

ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بر اساس FEMAP695 تحت زلزله‌های نزدیک گسل دوران داده شده

محسن گرامی^۱، امیرحسام مشایخی^۲، نوید سیاه پلو^{۳*}

۱- دانشیار، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- استادیار، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

چکیده

ضریب رفتار یکی از پارامترهای طراحی لرزه‌ای است که عملکرد غیرخطی سازه‌ها را حین زلزله‌های شدید لحاظ می‌کند. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای از ضریب رفتار برای لحاظ نمودن عملکرد غیرخطی سازه‌ها در تحلیل‌های خطی استفاده می‌شود. هدف از این پژوهش محاسبه پارامترهای لرزه‌ای سازه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل (دوران داده شده در راستای موازی و عمود بر گسل) با استفاده از روش ارائه شده در FEMAP695 و مقایسه نتایج حاصل با مقادیر آیین‌نامه‌ای است. به همین منظور از ۵ قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ و شکل‌پذیری متوسط استفاده شده است. به منظور استخراج منحنی ظرفیت سازه‌ها از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تطبیقی (*Displacement-based Adaptive Pushover Analysis, DAP*) استفاده شده است. همه‌ی تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار *OpenSees* انجام شده است. نتایج حاصل نشان می‌دهد ضریب رفتار تحت زلزله‌های مورد بررسی با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. میانگین اختلاف ضریب رفتار حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک گسل مقدار ۶/۵ درصد و به دلیل بیشتر بودن ضریب رفتار حاصل از زلزله‌های دور از گسل است. همچنین ضریب رفتار حاصل از زلزله‌های نزدیک راستای موازی با گسل (*Strike Parallel, SP*) از زلزله‌های راستای عمود بر گسل (*Strike Normal, SN*) بیشتر است به نحوی که میانگین این اختلاف در سازه‌های مختلف در حدود ۴ درصد است.

کلمات کلیدی: ضریب رفتار، ضریب اصلاح تغییر مکان، تحلیل استاتیکی غیرخطی تطبیقی، FEMAP695، ضریب اضافه مقاومت.

*نویسنده مسئول: نوید سیاه پلو

پست الکترونیکی: n_siahpolo@yahoo.com

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۱۰/۲۵، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۵/۱۶

در هنگام وقوع زلزله‌های شدید به علت ایجاد مفاصل پلاستیک، سازه‌ها رفتار غیرخطی خواهند داشت و با تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی انرژی بیشتری را حین زلزله جذب می‌کنند. به علت سهولت و گستردگی استفاده از روش‌های خطی تحلیل سازه‌ها در آیین‌نامه‌های مختلف معمولاً تحلیل استاتیکی معادل در طراحی و محاسبه پاسخ‌های لرزه‌ای سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این روش فرض می‌شود رفتار در حالت الاستیک قرار دارد این در حالی است که در طی زلزله‌های قوی سازه متحمل تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگی می‌شود. وجود تغییر شکل‌های غیرخطی موجب می‌شود نیروی زلزله مورد نیاز برای طراحی سازه‌ها بسیار کمتر از نیروی حاصل از تحلیل‌های خطی باشد. به همین دلیل در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از ضریب رفتار (R) به منظور کاهش بارهای طراحی به دلیل رفتار غیرخطی سازه استفاده می‌شود. ضریب رفتار به عوامل مختلفی از جمله زمان تناوب اصلی سازه، میرایی، مشخصات خاک محل، ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و منحنی رفتاری سازه، وابسته است. به منظور محاسبه پارامترهای لرزه‌ای از منحنی ظرفیت سازه استفاده می‌شود. در سال‌های اخیر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) به‌عنوان روشی مناسب جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای و منحنی ظرفیت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش‌های پوش‌آور سستی به دلیل در نظر نگرفتن کاهش سختی سازه و همچنین اثر مودهای بالاتر در فرآیند تحلیل، دارای نواقصی می‌باشند که به منظور رفع نواقص موجود، در سال‌های اخیر روش‌های پیشرفته تحلیل پوش‌آور توسط محققین مختلف ارائه شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی (DAP¹) اشاره کرد که توسط آنتونیو و پینهو [۱] ارائه شده است.

مطالعات مختلفی به منظور محاسبه پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی انجام شده است. Asgarian و همکاران [۲] پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA^۲)، مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند قاب‌های خمشی ویژه دارای سطح بالایی از شکل‌پذیری هستند که سطح بالایی از اطمینان را برای سطوح عملکرد مختلف ایجاد می‌کنند. همچنین در سازه‌های کوتاه مرتبه، قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه سطح یکسانی از عملکرد لرزه‌ای را برای سطوح عملکرد مختلف ارائه می‌دهند. Luco و Cornell [۳] رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اثر شکست اتصال تیر به ستون بررسی کردند. Özhendekci و همکاران [۴] اثر طول دهانه را در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بررسی کردند. پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات نیمه صلب توسط Aksoylar و همکاران [۵] مورد بررسی قرار گرفت. Soltangharaei و همکاران [۶] با بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل در سطوح عملکردی مختلف و با استفاده از تحلیل IDA نشان دادند ضریب رفتار زلزله‌های نزدیک گسل به‌طور میانگین ۲۳ درصد از زلزله‌های دور از گسل کمتر است. Izadinia و همکاران [۷] با بررسی ضریب کاهش بار قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان دادند بیشترین اختلاف در مقدار ضریب کاهش بار برای هر مدل سازه‌ای و تحلیل‌های مختلف حدود ۱۶ درصد است.

با مطالعه اجمالی مهم‌ترین تحقیقات صورت گرفته در سال‌های اخیر مشخص می‌گردد که تمرکز اصلی مطالعات بر روی محاسبه پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تحلیل IDA بوده است و کمتر از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تطبیقی برای این منظور استفاده شده است. همچنین با توجه به اینکه در زلزله‌های نزدیک گسل با توجه به ماهیت این زلزله‌ها نیاز به بررسی رفتار سازه در راستای موازی و عمود بر گسل می‌باشد، در این مطالعات به بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل دوران داده شده پرداخته نشده است. موارد ذکر شده در این قسمت انگیزه مطالعه حاضر است.

1 Displacement-based adaptive pushover

2 Incremental Dynamic Analysis

در این پژوهش پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل دوران داده به روش ارائه شده در FEMAP695 [۸] و با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی DAP محاسبه می‌شود. به همین منظور در ابتدا پارامترهای لرزه‌ای زلزله‌های نزدیک گسل دارای اثر جهت پذیری پیش‌رونده با زلزله‌های دور از گسل مقایسه می‌شود و در نهایت پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل دوران داده شده در راستای موازی (SP^3) و عمود بر گسل (SN^4) مورد مقایسه قرار می‌گیرد. به همین منظور تعداد ۵ قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۵ دهانه، با شکل‌پذیری متوسط و مشخصات خاک نوع III طراحی می‌شوند و کلیه تحلیل‌های غیرخطی توسط نرم‌افزار OpenSees [۹] انجام می‌شود. این نرم‌افزار قابلیت انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی را به صورت مستقیم دارا نمی‌باشد به همین دلیل کدهایی که توانایی انجام تحلیل‌های مذکور را ایجاد می‌کنند، تهیه شده است. در کلیه سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق، بار جانبی تا رسیدن حداکثر دوران گره‌های سازه به مقدار ۰/۰۲ رادیان (معرف حد پایین سطح عملکرد آستانه فروریزش)، افزایش داده می‌شود که نوآوری این پژوهش است. در شکل ۱ فلوچارت این تحقیق ارائه شده است.

