160) و محل حذف ستون در طبقات (بدون حذف ستون و حذف ستون در طبقات همکف، دوم و چهارم) می‌باشند. حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. بررسی‌ها بر روی قاب‌های فولادی شش طبقه که در برابر زلزله طراحی شده‌اند، صورت می‌پذیرد. برای بررسی دقیق خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی ۶ طبقه از روش اجزای محدود استفاده گردیده است. در این مطالعه ابتدا یک ساختمان ۶ طبقه با استفاده از نرم‌افزار ETABS طراحی و سپس با نرم‌افزار ABAQUS مدل شد. به عبارتی در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار Etabs یک ساختمان فولادی ۶ طبقه، بر اساس مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شد. مدل ساختمان اشاره شده دارای پلان یکسانی در طبقات هست و

جدول ۱- معرفی حالت‌های مورد بررسی در این مطالعه

Mode	Column removal scenario	Steel type	Connection type	Contraction
1	----	St 37	RBS	RBS-St37-NR
2	همکف			RBS-St37-RGF
3	طبقه ۲			RBS-St37-RSt2
4	طبقه ۴			RBS-St37-RSt4
5	----	Steel LY160		RBS -LY160-NR
6	همکف			RBS -LY160-RGF
7	طبقه ۲			RBS -LY160-RSt2
8	طبقه ۴			RBS -LY160-RSt4
9	----	St 37	FF	FF-St 37-NR
10	همکف			FF-St 37-RGF
11	طبقه ۲			FF -St 37-RSt2
12	طبقه ۴			FF -St37-RSt4
13	----	Steel LY160		FF -LY160-NR
14	همکف			FF -LY160-RGF
15	طبقه ۲			FF -LY160-RSt2
16	طبقه ۴			FF -LY160-RSt4

RBS و FF به ترتیب اتصال با مقطع کاهش یافته و اتصال خمشی می باشند.
St37= فولاد ساختمانی

LY160= فولاد ساختمانی با تنش تسلیم پایین

NR= بدون حذف ستون

RGF= حذف ستون همکف

RSt2= حذف ستون طبقه دوم

RSt4= حذف ستون طبقه چهارم

جدول ۳- چزییات مقاطع استفاده شده

	Designation	Mass/meter	Depth (mm)	Width (mm)	Web thickness	Flange thickness
Beam section	IPE300	42.2	300	150	7.1	10.7
	IPE270	36.1	270	135	6.6	10.2
Column section	Designation	Mass/meter (Kg/m)	Width (mm)	Thickness (mm)		
	Box400×400×16	191	400	16		
	Box300×300×16	141	300	16		

جدول ۲- نتایج طراحی اعضای ساختمانی فولادی ۶ طبقه

تیر	ستون	طبقات
2IPE 300	Box 40×40×1.6	همکف
2IPE 300	Box 40×40×1.6	۱
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۲
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۳
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۴
2IPE 270	Box 30×30×1.6	۵

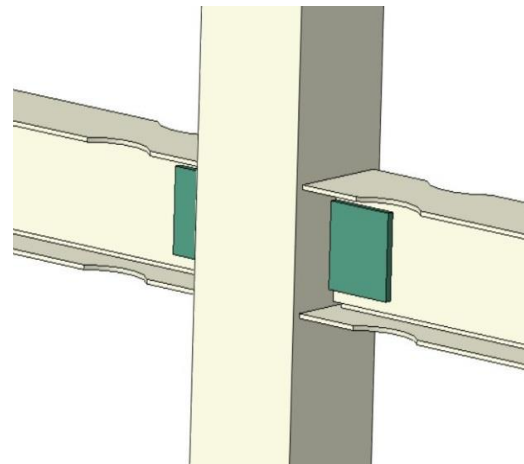
۳- شبیه‌سازی اجزای محدود

یکی از مهم‌ترین مراحل مربوط به شبیه‌سازی‌های عددی، بررسی اعتبار نتایج حاصل از تحلیل آن‌ها از طریق مقایسه با نتایج تجربی و آزمایشگاهی می‌باشد. در مطالعه حاضر نیز، صحت سنجی روش اجزاء محدود به کار رفته، با استفاده از شبیه‌سازی عددی یک قاب خمشی دارای سقف کامپوزیت یک طبقه و یک دهانه، انجام شد. در ادامه ابتدا توضیحات لازم در مورد مطالعه آزمایشگاهی که توسط Guo و همکاران در سال ۲۰۱۳ صورت پذیرفت و صحت سنجی آن در مطالعه حاضر مورد بررسی قرار گرفت ارائه خواهد شد و پس از آن جزئیات مربوط به مدلسازی اجزاء محدود مورد استفاده تشریح می‌گردد.

