

ضریب رفتار چند سطحی سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتنی در زردار

سید بهرام بهشتی اول^{۱*}، مهدی رحمانی قرانقیه^۲

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

beheshti@kntu.ac.ir :

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۸/۱۸]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

چکیده - تأمین شکل پذیری زیاد موجب کاهش سختی سازه و افزایش تغییر شکل های جانبی و متعاقب آن آسیب به اجزای غیر سازه ای می شود. هر چند افزایش مقاطع قاب خمشی فولادی سختی سازه را افزایش می دهد ولی اقتصادی نخواهد بود. بدین منظور ترکیب قاب خمشی و دیوار برشی بتنی می تواند یک راه حل برای افزایش سختی باشد. اما در سازه های کوتاه استفاده از این سیستم ترکیبی باعث کاهش شکل پذیری و استهلاک انرژی در زلزله های متوسط تا قوی می شود. استفاده از درزهای قائم در دیوار بتنی کوتاه و متوسط این نقص را بهبود می بخشد. این درزها رفتار برشی دیوار بتنی را به رفتار خمشی شکل پذیر تعدادی اجزاء ستونی تبدیل نموده و می توانند شکل پذیری را افزایش دهند. عدم درج ضریب رفتار در آیین نامه های طراحی لرزه ای از چالش های استفاده از این سیستم نوظهور است. بیان چند سطحی ضریب رفتار و استخراج آن با توجه به میزان تقاضای زلزله و میزان آسیب قابل قبول به عنوان سطوح عملکردی مورد انتظار از نوآوری های این مطالعه است.

در این پژوهش ضرایب رفتار طلب و ظرفیت قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی در زردار و بدون درز در ارتفاع ۵ و ۱۰ طبقه با کمک تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی افزایشی، محاسبه شده اند. بررسی نتایج نشان داد، اگرچه سختی اولیه ارتجاعی در سازه ترکیبی قاب خمشی و دیوار برشی بتنی در زردار و بدون درز اختلاف چندانی ندارد، اما به علت تغییر رفتار دیوار بتنی از برشی به ستونکهای خمشی جذب انرژی بیشتر می شود و لذا ضریب رفتار بزرگ تر و شکل پذیری بیشتری را برای نوع با درز به ارمغان می آورد.

واژگان کلیدی: قاب خمشی فولادی، دیوار برشی بتنی در زردار، ضریب رفتار، تحلیل بارافزون، تحلیل دینامیکی افزایشی

۱- مقدمه

سیستم قاب خمشی متوسط تا ویژه شکل پذیری خوبی دارد

اما باعث کاهش سختی می شود [1]. افزایش مقطع برای کنترل تغییر شکل های جانبی هم امری غیر اقتصادی خواهد بود. قرار گیری دیوار برشی بتنی در کنار قاب خمشی علاوه بر افزایش سختی، کاهش مقاطع قاب خمشی را نیز بدنبال دارد [2]. اما سختی زیاد دیوار برشی بتنی و عدم رفتار خمشی مناسب در سازه های کوتاه موجب کاهش شکل پذیری می شود. کاهش شکل پذیری موجب عدم رفتار مناسب سازه در هنگام زلزله های شدید می شود. بر همین اساس راهکارهایی برای افزایش شکل پذیری و استهلاک

کشور ایران در یک منطقه لرزه خیز واقع شده است و وقوع زمین لرزه های شدید در سال های نه چندان دور گواه این مدعا است. پس انتخاب سیستم های سازه ای باید به گونه ای باشد که بتواند نیروهایی که در اثر حرکت قوی زمین به سازه اعمال می شود را تحمل نماید. بر همین اساس سازه ها باید سه پارامتر سختی، مقاومت و شکل پذیری را به ترتیب برای عدم آسیب به اجزای غیر سازه ای و سازه ای با تأمین پایداری و ایمنی در زمین لرزه های خفیف تا شدید را دارا باشند.

بلند مرتبه است [8]. این درزها با تشکیل ستون‌های خمشی و ایجاد مفاصل پلاستیک در دو انتها تحت زلزله‌های شدید، انرژی زیادی را مستهلک می‌کنند.

۲- مدل سازی

دو نوع سازه قاب خمشی فولادی ویژه با دیوار برشی بتنی ویژه درزدار و بدون درز در طبقات ۵ و ۱۰ طبقه بر اساس آیین نامه‌های فولاد [9]، بتن [10] و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [11] در نرم افزار ایتبس^۱ طراحی شدند. ضریب رفتار مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [12] برابر ۷/۵، محل احداث ساختمان در تهران و بر اساس نوع خاک ۲ است. همچنین پلان ساختمان منظم دارای ۵ دهانه ۵ متری با ارتفاع طبقه ۳٫۵ متر در نظر گرفته شده است شکل (۱). کلیه اتصالات داخلی مفصل بوده و قاب‌های پیرامونی خمشی در نظر گرفته شده‌اند.

قاب شماره یک را می‌توان به صورت دوبعدی در نرم افزار پرفورم^۲ مدل کرد، زیرا ستون‌های ثقلی نقش ناچیزی در باربری جانبی دارند. ستون‌های ثقلی با ایجاد پی-دلتا و لنگر ثانویه روی قاب دوبعدی تاثیر می‌گذارند. این تاثیر را می‌توان به کمک ستون پی-دلتا لحاظ نمود. شکل‌های (۲) و (۳) چگونگی اتصال ستون پی-دلتا را که به وسیله اعضای صلب و اتصالات مفصلی به قاب خمشی متصل است نشان می‌دهد [13].

شکل (۱) پلان سازه

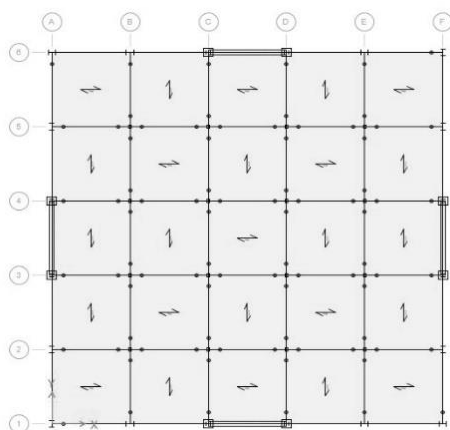


Fig. 1. The structure plan

انرژی به وسیله محققان ارائه شده است. از جمله این راهکارها ایجاد درز در داخل دیوار برشی بتنی است. موتو در سال ۱۹۷۳ دیوار برشی بتنی درزدار با قابلیت استهلاک انرژی را به ثبت رساند [3]. در سال ۱۹۹۹ خان و همکارانش با کمک اتصال دهنده‌های برشی بتن مسلح در این دیوارهای درزدار، شکل پذیری دیوار درزدار را بررسی کردند [4]. در سال ۲۰۰۳ ضیایی فر و همکارانش با ایجاد درز بدون اتصال دهنده با هدف ایجاد رفتار برشی در طبقات، شکل پذیری دیوار برشی بتنی را افزایش دادند [5]. سان و همکارانش در سال ۲۰۱۱ نوع متفاوتی از دیوار برشی درزدار را مطالعه کردند. رفتار سازه مورد مطالعه آن‌ها دارای عملکرد صلب بوده اما بعد از ایجاد ترک در نواحی درزدار شده، دیوارها از هم جدا شده و با ایجاد مفاصل پلاستیک شکل پذیری افزایش پیدا کرد [6]. شیانگجو و همکارانش در سال ۲۰۱۲ با ایجاد درزهای Z و U شکل دور دیوار بتنی شکل پذیری قاب خمشی فولادی را افزایش دادند [7].