در یک تقسیم‌بندی ساده مهم‌ترین ویژگی‌ها و وجوه تمایز این مطالعه با تحقیقات پیشین را می‌توان در موارد زیر خلاصه نمود:

- استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی تطبیقی DAP به منظور محاسبه ضریب رفتار و سایر پارامترهای وابسته
- بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های نزدیک راستای موازی (SP) و عمود بر گسل (SN)
- ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای زلزله‌های نزدیک گسل با اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده و حاوی پالس سرعت
- استفاده از روش ارائه شده در دستورالعمل FEMAP695 به منظور محاسبه ضریب رفتار
- بررسی ضریب رفتار سازه در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS^5) بر اساس دستورالعمل FEMA273

۲- روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی (DAP)

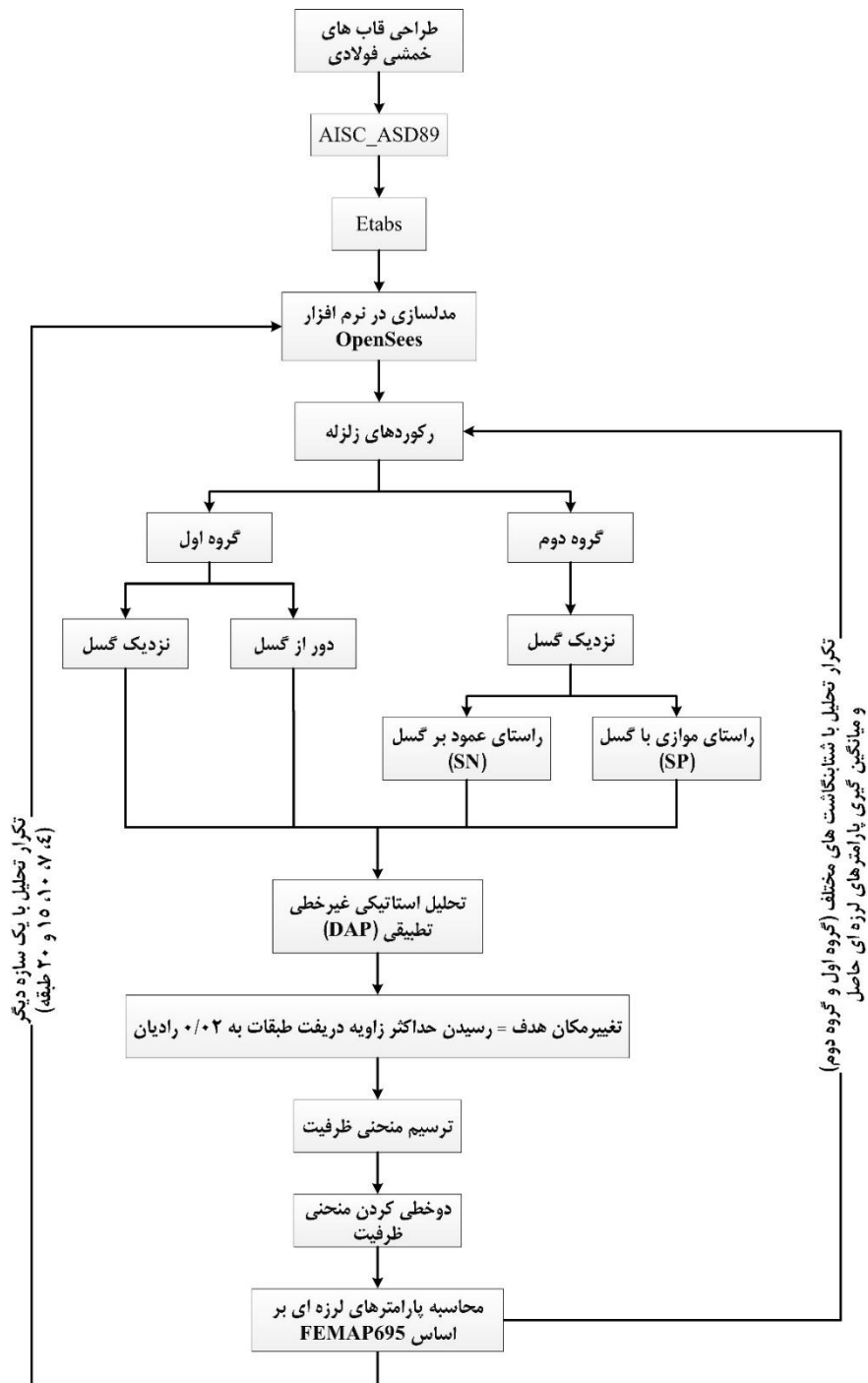
در این روش که در سال ۲۰۰۴ توسط آنتینو و پینهو^۱ [۱] ارائه شده است، الگوریتم پیشنهاد شده شامل چهار مرحله است: (۱) تعریف بردار نیروی جابجایی نرمال U_0 و جرم اینرسی طبقه، (۲) به دست آوردن ضریب بار، (۳) به دست آوردن بردار نیروی نرمال شده اعمالی به سازه و (۴) بروز رسانی بردار نیروی جابجایی. در هر مرحله با توجه به کاهش سختی اعضای سازه، ناشی از نیروهای داخلی، ماتریس سختی و مشخصات تغییر یافته‌ی سازه تعیین می‌شود و در نهایت الگوی جابجایی با توجه به بردار جابجایی اولیه و بردار جابجایی مودی بر اساس روابط ارائه شده توسط محققین مذکور، تصحیح می‌شود [۱، ۱۰]. این روش قابلیت دریافت طیف پاسخ حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مختلف را دارد و به دلیل دقت مناسب و همچنین منظور نمودن اثرات مودهای بالاتر در حین فرایند تحلیل، در این پژوهش به منظور ترسیم منحنی ظرفیت سازه‌ها تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل از این روش استفاده شده است.

۳- تغییر مکان هدف

تغییر مکان هدف از حاصل ضرب تغییر مکان طیفی الاستیک متناظر با دوره تناوب اصلی ارتعاش سازه در مجموعه‌ای از ضرایب مختلف به دست می‌آید که این ضرایب معرف، نسبت تغییر مکان طیفی به تغییر مکان بام، نسبت تغییر مکان الاستیک به تغییر مکان غیر الاستیک، اثرات مربوط به شکل هیستریزس پاسخ تغییر مکان سازه و اثرات مربوط به پدیده‌ی $P-\Delta$ دینامیکی بر روی پاسخ تغییر مکان می‌باشد. تغییر مکان هدف از روش‌های ارائه شده در FEMA 356 [۱۵] و ATC40 [۲۰] قابل تعیین است.

3 Strike Parallel
4 Strike Normal
5 Life Safety
6 Antoniou and Pinho

در این پژوهش به منظور انجام کلیه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، همه‌ی سازه‌ها تا رسیدن به حداکثر دوران گره‌های سازه به میزان ۰/۰۲ رادیان (معرف حد پایین سطح عملکرد آستانه فروریزش) پوش داده می‌شوند که نوآوری این پژوهش است. دوران یک گره با نسبت تغییر مکان نسبی طبقه فوقانی آن گره به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود.

