



برآورد چندسطحی ضریب رفتار برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم

وحید محسنیان^۱، علیرضا مرتضایی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان

۲- دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان

* سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۴۶-۱۷۹، a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۹/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۰/۲۵)

چکیده

استفاده از پیوندهای قائم در مهاربندی‌های واگرا، علاوه بر امتیازات خاص سیستم یکی از بهترین روش‌های کنترل غیرفعال در سازه است. بررسی‌های انجام شده در خصوص ضریب رفتار سیستم مذکور اگرچه ارزشمند، اما محدود است. مطالعه حاضر، با هدف درک مکانیزم خرابی در قاب‌های مجهز به پیوندهای قائم انجام شده و طی آن، ضمن تعریف و تشریح مراحل استخراج ضرایب رفتار تقاضا و ظرفیت، این دو پارامتر برای قاب‌های ساختمانی ۴ و ۸ طبقه با سیستم سازه‌ای مذکور استخراج شده است. وجه تمایز مطالعه حاضر با دیگر مطالعات مشابه در برآورد ضریب رفتار، بیان چند سطحی و استخراج آن بر اساس نیاز لرزه‌ای و ظرفیت قاب است. بر اساس نتایج حاصل، سیستم از شکل‌پذیری بالایی برخوردار است و استفاده از ضریب رفتار طراحی تا ۸ نیز، قابلیت اعتماد لرزه‌ای قابل قبولی در شدت‌های متوسط و بالای زلزله برای قاب تامین خواهد نمود.

واژگان کلیدی

مهاربندی واگرا، پیوند قائم، ضریب رفتار، تحلیل دینامیکی افزایشی

Multi-Level Estimation of Reduction Factor in Eccentric Braced Frame Systems with Vertical Link

V. Mohsenian, A.R. Mortezaei

Abstract

The use of vertical links in eccentric braced frames, in addition to special system privileges, is one of the best methods of passive structural control. Past studies regarding the reduction factor of aforementioned systems are valuable but limited. The purpose of this study was to understand the mechanism of failure in frames equipped with vertical links, during which, while defining and elaborating the estimation steps of demand and capacity reduction factors, these two parameters have been evaluated for 4 and 8-story building frames with the aforementioned systems. The distinction between the present study and other similar studies of reduction factor estimation is multilevel assessment based on seismic demand and frame capacity. Based on the results, the system has high ductility, so that the use of design reduction factor up to 8 will also provide reasonable seismic reliability for frame buildings under the medium and high earthquake intensities.

Keywords

Eccentric braced frames, vertical link, reduction factor, IDA



سیستم مهاربندی واگرا با پیوند قائم از جمله سیستم‌های کنترل غیرفعال در سازه است که در روند طراحی سازه، قابلیت تامین همزمان هر دو معیار سختی و شکل‌پذیری را دارد. نظر به ساز و کار ساده، خاصیت تعویض‌پذیری و سهولت طراحی و اجرا، این سیستم نه تنها در طراحی سازه‌های جدید، که برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و معیوب نیز قابل استفاده است. سیستم مذکور، نخستین بار توسط Seki و همکارانش [۱] به عنوان نوع جدیدی از سیستم باربری جانبی ارائه شده است. ضمن مطالعات ایشان، منحنی‌های هیستریزیس در این سیستم بسیار پایدار و متقارن گزارش شده است. ضمن مطالعات Daryan و همکارانش [۲]، تاثیر استفاده از فولاد نرم به جای فولاد ساختمانی معمولی در پانل‌های برشی (پیوندهای قائم) مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل نشان می‌دهد که بر خلاف پانل‌های برشی ساخته شده از فولاد ساختمانی معمولی، کماتش‌های موضعی در پانل‌های برشی با فولاد نرم رخ نمی‌دهد. به علاوه، مشخص شده است که ضمن استفاده از فولاد نرم، استهلاک انرژی و شکل‌پذیری در سیستم به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد که خود بهبود رفتار قاب را به دنبال خواهد داشت.

ضمن مطالعات تجربی و عددی Su و Lian [۳]، رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربندی واگرا با پیوند قائم با دو نوع مختلف فولاد برای اعضای قاب (تیرها و ستون‌ها) مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج آزمایش روی قاب متشکل از اعضای با فولاد پرمقاومت حاکی از رفتار چرخه‌ای مطلوب (منحنی‌های هیستریزیس پهن و بدون زوال سختی)، قابلیت استهلاک انرژی زیاد و ظرفیت باربری قابل قبول نمونه بوده است.

در مطالعات Rahnavard و همکارانش [۴]، تاثیر پیوندهای قائم دوگانه و تکی بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های با سیستم مهاربندی واگرا مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس نتایج حاصل، نسبت به پیوندهای قائم منفرد، حالت پیوندهای دوگانه حلقه‌های هیستریزیس به مراتب پهن‌تری داشته و قابلیت استهلاک انرژی و ظرفیت برشی در قاب را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داده است. بهبود رفتار قاب بدنبال افزایش فاصله بین پیوندهای قائم و آثار زیان‌بار دال بتنی بر رفتار قاب و پیوندهای برشی نیز از دیگر دست‌آوردهای این مطالعات بوده است.

مطالعاتی تجربی توسط Duan و Su [۵] روی قاب‌های

مهاربندی شده واگرا مجهز به پیوندهای قائم با فولاد پرمقاومت انجام شده که تنها تفاوت موجود در نمونه‌ها طول پیوند قائم بوده است. در این مطالعات، تمرکز تغییرشکل‌های غیرخطی در پیوندهای قائم گزارش شده است. به علاوه، نظر به اینکه در شرایط یکسان از جابجایی و شکل‌پذیری، قابلیت استهلاک انرژی در نمونه با پیوند قائم برشی به مراتب بیشتر بوده است، ایشان اظهار داشته‌اند که ظرفیت باربری نمونه با تسلیم برشی نسبت به نمونه با تسلیم خمشی همواره بیشتر است. در چارچوب مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده [۶ و ۷]، روابطی برای طراحی سیستم قاب‌های مهاربندی شده واگرا مجهز به پیوند قائم پیشنهاد شده است. ضمن این مطالعات، مقاومت برشی نهایی پیوند بیش از $2/2$ برابر مقدار اسمی آن و اثرات ثانویه (P-Delta) نیز قابل اغماض گزارش شده است. طبق بررسی‌های Baradaran و همکارانش [۸] نیز قاب‌های مجهز به پیوند قائم، قاب‌هایی با رفتار مطلوب و دارای منحنی هیستریزیس پایدار معرفی شده‌اند. بر اساس نتایج حاصل از این مطالعات، تیرهای لانه زنبوری مجهز به ورق‌های تقویتی برشی، اثر نامطلوب بر منحنی‌های هیستریزیس قاب نخواهند داشت.

طی مطالعات تحلیلی Zahrai و Parsa [۹]، با تغییر عرض بال در پیوند قائم، اثر این پارامتر بر رفتار چرخه‌ای مجموعه قاب بررسی شده است. بر اساس نتایج حاصله، برای زمانی که تکیه‌گاه پیوند قائم به اندازه کافی تامین می‌شود، حتی با کاهش عرض بال آن نیز، حلقه‌های هیستریزیس پایدار و قابلیت استهلاک انرژی مناسب حاصل خواهد شد. بر اساس بررسی‌های انجام شده روی قاب‌های مجهز به پیوند برشی توسط Zahrai و Moslehi Tabar [۱۰]، نسبت میرایی چرخه‌ای قاب تقریباً ۳۰ درصد و دوران پلاستیک پیوندهای برشی حدود $0/15$ رادیان گزارش شده است. Shayanfar و همکارانش [۱۱] در مطالعاتی، اثرات استفاده از سخت‌کننده‌ها و مرکب شدن جان در پیوندهای قائم را بررسی کرده‌اند. نتایج حاکی از افزایش ظرفیت برشی و شکل‌پذیری پیوند قائم در حالت مرکب بوده است. ضمن مطالعات تجربی Zahrai و Mahroozadeh [۱۲]، ضرایب رفتار برای قاب‌ها با سیستم مورد مطالعه حدود $7/15$ تا $10/65$ برآورد شده است.

Shayanfar و همکارانش [۱۳] در مطالعاتی به ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده با پیوندهای دوگانه پرداخته‌اند. در این مطالعات، ضمن تسلیم پیوندهای قائم، هیچگونه ناپایداری در آنها مشاهده نشده است. به علاوه، رفتار



هیستریزیس پیوند دوگانه بصورت پایدار و پهن گزارش شده است. بر اساس نتایج اتخاذ شده، ایشان سیستم نامبرده را مناسب برای طراحی ساختمان‌های جدید و بهسازی ساختمان‌های موجود پیشنهاد کرده‌اند.

مطالعات تجربی و تحلیلی Sabouri-Ghomi و Saadati [۱۴] نشان داده است که رفتار و تغییر شکل در پیوندهای قائم با استفاده از تحلیل‌های عددی به راحتی قابل پیش‌بینی خواهد بود. در این مطالعات، در تمامی نمونه‌ها، موقعیت شروع خرابی و الگوهای تغییر شکلی حاصل از مدلسازی عددی و تجربی مشابه گزارش شده است. نظر به اینکه با افزایش طول پیوندهای قائم، در پارامترهای بار بحرانی، ظرفیت چرخش و سختی کاهش مشاهده شده است، در این مطالعات تصریح شد که طول مناسب برای پیوند قائم آن است که تسلیم در برش را به دنبال داشته باشد.

مطالعاتی توسط Massah و Dorvar [۱۵] به منظور تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی مهاربندی با پیوندهای قائم با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار انجام شده است. نتایج حاصل از این مطالعات نشان می‌دهد که ضمن استفاده از آلیاژ حافظه‌دار، علاوه بر بهبود شکل‌پذیری، سختی و مقاومت جانبی، ظرفیت برگشت‌پذیری نیز در سطح بسیار عالی فراهم خواهد شد. در این مطالعات، ضمن استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار، کاهش هر دو پارامتر بیشینه گریز بین طبقه‌ای و گریز ماندگار گزارش شده است.

مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین حاکی از آن است که مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده به منظور استخراج ضریب رفتار روی سیستم مهاربندی و اگر با پیوندهای قائم، به خصوص در قاب‌های چند طبقه محدود است. بر این اساس، در مطالعه حاضر، در چارچوب رفتار غیرخطی، با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و بار افزون، ضریب رفتار سیستم سازه‌ای نامبرده با رویکردی متفاوت و با توجه به سطح شدت ورودی و میزان آسیب قابل قبول در قاب استخراج شده است.

۲- مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

برای این مطالعه، از قاب‌های ۴ و ۸ طبقه با مشخصات هندسی و مقادیر بارهای مرده (Q_D) و زنده (Q_L) ارائه شده در شکل (۱) استفاده شده است. کاربری پروژه‌ها مسکونی و موقعیت‌شان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی با خطر نسبی بسیار زیاد فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، طول دهانه‌ها ۵ متر و خاک منطقه نیز

بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶])، تیپ ۲ ($750 \text{ m/s} \leq V_s \leq 375 \text{ m/s}$) لحاظ شده است.

