



بررسی رفتار استاتیکی غیر خطی دیوار برشی فولادی و اثر بازشو

فرهاد بهنام^۱، آرش محمدی فارسانی^۲

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

۲- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی اصفهان

farhad@cc.iut.ac.ir

خلاصه

مطالعات انجام شده در مورد رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی و تجربیات گذشته نویدبخش یک سیستم بسیار مؤثر و شکل‌پذیر در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد. در این تحقیق، تلاش می‌شود تا با ارائه‌ی یک مدل اجزاء محدود غیرخطی از یک سیستم دیوار برشی فولادی که از قبل بر اساس ضوابط موجود طراحی شده است و با انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) و با در نظر گرفتن رفتار پس از کمانش، به رفتار لرزه‌ای آن دست یافت. تأثیر عواملی نظیر وجود یا عدم وجود بارهای ثقلی و اثر وجود بازشو در پانل، مورد بررسی قرار گرفته و ضوابط طراحی مورد نقد و بررسی قرار می‌گیرند.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، تحلیل غیرخطی، تغییر شکل‌های بزرگ، مدل اجزاء محدود، بازشو.

مقدمه

دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی از سال ۱۹۷۰ میلادی در تعدادی از ساختمان‌های بلند جدید به‌خصوص در کشورهای ژاپن و آمریکا به کار رفته است. هم‌چنین استفاده از این سیستم به عنوان یک راهکار مؤثر و اقتصادی در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود شناخته شده که از همان ابتدا برای این منظور در کشور آمریکا به کار گرفته شده است [۱]. یک دیوار برشی فولادی عبارتست از ورق فولادی که در داخل یک پانل محصور بین تیرهای کف و سقف و ستون‌های طرفین آن نصب و به آنها جوش داده می‌شود و مانند سایر دیوارهای برشی، بارهای جانبی را به همراه قاب فولادی یا به تنهایی تحمل می‌نماید. به این ترتیب رفتار دیوار برشی فولادی در برابر بارهای جانبی به مثابه یک تیورق کنسول و قائم است که بال‌های آن ستون‌های طرفین دیوار و جان آن ورق فولادی مذکور بوده و سخت‌کننده‌های آن تیرهای افقی کف و سقف می‌باشند. این دیوارهای نازک نه تنها سختی لازم را برای سازه تأمین می‌کنند بلکه شکل‌پذیری همراه با حداقل مصالح را به عنوان یک پارامتر مطلوب برای بارگذاری لرزه‌ای، فراهم می‌نمایند.

مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده در مورد رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی و تجربیات گذشته نویدبخش یک سیستم بسیار مؤثر و شکل‌پذیر در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد [۱-۸]. مزایای استفاده از این سیستم شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی نسبتاً بالا، سبکی نسبت به دیوار برشی بتن آرمه‌ی معادل، سختی زیاد، سرعت نصب، اشغال فضای کمتر و سهولت بهسازی یا تعویض آنها می‌باشد. با توجه به مزایای ذکر شده برای دیوارهای برشی فولادی، در عین حال عواملی مانع از گسترش اجرای این دیوارها می‌شود. از جمله کمبود اطلاعات و جدید بودن موضوع مربوط به طراحی این‌گونه سازه‌ها و نقص اطلاعات راجع به رفتار لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها در مقایسه با رفتار دیوارهای برشی بتن مسلح و هم‌چنین فقدان یک ابزار تحلیلی مؤثر و قابل اعتماد، نظیر دیگر موانع موجود بر سر راه استفاده‌ی وسیع از این سیستم قرار دارد. بدین منظور در این تحقیق، تلاش می‌شود تا با ارائه‌ی یک مدل اجزاء محدود غیرخطی از یک سیستم دیوار برشی فولادی که از قبل بر اساس ضوابط موجود طراحی شده است، و با انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) و با در نظر گرفتن رفتار پس از کمانش، به رفتار لرزه‌ای آن دست یافت. تأثیر عواملی نظیر وجود یا عدم وجود بارهای ثقلی، تعداد طبقات، نوع مدل‌سازی و اثر وجود بازشو در پانل، مورد بررسی قرار گرفته و ضوابط طراحی مورد نقد و بررسی قرار می‌گیرند. درستی مدل اجزاء محدود