پژوهش‌های بسیاری روی شکل پذیری دیوار بتنی در کنار قاب خمشی فولادی صورت گرفته است. اما برآورد پارامترهای طراحی لرزه‌ای چون ضریب رفتار قاب خمشی فلزی به همراه دیوار بتنی درزدار به منظور افزایش سختی در کنار حفظ و یا افزایش شکل پذیری مورد توجه قرار نگرفته است. پس در این مطالعه ضمن مطالعه رفتار لرزه‌ای این سیستم، ضریب رفتار سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی به همراه دیوار بتنی درزدار پیشنهاد شده است.

ترکیب دیوار برشی بتنی با قاب خمشی فولادی در سازه‌های کوتاه که تغییر شکل‌های برشی بیشترین سهم را در استهلاک انرژی دارند توصیه نشده است [7]. اما پیش‌بینی می‌شود که تأمین سختی و شکل پذیری قاب خمشی فولادی توسط دیوار درزدار می‌تواند زمینه ساز حل مشکل قاب‌های خمشی در سطوح عملکردی و خرابی باشد.

در این مطالعه به منظور افزایش شکل پذیری دیوارهای برشی بتنی در سازه‌های کوتاه تا میان مرتبه از درز در داخل دیوار استفاده شده است. مطالعات نویسندگان مبین عدم کارایی این سیستم به علت رفتار خمشی دیوارهای برشی بدون درز در ساختمان‌های

است.

المان مرزی (برای دیوار بدون درز) و ستون کناری (برای دیوار درزدار) دارای پروفیل فولادی و بتن محصور شده هستند. همچنین در دیوارهای میانی دیوار درزدار که مانند ستون عمل می کنند بتن محصور شده و در جان دیوار بدون درز از بتن محصور نشده استفاده شده است.

جدول (۱) مشخصات دیوار برشی بتنی در سازه ۵ طبقه

Story	Element	Structure SMF ¹	Section (cm ²)	Rebar	Steel
1-2	boundary	SW ² &CW ³	74X40	16Ø20	IPB 300
		SW	64X30	14Ø20	-
	wall	CW	426X30	56Ø10	-
3-5	boundary	SW&CW	74X30	12Ø20	IPB 220
		SW	64X20	10Ø20	-
	wall	CW	426X20	28Ø10	-

¹ Steel Moment Frame

² Slit shear Wall

³ Conventional shear Wall

Table.1. RC shear wall section properties of 5-story structure

جدول (۲) مشخصات دیوار برشی بتنی در سازه ۱۰ طبقه

Story	Element	Structure SMF	Section (cm ²)	Rebar	Steel
1-3	boundary	SW&CW	100X80	48Ø25	IPB 450
		SW	92.5X40	26Ø20	-
	wall	CW	400X30	54Ø14	-
4-6	boundary	SW&CW	100X60	22Ø20	IPB 320
		SW	92.5X30	20Ø20	-
	wall	CW	400X60	40Ø10	-
7-10	boundary	SW&W	100X40	18Ø14	IPB 220
		SW	92.5X20	16Ø16	-
	wall	CW	400X20	26Ø10	-

Table.2. RC shear wall section properties of 10-story structure

مشخصات مصالح بتنی محصور شده و محصور نشده مطابق شکل های (۶ و ۷) بر اساس مدل مندر و به صورت سه خطی همراه با افت مقاومت در نظر گرفته شده است. بتن محصور شده از مقاومت و شکل پذیری بیشتر نسبت به بتن محصور نشده برخوردار است.

مشخصات مصالح فولادی بر اساس مدل پارک به صورت سه خطی همراه با افت مقاومت در نظر گرفته شده است. شکل (۸) رفتار مصالح فولادی را برای قاب خمشی

در این مطالعه قاب خمشی فولادی برای هردو سازه درزدار و بدون درز یکسان است. مشخصات مقاطع تیرها و ستون های قاب های مورد مطالعه ۵ و ۱۰ طبقه در شکل های (۲ و ۳) آمده است.

شکل (۲) قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی درزدار ۵ طبقه همراه با ستون پی-دلتا

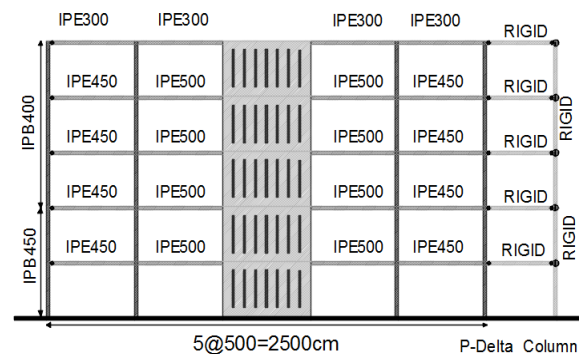


Fig. 2. 5- story steel moment-resisting fame with RC slit shear wall besides P-Δ column

شکل (۳) قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی درزدار ۱۰ طبقه همراه با ستون پی-دلتا

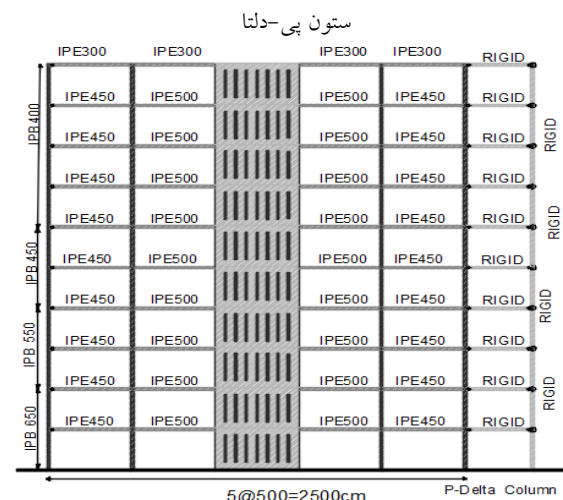


Fig. 3. 10- story steel moment-resisting fame with RC slit shear wall besides P-Δ column

مشخصات دیوار برشی بتنی درزدار و بدون درز در جدول های (۱ و ۲) و چگونگی آرماتوربندی دیوار درزدار در شکل (۴) و دیوار بدون درز در شکل (۵) آمده است. ابعاد مقاطع دیوار هردو سیستم یکسان است ولی در سیستم های درزدار درصد آرماتور متفاوت است و روی این مقطع درزهایی با عرض ۶۰ میلی متر و ارتفاع ۲/۵ متر ایجاد شده

