

بررسی تأثیر سخت‌کننده‌های عرضی در فیوز برشی روی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های برشی فولادی: اثرات ضریب رفتار، اضافه مقاومت و ظرفیت دوران

پیام اشتری^{۱*}، محمد رهنمون^۲

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان

۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه زنجان

Ashtari@znu.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۹/۰۶/۲۶

تاریخ دریافت ۹۹/۰۱/۲۷

چکیده

سیستم لوله‌ای یکی از سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های بلند است که ستون‌ها در فواصل نزدیک به هم از طریق اتصالات خمشی تیرهای عمیق به یکدیگر در پیرامون ساختمان متصل می‌شوند. ولی با توجه به محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای در مورد نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع کلی تیر، امکان استفاده از این سیستم وجود ندارد. پس ایده استفاده از قاب‌های برشی فولادی همراه با تیرهای غیرمنشوری به عنوان یک جایگزین پیشنهاد شده است. در قاب‌های برشی با توجه به چیدمان سخت‌کننده‌های عرضی تیر پیوند (فیوز برشی)، ظرفیت باربری جانبی می‌تواند از طریق مقاومت کمانشی، مقاومت پس‌کمانشی ناشی از عمل میدان کششی و یا ظرفیت باربری ناشی از تسلیم ورق جان تأمین شود. بنابراین تأثیر چیدمان سخت‌کننده روی متغیرهای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های برشی، شامل ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ظرفیت دوران با نسبت‌های طولی مختلف تیر پیوند که رفتار همگی کنترل شونده توسط برش هستند با استفاده از تحلیل‌های اجزاء محدود بررسی شده است. در انتها نیز متغیرهای ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت در قاب‌های ۳، ۵، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه براساس فاصله سخت‌کننده بهینه برای یک نسبت طولی مشخص ارائه و به منظور سهولت در مدل‌سازی قاب‌های چند طبقه در نرم‌افزار SAP2000، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش معرفی و با نتایج اجزاء محدود مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: پانل برشی فولادی، قاب برشی فولادی، سخت‌کننده عرضی، پارامترهای لرزه‌ای

۱- مقدمه

خمشی، قاب‌های دارای مهاربند واگرا (EBF)، سیستم صفحات فولادی سخت‌شده یا همان پانل‌های برشی در قاب‌های EBF و دیوارهای برشی یا ترکیبی از آن‌ها به عنوان سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های فولادی بسیار رایج است. پانل‌های برشی در سیستم‌های دارای مهاربند واگرا با تیر پیوند

با ارزیابی خسارات وارد شده بر سازه‌ها ناشی از عدم اجرای صحیح، بهره‌برداری نامناسب، عدم رعایت اصول کلی طرح هندسی و... نیاز به معرفی سیستم‌های لرزه‌بر جدید با ضرایب ایمنی مناسب احساس می‌شود. استفاده از قاب‌های

1. Eccentric Bracing Frame(EBF)

بنابراین براساس ضوابط لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا ANSI/AISC 341-16 [4] با علم بر این موضوع که تیرهای پیوند، مقاومت‌های برشی بزرگتری از مقاومت برشی اسمی (V_n) تولید می‌کنند (به دلیل سخت‌شدگی و عدم قطعیت رفتار مصالح)، بیشینه ظرفیت برشی تیرهای پیوند (V_u) مطابق رابطه (۱) تخمین زده می‌شود:

$$V_u = \Omega R_y V_n = \Omega V_e \quad (1)$$

که در آن R_y نسبت مقاومت تسلیم مورد انتظار به مقاومت تسلیم اسمی است و برای فولادهای مختلف براساس نتایج آزمایشگاهی تعیین می‌شود. V_e ظرفیت برشی مورد انتظار (یا واقعی) تیر پیوند و Ω ضریب اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی کرنشی است. براساس بررسی‌های اولیه انجام‌شده توسط پوپوف و همکاران [5] روی قاب‌های EBF، مقدار ضریب اضافه مقاومت برای طراحی قاب‌های EBF را برابر ۱/۵ پیشنهاد دادند. ویژگی مهم دیگر در قاب‌های EBF و SRF قابلیت دوران تیر پیوند است. در تیرهای پیوند زاویه بین تیر پیوند و تیر خارج، به عنوان زاویه دوران کل تیر پیوند (γ) و بخش غیر الاستیک آن (یا پلاستیک) به عنوان زاویه دوران غیر الاستیک تیر پیوند (γ_p) معرفی می‌شود. ظرفیت دوران غیر الاستیک تیر پیوند به عنوان ماکزیمم زاویه دوران غیر الاستیک تعریف می‌شود (این تعریف شامل سهم الاستیک که کمتر از ۰/۰۱ رادیان است، نمی‌شود) که توسط تیر پیوند در طول آزمایش چرخه‌ای برای کمینه یک سیکل کامل بارگذاری قبل از آنکه مقاومت برشی تیر پیوند از یک حدی کمتر شود، تحمل می‌شود. این حد، ۸۰ درصد برش ماکزیمم ثبت‌شده توسط تیر پیوند یا ظرفیت برشی پلاستیکی (V_p) و یا مقاومت برشی اسمی تیر پیوند (V_n) در طول بارگذاری چرخه‌ای در نظر گرفته می‌شود [6-9]. مطالعات آزمایشگاهی روی قاب‌های EBF نشان داده است که ظرفیت دوران تیرهای پیوند به طور قابل توجهی به متغیرهایی مثل نسبت طول تیر پیوند، تاریخچه بارگذاری، فشردگی و سخت‌شدگی جان بستگی دارد [6,10-13].

افقی و قائم، انرژی ورودی را با تغییر شکل پلاستیک زیاد و ماندگار در تیر پیوند مستهلک کرده و از آسیب به سایر المان‌های سازه‌ای جلوگیری می‌کنند [1, 2]. ظرفیت‌های دوران و قابلیت در استهلاک انرژی بالای پانل‌های برشی منجر به ایده قاب‌های مقاوم برشی (SRF) شد. در این سیستم با قوی‌تر کردن تیر در ناحیه اتصال به ستون و تنظیم طول و ارتفاع مقطع قسمت میانی، رفتار قاب به سمت تسلیم برشی سوق داده می‌شود. مطابق شکل (۱) قاب‌های برشی از دو ستون پیرامونی قوی که توسط تیرهای ماهیچه‌ای به تیر پیوند (قسمت هاشور خورده) متصل می‌شوند، تشکیل شده است. یکی از متغیرهای مهم در طراحی پانل‌های برشی، اضافه مقاومت است. به منظور حصول رفتار شکل‌پذیر در قاب‌های SRF، مشابه قاب‌های EBF، مفصل پلاستیک باید در عضو رابط تشکیل شود و اعضای مجاور در محدوده الاستیک باقی بمانند. به عبارت دیگر تیر پیوند مشابه یک فیوز برشی عمل کرده و انرژی لرزه‌ای اعمالی را به صورت پایدار مستهلک می‌کند. بدین منظور براساس مفهوم طراحی براساس ظرفیت، اعضای مجاور باید مقاومتی مازاد بر ظرفیت برشی ماکزیمم تیر پیوند داشته باشند. دلیل اصلی این امر، منظور نمودن عدم قطعیت‌های موجود در مقاومت مصالح و آثار سخت‌شدگی در کرنش‌های بالا است [3]. تخمین مقادیر پایین بیشینه ظرفیت برشی منجر به گسیختگی زودرس اعضای مجاور، تحت زمین‌لرزه‌های شدید می‌شود.

شکل ۱. نمونه‌ای از قاب‌های برشی فولادی تک دهانه

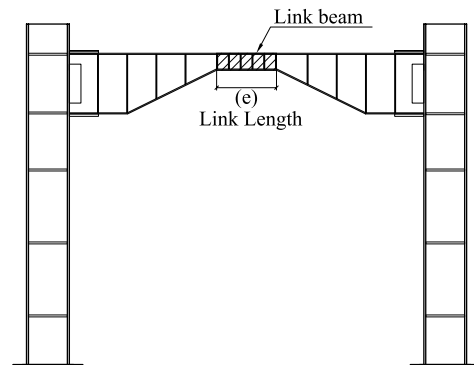


Fig. 1. A typical of one-bay steel SRFs

از میان مقالات مهمی که به بررسی متغیرهای مذکور در قاب‌های EBF پرداخته می‌توان به مقاله آقای آرک در سال

1. Shear Resisting Frame(SRF)

روی متغیرهای عملکرد لرزه‌ای شامل ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ظرفیت دوران تیر پیوند با استفاده تحلیل اجزاء محدود چرخه‌ای و بارافزون در نرم‌افزار ABAQUS بررسی قرار گرفته است. متغیرها در این مقاله فواصل و چگونگی چیدمان سخت‌کننده و نسبت طولی تیر پیوند است. نسبت طولی تیر پیوند با پارامتر ρ مشخص شده و به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$\rho = \frac{e}{(M_p / V_p)} \quad (2)$$

که در آن e ، V_p و M_p به ترتیب طول، مقاومت برشی پلاستیک و خمشی پلاستیک فیوز برشی هست. در آئین‌نامه ضوابط لرزه‌ای آمریکا (ANSI/AISC341-16) مرز بین تسلیم برشی و خمشی با نسبت طولی $1/6$ برای قاب‌های EBF تعریف شده که برای قاب‌های SRF نیز همین معیار در نظر گرفته شده است.