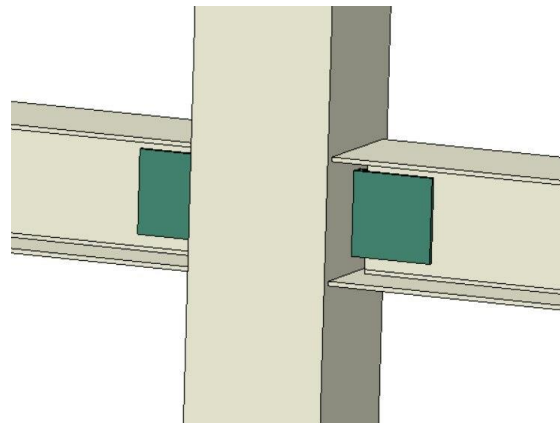
3-1- مطالعه آزمایشگاهی Guo و همکاران

همان‌طور که اشاره گردید، قاب مورد بررسی دارای یک طبقه و چهار دهانه می‌باشد که با مقیاس ۱/۳ در آزمایشگاه ساخته شد. طول هر یک از دهانه‌های قاب برابر ۲ متر و ارتفاع آن نیز ۱/۲۰ متر در نظر گرفته شده است. تیرهای فولادی به‌طور کامل به بال ستون‌ها جوش شده‌اند تا بدین ترتیب اتصالات بین تیر و ستون صلب (گیردار) شود. مقطع تیرها $8 \times 5.5 \times 100 \times H200$ و مقطع ستون‌ها $12 \times 8 \times 200 \times H200$ می‌باشند. عمق و عرض دال‌ها به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۸۰ میلی‌متر می‌باشند. درصد فولاد شبکه مسلح‌کننده نیز ۰/۸۵ درصد در نظر گرفته شده است. میلگردهای طولی مسلح‌کننده با قطر ۱۲ میلی‌متر در دو لایه با فواصل یکسان در امتداد عرض دال قرار گرفته‌اند. همچنین در شبکه میلگردگذاری از میلگردهای عرضی با قطر ۸ میلی‌متر برای جلوگیری از شکست بتن و در جهت عمود بر میلگردهای طولی استفاده شده است. به منظور شبیه‌سازی حذف ستون نیز، ستون میانی فاقد تکیه‌گاه می‌باشد (شکل ۳).

لازم به توضیح است که اتصالات RBS, FF در آیین‌نامه FEMA350 [12] معرفی شده است. مقادیر نیرو، بارهای وارده و همچنین مقاطع مورد استفاده در قاب خمشی فولادی ۶ طبقه پس از طراحی استخراج شدند. سپس اتصالات با توجه به مقادیر اشاره‌شده و ضوابط آیین‌نامه FEMA 350 [12] طراحی شدند. مشخصات این اتصالات در شکل‌های (۱) تا (۲) ارائه شده است که در ورق‌های سبز رنگ از فولاد با آلیاژ پایین استفاده شده است. در ادامه به منظور ارزیابی اثرات استفاده از این اتصالات لرزه‌ای در کاهش خرابی پیش‌رونده قاب‌های فولادی، از نرم‌افزار اجزای محدود ABASQUS استفاده گردید.



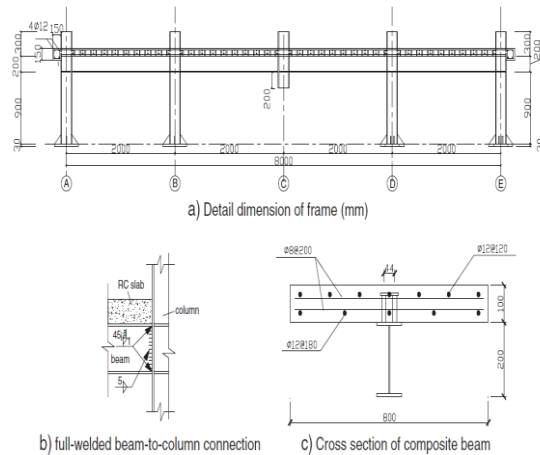
شکل ۱- اتصال RBS



شکل ۲- اتصال FF

جدول ۴- مشخصات مصالح

Se.		f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (10^5 MPa)
Beam	Flange	269	401	1.96
	Web	275	411	2.09
Column	Flange	247	396	2.00
	Web	276	415	1.98
Reinforcement	$\Phi 8$	325	487	-
	$\Phi 12$	331	464	1.95



شکل ۳- جزئیات و ابعاد قاب

رفتار قاب و همچنین دال بتنی روی آن در حین آزمایش ارزیابی و سنجیده شد. برای این منظور یک دستگاه خطی اندازه گیری جابجایی (جابجایی سنج یا LVDT) به صورت قائم در قسمت میانی قاب و در محل ستون C قرار داده شد. همچنین از چهار جابجایی سنج به صورت افقی برای اندازه گیری جابجایی افقی ستون های A، B، D و E استفاده گردید. محل قرارگیری جابجایی سنج ها در شکل (5) نشان داده شده است.