شکل (۸) رابطه تنش-کرنش مقاطع فولادی

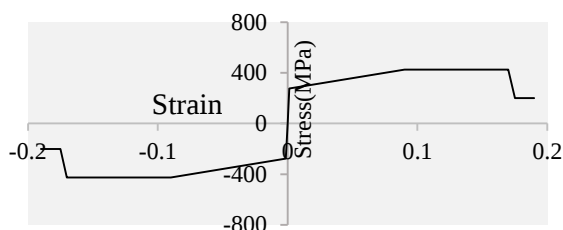


Fig. 8. Stress- strain relationship for steel profiles

شکل (۹) رابطه تنش-کرنش میلگردهای فولادی

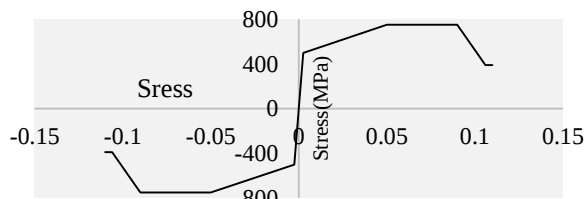


Fig. 9. Stress- strain relationship for steel reinforcements

نسبت ارتفاع به عرض در دیوار برشی بتنی از دو بیشتر است در نتیجه دیوار در برش خلی و در خمش غیرخطی مدل شده است. دستورالعمل بهسازی ایران معیار ارزیابی دیوارهای برشی بتنی را دوران دیوار برشی معرفی کرده است [14]. برای مدل سازی دیوارهای برشی بتنی در نرم افزار پرفورم از المان رشته ای دیوار استفاده شده است. در این روش مقطع دیوار به تعدادی المان رشته ای تقسیم بندی می شود. مقاطع رشته ای سطح مقطع بتن و میلگرد را به صورت متمرکز با توجه به فاصله مرکز آن ها از تار خشی مدل می کند. مقاطع میلگرد متمرکز شده از نوع فولاد بدون کمانش با قابلیت تغییر شکل غیر الاستیک است. بتن مقاطع نیز به گونه ای مدل شد که تنها تنش فشاری را تحمل کند. شکل (۱۰) چگونگی مدل سازی دیوار برشی بتنی را نشان می دهد [15].

شکل (۱۰) مدل المان رشته ای دیوار برشی بتنی [۱۵]

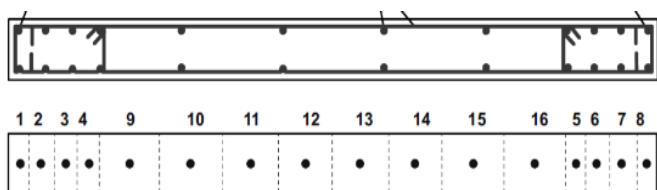


Fig. 10. Fiber-section element model for RC shear walls [15]

فولادی و شکل (۹) برای میلگرد طولی نشان می دهد.

شکل (۴) جزئیات میلگرد گذاری در دیوار درزدار

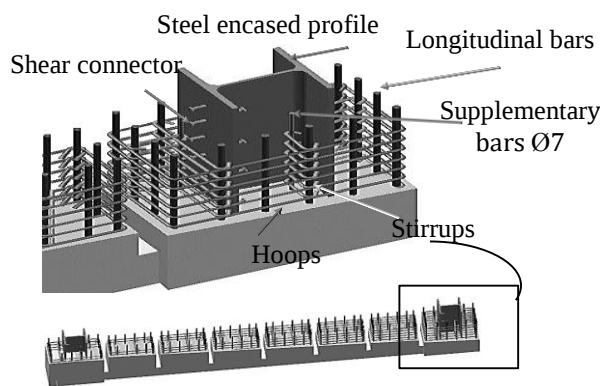


Fig. 4. Details of the RC slit shear walls

شکل (۵) جزئیات میلگرد گذاری در دیوار بدون درز

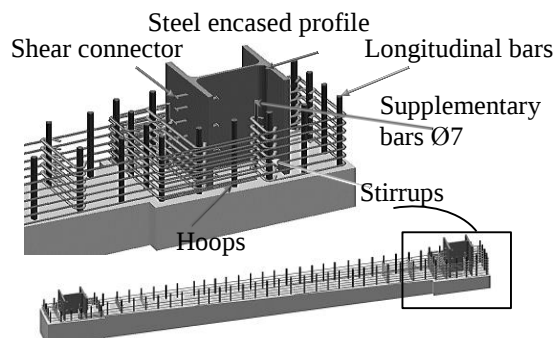


Fig. 5. Details of the conventional RC shear walls

شکل (۶) رابطه تنش-کرنش بتن محصور شده

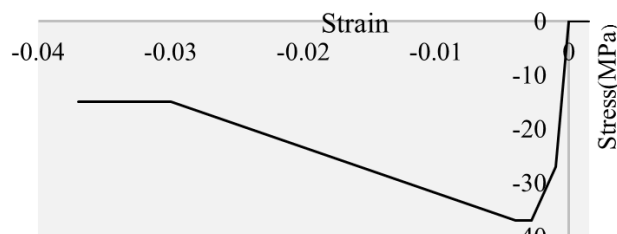


Fig. 6. Stress- strain relationship for confined concrete

شکل (۷) رابطه تنش-کرنش بتن محصور نشده

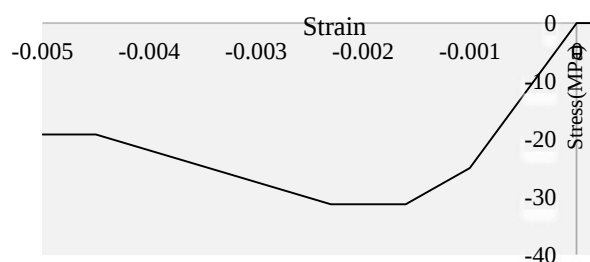


Fig. 7. Stress- strain relationship for unconfined concrete

انتهایی مشخص تعریف می شود. مفاهیم این مدل در شکل (۱۲) نشان داده شده است. از جمله مزایای این مدل این است که دستورالعمل های بهسازی مشخصات ویژه این نوع مدل مانند ظرفیت دوران انتهایی را مشخص کرده است [15].

۳- رکوردهای انتخابی

رکوردهای زلزله از پایگاه داده های سایت PEER انتخاب شده اند که دارای بزرگی $6/5$ تا $7/5$ درجه در مقیاس ریشتر هستند. رکوردهای مذکور در رده B طبقه بندی USGS با سرعت موج برشی $360-750$ متر بر ثانیه قرار دارند که منطبق بر خاک نوع دو طبقه بندی استاندارد 2800 است. فاصله ایستگاه ثبت این رکوردها تا منبع زلزله در محدوده 24 تا 45 کیلومتر قرار دارد. رکوردها دارای طیفی مشابه در حوزه شتاب هستند (جدول ۳) رکوردهای انتخاب شده را نمایش می دهد.

جدول (۳) مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده در تحلیل IDA

	Record	Magnitude (Ms)	PGA (g)	Distance (km)
1	San Fernando	6.6	0.11	31.7
2	Landers	7.4	0.136	27.7
3	Northridge	6.7	0.163	24
4	Northridge	6.7	0.37	26.7
5	Northridge	6.7	0.036	32.3
6	San Fernando	6.6	0.102	37.4
7	Cape Mendocino	7.1	0.154	44.6

Table.3. Characteristics of earthquake records used for IDA analysis

۴- تحلیل دینامیکی افزایشی

آنالیز دینامیکی افزایشی یک تحلیل پارامتری است که به تازگی به صورت های مختلفی برای برآورد مستقیم عملکرد سازه ها تحت بارهای لرزه ای به کار برده شده است. اولین گام تهیه رکوردهای مناسب زلزله برای این تحلیل است. این رکوردها در بخش قبلی معرفی شدند. گام دوم تعیین پارامتر شدت زلزله است که در این مقاله شتاب طیفی مود اول به

رفتار ستون ها نیز خمشی است. ستون ها علاوه بر خمشی تحت تأثیر نیروی محوری فشاری بوده که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی باعث کاهش شکل پذیری می شود. هر چه میزان نیروی فشاری افزایش یابد شکل پذیری کاهش می یابد و رفتار عضو به سمت رفتار ترد متمایل شده و تلاش خمشی نیرو کنترل می شود. برای مدل سازی غیرخطی ستون ها در نرم افزار پرفورم از المان رشته ای ستون استفاده شده است.