قاب‌های ساختمانی مورد مطالعه بر اساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران [۱۷] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS (CSI-2015) [۱۸] طراحی شده‌اند. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه‌ی قاب‌ها، بر اساس مقدار معرفی شده در آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶]) برای سیستم مهاربندی و اگرایی ویژه ۷ انتخاب شده است. لازم به ذکر است که در دهانه‌های مهاربندی شده، تمامی مشخصه‌های کنترل شونده توسط نیرو در المان‌های مهاربند، تیر طبقات و ستون‌ها تحت زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 = 2$) کنترل شده‌اند.

ضمن مدلسازی، اثر دیافراگم صلب و هم بسته بودن گره‌ها در تراز طبقات نیز اعمال شده است. مشخصات اعضای سازه‌ای (شامل تیر، ستون، مهاربند و پیوند قائم) با توجه به شرح شکل (۱)، در جدول (۱) تشریح شده است. به علاوه، مطابق شکل ۱، قاب نسبت محور Z متقارن است. لازم به ذکر است که فولاد مورد استفاده از نوع نرمه با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ می‌باشد.

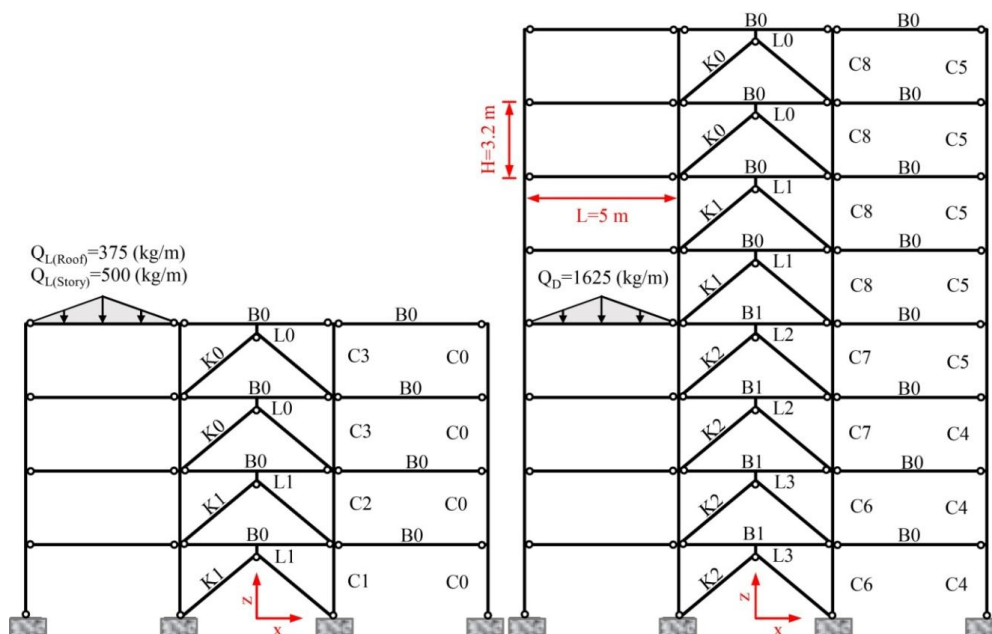
۳- مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییر شکلی المان‌ها

برای مدل‌سازی و تحلیل در محدوده غیرخطی از نرم‌افزار PERFORM-3D (CSI-2016) [۱۹] استفاده شده است. با توجه به مفصلی بودن اتصالات ستون‌ها در تراز پایه و همچنین دو انتهای تیرها، در دهانه‌های کناری از المان‌های مذکور انتظار رفتار غیرخطی نمی‌رود. به این ترتیب، جهت مدل‌سازی آنها از مقاطع استاندارد با فرض رفتار خطی استفاده شده است. به منظور کنترل مکانیزم شکست و درک بهتر از میزان استهلاک انرژی در المان‌های مختلف سیستم مورد مطالعه، علاوه بر پیوندهای قائم، تیرهای طبقات و مهاربندها نیز به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده‌اند.

۳-۱- مدل‌سازی المان‌های مهاربند

مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش مهاربندها در محدوده غیرخطی بر اساس رابطه کلی بار-تغییر شکل تعمیم یافته مطابق شکل (۲) انجام شده است. برای مهاربندهای دو سر مفصل که جذب انرژی در آنها از طریق تشکیل مفاصل محوری انجام می‌شود، تغییر شکل‌های محوری عضو در بارکمانشی مورد انتظار





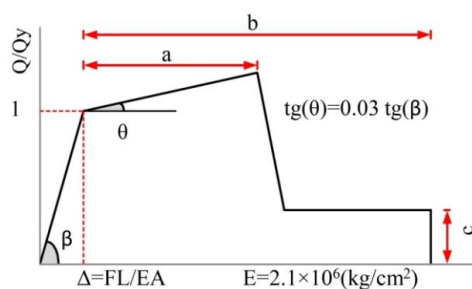
شکل ۱- مشخصات هندسی و بارگذاری‌های ثقلی در قاب‌های مورد مطالعه

جدول ۱- مشخصات مقاطع در نظر گرفته شده برای اجزای سازه‌ای

C0	2IPE12	C6	BOX(40×40×2.5)	B0	IPE24
C1	BOX(30×30×2)	C7	BOX(35×35×1.5)	B1	IPE30
C2	BOX(25×25×1)	C8	BOX(30×30×0.8)	L0	IPE16
C3	BOX(25×25×0.5)	K0	2UNP10	L1	IPE20
C4	2IPE16	K1	2UNP12	L2	IPE24
C5	2IPE14	K2	2UNP14	L3	IPE27

قطعاً لازم است این موارد ضمن طراحی اعضای مهاربند مورد توجه قرار گیرد.

برای مدل‌سازی مهاربندها در نرم‌افزار، از المان "میل‌های" استفاده می‌شود که تنها در برابر نیروهای محوری مقاوم است.



شکل ۲- منحنی نیرو-تغییرشکل برای اجزا و اعضای فولادی [۲۰]

۳-۲- مدل‌سازی تیرها در دهانه‌های مهاربندی شده

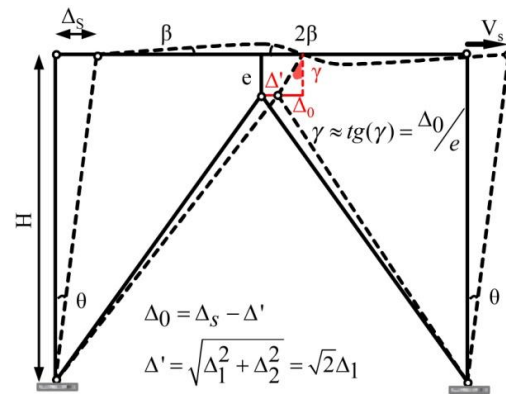
بر اساس نمودار آزاد برای تیر طبقه مطابق شکل (۴) و با تکیه بر روابط تعادل، مشخص می‌شود که برش در سرتاسر طول تیر طبقه ثابت خواهد بود. به علاوه، با توجه به اثر لنگر خمشی متمرکز M در میانه طول المان (محل اتصال پیوند قائم به تیر)، بیشینه لنگر

(Δ_c) و بار کششی نظیر حد تسلیم (Δ_t) به عنوان معیار شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی انتخاب می‌گردد [۲۰]. با فرض طول آزاد L برای مهاربند، به منظور محاسبه مقادیر تغییرشکل محوری (Δ) از رابطه ارائه شده در شکل (۲)، مقاومت مورد انتظار عضو مهاربند تحت کشش (T_{CE}) و همچنین کرانه پایین مقاومت تحت اثر نیروی فشاری برای آن (P_{CL}) به عنوان نیروی عضو (F) مورد استفاده قرار گرفته است. پارامترهای a و b و c نیز متناسب با حالت تسلیم و شرایط مقطع عضو مهاربند (در این مطالعه زوج ناودانی) از جدول مربوط به مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی برای اجزای فولادی برداشت شده‌اند [۲۰].

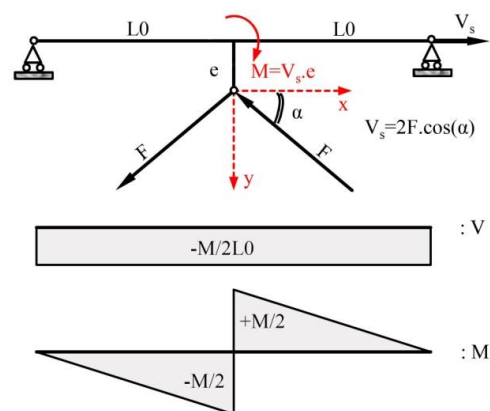
مطابق شکل (۳)، ضمن تحلیل قاب مهاربندی شده واگرا مجهز به پیوند قائم، مشخص می‌شود که بعد از تسلیم برشی پیوند قائم، سطح نیروهای محوری در مهاربندها (F) و در نتیجه تغییر طول‌های کششی و فشاری در اعضا (به ترتیب Δ_1 و Δ_2) و همچنین جذر مجموع مربعاتشان (Δ') ثابت خواهد ماند. بدین ترتیب در شدت‌های بالای زلزله افزایش کرنش برشی در پیوند تنها نتیجه افزایش گریز طبقه (Δ_s) خواهد بود (و بالعکس).



خمشی نیز در این محل رخ می‌دهد.



شکل ۳- تغییر شکل اعضای قاب تحت بار جانبی (شماتیک)



شکل ۴- نمودار آزاد تیر طبقه، تغییرات برش و لنگر خمشی در آن

با توجه به توضیحات، برای مدل‌سازی تیر در نرم‌افزار، از المان "تیر" با رفتار خطی همراه با مفاصل متمرکز "خمشی- دورانی" و "برشی" تعبیه شده در وسط دهانه استفاده شده است. لازم به ذکر است که ظرفیت‌های خمشی و برشی مورد انتظار مقاطع به ترتیب به صورت $Z \cdot F_{ye}$ و $0.55 F_{ye} \cdot A_w$ محاسبه شده است. در این عبارات، منظور از Z و A_w به ترتیب اساس مقطع پلاستیک و مساحت جان تیر (بدون لحاظ نمودن ضخامت بال‌ها) است و F_{ye} نیز تنش تسلیم مورد انتظار فولاد می‌باشد.

۳-۳- مدل‌سازی پیوندهای قائم

طراحی مقطع برای پیوندهای قائم با هدف تسلیم زودهنگام این المان‌ها نسبت به سایر اجزای قاب و در نتیجه ایفای نقش به عنوان فیوز لرزه‌بر تحت شدت متناظر با سطح خطر طراحی آیین‌نامه انجام شده است.