به منظور بارگذاری از یک جک هیدرولیکی با قابلیت بارگذاری ۵۰۰ کیلونیوتن در بالای ستون C با هدف ایجاد بارگذاری قائم متوالی استفاده گردید. همچنین از یک دستگاه اندازه گیری بارگذاری ۱۰۰۰ کیلونیوتنی به منظور سنجش دقیق بارگذاری قائم استفاده شده است. با استفاده از این روش و دستگاه های اشاره شده، بررسی بازتوزیع و انتقال نیروی داخلی پس از حذف ستون میانی قاب، به آسانی امکان پذیر می باشد. بار وارده براساس آیین نامه JGJ 101-96 کشور چین اعمال گردید. در محدوده الاستیک بار قائم با یک گام افزایشی به میزان ۱/۵ (یک پنجم) ظرفیت باربری نمونه ها اعمال گردید. پس از رسیدن قاب به نقطه تسلیم از روش کنترل بار - جابجایی تا هنگامی که قاب به ظرفیت نهایی خود رسید، استفاده گردید.

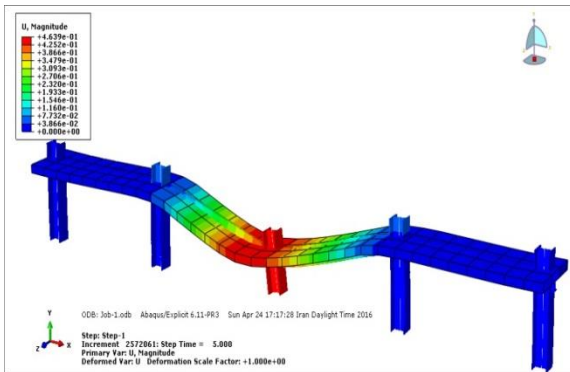
شکل (4) تصویر تیر پس از بتن ریزی را نشان می دهد. مشخصات مصالح در جدول (۴) نشان داده شده است.



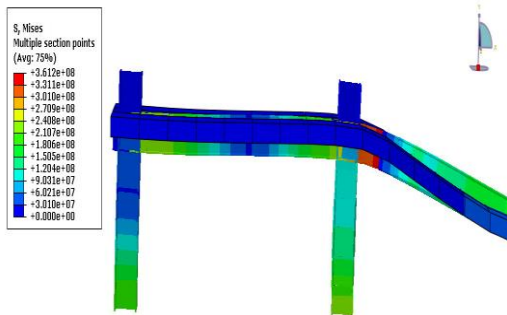
شکل ۴- تصویر تیر پس از بتن ریزی

۱-۲-۳ خروجی های حاصل از تحلیل

در این قسمت خروجی های مربوط به قاب شبیه سازی شده ارائه می گردد.

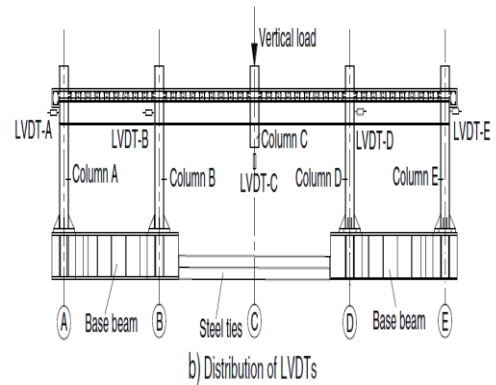


شکل ۷- جابجایی قائم قاب شبیه سازی شده



شکل ۸- کماتش تیر در داخل اتصال B

شکل (۹) نمودار مربوط به بار - جابجایی قاب مدل سازی شده به روش اجزای محدود مورد استفاده در این مطالعه که توسط نرم افزار اجزای محدود ABAQUS انجام شده است، نشان می دهد. همان طور که مشاهده می گردد حداکثر بار برابر ۴۳۰ کیلونیوتن می باشد که تغییر شکل متناظر با آن حدوداً برابر ۴۵۰ میلی متر می باشد.



