

مقایسه‌ی اثر جانمایی مهاربندهای ضربدوری در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های فولادی براساس مفاهیم شکنندگی

محمود حسینی (دانشیار)

بزهنگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

محمود مجد (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات

در این نوشتار به منظور مقایسه‌ی اثر جانمایی مهاربندها در میزان احتمال خسارت وارده به ساختمان‌های فولادی در شدت‌های مختلف زمین‌لرزه، با در نظر گرفتن دو حالت جانمایی جدا و به هم چسبیده‌ی دهانه‌های مهاربندی در قاب‌ها، منحنی‌های شکنندگی برای چند ساختمان با پلان 4×6 دهانه و تعداد طبقات ۳ و ۵ و ۷ تولید شده است. منحنی‌های شکنندگی با انجام بیش از ۴۲ تحلیل پویای غیرخطی برای هر قاب با اعمال شتاب‌نگاشت‌هایی با شدت‌ها و محتواهای فرکانسی مختلف و به کارگیری توابع آماری و احتمالاتی، و بهره‌گیری از دو شاخص شکست «تغییر شکل محوری خمیری» و «تغییر مکان بین‌طبقه‌ی» تولید شده‌اند. بررسی منحنی‌های حاصله نشان می‌دهد که اولاً شاخص شکست «تغییر شکل محوری خمیری» معیار بهتری برای ارزیابی شکنندگی است. ثانیاً قاب‌های با دهانه‌ی مهاربندی به هم چسبیده شکنندگی کم‌تری نسبت به جانمایی جدا از هم نشان می‌دهند.

واژگان کلیدی: منحنی شکنندگی، قاب‌های فولادی مهاربندی ضربدوری، تحلیل پویای غیرخطی، تغییر شکل محوری، تغییر مکان بین طبقه‌ی، قاب با دهانه‌های مهاربندی‌شده‌ی جدا، قاب با دهانه‌های مهاربندی‌شده‌ی به هم چسبیده.

hosseini@iiees.ac.ir
mahmood.majd@gmail.com

مقدمه

یکی از متداول‌ترین سیستم‌های سازه‌ی، قاب فولادی مهاربندی شده است. از مهم‌ترین خواص مهاربندهای هم‌مرکز سختی بالای آن‌هاست. به همین علت، معمولاً با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان، قاب‌های دارای مهاربندی هم‌مرکز مناسب‌تر از قاب‌های خمشی‌اند، و منجر به طراحی اقتصادی‌تر می‌شوند.

سیستم‌های مهاربندی هم‌مرکز به علت سختی بالا نیروی بیشتری از زلزله دریافت می‌کنند اگرچه به دلیل جابه‌جایی کم، در نزد ساکنین سازه احساس امنیت بیشتری ایجاد می‌کنند. در مواردی که تغییر مکان‌های کوچک مورد نظر باشد نیز استفاده از سیستم‌های مهاربندی مناسب خواهد بود. ضمناً اتصالات ساده و تیرهای ضعیف‌تر، این سیستم را به روشی ساده و کم‌هزینه در طراحی و اجرا تبدیل کرده است. در این سیستم فرض بر آن است که آسیب‌های وارده به این سازه‌ها، پس از وقوع زلزله در اعضای مهاربندی متمرکز می‌شود و در نتیجه، بهسازی این سیستم‌ها راحت‌تر و با هزینه کم‌تری صورت می‌گیرد. هدف این تحقیق مقایسه‌ی اثر جانمایی مهاربندها در یک قاب با استفاده از نظریه‌ی منحنی‌های شکنندگی است.

در این مقاله که ادامه‌ی تحقیقات پیشین در مورد تولید منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های منظم با مهاربند ضربدوری^[۱] است، سعی شده ضمن بررسی قاب‌ها با جانمایی به دو صورت مهاربندی در دهانه‌های جدا و مهاربندی در دهانه‌های به هم چسبیده، بهترین حالت برای جانمایی مهاربندها حاصل شود.

از متداول‌ترین سیستم‌های سازه‌ی، قاب فولادی مهاربندی شده است. از مهم‌ترین خواص مهاربندهای هم‌مرکز سختی بالای آن‌هاست. به همین علت، معمولاً با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان، قاب‌های دارای مهاربندی هم‌مرکز مناسب‌تر از قاب‌های خمشی‌اند، و منجر به طراحی اقتصادی‌تر می‌شوند.

سیستم‌های مهاربندی هم‌مرکز به علت سختی بالا نیروی بیشتری از زلزله دریافت می‌کنند اگرچه به دلیل جابه‌جایی کم، در نزد ساکنین سازه احساس امنیت بیشتری ایجاد می‌کنند. در مواردی که تغییر مکان‌های کوچک مورد نظر باشد نیز استفاده از سیستم‌های مهاربندی مناسب خواهد بود. ضمناً اتصالات ساده و تیرهای ضعیف‌تر، این سیستم را به روشی ساده و کم‌هزینه در طراحی و اجرا تبدیل کرده است. در این سیستم فرض بر آن است که آسیب‌های وارده به این سازه‌ها، پس از وقوع زلزله در اعضای مهاربندی متمرکز می‌شود و در نتیجه، بهسازی این سیستم‌ها راحت‌تر و با هزینه کم‌تری صورت می‌گیرد. هدف این تحقیق مقایسه‌ی اثر جانمایی مهاربندها در یک قاب با استفاده از نظریه‌ی منحنی‌های شکنندگی است.

اگرچه اطلاعات عددی محدودی در رابطه با سطح خرابی و مشخصات و ویژگی‌های زمین‌لرزه وجود دارد، دست‌یابی به روابط بین اندازه‌ی زمین‌لرزه و میزان خرابی از ابزارهای ضروری در ارزیابی و تخمین خرابی ساختمان‌ها در مقیاس شهری

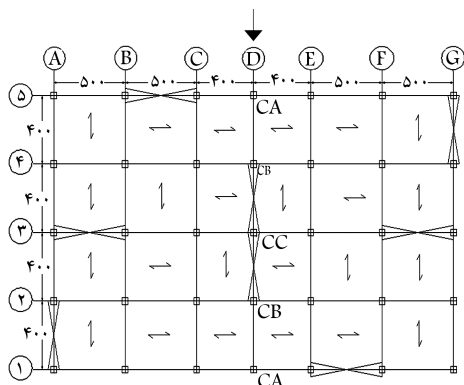
تولید منحنی شکنندگی به کمک تحلیل‌های تاریخی

زمانی

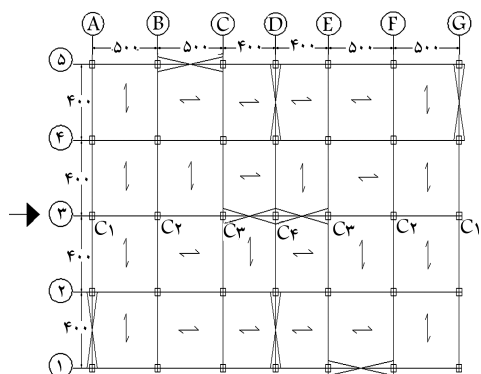
مراحل طی شده به منظور تهیه‌ی منحنی شکنندگی، براساس تحلیل‌های تاریخی زمانی در این تحقیق عبارت است از:

۱. انتخاب سازه‌ها و مدل‌سازی غیرخطی اعضا؛

تاریخ: دریافت ۱۷/۹/۱۳۸۷، اصلاحیه ۱۶/۱۲/۱۳۸۸، پذیرش ۱۹/۸/۱۳۸۹.