مدل سازی ستون از سه جز شامل نواحی صلب انتهایی و دو مؤلفه المان رشته ای و یک المان ستون الاستیک تشکیل می شود. در المان رشته ای مقطع عرضی به یک تعداد از رشته ها تقسیم شده است و ویژگی های مصالح به هر رشته اختصاص می یابد. چندین مصالح متفاوت شامل بتن، فولاد بدون کمانش و فولاد با کمانش استفاده می شود. شکل (۱۱) چگونگی مدل سازی این ستون ها را نشان می دهد [15].

شکل (۱۱) مدل سازی ستون [۱۵]

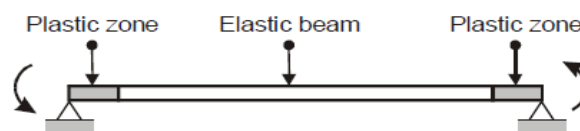


Fig. 11. Column modeling [15]

شکل (۱۲) مدل سازی تیر [۱۵]

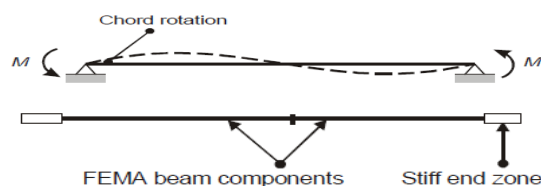


Fig. 12. Beam modeling [15]

عملکرد تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می باشد و میزان شکل پذیری در تیرها وابسته به عوامل متعددی همچون بار گذاری و فشردگی مقطع است. برای مدل سازی تیرها در نرم افزار پرفورم از تیر فولادی فاما استفاده شده است. از ویژگی های این مدل استفاده از دوران میله برای مدل سازی است. این مدل بر اساس ممان و دوران

شکل (۱۶) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه بدون درز ۱۰ طبقه

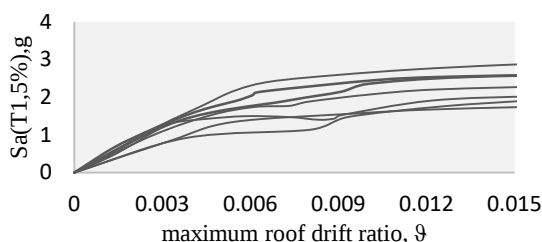


Fig. 16. IDA curves of SMF with conventional RC shear wall (RCW) for 10-story structure

مقایسه صدک میانه تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه‌ها

در شکل‌های (۱۷ و ۱۸) قابل توجه است.

شکل (۱۷) منحنی‌های میانه IDA سازه‌های ۵ طبقه

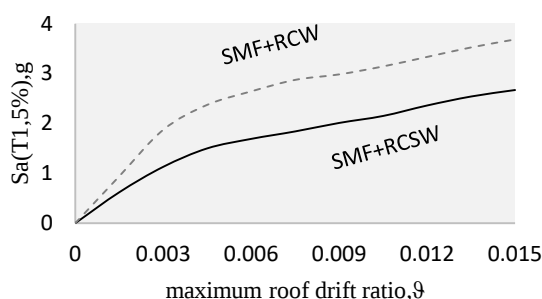


Fig. 17. Median IDA curves for 5-story structures

شکل (۱۸) منحنی‌های میانه IDA سازه‌های ۱۰ طبقه

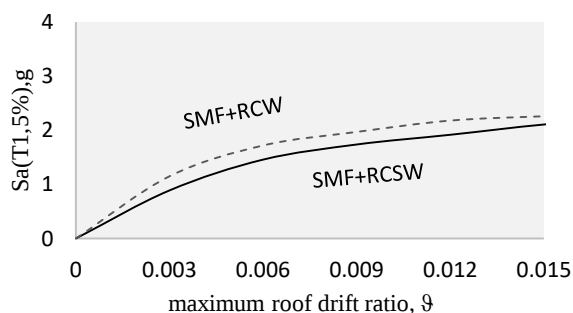


Fig. 18. Median IDA curves for 10-story structures

در این منحنی‌ها سازه‌های درزدار در گریز بام مشخص ظرفیت شتاب طیفی کمتری دارند. شتاب طیفی کمتر تحت بارهای زلزله نشان می‌دهد که نیروی کمتری به سازه وارد شده است. این بیانگر نرمی و شکل‌پذیری بیشتر این سازه‌های درزدار نسبت به سازه‌های بدون درز است. به هر حال سختی و مقاومت سازه با دیوار درزدار بیشتر از سازه با دیوار بدون درز است. این اختلاف با افزایش طبقات ساختمان کمتر می‌شود.

عنوان شاخص توصیف شدت زلزله استفاده شده است. گام سوم تعیین معیار شدت خسارت است. انتخاب معیار شدت خسارت مناسب بستگی به کاربرد و خود سازه دارد [16]. در این مطالعه گریز بام (نسبت تغییر مکان مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان) به عنوان معیار شدت خرابی در سازه در نظر گرفته شد. شکل‌های (۱۳-۱۶) تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه‌های مطالعه شده را نمایش داده است.

شکل (۱۳) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه درزدار ۵ طبقه

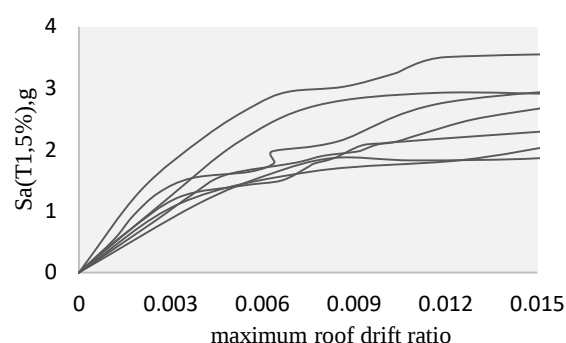


Fig. 13. IDA curves of SMF with RC slit shear wall (RCSW) for 5-story structure

شکل (۱۴) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه بدون درز ۵ طبقه

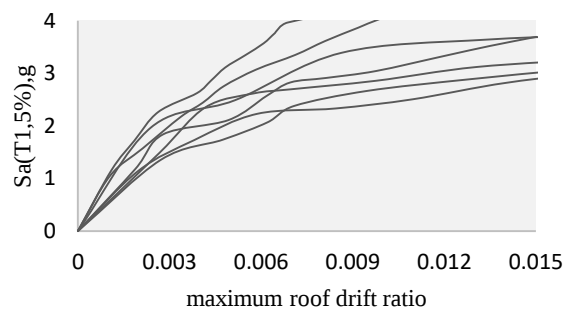


Fig. 14. IDA curves of SMF with conventional RC shear wall (RCW) for 5-story structure

شکل (۱۵) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه درزدار ۱۰ طبقه

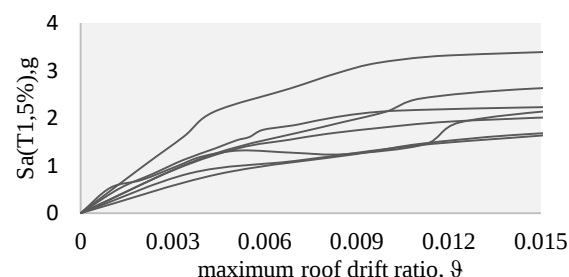


Fig. 15. IDA results of SMF with RC slit shear wall (RCSW) for 10-story structure

ایمینی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) بررسی شده است.