^۱ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

^۲ کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی اصفهان



ارائه شده، با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی که پیش از این توسط دیگر پژوهشگران به دست آمده است، نشان داده می‌شود. هم‌چنین به منظور مقایسه و ارزیابی، مدل ساده شده‌ی دیوارهای برشی فولادی نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مدل‌سازی و اعتبار نتایج

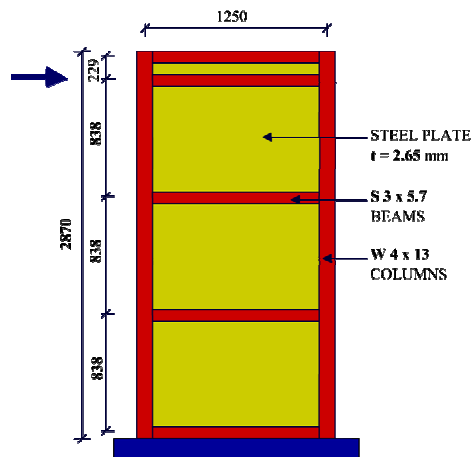
روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی وجود دارد که در این تحقیق اصولاً از مدل اجزاء محدود آن استفاده می‌شود؛ لیکن به منظور مقایسه و ارزیابی، مدل ساده شده‌ی آن نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد. آنچه بیش از همه اهمیت دارد، رسیدن به جواب‌های درست و قابل اعتماد در تحلیل‌هاست. بهترین روند برای نیل به این هدف آن است که نمونه‌هایی از تحقیقات آزمایشگاهی و یا حتی تحلیلی انجام شده توسط سایر پژوهشگران را انتخاب کرده و سپس تلاش کرد تا نتایج تقریباً مشابهی با آنها از طریق این مطالعه به دست آورد. به این ترتیب در این قسمت از نتایج سه نمونه‌ی آزمایشگاهی و تحلیلی انجام شده توسط محققان دیگر، برای مقایسه استفاده می‌شود.

در مدل اجزاء محدود از المان‌هایی استفاده می‌شود که از قابلیت‌های مهمی از جمله پلاستیسیته، تغییرشکل بزرگ، سخت شوندگی تنش، و تولد و مرگ، برخوردارند. تحلیل غیرخطی مادی دارای سه رکن اساسی می‌باشد: منحنی تنش - کرنش و معیار تسلیم؛ قانون جریان؛ و قانون سخت شوندگی. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مادی از مدل سخت شونده‌ی سینماتیکی دو خطی همراه با معیار تسلیم فن میزس و قانون جریان مرتبط استفاده می‌شود.

تحلیل غیرخطی نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیلی و مقایسه‌ی نتایج

در این قسمت سه نمونه‌ی آزمایشگاهی از سیستم دیوار برشی فولادی که توسط الگالی، درایور، رضایی و همکارانشان [۲-۸]، مورد مطالعه‌ی تجربی و تحلیلی قرار گرفته‌اند، به روش مدل اجزاء محدود مورد تحلیل قرار می‌گیرند. سپس نتایج به دست آمده از این تحلیل با آنچه نتایج آزمایش و نتایج تحلیلی پژوهشگران مذکور نشان می‌دهد، مقایسه شده و صحت مدل‌سازی تأیید می‌شود. از نمونه‌های آزمایشگاهی الگالی و همکاران، نمونه‌ی M12 در این جا بررسی می‌شود که جزئیات آن برای نمونه در شکل ۱ نشان داده شده است. جداول ۱ و ۲ مشخصات مقاطع و مصالح به کار رفته در نمونه‌ی M12 را نشان می‌دهند و همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود به منظور مهار میدان کشتی در طبقه‌ی سوم از یک تیر نسبتاً قوی استفاده شده است. مشخصات مدل اجزاء محدود آن به این صورت است که برای هر چشمه از شبکه‌ی ۸×۸ استفاده شده است و شرایط مرزی آن مشابه نمونه‌ی تحلیلی پژوهشگران مذکور می‌باشد. لازم به ذکر است که در تمام نمونه‌ها به منظور انجام تحلیل کمانش غیرخطی لازم است که پیش از بارگذاری جانبی، تغییرشکل خارج از صفحه‌ی بسیار کوچکی به ورق اعمال نمود. برای نمونه‌ی درایور، یک شبکه‌ی ۱۲×۸ برای هر کدام از پانل‌ها در نظر گرفته می‌شود و مدل تحت نیروهای جانبی مساوی در تراز هر طبقه قرار می‌گیرد و هم‌چنین بارهای ثقلی ثابت به میزان ۷۲۰kN در بالای ستون‌های طبقه‌ی چهارم اعمال می‌گردد. جداول ۳ و ۴ به ترتیب مشخصات مقاطع و مصالح مصرفی برای نمونه‌ی درایور و همکاران را نشان می‌دهند. در نمونه‌ی SPSW2 رضایی و همکاران نیز از یک شبکه‌ی ۱۵×۱۵ برای ورق فولادی استفاده شده است که شبکه‌بندی تیرها و ستون‌ها نیز منطبق بر شبکه‌بندی ورق می‌باشد. جداول ۵ و ۶ به ترتیب مشخصات مقاطع و مصالح مصرفی برای نمونه‌ی رضایی و همکاران را نشان می‌دهند.