شکل ۲. پلان ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه برای قاب ۴ دهانه در جانمایی به هم چسبیده.



شکل ۳. پلان ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه برای قاب ۶ دهانه در جانمایی به هم چسبیده.

هم، و قاب با نام FTV6 یعنی قاب ۷ طبقه با ۶ دهانه و جانمایی مهاربندی به هم چسبیده است.

مدل سازی

به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی و ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های انتخابی از نرم‌افزار 3D Ram-Perform استفاده شده است. به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی، مدل رفتاری مناسب برای اعضاء در محدوده تغییرشکل‌های غیرخطی می‌باید مشخص و در نرم‌افزار معرفی شود. بدیهی است نتایج تحلیل به مدل‌های رفتاری معرفی شده وابسته است.

تلاش‌های اعضاء برحسب سطح عملکرد تعریف شده توسط معیار پذیرش که نمونه‌یی از آن در شکل ۴ ارائه شده، پذیرفته می‌شوند. پارامترهای a, b, c با توجه به خصوصیات هندسی و سازه‌یی مقاطع برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها، براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی ایران (ویرایش سال ۱۳۸۵) به دست می‌آید.

در مدل‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها، پارامترهای مدل‌سازی با توجه به تفاوت رفتار در کشش و فشار، به صورت شکل ۵ معرفی می‌شوند.

با توجه به شکل ۵، پارامترهای $T_c = P_y$ و P_c معرف مقاومت‌های مورد انتظار اعضاء تحت کشش و فشار است. Δ_c تغییر شکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم، و Δ_c تغییر شکل محوری در بار کماتشی مورد نظر است. مقادیر

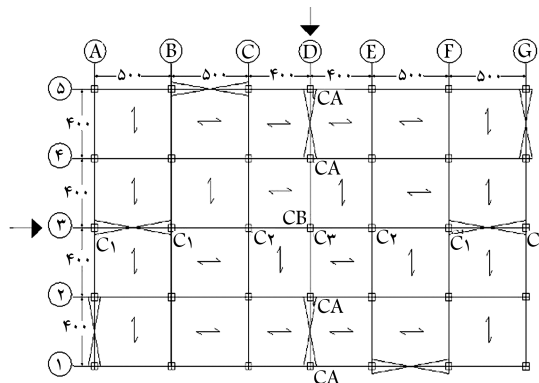
۲. انتخاب نگاشت‌های زمین‌لرزه‌های گذشته با توجه به نوع خاک، و مقیاس کردن آن‌ها به سطوح مختلف؛
۳. مشخص کردن عوامل مؤثر در شکنندگی لرزه‌یی، مانند تغییر شکل محوری خمیری و بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌یی؛
۴. مشخص کردن محدوده‌ی شکست با توجه به آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها؛
۵. انجام تحلیل پویای غیرخطی برای هر سازه در سطوح مختلف PGA؛
۶. انتخاب توزیع آماری و معادله‌ی احتمال مناسب؛
۷. تولید منحنی شکنندگی.

معرفی مدل‌های مورد بررسی

در آغاز، ساختمان‌ها به صورت سه‌بعدی و با سه پلان به گونه‌یی در نظر گرفته شدند که بتوان قاب‌های ۴ و ۶ دهانه را با دو حالت جانمایی جدا و به هم چسبیده از آن‌ها استخراج کرد. کلیه‌ی اتصالات به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. برای ستون‌ها از مقاطع دابل IPE و برای مهاربندها از مقاطع دابل UNP استفاده شده است. طراحی و مدل‌سازی ساختمان‌ها برای تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ و براساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران انجام شده است، چرا که بیشتر سازه‌های موجود در ایران بر همین اساس طراحی شده‌اند. همچنین ضوابط مربوط به کنترل مهاربندها براساس روابط پیوست استاندارد ۲۸۰۰ در طراحی‌ها ملحوظ شده است. در مجموع ۱۲ قاب برای انجام تحلیل‌های پویای تاریخیچه زمانی در نظر گرفته شده است. پلان‌های در نظر گرفته شده و قاب‌های استخراج شده از آن‌ها در شکل‌های ۱ تا ۳ مشخص است.

نحوه‌ی نام‌گذاری قاب‌های مهاربندی شده

در نام‌گذاری قاب‌های مهاربندی شده از یک فرم خاص استفاده شده است، بدین ترتیب که: از سمت چپ به راست F مخفف قاب T، نشان‌گر مهاربندی با جانمایی به هم چسبیده، و O نشان‌گر مهاربندی با جانمایی جدا از هم است؛ اعداد بعد از آن نیز به ترتیب نشان‌دهنده‌ی تعداد طبقات و تعداد دهانه‌ی قاب است. به طور مثال قاب با نام FO54 یعنی قاب ۵ طبقه با ۴ دهانه و جانمایی مهاربندی جدا از



شکل ۴. پلان ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه برای قاب‌های ۴ و ۶ دهانه در جانمایی جدا از هم.

این پارامترها براساس روابط ۱ تا ۴ به دست می‌آید.

تعیین محدوده‌ی شکست

به منظور ایجاد منحنی شکنندگی سازه‌یی، تعیین شاخص‌هایی برای شکست ضرورت می‌یابد. خرابی و ویرانی ساختمان در نتیجه زمین‌لرزه معمولاً بر اثر تغییر شکل‌های خمیری زیاد اعضا سازه‌یی است. انواع خرابی و ویرانی اکثراً در اعضای اصلی سازه، مثلاً در سازه‌های مهاربندی در مهاربندها، رخ می‌دهد. بنابراین، تغییر شکل محوری خمیری و بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌یی از جمله شاخص‌های شکست هستند.

در واقع محدوده‌ی شکست با عملکرد سازه‌ها رابطه‌ی مستقیم دارد. می‌توان گفت گذشتن از هر سطح عملکرد سازه معادل شکست آن سطح از سازه است، زیرا گذر از آن سطح بدین معناست که دیگر ضوابط آن سطح عملکرد وجود ندارد و از دیدگاه بهسازی آن عضو نیازمند تقویت است.