۵-۲- ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ)

در این پژوهش از دو روش برای محاسبه این ضریب استفاده شد. روش اول بر پایه تحلیل بار افزون و روابط نیومارک وهال، کرواینکلر و نصر، میراندا و روش دوم بر پایه ترکیب تحلیل دینامیکی و بار افزون انجام گرفت.

۵-۲-۱- روش مبتنی بر تحلیل بارافزون و روابط سه گانه (روش اول)

در این روش ها ابتدا به کمک تحلیل بارافزون مقادیر مورد نیاز استخراج شده، سپس به کمک روابط زیر ضریب ها بدست می آیند.

- روش نیومارک وهال

نیومارک وهال شکل پذیری را برای سیستم های ارتجاعی -

خمیری بر اساس روابط ۲، ۳ و ۴ برآورد کرد [18,19]:

$$R_\mu^{DOF} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{for } 0.5 \geq T \geq 0.15 \quad (2)$$

$$R_\mu^{DOF} = \mu \quad \text{for } T > 0.5 \quad (3)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

که در آن T پریود سازه، μ ضریب شکل پذیری کلی سازه، Δ_u تغییر مکان نهایی در نقطه هدف یا سطوح عملکردی و Δ_y تغییر مکان تسلیم است.

- روش کرواینکلر و نصر

کرواینکلر و نصر روابط ۵ و ۶ را برای زمین های صخره ای یا خاک سخت ارائه دادند [18, 20]:

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (5)$$

$$R_\mu^{DOF} = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (6)$$

که در آن α سختی بعد از تسلیم به صورت درصدی از سختی ارتجاعی، a و b پارامترهای رگرسیون هستند که از جدول (۴) محاسبه می شوند.

جدول (۴) ضرایب رابطه کرواینکلر

α	0	0.02	0.01
a	1	1	0.8
b	0.42	0.37	0.29

Table.4. Coefficients of Krawinkler relationship

زیرا در سازه های کوتاه رفتار برشی دیوار با ایجاد درز به رفتار خمشی قطعات دیوار تبدیل می شود که این رفتار خمشی شکل پذیری خوبی ایجاد می کند. اما در سازه های بلند که رفتار خمشی است درزدار کردن تأثیر زیادی بر رفتار و شکل پذیری سازه نمی گذارد. درزها باعث تشکیل مفصل پلاستیک در قطعات دیوار درزدار، و موجب استهلاک انرژی از طریق ورود به ناحیه پلاستیک می شوند. با این کار ضریب اطمینان سازه افزایش می یابد. زیرا در بیشتر موارد در سازه ها با دیوار بدون درز دیوار طبقه اول دچار خرابی می شود [17] و سازه به سرعت مقاومت خود را از دست می دهد اما در سازه ها با دیوار درزدار پس از خرابی قطعاتی از دیوار طبقه اول باز توزیع نیرو بین سایر قطعات دیوار رخ داده و مقاومت لازم را در برابر بارهای جانبی تا مدت بیشتری حفظ می کنند [8].

۵- ضریب رفتار

۵-۱- کلیات

بر اساس تجارب خرابی در زلزله های گذشته، نوع عملکرد سازه و معیارهای آیین نامه ای، سه تعریف می تواند برای ضریب رفتار مدنظر قرار گیرد. یک، ضریب رفتار آیین نامه ای که برای انواع مختلف سیستم های سازه ای در آیین نامه ها موجود است و بیشتر مبتنی بر تجارب آسیب سازه ها در زلزله های گذشته و قضاوت مهندسی است. دوم، ضریب رفتار طلب که بر اساس میزان طلب زلزله و طیف طرح برآورد می شود. سوم، ضریب رفتار ظرفیت که براساس سطوح عملکردی و سطوح خرابی تعریف شده، مقادیر متفاوت بر آورد می شود.

ضریب رفتار سازه از حاصل ضرب چند ضریب حاصل می شود که هر کدام به نوعی ویژگی خاصی از سازه را در تحمل نیروها و تغییر شکل های وارد شده به وسیله زلزله را در بر می گیرند. R_μ ضریب شکل پذیری و انرژی مستهلک شده ناشی از رفتار پسماند، R_s ضریب ناشی از اضافه مقاومت سازه است [18]. رابطه ۱ حاصل ضرب این ضرایب را نشان می دهد.

$$R = R_\mu^{DOF} \times R_s \quad (1)$$

در این مطالعه ضریب رفتار طلب و ظرفیت در سطوح

روش میراندا

میراندا روابط ۷ و ۸ را برای زمین‌های صخره‌ای، رسوبی و خاک نرم ارائه کرد [21].

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T + \mu T} - \left(\frac{2}{5T}\right)e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (7)$$

$$R_{\mu}^{SDOF} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (8)$$

μ : ضریب شکل پذیری کلی

جدول (۵) گریز بام و حالت‌های حدی متناظر

story	Structure SMF	Target drift (BSE-1) ¹	Roof drift ratio (W-LS) ²	Roof drift ratio (W-CP) ²
5	SW	0.0078	0.0093	0.0098
	CW	0.0056	0.0056	0.0077
10	SW	0.0088	0.0105	0.0131
	CW	0.0069	0.0072	0.0091

¹ Earthquake hazard level

² Performance level for walls

Table.5. Roof drift ratio and relevant limit-states

جدول (۶) گریز بام نهایی و حد تسلیم و حالات حدی متناظر

Type	CASE	T(S)	θ_y	θ_u
SMF+RCSW 5	Demand		0.004	0.0078
	Capacity(LS)	0.58	0.0042	0.0093
	Capacity(CP)		0.0043	0.0098
SMF+RCW 5	Demand		0.0025	0.0056
	Capacity(LS)	0.43	0.0025	0.0056
	Capacity(CP)		0.0026	0.0077
SMF+RCSW 10	Demand		0.0041	0.0088
	Capacity(LS)	1.1	0.0043	0.0105
	Capacity(CP)		0.0049	0.0131
SMF+RCW 10	Demand		0.0034	0.0069
	Capacity(LS)	1.03	0.0034	0.0072
	Capacity(CP)		0.0037	0.0091

Table.6. Ultimate and yield roof drift ratio and relevant limit-states

در این پژوهش برای تعیین سطح عملکردی دیوارهای خمشی کنترل از جدول پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش اعضای کنترل شونده با خمش موجود در نشریه ۳۶۰

سال ۱۳۹۲ استفاده شده است. با توجه به اینکه ستون‌ها و تیرهای فولادی بعد از دیوارها به این سطوح می‌رسند، دیوارها تعیین کننده سطوح عملکردی است. مقادیر گریز بام (θ) به ازای سطح عملکرد دیوارها و همچنین گریز بام در نقطه هدف سازه در سطح خطر ۱ برای سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه در زردار و بدون درز مطابق جدول (۵) و همچنین گریز بام نهایی (θ_u)، حد تسلیم (θ_y) در جدول (۶) آمده است.