b) Distribution of LVDTs

شکل ۵- توزیع جابجایی سنج ها در قسمت های مختلف قاب

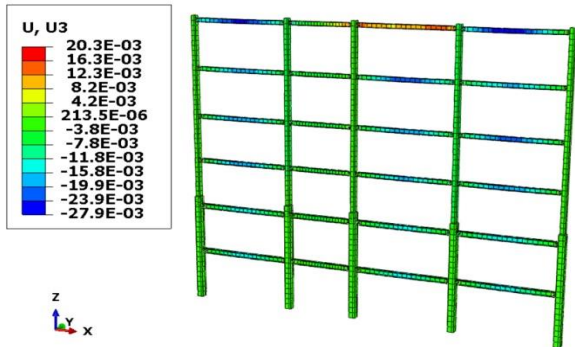
در ادامه در شکل (۶) تصویر قاب پس از آزمایش نشان داده می شود.



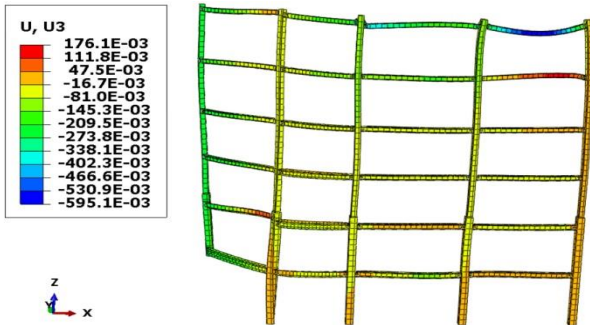
شکل ۶- نمایی کلی پس از انجام آزمایش

۲-۳- صحت سنجی قاب خمشی فولادی ساخته شده توسط Guo و همکاران با استفاده از روش اجزاء محدود:

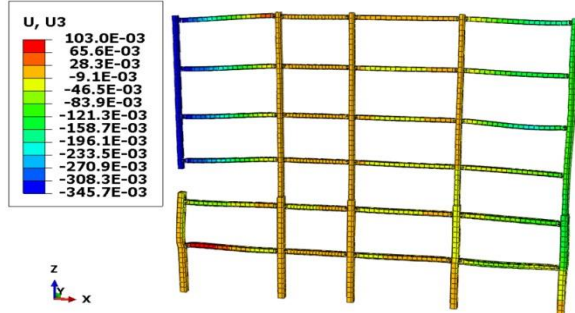
مطالعه اجزای محدود به کمک نرم افزار اجزای محدود ABAQUS انجام گردید. ABAQUS توانایی بررسی مدل های عددی ویژه ای را برای پاسخ غیرخطی بتن تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی دارد. قاب خمشی فولادی ساخته شده در آزمایش Guo و همکاران، به کمک نرم افزار ABAQUS تا لحظه رسیدن به ظرفیت باربری نهایی قاب شبیه سازی گردید.