برای رسیدن به عملکرد مطلوب در پیوندهای قائم و تسلیم برشی در آنها، طول این المان‌ها (e) ۲۰ سانتی‌متر لحاظ شده

است [۲۱]. پس از محاسبه ظرفیت‌های خمشی و برشی مورد انتظار مقطع پیوندهای قائم مطابق روابط اخیر، طول ۲۰ سانتی‌متر المان با نسبت $1/\sqrt{M_{CE}/V_{CE}}$ برای آن مقایسه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که تسلیم المان‌ها قطعاً در برش خواهد بود ($e \leq (1/\sqrt{M_{CE}/V_{CE}})$). به این ترتیب، در معرفی منحنی رفتار غیرخطی پیوندها، مقاومت برشی مورد انتظار تیر پیوند (V_{CE}) مد نظر قرار گرفته است.

بعد از طراحی مقاطع مورد نیاز برای پیوندها بر اساس توضیحات مندرج در این بخش، با کمک نرم‌افزار ABAQUS (version 6.14) [۲۲] ظرفیت و زاویه تغییرشکلی هر المان (γ) متناسب با شرایط واقعی بارگذاری در قاب (اندرکنش نیروی برشی و لنگر خمشی) محاسبه و منحنی مربوطه برداشت شده است. منحنی حاصل جهت استفاده در نرم‌افزار PERFORM-3D، به صورت ۲ خطی معادل تنظیم شده است. لازم به ذکر است که ظرفیت برشی مقاطع در این حالت، با ظرفیت حاصل از رابطه $0.55 F_{ye} \cdot A_w$ قرابت قابل قبولی داشت. زاویه تغییر شکل برشی پیوند (γ) از دیگر پارامترهای مهم در طراحی آن است. در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر، برای المان‌های تسلیم شونده در برش، این پارامتر به 0.8 تا 0.9 رادیان محدود می‌گردد [۲۱]. در مطالعه حاضر، زاویه تغییر شکل برشی پیوندهای قائم برای زلزله تشدید یافته محدود شده است.

ضمن استخراج و اصلاح منحنی ظرفیت-تغییرشکل برای پیوندها، مطابق شکل (۵)، بر اساس بیشترین تنش ایجاد شده در عضو، ۴ حالت حدی برای خرابی در این المان‌ها نیز در نظر گرفته شده است.

برای مدل‌سازی پیوند قائم در نرم‌افزار، از المان "ستون" با رفتار خطی همراه با مفصل متمرکز "برشی" استفاده شده است. مطابق شکل (۵)، به وضوح آشکار است که سطح تنش در بال‌ها همواره کمتر از جان است. این مشاهده دلیلی محکم بر صحت مدل‌سازی غیرخطی و فرض تسلیم برشی در جان پیوندهای قائم می‌باشد.

۴- تحلیل قاب‌ها

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده در این مرحله، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه قاب‌ها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه‌ی (۱)، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ شده است.

$$Q_G = 1.1 \cdot [Q_D + Q_L] \quad (1)$$

در تساوی فوق، Q_D بار مرده و Q_L بار زندهی مؤثر است.

جدول ۲- زمان تناوب (T) و ضرایب جرم مؤثر انتقالی (M) مدل‌ها

در مودهای نوسانی

قاب ۸ طبقه		قاب ۴ طبقه		شماره مود
M (%)	T (sec)	M (%)	T (sec)	
۷۳/۰	۰/۳۳۹	۸۳/۷	۰/۱۷۵	۱
۱۸/۸	۰/۱۲۱	۱۲/۹۸	۰/۰۶۵	۲
۴/۴۷	۰/۰۶۶	۲/۳۶	۰/۰۳۸	۳
۱/۷۸	۰/۰۴۵	۰/۹۵	۰/۰۲۸	۴

ضمن استفاده از روابط تجربی پیشنهادی آیین‌نامه زلزله ایران برای سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی واگرای ویژه مطابق رابطه (۱)، زمان تناوب (T) برای قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مورد مطالعه به ترتیب ۰/۵۴ و ۰/۹۱ برداشت می‌شود.

$$T = 0.08(H)^{0.75} \quad (1)$$

در رابطه فوق، H ارتفاع قاب از تراز پایه است.

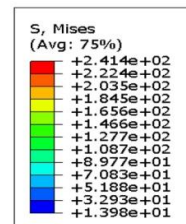
با دقت در مقادیر زمان تناوب مدل‌ها، مشخص می‌شود که سیستم نسبت به سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی‌های واگرای متعارف دارای سختی ارتجاعی به مراتب بالاتری است. به علاوه، نظر به اختلاف قابل ملاحظه بین زمان‌های تناوب تجربی و تحلیلی، روابط تجربی موجود در آیین‌نامه برای سیستم مورد مطالعه ناکارآمد به نظر می‌رسد که استفاده از آن، تخمین نامناسبی از نیازهای لرزه‌ای را نتیجه می‌دهد.

روند تغییرات در ضرایب جرم مؤثر انتقالی مودها نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع، اثر مشارکت مودهای بالاتر در رفتار لرزه‌ای نیز افزایش می‌یابد.

مقادیر زمان تناوب و ضریب مشارکت جرم مؤثر در مود اول انتقالی، نشان می‌دهند که فرض توزیع مثلثی نیروهای زلزله در ارتفاع قاب‌ها و استفاده از روش استاتیکی معادل در تحلیل و طراحی آن‌ها به اندازه کافی مطلوب خواهد بود.

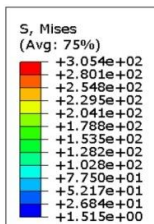
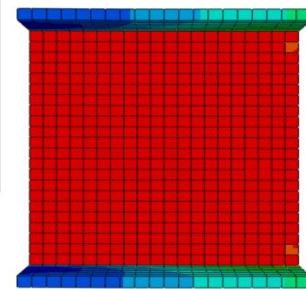
۲-۴ تحلیل بار افزون

جهت انجام تحلیل بارافزون، الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل سازه، مودال در نظر گرفته شده است. این توزیع متناسب با مودهای مؤثر بوده و تعداد مودهای ارتعاشی چنان انتخاب شده است که حداقل ۹۰ درصد جرم قاب در تحلیل مشارکت می‌کند (جدول (۲)). در این مطالعه، تغییر مکان هدف قاب با استفاده از تحلیل تاریخیچه‌زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان تراز



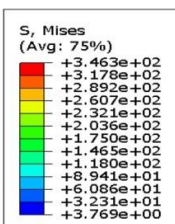
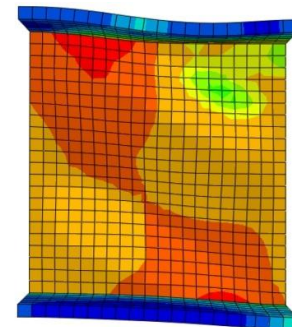
$$\gamma = \gamma_y$$

$$\sigma = \sigma_y = 2400 (kg/cm^2)$$



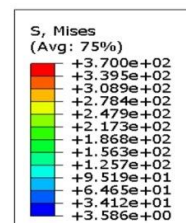
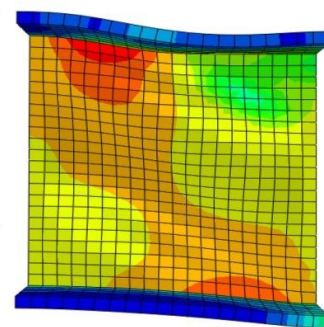
$$\gamma = 0.05 (rad)$$

$$\sigma_y < \sigma < \sigma_u$$



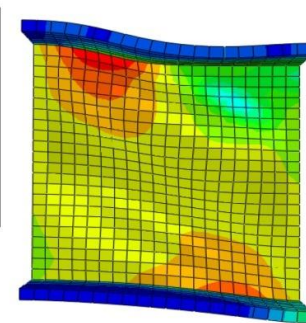
$$\gamma = 0.08 (rad)$$

$$\sigma_y < \sigma < \sigma_u$$



$$\gamma = 0.1 (rad)$$

$$\sigma = \sigma_u = 3700 (kg/cm^2)$$



شکل ۵- نمونه تغییر شکل‌ها و بیشینه تنش‌های ایجاد شده در پیوندها

۱-۴ تحلیل مقادیر ویژه

در بخش حاضر، مقادیر زمان تناوب و ضرایب مشارکت جرم مؤثر انتقالی برای قاب‌های مورد مطالعه در ۴ مود اول نوسانی مطابق جدول (۲) برداشت شده است.

بام تحت نگاشت‌های مصنوعی بدست آمده است (جدول (۳)).

جدول ۳- حداکثر گریز متناظر با سطح خطر طراحی آیین‌نامه (%).

قاب ۴ طبقه	قاب ۸ طبقه
۰/۱۳۶	۰/۰۶۵۲

به منظور انطباق هر چه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با خطر ساختگاه، از نگاشت‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شده است. بدین ترتیب ۱۲ نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و با استفاده از روش اصلاح نگاشت‌های موجود، بر اساس تبدیل موجک از روی طیف تقاضای منطقه که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۲ و سطح خطر ۱ (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است، استخراج شد و بر قاب‌ها اعمال گردید (شکل (۶)) [۲۳]. حداکثر شتاب در این نگاشت‌ها به شتاب زلزله طرح (۰/۳۵g) نزدیک است. لازم به ذکر است که جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی، از زلزله‌های معرفی شده در جدول (۴) استفاده شده است.

در ادامه، ضمن بررسی مراحل خرابی در قاب‌های مورد مطالعه تحت آنالیز بارافزون، گریز بام (نسبت جابجایی تراز بام به ارتفاع کلی قاب)، درست زمانی که تسلیم در پیوندهای قائم و تیرهای طبقات در دهانه‌های مهاربندی شده آغاز می‌گردد، تعیین شده است. برای نیل به این مقصود، در مدل رایانه‌ای قاب‌ها، هر بار تنها یک گروه المانی غیرخطی در نظر گرفته شده است. بدیهی است که مرز جدایی منحنی‌ها مطلوب مسئله خواهد بود. مقادیر این گریزها به همراه منحنی ظرفیت قاب‌ها در شکل (۷) نمایش داده شده است. ضمن تحلیل بارافزون معلوم شد که اولین خرابی‌ها مربوط به تسلیم در پانل‌های برشی قائم است. مطابق شکل، با افزایش ارتفاع قاب، سختی جانبی ارتجاعی در آن کاهش می‌یابد. نظر به اینکه افت ناگهانی مقاومت و کاهش سختی ناشی از کماتش مهاربندها در منحنی ظرفیت قاب‌ها مشاهده نمی‌گردد، با قاطعیت می‌توان گفت که پانل‌های برشی قائم نسبت به سایر اجزای تشکیل دهنده قاب، در جبهه اول خرابی و استهلاک انرژی قرار دارند. نتایج حاکی از آن است که سیستم اتلاف انرژی مورد بررسی، تاثیر به سزایی در عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها تحت سطح خطر طراحی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۶] داشته است (شکل (۸)). همانگونه که ملاحظه می‌گردد، کرنش‌های محوری در مهاربندها از کرنش‌های حدی کششی و فشاری متناظر با سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه کمتر است. به این ترتیب، تمامی مهاربندها در کشش و فشار به سطح عملکرد نامبرده پاسخ

می‌دهند. برای تیرهای طبقات در دهانه‌های مهاربندی شده نیز وضعیت به همین منوال است. با توجه به حالات حدی در نظر گرفته شده برای پیوندهای قائم (شکل (۵))، میزان تنش‌های موجود در این سطح از شدت بخوبی گویای رفتار مطلوب در آنها بوده و نشان از برآورده شدن هدف طراحی دارد.