شکل‌های ۲ تا ۴ منحنی‌های برش پایه در مقابل تغییرمکان جانبی تراز فوقانی را که از آزمایش به دست آمده اند به همراه نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود حاضر و هم‌چنین تحلیل پژوهشگران مذکور را نشان می‌دهند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، انطباق قابل قبولی بین نتایج تحلیل حاضر و نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی گذشته، به خصوص در مورد نمونه‌ی رضایی، وجود دارد.



شکل ۱- جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی M12 الگالی و همکاران (ابعاد بر حسب میلی‌متر)



جدول ۱- مشخصات هندسی تیرها و ستون‌های نمونه‌ی M12 الگالی و همکاران

ممان اینرسی حول محور قوی I (mm ⁴)	سطح مقطع A (mm ²)	مقطع
1048900	1077	Beam S 3 × 5.7
4703400	2477	Column W 4 × 13

جدول ۲- مشخصات مصالح نمونه‌ی M12 الگالی و همکاران

ضریب پواسون ν	مدول الاستیسیته E (GPa)	تنش تسلیم F_y (MPa)	اعضای پانل دیوار برشی فولادی
0.29 (assumed)	210 (assumed)	295	ورق فولادی
0.29 (assumed)	210 (assumed)	319	قاب (تیر و ستون)

اختلاف بین نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی الگالی و درایور به عوامل مختلفی برمی‌گردد. به عنوان مثال در مورد نمونه‌ی الگالی شکل اولیه‌ی ورق فولادی می‌تواند روی سختی اولیه‌ی نمونه‌ی دیوار برشی فولادی تأثیر گذار باشد؛ زیرا ورق‌های به کار رفته در نمونه‌ها، در نتیجه‌ی ساخت، کاملاً صاف نبوده و در مدل اجزاء محدود شکل اولیه‌ی آنها آن طور که در واقعیت می‌باشد، در نظر گرفته نشده است. همچنین در مدل اجزاء محدود فرض شده است که قاب، شامل تیرها و ستون‌ها، فقط در صفحه‌ی خود تغییرشکل می‌دهند؛ در حالی که در آزمایشگاه، جلوگیری از تغییرشکل‌های خارج از صفحه‌ی قاب بسیار مشکل می‌باشد.

جدول ۳- مشخصات هندسی تیرها و ستون‌های نمونه‌ی چهار طبقه‌ی درایور و همکاران

ممان اینرسی حول محور قوی I (mm ⁴)	سطح مقطع A (mm ²)	مقطع
129000000	7590	Beam W 310 × 60
479000000	10500	Beam W 530 × 82
275000000	15000	Column W 310 × 118

جدول ۴- مشخصات مصالح نمونه‌ی چهار طبقه‌ی درایور و همکاران

ضریب پواسون ν	مدول الاستیسیته E (GPa)	تنش تسلیم F_y (MPa)	اعضای پانل دیوار برشی فولادی
0.29 (فرض شده)	210 (فرض شده)	341	طبقه‌ی اول
		341	طبقه‌ی دوم
		257	طبقه‌ی سوم
		262	طبقه‌ی چهارم
0.29	210	341	قاب (تیر و ستون)