گریز بام در نقطه هدف و حالت‌های حدی برای سازه با دیوار برشی بتنی در زردار مقدار بیشتری نسبت به سازه با دیوار برشی بتنی بدون درز دارد. این امر نشان دهنده مقاومت و شکل پذیری خوب این سیستم است.

۵-۲-۲- روش مبتنی بر تحلیل دینامیکی و بارافزون (روش دوم)

برای برآورد ضریب شکل پذیری باید سازه چند درجه آزادی تحت رکوردهای زلزله مقیاس شده با رفتار خطی تحلیل و حداکثر برش پایه آن (V_e) برداشت شود. سپس سازه بار دیگر تحت همان رکوردهای زلزله ولی با رفتار غیرخطی تحلیل و برش پایه مناسب آن (V_y) برداشت شود (در رفتار خطی سازه امکان ترک خوردگی بتن وجود خواهد داشت). با کمک رابطه ۹ ضریب شکل پذیری برای یک سیستم چند درجه آزادی محاسبه می‌شود.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (9)$$

جدول ۷ مقادیر برش پایه الاستیک و حد تسلیم را نشان می‌دهد.

جدول (۷) برش پایه الاستیک و تسلیم

Base shear	Case	SMF+RCSW 5	SMF+RCW 5	SMF+RCSW 10	SMF+RCW 10
V_e (kN)	Demand	11156	12440	16827	17253
	Capacity (LS)	17964	13943	21150	17449
	Capacity (CP)	19173	20331	28707	21969
V_y (kN)	Demand	4381	4366	4654	4568
	Capacity (LS)	4838	3406	5447	4838
	Capacity (CP)	4900	4560	5887	5112

Table.7. Elastic and yield base shear

۵-۳- ضریب اضافه مقاومت (R_s)

ضریب اضافه مقاومت طلب و ظرفیت به کمک رابطه ۱۰ محاسبه می‌شود.

$$R_s = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{V_y}{V_s} \quad (10)$$

مقدار Δ_s تغییر مکان و V_s برش پایه متناظر با اولین نقطه جدایی نمودار برش پایه- تغییر مکان نسبی بام سازه غیر خطی، از نمودار همان سازه اما با رفتار الاستیک آرماتورها است [18]. به دلیل تسلیم فولاد اولین جدایی مربوط به ایجاد مفصل پلاستیک در دیوار خواهد بود. جدول (۸) مقادیر گریز بام متناظر با اولین نقطه جدایی (θ_s) و برش پایه آن را نشان می‌دهد.

جدول (۸) گریز بام و برش پایه اولین نقطه مفصل پلاستیک

	SMF+ RCSW 5	SMF+ RCW 5	SMF+ RCSW 10	SMF+ RCW 10
θ_s	0.0025	0.002	0.0035	0.0035
V_s (kN)	2852	3406	4062	4387

Table.8. Roof drift ratio and base shear corresponding to the first plastic hinge formation

جدول (۹) ضریب کاهش شکل پذیری (R_μ) و ضریب اضافه مقاومت (R_s) براساس روش بار افزون و روابط سه گانه

Type	Case	R_μ			R_s
		N ¹	K ²	M ³	
SMF+RCSW 5	Demand	2	2.1	2	1.6
	Capacity(LS)	2.2	2.3	2.3	1.7
	Capacity(CP)	2.3	2.4	2.4	1.7
SMF+RCW 5	Demand	1.9	2.3	2.1	1.3
	Capacity(LS)	1.9	2.3	2.1	1.3
	Capacity(CP)	2.2	2.9	2.7	1.3
SMF+RCSW 10	Demand	2.2	2.4	2.6	1.2
	Capacity(LS)	2.4	2.7	2.9	1.3
	Capacity(CP)	2.7	3	3.3	1.4
SMF+RCW 10	Demand	2.1	2.2	2.4	1.1
	Capacity(LS)	2.1	2.3	2.5	1.1
	Capacity(CP)	2.4	2.6	3	1.2

¹ Newmark and Hall² Krawinkler and Nassar³ MirandaTable.9. Ductility factor (R_μ) and over-strength factor (R_s) according to push-over analysis and triple equations

۵-۴- محاسبه ضریب رفتار

پس از محاسبه ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار محاسبه می‌شود.

جدول (۹ و ۱۰) ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ)، ضریب اضافه مقاومت (R_s) و ضریب رفتار (R) را بر اساس روش اول و جدول (۱۱) این ضرایب را بر اساس روش دوم برای سازه‌های مورد نظر نشان می‌دهد.

جدول (۱۰) ضریب رفتار براساس روش بار افزون و روابط سه گانه

Type	Case	R			R (Ave.)
		N	K	M	
SMF+ RCSW 5	Demand	3.2	3.4	3.3	3.3
	Capacity(LS)	3.7	4	3.9	3.9
	Capacity(CP)	3.9	4.2	4.1	4
SMF+ RCW 5	Demand	2.4	2.9	2.6	2.6
	Capacity(LS)	2.4	2.9	2.7	2.7
	Capacity(CP)	2.9	3.9	3.6	3.5
SMF+ RCSW 10	Demand	2.7	3	3.2	3
	Capacity(LS)	3.3	3.6	4	3.6
	Capacity(CP)	3.9	4.3	4.7	4.3
SMF+ RCW 10	Demand	2.2	2.4	2.6	2.4
	Capacity(LS)	2.3	2.5	2.8	2.5
	Capacity(CP)	2.9	3.1	3.5	3.1

Table.10. Behavior Factor(R) according to pushover analysis and triple equations

مطابق جدول‌های (۱۰ و ۱۱) ضریب اضافه مقاومت در قاب خمشی فولاد با دیوار برشی بتنی درزدار بیشتر است. زیرا این سیستم بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک دیرتر به حد تسلیم می‌رسد. که نشان از توزیع مناسب نیرو در المان‌های دیوار درزدار (ستون‌های ایجاد شده در دیوار درزدار) است. در واقع بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک در اولین دیوار میانی در دیوار درزدار، سایر دیوارها به تدریج وارد ناحیه پلاستیک می‌شوند. اینان درحالی است که در دیوار برشی بتنی بدون درز این اتفاق سریعتر می‌افتد و افت مقاومت زودتر رخ می‌دهد. به هر حال ضریب رفتار طلب برای هر دو سازه کمتر از ضریب رفتار ظرفیت است. این امر نشان دهنده بالاتر بودن ظرفیت این

سیستم در برابر طیف زلزله های طلب است.

و ۵/۵ برای درزدار برآورد شده است. به نظر می رسد مقدار آیین نامه ای به مقدار ضریب رفتار محاسباتی در سطح عملکردی آستانه فروریزش که به طور متوسط معادل ۵/۵ برای دیوار برشی بتنی بدون درز و ۷ برای درزدار است، نزدیک تر باشد.