۴-۳- تحلیل دینامیکی افزایشی

فقدان اطلاعات کافی از زلزله با شدت‌های مختلف منطبق با شرایط ساختگاه یکی از چالش‌های بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بوده است. محققین با اعمال ضریب ثابت بر شتاب‌نگاشت‌های موجود در صدد رفع این نقیصه برآمده‌اند که ماحصل تلاش‌ها ارائه روشی نوین تحت عنوان تحلیل دینامیکی افزایشی بود. در این روش تحلیل، از مفهوم دیرینه مقیاس کردن جنبش‌های زمین و توسعه آن به روشی که بتوان با دقت مناسب مقدار تقاضا و ظرفیت سازه را در محدوده وسیعی از رفتار ارتجاعی تا انهدام آن پوشش داد بهره گرفته شده است [۲۴]. به منظور ملاحظه اثر تغییر در دامنه، محتوای فرکانسی و مدت‌دوام نگاشت بر پاسخ‌ها، قاب‌ها با استفاده از حرکات محتمل زمین، تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته‌اند.

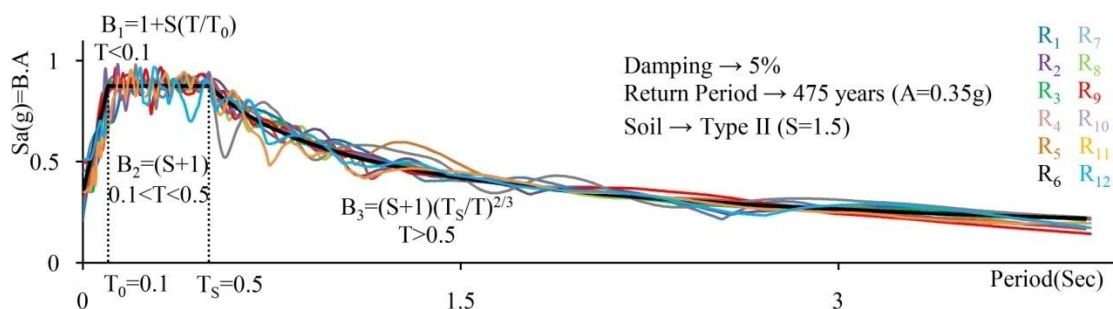
انتخاب معقول نگاشت‌ها و پارامترهای مناسب برای شدت و پاسخ لرزه‌ای از مقدمات انجام این تحلیل است.

۴-۳-۱- انتخاب شتاب‌نگاشت

نخستین گام در انجام تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب نگاشت‌های متناسب با شرایط ساختگاه است. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید به خوبی منعکس‌کننده ویژگی‌های چشمه لرزه‌زا، نحوه ساز و کار گسل، فاصله از گسل، بزرگا و ویژگی‌های خاکی ساختگاه باشند. در یک مطالعه آماری، علاوه بر خصوصیات هر نگاشت، تعداد شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده نیز حائز اهمیت است. بدین معنا که هر چه تعداد نگاشت‌ها بیشتر باشد، میزان عدم قطعیت مربوط به خصوصیات زلزله (عدم قطعیت ذاتی) کاهش می‌یابد. بر اساس مطالعات انجام شده [۲۵]، معمولاً تعداد ۱۰ الی ۲۰ نگاشت زلزله دقت قابل قبولی در برآورد نیازهای لرزه‌ای ضمن تحلیل دینامیکی افزایشی نتیجه می‌دهد.

در بخش حاضر، متناسب با شرایط خاک محل (نوع ۲ بر اساس طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ با سرعت موج برشی بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه)، ۱۲ زوج شتاب‌نگاشت از پایگاه داده‌های وب‌سایت PEER برداشت شده است.

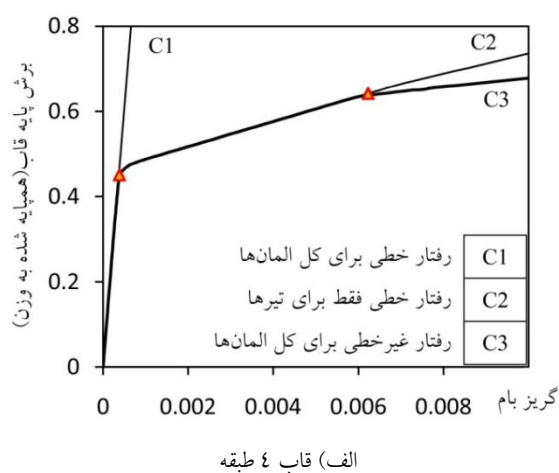
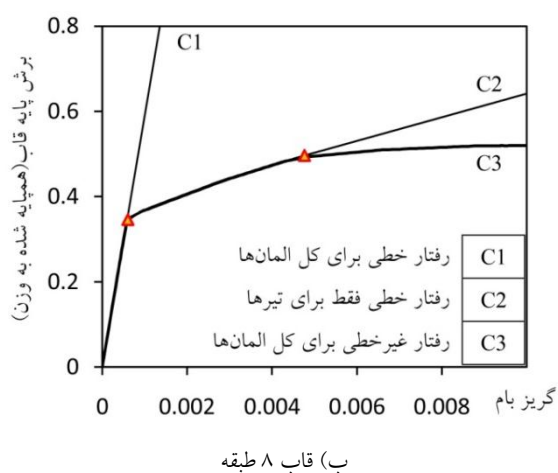




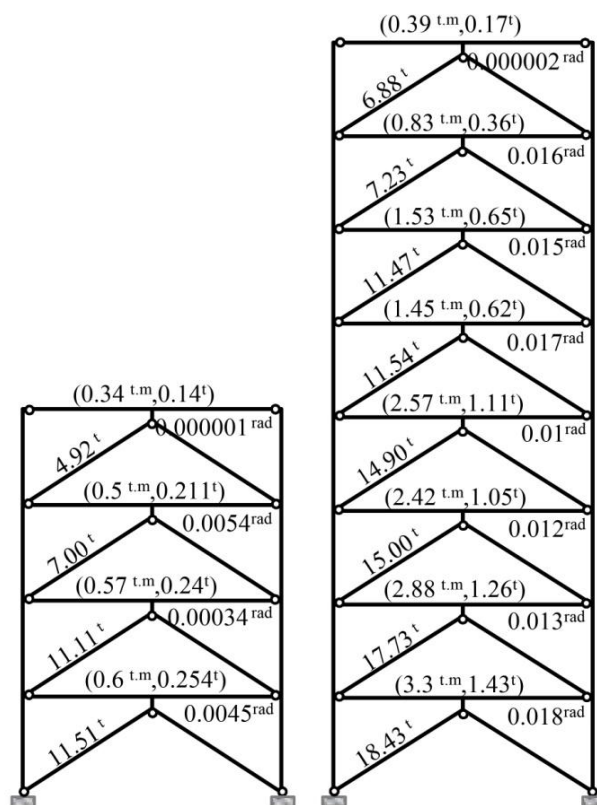
شکل ۶- مقایسه طیف شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی (R_i) با طیف طلب ساختگاه

جدول ۴- زلزله‌های استفاده شده برای تولید نگاشت‌های مصنوعی و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی

شتاب (g)	بزرگای گشتاوری	فاصله (km)	ایستگاه ثبت نگاشت	نام و سال وقوع	
۰/۱۷۸۲	۷/۱	۴۱/۹۷	Eureka - Myrtle & West	Cape Mendocino, ۱۹۹۲	R_1
۰/۲۴۵۵	۶/۷	۲۳/۰۷	Hollywood - Willoughby Ave	Northridge, ۱۹۹۴	R_2
۰/۰۶۲۹	۶/۷	۳۱/۶۹	Lake Hughes #4B - Camp Mend	Northridge, ۱۹۹۴	R_3
۰/۱۱۶۱	۷/۱	۱۹/۹۵	Fortuna - Fortuna Blvd	Cape Mendocino, ۱۹۹۲	R_4
۰/۲۴۵۱	۶/۷	۱۹/۷۴	Big Tujunga, Angeles Nat F	Northridge, ۱۹۹۴	R_5
۰/۱۳۵۲	۷/۴	۳۴/۸۶	Barstow	Landers, ۱۹۹۲	R_6
۰/۱۱۰۳	۶/۶	۲۵/۴۷	Pasadena - CIT Athenaeum	San Fernando, ۱۹۷۱	R_7
۰/۳۳۶۸	۷/۱	۱۱/۶۶	Hector	Hector Mine, ۱۹۹۹	R_8
۰/۵۰۹۳	۶/۹	۸/۷	Nishi-Akashi	Kobe, ۱۹۹۵	R_9
۰/۲۱۸۸	۷/۵	۵۳/۷	Arcelik	Kocaeli (Turkey), ۱۹۹۹	R_{10}
۰/۵۱۲۰	۷/۶	۷۷/۵	TCU045	Chi Chi (Taiwan), ۱۹۹۹	R_{11}
۰/۴۱۶۹	۶/۵	۱۵/۸۲	Tolmezzo	Friuli (Italy), ۱۹۷۶	R_{12}



شکل ۷- منحنی ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه و گریز متناظر با شروع رفتار غیرخطی در پیوندهای قائم و تیرهای طبقه



شکل ۸- نیروی محوری مهاربندها، برش و لنگر خمشی تیرها و کرنش برشی پیوندها در دهانه‌های مهاربندی شده در تغییر مکان هدف

قاب‌های مورد مطالعه، مطابق شکل (۹)، منحنی‌های حاصل از تحلیل نامبرده به همراه حالات حدی برای پیوندهای قائم به تصویر کشیده شده است. با استناد به نتایج حاصل از این بخش، میانگین بیشینه شتاب مورد نیاز برای رسیدن به سطوح بالای خرابی در پیوندهای قائم، به مراتب بیشتر از بیشینه شتاب در زلزله طرح ($0.35g$) برداشت است (جدول ۵). ضمن اینکه، در این سطح از شدت، تنش در پیوندهای قائم به حد تسلیم رسیده و این مورد بخصوص در قاب بلندتر، مشهودتر است.

جدول ۵- میانگین بیشینه شتاب زمین جهت حصول به حالات حدی در پیوندهای قائم (g)

γ (rad)	قاب ۴ طبقه	قاب ۸ طبقه
۰/۰۰۲۴	۰/۳۰	۰/۲۴
۰/۰۵	۰/۷۸	۰/۷۶
۰/۰۸	۰/۹۸	۰/۹۶

در این بخش نیز بررسی سهم استهلاک انرژی در المان‌های هر طبقه (شامل تیر، پیوند قائم و مهاربند) از کل انرژی ورودی به قاب در سطوح مختلف شدت موکد ایفای نقش فیوز لرزه‌بر توسط پانل‌های برشی بوده است. به عنوان نمونه، مطابق

نگاشت‌های انتخابی، در زمره زلزله‌های حوزه دور از گسل طبقه‌بندی می‌شوند. بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه آنها، مولفه نگاشت اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در محدوده فرکانسی ارتعاشی قاب انتخاب و جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است. در جدول (۴)، مشخصات کامل و ویژگی‌های این نگاشت‌ها تشریح شده است.