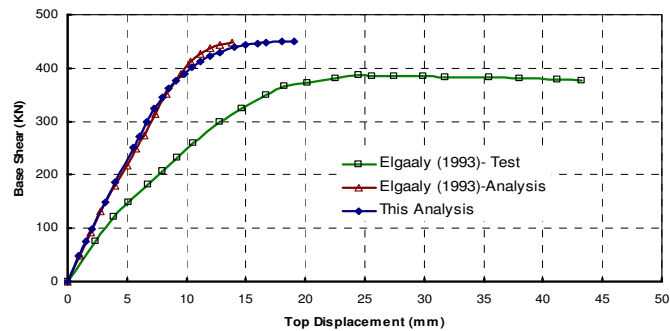
جدول ۵- مشخصات هندسی تیرها و ستون‌های نمونه‌ی SPSW2 رضایی و همکاران

مقطع	سطح مقطع A (mm ²)	ممان اینرسی حول محور قوی I (mm ⁴)
S 75× 8	1070	1040000

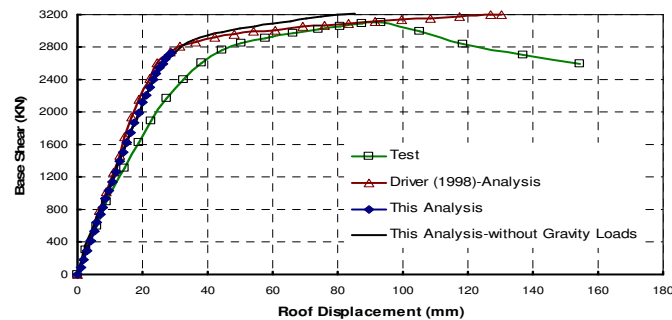
جدول ۶- مشخصات مصالح نمونه‌ی SPSW2 رضایی و همکاران

اعضای پانل دیوار برشی فولادی	تنش تسلیم F _y (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa) E	ضریب پواسون ν
ورق فولادی	320	200 (assumed)	0.3 (assumed)
قاب (تیر و ستون)	380	200 (assumed)	0.3 (assumed)

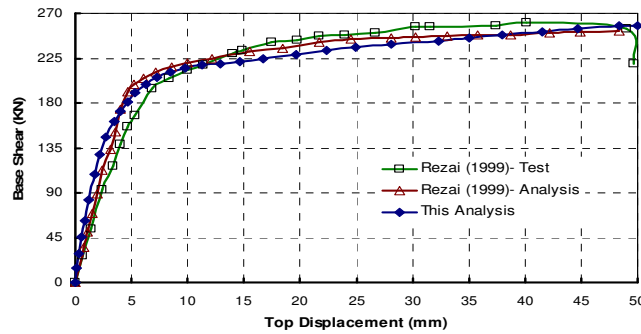
هم‌چنین در مورد نمونه‌ی دراپور به دلیل بارگذاری متناوب و وجود تنش‌های پسماند، چنین اختلافاتی مشاهده می‌شود. اما نتایج تحلیلی حاضر نشان می‌دهد که در هر دو نمونه‌ی مذکور، به دلیل ضخامت بیش از مقدار مورد نیاز ورق و ضعف ستون‌ها، که تحت تأثیر نیروهای محوری زیادی در اثر لنگر واژگونی قرار می‌گیرند، سیستم سازه‌ای به درستی وارد ناحیه‌ی غیرارتجاعی نمی‌شود و قبل از آن، در ستون‌ها ناپایداری یا جاری شدن اتفاق می‌افتد.



شکل ۲- منحنی‌های بار- تغییر مکان نمونه‌ی M12 الگالی و همکاران و مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی



شکل ۳- منحنی‌های بار- تغییر مکان نمونه‌ی چهار طبقه‌ی دراپور و همکاران و مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی



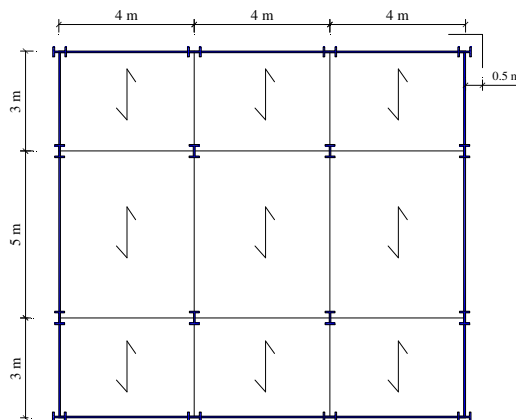
شکل ۴- منحنی‌های بار- تغییر مکان نمونه‌ی SPSW2 رضایی و همکاران و مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی

تحلیل استاتیکی غیرخطی دیوارهای برشی فولادی

در این بخش تلاش می‌شود تا با استفاده از اصول طراحی سازه‌های فولادی و آنچه در ارتباط با طراحی دیوارهای برشی فولادی در آیین‌نامه‌های معتبر از جمله ضوابط لرزه‌ای AISC-05 [۹]، وجود دارد؛ به طراحی مثال‌های عملی پرداخته و سایر تحلیل‌های لازم روی آنها انجام شود. بدین منظور ابتدا قاب‌های خمشی فولادی ویژه سه دهانه شامل ورق‌های فولادی در دهانه‌ی وسط، که سیستم باربر جانبی دو ساختمان ۵ طبقه و ۱۰ طبقه را تشکیل می‌دهند، براساس ضوابط موجود، طراحی می‌شوند. سپس براساس *FEMA-356* [۱۰] و به روش مدل نواری، مورد ارزیابی و طراحی نهایی قرار می‌گیرند. پلان کلی ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه که در آن طراحی قاب‌های ۳ دهانه با طول دهانه‌ی ۴ متری محیطی ساختمان مد نظر است، در شکل ۵ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل نشان داده شده است، بارهای ثقلی به تیرهای متصل به دیوار برشی فولادی نیز اعمال می‌شوند. لیکن دیوارهای برشی فولادی به عنوان اجزای باربر ثقلی در نظر گرفته نمی‌شوند. نتایج نهایی طراحی سازه‌های مذکور در جداول ۷ و ۸ به صورت تعیین نیمرخ‌های اعضای قاب خمشی فولادی و ضخامت ورق فولادی نشان داده شده است. لازم به ذکر است که کلیه‌ی اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل، در محدوده‌ی رفتاری مطلوبی قرار دارند و همچنین ظرفیت باربری مقاطع اعضای کنترل شونده توسط نیرو نیز کنترل شده است.

تحلیل پوش اور مثال‌های طراحی

ابتدا یک سازه‌ی یک طبقه از سیستم دیوار برشی فولادی که در حقیقت طبقه‌ی اول سازه‌ی ۵ طبقه‌ی طراحی شده را تشکیل می‌داد، مورد تحلیل قرار گرفت و سپس در ادامه به تحلیل سازه‌های ۵ طبقه و ۱۰ طبقه پرداخته شد. در این بخش همچنین اثر بازشو در دیوار برشی فولادی نیز بر روی مدل یک طبقه بررسی می‌شود. رابطه‌ی تنش - کرنش مفروض و مشخصات مصالح مصرفی در جدول ۹ نشان داده شده است. در مورد شرایط مرزی مدل‌های تحلیلی، لازم به ذکر است که کلیه‌ی گره‌های واقع در تراز پایه در همه‌ی جهات مقید شده و از حرکت خارج از صفحه‌ی گره‌های واقع در ترازهای سقف هر طبقه نیز جلوگیری شده است. همچنین فرض دیافراگم صلب برای هر تراز طبقه انجام شده است و نکته‌ی آخر این که یک شبکه‌ی 20×15 برای هر پانل در نظر گرفته شده است.



شکل ۵- پلان ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه



جدول ۷- نتایج طراحی نهایی سیستم باربر جانبی ساختمان ۵ طبقه

ضخامت ورق فولادی (mm)	مقاطع تیرها		مقاطع ستونها		طبقه
	تیرهای دهانه‌ی کناری	تیرهای دهانه‌ی میانی	ستون‌های گوشه	ستون‌های میانی	
۰/۷	IPE180	IPE220	IPB160	IPB200	۵
۰/۷	IPE220	IPE220	IPB160	IPB200	۴
۱/۳	IPE240	IPE240	IPB160	IPB260	۳
۱/۳	IPE240	IPE270	IPB160	IPB300	۲ و ۱