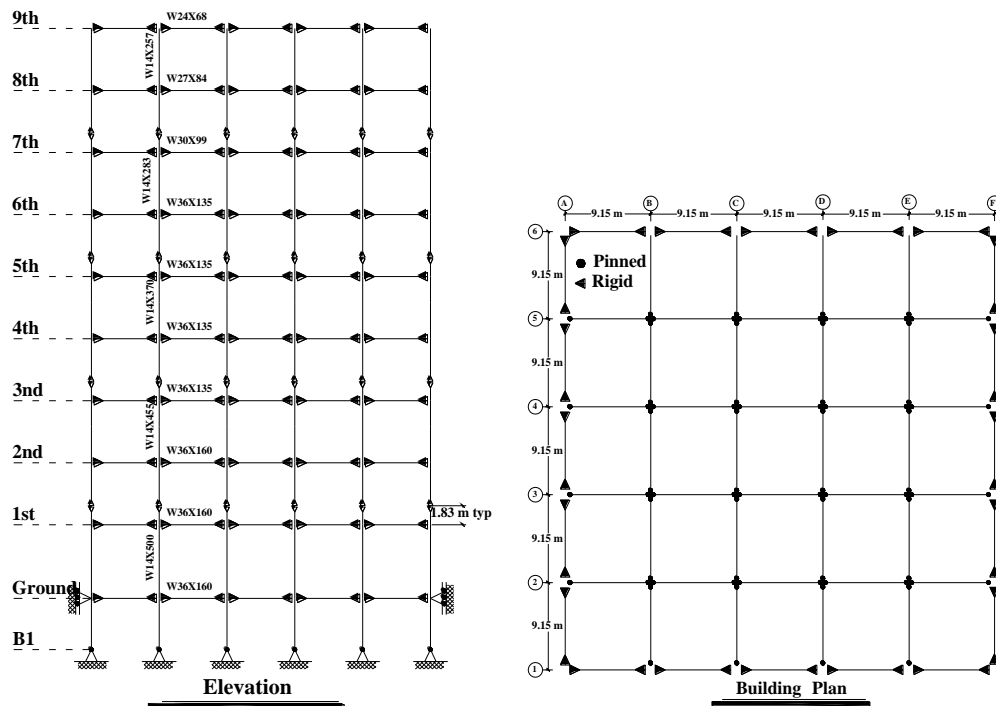


شکل ۱: فلوچارت تحقیق.

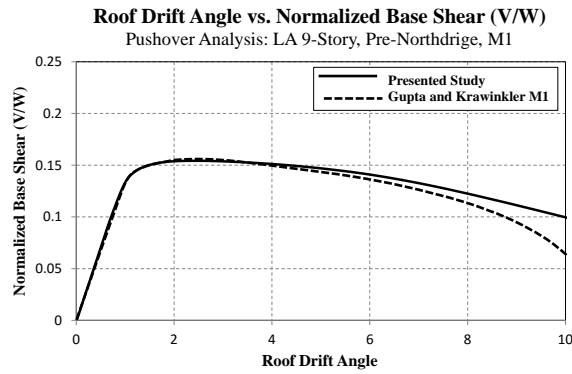
۴- معرفی مدل‌های مورد استفاده و صحت سنجی

صحت سنجی مدل‌های تحلیلی یکی از مهم‌ترین گام‌های یک مطالعه است. در مطالعات عددی و بخصوص زمانی که باید یک بانک اطلاعات قابل توجه برای استخراج روابط تجربی تهیه شود، عدم اطمینان از صحت مدل ساخته شده می‌تواند به نتایج غیردقیق بیانجامد. برای پرهیز از چنین پیشامدی در این مقاله، تمامی مدل‌ها بر اساس مدل ۹ طبقه نشان داده شده در شکل ۲ صحت سنجی شده‌اند [۱۱]. بعد از مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees، نمودار بار افزون حاصل از مطالعه گوپتا به همراه مدل ۲ بعدی ساخته شده توسط نویسندگان این مقاله در شکل ۳ نمایش داده شده است. مقایسه بین دو نمودار نشان دهنده دقت قابل قبول در فاز مدل‌سازی این تحقیق است. دلیل اختلاف نیز در دو موضوع مستتر است. اول اینکه گوپتا در مدل‌سازی از ایده مفصل پلاستیک متمرکز استفاده کرده است در حالی که در این مطالعه از خاصیت پلاستیسیته گسترده که توسط المان فیبر مدل‌سازی می‌شود، استفاده شده است. ثانیاً در نرم‌افزار مورد استفاده توسط گوپتا شبیه‌سازی اثر $P-\Delta$ توسط یک ستون مجازی که بر آن بار ثقلی وارد شده و با یک عضو خرابایی با سختی قابل توجه به قاب اصلی متصل می‌شود، انجام گرفته است، در حالی که در این مطالعه اثرات غیرخطی شدن هندسه توسط ماتریس‌های انتقال که از ویژگی‌ها برنامه OpenSees است تعریف شده است.

در این پژوهش، از مدل‌های ۴، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۴ متر و تعداد ۵ دهانه به طول ۵ متر استفاده شده است. قاب‌های مورد نظر قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط می‌باشند. به منظور طراحی سازه‌ها از آیین‌نامه AISC-ASD89 و آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲]) استفاده شده است و فرضیه‌های طراحی شامل خاک نوع III و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد است. مقاطع مورد استفاده در این قاب‌ها شامل مقاطع جعبه‌ای و تیوروق به ترتیب برای ستون‌ها و تیرها است. در جدول ۱ مقاطع مورد استفاده برای سازه‌های مختلف ارائه شده است.



شکل ۲: نمای جانبی و پلان طبقه ساختمان SAC9 [۱۱].



شکل ۳: مقایسه نمودار بار افزون مدل MI در مطالعه گوپتا با نمودار عددی مطالعه حاضر در دررفت سرتاسری ۱۰٪ [۱۱، ۱۳].

جدول ۱: مقاطع سازه‌های مورد استفاده در تحقیق

storey	4-storey ISMRFs		7-storey ISMRFs		10-storey ISMRFs		15-storey ISMRFs		20-storey ISMRFs	
	Columns	Beams	Columns	Beams	Columns	Beams	Columns	Beams	Columns	Beams
1	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 50X20	Box 50X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
2	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 50X20	Box 50X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
3	Box 30X10	PG 40X10	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 40X20	Box 50X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
4	Box 30X10	PG 40X10	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 40X20	Box 50X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
5			Box 30X10	PG 40X15	Box 40X10	PG 40X15	Box 50X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
6			Box 30X10	PG 40X10	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
7			Box 30X10	PG 40X10	Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 50X20	Box 50X25	PG 60X20
8					Box 40X10	PG 40X15	Box 40X20	PG 40X20	Box 50X20	PG 60X20
9					Box 35X10	PG 40X10	Box 40X20	PG 40X20	Box 50X20	PG 60X20
10					Box 35X10	PG 40X10	Box 40X15	PG 40X20	Box 50X20	PG 60X20
11							Box 40X15	PG 40X20	Box 40X20	PG 50X20
12							Box 40X15	PG 40X20	Box 40X20	PG 50X20
13							Box 40X15	PG 40X20	Box 40X20	PG 50X20
14							Box 40X10	PG 40X10	Box 40X20	PG 50X20
15							Box 40X10	PG 40X10	Box 40X15	PG 50X20
16									Box 40X15	PG 50X20
17									Box 40X15	PG 40X20
18									Box 40X10	PG 40X20
19									Box 40X10	PG 40X20
20									Box 40X10	PG 40X20

1- For the columns, the first number is the outside dimension in cm and the second one is the thickness in mm.
 2- For the beams, the first number is the Web depth in cm, and the second one is the Flange width in cm. For all beams the Flange and Web thickness is assumed as 10 mm.

