

## بسط منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های پیش‌ساخته بتنی

مسعود فرزام<sup>۱\*</sup>، مجید برقیان<sup>۲</sup> و بیتا ارغوانی‌خواه<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۳</sup> کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشگاه تبریز

\* نویسنده مسئول

دریافت ۹۴/۸/۳ پذیرش ۹۵/۴/۹

### چکیده

روش‌های متنوعی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها وجود دارد که از نظر هزینه و دقت متفاوت می‌باشند. در این بین منحنی‌های شکنندگی که احتمال خسارت سازه‌ای را به عنوان تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین و پارامترهای طراحی در نظر می‌گیرند متداول‌تر هستند. این منحنی‌ها درصد احتمال فراگذشت پاسخ سازه از حد مجاز عملکردی را در شدت‌های متفاوت زمین‌لرزه بیان می‌کنند. در این تحقیق، ساختمان‌های قدیمی بتنی با پانل‌های پیش‌ساخته که در آذربایجان شرقی واقع شده‌اند مورد بررسی قرار گرفتند. در مدل‌سازی و تحلیل مدل‌های سازه، از نرم‌افزار SAP استفاده شد. منحنی‌های شکنندگی برای این سازه ترسیم و تأثیر عملکرد انواع اتصالات پانل‌ها بر احتمال آسیب این ساختمان‌ها بررسی گردید. زمانی که سازه تنها دارای اتصالات قائم می‌باشد، مقدار PGA متناظر با فراگذشت از سطح آسیب جزئی، برابر با  $0/03g$  است. برای حالت آسیب متوسط، آسیب اصلی و آسیب شکست این عدد به ترتیب برابر  $0/05g$ ،  $0/07g$  و  $0/10g$  برآورد گردید. در حالت استفاده همزمان از اتصالات قائم و افقی، مقدار PGA برای چهار حالت آسیب جزئی، آسیب متوسط، آسیب اصلی و آسیب شکست، به ترتیب برابر  $0/25g$ ،  $0/46g$ ،  $0/7g$  و  $1/1g$  می‌باشد. نتایج نشانگر آن هستند که هرچه سطح آسیب بالاتر می‌رود، اختلاف بین PGA متناظر با گذشت از آن سطح آسیب، برای سازه با و بدون اتصال افقی بیشتر می‌شود و در شتاب‌های بالا این اختلاف محسوس‌تر است.

**واژگان کلیدی:** منحنی شکنندگی، سازه پیش‌ساخته بتنی، سطوح عملکرد، تحلیل تاریخچه زمانی.

### ۱- مقدمه

زمان ساخت، گزینه اقتصادی مناسبی برای ساختمان‌های عمومی چند طبقه است. از آن‌جا که رفتار لرزه‌ای این نوع ساختمان‌ها شدیداً به رفتار اتصالات افقی و قائم مابین پانل‌ها بستگی دارد، در این پژوهش سعی بر آن شده است تا رفتار این اتصالات مورد بررسی قرار گیرد. اتصالات افقی، اتصالاتی هستند که در راستای افقی قرار گرفته و برای متصل کردن جانی پانل - ها به یکدیگر مورد استفاده قرار می‌گیرند. اتصالات قائم نیز عملاً قسمت فوقانی یک پانل را به قسمت تحتانی پانل دیگر متصل می‌کنند. با توجه به نحوه قرارگیری پانل‌ها در کنار یکدیگر، سه نوع متمایز از سازه‌های ساخته‌شده با پانل پیش‌ساخته به صورت زیر دسته‌بندی می‌شوند:

- سیستم‌های دیوارهای عرضی: دیوارهای اصلی که در برابر بارهای ثقلی و جانبی مقاومت می‌کنند در جهت کوتاه ساختمان قرار می‌گیرند.

افزایش روزافزون جمعیت در دهه‌های اخیر لزوم ساخت سریع و کم‌هزینه مسکن را غیر قابل اجتناب کرده است. در این میان استفاده از سازه‌های بتنی پیش‌ساخته به دلیل کیفیت بهتر اجرا و کاهش زمان ساخت گزینه اقتصادی مناسبی برای ساختمان‌های عمومی چند طبقه است و عموماً در بیشتر کشورها سیستم‌های سازه‌ای پیش‌ساخته در مقایسه با سایر سازه‌های مسکونی مرسوم بسیار اقتصادی‌تر هستند. سازه‌های پیش‌ساخته در چهار دسته سیستم‌های پانلی بزرگ، سیستم‌های قابی، سیستم‌های ستون - دال با دیوار و سیستم‌های مرکب طبقه‌بندی می‌شوند.