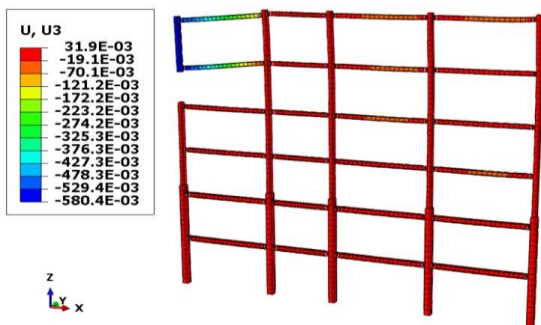
RBS-St37-NR



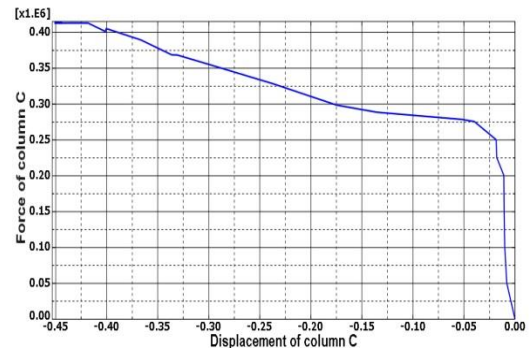
RBS-St37-RGF



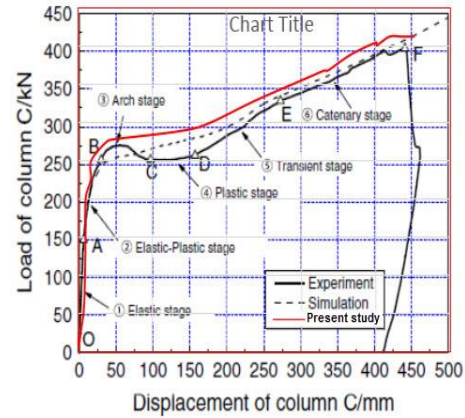
RBS- St37-RSt2



RBS-St37-RSt4



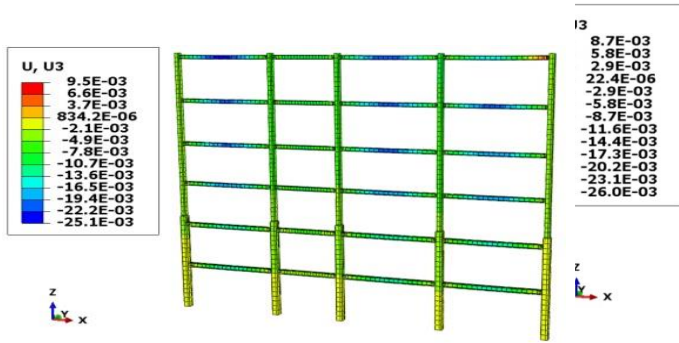
شکل ۹- نمودار بار - جابجایی در روش اجزای محدود (ABAQUS) مورد استفاده در مطالعه ی حاضر



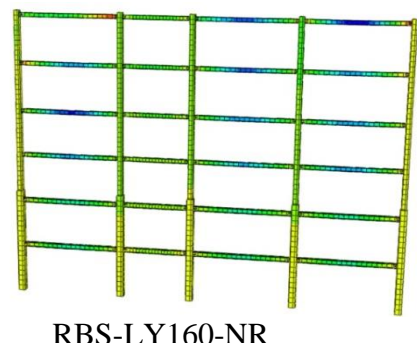
شکل ۱۰- مقایسه بین نمودارهای بار - جابجایی مدل های اجزای محدود و آزمایشگاهی

۴- خروجی حاصل از نرم افزار

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود قاب های ۶ طبقه ارائه شده است. در شکل (11) نیروی ایجاد شده در قاب ها (تیرها و ستون ها) ارائه شده است. در این شکل ها واحد نیرو برحسب نیوتن است.