۵-۵- ضریب تصحیح درجه آزادی (R_M)

روابط ارائه شده در محاسبه ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در تحلیل بارافزون به لحاظ اثر MDOF باید اصلاح شود [18].

از آنجایی که تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس انجام تحلیل ها به طور مستقیم و اعمال بارهای دینامیکی بر سازه MDOF است، پس برای برآورد ضریب تصحیح درجات آزادی می توان از این تحلیل کمک گرفت. این ضریب برابر نسبت ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در تحلیل IDA به ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری تحلیل بارافزون و مطابق رابطه ۱۱ است.

$$R_M = \frac{R_{\mu}^{IDA}}{R_{\mu}^{Push Over}} \quad (11)$$

جدول (۱۲) ضریب تصحیح درجه آزادی

Type	Case	N	K	M
SMF+RCSW 5	Demand	1.3	1.2	1.3
	Capacity(LS)	1.7	1.6	1.6
	Capacity(CP)	1.7	1.6	1.7
SMF+RCW 5	Demand	1.5	1.3	1.4
	Capacity(LS)	2.2	1.8	2
	Capacity(CP)	2	1.5	1.7
SMF+RCSW 10	Demand	1.7	1.5	1.4
	Capacity(LS)	1.6	1.4	1.3
	Capacity(CP)	1.8	1.6	1.5
SMF+RCW 10	Demand	1.8	1.7	1.5
	Capacity(LS)	1.7	1.6	1.4
	Capacity(CP)	1.8	1.6	1.4

Table.12. Correction factor for degrees of freedom

۶- خلاصه و نتیجه گیری

در این مطالعه سازه های قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی بتنی درزدار و بدون درز در ارتفاع ۵ و ۱۰ طبقه

جدول (۱۱) ضریب کاهش شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار به کمک روش های تحلیل دینامیکی و بار افزون

Type	Case	R_{μ}	R_s	R
SMF+RCSW 5	Demand	2.5	1.5	3.9
	Capacity (LS)	3.7	1.7	6.3
	Capacity (CP)	3.9	1.7	6.7
SMF+RCW 5	Demand	2.8	1.3	3.7
	Capacity (LS)	3.2	1.3	4.1
	Capacity (CP)	4.5	1.3	6
SMF+RCSW 10	Demand	3.6	1.1	4.1
	Capacity (LS)	3.9	1.3	5.2
	Capacity (CP)	4.9	1.4	7.1
SMF+RCW 10	Demand	3.8	1	3.9
	Capacity (LS)	3.6	1.1	4
	Capacity (CP)	4.3	1.2	5

Table.11. Ductility factor (R_{μ}) and over-strength factor (R_s) and behavior factor (R) according to pushover and IDA methods

ضریب رفتار قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی بتنی درزدار نسبت به قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بدون درز مقدار بیشتری دارد. یعنی سازه با حفظ شکل پذیری (ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری یکسان)، مقاومت (ضریب اضافه مقاومت) بیشتری دارد.

اختصاص ضریب رفتار با مقدار بالاتر به یک سیستم سازه ای نشان از اطمینان کافی از شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت کافی سازه تحت زلزله است. ضریب رفتار آیین نامه ۲۸۰۰ برای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه همراه با دیوار برشی بتنی ویژه ۷/۵ و ضریب رفتارهای محاسبه شده به کمک روش دوم در این مطالعه برای سازه های مورد مطالعه از ۳/۷ تا ۷/۱ برای طلب و ظرفیت در دو سطح LS و CP برآورد شده است. اگرچه آیین نامه بطور مشخص سطح خطر و عملکرد مورد پیش بینی سازه هایی که بر اساس ضریب رفتار آیین نامه ای طرح می شوند را معین نکرده است. ولی بیان می دارد که این ضریب متناظر به ضریب رفتار ظرفیت در عملکرد LS تحت خطر ۱۰٪ است [12]. بر اساس جدول (۱۱) در محدوده ساختمان های مطالعه شده و برای سطح عملکرد ایمنی جانی، ضریب رفتار به طور متوسط ۴ برای دیوار برشی بتنی بدون درز

توزیع نیرو در سازه را به درستی میان اعضا توزیع کرد. این درحالی است که در دیوار برشی بتنی بدون درز کوتاه مرتبه، توزیع نیرو مناسب نبوده و افت مقاومت به سبب رفتار ترد دیوارها محتمل تر است و ضریب اطمینان کمتری در برابر نیروهای جانبی دارد.

در کاربرد روش تحلیل دینامیکی افزایشی برای برآورد ضریب رفتار نیازی به تصحیح روابط بر پایه سیستمهای یک درجه آزادی نیست، اگرچه هزینه انجام تحلیلها در مقایسه با روش اول که بر پایه تحلیل بار افزون است وجود دارد.

References

۷- مراجع

- [1] Naveed, A.; "Behavior Modeling and Design of Shear Wall-Frame Systems", *Asian Center for Engineering Computations and Software*, 2002.
- [2] Nourbakhsh, A. A.; "Seismic performance assessment of moment resisting steel frames (MRSF) with RC shear wall using nonlinear static pushover analysis", *M.Sc. thesis, Dept of Civil Engineering, Univ of Tarbiat Modares*, 2010. (In Persian)
- [3] Muto, K.; "A study on reinforced concrete slitted shear walls for high-rise buildings", *5th World Conference on Earthquake Eng*, Rome, Italy, 1973.
- [4] Kwan, AKH.; Dai, H.; "Cheung YK. Non-Linear seismic response of reinforced concrete slit shear walls", *Journal of Sound and Vibration*, 1999.
- [5] Ziyaeifar, M.; Alemi, F.; "Evaluation of seismic behavior of shear walls with dual ductile behavior", *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology*, 2003.
- [6] Sun, G.; He, R.; Qiang, G.; Fang, Y.; "Cyclic behavior of partially-restrained steel frame with RC infill walls", *Journal of Constructional Steel Research* 67, 2011, 1821-1834.
- [7] Ju, R.S.; Lee, H.J.; Chen, C.C.; Tao, C.C.; "Experimental Study on Separating Reinforced Concrete Infill Walls from Steel Moment Frames", *Journal of Constructional Steel Research* 71, 2012.
- [8] Rahmani Qeranqayah, M.; "Probabilistic seismic performance assessment of multistory steel moment resisting frame accompanied with reinforced concrete shear wall", *M.Sc. thesis, Dept of Civil Engineering, Univ of K. N. Toosi*, 2014. (In Persian)
- [9] MRUD. "Iranian National Building Code, part 10, Steel Structure Design". Tehran (Iran): *Ministry of Roads and Urban Development*; 2012. (In Persian)
- [10] Iranian National Building Code, part 9, Concrete Structure Design. Tehran (Iran): *Ministry of Roads and Urban Development*; 2012. (In Persian)
- [11] Iranian National Building Code, part 6, Loads in Buildings" Tehran (Iran): *Ministry of Roads and Urban Development*; 2012. (In Persian)

تحت تحلیل بار افزون و دینامیکی افزایشی قرار گرفتند و سپس ضرایب رفتار طلب و ظرفیت به کمک دو روش بار افزون (تحلیل بار افزون و روابط سه گانه) و ترکیبی (تحلیل دینامیکی و بار افزون) محاسبه شدند. در تعیین ضرایب رفتار به کمک تحلیل بار افزون از روابط سه گانه (۱- نیومارک و هال ۲- کراوینکلر و نصر ۳- میراندا) استفاده شده است. این فرمولهای برای سیستمهای یک درجه آزادی بوده برای همین با استفاده از ضریب تصحیح درجه آزادی این ضرایب رفتار اصلاح شدند. با توجه به شکل پذیری زیاد قاب خمشی فولادی استفاده از دیوار برشی بتنی درزدار در کنار قاب خمشی فولادی ضمن حفظ شکل پذیری، سختی سازه را افزایش داده و تغییر شکل های جانبی و آسیب ها به اجزای غیر سازه ای را کاهش می دهد و زمینه ساز حل مشکل سازه در سطوح عملکردی و خرابی می شود.