سازه‌ها براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود ایران (ویرایش سال ۱۳۸۵، نشریه‌ی ۳۶۰) در سه سطح عملکرد مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند: ۱. قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) یا خرابی و ویرانی اندک؛ ۲. ایمنی جانی (LS) یا خرابی و ویرانی سازه‌یی متوسط؛ ۳. آستانه‌ی فروریزش (CP) یا ویرانی سازه‌یی فروریختگی.

این سطوح عملکرد به منظور تغییر شکل محوری خمیری، از جداول موجود در دستورالعمل بهسازی استخراج شده و با توجه به نوع مقطع، میزان مجاز تغییر شکل محوری خمیری در سه سطح به دست آمده است. و برای معیار تغییر مکان بین طبقه‌یی از تفسیر دستورالعمل بهسازی استفاده شده است.^[۵]

تحلیل پویای غیرخطی

برای تحلیل مدل‌ها از تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی استفاده شده است. برای انجام تحلیل پویای غیرخطی از شش شتاب‌نگاشت مربوط به خاک نوع دو استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها مربوط به زلزله‌های ارائه‌شده در جدول ۱ هستند. در این تحقیق منحنی‌های شکنندگی برای ۷ سطح مختلف PGA به دست آمده است. در حالت کلی هر شتاب‌نگاشت با ۷ سطح مختلف زمین‌لرزه سنجیده شده و با توجه به استفاده از ۶ شتاب‌نگاشت در مجموع هر قاب تحت ۴۲ شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه در نرم‌افزار ۳D Ram-Perform قرار گرفته است. به عنوان نمونه‌هایی از نتایج تحلیل پویای غیرخطی در اشکال ۷ و ۸ تاریخچه زمانی تغییر مکان برای دو قاب سه طبقه نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل‌های ۷ و ۸ دیده می‌شود بیشینه‌ی پاسخ قاب با مهاربندی

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها.

| شماره | نام زلزله | نوع خاک | PGA (g) |
|-------|----------------------------|---------|---------|
| ۱ | Kocaeli (۱۹۹۹/۸/۱۷) | B | ۰٫۳۷۵ |
| ۲ | Loma Prieta (۱۹۸۹/۱۰/۱۸) | B | ۰٫۳۵۷ |
| ۳ | Elcentro (۱۹۵۰/۵/۱۸) | B | ۰٫۳۱۹ |
| ۴ | Northridge (۱۹۹۵/۰۱/۱۷) | B | ۰٫۳۶۳ |
| ۵ | San Fernando (۱۹۷۱/۲/۹) | B | ۰٫۳۶۵ |
| ۶ | Duzce, Turkey (۱۹۹۹/۱۱/۱۲) | B | ۰٫۴۲۶ |

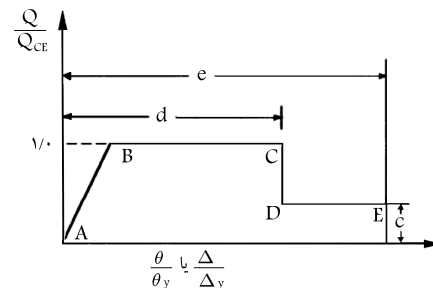
$$P_C = \sqrt{V} F_a A \quad (۱)$$

$$\Delta_C = \frac{P_C L}{AE} \quad (۲)$$

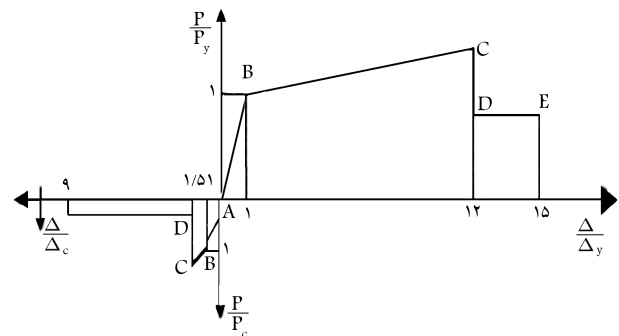
$$T_C = F_Y A \quad (۳)$$

$$\Delta_T = \frac{T_C L}{AE} \quad (۴)$$

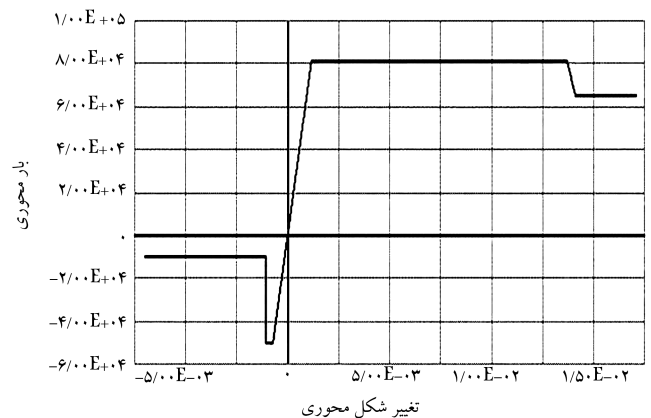
که در آن‌ها A نماد سطح مقطع و L طول مهاربندی است. در شکل ۶ نمونه‌یی از مدل رفتاری مهاربند $2UNP120$ -- به کار رفته در قاب BO54 معرفی شده به برنامه ۳D-PERFORM -- ارائه شده است.



شکل ۴. منحنی رفتار اعضای سازه و پارامترهای مدل‌سازی.^[۵]



شکل ۵. منحنی رفتاری مهاربندهای هم‌محور در کشش و فشار.^[۵]



شکل ۶. نمونه‌یی از مدل رفتاری مهاربند $2UNP120$ معرفی شده به برنامه‌ی ۳D-PERFORM.^[۶]

تولید منحنی شکنندگی

برای تولید منحنی‌های شکنندگی براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی از روش‌های آماری استفاده می‌شود. هر نقطه از منحنی شکنندگی برای بیشینه شتاب زلزله‌ای اختصاص یافته مطابق رابطه‌ی ۷ تعریف می‌شود:

$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (5)$$

در این رابطه IM شدت زلزله است و معمولاً برابر شتاب بیشینه‌ی زمین (PGA) فرض می‌شود. شدت زلزله در این تحقیق در ۷ سطح مختلف PGA -- از $0.1g$ تا $0.7g$ -- در نظر گرفته شده است. همچنین EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که در این تحقیق همان تغییر مکان بین طبقه‌ی ۱ و تغییر شکل محوری خمیری اعضای مهاربندی در نظر گرفته شده است، و از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید. AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است، که در این تحقیق از سطوح عملکرد دستورالعمل بهسازی استفاده شده است. تابع احتمال داده شده در رابطه‌ی ۷ به صورت رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$P = P[EDP > AC] = 1 - P[EDP < AC] = 1 - \phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (6)$$

برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) یک توزیع نرمال آماری در نظر گرفته شده است. در این رابطه برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی برای اثر مجموع شش نداشت زلزله محاسبه شده است. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال، احتمال تجاوز هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی از حالت حدی داده شده محاسبه شده است. [۹-۷]

حل یک مثال عددی می‌پردازیم:
نقاط روی منحنی شکنندگی FO_{34} برای تغییر شکل محوری

$$\mu = 0.002918$$

$$\sigma = 0.001186$$

$$\begin{cases} IO = 0.00063 \\ LS = 0.003 \\ CP = 0.004 \end{cases} \quad \text{برای تغییر شکل محوری}$$

$$P(IO) = 1 - \phi\left(\frac{0.00063 - 0.002918}{0.001186}\right) = 1 - 0.26867 = 0.73133$$

$$P(LS) = 1 - \phi\left(\frac{0.003 - 0.002918}{0.001186}\right) = 1 - 0.527442 = 0.472558$$

$$P(CP) = 1 - \phi\left(\frac{0.004 - 0.002918}{0.001186}\right) = 1 - 0.819064 = 0.180936$$

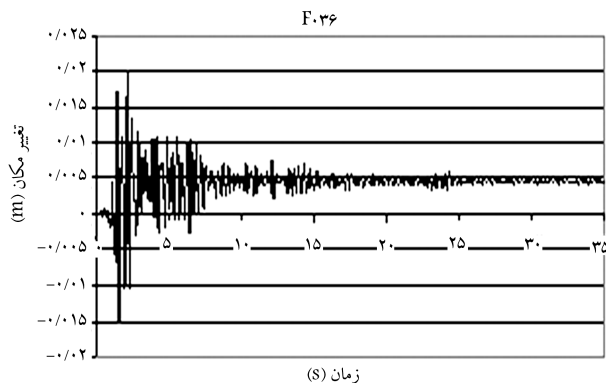
نقاط روی منحنی شکنندگی FO_{34} برای تغییر مکان بین طبقه‌ی

$$\mu = 0.007988$$

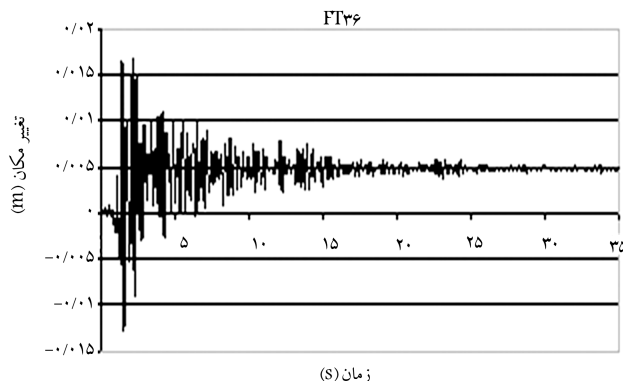
$$\sigma = 0.005084$$

به هم چسبیده حدوداً 20% کم‌تر از قاب با مهاربندی جدا است. این نتیجه با استفاده از نظریه‌ی شکنندگی نیز قابل اثبات است و در ادامه به بررسی آن خواهیم پرداخت. در شکل ۹ منحنی تغییرات نیروی محوری نسبت به کرنش محوری برای یکی از اعضای مهاربندی دیده می‌شود.

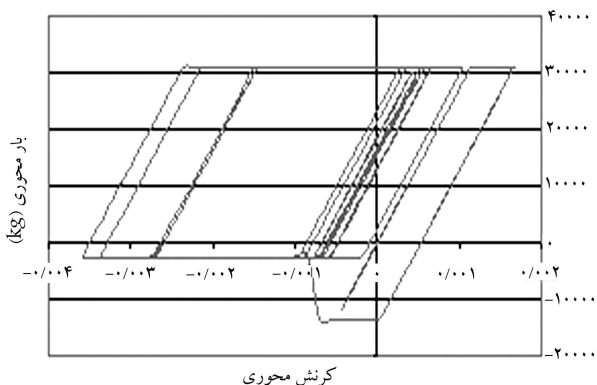
نمونه‌های دیگر از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در گزارش اصلی این تحقیق موجود است. [۲] یادآور می‌شود که الگوی خرابی برای سازه‌های در نظر گرفته شده «کمانش اعضای مهاربندی» است.



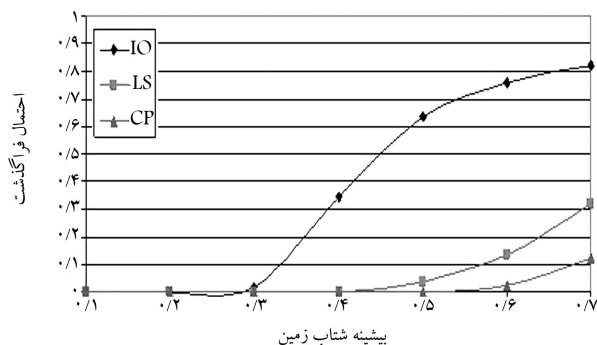
شکل ۷. تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان تراز بام برای قاب FO_{36} با جانمایی جدا تحت اثر شتاب‌نگاشت سان‌فرناندو در سطح $0.4g$.



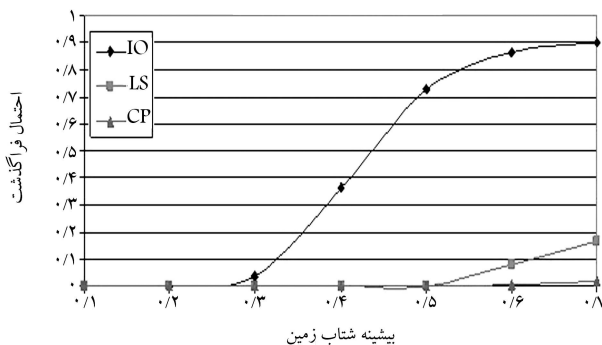
شکل ۸. تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان تراز بام برای قاب FT_{36} با جانمایی به هم چسبیده برای شتاب‌نگاشت سان‌فرناندو در سطح $0.4g$.



شکل ۹. منحنی تغییرات نیروی محوری نسبت به کرنش محوری برای مهاربند طبقه‌ی اول از قاب BT_{36} برای شتاب‌نگاشت لوماپریتا در سطح $0.4g$.



شکل ۱۲. منحنی شکنندگی قاب ۵ طبقه ۴ دهانه با شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی با حالت جانمایی جدا.



شکل ۱۳. منحنی شکنندگی قاب ۵ طبقه ۴ دهانه با شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی با حالت جانمایی به هم چسبیده.