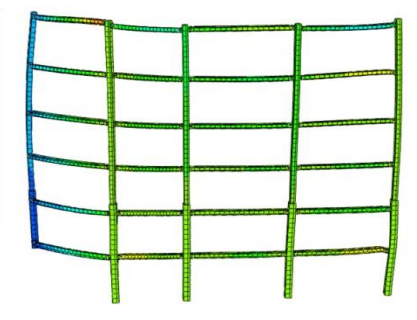
FF -St37-NR



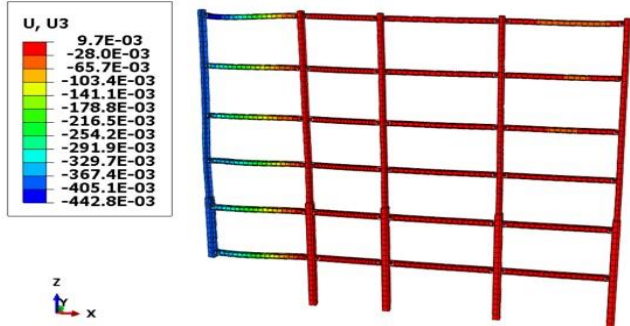
RBS-LY160-NR



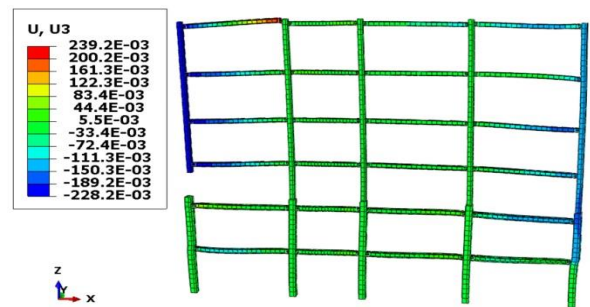
FF -St37-RSt4



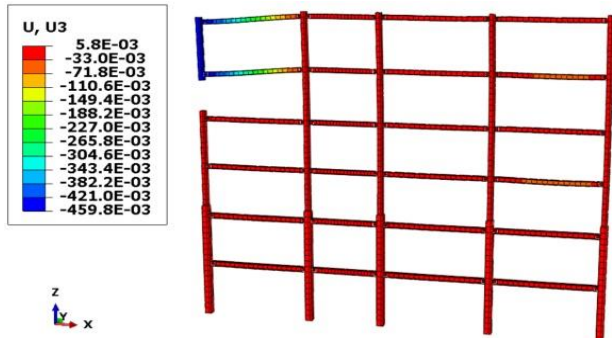
RBS-LY160-RGF



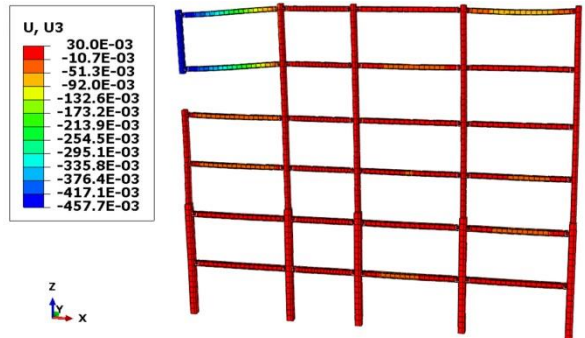
FF -St37-RGF



RBS-LY160-RS2

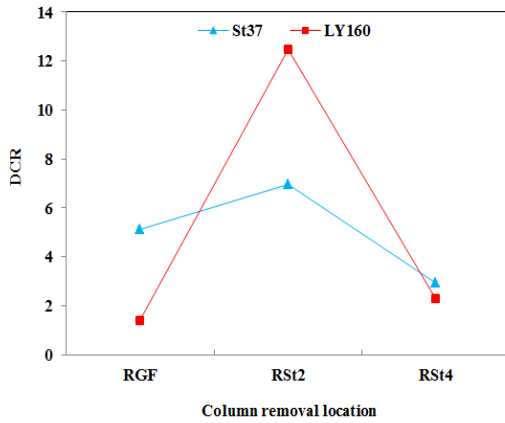


FF -St37-RSt4



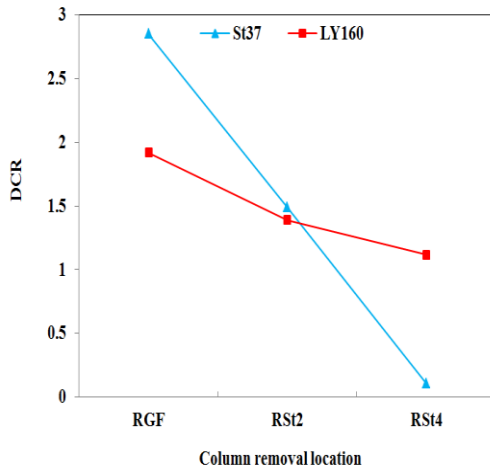
RBS-LY160-RSt4

در شکل (12 و 13) به مقایسه بیشینه DCR تیرهای پیرامون محل حذف برای قاب‌های خمشی فولادی که در آن‌ها در محل اتصال از فولاد St37 و فولاد با نقطه تسلیم پایین استفاده گردیده است، پرداخته شده است. هدف از این مقایسه بررسی نوع اتصال و موقعیت محل حذف است.



شکل ۱۲- مقایسه بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت ایجادشده در تیرهای

پیرامون محل حذف با بررسی نوع فولاد در اتصال RBS

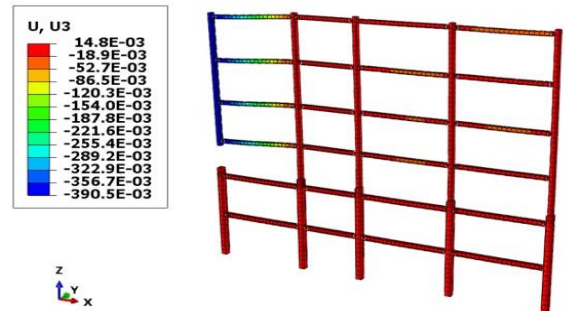


شکل ۱۳- مقایسه بیشینه نسبت تقاضا به ظرفیت ایجادشده در تیرهای

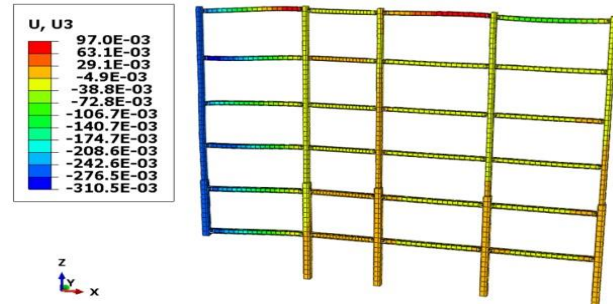
پیرامون محل حذف با بررسی نوع فولاد در اتصال FF