مطابق تحلیل بارافزون به علت تبدیل رفتار برشی در دیوارها به رفتار خمشی شکل پذیر در قطعات دیوار درزدار شده، میزان شکل پذیری در سیستم های دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه همراه با دیوار برشی بتنی ویژه درزدار نسبت به همین سیستم اما با دیوار بدون درز بسیار بیشتر شد. اختلاف شکل پذیری برای سازه های بلندتر به علت عملکرد خمشی و شکل پذیری خوب دیوار بتنی بدون درز مقدار کمتری از خود نشان داد. در واقع رفتار سیستم های کوتاه تر با دیوار بتنی بدون درز برشی است و هرچه ارتفاع سازه بالاتر برود رفتار سازه به سمت رفتار خمشی سوق می یابد. بنابراین کاربرد درز برای رفتار تیری دیوارها (کاهش و افزایش طول تارها در مقطع عرضی) نمی تواند ارزش افزوده ای برای ساختمان های بلند به ارمغان بیاورد. براساس استدلال بالا در سازه های کوتاه به دلیل رفتار برشی طبقات با کمک ایجاد درز، سبب تحمیل رفتار خمشی در ستونک های ایجاد شده در دیوار شده و لذا سبب افزایش شکل پذیری می شود.

شکل پذیری مناسب در کنار سختی کافی در قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی درزدار ضریب رفتار سازه را افزایش داد، زیرا مفاصل پلاستیک و رفتار خمشی قطعات دیوار درزدار

- [16] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., "Incremental Dynamic Analysis". *Earthquake Engineering and Structure Dynamic*, 2002, 31(3),491-514.
- [17] Abdollahzade, G.; Javidi, A.; "Evaluation of Damage Distribution on Dual SMRFS with Concrete Shear Wall", *Modares Civil Engineering Journal*, Vol.12, No.3, 2012, 113-124. (In Persian)
- [18] Beheshti Aval. S. B., "Seismic Rehabilitation of Existing Building", *K. N. Toosi University of Technology*, Tehran, Iran. 2012 (In Persian).
- [19] New Mark, N.M.; Hall, W.J.; "Earthquake Spectra and Design", *Engineering Monograph Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, California. 1982.
- [20] Nassar, A.; Krawinkler, H.; "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", Report No. 95. Stanford, California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, *Stanford University*, 1991.
- [21] Miranda, E.; and Bertero, V.V.; "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistance design" *Journal of Engineering Structures*, 1994, 2(10), 357-379.
- [12] Building and Housing Research Center. "Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: standard No. 2800. 4th ed.; 2012 (In Persian).
- [13] Liao, W.C.; "Performance based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frame", Ph.D. Thesis, *University of Michigan*, 2010.
- [14] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Code No.360. Tehran (Iran): *Management and Planning Organization*. 2012 (In Persian).
- [15] Powell, G., "Components & Elements for Perform 3D", *Computer and Structure Inc.*, Berkeley, California. 2011.

Multi-Level Behavior Factors for Steel Moment Frame Accompanied with RC Slit Shear Wall System

S. B. Beheshti Aval^{1*}, M. Rahmani Qeranqayah²

1- Associate Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., K. N. Toosi University of Technology

2- M.Sc. of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Eng., K. N. Toosi University of Technology

* beheshti@kntu.ac.ir

Abstract:

Earthquake loads induce significant damages and cause widespread failures into buildings. Having appropriate system against seismic loads is a minimum necessary requirement for a structure. Moment Resisting Frame Systems (MRFS) are one of the common seismic resisting systems against lateral seismic loads. Ductility is the most important properties of these kinds of systems; but increase in ductility leads to decrease stiffness and increase lateral deflections and hence induces damages to nonstructural components. Although stiffness can be magnified through increasing section sizes of members, but it would not be economical. To compensate this deficiency, the combination of these systems with reinforced concrete (RC) shear walls may be useful. Although in general, this combination (RC shear walls and MRFS) decreases the section size and increase stiffness; but in low rise structures using this combined system cause decrease in ductility and dissipation of energy under moderate/strong earthquake. This deficiency can be improved by using vertical slits in RC shear walls of low to moderate height. These slits invert shear behavior of RC shear wall into flexural behavior of several columns and are able to increase ductility. So, for the first time in this paper, a study was conducted on introducing behavior factor (R) for Steel Moment Frame (SMF) with reinforced concrete slit shear wall system at two levels of demand and supply.

In view of existing concerns about precise of behavior factors in seismic design codes, due to developing these factors based on engineering judgment from observing seismic performance of structures subjected to past earthquakes besides the lack of this information in current seismic design codes causes the seismic design of RC slit shear wall system needs more research works. The behavior factors are used to reduce the linear elastic design spectrum to account for the energy dissipation capacity, over-strength and redundancy of the structure. The most distinctive feature of this study respecting to similar studies is multi-level definition of behavior factors and their extraction with respect to seismic intensity, and accepted damage level as expected performance levels in designing RC slit shear wall structural system. Hence, the demand/supply behavior factors are determined with a more accurate attitude involving the effective parameters such as ductility, over-strength, redundancy, seismic hazard level, performance levels, etc.

In this study, to determine the appropriate behavior factor, static pushover analysis along with Incremental Dynamic Analysis (IDA), are used. The behavior factors in two levels of demand and supply are obtained with two procedures: At the first, the pushover analysis was applied on case study structures and then (R, μ, T) relationship for SDOF system of Newmark and Hall, Nassar and Krawinkler, and Miranda to evaluate behavior factor for MDOF structures were used. At the second stage both pushover and incremental dynamic analysis were used to achieve directly the behavior factor for MDOF structures.

In this paper, two 5 and 10-story steel moment resisting frame with RC slit and ordinary shear wall systems were designed by ETABS software. These structures were designed in which their behavior factors were the same values. Then the pushover and IDA were conducted on sample structures using nonlinear analysis software PERFORM. Results show that, although initial elastic stiffness has not been considerably changed in slit RC shear wall systems, but they show higher behavior factor relative to regular RC shear wall systems. Converting the shear behavior of RC ordinary shear wall to ductile flexural behavior of a series of wall pieces as columns by providing slits in shear wall may be considered as the reason for achieving more ductility and dissipating high seismic energy in this innovative systems.

Keywords: steel moment frame, reinforced concrete slit shear wall, behavior factor, pushover analysis, incremental dynamic analysis