آورده شده است. تمامی نمودارها برای دیگر قاب‌ها با تعداد طبقات و دهانه‌های گوناگون قابل دسترس است.^[۴]

مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌یی و تغییر شکل محوری خمیری

چنان‌که در قسمت‌های پیشین توضیح داده شد، در این تحقیق منحنی‌های شکنندگی برای دو حالت تغییر شکل محوری و تغییر مکان بین طبقه‌یی رسم شده است. در این بخش به مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تولیدشده توسط دو معیار تغییر شکل محوری و تغییر مکان بین طبقه‌یی می‌پردازیم.

چنان‌که در شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ مشاهده می‌شود احتمال شکست منحنی‌های شکنندگی در تغییر مکان بین طبقه‌یی کم‌تر از تغییر شکل محوری است، و در کلیه‌ی قاب‌ها منحنی‌های تغییر مکان بین طبقه‌یی پایین‌تر از تغییر شکل محوری قرار دارند. معیار تغییر مکان بین طبقه‌یی که در تفسیر دستورالعمل بهسازی آمده با توجه به نمودارها مقداری بزرگ در نظر گرفته شده است. چنان‌که می‌دانیم سازه‌های مهاربندی زیاد است و در نتیجه تغییر مکان بین طبقه‌یی آن‌ها کم است. با توجه به مقادیر جدول (ت ۱-۳) تفسیر دستورالعمل^[۵] این مقادیر ۰/۵ درصد برای قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ۱/۵ درصد برای ایمنی جانی، و ۲ درصد برای آستانه‌ی فروریزش است. این مقادیر با تغییر شکل محوری هم‌خوانی ندارد؛ در نتیجه بهتر است برای رسم منحنی‌های شکنندگی سازه‌های مهاربندی از معیار تغییر شکل محوری استفاده شود. در شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ منحنی‌های مقایسه‌یی دو شاخص تغییر مکان بین

$$\begin{cases} IO = 0.1005 \\ LS = 0.1015 \\ CP = 0.102 \end{cases} \text{ برای تغییر مکان بین طبقه‌یی}$$

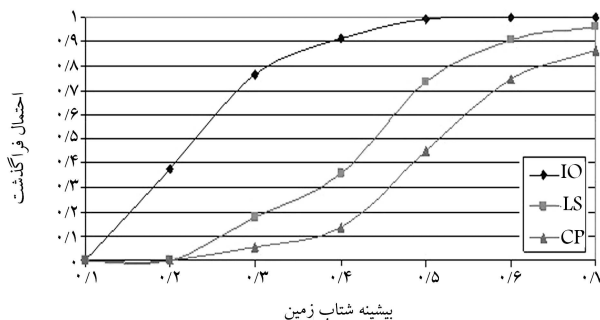
$$P(IO) = 1 - \phi\left(\frac{0.1005 - 0.10079888}{0.10050884}\right) = 1 - 0.27838 = 0.721619$$

$$P(LS) = 1 - \phi\left(\frac{0.1015 - 0.10079888}{0.10050884}\right) = 1 - 0.916114 = 0.083886$$

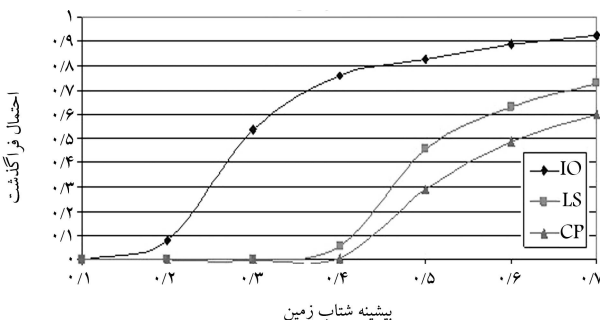
$$P(CP) = 1 - \phi\left(\frac{0.102 - 0.10079888}{0.10050884}\right) = 1 - 0.990934 = 0.009066$$

رسم منحنی شکنندگی

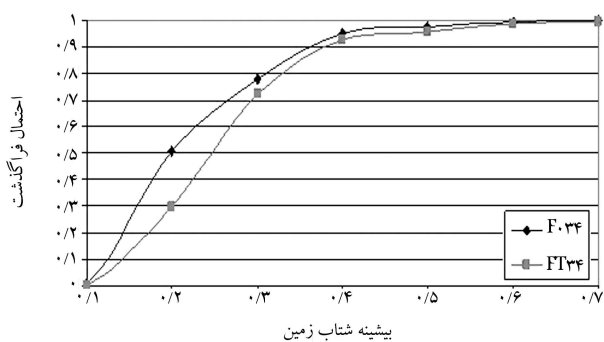
منحنی‌های شکنندگی با توجه به روابط داده شده در بخش ۸ رسم می‌شود. به این ترتیب منحنی‌های شکنندگی برای کلیه‌ی قاب‌ها در دو حالت تغییر شکل محوری خمیری و تغییر مکان بین طبقه‌یی رسم شدند. در مجموع ۱۲ منحنی برای شاخص تغییر شکل محوری خمیری و ۱۲ منحنی برای شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی رسم شد. در ادامه چند نمونه از منحنی‌های شکنندگی به‌عنوان مثال برای قاب ۴ دهانه‌ی ۵ طبقه با دو حالت جانمایی جدا و به هم چسبیده، با نوع شاخص شکست در شکل‌های ۱۰ تا ۱۳ به تفکیک قاب و طبقه، و در هر شکل هر سه سطح عملکرد



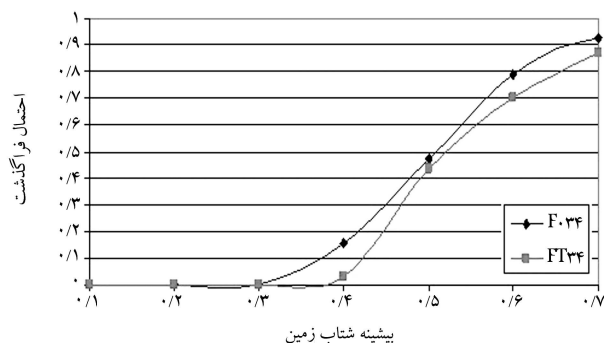
شکل ۱۰. منحنی شکنندگی قاب ۵ طبقه و ۴ دهانه با شاخص تغییر شکل محوری با حالت جانمایی جدا.



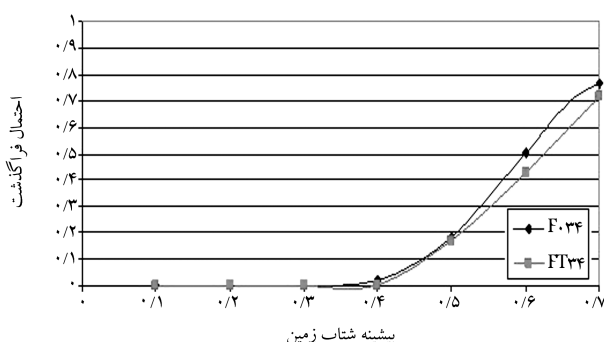
شکل ۱۱. منحنی شکنندگی قاب ۵ طبقه ۴ دهانه با شاخص تغییر شکل محوری با حالت جانمایی به هم چسبیده.