۲- طراحی قاب‌های برشی مطالعه شده

قاب‌های برشی مطالعه شده از قاب کناری مربوط به یک سازه سه‌بعدی با ارتفاع طبقات $3/2$ متر که پلان آن در شکل (۲) نشان داده شده، انتخاب شده است. سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و بر روی زمین نوع II فرض شده است. برای محاسبه نیروی جانبی زلزله از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

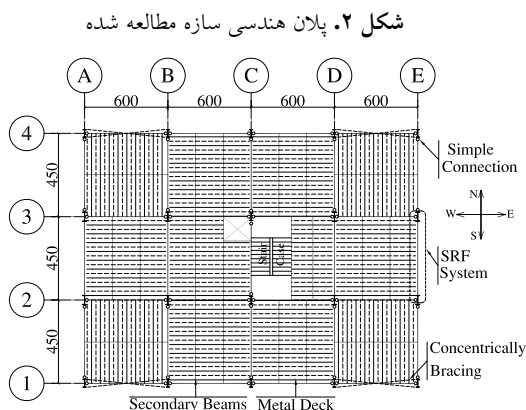


Fig. 2. Plan configuration of the prototype building

ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییر مکان مشابه قاب‌های دارای مهاربند واگرا در استاندارد ۲۸۰۰، به ترتیب برابر ۷ و ۴

۲۰۰۲ اشاره نمود [14]. ایشان یک بررسی آزمایشگاهی روی تیرهای پیوند بال پهن از جنس فولاد A992 با استفاده از پروتکل بارگذاری قدیمی ANSI/AISC341-2002 انجام دادند [15]. مقدار متوسط اضافه مقاومت برابر $1/28$ و از محدوده $1/17$ تا $1/44$ حاصل شد. آزمایش‌های انجام شده توسط ایتانی و همکاران در سال ۱۹۸۸ مقادیر بزرگتر و تقریباً برابر $2/1$ را برای تیرهای پیوند ساخته شده از ورق گزارش دادند [16]. ریچارد و یانگ در سال ۲۰۰۵ به بررسی تأثیر نسبت عرض به ضخامت بال روی ظرفیت دوران تیرهای پیوند بال پهن پرداختند. ایشان مشاهده نمودند که تیرهای پیوند با طول متوسط، کمینه ظرفیت دوران غیر الاستیک مد نظر آئین نامه ANSI/AISC341-2002 را تأمین نمی‌کنند [17]. بارچیا و همکاران در سال ۲۰۰۶ اضافه مقاومت مقاطع IPE و HE مورد شده را بدون سخت‌کننده بررسی کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که در تیرهای پیوند با طول کوتاه و متوسط، تحت بارگذاری بارافزون، اضافه مقاومت برای زاویه دوران $0/1$ و $1/2$ رادیان، به ترتیب برابر $1/6$ و 2 حاصل شد [18]. دانشمند و هاشمی در سال ۲۰۰۲ رفتار عمومی تیرهای پیوند متوسط و بلند ساخته شده از مقاطع IPE و تیورق را بررسی نمودند. هدف اصلی این مقاله بررسی تأثیر فواصل سخت‌کننده و مشخصات هندسی تیرهای پیوند روی ظرفیت دوران غیر الاستیک بود. ایشان به این نتیجه رسیدند که تیرهای پیوند با نسبت طولی $1/8$ تا $2/2$ بدون رعایت الزامات خاصی که در مقاله ذکر شده بود، ظرفیت دوران مد نظر را تأمین نمی‌کنند [19].

در سیستم قاب‌های برشی، چیدمان سخت‌کننده‌های عرضی جان (تعداد و فاصله آن‌ها) نقش بسیار مهمی در عملکرد کلی قاب و استهلاک انرژی ورودی ایفا می‌کنند. سخت‌کننده‌های عرضی تیر پیوند به منظور به تأخیر انداختن کماتش پیچشی جانبی و کماتش برشی بعد از یک دوران مشخص بوده و فاصله حداکثر آن‌ها به مقدار زاویه دوران بستگی دارد. با توجه به اهمیت بالای سخت‌کننده‌های عرضی، در این مقاله، تأثیر چیدمان مختلف سخت‌کننده‌های عرضی با فواصل مختلف در قاب‌های برشی فولادی با تیرهای پیوند خیلی کوتاه و کوتاه

است. در چیدمان سخت‌کننده‌های عرضی بیشترین فاصله سخت‌کننده‌ها براساس آئین‌نامه AISC341-16 برای تیرهای پیوند در قاب‌های EBF انتخاب شده است. طبق بند F3.4 آئین‌نامه AISC341-16 این مقدار برای تیرهای پیوند با تسلیم برشی $d/5 - 30t_w$ است. ضخامت جان فیوز برشی d ارتفاع کلی مقطع فیوز برشی است.

فرض شده است. ترکیبات بار استفاده شده برای طراحی براساس آئین‌نامه بارگذاری آمریکا ASCE7-16 [20] و با در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله برای کل سازه اعمال شده است. از فولاد نرمة ASTM-A36 (Steel D) طبق مشخصات آزمایشگاهی ارائه شده توسط کافمن و همکاران [21] که تقریباً مشابه فولاد St37 است، برای مدل‌سازی استفاده شده

جدول ۱. مشخصات سخت‌کننده قاب‌های برشی با نسبت‌های طولی مختلف فیوز برشی

No	ρ	e (mm)	Stiffeners			No	ρ	e (mm)	Stiffeners					
1	0.5	301.25	5	@	75.31	10	1.4	843.50	9	@	168.70			
			4	@	100.41				8	@	140.58			
			3	@	150.63				7	@	120.50			
2	0.6	261.50	6	@	72.30	11	1.5	903.75	6	@	105.44			
			5	@	90.37				10	@	150.62			
			4	@	120.50				9	@	129.11			
3	0.7	421.75	6	@	84.35	12	1.6	964.00	7	@	100.42			
			5	@	105.43				10	@	160.67			
			4	@	140.58				9	@	133.77			
4	0.8	482.50	7	@	80.33	13	0.5	301.25	7	@	107.11			
			6	@	96.47				5	@	75.31 (Y)			
			5	@	120.50				5	@	75.31 (N)			
5	0.9	542.25	4	@	160.67	14	0.6	361.50	6	@	72.30 (Y)			
			8	@	77.46				6	@	72.30 (N)			
			7	@	90.37				6	@	84.35 (Y)			
6	1	602.50	6	@	108.45	15	0.7	421.75	6	@	84.35 (N)			
			5	@	135.56				16	0.8	482.50	7	@	80.33 (Y)
			4	@	180.75				7	@	80.33 (N)			
7	1.1	662.75	8	@	150.62	17	0.9	542.25	8	@	77.46 (Y)			
			7	@	120.50				8	@	77.46 (N)			
			6	@	100.41				18	1	902.50	7	@	120.50 (Y)
8	1.2	723.00	5	@	86.07	19	1.1	662.75	7	@	120.50 (N)			
			9	@	165.68				7	@	110.46 (Y)			
			8	@	132.55				7	@	110.46 (N)			
9	1.3	783.25	7	@	110.46	20	1.2	723.00	7	@	120.50 (Y)			
			6	@	94.68				7	@	120.50 (N)			
			5	@	82.84				21	1.3	783.25	7	@	130.54 (Y)
8	1.2	723.00	9	@	180.75	22	1.4	843.50	7	@	130.54 (N)			
			8	@	60.15				7	@	140.58 (Y)			
			7	@	120.50				7	@	140.58 (N)			
9	1.3	783.25	6	@	103.28	23	1.5	903.75	7	@	150.62 (Y)			
			5	@	90.37				7	@	150.62 (N)			
			9	@	156.65				24	1.6	964.00	8	@	133.77 (Y)
8	1.2	723.00	8	@	130.54	24	1.6	964.00	8	@	133.77 (N)			
			7	@	111.89									
			6	@	97.90									

* تمامی اندازه‌ها به میلی‌متر می‌باشند.

Table 1. Characteristics of SRFs stiffeners with different length ratios of shear fuses

۳- تحلیل اجزاء محدود

در این مقاله، ابتدا تعداد ۷۴ مدل مطابق جدول (۱) شامل قاب‌های برشی یک طبقه فولادی با طول تیرهای پیوند متفاوت (نسبت طولی ۰/۵ تا ۱/۶) و چیدمان مختلف سخت‌کننده با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS بررسی شد و متغیرهای عملکرد لرزه‌ای آن‌ها شامل ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و قابلیت دوران تیر پیوند استخراج شده است. سپس براساس چیدمان مناسب سخت‌کننده (از لحاظ لرزه‌ای)، پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های برشی ۳، ۵، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه برای یک نسبت طولی مشخص با استفاده از تحلیل اجزاء محدود ارائه شده است. برای آسانی مدل‌سازی در نرم افزار SAP2000 و تخمین اولیه از عملکرد قاب‌های برشی، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش، براساس نتایج اجزاء محدود ارائه و منحنی‌های بارافزون حاصل از دو نرم-افزار ABAQUS و SAP2000 با یکدیگر مقایسه شده است.

تمامی مدل‌ها قابلیت پیش‌بینی زوال سختی و مقاومت ناشی از کماتش اجزای مختلف سازه‌ای شامل بال‌ها و جان و سخت‌کننده‌ها را دارد. برای مدل‌سازی اجزای سازه‌ای از المان پوسته معمولی ۴ گرهی (S4R) که از انتگرال‌گیری کاهش یافته برای حل معادلات استفاده می‌نماید، بهره گرفته شده است. همچنین از حل‌گر استاتیکی برای حل مسائل استفاده شده است. برای مدل‌سازی اتصال جوشی تیر به ستون از اندرکنش نوع "tie" استفاده شده است. با توجه به اهمیت فیوز برشی در پاسخ قاب، بیشترین ابعاد مش برای آن برابر ۱ سانتی‌متر و برای اجزای مجاور شامل تیرهای ماهیچه ای و ستون‌ها برابر ۴ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است برای بررسی آثار مش، قاب برشی یک طبقه با نسبت طولی تیر پیوند برابر ۱ و فواصل سخت‌کننده ۱۲۰/۵۰ میلی‌متر انتخاب شده که نتایج مربوطه در بخش ۶ ارائه شده است. شرایط مرزی اعمالی مطابق شکل (۴) برای مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها، مهار جانبی قاب در جهت عمود بر صفحه و بارگذاری جانبی (به صورت متقارن از دو جهت) در نرم‌افزار منظور شده است.

در شکل (۳) چگونگی چیدمان شماتیک سخت‌کننده‌ها نشان داده شده است.