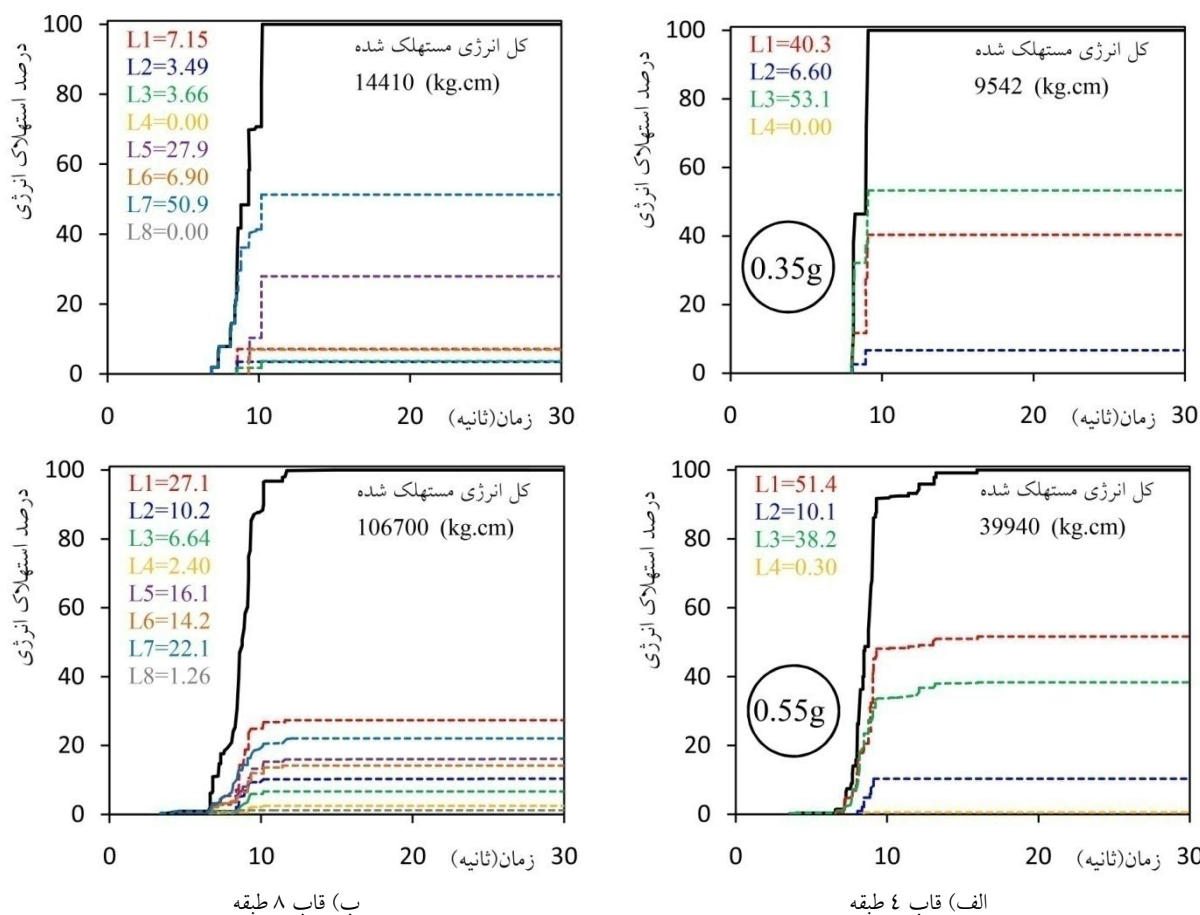
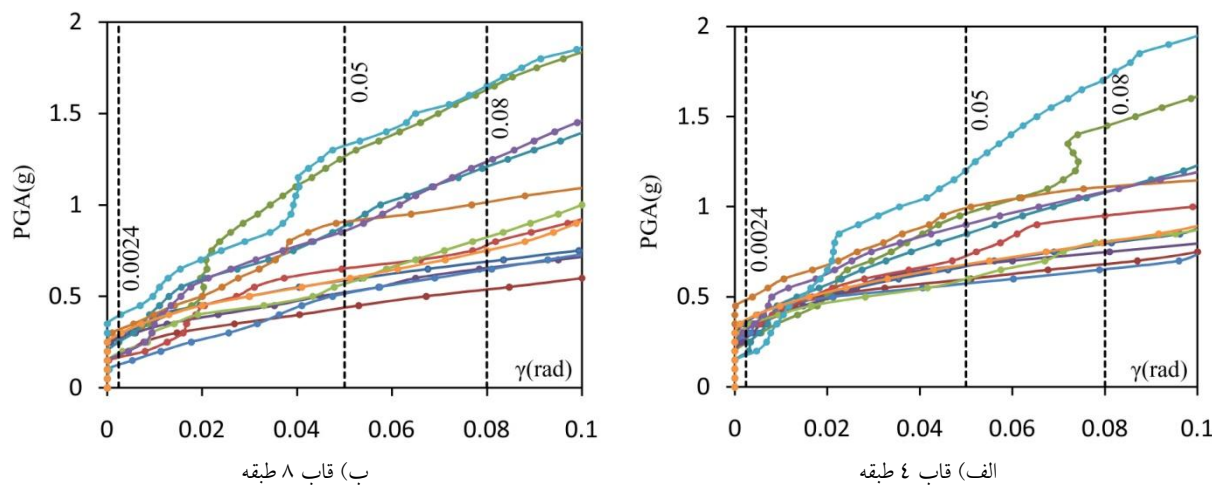
۴-۳-۲- انتخاب پارامترهای شدت، پاسخ لرزه‌ای و تشریح نتایج حاصل از تحلیل

شدت نگاشت‌های اعمالی بر قاب که در طول تحلیل‌ها اضافه می‌گردد با پارامتر IM و خروجی تحلیل‌ها که پاسخ قاب به تحریک ورودی است با پارامتر DM نمایش داده می‌شود. منحنی‌های IDA در واقع رسم رابطه بین پاسخ قاب (DM) نسبت به تغییر شدت (IM) نگاشت‌هاست. لازم است که این پارامترها به خوبی نمایانگر اثر زلزله و رفتار قاب باشند.

در مطالعه حاضر، بیشینه شتاب زمین ($PGA(g)$)، به عنوان پارامتر شدت (IM) و حداکثر تغییر شکل برشی ایجاد شده در پیوندهای قائم واقع در طبقات نیز (γ) به عنوان پارامتر پاسخ (DM) در تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب شده‌اند. برای

بدیهی است که سایر المان‌های قاب در محدوده رفتار خطی قرار دارند.

شکل (۱۰)، تحت زلزله انتخابی با بیشینه شتاب‌های $0.35g$ و $0.55g$ ، کل انرژی ورودی به قاب توسط پیوندهای قائم واقع در طبقات مختلف (Li) مستهلک می‌گردد. در چنین شرایطی،



۴-۳- تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای

در مواجهه با این پرسش که: "در یک منطقه خاص، زلزله‌ای با شدت مشخص، یک سازه را به چه سطحی از عملکرد می‌رساند؟"، عدم قطعیت‌های زیادی وجود دارند که مانع ارائه پاسخی قطعی می‌شوند. عدم قطعیت‌های نامبرده را می‌توان به دو دسته کلی تقسیم کرد: دسته اول، عدم قطعیت‌هایی هستند که به صورت ذاتی در طبیعت موجودند، مانند پیش‌بینی زلزله‌های آتی، تفاوت‌های موجود در خواص و مقاومت مواد، اثرات محیطی و ... دسته دوم عدم قطعیت‌ها، منابع خطا را شامل می‌شوند، مانند خطاهای موجود در روش‌های محاسباتی، مدل‌سازی و ... [۲۶]. در چنین شرایطی، بیان عملکرد سازه به فرم احتمالاتی، منطقی‌ترین راهی است که به نظر می‌رسد.

می‌توان به جای بیان سطحی از شدت که سازه را به سطح عملکردی خاصی می‌رساند، به ازای شدت‌های مختلف زلزله، احتمال رسیدن سازه به این سطح عملکردی را تعیین کرد (*IM - Based*). در حالتی دیگر، می‌توان به ازای یک سطح مشخص از شدت، احتمال رسیدن پاسخ سازه به مقادیر حدی متناظر با سطوح مختلف خرابی را استخراج نمود (*EDP - Based*) [۲۷].

۴-۴-۱- رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر شدت لرزه‌ای (*IM - Based*)

در این رویکرد، متغیر شدت لرزه‌ای مورد نظر در تحلیل، تعیین کننده حالت حدی برای خرابی در سازه خواهد بود. احتمال رسیدن به این حالت حدی فرضی در سازه $P(f)$ ، از رابطه (۲) قابل محاسبه است.

$$P(f) = P[C|IM = im_i] = P[im_i > IM_c] = 1 - F_{IM_c}(im_i) \quad (2)$$

در رابطه (۲)، منظور از $F_{IM_c}(im_i)$ تابع تجمعی احتمال ظرفیت لرزه‌ای است. بدیهی است که هرگاه تمامی پارامترهای ورودی مسئله و اثرات زمین‌لرزه‌ها بر سازه بصورت قطعی باشند، این تابع احتمال مقداری برابر واحد یا صفر خواهد داشت. واقعیت این است که وجود عدم قطعیت‌ها، پارامتر ظرفیت سازه را دستخوش تغییر می‌کند. در رابطه مذکور، منظور از IM_c و $P[C|IM = im_i]$ به ترتیب، حالت حدی بحرانی تعریف شده برای شدت لرزه‌ای و احتمال تجمعی شکست سازه برای شدت لرزه‌ای (im_i) می‌باشد.

