



بررسی روش طراحی بر اساس عملکرد در ساختمان‌های کوتاه با سیستم دیوار برشی فولادی ویژه

پرویز عبادی^{1*}، پدram نصیرزاده²، حبیب الله برخوردار³

- 1- استادیار دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی صدرالمتهین (صدرا)، تهران، Parviz.Ebadi@gmail.com
 2- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، موسسه آموزش عالی صدرالمتهین (صدرا)، تهران، Pedram.Nasirzadeh1365@gmail.com
 3- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، موسسه آموزش عالی صدرالمتهین (صدرا)، تهران، Habib67.Yazd@gmail.com

چکیده

سیستم دیوارهای برشی فولادی سیستم نوینی است که در دهه‌های اخیر در دنیا مورد توجه قرار گرفته و از این سیستم برای ساخت و مقاوم سازی ساختمان‌های بسیار مهمی در نقاط مختلف دنیا استفاده شده است. همچنین شواهد عملی و نظری حاکی از رفتار بسیار مناسب این سیستم در برابر زلزله‌های شدید می‌باشد. یکی از موضوعات مهم در طراحی دیوارهای برشی فولادی بحث تحلیل آن‌ها و تعیین حداکثر بارهای وارد بر قاب‌های پیرامونی می‌باشد. به همین منظور مهندسان از روش‌های محافظه-کارانه و یا روش‌های تحلیل بر اساس عملکرد برای تعیین حداکثر بارهای وارد به المان‌های سازه استفاده می‌نمایند. در این مقاله قاب‌های 1، 3 و 5 طبقه با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد طراحی گردیده و با انجام آنالیزهای غیرخطی، نیروهای وارد بر قاب‌ها بصورت دقیق تعیین گردیده و با مقادیر مورد استفاده در طراحی مقایسه گردیده‌اند. نتایج بدست آمده بیانگر تفاوت‌های زیاد بین نیروهای بدست آمده از نرم‌افزار با نیروهای بدست آمده در طراحی به روش عملکرد دارد.

واژه‌های کلیدی: دیوار برشی فولادی ویژه، طراحی بر اساس عملکرد، تحلیل غیرخطی، ساختمانهای کوتاه.