شکل ۳. چیدمان سخت‌کننده‌ها در فیوز برشی

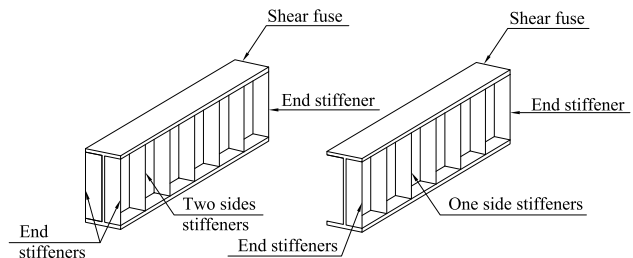


Fig. 3. Stiffeners layout in shear fuse

جدول (۱) مشخصات هندسی فیوزهای برشی شامل نسبت طولی، طول فیوز، تعداد و فواصل سخت‌کننده‌ها را نشان می‌دهد. همچنین قاب‌های برشی مختلف به صورت No-SRFa-b()-c-d نام‌گذاری شده‌اند که No شماره گروه مدل طبق ستون ۱ جدول (۱)، a نشان دهنده نسبت طولی تیر پیوند ضربدر ۱۰، b دوطرفه یا یک طرفه بودن سخت‌کننده‌ها را مشخص می‌کند (II برای سخت‌کننده دو طرفه و I برای سخت‌کننده یک طرفه)؛ c تعداد سخت‌کننده با احتساب سخت‌کننده‌های انتهایی و d نشان‌دهنده فواصل سخت‌کننده‌ها است که با حروف S1 تا S5 مشخص شده‌اند. S1 تا S5 به ترتیب کمترین تا بیشترین فاصله سخت‌کننده را شامل می‌شوند. برای نمونه 4-SRF8-II-4-S3 نشان دهنده قاب برشی با نسبت طولی ۰/۸ و ۴ عدد سخت‌کننده در طول فیوز برشی در دو طرف جان با فواصل ۱۲۰/۵۰ میلی‌متر است و 4-SRF8-I(Y)-4-S1 نشان دهنده همان قاب با سخت‌کننده‌های یک طرفه میانی با فواصل ۸۰/۳۳ میلی‌متر و دوطرفه انتهایی است. اگر حرف N به جای Y نوشته شود یعنی سخت‌کننده‌های انتهایی نیز فقط در یک طرف جان قرار دارند. شماره‌های ۱ تا ۱۲ به صورت سخت‌کننده دو طرفه بوده و شماره‌های ۱۳ تا ۲۴ به صورت سخت‌کننده یک طرفه با (Y) یا بدون (N) سخت‌کننده انتهایی دو طرفه هستند.

استفاده شده است. این پارامترها شامل تعداد بک استرس^۱ برای در نظر گرفتن تعداد جابه‌جایی‌های سطح تسلیم در حالت کینماتیک، تنش تسلیم اولیه (σ_0)، بیشینه افزایش سایز سطح تسلیم (Q_∞) و نرخ افزایش سطح تسلیم (b) است. بک استرس همچنین تحت عنوان تنش جابه‌جایی که حرکت سطح تسلیم در فضای تنش‌های اصلی را تعیین می‌کند، شناخته شده است. به بیان دیگر فاصله بین مرکز سطح تسلیم انتقال یافته و اولیه به عنوان بک استرس در سخت‌شدگی کینماتیک تعریف می‌شود. سخت‌شدگی کینماتیک برای یک سطح تسلیم در شکل (۶) نشان داده شده است. پارامتر α_{ij} پارامتر سخت‌شدگی است که تحت عنوان بک استرس یا تنش جابه‌جایی شناخته می‌شود. تعداد بک استرس یا همان تعداد جابه‌جایی‌های سطح تسلیم معمولاً عددی مابین ۵ و ۱۰ اختیار می‌شود که براساس آزمایش‌های چرخه‌ای انجام شده توسط کافمن و همکاران کالیبره شده است. پارامترهای سخت‌شدگی نهایی در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۲. داده‌های منحنی‌های تنش-کرنش اسمی و واقعی

Plastic Strain	True Stress (MPa)	True Strain	Nominal Stress (MPa)	Nominal Strain
0.00	2267.54	0.00095	2265.38	0.00095
0.00158	2560.38	0.00265	2553.60	0.00266
0.00411	2603.91	0.00520	2590.40	0.00522
0.00523	2613.05	0.00633	2596.55	0.00635
0.00808	2609.95	0.00917	2586.11	0.00922
0.24253	5646.49	0.26817	4318.29	0.30757
0.24722	5653.53	0.27277	4303.86	0.31360
0.25190	5659.11	0.27734	4288.45	0.31962

Table 2. Nominal and true values of stress-strain curve

جدول ۳. پارامترهای معرفی شده برای سخت‌شدگی ترکیبی در

ABAQUS			
Number of backstress	σ_0 (Mpa)	Q_∞ (MPa)	b
10	250	138	10

Table 3. Introduced parameters for combined hardening in ABAQUS

1 Back-stress

شکل ۴. المان‌های مرزی قاب‌های برشی در ABAQUS

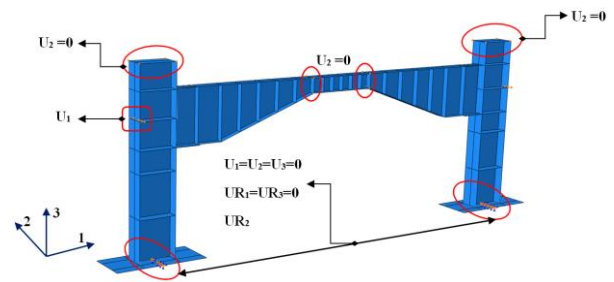


Fig. 4. Boundary conditions of SRFs in ABAQUS

برای مدل‌سازی پلاستیسیته مصالح از منحنی تنش-کرنش فولاد نرمه ASTM-A36 (Steel D) طبق مشخصات آزمایشگاهی ارائه‌شده توسط کافمن و همکاران [21] که تقریباً مشابه فولاد St37 است استفاده شد. تنش تسلیم و نهایی اسمی این نوع فولاد به ترتیب برابر ۲۵۰ و ۴۰۰ مگاپاسکال است. برای مدل‌سازی پلاستیسیته در نرم‌افزار ABAQUS باید از مقادیر تنش-کرنش واقعی مصالح استفاده شود [22]. در شکل (۵) منحنی تنش-کرنش واقعی و اسمی فولاد A36 نشان داده شده است. با توجه به حجم بالای داده فقط تعدادی از داده‌های تنش-کرنش در جدول (۲) نشان داده شده است.

شکل ۵. منحنی تنش-کرنش اسمی و واقعی مصالح A36

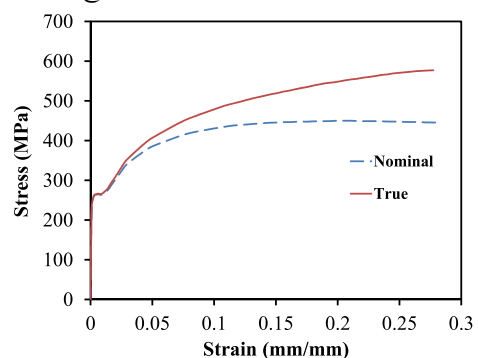


Fig. 5. The nominal and true stress-strain curve of A36 material

یکی از متغیرهای مهم در مدل‌سازی قاب‌های برشی، بحث سخت‌شدگی تیر پیوند است. برای مدل‌سازی سخت‌شدگی، از سخت‌شدگی ترکیبی که هر دو سخت‌شدگی ایزوتروپیک و کینماتیک را در نظر می‌گیرد استفاده شده است. برای کالیبره کردن پارامترهای سخت‌شدگی در نرم‌افزار، از آزمایش‌های چرخه‌ای انجام شده توسط کافمن و همکاران

شکل ۸. نمونه آزمایشگاهی TRF منشوری برای درستی آزمایی



Fig. 8. The experimental sample of prismatic TRF for verification purpose[23]

شکل ۹. نتیجه درستی آزمایی

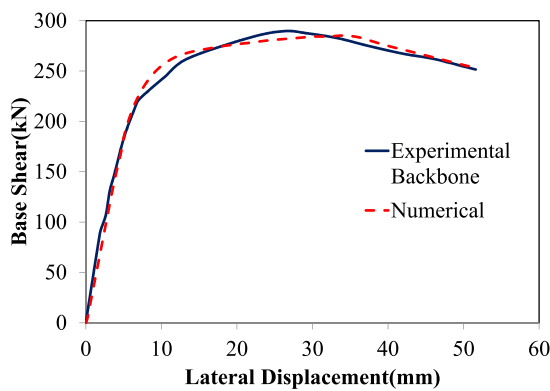


Fig. 9. Verification result

۵- مدل های عددی

۵-۱ تحلیل بارافزون قاب یک طبقه

تمامی مدل‌ها تا جابه‌جایی نسبی ۵ درصد تحت تحلیل بارافزون قرار گرفتند. با توجه به تعداد زیاد خروجی‌ها، به عنوان نمونه نتایج قاب برشی با نسبت طولی ۰/۶ در شکل (۱۰) نشان داده شده است. با توجه به شکل (۱۰) و نتایج تحلیل بارافزون، در قاب‌های برشی با نسبت طولی ۰/۵ تا ۰/۷، به غیر از فواصل سخت‌کننده S1 (کمترین فاصله سخت‌کننده) منحنی بارافزون دچار افت‌های زودرس قبل از جابه‌جایی نسبی ۴ درصد شد. با افزایش نسبت طولی تیر پیوند، فاصله بیشینه آئین‌نامه برای قاب‌های EBF معیار مناسبی برای قاب‌های برشی نیز هست؛ به گونه‌ای که برای کلیه فواصل سخت‌کننده (کمتر از مقدار بیشینه آئین‌نامه) در نسبت‌های طولی ۱/۲ تا ۱/۶، روند افزایشی در منحنی بارافزون تا جابه‌جایی نسبی ۵ درصد مشاهده شد. برای نسبت‌های طولی ۰/۸

شکل ۶. سخت‌شدگی کرنشی؛ یک جابه‌جایی توسط بک استرس

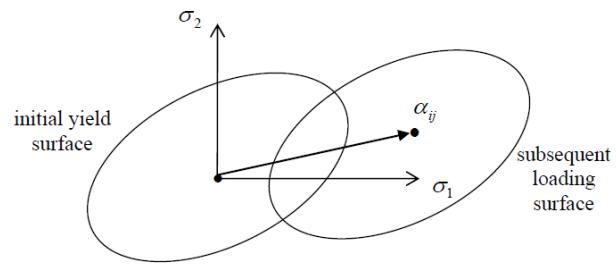


Fig. 6. Kinematic hardening; a shift by the back-stress

برای اعمال بارگذاری چرخه‌ای نیز از پروتکل بارگذاری ارائه شده برای اتصالات قاب‌های خمشی در بخش K2 آئین‌نامه AISC341-16، مطابق شکل (۷) استفاده شده است.