۴-۴-۲- رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر تقاضای لرزه‌ای (*EDP - Based*)

در این حالت، پارامتر تقاضای مهندسی به عنوان متغیر تعیین کننده حالت حدی برای خرابی در سازه مد نظر قرار می‌گیرد. رابطه (۳) بیانی ریاضی از این حالت است. در این رابطه EDP_d و EDP_c به ترتیب پارامتر تقاضای مهندسی طلب و ظرفیت بوده و منظور از edp_c نیز پاسخ متناظر به یک سطح خرابی مشخص است. در هر EDP_c می‌توان مقادیر $P[EDP_d > EDP_c | EDP_c = edp_c]$ (احتمال فراگذشت پارامتر تقاضای مهندسی طلب از ظرفیت به شرطی که پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص im_i ام رسیده باشد) و $P[EDP_c = edp_c]$ (احتمال رسیدن پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص im_i) را برای هر سطح im_i محاسبه نمود و سپس با جمع کردن این احتمالات برای کل edp_c ها، در هر سطح از شدت (im_i)، مقدار احتمال خرابی $P(f)$ را یافت.

$$P(f) = P[C|IM = im_i] = P[EDP_d > EDP_c | IM = im_i] = \sum_{all \ edp_c} P[EDP_d > EDP_c = edp_c, IM = im_i] \times P[EDP_c = edp_c] \quad (3)$$

در مطالعه حاضر، منحنی‌های شکنندگی به ازای سطوح مختلف عملکردی در پیوندهای قائم استخراج شده است. بدین ترتیب، در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای، احتمال رسیدن پاسخ‌های تغییرشکلی پیوندها به مقادیر حدی متناظر با سطوح خرابی از قبل مشخص، تعیین شده است. برای قاب‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن بیشینه تغییرشکل برشی در پیوندهای قائم (γ) به عنوان پاسخ، حالات حدی تعریف شده برای کرنش در شکل (۵) را به عنوان معیار خرابی در قاب لحاظ نموده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در تصویر ارائه شده، نسبت داده شده است (۰/۰۲۴، ۰/۰۵ و ۰/۰۸). سلسله مراتب بدین شرح است:

ضمن تحلیل دینامیکی افزایشی، مقادیر بیشینه شتاب $(PGA(g))$ متناظر با حالت خرابی مشخصی در قاب، از روی منحنی‌های حاصل برداشت می‌شود. در گامی دیگر، با فرض توزیع لوگ-نرمال برای مقادیر برداشت شده، پس از محاسبه پارامترهای میانگین (μ) و انحراف استاندارد (δ)، در این سطح از خرابی، یک تابع چگالی احتمال $(F(X))$ استخراج می‌گردد. مطابق شکل شماتیک (۱۱)، با جایگزینی مقداری برای X_0



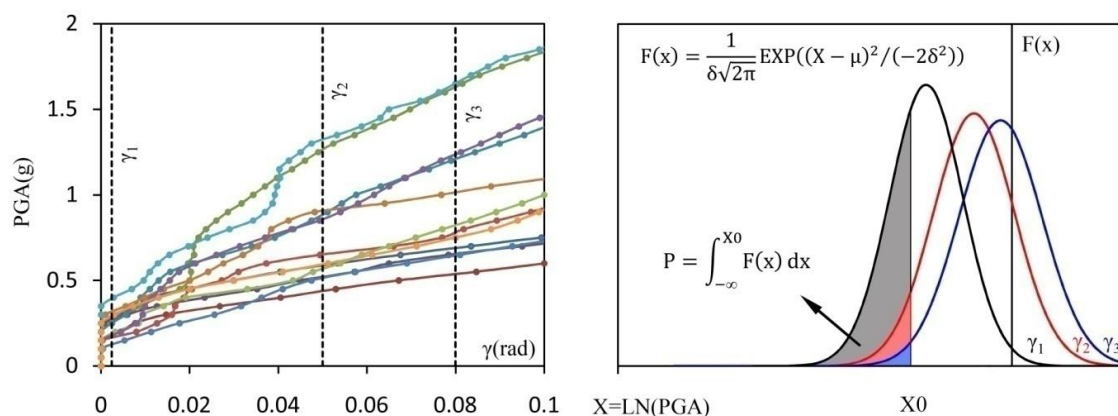
مشخص می‌سازد، در هر دو سطح خطر طراحی و بیشینه محتمل پیوندهای قائم در برش تسلیم می‌شوند لکن، سیستم برای سطوح بالاتر خرابی و تغییر شکل در المان‌های مذکور از قابلیت اعتماد بالایی برخوردار است.

بدیهی است که قابلیت استهلاک انرژی در سیستم مورد مطالعه برای مواجهه با پس‌لرزه‌های احتمالی بعد از وقوع زلزله‌های قوی نیز برقرار خواهد بود.

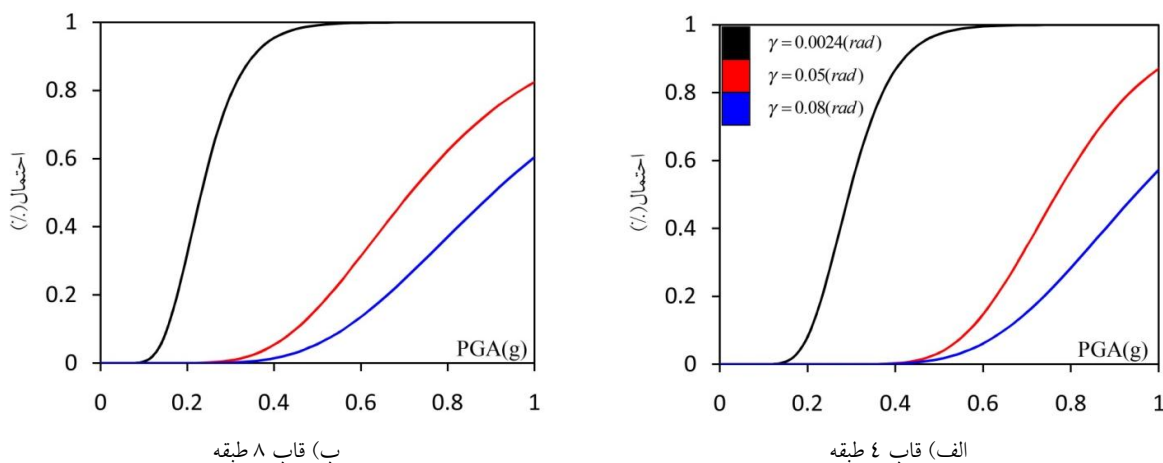
همانگونه که ملاحظه می‌گردد، پاسخ سیستم به تحریک ورودی و ارتفاع قاب حساس بوده و با افزایش این دو پارامتر، احتمال رسیدن پاسخ‌ها به مقادیر حدی متناظر با سطوح عملکردی و خرابی نیز افزایش می‌یابد.

به عنوان شدت زلزله، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از $-\infty$ تا X_0 احتمال فراگذشت از حالت خرابی مورد نظر را نشان می‌دهد و بدین معناست که در این سطح از شدت، به احتمال P ، پاسخ المان‌های قاب به مقادیر حدی متناظر با این سطح از خرابی خواهد رسید [۲۸ و ۲۹]. تکرار این روند و استخراج مقادیر احتمال به ازای مقادیر مختلف برای شدت زلزله، منجر به استخراج یک منحنی با عنوان "منحنی شکنندگی" برای سطح خرابی مورد نظر می‌شود. برای قاب‌های مورد مطالعه، منحنی‌های نامبرده مطابق روند تشریح شده، استخراج و در قالب شکل (۱۲) نمایش داده شده‌اند.

بررسی منحنی‌ها و کنترل مقادیر عددی در جدول (۶)



شکل ۱۱- محاسبه احتمال فراگذشت پاسخ از حالات حدی ثابت γ_1 ، γ_2 و γ_3 در سطح خطر فرضی X_0 شماتیک



شکل ۱۲- منحنی‌های شکنندگی به ازای حالات مختلف حدی در پیوندهای قائم

(جابجایی/شکل‌پذیری) و موجود (ظرفیت) برخورد می‌نمایم [۳۰]. جهت ممانعت از اشتباه در کاربرد آنها لازم است، این سه مفهوم به صورت مجزا تبیین و معرفی شوند.

۵- برآورد چندسطحی ضریب رفتار

با جستجو در ادبیات فنی برآورد ضریب رفتار، با سه مفهوم این ضریب بر پایه طراحی (نیروی یا آیین نامه‌ای)، تقاضا

جدول ۶- احتمال رسیدن پاسخ تغییرشکلی در پیوندهای قائم به حالات حدی متناظر با سطوح مختلف خرابی تحت زلزله‌های طرح و بیشینه محتمل (%)

سطوح خطر»»		طراحی		بیشینه محتمل	
مدل‌ها»» γ (rad)		۴ طبقه	۸ طبقه	۴ طبقه	۸ طبقه
		۰/۰۰۲۴	۷۳/۶	۹۸/۸۴	۹۹/۷
	۰/۰۵	۰	۲/۴	۷/۸	۲۳/۴
	۰/۰۸	۰	۰/۶	۳/۳	۹/۱

در رابطه اخیر، R_{μ}^{MDOF} ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و انرژی مستهلک شده ناشی از رفتار پسماند است. Ω_s ضریب ناشی از اضافه مقاومت در ساختمان است که اثر باز پخش کنش‌ها به علت نامعینی ساختمان را نیز به صورت ضمنی در نظر می‌گیرد. R_d ضریب ناشی از تنش مجاز نامیده می‌شود. از آنجایی که در سطح طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی، بارها و مقاومت مصالح در جهت اطمینان در ضرابی ضرب می‌شوند، لازم است جهت کاهش نیروها به سطح مقاومت طراحی از این ضریب کاهش استفاده شود.

سلسله مراتب استخراج این ضریب بدین شرح است: برای یک سطح خطر مشخص، طیف تقاضای ساختگاه تهیه شده و شتاب‌نگاشت‌های سازگار با این طیف انتخاب می‌شوند. نگاشت‌های انتخابی که زلزله تقاضا نامیده می‌شوند بر ساختمان با فرض رفتار خطی اعمال شده و برش پایه حاصل برداشت می‌گردد. میانگین مقادیر، برش پایه الاستیک (V_e) نامیده می‌شود. در این مطالعه، نظر به اینکه سطح خطر طراحی ملاک بوده است، جهت انطباق هرچه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با سطح خطر ساختگاه، از نگاشت‌های مصنوعی معرفی شده در بخش (۴-۲) استفاده شده است.

در گامی دیگر، زلزله‌های تقاضا بر ساختمان با فرض رفتار غیرخطی اعمال شده و حداکثر گریز تراز بام برداشت می‌شود. میانگین مقادیر که حداکثر گریز متناظر به زلزله طرح است (جدول (۳)) به عنوان هدف بر روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون مشخص شده و بعد از دوخطی نمودن منحنی بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲۰]، (V_y) برداشت می‌گردد.

برش متناظر با شروع رفتار غیرخطی در ساختمان (V_s)، مطابق شکل (۱۳) محل جدایش منحنی‌های ظرفیت ساختمان با فرض رفتار خطی و غیرخطی خواهد بود.

برش پایه طراحی (V_d) نیز از تقسیم حاصل ضرب شتاب طیفی بدست آمده از طیف خطی ساختمان در وزن کلی آن، بر ضریب رفتار آیین‌نامه حاصل می‌شود. استخراج ضریب رفتار طلب ساختمان مطابق رابطه (۴)، با محاسبه پارامترهای نامبرده بر اساس آنچه در شکل (۱۳) معرفی شده پایان می‌پذیرد. در جدول (۷)، مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضریب رفتار تقاضای قاب‌ها ارائه شده است.