مقدمه

ای دیوارهای برشی فولادی از ورق فولادی که توسط تیرها و ستونها احاطه شده است تشکیل گردیده‌اند که به تیرها و ستونها عناصر مرزی یا محیطی می‌گویند. دیوارهای برشی فولادی مشابه تیرورق طره‌ای عمل می‌کنند که در آن ستونها به منزله بال‌های آن، تیرهای طبقات همانند سخت‌کننده‌ها و ورق‌های فولادی به عنوان جان آن می‌باشند. بطور کلی دیوارهای برشی فولادی به صورت سخت شده و سخت نشده طراحی می‌گردند. اصولاً دیوارهای برشی فولادی به علت کشش قطری در ورق جان و نیروهای واژگونی در ستونها مجاور در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند، دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده عموماً به عنوان دیوارهای برشی فولادی ویژه طراحی می‌شوند. آیین‌نامه AISC341 [1] و راهنمای 20 از AISC [2] شامل ضوابط طراحی برای دیوارهای برشی فولادی ویژه برای مناطق با خطر لرزه خیزی بالا می‌باشد. دیوارهای برشی فولادی ویژه عموماً دارای جان‌های نازکی هستند که قادرند نیروهای کششی بزرگ را تحمل نمایند اما مقاومت فشاری آنها بسیار کم و ناچیز و در حد صفر است. اولین آزمایش‌ها در مورد رفتار سیستم دیوار برشی فولادی در سال 1973 توسط تاکاهاشی و همکاران (Takahashi et al, 1973) انجام شد [3]. میمورا و آکیاما (Mimura and Akyama, 1977) در یک برنامه آزمایشگاهی، مدلی را که رفتار هیستریزیس پانل دیوار برشی فولادی را توصیف می‌کند، توسعه دادند [4]. یک بررسی آزمایشگاهی روی تاثیرات نسبت لاغری پانل و نوع اتصال تیر به ستون توسط کاسز و همکاران (Caccese et al, 1994) در سال 1994 انجام شد در این آزمایش نتیجه گیری شد که استفاده از ورق‌های نازکتر منجر به پایداری بیشتری بیشتر سیستم می‌گردد [5]. ژو و لو (Xue and Lu, 1994) یک سری مطالعات تحلیلی روی چهار شکل دیوار برشی فولادی دوازده طبقه و سه دهانه انجام دادند، اتصالات تیر به ستون دهانه‌های خارجی در همه‌ی مدلها از نوع خمشی و اتصال دهانه‌ی میانی در برخی مدلها ساده و در برخی دیگر خمشی در نظر گرفته شد. اعضای مرزی توسط المان تیر و ورق‌های میانی توسط المان پوسته مدل شدند و مدل‌های دیوار برشی فولادی تحت بارهای جانبی پوش آور قرار داده شدند. بر اساس این تحلیل، مشخص گردید که نوع اتصال ساده یا خمشی تیر به ستون تاثیر بسیار کمی بر روی سختی جانبی دیوار برشی فولادی دارد [6]. در ایور و همکاران (Driver et al, 1997) یک دیوار برشی فولادی چند طبقه با اتصالات گیردار را برای شناخت بهتر سختی الاستیک، تسلیم اولیه، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی، پایداری چرخه‌ای و مود شکست دیوار مورد آزمایش قرار دادند و مشخص گردید که خرابی مربوط به کمانش موضعی ستون در اثر دامنه تغییر شکل‌های زیاد بال ستون در سیکل بیستم بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد [7]. لوبل (Lubell, 1997) در سال 1997 یک سری مطالعات پارامتریک بر روی مدل یک طبقه دیوار برشی فولادی ویژه تحت بار یکنواخت برای بررسی حساسیت برخی پارامترهای مدل انجام داد و دریافت که سختی اولیه‌ی نمونه با تغییر ضخامت ورق پر کننده تغییر زیادی نمی‌کند، اما مقاومت نهایی با افزایش ضخامت ورق افزایش پیدا می‌کند، همچنین نتیجه گیری کرد که با کاهش زاویه پس کمانش قطری، سختی اولیه و مقاومت نهایی نمونه کاهش پیدا می‌کند [8]. برونو و بگوگر (Bruneau, and Bhawager, 2002) در سال 2002 تاثیر ورق‌های نازک فولادی، فولاد با حد تسلیم پایین و مواد غیر فلزی دیگر که به منظور تقویت لرزه‌ای قاب‌های فولادی در نواحی با لرزه خیزی پایین و بالا استفاده می‌شوند را بر روی رفتار سازه بررسی کردند. این محققین دریافتند که پانل‌های میانی فولادی موجب کاهش جابه‌جایی طبقه بدون افزایش عمده در شتاب آن می‌شوند همچنین ایشان ملاحظه کردند که فولاد با حد تسلیم پایین تا حدی باعث بهبود رفتار لرزه‌ای تحت شرایط لرزه‌ای شدید می‌شود [9]. خرازی و صبوری (Kharazi and Sbouri, 2004) در سال 2004 یک مدل عددی را که مدل اصلاح شده‌ی اندرکنش ورق و قاب نامیده می‌شد را برای آنالیز برشی و خمشی دیوارهای برشی شکل‌پذیر پیشنهاد کردند این مدل اندرکنش ورق و قاب اصلاح شده رفتار دیوارهای برشی ورق فولادی شکل‌پذیر را به سه بخش کمانش الاستیک، پس‌کمانش و جاری‌شدگی تقسیم می‌نماید [10]. علی‌نیا و دستفان (Alinia and Dastfan, 2006) در سال 2006 مقایسه‌ای بین رفتار پانل‌های سخت نشده و پانل‌های به شدت سخت شده را انجام داد، و نشان داد که پانل‌های سخت نشده به دلیل داشتن صلبیت کمتر، قابلیت تغییر شکل بیشتری دارند در حالی که پانل‌های سخت شده با دارا بودن سطح وسیع‌تری از تسلیم فولاد جذب انرژی بیشتری دارند [11]. قلهکی و همکاران در سال، 1386-1392 دو نمونه دیوار



برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه دارای ورق نازک با مقیاس 1:3م تحت بارگذاری دوره‌ای مورد آزمایش قرار دادند، دیوارهای مذکور دارای دو نوع اتصال تیر به ستون صلب و ساده بودند، نتایج حاصل از این آزمایش‌ها نشان داد که نوع اتصال تیر به ستون بر روی ضریب شکل پذیری، مقاومت و جذب انرژی تاثیرگذار است. ولی تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی سختی اولیه ندارد [12]. معمارزاده و همکاران (Memarzadeh et al, 2009) در سال 2009 در دو تحقیق جداگانه نحوه توزیع تنش‌های اصلی در میدان کشش دیوار برشی فولادی سخت نشده با ورق نازک جان و نیز رفتار دینامیکی غیر خطی و تقاضای شکل پذیری آنرا مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاصل از رفتار تنش‌های تسلیم نشان دهنده تاثیرات صلبیت خمشی و پیچشی اعضای مرزی در کمانش برشی ورق می باشد [13]. در سال 2011 شنگ و جی منگ (Chen and Jhang, 2011) استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین (LYP)¹ در دیوارهای برشی فولادی تحت بارهای درون صفحه‌ای را بررسی نمودند. نتایج تحقیق نشان داد که در طراحی دیوار فولادی با استفاده از LYP اگر نسبت عرض به ضخامت ورق کمتر از 80 باشد عملکرد دیوار بهتر خواهد بود [14]. زاکیانو ژانگ (Zhang, 2013) در سال 2013 آزمایشاتی بر روی رفتار دیوار برشی فولادی با پیش فشردگی از جانب ستون‌های قاب کناری انجام داد. با بررسی نتایج حاصل از آزمایش متوجه شدند نیروی محوری انتقال یافته به ستون‌های قاب توسط ورق‌های دیوار برشی فولادی، ستون را با مخاطره مواجه می‌سازد و حتما باید این موضوع در طراحی ملاحظه گردد [15]. صبوری و مام عزیزی (Sabouri and Momazizi, 2015) در سال 2015 آزمایشاتی بر روی اثر دو بازشوی مستطیلی در دیوارهای برشی فولادی انجام دادند. نتایج نشان داد که در نمونه‌های دارای بازشو، بیشترین جذب انرژی در پانل‌های کناری و میانی انجام میشود. همچنین مقاومت برشی، سختی برشی و اتلاف انرژی وابسته به عرض موثر دیوارها می‌باشد و با افزایش عرض موثر این پارامترها کاهش می‌یابند [16]. هانگ چاوو ژائو (Hang-Chao Guo, 2015) در سال 2015 آزمایشاتی بر روی رفتار دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون سخت کننده با در نظر گرفتن اتصالات انجام داد که با بررسی رفتار سازه‌ای قاب نیمه صلب در ترکیب با دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری سیکلیک مشخص شد که تغییر مکان‌های خارج صفحه‌ای دیوار برشی فولادی با سخت کننده بسیار کمتر از حالت بدون سخت کننده می‌باشد [17]. در سال 1394 عبادی و همکاران بر روی اثر میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه برای دو قاب فولادی با در نظر گرفتن سهم برش 100 و 50 درصدی برای طراحی ورق تحقیقاتی انجام دادند. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن همه‌ی برش و یا نیمی از برش طبقه برای طراحی ورق بدون لحاظ کردن سهم واقعی ورق و قاب در تحمل برش، منجر به طراحی دست بالا برای سازه می‌شود [18]. در این مقاله با استفاده از مدل‌های متعدد دیوارهای برشی فولادی که در نرم افزار SEISMOSTRUCT مدل و تحلیل شده است نیروهای ایجاد شده در المانهای مرزی ناشی از آنالیز نرم افزاری و طراحی بر اساس عملکرد با توجه به روابط موجود در راهنمای طراحی 20 آیین نامه مقایسه گردیده است. نتایج بدست آمده بیانگر تغییرات قابل توجه در توزیع نیروها در المانهای مرزی نسبت به روش تحلیل بر اساس عملکرد می‌باشد.

مدل سازی و صحت سنجی

برای انجام تحلیل‌ها از نرم افزار اجزاء محدود SEISMOSTRUCT استفاده شده و از میله‌های نواری مورب برای مدلسازی دیوار برشی فولادی استفاده شده است. این روش در ضوابط طراحی آئین نامه کانادا (Canadian Standard Assosiation, 1994) برای دیوارهای برشی فولادی معتبر شناخته شده است [19]. برای مدلسازی تیرها و ستون‌ها در این نرم افزار از المان $infrmFB$ استفاده شده است که این المان می‌تواند تیرها و ستون‌ها را به صورت سه بعدی و غیر الاستیک مدل کند. در این المان‌ها مقاطع به فبره‌هایی تقسیم می‌شوند. برای مدلسازی میله‌ها در روش نواری معادل از المان غیرالاستیک خرابایی استفاده می‌شود که فقط قادر به تحمل نیروی محوری کششی باشد. با توجه به تئوری اندرکنش قاب و ورق (PFI)² به علت آنکه دیوار برشی فولادی نازک در

¹ Low- Yield- Point

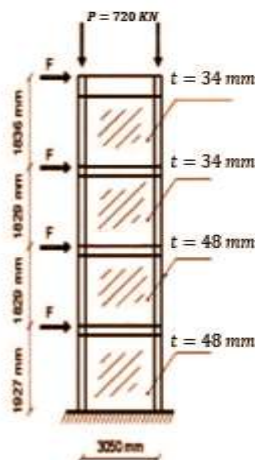
² Plate- Frame Interaction

کشش کار می کند باید از المان Link جهت تعریف عملکرد کششی میله ها استفاده گردد که بوسیله این نوع المان می توان هر یک از نیروهای محوری، برشی و یا لنگر خمشی را آزاد و یا گیردار نمود. به منظور صحت سنجی روش انجام آنالیزها، نمودار پوش طبقه اول یک نمونه چهار طبقه که توسط آقای درایور³ و همکاران (Driver et al, 1997) در دانشگاه آلبرتا⁴ کانادا انجام گرفته است مدل سازی و تحلیل گردیده است. در طبقه اول این نمونه تحت آزمایش، ضخامت ورق فولادی 4/54 میلیمتر می باشد. مشخصات مقاطع تیر و ستون و مشخصات مصالح در جدول (1) به اختصار ارائه شده اند.