شکل ۷. پروتکل بارگذاری چرخه‌ای

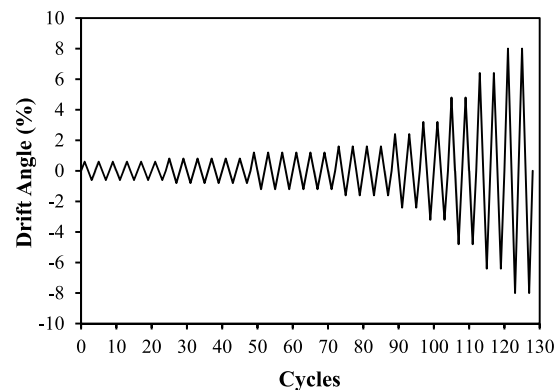


Fig. 7. Cyclic loading protocol

۴- درستی آزمایی عددی

به منظور انجام درستی آزمایی و بررسی درستی مدل سازی پانل‌های برشی از مدل آزمایشگاهی انجام شده بر روی قاب‌های مقاوم T (TRF) با تیرهای منشوری [23] شکل (۸) که یک نمونه مشابه با قاب برشی است، استفاده شد. شکل (۹) نتیجه درستی آزمایی را نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۹) متوسط خطای مابین منحنی آزمایشگاهی و عددی تقریباً برابر ۲ درصد است؛ پس می‌توان نتیجه گرفت نتایج عددی هماهنگی خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته و می‌توان به نتایج مدل‌سازی اطمینان کرد.

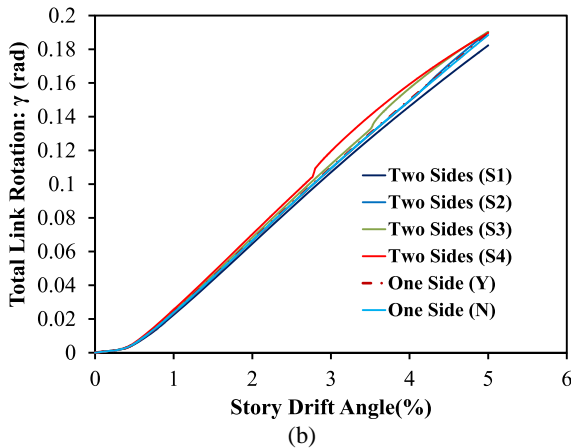
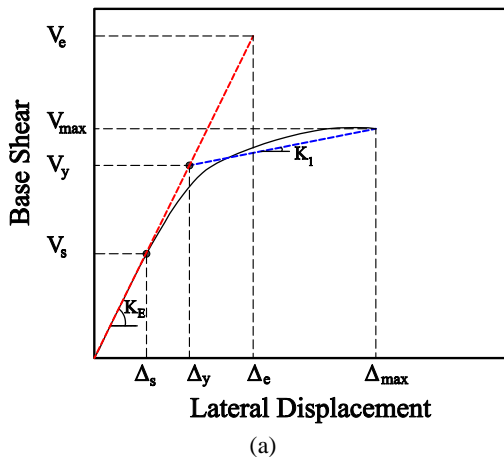


Fig. 10. Pushover results of 1-Story SRF with $\rho = 0.6$. (a) Link shear; (b) Total link rotation versus story drift angle

همچنین منحنی دو خطی ایده‌آل به روش یانگ [25] محاسبه شده است. بدین صورت که منحنی دو خطی با ادامه دادن محدوده الاستیک و به دست آوردن برش پایه تسلیم و سپس وصل کردن آن به برش پایه حداکثر به شکلی که انرژی کرنشی ذخیره شده تغییری ننماید، حاصل می‌شود. در این حالت سطح زیر نمودار بارافزون، معادل سطح زیر نمودار منحنی دو خطی فرض می‌شود (شکل ۱۱). در شکل (۱۲) مقادیر و تغییرات ضریب رفتار برای کلیه مدل‌ها نشان داده شده است. همچنین این مقادیر با مقدار عددی ضریب رفتار ارائه شده برای قاب‌های EBF در استاندارد ۲۸۰۰ و آئین‌نامه ASCE7-16 که به ترتیب مقادیر ۷ و ۸ است، مقایسه شد.

شکل ۱۱. تقریب دو خطی منحنی بارافزون به روش یانگ در ATC19 (الف)



تا ۱/۱ نیز با رعایت فاصله بیشینه آئین‌نامه، تا جابه‌جایی نسبی ۴ درصد، روند افزایشی حاصل شد. ولی اگر هدف جابه‌جایی نسبی ۵ درصد باشد، فاصله بیشینه در آئین‌نامه جوابگو نخواهد بود و باید کاهش داده شود. برای قاب‌های SRF با سخت‌کننده‌های یک طرفه نیز بیشتر افت قبل از جابه‌جایی نسبی ۴ درصد مشاهده شد ولی مقدار افت در مقایسه با مدل‌های دارای زوال مقاومت، شیب خیلی ملایم‌تری داشته که دلیل این امر در فاصله سخت‌کننده‌های آن‌ها هست. همچنین قرارگیری سخت‌کننده‌های انتهایی در دو طرف، تأثیری در مقاومت جانبی و عملکرد تیر پیوند نداشته و تمامی مدل‌ها، رفتاری مشابه با قرارگیری سخت‌کننده در یک طرف تیر پیوند از خود نشان دادند.

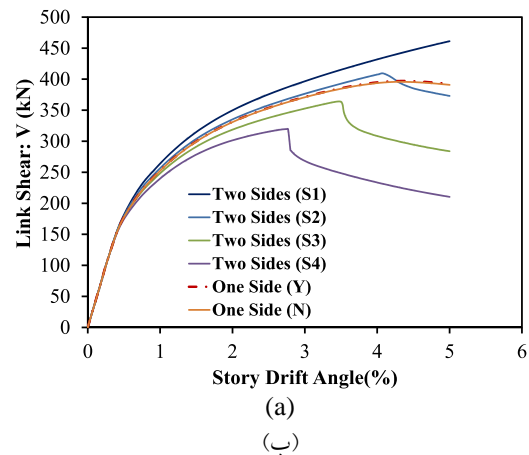
با توجه به تحلیل‌های بارافزون، ضریب رفتار براساس رابطه (۳) موجود در ATC-19 [24] محاسبه شده است.

$$R = R_s R_{\mu} R_R, R_s = \frac{V_y}{V_s}, R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (3)$$

که در آن R_s ، R_{μ} و R_R به ترتیب نشان‌دهنده اضافه مقاومت، متغیر مربوط به شکل‌پذیری و ضریب نامعینی هستند. همچنین V_y ، V_s و V_e به ترتیب برش پایه حد تسلیم، برش پایه حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک و برش پایه حد الاستیک هست.

شکل ۱۰. نتیجه تحلیل بارافزون قاب برشی یک طبقه با $\rho = 0.6$. (الف) برش در تیر پیوند؛ (ب) دوران کلی تیر پیوند نسبت به جابه‌جایی نسبی

طبقه (الف)

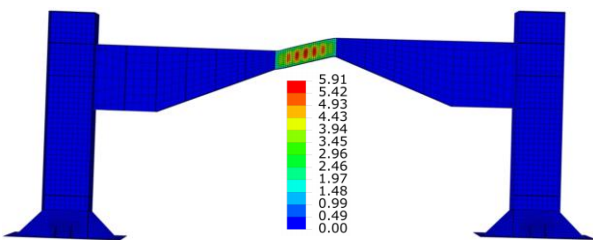


به ترتیب محل برش حداکثر و برش معادل با جابه‌جایی نسبی ۴ درصد را مشخص می‌کنند. خط‌چین قرمز رنگ افقی در چرخه‌های مثبت و منفی نشانگر ۸۰ درصد برش حداکثر هستند. در قاب‌های برشی با نسبت طولی کمتر از ۱ برای دریافت رفتار پایدار، افزایش و بدون افت، به اعدادی خیلی کمتر از مقدار آئین‌نامه در فواصل سخت‌کننده‌های عرضی نیاز داریم. ولی در نسبت‌های طولی بزرگتر از ۱ با رعایت فاصله حداکثر آئین‌نامه تا جابه‌جایی نسبی ۴ درصد رفتاری پایدار و صعودی به دست آمد و در صورت مشاهده افت بعد از جابه‌جایی نسبی ۴ درصد، مقدار این افت کمتر از ۲۰ درصد بود.

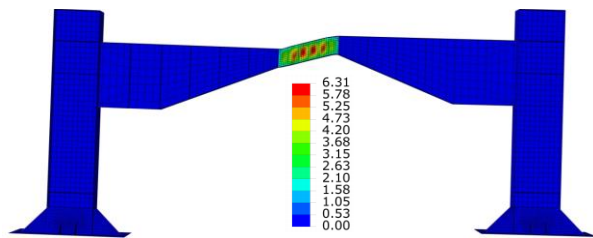
در جدول (۴) مقادیر ظرفیت دوران پلاستیک تیر پیوند، با در نظر گرفتن جابه‌جایی نسبی ۴ و ۵ درصد و ضریب اضافه مقاومت مدل‌های مختلف نشان داده شده است. مقدار ضریب اضافه مقاومت نیز مشابه تحلیل بارافزون برای بیشتر مدل‌ها با فاصله سخت‌کننده کمتر از $30t_w-d/5$ ، بیشتر از ۱/۵ به دست آمد. پس فرض عدد ۲ در طراحی قاب‌های برشی منطقی به نظر می‌رسد. مدل‌های با سخت‌کننده یک طرفه نیز مقادیری نزدیک به مدل معادل با سخت‌کننده دو طرفه از خود نشان دادند.

شکل ۱۳. تغییر شکل نهایی و توزیع کرنش پلاستیک قاب‌های برشی

یک طبقه با نسبت طولی ۱
6-SRF10-II-8-S1 (الف)

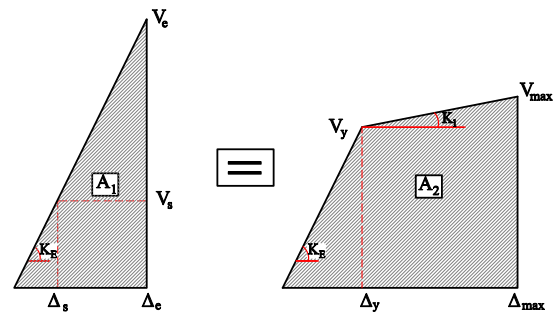


6-SRF10-II-8-S1 (a)
6-SRF10-II-7-S2 (ب)



6-SRF10-II-7-S2 (b)
6-SRF10-II-6-S3 (ج)

(ب)



(b)

Fig. 11. Bilinear approximation of pushover curve based on Ung method in ATC40

۲-۵ تحلیل چرخه‌ای قاب یک طبقه

تحلیل‌های چرخه‌ای روی کلیه مدل‌ها براساس پروتکل بارگذاری رفت و برگشتی اتصالات قاب‌های خمشی (بخش K2 در AISC341-16) در نرم‌افزار ABAQUS انجام شده است. با توجه به تعداد زیاد مدل‌ها و خروجی‌ها، نتایج برخی از مدل‌های مربوط به قاب برشی با نسبت طولی ۱ در این قسمت نشان داده شده است.