۵- رکوردهای مورد استفاده

در این مطالعه دو گروه شتاب‌نگاشت به منظور استفاده در تحلیل استاتیکی غیرخطی **DAP** و محاسبه پارامترهای لرزه‌ای انتخاب شده است. گروه اول شامل ۱۰ شتاب‌نگاشت دور از گسل و ۱۰ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر جهت پذیری پیش‌رونده^۷ مطابق جدول ۲ است. شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده، مدت‌زمان مؤثر کم^۸ و دوره تناوب پالس سرعت بالا می‌باشند و از ایستگاه‌هایی که در فاصله کمتر از ۱۵ Km از گسل قرار دارند، انتخاب شده‌اند. در گروه دوم از ۲۰ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل حاوی ارتعاشات پالسی شکل^۹ در راستای موازی با گسل (**SP**) و عمود بر گسل (**SN**) مطابق جدول ۳ استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌های گروه دوم از مطالعات **Baker** و همکاران [۱۴] استخراج شده است. در مطالعه **Baker** و همکاران، شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده که دارای پالس سرعت هستند در راستای موازی (**SP**) و عمود بر گسل (**SN**) دوران داده شده‌اند. کلیه شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در این مطالعه، دارای بزرگای^{۱۰} بیشتر از ۶٫۵ می‌باشند و مشخصات مربوط به خاک کلاس **D** بر اساس طبقه‌بندی دستورالعمل **Fema 356** [۱۵] است و از سایت **Peer** دریافت شده است. برای ترسیم طیف پاسخ ارتجاعی از نرم‌افزار **SeismoSignal** [۱۶] استفاده شده است.

جدول ۲: گروه اول شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده (زلزله‌های دور و نزدیک گسل با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده)

Number	Earthquake name	Date (yy-mm-dd)	Station	R (km)	PGA (g)	PGV/PGA (s)	CAV (m/s)	Tp (s)	Tm (s)
۱	Chi-Chi,Taiwan,	۱۹۹۹-۹-۲۰	CHY065	۸۳/۴۳	۰/۱	۰/۱۴	۹/۸۸	۰/۵۶	۰/۷۹
۲	Chi-Chi,Taiwan,	۱۹۹۹-۹-۲۰	TAP095	۱۰۹/۰۱	۰/۱۵	۰/۱۸	۵۶/۵۶	۰/۹۸	۰/۸۴
۳	LomaPrieta,	۱۹۸۹-۱۰-۱۸	CDMG58224	۷۲/۲	۰/۲۴	۰/۱۵	۲۷/۶۹	۰/۳۲	۰/۸۶
۴	LomaPrieta,	۱۹۸۹-۱۰-۱۸	CDMG58472	۷۴/۲۶	۰/۲۶	۰/۱۶	۲۸/۳۵	۰/۶۴	۰/۸۵
۵	Kobe,Japan,	۱۹۹۵-۰۱-۱۶	HIK	۹۵/۷۲	۰/۱۴	۰/۱۱	۴۵/۰۲	۰/۶	۰/۷۶
۶	LomaPrieta,	۱۹۸۹-۱۰-۱۸	CDMG58223	۵۸/۶۵	۰/۲۳	۰/۱۱	۳۳/۲۶	۰/۳	۰/۵۳
۷	Manjil,Iran,	۱۹۹۰-۰۶-۲۰	Qazvin	۴۹/۹۷	۰/۱۳	۰/۰۹	۵۹/۴۸	۰/۱۶	۰/۴۶
۸	Northridge,	۱۹۹۴-۰۱-۱۷	CDMG13122	۸۲/۳۲	۰/۱	۰/۰۷	۳۱/۲۲	۰/۳۸	۰/۴۴
۹	Tabas,Iran,	۱۹۷۸-۰۹-۱۶	Ferdows	۹۱/۱۴	۰/۱	۰/۰۸	۴۸/۳۸	۰/۲۴	۰/۲۹
۱۰	Kocaeli,Turkey,	۱۹۹۹-۰۸-۱۷	Bursa Tofas	۶۰/۴۳	۰/۱	۰/۲۱	۱۰۰/۹	۰/۶۸	۰/۹۳
۱۱	Denali,Alaska	۲۰۰۲-۱۱-۰۳	Pump st. 10	۲/۷۴	۰/۳۲	۰/۴۳	۴۷/۸۳	۰/۹۴	۱/۵۲
۱۲	Bam,Iran	۲۰۰۳-۱۲-۲۶	Bam	$R < ۱۵$	۰/۵۹	۰/۴۳	۱۱۸/۲۶	۰/۷۸	۰/۹۱
۱۳	Chi-Chi,Taiwan	۱۹۹۹-۰۹-۲۰	CHY101	۹/۹۶	۰/۴۴	۰/۲۷	۴۸/۱۵	۰/۹	۰/۹۸
۱۴	Chi-Chi,Taiwan	۱۹۹۹-۰۹-۲۰	TCU068	۰/۳۲	۰/۵۶	۰/۳۲	۳۰/۵۲	۰/۴۲	۱/۵۱
۱۵	ImperialValley	۱۹۷۹-۱۰-۱۵	CDMG	۱/۳۵	۰/۴۳	۰/۲۶	۲۳/۳۳	۰/۲۴	۱/۳۱
۱۶	Northridge	۱۹۹۴-۰۱-۱۷	DWP 75	۵/۱۹	۰/۴۹	۰/۱۵	۲۵/۵۰	۰/۲۲	۰/۷۲
۱۷	Silakhor,Iran	۲۰۰۶-۰۳-۳۱	Chalan Cho.	$R < ۱۵$	۰/۴۵	۰/۳۳	۹۳/۸۱	۱/۵۲	۱/۸۲
۱۸	Kocaeli,Turkey	۱۹۹۹-۰۸-۱۷	Yarimca	۴/۸۳	۰/۲۶	۰/۲۵	۳۹/۱۲	۰/۵۲	۱/۲۹
۱۹	Zanjiran,Iran	۱۹۹۴-۰۶-۲۰	Meymand	$R < ۱۵$	۰/۴۲	۰/۲۸	۱۲۳/۴۱	۱/۳۶	۱/۷۳
۲۰	Kobe,Japan	۱۹۹۵-۰۱-۱۶	Takatori	۱/۴۷	۰/۶۱	۰/۲۱	۴۲/۵۲	۱/۲۲	۱/۱۰

7 Forward directivity

8 Low effective duration

9 Pulse-like ground motions

10 Moment magnitude

جدول ۳: گروه دوم شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده (زلزله‌های نزدیک گسل با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده در راستای موازی (SP) و عمود بر گسل (SN))

Record number	Earthquake Name	Year	Station Name	PGV (cm/sec)	Preferred Vs30 (m/s)	Closest Distance (km)	Pulse Period (sec)
۱	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	EC County Center FF	۵۴/۵	۱۹۲/۱	۷/۳۱	۴/۵۱۵
۲	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	EC Meloland Overpass FF	۵۰/۲	۱۸۶/۲	۰/۰۷	۳/۳۴۶
۳	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #4	۷۱/۷	۲۰۸/۹	۷/۰۵	۴/۶۱۳
۴	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #5	۹۱/۵	۲۰۵/۶	۳/۹۵	۴/۰۴۶
۵	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #6	۹۱/۸	۲۰۳/۲	۱/۳۵	۳/۸۳۶
۶	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #7	۶۹/۶	۲۱۰/۵	۰/۵۶	۴/۲۲۸
۷	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #8	۴۸/۶	۲۰۶/۱	۳/۸۶	۵/۳۹
۸	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Differential Array	۵۹/۶	۲۰۲/۳	۵/۰۹	۵/۸۵۹
۹	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۵۶/۶۳	۳۵۳/۶	۲۳/۶۲	۷/۵۰۴
۱۰	Northridge-01	۱۹۹۴	Jensen Filter Plant	۶۷/۴۲	۳۶۳/۱	۵/۴۳	۳/۵۲۸
۱۱	Northridge-01	۱۹۹۴	Newhall - Fire Sta	۱۲۰/۲۶	۲۶۹/۱	۵/۹۲	۱/۰۳۶
۱۲	Northridge-01	۱۹۹۴	Newhall - W Pico Canyon Rd.	۸۲/۸۸	۲۸۵/۹	۵/۴۸	۲/۴۰۸
۱۳	Northridge-01	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۱۶۷/۲	۲۸۲/۳	۶/۵۰	۱/۲۳۲
۱۴	Northridge-01	۱۹۹۴	Sylmar - Converter Sta	۱۳۰/۲۷	۲۵۱/۲	۵/۳۵	۳/۴۷۹
۱۵	Northridge-01	۱۹۹۴	Sylmar - Converter Sta East	۱۱۳/۵۷	۳۶۰/۵	۵/۱۹	۳/۵۲۸
۱۶	Kobe, Japan	۱۹۹۵	KJMA	۸۹/۱	۳۱۲/۰	۰/۹۶	۰/۹۵۲
۱۷	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Takarazuka	۷۲/۶۴	۳۱۲/۰	۰/۲۷	۱/۴۲۸
۱۸	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY101	۵۲/۹۲	۲۵۸/۹	۹/۹۶	۴/۵۹۹
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU101	۴۳/۷۵	۲۷۲/۶	۲/۱۳	۱۰/۰۳۸
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	WGK	۴۹/۳۳	۲۵۸/۹	۹/۹۶	۴/۳۹۶