۵-۱- ضریب R_{Code} بر پایه طراحی (آیین‌نامه‌ای)

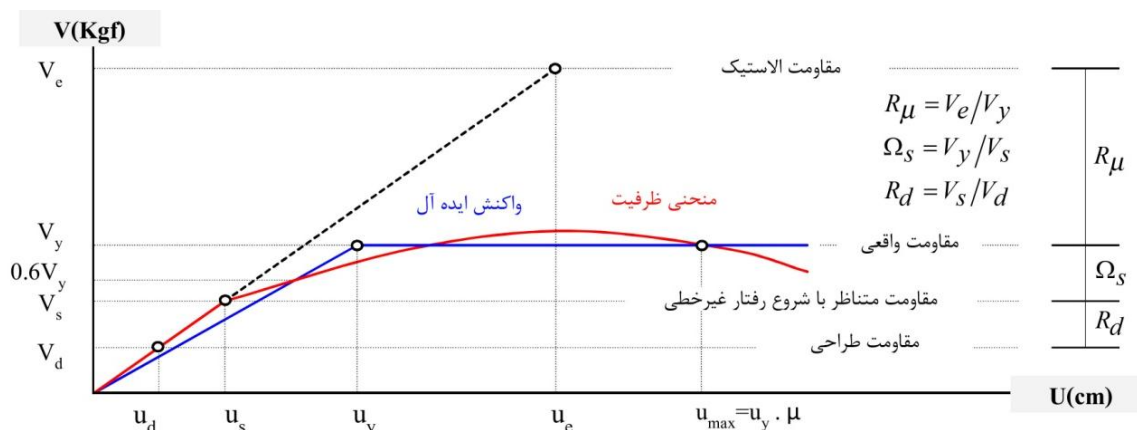
ضریب رفتار توصیف شده در آیین‌نامه‌ها اساساً بر پایه مشاهدات عملکرد سیستم‌های ساختمانی مختلف در برابر زلزله‌های قوی گذشته ارائه شده و مبتنی بر قضاوت‌های مهندسی است. محققین بسیاری در ارتباط با عدم مستدل بودن R_{Code} مطالعات فراوانی انجام داده‌اند و معتقدند که تخمین دقیق‌تر ضریب نامبرده، می‌تواند سبب قابلیت اطمینان بیشتر روش‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌ای گردد [۳۱]. علت اصلی انتخاب نام "روش نیرویی" جهت معرفی R_{Code} در آیین‌نامه‌ها آنست که میزان نیاز شکل‌پذیری، در تعیین آن دخالت داده نشده است. در آیین‌نامه زلزله ایران، مقادیر R_{Code} به صورت مستقل از زمان تناوب و تنها بر اساس سیستم سازه‌ای و نوع مصالح ارائه می‌گردد. در مطالعه حاضر، ضریب رفتار استفاده شده برای طراحی اولیه قاب‌ها، از مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] برای سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند واگرای ویژه برابر ۷ استفاده شده است.

۵-۲- ضریب R_{Demand} بر پایه تقاضا (جابجایی/شکل‌پذیری)

مقدار ضریب رفتار تقاضای یک ساختمان به سطح لرزه‌خیزی منطقه و مشخصات فیزیکی و هندسی ساختمان وابسته است. نتایج مطالعات محققین نشان می‌دهد که بزرگای زلزله و عمق کانونی تاثیر زیادی بر ضریب R_{Demand} ندارند و پارامترهایی چون شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی، زمان تناوب ساختمان، اضافه مقاومت، نامعینی، تعداد درجات آزادی و جنس خاک محل تاثیر بیشتری بر محاسبه آن دارند [۳۲-۳۴]. ضریب رفتار تقاضا در این مطالعه مستقیماً از سیستم واقعی چند درجه آزادی بر اساس رابطه (۴) استخراج شده است.

$$R_{Demand} = R_{\mu}^{MDOF} \cdot \Omega_s \cdot R_d \quad (۴)$$





شکل ۱۳- دوحطی سازی منحنی ظرفیت سازه و معرفی پارامترهای مربوط به محاسبه ضریب رفتار

جدول ۷- ضرایب رفتار تقاضا و ظرفیت برای قاب‌های مورد مطالعه

ضریب رفتار ظرفیت		ضریب رفتار تقاضا		مقادیر برش برحسب تن است.
قاب ۸ طبقه	قاب ۴ طبقه	قاب ۸ طبقه	قاب ۴ طبقه	
۰/۷۴	۰/۸۵۵	۰/۳۵	۰/۳۵	میانگین پیشینه شتاب زمین (g)
۱۴۷/۷۳	۷۱/۱۲	۴۵/۸۵	۲۵/۵۰	مقاومت خطی (V_e)
۲۶/۲۶	۱۵/۳۷	۲۴/۴۰	۱۴/۷۰	مقاومت واقعی (V_y)
۲۳/۵۳	۱۴/۵۲	۲۳/۵۳	۱۴/۵۲	مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (V_e)
۱۶/۷۴	۸/۲۰	۱۶/۷۴	۸/۲۰	مقاومت طراحی (V_d)
۵/۶۳	۴/۶۳	۱/۸۸	۱/۷۳۵	ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری (R_μ)
۱/۱۱۶	۱/۰۶	۱/۰۳۷	۱/۰۱۲	ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)
۱/۴۰	۱/۷۷	۱/۴۰	۱/۷۷	ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)
۸/۸۲	۸/۶۷	۲/۷۴	۳/۱۱	ضریب رفتار ($R = R_\mu \cdot \Omega_s \cdot R_d$)

پیشینه مقاومت و شروع تسلیم در تیرهای طبقه) برداشت می‌شود. در ادامه، قاب تحت PGA های خرابی گام قبل، تحلیل دینامیکی خطی شده و میانگین مقادیر برش پایه حاصل محاسبه می‌گردد (V_e). در گام دیگر، قاب با الگوی توزیع بار جانبی مودال تحت تحلیل بارافزون قرار گرفته و منحنی ظرفیت حاصل استخراج می‌شود. با در نظر گرفتن تغییر مکان هدف متناظر به سطوح خرابی در نظر گرفته شده در قدم اول، منحنی ظرفیت را بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۰] دوحطی نموده و در نهایت برش تسلیم معادل قاب (V_y)، برداشت می‌شود. از این گام به بعد، مراحل و روابط محاسبه ضریب مذکور همان است که برای محاسبه ضریب رفتار تقاضا استفاده شد، لذا از تکرار آنها خودداری می‌شود. در جدول (۷) مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضریب رفتار ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه نیز ارائه شده است.

۳-۵- ضریب R_{Supply} بر پایه مقاومت موجود (ظرفیت)

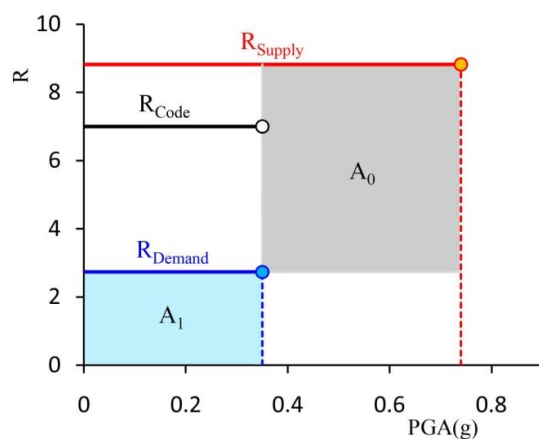
ضریب R_{Supply} به میزان ظرفیت ساختمان در تحمل تغییر شکل‌های غیرخطی و سطوح عملکردی تعریف شده وابسته است. طراحی ساختمان‌ها می‌تواند بر اساس همان روش نیرویی و انتخاب ضریب کاهش مقاومت با فرض خرابی مشخصی تحت سطح زلزله طراحی پیش فرض باشد و این همان ایده عملکردی است که در حال حاضر جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در مدارک آسیب‌پذیری لرزه‌ای استفاده می‌شود [۳۵]. الگوریتم مورد استفاده برای استخراج ضریب رفتار ظرفیت قاب‌ها، از روش آمریکایی [۳۶] و بر اساس مقاومت جانبی آنها، بدین شرح است:

برای نگاشت‌های متناسب به ساختگاه، تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی قاب با رفتار غیرخطی انجام شده و ضرایب PGA خرابی مورد نظر (در این تحقیق رسیدن به گریز نظیر

محدوده خاکستری رنگ مشخص شده در شکل (A_0)، قاب کماکان ظرفیت باربری جانبی و استهلاک انرژی خواهد داشت بدون آنکه تسلیمی در تیرهای طبقات رخ دهد.

همانگونه که ملاحظه می‌گردد، انتخاب ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای برابر ۷، جهت طراحی اولیه، بخوبی متضمن ایمنی قاب و قابلیت جذب انرژی المان‌های باربری جانبی آن تحت زلزله طرح خواهد بود بدون آنکه تغییرشکل در پیوندهای قائم از حدود مجاز و مطلوب فراتر رود (جدول (۵)). بدین ترتیب، مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای ۷ همواره در محدوده ایمن است. با توجه به شکل (۱۴)، برای زلزله طرح و شدت‌های پایین‌تر از آن، بیشینه ضریب رفتار ایمن ۸/۵ خواهد بود.

ضمن بررسی‌های پارامتری مشخص می‌شود که افزایش ارتفاع، افزایش ضرایب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) و اضافه مقاومت (Ω_s) در ضرایب رفتار تقاضا و ظرفیت قاب را به دنبال دارد. این مورد بخصوص برای ضریب رفتار شکل‌پذیری مشهودتر است.

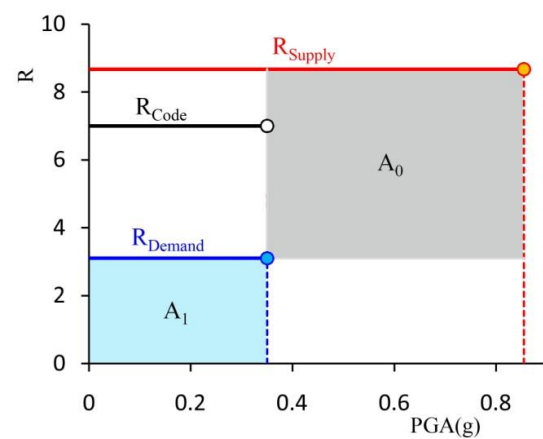


ب) قاب ۸ طبقه

همانگونه که ملاحظه می‌گردد، مقدار ضریب رفتار ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه و سطح خطر متناظر با آن، از مقدار ضریب رفتار تقاضا و سطح خطر طراحی بالاتر برآورد شده است. این مورد مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی سیستم مهاربندی واگرا با پیوند قائم برای سطوح خطر شدید در ایران است (شکل (۱۴)).

در قاب‌ها، به ازای هر زوج مرتب در محدوده A_1 سیستم در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند. بدین ترتیب، هرگاه زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] و ضریب رفتار ۳ مد نظر طراح قرار گیرد، تحت این سطح از شدت و سطوح پایین‌تر از آن قطعاً سیستم در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند.

بدیهی است که انتخاب ضریب رفتار در محدوده بین مقادیر طلب و ظرفیت متناظر با یک سطح عملکردی مشخص در قاب، باقی ماندن قاب در سطح عملکردی مورد نظر، به ازای شدت متناظر با این سطح از عملکرد یا شدت‌های پایین‌تر از آن را تضمین خواهد کرد. به عنوان مثال، به ازای هر زوج مرتب در



الف) قاب ۴ طبقه

شکل ۱۴- مقایسه ضرایب رفتار تقاضا، ظرفیت و آیین‌نامه در قاب‌های مورد مطالعه

قبولی از زمان تناوب نتیجه نمی‌دهد.