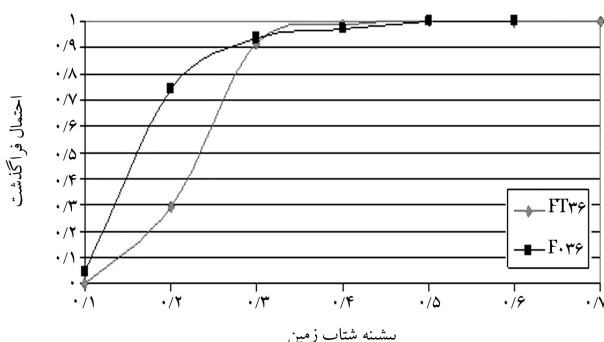
شکل ۱۷. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO34 و FT34 در سطح IO.



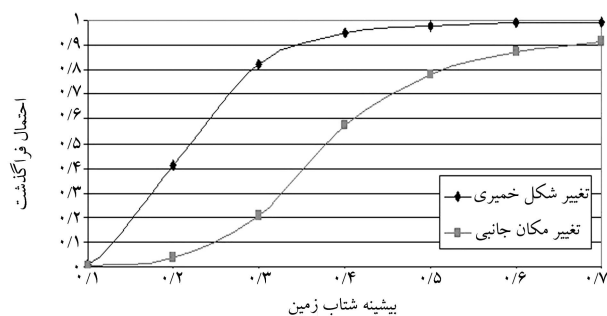
شکل ۱۸. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO34 و FT34 در سطح LS.



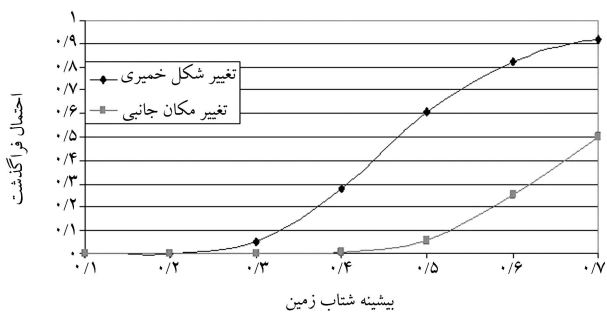
شکل ۱۹. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO34 و FT34 در سطح CP.



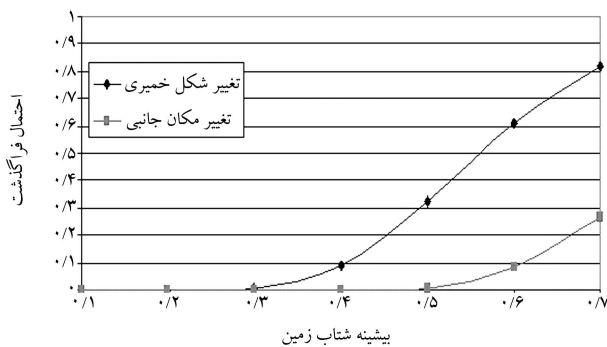
شکل ۲۰. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO36 و FT36 در سطح IO.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۳ طبقه در سطح IO.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۳ طبقه در سطح LS.



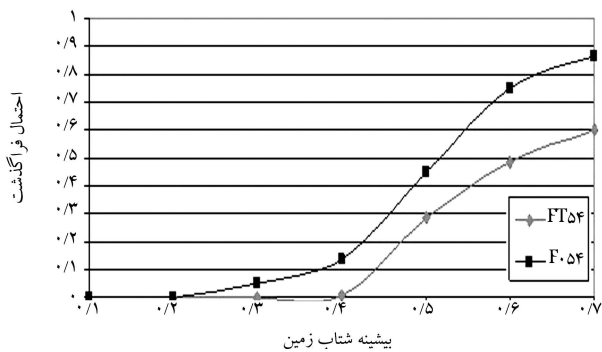
شکل ۱۶. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۳ طبقه در سطح CP.

طبقه‌ی و تغییر شکل محوری آمده است. تمامی نمودارها برای دیگر قاب‌ها با تعداد طبقات و دهانه‌های گوناگون در منابع دیگر موجود است.^[۱۰]

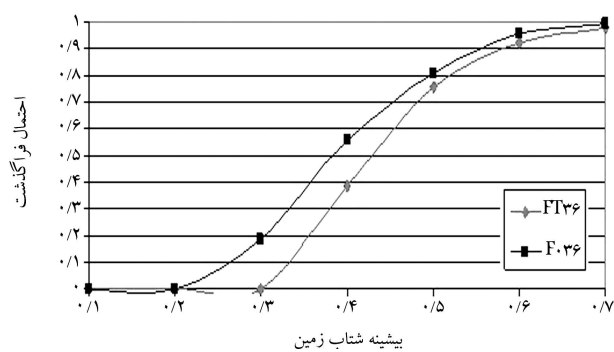
مقایسه‌ی اثر جانمایی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

چنان که می‌دانیم در استاندارد ۲۸۰۰^[۱۰] در رابطه با نحوه قرارگیری مهاربندها هیچ اشاره‌ی نشده است. و برای کلیه حالات یک ضریب رفتار در نظر گرفته شده است. در صورتی که همان‌طور که در شکل‌های ۱۷ تا ۳۴ دیده می‌شود شکنندگی قاب‌ها متفاوت است.

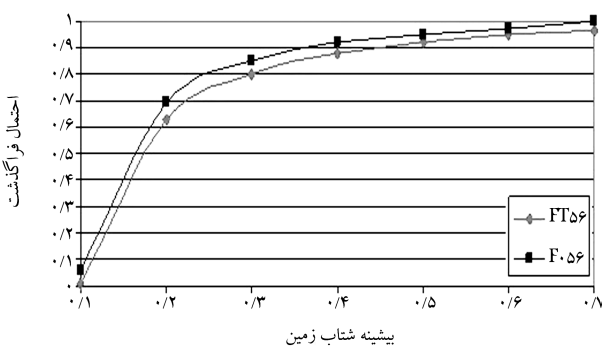
چنان که در اشکال دیده می‌شود قاب‌ها برای دو حالت جانمایی مهاربندی جدا و به هم چسبیده در نظر گرفته شده است. و منحنی‌های شکنندگی برای هر دو قاب



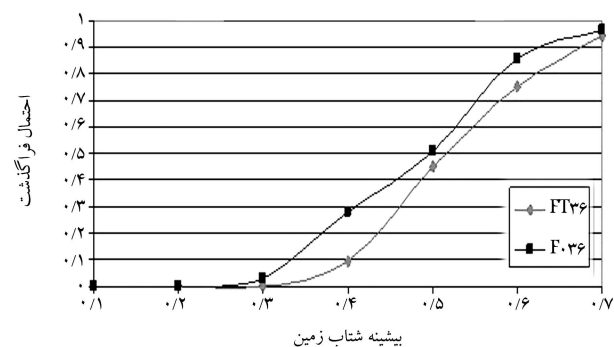
شکل ۲۵. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۵۴ و FT۵۴ در سطح CP.