۶- محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای بر اساس FEMAP695

در این مقاله، تعریف ضرایب عملکرد لرزه‌ای، مبتنی بر تعریف ارائه شده در ASCE/SEI 7-05 [۱۷] و مفاهیم روش استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) بیان شده در تفسیر مقررات توصیه شده NEHRP است [۱۸، ۱۹]. ضریب رفتار، R ، ضریب اضافه مقاومت، Ω ، ضریب اصلاح تغییر مکان، C_d و شکل‌پذیری کلی، μ ، پارامترهای حاصل از این روش هستند. در شکل ۴، ضرایب عملکرد لرزه‌ای و چگونگی محاسبه‌ی آن‌ها در این مقاله، نشان داده شده است. در این شکل محور افقی جابجایی بام سازه و محور عمودی برش پایه است. این منحنی، به‌عنوان منحنی ظرفیت ایدئال شده شناخته می‌شود. با توجه به اینکه سازه‌ها قادر به اتلاف انرژی زلزله از طریق تغییر شکل‌های غیر الاستیک هستند می‌توان برش پایه‌ی الاستیک سازه، V_E را تا رسیدن به برش پایه‌ی توصیه شده برای طراحی، V کاهش داد. بنابراین، تعاریف فوق در جایی استفاده می‌شوند که V_E حداکثر نیروی جانبی الاستیک ناشی از حرکت زمین است و V ، به مقاومت جانبی تسلیم سازه (V_{max})، اشاره دارد. در صورتی که فرض شود V برش پایه‌ی طراحی سازه است، ضریب R عبارت است از:

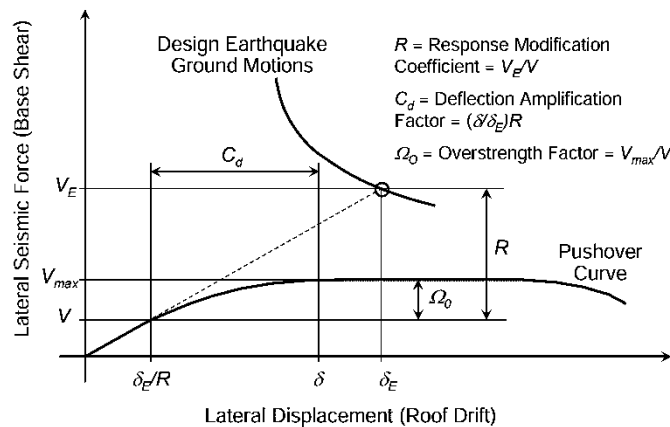
$$R = \frac{V_E}{V} \quad (1)$$

تعریف ضریب اضافه مقاومت (Ω) در FEMAP695، نسبت حداکثر مقاومت تسلیم سیستم به برش پایه طراحی است. در این مطالعه، ضریب Ω ، تعیین کننده اضافه مقاومت در سازه بین نقطه‌ی شکل‌گیری نخستین مفصل پلاستیک، V_S و نقطه‌ی تسلیم کلی سازه، V_{max} است.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (2)$$

در شکل ۴، δ_E/R ، عبارت است از تغییر مکان بام سازه متناظر با برش پایه طراحی، V ، با فرض اینکه سیستم کاملاً الاستیک باقی می‌ماند. δ ، جابجایی بام سازه تسلیم شده مربوط به زلزله سطح طراحی است. همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده شده است، ضریب بزرگنمایی جابجایی، C_d ، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (3)$$



شکل ۴: پارامترهای عملکرد لرزه‌ای (Ω_0, C_d, R) بر اساس FEMAP695 [۸].

۷- ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل به روش FEMAP695

در این پژوهش پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل دوران داده شده با استفاده از روش ارائه شده در FEMAP695 مورد بررسی قرار می‌گیرد. به منظور ترسیم منحنی ظرفیت سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف از روش تحلیل استاتیکی تطبیقی DAP که قابلیت دریافت طیف پاسخ حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مختلف را دارد استفاده شده است. همی تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مورد بحث، با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است.

به همین منظور با فرض اینکه برش پایه طراحی سازه معادل V در روابط FEMAP695 است پارامترهای لرزه‌ای حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مختلف در جدول ۴ تا ۶ به تفکیک ارائه شده است. در این پژوهش بعد از محاسبه پارامترهای لرزه‌ای شتاب‌نگاشت‌های مختلف در نهایت میان پاسخ‌های حاصل میانگین‌گیری شده است و نتایج نهایی برای سازه‌های مورد بحث، در جدول ۷ ارائه شده است. در زیر یک نمونه از محاسبات مربوط به شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل دوران داده شده در راستای عمود بر گسل (SN) و برای سازه ۴ طبقه مطابق شکل ۵ ارائه شده است.

رکورد شماره ۱:

$$V_d = 43.4 \text{ ton}$$

برش پایه طراحی سازه

$$\delta = 0.252 \text{ m}$$

V_{max} جابجایی معادل

$$V_E = 295.7 \text{ ton} \quad \text{برش پایه‌ی الاستیک سازه} \quad \delta_E = 0.327 \text{ m} \quad V_E \text{ جابجایی معادل}$$

$$V_{max} = 118.755 \text{ ton} \quad \text{بیشینه برش پایه}$$

$$R = \frac{V_E}{V} = \frac{295.7}{43.4} = 6.82$$

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} = \frac{118.755}{43.4} = 2.74$$

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R = \frac{0.252}{0.327} * 6.82 = 5.25$$

جدول ۴: نمونه‌ای از پارامترهای لرزه‌ای محاسبه شده تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک راستای موازی با گسل (SP) برای سازه‌های مورد بحث

رکورد	ضریب رفتار (R)					ضریب تغییر مکان (C _d)					ضریب اضافه مقاومت (Ω ₀)				
	۴	۷	۱۰	۱۵	۲۰	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه
۱	۶/۶۴	۷/۳۲	۶/۸۲	۶/۳۰	۷/۲۳	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۵۹	۴/۵۶	۲/۷۰	۲/۸۶	۲/۷۲	۲/۷۲	۲/۹۴
۲	۷/۰۲	۷/۷۲	۶/۵۷	۶/۴۸	۶/۷۷	۵/۳۱	۵/۳۱	۵/۳۱	۴/۸۳	۵/۲۷	۲/۷۸	۲/۹۸	۲/۷۶	۲/۷۴	۲/۹۴
۳	۶/۹۸	۸/۱۰	۷/۸۸	۶/۳۷	۷/۱۶	۵/۳۱	۵/۳۱	۵/۳۱	۴/۶۷	۵/۶۶	۲/۷۷	۲/۹۷	۲/۹۲	۲/۷۸	۲/۹۸
۴	۶/۸۴	۷/۵۸	۶/۳۳	۶/۰۷	۶/۷۵	۵/۳۸	۵/۳۸	۵/۳۸	۴/۴۲	۵/۲۷	۲/۸۱	۲/۹۷	۲/۶۷	۲/۶۰	۲/۸۷
۵	۶/۷۹	۷/۲۸	۶/۱۵	۶/۱۷	۶/۷۸	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۲۸	۵/۲۴	۲/۷۲	۲/۸۶	۲/۶۲	۲/۶۱	۲/۸۷