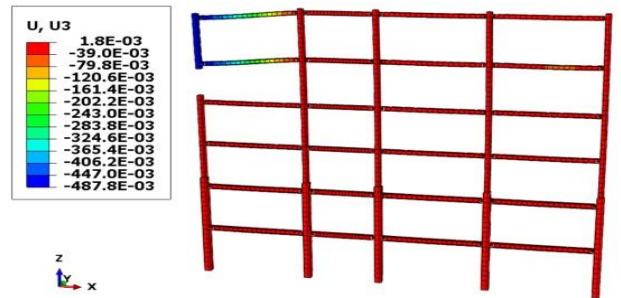
FF – LY160- NR



FF – LY160-RSt2



FF – LY160- RGF



FF – LY160-RSt4

شکل ۱۱- شکل تغییر یافته قاب‌های ۶ طبقه مورد بررسی

۵- نتایج

خرابی پیش رونده بنا به تعریف آیین نامه UFC عبارتند از گسترش یک گسیختگی موضعی از یک المان به المان دیگر که موجب خرابی قسمت بزرگی از سازه خواهد شد [۱۵]. پس از تحلیل نرم افزاری حالات انتخابی نتایج زیر حاصل می شود:

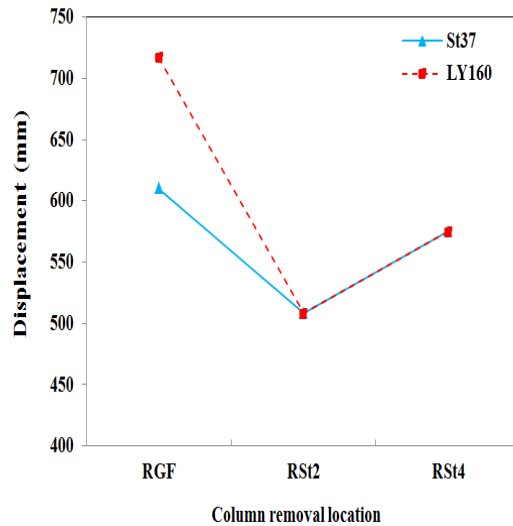
در قاب‌های ۶ طبقه مورد بررسی، اتصالات FF به مراتب عملکرد بهتری دارند و DCR متناظر با آن‌ها در مقایسه با اتصال RBS کمتر شده است. همچنین اتصالات RBS عملکرد ضعیف‌تری دارند؛ به طوری که DCR متناظر با قاب‌های دارای اتصال RBS هنگامی که ستون در طبقه دوم حذف شده است، از مقدار مجاز آیین‌نامه بیشتر شده است.

تغییر در فولاد مورد استفاده در اتصالات RBS تاثیر منفی بر مقادیر DCR دارد و DCR متناظر با آن‌ها از محدوده مجاز آیین‌نامه تجاوز کرده است؛ اما در قاب‌های ۶ طبقه‌ای که از اتصال FF استفاده شده است، تغییر در نوع فولاد می‌تواند بر پاسخ سازه در برابر حذف ستون تاثیر گذار باشد و رفتار آن را تعدیل نموده است.

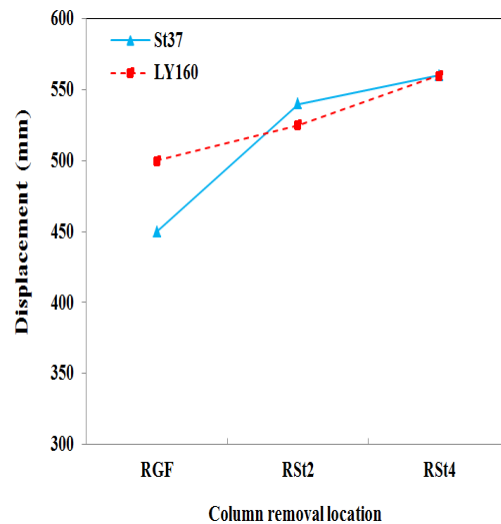
در هر دو حالت استفاده از فولاد St37 و LY-160 کمترین نیروی برشی تیرها در قاب‌های دارای اتصال WFP به وجود آمده است. از این نمودار مجدداً می‌توان به این نتیجه دست یافت که انتخاب اتصال در قاب‌های خمشی فولادی نقش تاثیرگذاری بر رفتار اعضای سازه‌ای نظیر تیرها در برابر خرابی پیش‌رونده دارند و انتخاب درست آن‌ها می‌تواند احتمال وقوع خرابی پیش‌رونده ناشی از فقدان یک یا تعدادی از ستون‌ها را کاهش دهد

بیشینه جابجایی ایجاد شده در محل حذف ستون در قاب‌های ۵ طبقه با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد هنگامی که ستون در طبقات بالاتر قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات FF در قاب ۶ طبقه حذف می‌گردد،

در شکل‌های (14) و (15) به مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب‌های ۶ طبقه که در محل اتصال از فولاد St37 و LY-160 استفاده گردیده، پرداخته شده است.