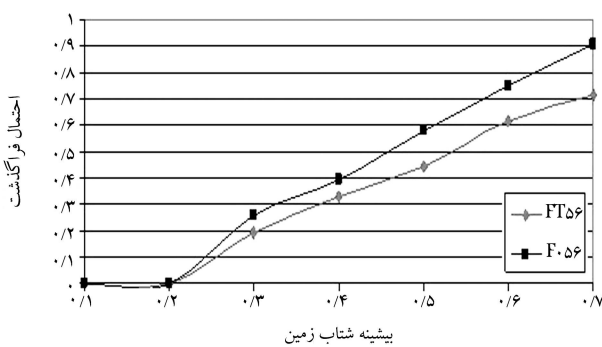
شکل ۲۱. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۳۶ و FT۳۶ در سطح LS.



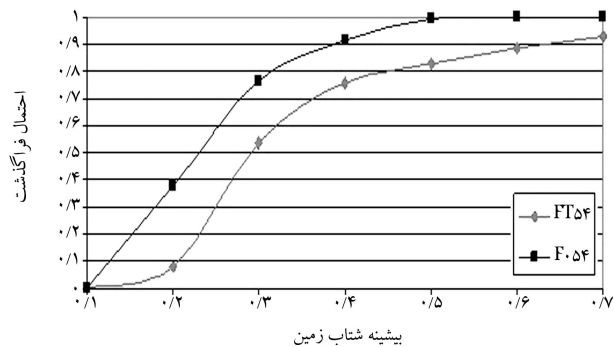
شکل ۲۶. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۵۶ و FT۵۶ در سطح IO.



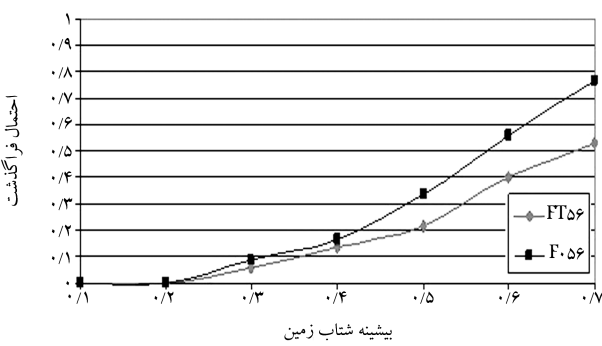
شکل ۲۲. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۳۶ و FT۳۶ در سطح CP.



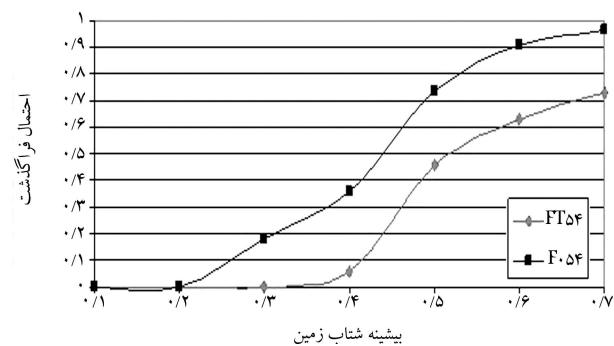
شکل ۲۷. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۵۶ و FT۵۶ در سطح LS.



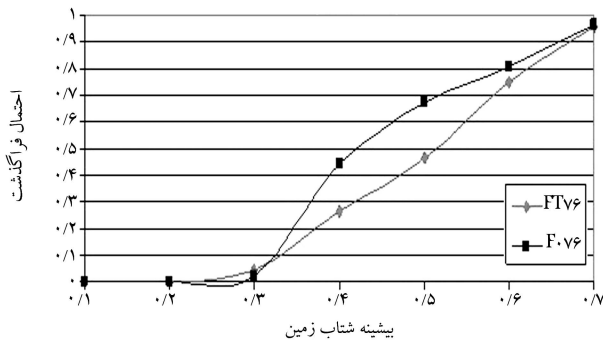
شکل ۲۳. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۵۴ و FT۵۴ در سطح IO.



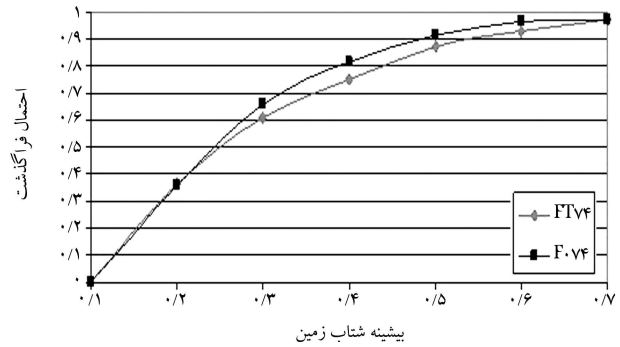
شکل ۲۸. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۵۶ و FT۵۶ در سطح CP.



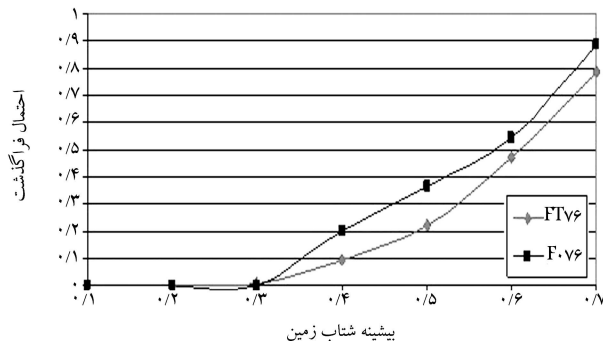
شکل ۲۴. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FO۵۴ و FT۵۴ در سطح LS.



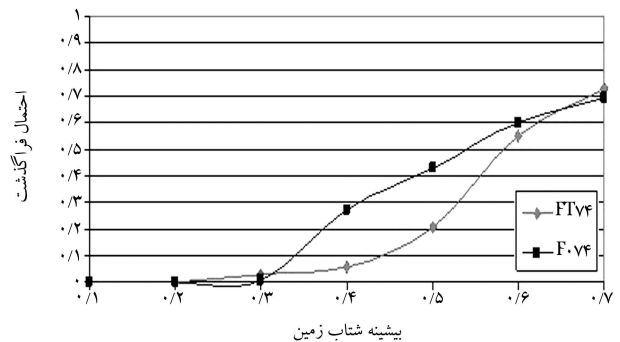
شکل ۳۳. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FOV6 و FTV6 در سطح LS.