جدول ۵: نمونه‌ای از پارامترهای لرزه‌ای محاسبه شده تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک راستای عمود بر گسل (SN) برای سازه‌های مورد بحث

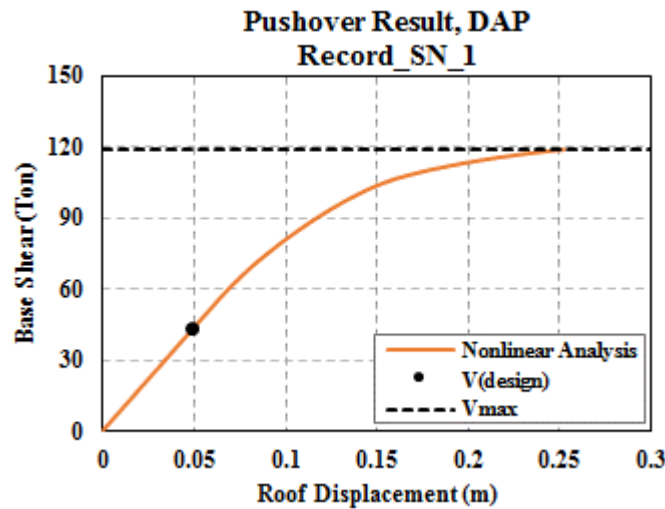
رکورد	ضریب رفتار (R)					ضریب تغییر مکان (C _d)					ضریب اضافه مقاومت (Ω ₀)				
	۴	۷	۱۰	۱۵	۲۰	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه
۱	۶/۸۲	۷/۱۹	۵/۸۷	۵/۸۵	۶/۴۷	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۱۳	۵/۱۰	۲/۷۴	۲/۹۲	۲/۵۴	۲/۵۵	۲/۸۲
۲	۶/۶۷	۶/۹۹	۵/۹۱	۶/۰۶	۶/۷۷	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۳۵	۵/۳۱	۲/۷۱	۲/۸۳	۲/۵۲	۲/۵۶	۲/۸۳
۳	۶/۶۶	۷/۰۹	۵/۸۳	۵/۸۴	۶/۴۶	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۰۳	۵/۰۸	۲/۷۰	۲/۸۵	۲/۴۹	۲/۵۳	۲/۸۲
۴	۶/۶۷	۷/۲۹	۵/۹۹	۵/۸۰	۶/۴۵	۵/۳۱	۵/۳۱	۵/۳۱	۴/۲۱	۵/۰۶	۲/۷۷	۲/۹۴	۲/۶۰	۲/۵۲	۲/۸۳
۵	۶/۸۳	۶/۹۷	۵/۸۶	۵/۷۹	۶/۴۸	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۰۸	۵/۰۶	۲/۷۴	۲/۸۶	۲/۵۱	۲/۵۱	۲/۸۰

جدول ۶: نمونه‌ای از پارامترهای لرزه‌ای محاسبه شده تحت شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل برای سازه‌های مورد بحث

رکورد	ضریب رفتار (R)					ضریب تغییر مکان (C _d)					ضریب اضافه مقاومت (Ω ₀)				
	۴	۷	۱۰	۱۵	۲۰	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه
۲	۶/۶۵	۸/۰۵	۷/۱۹	۶/۵۴	۷/۲۶	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۹۷	۵/۶۶	۲/۷۰	۲/۹۵	۲/۹۵	۲/۸۶	۳/۰۲
۴	۶/۷۹	۸/۳۷	۸/۴۶	۶/۶۵	۶/۲۸	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۸۰	۵/۲۸	۲/۷۲	۲/۹۹	۲/۹۹	۲/۸۷	۲/۹۳
۵	۷/۰۵	۷/۳۲	۶/۷۰	۶/۹۲	۴/۸۸	۵/۳۱	۵/۳۱	۵/۳۱	۴/۹۳	۵/۰۶	۳/۸۱	۲/۹۶	۲/۹۵	۲/۹۵	۲/۸۰
۷	۷/۰۰	۷/۲۲	۶/۲۰	۶/۱۰	۶/۸۰	۵/۳۱	۵/۳۱	۵/۳۱	۴/۲۳	۵/۳۲	۲/۷۷	۲/۸۹	۲/۶۱	۲/۸۹	۲/۸۹
۱۰	۶/۶۵	۷/۱۴	۶/۲۹	۶/۳۲	۶/۹۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۲۸	۵/۳۷	۲/۷۰	۲/۸۵	۲/۶۲	۲/۷۰	۲/۹۱
۱۱	۶/۶۲	۶/۹۲	۶/۱۴	۶/۱۷	۶/۹۵	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۱۳	۵/۳۷	۲/۶۹	۲/۸۳	۲/۵۴	۲/۶۰	۲/۸۶
۱۴	۶/۷۹	۸/۳۷	۵/۹۴	۵/۸۵	۶/۵۱	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۱۰	۵/۱۳	۲/۷۲	۲/۹۹	۲/۵۳	۲/۵۳	۲/۸۲
۱۶	۶/۷۶	۷/۲۸	۶/۷۸	۶/۰۹	۷/۰۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۳۸	۵/۵۶	۲/۷۱	۲/۸۶	۲/۶۸	۲/۶۹	۲/۹۰
۱۹	۶/۸۱	۷/۱۰	۶/۲۴	۶/۰۵	۶/۴۳	۵/۲۵	۵/۲۵	۵/۲۵	۴/۳۸	۵/۰۵	۲/۷۳	۲/۸۷	۲/۶۴	۲/۵۹	۲/۸۳
۲۰	۶/۶۳	۷/۰۷	۶/۰۷	۶/۰۴	۶/۶۰	۵/۱۹	۵/۱۹	۵/۱۹	۴/۲۱	۵/۱۳	۲/۶۹	۲/۸۴	۲/۵۸	۲/۶۰	۲/۸۹

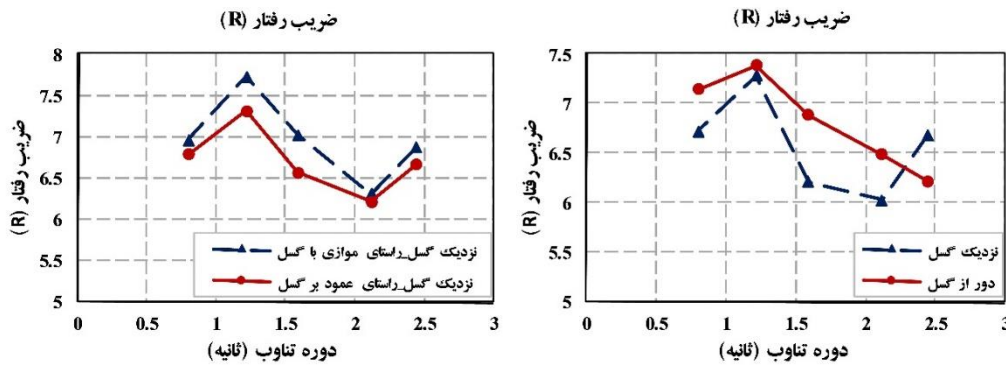
جدول ۷: میانگین مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب افزایش تغییر مکان حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مختلف