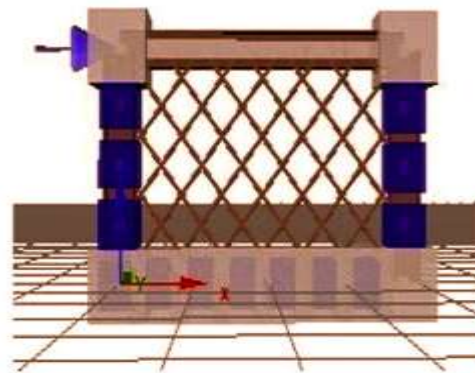
جدول 1- مشخصات مصالح آزمایش درایور.

Members	Elastic modulus (MPa)	yield stress (MPa)	Ultimate stress (MPa)
Panel 1	208800	341	456
W310×118 (column)	203000	313	482
W310×60 (Beam)	203000	332	478

شکل (1-الف)، نمونه اصلی آزمایش شده توسط درایور و همکاران، در شکل (1-ب)، مدل ساخته شده در نرم افزار SEISMOSTRUCT و در شکل (1-ج)، مقایسه نمودار پوش آور حاصل از آزمایش و تحلیل اجزاء محدود در نرم افزار نشان داده شده اند. ملاحظه می گردد که تفاوت ناچیزی بین نتایج نرم افزاری و آزمایشگاهی وجود دارد.



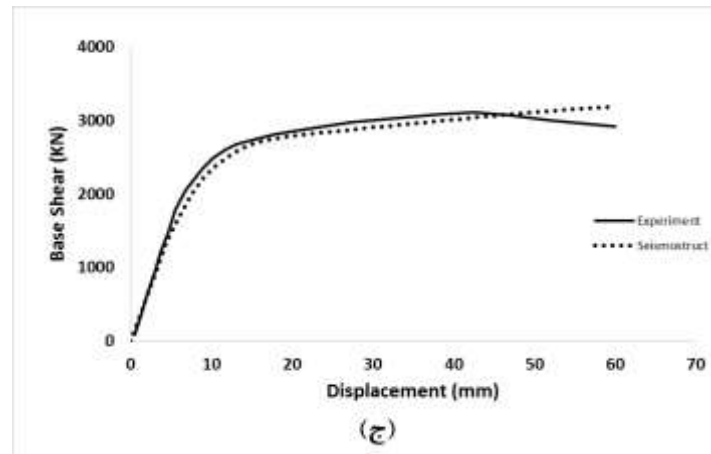
(الف)



(ب)

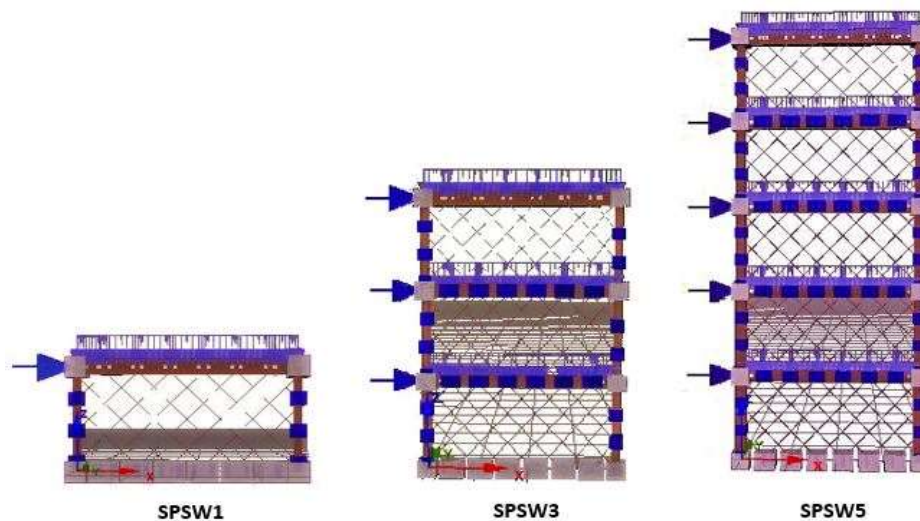
³ Driver

⁴ Alberta



شکل 1- الف) نمونه اصلی آزمایش شده توسط درایور و همکاران (Driver et al, 1997) ، ب) مدل ساخته شده در نرم افزار SEISMOSTRUC ، ج) مقایسه نمودار پوش آور حاصل از آزمایش و تحلیل اجزای محدود در نرم افزار.