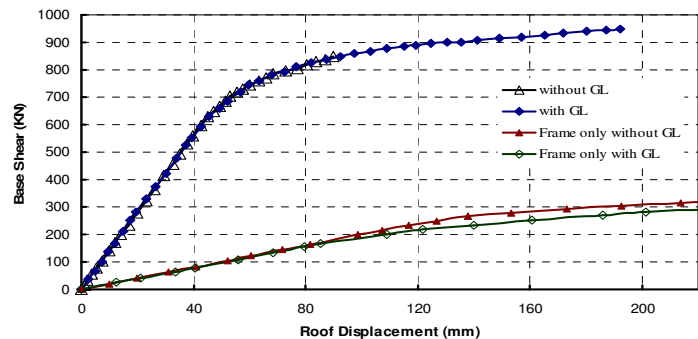
جدول ۸- نتایج طراحی نهایی سیستم باربر جانبی ساختمان ۱۰ طبقه

ضخامت ورق فولادی (mm)	مقاطع تیرها		مقاطع ستونها		طبقه
	تیرهای دهانه‌ی کناری	تیرهای دهانه‌ی میانی	ستون‌های گوشه	ستون‌های میانی	
۰/۷	IPE180	IPE220	IPB160	BOX200x10	۱۰
۱	IPE220	IPE220	IPB160	BOX200x10	۹
۱	IPE240	IPE240	IPB160	BOX300x15	۸
۱/۷	IPE270	IPE270	IPB180	BOX300x15	۷
۱/۷	IPE300	IPE300	IPB180	BOX400x15	۶
۲/۱	IPE300	IPE300	IPB200	BOX400x15	۵
۲/۱	IPE300	IPE300	IPB200	BOX400x20	۳ و ۴
۲/۱	IPE270	IPE330	IPB200	BOX500x20*	۲
۲/۱	IPE270	IPE330	IPB240	BOX500x20*	۱

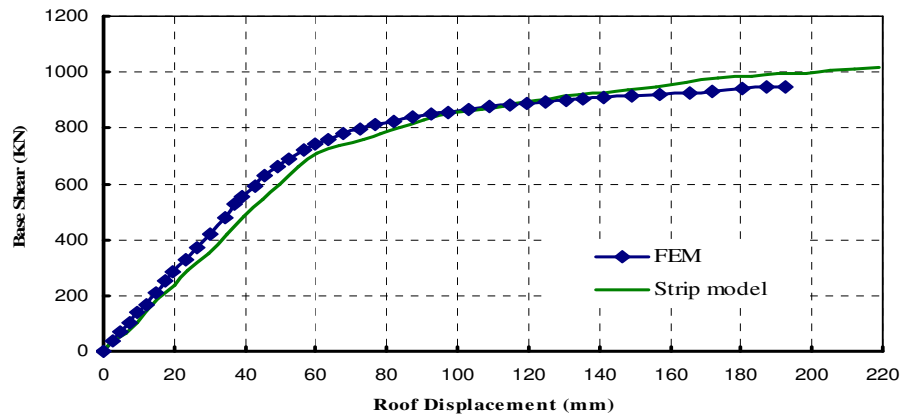
جدول ۹- مشخصات مصالح در نظر گرفته شده برای مثال‌های طراحی در مدل سازی

F_y (MPa)	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	ν
240	200	2	0.3

شکل‌های ۶ و ۷ منحنی‌های برش پایه در مقابل تغییرمکان جانبی تراز فوقانی سازه‌ی ۵ طبقه را برای نمونه نشان می‌دهند. در این شکل‌ها پارامترهای مختلفی از جمله وجود یا عدم وجود بارهای ثقلی، تأثیر ورق فولادی در افزایش سختی و مقاومت، مقایسه با مدل ساده شده‌ی نواری و برای نمونه‌های یک طبقه و ۱۰ طبقه نیز نتایج مشابهی به دست آمده است. نتایج نشان می‌دهد که اثر بارهای ثقلی متعارف بسیار ناچیز است؛ سختی و مقاومت نهایی قاب خمشی در اثر وجود ورق فولادی به ترتیب تا حدود ۵ و ۴ برابر افزایش می‌یابد؛ نتایج حاصل از دو تحلیل متفاوت مذکور، انطباق بسیار خوبی با یکدیگر دارند، به طوری که مقاومت نهایی پیش بینی شده در تغییرمکان هدف حاصل از دو تحلیل، کمتر از یک درصد با هم اختلاف دارند و سختی حاصل از تحلیل اجزاء محدود حدود ۱۲٪ بیش‌تر از سختی حاصل از تحلیل مدل نواری است.