رکورد	ضریب رفتار (R)					ضریب تغییر مکان (C _d)					ضریب اضافه مقاومت (Ω ₀)				
	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه	۲۰ طبقه
دور	۷/۱۴	۷/۳۸	۶/۸۸	۶/۴۸	۶/۲۱	۴/۷۶	۵/۱۵	۵/۳۶	۴/۵۴	۴/۸	۲/۸۳	۲/۹۵	۲/۸۹	۲/۸۲	۲/۹
نزدیک	۶/۷۱	۷/۲۸	۶/۲	۶/۰۲	۶/۶۷	۴/۴۴	۵/۲۴	۵/۲۲	۴/۲۱	۵/۲۱	۲/۷۱	۲/۸۸	۲/۵۸	۲/۶	۲/۸۶
SN	۶/۷۷	۷/۳۱	۶/۵۶	۶/۲	۶/۶۵	۴/۵۸	۵/۲۷	۵/۲۶	۴/۴۸	۵/۱۷	۲/۷۴	۲/۹	۲/۶۹	۲/۶۶	۲/۸۹
SP	۶/۹۵	۷/۷۲	۷/۰۲	۶/۳	۶/۸۶	۴/۶۳	۵/۵	۵/۳۶	۴/۶۳	۵/۳۶	۲/۷۸	۲/۹۶	۲/۷۹	۲/۷۱	۲/۹۲

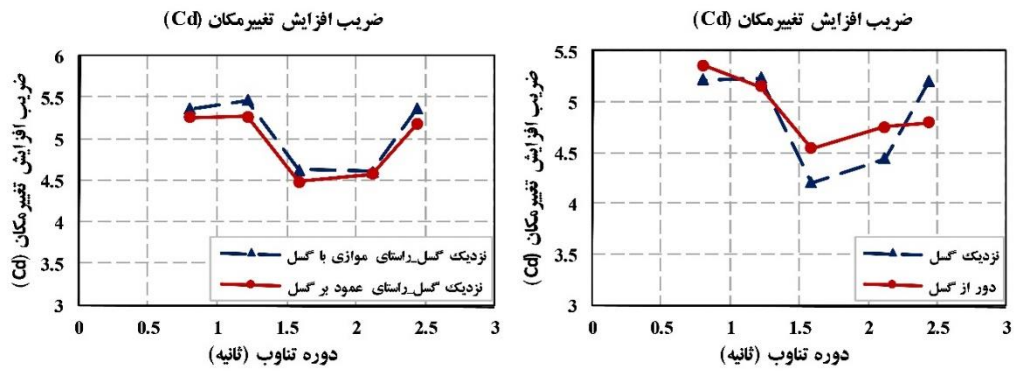


شکل ۵: منحنی ظرفیت سازه ۴ طبقه تحت شتاب‌نگاشت SN_1.

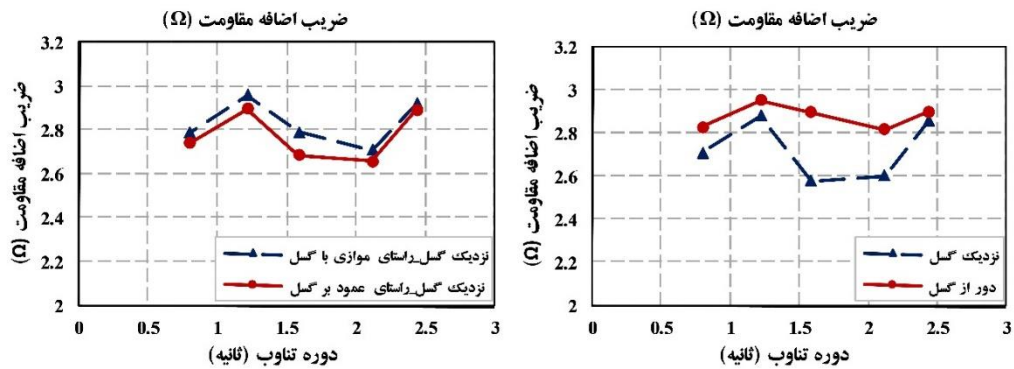
در شکل‌های ۶ تا ۸ گراف‌هایی از پارامترهای لرزه‌ای محاسبه شده برحسب دوره تناوب سازه‌های مختلف ترسیم شده است. استفاده از این گراف‌ها می‌تواند به تخمین اولیه از پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی کمک کند. همه‌ی این گراف‌ها در حدود مدل‌های این پژوهش قابل استفاده است. دوره تناوب سازه‌های مختلف به ترتیب ۰/۸، ۱/۲۲، ۱/۵۹، ۲/۱۲، ۲/۴۴ است. همچنین روابط حال از رگرسیون خطی گراف‌های ترسیم شده در حدود مدل‌های این پژوهش در جدول ۸ ارائه شده است. بررسی گراف‌های ارائه شده نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع سازه، ضریب رفتار حاصل از زلزله‌های مختلف کاهش می‌یابد.



شکل ۶: ضریب رفتار (R) قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های مختلف برحسب دوره تناوب سازه‌های مورد مطالعه.



شکل ۷: ضریب افزایش تغییر مکان (Cd) قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های مختلف برحسب دوره تناوب سازه‌های مورد مطالعه.



شکل ۸: ضریب اضافه مقاومت (Omega) قاب‌های خمشی فولادی تحت زلزله‌های مختلف برحسب دوره تناوب سازه‌های مورد مطالعه.

جدول ۸: روابط حاصل از رگرسیون خطی مقادیر پارامترهای لرزه‌ای برحسب دوره تناوب سازه‌های مختلف

ضریب اضافه مقاومت (Ω_d)	ضریب تغییر مکان (C_d)	ضریب رفتار (R)	رکورد
$\Omega_{FF} = -0.01T + 2.88$	$C_{d-FF} = -0.36T + 5.51$	$R_{FF} = -0.66T + 7.89$	دور
$\Omega_{NF} = 0.01T + 2.72$	$C_{d-NF} = -0.20T + 5.19$	$R_{NF} = -0.33T + 7.12$	نزدیک
$\Omega_{SP} = -0.01T + 2.83$	$C_{d-SP} = -0.22T + 5.43$	$R_{SP} = -0.41T + 7.64$	SN
$\Omega_{SN} = 0.01T + 2.76$	$C_{d-SN} = -0.21T + 5.30$	$R_{SN} = -0.34T + 7.25$	SP

بررسی پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد به‌طور میانگین مقادیر این پارامترها تحت زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل است. میانگین این اختلاف برای ضریب رفتار (R) در حدود ۶/۵ درصد و برای ضریب افزایش تغییر مکان (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω) در حدود ۵/۵ درصد است. بیشترین مقدار اختلاف ضریب رفتار تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل در حدود ۱۰ درصد و برای ضریب اضافه مقاومت در حدود ۱۱ درصد و مربوط به سازه ۱۰ طبقه است.

مقادیر ضریب رفتار سازه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل بین ۶ تا ۷/۵، ضریب افزایش تغییر مکان برای زلزله‌های نزدیک گسل بین ۴ تا ۵/۵ و برای زلزله‌های دور از گسل بین ۴/۵ تا ۵/۵ و ضریب اضافه مقاومت برای زلزله‌های نزدیک گسل بین ۲/۶ تا ۲/۹ و برای زلزله‌های دور از گسل بین ۲/۸ تا ۳ متغیر است.

پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های نزدیک راستای موازی با گسل (SP) بیشتر از زلزله‌های راستای عمود بر گسل (SN) است. میانگین این اختلاف برای پارامتر ضریب رفتار (R) در حدود ۴ درصد و برای ضریب افزایش تغییر مکان (C_d) و ضریب اضافه مقاومت

(Ω) به ترتیب در حدود ۲/۵ و ۲ درصد است. بیشترین مقدار اختلاف ضریب رفتار تحت زلزله‌های نزدیک راستای موازی (SP) و عمود بر گسل (SN)، در حدود ۶/۵ درصد و مربوط به سازه ۱۰ طبقه است.

مقادیر ضریب رفتار سازه تحت زلزله‌های نزدیک راستای موازی (SP) و عمود بر گسل (SN) بین ۶ تا ۸، ضریب افزایش تغییر مکان بین ۴/۵ تا ۵/۵ و ضریب اضافه مقاومت بین ۲/۶ تا ۳ متغیر است.

در جدول ۹ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های FEMAP695 و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است. مقایسه پارامترهای لرزه‌ای حال از این پژوهش با مقادیر ذکر شده در آیین‌نامه‌های FEMAP695 و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نشان می‌دهد نتایج انطباق مناسبی دارند. نتایج نشان می‌دهد مقادیر ذکر شده در این آیین‌نامه‌ها در جهت اطمینان و محافظه‌کارانه است. به‌طور مثال مقدار ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های FEMAP695 و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط، به ترتیب ۴/۵ و ۵ است این در حالی است که در این پژوهش مقادیر حاصل از ضریب رفتار برای زلزله‌های مختلف در بازه‌ی ۶ الی ۸ متغیر است. در حقیقت سازه‌های طراحی شده بر اساس این آیین‌نامه‌ها دارای ضریب رفتار کوچک‌تر و در نتیجه برش پایه طراحی بزرگ‌تری هستند. بیشتر بودن مقدار برش پایه طراحی از نیاز واقعی سازه در مقابل زلزله‌های دور و نزدیک گسل در جهت اطمینان است.

جدول ۹: مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب افزایش تغییر مکان در آیین‌نامه‌ها

آیین‌نامه	ضریب رفتار (R)	ضریب تغییر مکان (C_d)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)
FEMAP695	۴/۵	۴	۳
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم	۵	۴	۳

۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش پارامترهای طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط، از جمله ضریب اضافه مقاومت (Ω)، ضریب افزایش تغییر مکان (C_d) و ضریب رفتار (R) حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک گسل با استفاده از روش ارائه شده در دستورالعمل FEMAP695 مورد بررسی قرار گرفت. به همین منظور تعداد ۵ قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و در طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه طراحی شد. برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای در این پژوهش از منحنی پوش‌آور حاصل از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی DAP تحت زلزله‌های مورد بحث استفاده شده است. این روش قابلیت دریافت طیف پاسخ زلزله‌های مختلف را در حین فرایند تحلیل دارد. در این پژوهش ابتدا پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک گسل مقایسه شد و در نهایت پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های نزدیک، دوران داده شده در راستای موازی (SP) و عمود بر گسل (SN) مورد بررسی قرار گرفت. کلیه تحلیل‌های غیرخطی توسط نرم‌افزار OpenSees انجام شده است و در نهایت نتایج زیر در محدوده مدل‌های این پژوهش برای پارامترهای لرزه‌ای مذکور حاصل شد:

- ضریب رفتار حاصل از کلیه شتاب‌نگاشت‌های موردبررسی، با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد که نشان دهنده اهمیت سازه‌های بلند در بحث ضریب رفتار است. این نتایج با سایر پژوهش‌های مشابه در خصوص ضریب رفتار همخوانی دارد.
- مقادیر ضریب رفتار (R) و ضریب افزایش تغییر مکان (C_d) در سازه‌های مختلف به‌طور میانگین تحت زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل است. میانگین این اختلاف برای ضریب رفتار (R) در حدود ۶/۵ درصد و برای ضریب افزایش تغییر مکان (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω) در حدود ۵/۵ درصد است. در حقیقت نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل دارای اهمیت بیشتری هستند.

- پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های نزدیک را ستای موازی با گسل (SP) اختلاف کمی با زلزله‌های را ستای عمود بر گسل (SN) دارد. میانگین این اختلاف برای پارامتر ضریب رفتار (R) در حدود ۴ درصد و برای ضریب افزایش تغییر مکان (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω) به ترتیب در حدود ۲/۵ و ۲ درصد و به دلیل بیشتر بودن مقادیر حاصل از زلزله‌های نزدیک راستای موازی با گسل (SP) است. نتایج نشان می‌دهد پارامترهای لرزه‌ای حاصل از زلزله‌های نزدیک را ستای عمود بر گسل (SN) در مقایسه با راستای موازی گسل (SP) از اهمیت بیشتری برخوردار هستند.
- مقادیر پارامترهای لرزه‌ای حاصل از این پژوهش تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل تطابق مناسبی با مقادیر ارائه شده در دستورالعمل FEMAP695 و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) دارد. نتایج نشان می‌دهد مقادیر ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و FEMAP695 محافظه‌کارانه و در جهت اطمینان هستند.

مراجع

- [1] Antoniou, S. and Pinho, R.; "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure"; Journal of Earthquake Engineering, **8**(05) (2004) 643-661.
- [2] Asgarian, B. and Sadrinezhad, A and Alanjari, P.; "Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis"; Journal of Constructional Steel Research, **66**(2) (2010) 178-190.
- [3] Luco, N. and Cornell, C.A.; "Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure"; in Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering (1998).
- [4] Özhendekci, D. and Özhendekci, N.; "Seismic performance of steel special moment resisting frames with different span arrangements"; Journal of Constructional steel research, No 72 (2012) 51-60.
- [5] Aksoylar, N.D. and Elnashai, A.S. and Mahmoud, H.; "The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections"; Journal of Constructional Steel Research, **67**(1) (2011) 114-126.
- [6] Soltangharai, V. and Razi, M. and Gerami, M.; "Comparative Evaluation of Behavior Factor of SMRF Structures for Near and Far Fault Ground Motions"; Periodica Polytechnica Civil Engineering, **60**(1) (2015) 75-82.
- [7] Izadinia, M. and Rahgozar, M.A. and Mohammadrezaei, O.; "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods"; Journal of Constructional Steel Research, **79** (2012) 83-90.
- [8] FEMAP695.; "P695-Quantification of Building Seismic Performance Factors, Federal Emergency Management Agency (FEMA)"; Document No (2009), FEMA.
- [9] Mazzoni, S., et al.; "OpenSees command language manual"; Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center (2006).
- [10] Pinho, R. and Antoniou, S.; "A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames"; in Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures (2005).
- [11] Gupta, A. and Krawinkler, H.; "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures"; Stanford University (1999).
- [12] Code 2800.; "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings"; Third Revision, Building and Housing Research Center, Iran (in persian) (2015).
- [13] Siahpolo, N. and Gerami, M.; "Practical Earthquake Engineering"; Semnan University publication, first edition (2014).
- [14] Baker, J.W.; "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis"; Bulletin of the Seismological Society of America, **97**(5) (2007) 1486-1501.
- [15] Council, B.S.S.; "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-356"; Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
- [16] Antoniou, S. and Pinho, R.; "SeismoSignal"; Version 3.2. 0 (2008).
- [17] ASCE.; "Minimum design loads for buildings and other structures"; American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia (2006).
- [18] Committee, A.S.S.R.S.; "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)"; American Society of Civil Engineers, Reston, VA (2007).
- [19] Council, B.S.S.; "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)"; Provisions/Prepared by the Building Seismic Safety Council: Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences (2004).
- [20] ATC40.; "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"; Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City (1996).