در شکل (2) قابهای مدل سازی شده در نرم افزار نشان داده شده اند. بارهای ثقلی با توجه به مساحت سهمیه قابها و پلان شکل (3) در مدلها تعریف گردیده اند. بارهای جانبی بصورت متناسب با بارهای طراحی زلزله به طبقات هر یک از قابها وارد گردیده اند و بصورت نمودی افزایش داده شده اند.



شکل 2- قابهای مدل سازی شده در نرم افزار.

طراحی نمونهها

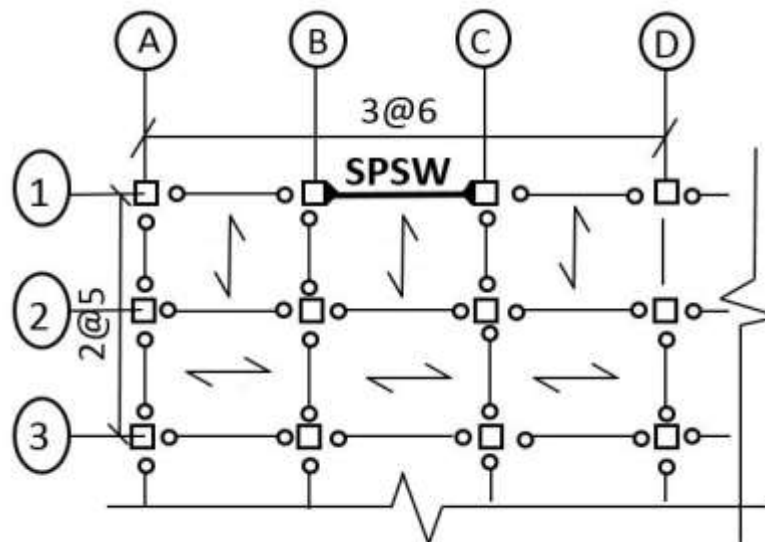
سازه های مورد بررسی دارای 1، 3 و 5 طبقه و با ارتفاع یکسان 3 متر، با کاربری مسکونی واقع در شهر تهران و بر روی خاک نوع 3 بوده و بر اساس آئین نامه ASCE 7-10 [20] بارگذاری گردیده اند. مقادیر بارهای مرده و زنده طبقات برابر با 5 و 2 و مقادیر بارهای مرده و زنده بام برابر با 5 و 1/5 کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شده است. قسمتی از پلان این سازه ها در شکل (3) نشان داده شده است. با توجه به تقارن سازه در پلان، بار جانبی با صرف نظر از اثرات پیچشی به صورت مساوی بین دیوارها تقسیم

می شود. تمام اتصالات سازه به صورت مفصلی است و فقط تیرهایی که جزئی از دیوار برشی فولادی هستند دارای اتصالات گیردار می باشند. لذا سایر دهانه ها مشارکتی در تحمل بار جانبی زلزله ندارند و فقط دیوار فولادی و قاب پیرامونی آن در انتقال بار جانبی زلزله نقش دارند، لازم به ذکر است که اتصالات تیرها به ستون ها از نوع مقاطع کاهش یافته (RBS)^۵ می باشند. در جدول (2) مشخصات مصالح مورد استفاده در سازه های مورد بررسی نشان داده شده است.

جدول 2- مشخصات مصالح مورد استفاده در طراحی نمونه ها.

نوع مقطع	F _y (MPa)	R	E (GPa)
تیر و ستون	350	1.1	210
ورق	235	1.3	210

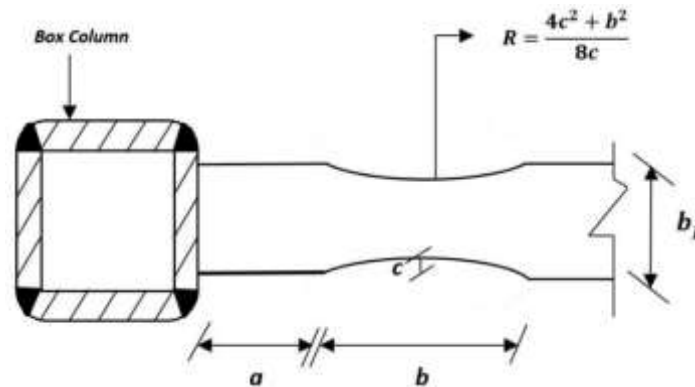
که در آن F_y تنش تسلیم و E مدول الاستیسیته بوده و R ضریبی است که برای تعیین تنش تسلیم مورد انتظار اعضا با توجه به آیین نامه AISC341 استفاده گردیده اند.



شکل 3- پلان سازه های مورد بررسی.

در نمونه های مذکور به منظور تامین فلسفه ستون قوی تیر ضعیف و جلوگیری از تشکیل مفصل در وسط دهانه ها از اتصالات تیر به ستون با مقاطع کاهش یافته (RBS) استفاده گردیده است (شکل 4). مشخصات بال تیرها با مقاطع کاهش یافته در طبقات قابهای مورد مطالعه در جدول (3) ارائه شده اند.