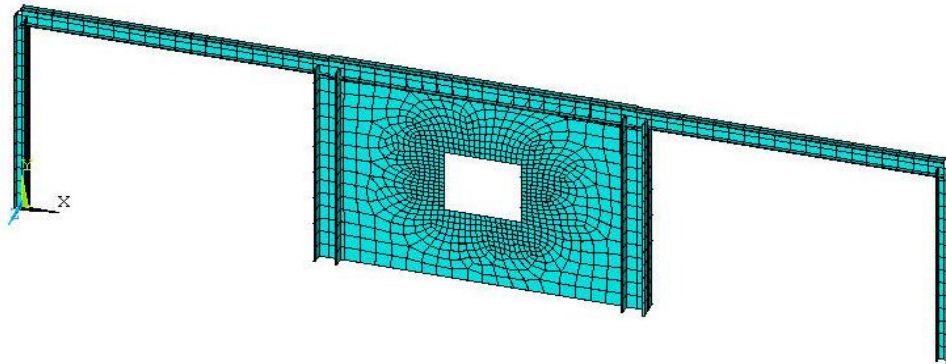
شکل ۶- منحنی برش پایه - تغییرمکان بام برای دو حالت وجود بارهای ثقلی و عدم وجود بارهای ثقلی برای سازه‌ی ۵ طبقه



شکل ۷- مقایسه‌ی منحنی‌های برش پایه - تغییرمکان بام به دست آمده از مدل اجزاء محدود و مدل نواری برای سازه‌ی ۵ طبقه

اثر بازشو در دیوارهای برشی فولادی

برای بررسی اثر بازشو در دیوارهای برشی فولادی، از یک بازشوی مستطیل شکل که در وسط پانل قرار می‌گیرد، استفاده می‌شود. این بازشو در همان مدل یک طبقه که قبلاً ذکر شد، قرار می‌گیرد. مدل اجزاء محدود آن در شکل ۸ نشان داده شده است. برای شبکه‌بندی مدل اجزاء محدود، بایستی به این نکته توجه نمود که ابعاد المان‌های اطراف بازشو کوچک‌تر از قسمت‌های دیگر باشد؛ زیرا در این نواحی تمرکز تنش زیادی به خصوص در گوشه‌های بازشو وجود دارد. در این تحقیق ابتدا با یک بازشوی با ابعاد فرضی، یک تحلیل حساسیت انجام شد تا اثر تعداد المان‌ها روی رفتار بار-تغییرمکان مورد ارزیابی قرار گیرد. نشان داده شد که زیاد کردن المان‌ها در لبه‌های بازشو از تعداد ۱۵ المان، تأثیری روی منحنی بار-تغییرمکان نمی‌گذارد.



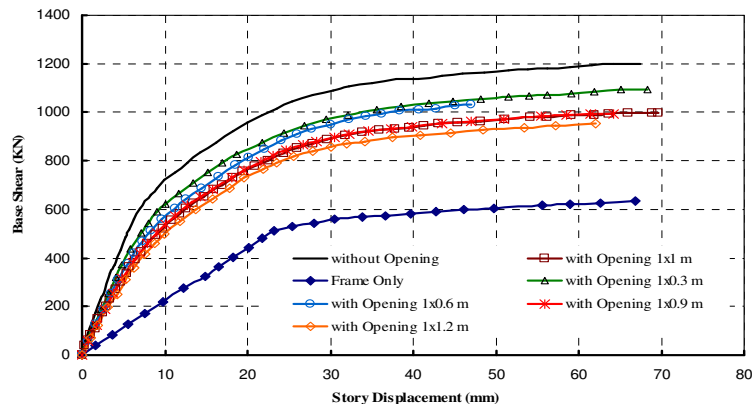
شکل ۸- نحوه‌ی شبکه‌بندی مدل اجزاء محدود دیوار برشی فولادی با بازشو