■ پیوندهای قائم قابلیت جذب و استهلاک انرژی مناسبی داشته و ضمن بارگذاری‌های جانبی، با قرار گرفتن در جبهه اول خرابی، تمام انرژی ورودی زلزله را جذب و مستهلک می‌نمایند. بدین ترتیب، فرض باقی‌ماندن سایر المان‌های قاب در محدوده رفتار ارتجاعی کاملاً صحیح است.

■ افت‌های ناگهانی مقاومت و سختی ناشی از کمانش و تسلیم مهاربندها در منحنی ظرفیت قاب ملاحظه نمی‌شود.

۶- نتایج

نتایج حاصل محدود به مدل‌ها و فرضیات اتخاذ شده در این مطالعه بوده و به شرح ذیل اعلام می‌گردد.

- برای قاب‌های واگرا با پیوندهای قائم، فرض توزیع مثلثی نیروهای زلزله در ارتفاع و استفاده از روش استاتیکی معادل ضمن تحلیل و طراحی آن به اندازه کافی مطلوب است.
- روابط تجربی موجود در آیین‌نامه زلزله برای سیستم‌های باربر جانبی نزدیک به سیستم مورد مطالعه، تخمین قابل

مقاومت (Ω_s و R_μ) افزایش می‌یابد. این مورد به خصوص برای ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری مشهودتر است.

در نهایت، باید اذعان نمود که سیستم مورد بررسی در این مطالعه، ضمن دارا بودن انعطاف‌پذیری طراحی، سهولت اجرایی و قابلیت تعمیر و جایگزینی، برای بهسازی رفتار لرزه‌ای قاب‌های موجود نیز ابزاری کارآمد و موثر است. نظر به قابلیت‌ها و امتیازات اشاره شده در این مطالعه، این میراگر می‌تواند به عنوان یک سیستم مستقل باربری جانبی برای طراحی سازه‌ها در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مورد توجه قرار گیرد.

۹- مراجع

- [1] Seki, M., Katsumata, H., Uchida, H. and Takeda T. (1988), "Study on Earthquake Response of Two-Storied Steel Frame with Y-Shaped Braces", Proceedings 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 65-70.
- [2] Daryan, S.A., Bahrampoor, H., Ziaei, M., Golafshar, A. and Assareh, M.A. (2008), "Seismic Behavior of Vertical Shear Links Made of Easy-Going Steel", American Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 1, pp. 368-377.
- [3] Lian, M. and Su, M. (2017), "Seismic Performance of High-Strength Steel Fabricated Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Link", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 137, pp. 262-285.
- [4] Rahnavard, R., Hassanipour, A., Suleiman, M. and Mokhtati, A. (2017), "Evaluation on Eccentrically Braced Frame with Single and Double Shear Panels", Journal of Building Engineering, Vol. 10, pp. 13-25.
- [5] Duan, L. and Su, M. (2017), "Seismic Testing of High-Strength Steel Eccentrically Braced Frames with A Vertical Link", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol. 170, pp. 874-882.
- [6] Vetr, M.G., Ghamari, A. and Bouwkamp, J. (2017), "Investigating the Nonlinear Behavior of Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Links (V-EBF)", Journal of Building Engineering, Vol. 10, pp. 47-59.
- [7] Bouwkamp, J., Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2016), "An Analytical Model for Inelastic Cyclic Response of Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Link (V-EBF)", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 6, pp. 31-44.
- [8] Baradaran, M.R., Hamzezarghani, F., Rastegari Ghiri M. and Mirsanjari Z. (2015), "The Effect of Vertical Shear-Link in Improving the Seismic Performance of Structures with Eccentrically Bracing Systems", International Journal of Civil and Environmental Engineering, Vol. 9, pp. 1078-1082.
- [9] Zahrai, S.M. and Parsa, A. (2015), "Effect of Flange Width of Vertical Link Beam on Cyclic Behavior of Chevron Braced Steel Frames", Journal of Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 17, pp. 281-292.
- [10] Zahrai, S.M. and Moslehi Tabar, A. (2013), "Analytical Study on Cyclic Behavior of Chevron Braced Frames with Shear Panel System Considering Post-Yield Deformation", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 40, pp. 633-643.
- [11] Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A. and Rezaeian A.R., (2011), "Experimental Study of Cyclic Behavior of Composite Vertical Link in Eccentrically Braced Frames", Steel and Composite Structures, Vol. 12, pp. 13-29.

نظر به اینکه بعد از تسلیم فیوز لرزه‌بر در هر طبقه، سطح نیرو در مهاربندهای آن طبقه ثابت می‌ماند، طراحی

مهاربندها تنها متکی بر ظرفیت برشی فیوز خواهد بود.

■ بسته به سطح خطر و سطح عملکردی مورد نظر برای قاب، طراحی سیستم مورد بحث از انعطاف‌پذیری بالایی برخوردار بوده و استفاده از آن قابلیت اعتماد لرزه‌ای قابل قبولی را فراهم می‌نماید.

■ تحت سطح خطر طراحی، ضمن اینکه تنش در پیوندهای قائم به حد تسلیم می‌رسد، کرنش محوری در تمامی المان‌های مهاربندها از کرنش متناظر با سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه کمتر برآورد می‌شود. مقادیر لنگر و برش در تیرهای طبقات نیز از ظرفیت‌های متناظر به مراتب کمتر است. این مورد نشان از برآورده شدن هدف اولیه طراحی دارد.

■ در سطح خطر طراحی ($0.35g$)، احتمال تسلیم برشی در پیوندهای قائم در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه به ترتیب ۷۳/۶ و ۸۹/۸ درصد برداشت شده است. تحت بیشینه زلزله محتمل ($0.55g$) احتمال فراگذشت کرنش برشی در المان‌های مذکور از حالت حدی مجاز در آیین‌نامه‌های معتبر (0.08 رادیان) در قاب‌های مورد مطالعه کمتر از ۱۰ درصد است. این موارد خود گویای فراهم آمدن حاشیه ایمنی کافی تحت زلزله‌های شدید و قابلیت جذب انرژی مناسب حتی در زلزله‌های متوسط، ضمن استفاده از سیستم است.

■ ضریب رفتار تقاضا برای قاب‌های مورد مطالعه تقریباً ۳ استخراج شده است. ضریب رفتار ظرفیت و شدت متناظر با آن در قاب ۴ طبقه به ترتیب از ۸/۶۷ و ۰/۸۵g و در قاب ۸ طبقه نیز ۸/۸۲ و ۰/۷۴g برداشت شده است. شدت‌های متناظر به طور چشمگیری نسبت به شدت زلزله طرح ($0.35g$) بیشتر است.

■ در سطح خطر طراحی، مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای برابر ۷ همواره از ضریب رفتار تقاضا بیشتر و از ضریب رفتار ظرفیت کمتر است. این مورد نشان‌دهنده مناسب بودن این مقدار برای طراحی اولیه قاب می‌باشد. بر اساس مشاهدات، استفاده از مقدار ۸ نیز منجر به نتایج نامطلوبی نخواهد بود.

■ با افزایش ارتفاع قاب، در هر دو ضریب رفتار طلب و ظرفیت، ضرایب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و اضافه



Vol. 19, pp. 1927–1938.

- [29] Mohsenian, V., Rostamkalaei, S. and Moghadam, S.A. (2018), "Seismic Reliability of Tunnel Form Concrete Buildings Subjected to Accidental Torsion: A Case Study", 16th European Conference on Earthquake Engineering; Thessaloniki, Greece.
- [30] Aval S.B.B. (2013) "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", Vol. 1, K.N. Toosi University of Technology Press, pp.207–238.
- [31] Bertro V.V. (1989), "Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC", Proceedings of the 3rd US National Conference on Earthquake Engineering, South Carolina, pp.1663–1673.
- [32] ATC, (1995a), "Structural Response Modification Factors", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [33] Miranda, E. (1991), "Seismic Evaluation & Upgrading of Existing buildings", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- [34] Lia, S.P. and Biggs, J.M. (1980), "Inelastic Response Spectra for seismic Building Design", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, pp.1295–1310.
- [35] Fajfar, P. (2000), "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design", Earthquake Spectra, Vol. 116, pp. 573–592.
- [36] ATC, (1996), "Seismic Evaluation of Concrete Buildings", Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood, CA.
- [12] Zahrai, S.M. and Mahroozadeh, Y. (2010), "Experimental Study of Using Vertical Link Beam to Improve Seismic Performance of Steel Buildings", Journal of Civil and Surveying Engineering, Vol. 44, pp. 379–393.
- [13] Shayanfar, M., Rezaeian, A. and Taherkhani, S. (2008), "Assessment of the Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frame with Double Vertical Link (DV-EBF)", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [14] Sabouri-Ghomi, S. and Saadati, B. (2014), "Numerical Modeling of Links Behavior in Eccentric Bracings with Dual Vertical Links", Numerical Methods in Civil Engineering, Vol. 1, pp. 14–20.
- [15] Massah, S.R. and Dorvar, H. (2014), "Design and Analysis of Eccentrically Braced Steel Frames with Vertical Links Using Shape Memory Alloys", Smart Materials and Structures, Vol. 23, 115015.
- [16] Permanent Committee for Revising the Standard 2800 (2014), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4th Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.
- [17] Institute of National Building Regulations, (2008), Design and Construction of Steel Structures, Topic.10, Ministry of Roads & Urban Development, Iran.
- [18] Computers and Structures Inc. (CSI), (2015), Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear, Version 9.5.0, Berkeley, CA, USA.
- [19] Computers and Structures Inc. (CSI), (2016), Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 6.0.0, Berkeley, CA, USA.
- [20] Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, (2014), Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360, First Edition, Management and Planning Organization, Iran.
- [21] Bathaei, A. and Zahrai, S.M. (2017), "Investigation of the Effects of Vertical Link Beam Length on Steel Structures Residual Displacement", Modares Civil Engineering Journal, Vol. 17, pp. 47–60, (In Persian).
- [22] ABAQUS, Version 6.14, (2014), Users Manual, SIMULIA World Headquarters. Risting Sun Mills 166 Valley Street, Providence (RI 02909-2499, USA).
- [23] Mortezaei, A. and Ronagh, H.R. (2013), "Effectiveness of Modified Pushover Analysis Procedure for the Estimation of Seismic Demands of Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions Having Fling Step", Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 13, pp 1579–1593.
- [24] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 491–514.
- [25] Shome N. and Cornell C.A. (1999) "Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures", Reliability of Marine Structures Report No: RMS-35, Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [26] Berahman, F. and Behnamfar, F. (2007) "Seismic Fragility Curves for Un-Anchored On-Grade Steel Storage Tanks: Bayesian Approach", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, pp. 166–192.
- [27] Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L. and Lignos, D. (2010), "Basic Concepts and Performance Measures in Prediction of Collapse of Buildings under Earthquake Ground Motions", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, pp. 167–181.
- [28] Mohsenian, V. and Mortezaei, A. (2018), "Seismic Reliability Evaluation of Tunnel Form (Box-Type) RC Structures under the Accidental Torsion", Structural Concrete;