⁵ Reduce Beam Section



شکل 4- پارامترهای مربوط به بال تیر با مقطع کاهش یافته .

جدول 3- مشخصات بال تیرها با مقاطع کاهش یافته (RBS) (همه ابعاد به میلیمتر می باشند).

FRAME*	SPSW1	SPSW3			SPSW5				
Storey	1	3	2	1	5	4	3	2	1
a	210	190	170	150	240	210	180	170	160
b	380	430	400	340	450	430	400	360	330
c	70	65	60	50	80	70	60	60	55

مشخصات طراحی نمونه های مورد مطالعه در جدول (4) ارائه شده اند. در طراحی این مقاطع، دیوار برشی برای 100 درصد برش طبقه طراحی گردیده و المان های قاب نیز برای حداکثر بار اعمال شده از دیوار به قاب طراحی گردیده اند. مقاطع ستون ها از نوع قوطی و مقاطع تیرها از نوع تیورق می باشند. ابعاد تیرها به ترتیب بر حسب ارتفاع کل تیر، عرض بال تیر، ضخامت بال و ضخامت جان ارائه شده اند. ضمناً ضخامت ورق ها بصورت اسمی می باشد.

جدول 4- مشخصات اعضای قاب های مورد مطالعه (ابعاد بر حسب میلیمتر هستند).

نمونه	طبقه	ضخامت ورق	ابعاد تیر	ابعاد ستون
SPSW1	1	0.439	450×280×20×10	200×200×35
SPSW3	3	0.772	550×260×25×10	250×250×30
	2	1.296	480×240×25×10	260×260×30
SPSW5	1	1.558	400×210×20×10	270×270×30
	5	0.857	530×320×25×10	260×260×30
	4	1.555	510×280×25×10	290×290×30
	3	2.079	470×250×25×10	320×320×30
	2	2.428	430×240×20×10	350×350×30
1	2.602	390×220×20×10	380×380×30	

توزیع نیروها در قاب های پیرامونی

در جداول (5) و (6) مقایسه نیروهای بدست آمده از طراحی بر اساس عملکرد و تحلیل نرم افزاری ارائه گردیده اند، به منظور انطباق نتایج نرم افزاری با روش طراحی بر اساس عملکرد نیروها در نمونه های مورد مطالعه در لحظه تسلیم همه میله ها در طبقات بعنوان



تغییر مکان متناظر با لحظه نهایی سیستم استخراج گردیده‌اند. همانگونه که در جدول (5) ملاحظه می‌گردد، در قاب‌های 1 و 3 طبقه تمامی میله‌ها تا دررفت 2 درصد تسلیم گردیده‌اند. ولی در قاب 5 طبقه تسلیم شدگی تمام میله‌ها در طبقات در دررفت بیش از مقدار مجاز آئین‌نامه (2/5 درصد) اتفاق افتاد، در این حالت دررفت متناظر با دررفت مجاز آئین‌نامه بعنوان تغییر مکان متناظر با استخراج نیروهای المان‌ها در نظر گرفته شده‌اند. ولیکن نکته قابل توجه در قاب 5 طبقه این می‌باشد که تسلیم میله‌ها در طبقه آخر در دررفت 1/2 درصد اتفاق افتاده است.

لازم به ذکر است میزان درصد خطای (Error/%)⁶ مقادیر نیروها در روش طراحی بر اساس عملکرد (PBD)⁷ نسبت به نتایج تحلیل غیر خطی نرم‌افزار از رابطه زیر محاسبه گردیده است.

$$Error = \frac{classic - Analysis}{Analysis} \times 100 \quad (1)$$

جدول 5-مقایسه نیروهای تیر در طراحی بر اساس عملکرد و تحلیل غیرخطی

نوع سازه	طبقه	نیروی محوری تیر				لنگر خمشی تیر				نیروی برشی تیر			
		YIELD		Error %	DRIFT 2.5%	YIELD		Error %	DRIFT 2.5%	YIELD		Error %	DRIFT 2.5%
		P.B.D	Anly			P.B.D	Anly			P.B.D	Anly		
SPSW5	1	1010	1176	14	1131	188	531	65	542	306	350	13	372
	2	961	1167	18	1168	282	642	56	642	507	408	24	401
	3	883	1153	23	1146	375	903	58	896	583	571	2	567
	4	724	1025	29	1031	463	650	29	563	736	628	17	665
	5	515	877	41	928	536	530	1	650	861	457	88	499
SPSW3	1	658	1152	43	-	243	423	43	-	356	371	4	-
	2	592	1097	46	-	377	440	14	-	593	531	12	-
	3	463	696	33	-	488	461	6	-	781	451	73	-
SPSW1	1	276	637	57	-	327	300	8	-	515	324	59	-