اثر بازشوهایی مختلف از نظر اندازه، روی دیوار برشی فولادی مذکور، توسط روش اجزاء محدود غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته و نتایج تحلیل در شکل ۹ آورده شده است. همچنین دو حد بالا و پایین آن، یعنی زمانی که بازشو وجود نداشته باشد و حالتی که قاب خمشی تنها وجود داشته باشد، برای مقایسه در شکل مذکور نشان داده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود، با افزایش ابعاد بازشو، سختی و مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی کاهش می‌یابد. این کاهش سختی و کاهش مقاومت به صورت خطی می‌باشد. لیکن باید دقت نمود که در گوشه‌های تیز بازشو، تمرکز تنش شدیدی به وجود می‌آید؛ به طوری که در برش پایه‌ی حدود ۸۰۰ کیلونیوتن، در همه‌ی موارد بازشوهایی مختلف، مقدار تنش در بخش بسیار کوچکی از گوشه‌های بازشو، از تنش حد جاری شدن ورق عبور می‌کند. لذا این نتیجه حاصل می‌شود که وجود بازشوها در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده، به ازای هیچ مقداری از نسبت باز شو به سطح کل ورق، مجاز نخواهد بود.



نتیجه‌گیری

تأثیر عوامل مختلفی در این تحقیق بررسی شد. اما به طور کلی نتایج نشان می‌دهند که دیوارهای برشی فولادی، سختی و مقاومت قاب‌های خمشی را به مراتب افزایش می‌دهند. ضوابطی که در ارتباط با حداقل سختی و مقاومت ستون‌ها در آیین‌نامه ذکر شده بسیار کمتر از آنچه واقعاً نیاز است، می‌باشد (به خصوص در ساختمان‌های بلند) و طراحی آنها باید همیشه بر اساس کنترل نیروهای داخل ستون، ناشی از ترکیبات بار نهایی و بر مبنای طرح ظرفیت باشند. استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در طراحی و سپس ارزیابی سازه‌ی طراحی شده، به یک طراحی منطقی و مؤثر منجر می‌شود و استفاده از مدل ساده شده‌ی نواری برای تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی فولادی و همچنین طراحی آنها بسیار مناسب است و رفتار سیستم را در حالت‌های مختلف به خوبی نشان می‌دهد. ستون‌هایی که برای سیستم دیوار برشی فولادی طراحی می‌شوند، به اندازه‌ی قوی خواهند بود که استفاده از ورق‌های بسیار نازک را ممکن می‌سازند و تأثیر اعمال بارهای ثقلی متعارف روی منحنی رفتاری سیستم دیوار برشی فولادی ناچیز است.



شکل ۹- اثر بازشوهای مختلف از نظر اندازه روی منحنی بار- تغییر مکان جانبی

همچنین نتایج تحلیلی نشان می‌دهد که وجود بازشوها در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده، به ازای هیچ مقداری از نسبت بازشو به سطح کل ورق، مجاز نخواهد بود. پس در حالتی که بازشو وجود دارد بایستی حتماً از سخت‌کننده‌هایی برای جلوگیری از تمرکز تنش در لبه‌های تیز بازشو استفاده نمود و همان طور که آیین‌نامه‌ی AISC توصیه کرده است، باید از سخت کننده‌های قائم و افقی در اطراف بازشو، که به صورت سرتاسری به عناصر مرزی، یعنی تیرها و ستون‌ها، متصل می‌شوند، استفاده نمود.

مراجع

1. Astaneh-Asl, A. (2001) Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls , *Steel TIPS Report*, Structural Steel Educational Council, University of California at Berkeley.
2. Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R. (1993) Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Load , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **119** (2), 573-587.
3. Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C. (1993) Post-Buckling Behavior of Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Loads , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **119** (2), 588-605.
4. Driver, R. G. (1997) Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls , Ph. D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB.
5. Driver, R. G., Kulak, G. L. (1998) Kennedy, D. J. L., and Elwi, A. E., Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Walls , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **124** (2), 112-120.
6. Driver, R. G., Kulak, G. L., Elwi, A. E. and Kennedy, D. J. L. (1998) FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **124** (2), 121-130.
7. Rezai, M. (1999) *Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake table testing*, Ph. D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
8. Lubell, A. S., Prion, H. G. L., Ventura, C. E. and Rezai, M. (2000) Unstiffened Steel Plate Shear Walls Performance under Cyclic Loading , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **126** (4), 453-460.
9. AISC (2005) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago.
10. FEMA (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.