شکل ۳۲. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FOV4 و FTV4 در سطح IO.



شکل ۳۴. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FOV6 و FTV6 در سطح CP.



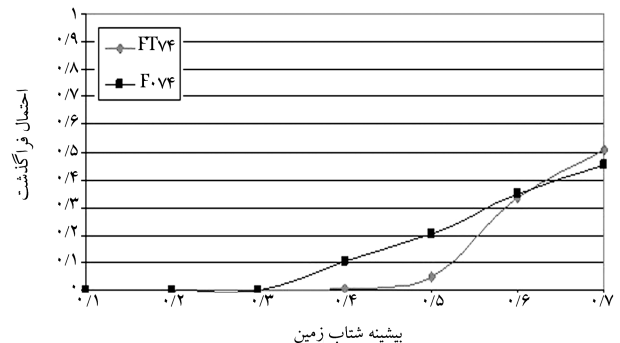
شکل ۳۵. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FOV4 و FTV4 در سطح LS.

با دو حالت جانمایی با هم مقایسه شده‌اند. در سه سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش رسم شده‌اند. همان‌طور که دیده می‌شود در کلیه حالات منحنی‌های شکنندگی در سه سطح شکست برای حالت جانمایی به هم چسبیده شکنندگی قاب‌ها کم‌تر از حالت جانمایی جدا از هم شده است. و مشاهده می‌شود برای کلیه حالات قاب‌ها تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری برای حالت جانمایی به هم چسبیده کم‌تر شده است.

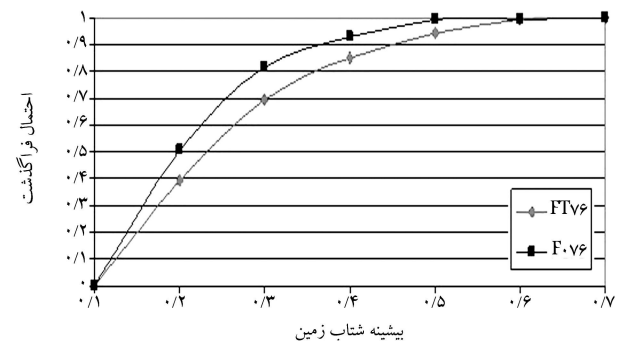
نتیجه‌گیری

در تفسیر منحنی‌های شکنندگی معمولاً با توجه به سطح عملکرد و شدت زمین لرزه، میزان خسارت بررسی می‌شود. با توجه به منحنی‌های شکنندگی به دست آمده برای قاب‌های فولادی مهاربندی شده می‌توان گفت که این سازه‌ها در مقادیر بالای شتاب بیشینه‌ی زمین (تقریباً از ۰٫۶g به بالا) دچار آسیب می‌شوند و از این شدت به بالا احتمال خسارت در آن‌ها بسیار زیاد است. در نتیجه استفاده از این سیستم سازه‌ی در مکان‌هایی که احتمال وقوع زمین لرزه با شدت بالا وجود دارد مناسب نیست. در مورد اثر جانمایی مهاربندها، همان‌طور که در شکل‌های ۱۷ تا ۳۴ دیده می‌شود، منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر تغییر شکل محوری مهاربندها در همه‌ی قاب‌ها در حالی که مهاربندها به هم چسبیده‌اند، نسبت به حالت جانمایی جدا از هم پایین‌تر قرار گرفته و شکنندگی قاب‌ها با جانمایی به هم چسبیده کم‌تر است. به‌طور کلی با توجه به نمودارهای ۱۷ تا ۳۴ می‌توان گفت:

۱. احتمال شکنندگی قاب‌ها در زلزله‌هایی با شدت‌های کم (تا ۰٫۲g) بین قاب‌ها با



شکل ۳۱. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FOV4 و FTV4 در سطح CP.



شکل ۳۲. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری قاب‌های FOV6 و FTV6 در سطح IO.

۳. در زمین‌لرزه‌های با شدت بالا، با توجه به ضعف سیستم‌های مهاربندی می‌توان گفت که احتمال شکنندگی در شدت‌های بالا ($0.76g$ به بالا) زیاد می‌شود و تقریباً برای هر دو حالت جانمایی یکسان می‌شود.

چنان‌که می‌دانیم در آیین‌نامه‌های بارگذاری لرزه‌ی برای در نظر گرفتن ضریب رفتار هیچ اشاره‌ی به نحوه‌ی جانمایی مهاربندها نشده و برای کلیه‌ی حالات یک ضریب رفتار در نظر گرفته شده است. توصیه می‌شود برای طراحی بهینه، در مقدار ضریب رفتار اثر جانمایی مهاربندها نیز در نظر گرفته شود.

جانمایی جدا و به هم چسبیده با یکدیگر تفاوت چندانی ندارد و احتمال شکست برای هر دو حالت جانمایی تقریباً یکسان است.

۲. زمانی که شدت زمین‌لرزه‌ها بین $0.73g$ تا $0.76g$ هستند اثر جانمایی بر شکنندگی قاب‌ها تأثیرگذار است. یعنی زمانی که از جانمایی به هم چسبیده استفاده می‌شود احتمال شکنندگی قاب‌ها -- بسته به نوع قاب -- بین 10° تا 50° درصد نسبت به حالت جانمایی جدا از هم کم می‌شود و این نکته می‌تواند برای طراحی بهینه و اقتصادی به طراحان کمک کند.

پانویس

1. frame
2. engineer's demand parameter

منابع

1. Anagnos, T.; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. "NCEER-ATC joint study on fragility of buildings", *National Center for Earthquake Engineering Research*, **1**, (1995).
2. Murao, O. and Yamazaki, F. "Development of fragility curves for buildings in Japan", *Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes*, pp. 226-230 (2000).
3. Anagnos, T.; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. "Building fragility relationships for California", *Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Proceedings*, pp. 389-396 (1994).
4. Majd, M., *Developing Fragility Curves for Regular Steel Buildings with CBFs by Nonlinear Time History Analyses*, Msater Thesis submitted to the Earthquake Engineering Department of the Faculty of Engineering, the Islamic Azad University (2008).
5. MPO, *Guidelines for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, and its Commentary*, Monograph No. 360 (2006).
6. Graham, H. Powell, Ram Perform 3D User Guide v1.25 (Nonlinear Dynamic Analysis) (1998-2000).
7. Nikoukar, M and Arabzadeh, B., *Applied Probability & Statistics*, Tehran technic University (2001).
8. Aziminejad, A. and S. moghadam, A. "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building," *Ninth Canadian conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada* (June 2007).
9. Huo, J.R. and Hwang, H. "Fragility of Memphis buildings", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering* (1996).
10. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800 (2 Edition), Building and Housing Research Center (1378).