(کلیه واحدها بر اساس کیلونیوتن و متر می‌باشند)

با توجه به جدول (5) ملاحظه می‌گردد که نیروی محوری دقیق تیرها که از آنالیز غیرخطی محاسبه گردیده‌اند در کلیه نمونه‌ها بیش از مقادیر مورد استفاده در طراحی بر اساس عملکرد می‌باشند. میزان این اختلاف در قاب یک طبقه به نسبت قاب‌های 3 و 5 طبقه بیشتر است، همچنین میزان اختلاف مقدار لنگر خمشی تیر در طبقه‌ی اول قاب‌های 5 و 3 طبقه حاصل از طراحی بر اساس عملکرد نسبت به آنالیز غیر خطی نرم‌افزار بیشتر بوده و می‌توان مشاهده نمود که میزان این اختلاف در طبقات بالاتر کاهش می‌یابد، ولی میزان اختلاف در قاب یک طبقه بسیار ناچیز می‌باشد. اختلاف مقدار نیروی برشی تیر در قاب‌های 3 و 5 طبقه حاصل از طراحی بر اساس عملکرد نسبت به آنالیز غیرخطی نرم‌افزار از روند خاصی پیروی نمی‌کند ولی بیشترین اختلاف در طبقات آخر تمامی قاب‌ها اتفاق می‌افتد ضمن اینکه مقدار اختلاف در قاب یک طبقه نیز قابل ملاحظه می‌باشد.

⁶ Error Percent

⁷Performance Based Design



در جدول (6) مقایسه نیروهای ستون‌ها در طراحی بر اساس عملکرد و تحلیل غیرخطی ارائه شده‌اند. می‌توان مشاهده نمود اختلاف مقدار نیروی محوری ستون‌ها در طراحی بر اساس عملکرد نسبت به آنالیز غیرخطی نرم افزار در طبقات ابتدایی و انتهایی قاب 5 و 3 طبقه بیشترین مقدار بوده و این اختلاف در طبقات میانی کمتر می‌گردد. اختلاف مقدار لنگر خمشی ستون حاصل از طراحی بر اساس عملکرد نسبت به آنالیز غیرخطی در نرم افزار در طبقه‌ی اول قاب‌های 3 و 5 طبقه بیشترین مقدار را داشته و این اختلاف مقدار در طبقات بالایی کمتر می‌شود، ولی این اختلاف در قاب 1 طبقه بسیار ناچیز می‌باشد مقدار اختلاف نیروی برشی ستون حاصل از طراحی بر اساس عملکرد نسبت به آنالیز غیرخطی نرم‌افزار در طبقه‌ی اول قاب‌های 5 و 3 طبقه بیشترین مقدار را داشته و این اختلاف مقدار در طبقات بالاتر کمتر می‌گردد، مقدار این اختلاف در قاب یک طبقه نیز بسیار قابل ملاحظه می‌باشد.

جدول 6- مقایسه نیروهای ستون در طراحی بر اساس عملکرد و تحلیل غیرخطی.

شماره ستون	طبقه	نیروی محوری ستون				لنگر خمشی ستون				نیروی برشی ستون			
		YIELD		Error %	DRIFT 2.5%	YIELD		Error %	DRIFT 2.5%	YIELD		Error %	DRIFT 2.5%
		P.B.D	Anly			P.B.D	Anly			P.B.D	Anly		
SPSW5	1	9802	6083	61	6214	509	1909	73	1986	589	988	40	1023
	2	7395	4716	57	4670	537	998	46	956	537	888	40	863
	3	5136	3408	51	3382	630	911	31	844	496	718	31	707
	4	3051	2033	50	2108	692	878	21	989	415	572	27	570
	5	1303	800	63	844	709	530	34	650	296	358	17	395
SPSW3	1	4214	2748	53	-	423	1010	58	-	377	799	53	-
	2	2635	2319	14	-	562	882	36	-	343	647	47	-
	3	1180	804	47	-	640	469	36	-	267	319	16	-
SPSW1	1	767	551	39	-	418	398	5	-	161	328	51	-

(کلیه واحدها بر اساس کیلونیوتن و متر می‌باشند)