شکل ۱۲. مقایسه ضریب رفتار قاب‌های برشی یک طبقه

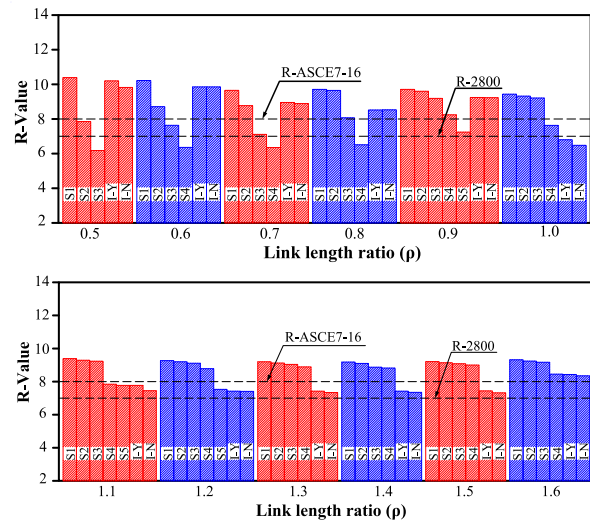


Fig.12. Response modification factor of 1-Story SRFs

در شکل (۱۳) توزیع کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در تغییر شکل نهایی قاب برشی با نسبت طولی ۱ نشان داده شده است. در شکل (۱۴) نیز منحنی هیستریزس مربوط به این حالات به صورت جداگانه ترسیم و با حالت سخت‌کننده یک طرفه مقایسه شده است. در شکل (۱۴) دایره توپر سبز و سیاه

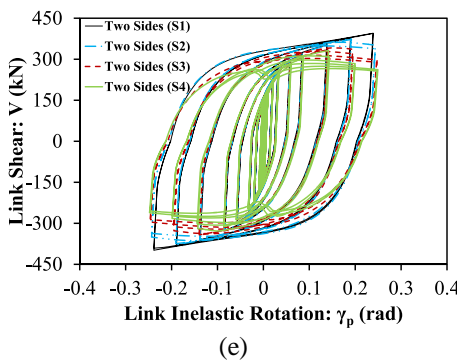
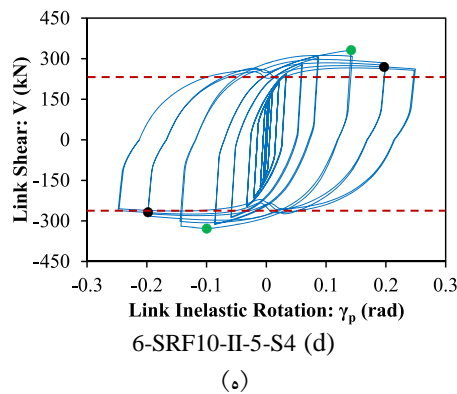
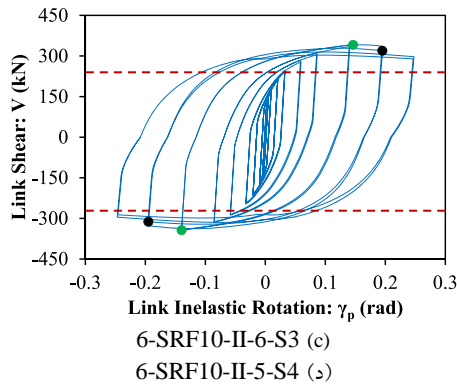
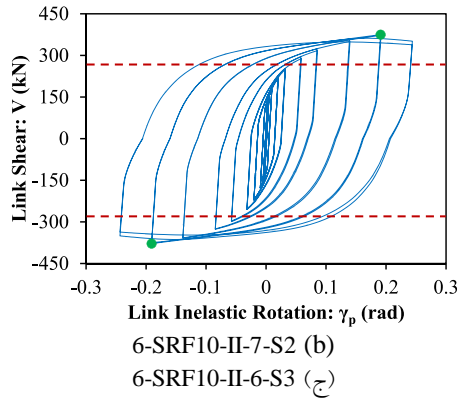


Fig. 14. Hysteresis behavior of 1-story SRFs with two sided-stiffeners and comparison with one-sided and $\rho=1$

در مورد ظرفیت دوران پلاستیک قاب‌های برشی با نسبت‌های طولی کمتر از ۱، چیدمان سخت‌کننده‌ها تأثیر زیادی در رفتار چرخه‌ای قاب‌ها داشته؛ به گونه‌ای که با وجود

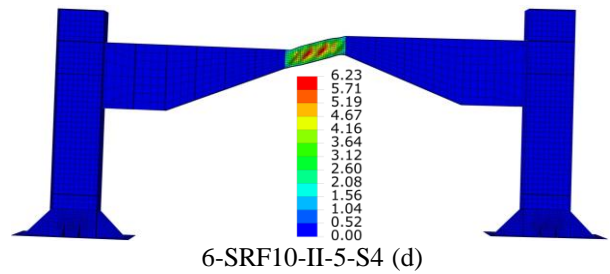
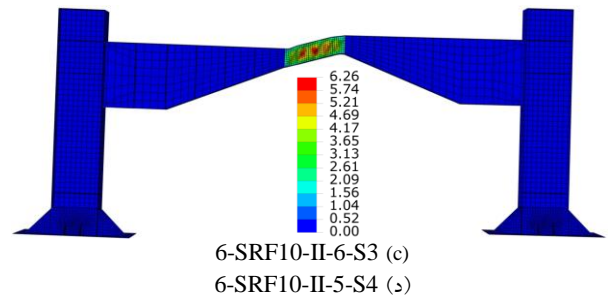
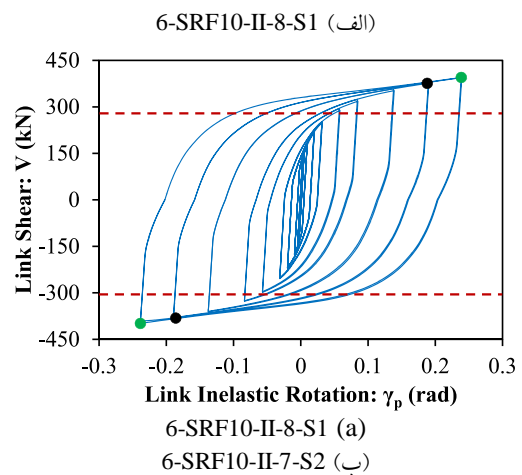


Fig. 13. Ultimate deformation of 1-story SRFs and plastic equivalent strain distribution with $\rho=1$

همچنین استفاده از سخت‌کننده‌های انتهایی دو طرفه منجر به افزایش اندک مقادیر اضافه مقاومت شده ولی در رفتار چرخه‌ای کلی قاب تأثیر چندانی نداشتند و تغییر شکل نهایی قاب و توزیع کرنش پلاستیک معادل در هر دو حالت تقریباً یکسان بود. این مسئله در شکل (۱۴-ه) که پاسخ هیستریزس قاب‌های برشی با سخت‌کننده دو طرفه و یک طرفه مقایسه شده، مشاهده می‌شود.

شکل ۱۴. منحنی هیستریزس قاب‌های برشی یک طبقه با سخت‌کننده دو طرفه و نسبت طولی ۱ و مقایسه با سخت‌کننده‌های یک طرفه



بدین منظور برای آگاهی از رفتار کلی قاب‌ها، در مقابل مقادیر عددی ظرفیت دوران پلاستیک، ستاره‌هایی مشخص شده که تعداد آن‌ها از ۱ تا ۳ تغییر می‌یابد. اعداد ۱، ۲ و ۳ به ترتیب نماینگر عدم افت، افت کمتر از ۲۰ درصد و افت بیشتر از ۲۰ درصد در جابه‌جایی نسبی مربوطه هستند.

رعایت فاصله حداکثر، افزایش فواصل سخت‌کننده منجر به افزایش دوران تیر پیوند همراه با افت‌های قابل توجه در پاسخ هیستریزس قاب‌ها شد. این امر نشانگر سازوکار خرابی نامطلوب در مدل‌های مذکور است.