شکل ۱۴- مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب ۶ طبقه با بررسی نوع فولاد در اتصال RBS



شکل ۱۵- مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در قاب ۶ طبقه با بررسی نوع فولاد در اتصال FF

[7] W.Wang,C.Fang,X.Qin,Y.Chen,L.Li,2016. Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse. *Engineering Structures*,332-347

[8] Li, L. L., Li, G. Q., Jiang, B., & Lu, Y. (2018). Analysis of robustness of steel frames against progressive collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, 264-278.

[9] Zhang, J., Jiang, J., Xu, S., & Wang, Z. (2018, February). An Investigation of the Effect of Semi-rigid Connections on Sudden Column Removal in Steel Frames. In *Structures* (Vol. 13, pp. 166-177). Elsevier.

[10] ABAQUS theory manual. Pawtucket, (2011), R.I: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.; Version 6.11.

[11] ETABS, C. (2015). 15.0. Berkeley. CA: Computers and Structures inc.

[12] FEMA 350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Washington (DC): *Federal Emergency Management Agency*;2000.

[13] Wang Jing-Feng, Li Guo-Qiang. 2007, Testing of semi-rigid steel concrete composite frames subjected to vertical loads. *Engineering Structures* 29-1903–1916.

[14] Fu, F. 2009. Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modelling method. *Journal of constructional steel research*;65:1269-78.

[15] GB50017. Code for design of steel structures. Beijing (China): *China Construction Industry Press*; 2003.

جابجایی بیشتری در محل حذف ستون ایجاد شده است در حالی که این مطلب در اتصالات RBS بر عکس است.

اتصالات FF جابجایی کمتری را در سازه ایجاد می کنند و عملکرد بهتری در برابر خرابی پیش رونده دارند و توانایی بیشتری در انتقال نیروها داشته و خرابی را حدالمقدور محدود می نمایند و در هنگام حذف ستون به تیرهای پیرامونی کمک بیشتری در تحمل تنش های وارده می کنند.

۶- مراجع:

[1] Unified Facilities Criteria (UFC),2009, 4-023-03-*Design of buildings to resist progressive collapse*,Dept of Defense,Washington (DC)

[2].GSA.2003,*Progressive collapse analysis and design guidelines for federal office buildings and major modernization projects*.The U.S.General Services Administration.

[3] Bagheripourasil, M., Mohammadi, Y, & Gholizad, A. (2017). A proposed procedure for progressive collapse analysis of common steel building structures to blast loading. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.21, Issue6, pp.2186-2194.

[4].T.Kim,J.Kim,2009, Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections,*Journal of Constructional Steel Research*, pp.1316-1322

[5] Sadek, F., Main, J. A., Lew, H. S., Robert, S. D., & Chiarito, V. (2009). Testing and analysis of steel beam-column assemblies under column removal scenarios. In *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role* (pp. 1-10).

[6].F.Hashemi Rezvani,A.M.Yousefi,H.R Ronagh,2015. Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames, *Structures*,2015,81-89

Investigation of the effect of low-strength steel on 6-story moment frame connections against progressive collapse

Ahmad karimian

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mahabad branch, Islamic Azad University, Mahabad, Iran

Arastoo armaghani

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Mahabad branch, Islamic Azad University, Mahabad, Iran.

Alaeddin Behravesht

Professor, Department of Civil Engineering, Mahabad branch, Islamic Azad University, Mahabad, Iran.

Abstract

Connections have a significant effect on the energy depletion of the structure and its behavior against unusual loads, which often lead to the phenomenon of progressive deterioration. Therefore, the effect of changing the mechanical and geometric characteristics on the connections in steel moment frames against progressive failure has been studied in this research. In this regard, the variable parameters include the type of beam-to-column connection (reduced beam section connection or RBS, free flange connection FF), the type of steel used at the beam-to-column connection (St37 and Steel LY 160) and the column removal location in different stories (without removing and removing of the columns on the ground, second and fourth stories). Research on a six-story steel frame is performed using ABAQUS finite element software and alternative loads path method. Validation of the finite element method was performed using numerical simulation of a steel frame and a suitable fit was observed. The most important results present that in the frames where low-yielding steel is used at the connection point, the best performance in terms of demand-to-capacity ratio (DCR) of the beams around the removal location belongs to the Free Flange connection frames.

Keywords

Progressive collapse, Steel moment frame, Low-yield strength plates, RBS, FF