نتیجه‌گیری

در این مقاله میزان صحت نیروهای مورد استفاده در طراحی بر اساس عملکرد برای دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور قاب‌های 1، 3 و 5 طبقه با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد طراحی گردیده و نیروهای المان‌ها با نتایج تحلیل غیرخطی در نرم افزار SEISMOSTRUCT مقایسه گردیده‌اند. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که نیروی محوری و لنگر خمشی تیرها در نرم‌افزار عموماً بیشتر از نیروهای بدست آمده از روش طراحی بر اساس عملکرد می‌باشند در حالیکه نیروی برشی تیرها کمتر از نیروهای طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد. در طراحی ستون‌ها نیز عموماً نیروی محوری مورد استفاده در طراحی بیش از مقدار بدست آمده از آنالیزها می‌باشد و دست بالا هستند. در حالیکه لنگر خمشی و نیروی برشی مورد استفاده در طراحی ستون‌ها بر اساس عملکرد کمتر از نیروی ایجاد شده در ستون‌ها می‌باشد. بطور کلی می‌توان نتیجه گرفت که بر خلاف عقیده رایج در بین طراحان که استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد برای طراحی قاب پیرامونی برای حداکثر نیروهای حاصل از میدان کششی در داخل دیوار فولادی منجر به نتایج محافظه کارانه‌ای می‌گردد، این روش طراحی در تعدادی از المانها نظیر نیروی برشی تیرها و نیروی محوری ستون‌ها منجر به نتایج محافظه کارانه و غیر اقتصادی می‌گردد در حالی که در نیروی محوری و خمشی تیرها



و لنگر خمشی و نیروی برشی ستونها منجر به نتایج دست پائین و طراحی ضعیف المانها می گردد. بنابراین پیشنهاد می گردد که توزیع دقیق نیروها توسط روشهای آنالیز غیرخطی نیز کنترل گردند.

مراجع

- [1] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 2005.
- [2] Sabelli, S.E.R., Bruneau, "Steel Plate Shear Wall" AISC Design Guide 20; 2006.
- [3] Takahashi, Y., Takemoto, T., Tagaki, M., "Experimental study on thin Steel Shear Walls and particular Bracing under Alternative Horizontal Load". Preliminary Report, Lisbon, Portugal, 1973.
- [4] Mimura, H. and Akyama, H., "Load-Deflection Relationship of Earthquake-Resistant Steel Shear Walls with a Developed Diagonal Tension Field." Transactions, Architectural Institute of Japan, 260, October, PP. 109-114 (in Japanese), 1977.
- [5] Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R., Closure to "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load." ASCE Journal of Structural Engineering, Vol, 1994.
- [6] Xue, M. and Lu, L.W. "Interaction of Infilled Steel Shear Walls Panels with Surrounding Frame Members," *Proceedings of the structural Stability Research Council Annual Technical Session*, 1994.
- [7] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L., and Elwi, A.E., "Seismic Behavior of steel Plate Shear Walls," Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1997.
- [8] Lubell, A.S., "Performance of Unstiffened Steel Plate Shear Walls Under Cyclic Quasi-Static Loading." M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 1997
- [9] Bruneau, M. and Bhawager, T., "Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames Using Thin Infill Panels," *Engineering Structure*, 2002.
- [10] Kharazi, M.H.K., Ventura, C.E., Perion, G.L., and Sabouri-Ghomi, S., "Bending and Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls." Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, August, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [11] M.M Alinia, M Dastfan. "Cyclic Behavior Deformability and Rigidity of Stiffened Steel Shear Panels", 2006.
- [12] قلهکی، مجید - همکاران، "مجموعه مقالات و تحقیقات صورت گرفته ایشان" کنفرانس های مختلف. از سال 1386 تا سال 1392.
- [13] Memarzadeh, P., Theoretical Investigation on Unstiffened Thin Steel Plate Shear Wall, *phD, Thesis*, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, 2009
- [14] Chen. Sh. Jhang. Ch., "Experimental Study of low-yield-point Steel Plate Shear Walls under in-plane load", *journal of Construction Steel Research*, 2011
- [15] Xaqiao Zhang, Yanlin Guo., "Behavior of Steel Plate Shear Walls with pre-compression from adjacent framw columns, 2013
- [16] Sabouri-Ghomi. S., Momazizi. S., "Experimental Investigation on Stiffened Steel Plate Shear Walls with two rectangular oppenings", *Thin Walled Structures*, 2015
- [17] Hang-Chao Guo, Ji-ping Hao, Yun-HeLiu, "Behavior of stiffened and Unstiffened Steel Plate Shear Walls considering joint properties, 2015



سومین کنفرانس سالانه پژوهش های معماری، شهرسازی و مدیریت شهری

The third annual conference for research in architecture, urban planning and urban management



[18] عبادی، پرویز، فرجلومنش، سعید، پیش‌بین، مسعود، " شکل‌پذیری و ظرفیت مورد نیاز برای طراحی ساختمانهای فولادی با سیستم دیواربرشی فولادی ویژه بدون سخت‌کننده. همایش بین‌المللی معماری، عمران و شهرسازی در هزاره سوم، تهران 1394.

[19] Canadian Standard Assosiation, CAN/CSA S16.1-94, " Limit States Desig of Steel Structures." Toronto, OntarioT, 1994.

[20] SASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, American Society of Civil Engineering, 2010.