جدول ۴. مقادیر ضریب اضافه مقاومت قاب‌های برشی یک طبقه حاصل از تحلیل چرخه‌ای

Model	$\Omega = \frac{V_u}{V_n}$	$\gamma_p(4\%)$	$\gamma_p(5\%)$	Model	$\Omega = \frac{V_u}{V_n}$	$\gamma_p(4\%)$	$\gamma_p(5\%)$
1-SRF5-II-5-S1	2.6	0.16 (*)	0.2 (*)	9-SRF13-II-6-S4	1.93	0.15 (**)	0.193 (***)
1-SRF5-II-4-S2	1.76	0.17 (**)	-	10-SRF14-II-9-S1	2.65	0.137 (*)	0.173 (**)
1-SRF5-II-3-S3	1.34	0.19 (***)	-	10-SRF14-II-8-S2	2.40	0.137 (*)	0.173 (**)
2-SRF6-II-6-S1	2.60	0.14 (*)	0.177 (**)	10-SRF14-II-7-S3	1.98	0.14 (**)	0.178 (**)
2-SRF6-II-5-S2	2.39	0.19 (**)	0.24 (***)	10-SRF14-II-6-S4	1.73	0.14 (**)	0.178 (***)
2-SRF6-II-4-S3	1.99	0.23 (***)	-	11-SRF15-II-10-S1	2.62	0.13 (*)	0.16 (*)
2-SRF6-II-3-S4	1.70	-	-	11-SRF15-II-9-S2	2.56	0.127 (*)	0.16 (*)
3-SRF7-II-6-S1	2.66	0.16 (*)	0.203 (**)	11-SRF15-II-8-S3	2.28	0.128 (*)	0.162 (**)
3-SRF7-II-5-S2	2.01	0.206 (**)	0.25 (***)	11-SRF15-II-7-S4	2.02	0.13 (**)	0.164 (**)
3-SRF7-II-4-S3	1.98	0.193 (**)	-	12-SRF16-II-10-S1	2.53	0.116 (*)	0.149 (*)
3-SRF7-II-3-S4	1.29	-	-	12-SRF16-II-9-S2	2.28	0.118 (*)	0.15 (**)
4-SRF8-II-7-S1	2.62	0.176 (*)	0.22 (*)	12-SRF16-II-8-S3	2.10	0.118 (*)	0.15 (**)
4-SRF8-II-6-S2	2.38	0.22 (**)	0.23 (***)	12-SRF16-II-7-S4	2.02	0.12 (**)	0.153 (**)
4-SRF8-II-5-S3	2.24	0.226 (**)	-	13-SRF5-I(Y)-5-S1	2.50	0.17 (**)	0.2 (**)
4-SRF8-II-4-S4	2.01	0.173 (***)	-	13-SRF5-I(N)-5-S1	2.40	0.12 (**)	0.15 (**)
5-SRF9-II-8-S1	2.68	0.194 (*)	0.24 (*)	14-SRF6-I(Y)-6-S1	2.55	0.146(**)	0.18 (**)
5-SRF9-II-7-S2	2.65	0.196 (*)	0.248 (*)	14-SRF6-I(N)-6-S1	2.47	0.142(**)	0.18 (**)
5-SRF9-II-6-S3	2.10	0.196 (**)	0.22 (***)	15-SRF7-I(Y)-6-S1	2.43	0.17 (**)	0.2 (**)
5-SRF9-II-5-S4	1.49	0.2 (***)	-	15-SRF7-I(N)-6-S1	2.42	0.12 (**)	0.17 (**)
5-SRF9-II-4-S5	1.41	0.15 (***)	-	16-SRF8-I(Y)-7-S1	2.37	0.17 (**)	0.22 (**)
6-SRF10-II-8-S1	2.69	0.19 (*)	0.238 (*)	16-SRF8-I(N)-7-S1	1.99	0.18 (**)	0.226 (**)
6-SRF10-II-7-S2	2.61	0.19 (**)	0.24 (**)	17-SRF9-I(Y)-8-S1	2.48	0.2 (**)	0.246 (**)
6-SRF10-II-6-S3	2.27	0.195 (**)	0.246 (**)	17-SRF9-I(N)-8-S1	2.47	0.12 (**)	0.15 (**)
6-SRF10-II-5-S4	2.02	0.199 (**)	0.247 (***)	18-SRF10-I(Y)-7-S3	2.10	0.19 (**)	0.24 (**)
7-SRF11-II-9-S1	2.64	0.173 (*)	0.218 (*)	18-SRF10-I(N)-7-S3	2.01	0.19 (**)	0.24 (**)
7-SRF11-II-8-S2	2.54	0.174 (*)	0.22 (*)	19-SRF11-I(Y)-7-S3	2.25	0.18 (**)	0.22 (**)
7-SRF11-II-7-S3	2.48	0.175 (*)	0.22 (**)	19-SRF11-I(N)-7-S3	2.18	0.18 (**)	0.22 (**)
7-SRF11-II-6-S4	2.11	0.179 (**)	0.226 (**)	20-SRF12-I(Y)-7-S3	2.08	0.165(**)	0.21 (**)
7-SRF11-II-5-S5	1.85	0.18 (**)	0.227 (***)	20-SRF12-I(N)-7-S3	2.04	0.165(**)	0.21 (**)
8-SRF12-II-9-S1	2.67	0.16 (*)	0.202 (*)	21-SRF13-I(Y)-7-S3	2.05	0.18 (**)	0.22 (**)
8-SRF12-II-8-S2	2.57	0.16 (*)	0.204 (**)	21-SRF13-I(N)-7-S3	2.03	0.15 (**)	0.2 (**)
8-SRF12-II-7-S3	2.24	0.166 (**)	0.207 (**)	22-SRF14-I(Y)-7-S3	2.07	0.16 (**)	0.2 (**)
8-SRF12-II-6-S4	1.96	0.169 (**)	0.209 (***)	22-SRF14-I(N)-7-S3	1.94	0.16 (**)	0.2 (**)
8-SRF12-II-5-S5	1.78	0.168 (**)	0.209 (***)	23-SRF15-I(Y)-7-S4	1.83	0.13 (**)	0.16 (**)
9-SRF13-II-9-S1	2.68	0.147 (*)	0.186 (*)	23-SRF15-I(N)-7-S4	1.79	0.13 (**)	0.16 (**)
9-SRF13-II-8-S2	2.47	0.147 (**)	0.189 (**)	24-SRF16-I(Y)-7-S3	1.94	0.12 (*)	0.15 (**)
9-SRF13-II-7-S3	2.15	0.15 (**)	0.19 (**)	24-SRF16-I(N)-7-S3	1.91	0.12 (*)	0.15 (**)

Table 4. Overtrength factor of 1-story SRFs resulted from cyclic loading

دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تخمین‌های اولیه برای طراحی قاب‌های برشی مناسب است.

شکل ۱۵. مقادیر ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت قاب‌های چند

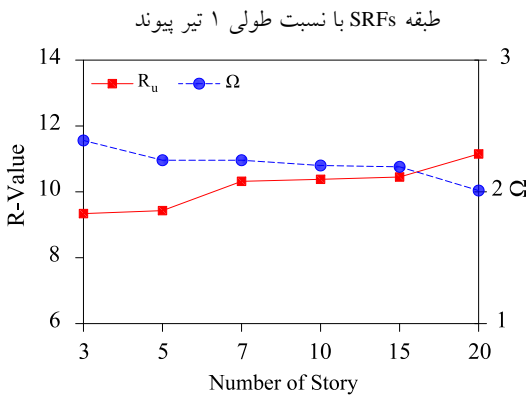


Fig. 15. Response modification and overstrength factor of multi-stories SRFs with link length ratio equal to 1

شکل (۱۶) نیز مقادیر بیشینه قابلیت دوران تیر پیوند قاب-های مورد نظر در طبقه اول را نشان می‌دهد.

طبق بند ۷-۶-۳ دستورالعمل بهسازی آمریکا (ASCE-SEI41, 2017) [26] پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای قاب‌های برشی تخمین زده شده است. در این بخش به دلیل عدم وجود اطلاعات متعدد آزمایشگاهی، جزئیات براساس نتایج تحلیل اجزاء محدود ارائه شده است. براساس تحلیل‌های متعدد چرخه‌ای و بارافزون انجام شده روی قاب‌های SRF با طول دهانه‌های مختلف، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به صورت شکل (۱۷) برای قاب‌های SRF در دو حالت (تیرهای پیوند خیلی کوتاه ($\rho \leq 1.0$) و کوتاه ($1 < \rho \leq 1.6$) پیشنهاد شده است.

شکل ۱۶. قابلیت دوران تیر پیوند بدون افت مقاومت قاب‌های چند طبقه

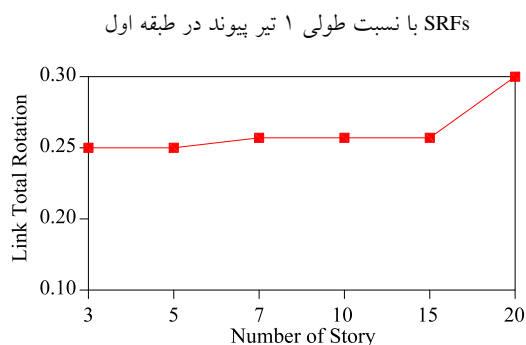


Fig. 16. Link beam capability without the strength loss of multi-stories SRFs with link length ratio equal to 1 in the first story

همچنین سطرهایی که با علامت "-" مشخص شده نشانگر عدم امکان قرائت دوران پلاستیک به دلیل گسیختگی کامل نمونه و عدم تکمیل چرخه مربوطه هستند. بنابراین مدل‌هایی که در مقابل آن‌ها از ۳ ستاره یا نشانگر "-" استفاده شده است از لحاظ لرزه‌ای قابل قبول نیستند. این رفتار بیشتر در نسبت‌های طولی کمتر از ۱ و نمونه‌های با نسبت طولی بزرگتر از ۱ که فاصله سخت‌کننده‌ها در آن‌ها بیشتر از فاصله حداکثر مجاز آئین‌نامه است، مشاهده شد. برای نسبت‌های طولی بزرگتر از ۱، ظرفیت دوران پلاستیک برای فواصل مختلف سخت‌کننده، تقریباً ثابت است. همچنین قاب‌های برشی با سخت‌کننده‌های یک طرفه، ظرفیت‌های دوران بزرگتر و با افت بیشتری نسبت به مدل‌های معادل دوطرفه از خود نشان دادند.

با توجه به نتایج فوق به طور کلی پیشنهاد می‌شود برای قاب‌های برشی با نسبت طولی کمتر از ۱ برای مقاصد طراحی از ضریب اضافه مقاومت ۲/۵ برای نسبت‌های طولی تیر پیوند برابر و بزرگتر از ۱ از ضریب ۲ استفاده شود. همچنین برای به دست آوردن رفتار مناسب لرزه‌ای پیشنهاد می‌شود و برای نسبت‌های طولی کمتر از ۱ از سخت‌کننده‌های عرضی دو طرفه استفاده شود که حداکثر فواصل آن‌ها به $30t_w-d/2$ و برای نسبت‌های طولی بزرگتر به فاصله حداکثر آئین‌نامه محدود شود.

۳-۵ تحلیل بارافزون قاب‌های چند طبقه

با توجه به نتایج حاصل در بخش‌های قبلی و انتخاب فاصله سخت‌کننده بهینه (دوطرفه)، پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های ۳، ۵، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه بررسی شده است. به دلیل تعداد زیاد خروجی‌ها در این بخش به عنوان نمونه، مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و بیشینه قابلیت دوران تیر پیوند بدون افت قابل توجه تحت تحلیل بارافزون برای قاب‌های چند طبقه با نسبت طولی ۱ ارائه شده است. شکل (۱۵) مقادیر ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت را نشان می‌-

۶- بررسی تأثیر ابعاد مش

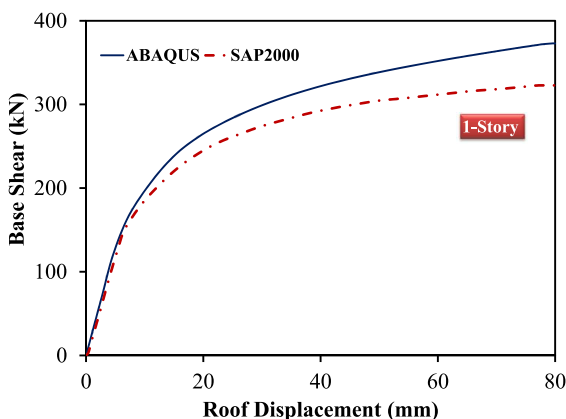
در این بخش به بررسی تأثیر ابعاد مش روی نتایج تحلیل چرخه‌ای پرداخته شده است. بدین منظور به عنوان نمونه، قاب برشی با نسبت طولی ۱ و فواصل سخت‌کننده ۱۲۰/۵۰ میلی‌متر انتخاب شده است. با توجه به اینکه پاسخ قاب وابسته به عملکرد فیوز برشی است؛ پس ابعاد مش در این قسمت کوچکتر انتخاب شده است.

ابعاد مش برای فیوز برشی برابر ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است؛ درحالی‌که ابعاد مش اعضای مجاور حداکثر برابر ۴ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. در یک حالت نیز اندازه ابعاد مش اعضای مجاور برابر ۱۰ سانتی‌متر (۱ سانتی‌متر نیز برای فیوز برشی) انتخاب و با ابعاد ۴ سانتی‌متر کنترل شد. نتیجه تحلیل چرخه‌ای قاب یک طبقه به منظور بررسی آثار اندازه مش به صورت پوش منحنی‌های هیستریزیس در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) نشان داده شده است.

همان‌گونه که مشاهده می‌شود مش‌بندی اعضای مجاور تأثیری در پاسخ قاب مدنظر نداشت. در مورد مش‌بندی فیوز برشی، تا محدوده قبل از تسلیم ابعاد مش تأثیری در رفتار قاب نداشته ولی بعد از این ناحیه و در چرخه‌های بعدی اختلافات ناچیزی با افزایش اندازه مش فیوز برشی مشاهده شد. در حالت کلی پاسخ چرخه‌ای قاب چندان به ابعاد مش حساس نبود.

شکل ۱۸. مقایسه منحنی بارافزون حاصل از دو نرم‌افزار SAP2000 و

ABAQUS



شکل ۱۷. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش استخراجی برای

قاب‌های SRFs

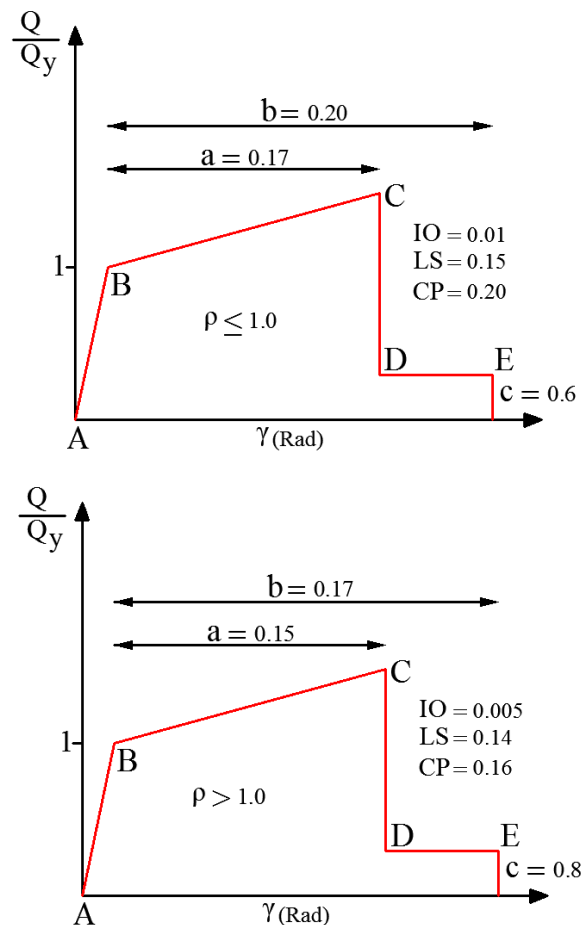


Fig. 17. The extracted modeling parameters and acceptance criteria of SRFs

به منظور بررسی مقادیر پیشنهادی شکل (۱۷)، نتایج تحلیل بارافزون قاب‌های SRF در نرم‌افزار SAP2000 برای کلیه نسبت‌های طولی ۰/۵ تا ۱/۶ با نتایج نرم‌افزار ABAQUS مقایسه شده است. به عنوان نمونه برای نسبت طولی ۱، نتایج قاب‌های ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه در شکل (۱۸) نشان شده است. همان‌گونه که در شکل (۱۸) مشاهده می‌شود، سختی اولیه (الاستیک) در نرم‌افزار SAP2000 درست هماهنگ بر نتایج اجزاء محدود در نرم‌افزار ABAQUS است. با وجود اینکه پس از ناحیه الاستیک اختلاف مقاومت و سختی بین دو نمودار وجود دارد، ولی رفتار کلی قاب‌ها در نرم‌افزار SAP2000 به خوبی پیش‌بینی شده و می‌توان به عنوان تخمین اولیه به نتایج آن اعتماد نمود.

شکل ۲۰. بررسی تأثیر ابعاد مش اعضای مجاور روی پاسخ چرخه‌ای قاب

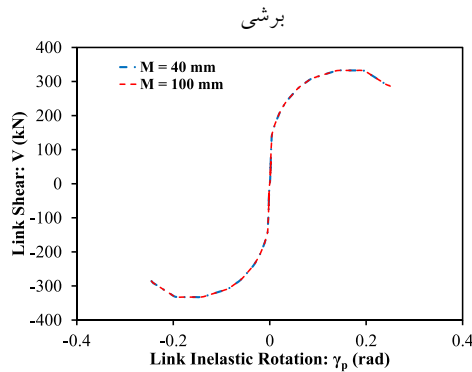


Fig. 20. Evaluation of the mesh size of adjacent members effects on SRFs cyclic response

۷- نتیجه گیری

در این مقاله تأثیر چیدمان سخت‌کننده‌های عرضی در تیر پیوند قاب‌های برشی، روی رفتار لرزه‌ای و متغیرهای عملکرد لرزه‌ای، با استفاده از تحلیل بارافزون و چرخه‌ای در نرم‌افزار ABAQUS بررسی شد. نتایج به دست آمده را می‌توان به شرح ذیل بیان نمود:

۱- برای قاب‌های برشی با نسبت طولی کمتر از ۱، فاصله حداکثر آئین‌نامه برای قاب‌های EBF دست پایین بوده و مقادیر کمتری برای حصول رفتار لرزه‌ای مطلوب باید انتخاب شود. ولی برای نسبت‌های طولی بزرگتر از ۱ این فاصله از لحاظ لرزه‌ای قابل قبول است. بنابراین پیشنهاد می‌شود برای نسبت‌های طولی کمتر از ۱، بیشینه فاصله به مقدار $30t_w - d/2$ محدود شود.

۲- با افزایش فواصل سخت‌کننده، مقدار ضریب رفتار کاهش یافته ولی با انتخاب فاصله مناسب، می‌توان به مقادیر ۹ و ۱۰ نیز دست یافت. همچنین با انتخاب فاصله بهینه در قاب‌های چند طبقه، ضریب رفتار تا مقدار ۱۱ افزایش پیدا کرد. پس به طور میانگین و براساس نتایج تحلیل می‌توان مقدار عددی ۹ را به عنوان ضریب رفتار برای طراحی قاب‌های برشی در نظر گرفت.

۳- ضریب اضافه مقاومت هر یک از قاب‌های برشی با تغییر فاصله سخت‌کننده‌ها، تغییر محسوسی نداشته ولی نتایج حاصل از تحلیل بارافزون و چرخه‌ای، مقادیر بزرگتر از ۱/۵

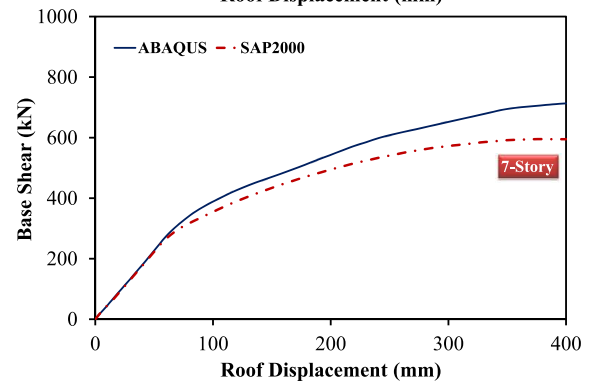
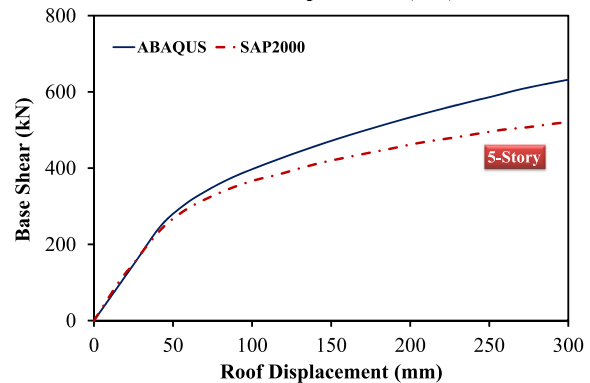
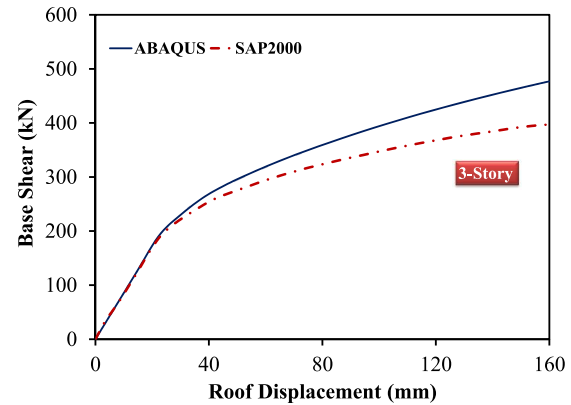


Fig. 18. Comparison of pushover curves resulted from ABAQUS SAP2000

شکل ۱۹. بررسی تأثیر ابعاد مش بر روی پاسخ چرخه‌ای قاب‌های برشی

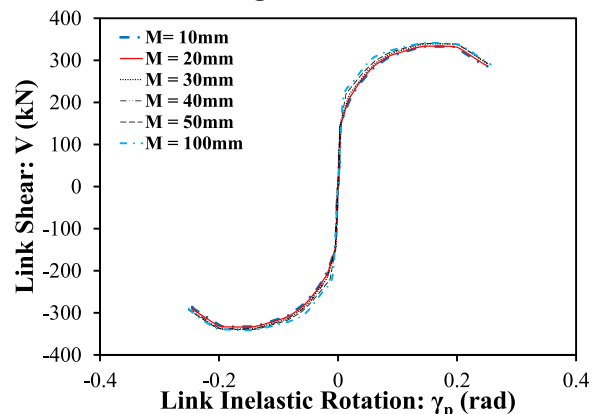


Fig. 19. Evaluation of mesh size effects on SRFs cyclic response

- [3] Taranath B.S. 2005 Wind and earthquake resistant buildings: structural analysis and design. New York: Marcel Dekker.
- [4] AISC341, 2016 Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [5] Popov E.P. and Engelhardt M.D. 1988. Seismic eccentrically braced frames. *J. Constr. Steel Res*, 10, 321-354.
- [6] Ji X., Wang Y., Ma Q. & Okazaki T. 2016 Cyclic behavior of very short steel shear links. *Structural engineering, ASCE*. 142 (2), 1943-541X.0001375
- [7] Okazaki T., Engelhardt M.D., Nakashima M. & Suita, K. 2006 Experimental performance of link-to-column connections in eccentrically braced frames. *Structural engineering, ASCE*, 132 (8), 1201-1211.
- [8] Tremblay R., Christopoulos C. & Mansur N. 2010 Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames. *Int. J. of Struct. Eng. ASCE*, 137 (10), pp.1141-1152, (2011).
- [9] Richards, P.W. and Uang, C.M. "Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity. *Structural engineering, ASCE*, 131 (10), 1546-1552.
- [10] Hjelmstad K.D. & Popov E.P. 1983 Seismic behavior of active beam link in eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-83/15, 1983.
- [11] Engelhardt M.D. & Popov E.P. 1989 Behavior of long links in eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-89/01.
- [12] Kasai K. & Popov E.P. 1986 A study of seismically resistant eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-86/01.
- [13] Whittaker A.S., Uang C.M. & Bertero V.V. 1987 Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure. University of California, Berkeley, UCB/EERC-87/02.
- [14] Arce, G. 2002 Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength of links in eccentrically braced frames. Master's thesis, Austin, Texas: Univ. Texas.
- [15] AISC341, 2002 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago (IL), American Institute of Steel Construction, May 21.
- [16] Itani A. & El-Fass, B.M.D. 1998 Cyclic behavior of shear links in retrofitted Richmond-San Rafael Bridge towers. Proceedings of the 1st world congress on structural engineering, San Francisco, United States, 155-3.
- [17] Richards P.W & Uang C.M. 2005 Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity". *Structural engineering, ASCE*, 131 (10), 1546-52.

۲/۶) در برخی از مدل‌ها با نسبت طولی کمتر از ۱) را ارائه دادند. پس برای مقاصد طراحی پیشنهاد می‌شود این ضریب برای نسبت‌های طولی کمتر از ۱ برابر ۲/۵ و برای نسبت‌های طولی برابر و بزرگ‌تر از ۱، مقدار ۲ در نظر گرفته شود.

۴- چیدمان سخت‌کننده‌ها تأثیر زیادی در رفتار چرخه‌ای قاب‌ها و ظرفیت دوران پلاستیک قاب‌های برشی با نسبت‌های طولی کمتر از ۱ داشته؛ به گونه‌ای که با وجود رعایت فاصله حداکثر آئین‌نامه، افزایش فواصل سخت‌کننده منجر به افزایش دوران تیر پیوند همراه با افت‌های قابل توجه در پاسخ هیستریزس قاب‌ها شد. ولی با انتخاب فاصله مناسب برای سخت‌کننده‌ها می‌توان به مقادیر مناسب دوران، همراه با رفتار هیستریزس پایدار دست یافت.

۵- در حالت کلی برای قاب‌های برشی با نسبت طولی کمتر از ۱، استفاده از سخت‌کننده‌های یک طرفه (معادل با نمونه پایدار دو طرفه) منجر به مقادیر تقریباً یکسان ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار و مقاومت جانبی شده، ولی برای نسبت‌های طولی بزرگتر از ۱ کاهش بیشتری در مقادیر ضریب رفتار و مقاومت جانبی مشاهده شد. پس توصیه می‌شود برای حصول رفتار کاملاً پایدار و افزایشی از سخت‌کننده‌های دو طرفه در تمامی حالات استفاده شود.

۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش پیشنهادی برای قاب‌های برشی برای مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000، تا حد قابل قبولی، امکان پیش‌بینی رفتار بارافزون قاب‌های برشی را به منظور مقاصد طراحی اولیه فراهم ساخت.

اعلام تعارض منافع: نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

References

۷- منابع

- [1] Zahrai S.M. & Mahoorzadeh, Y. 2010 Experimental study of using vertical link beam to improve seismic performance of steel building. *Civil engineering infrastructures journal (CEIJ)*, 44 (3), 379-393.
- [2] Sabouri S. Lateral load resisting Systems. 2002 An Introduction to Steel Shear Walls. Anghizeh Publishing Ltd.

- Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem, Pa.
- [22] SIMULIA Abaqus, Abaqus theory manual (6.10). Tech rep, Dassault Systemes ,Providence, RI, USA; 2010.
- [23] Ashtari P., Barzegar Sedigh H. & Hamed F. 2016 Experimental and Numerical Study on Innovative Seismic T-Resisting Frame (TRF). *Structural Engineering and Mechanics*, 60(2), 251-269.
- [24] ATC-19. 1995 Structural Response Modification Factors. *Applied Technology Council*: Redwood City, CA.
- [25] Uang C.M. 1991 Establishing R (or R_w) and Cd factors for building Seismic Provisions. . *Structural Engineering ASCE*, 117(1), 19-28.
- [26] American Society of Civil Engineers. 2017 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: *ASCE Standard ASCE/SEI 41-17*.
- [18] Barecchia E., Della Corte G. & Mazzolani F.M. 2004 Plastic overstrength of short and intermediate links. Proceedings of the 5th international conference on the behavior of steel structures in seismic areas, 177–83.
- [19] Daneshmand, A. & Hosseini Hashemi B. 2012, Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Constructional Steel Research*, 70, 167–76.
- [20] ASCE/SEI 7. 2016 Minimum design loads for buildings and other structures. *American society of civil engineers*, Structural Engineering Institute.
- [21] Kaufmann E.J., Metrovich B. & Pense A.W. 2001 Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 Rolled Sections:, ATLSS Rep. No. 01–13, National Center for Engineering Research on Advanced

Assessment of transverse stiffeners in the link beam on seismic performance of steel shear frames: the effects of response modification factor, overstrength and rotation capacity

P. Ashtari*¹, M. Rahnemoun²

¹Associate professor of civil engineering, *University of Zanjan, Iran*,

² Ph.D. student of civil engineering, *University of Zanjan, Iran* (correspond)

*Ashtari@znu.ac.ir

Abstract

Structures designed to resist moderate and frequently occurring earthquakes must have sufficient stiffness and strength to control deflection and prevent any collapse. Since stiffness and ductility are generally two opposing properties; it is desirable to devise a structural system that combines these properties in the most effective manner without an excessive increase in the cost. Steel structural systems including moment resisting and concentrically braced frames have been widely used to resist earthquake loads. Concentrically Braced Frames (CBFs) have high stiffness, and due to the probable buckling of their diagonal members, are not ductile enough. Versus, Moment-Resisting Frames (MRFs) have adequate ductility as their beam sections can undergo inelastic deformations. However, due to the low stiffness of moment frames, the construction costs will be increased. In recent decades, steel shear panels are utilized as one of the lateral resistant systems, in Steel Plate Shear Walls (SPSWs), and the link beam of steel frames with eccentric bracing to achieve the aim of shear performance and keep the adjacent members in the elastic range. The Tubular frame is one of the common lateral resistant systems in which the columns are placed in close spaces and connected through deep MRF beams around the building perimeters. Based on the new design codes, the minimum limit of span-to-depth ratio (7 for moderate moment-resisting frames and 5 for special moment-resisting frames) is not satisfied at tubular system. So the idea of Shear Resisting Frames (SRFs) with non-prismatic beams connected by a shear fuse in the middle of the span was proposed as one of the alternatives. Using SRFs remove these limitations and increase the energy dissipation capability. In this new concept, the shear force in the beam is considered as the displacement-controlled component of the system. Similar to eccentrically braced frames (EBFs), the link is tuned as a sacrificial component so that the seismic energy is dissipated by shear yielding in a small segment in the middle of the beam. According to the stiffeners layout, lateral loading capacity in SRFs usually is achieved through buckling strengths or post-buckling capacity resulted from tension field action or load carrying capacity from the yielding of the web plates. So stiffeners play a crucial role in the lateral loading capacity of shear resisting frames and have a significant effect on the energy dissipation capability. Following this issue, the effect of transverse stiffeners with different layouts and placements (various spaces and two or one-sided arrangement) on the seismic performance parameters (response modification factor, overstrength factor and rotation capacity of link beam) of steel shear frames with different link length ratios where all of them are controlled with shear behavior, are evaluated by finite element cyclic and pushover analysis. At the end, an optimum space is proposed for different link length ratios and the response modification factors and overstrength factor of multi-story shear resisting frames including 3, 5, 7, 9, 10, 15, and 20-story for a specific link length ratio are presented. Also for facilitating the modeling process of multi-story SRFs in SAP2000 software, modeling parameters and acceptance criteria were extracted from cyclic and monotonic curves. Finally, pushover curves from SAP2000 were compared to ABAQUS to validate these parameters. At the end, a 25-story building with two different lateral resisting systems including tubular frame and SRFs were compared.

Keywords: Steel Shear panels, steel Shear Resisting Frame (SRF), transverse stiffener, seismic parameters