سیستمی که در این پژوهش به آن پرداخته می‌شود، سیستم پانل بزرگ است. این سیستم به سازه‌ای اطلاق می‌شود که در آن از دیوارهای باربر پیش‌ساخته در ابعاد بزرگ به عنوان سیستم اصلی در تحمل بارهای وارده استفاده شده است. استفاده از پانل - های بزرگ پیش‌ساخته بتنی به دلیل کیفیت بهتر اجرا و کاهش

آوردند. Shinozuka و همکاران [۳]، با مقایسه پاسخ سازه‌ای، که از دو روش جداگانه تحلیل تاریخچه زمانی و روش طیف ظرفیت به دست آمده بودند، منحنی‌های شکست را برای پل‌ها ارائه دادند. مشخصات سازه‌ای ۱۰ پل در نظر گرفته شد و ۸۰ شتاب‌نگاشت برای تحلیل تاریخچه زمانی به کار رفت. مطالعات دیگری با بررسی آثار خرابی زلزله‌های گذشته انجام گردید تا منحنی‌های شکست تجربی به دست آیند. Tanaka و همکاران [۴]، از تابع توزیع نرمال دو متغیره به جای توزیع نرمال تجمعی استفاده نمودند. ۳۶۸۳ پل به ۵ گروه سازه‌ای تقسیم شد و پنج درجه خسارت در نظر گرفته شد و از داده‌های مشاهده‌ای برای پیدا کردن متغیرهای مجهول توزیع استفاده گردید. Karim و Yamazaki [۵] برای به دست آوردن منحنی‌های شکست پایه-های اصلی پل‌هایی که تحت زلزله‌های بزرگ قرار نگرفته‌اند، روشی تحلیلی مبتنی بر پاسخ غیر خطی دینامیکی مدل یک درجه آزادی معادل به کار بردند. آن‌ها هم‌چنین تغییرات جنیش شدید زمین را که در منحنی‌های تجربی در نظر گرفته نمی‌شود را در مطالعات خود لحاظ نمودند. با استفاده از اندیس خسارت و اندیس‌های جنیش زمین، منحنی‌های تحلیلی با منحنی‌های تجربی مقایسه شدند. Tekie و Ellingwood [۶]، روشی را برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی سدهای بتنی وزنی ارائه کردند. Lu و همکاران [۷]، تأثیر تغییرات مکانی جنیش زمین بر روی پاسخ‌ها را با روش‌های آماری بررسی نمودند و براساس طیف پاسخ جابجایی احتمالاتی منحنی‌های شکست انواع مختلف ستون‌های بتنی را ارائه دادند.

### ۱-۳- منحنی‌های شکست به دست آمده از داده‌های

#### مربوط به ایران

اولین مطالعه‌ای که در ایران برای به دست آوردن منحنی‌های شکست به صورت تجربی صورت گرفت، توسط بهروز توکلی و شهاب توکلی [۸] با استفاده از مشاهدات و اطلاعات ناشی از زلزله منجیل انجام شد که تأثیر زلزله منجیل- رودبار را بر سازه‌های شهرهای شمال ایران نشان می‌داد. با توجه به تشابه تقریبی شرایط و نوع ساخت و ساز در اکثر شهرهای ایران، منحنی ارائه شده نشان داد که شهر بزرگی مانند تهران، در منطقه خطر لرزه-ای بسیار زیاد، برای شتاب محدوده  $0.4g - 0.3g$ ، آسیب‌پذیری حدود  $70\% - 45\%$  دارد [۹].

اژانس همکاری بین‌المللی ژاپن، JICA، با استفاده از منحنی شکست ارائه شده توسط توکلی و بر اساس قضاوت مهندسی،

- سیستم‌های دیوارهای طولی: دیوارهای مقاوم در برابر بارهای ثقلی و جانبی در جهت بلند ساختمان قرار می‌گیرند.

- سیستم‌های دوطرفه: دیوارهای مقاوم در برابر بارهای ثقلی و جانبی در هر دو جهت ساختمان قرار می‌گیرند.

### ۱-۱- تاریخچه و فلسفه کاربرد منحنی‌های شکنندگی در

#### ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه

مطالعات تحلیل خطرپذیری لرزه‌ای، شامل دو قسمت است: تخمین خطر و ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها. ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود، پیش‌بینی عملکرد این سازه‌ها در زلزله-های آینده می‌باشد و امکان قضاوت مهندسی برای ساخت مجدد یا بهسازی آن‌ها را فراهم می‌کند. آسیب می‌تواند به یک سازه، مجتمع، فعالیت‌های تجاری و یا تمامی سازه‌های زیر بنایی یک کشور وارد شود و از طریق محاسبه هزینه تعمیرات یا تعداد تلفات و افراد مجروح و یا توقف فعالیت‌های صنعتی و تولیدی برآورد گردد.

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای بر حسب میزان خطر زلزله، می‌توان در مورد هر نوع از سازه‌ها یا اجزای غیر سازه‌ای حساس به جابجایی نسبی و اجزای غیر سازه‌ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر PGD، PGV و PGA بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف PGA یا سایر تک متغیرها منجر به تولید منحنی‌های نرمال‌شده‌ای موسوم به منحنی شکنندگی<sup>۱</sup> می‌گردد [۱].

منحنی‌های شکست، خرابی را بین حالات ناچیز، متوسط، سنگین و کامل رده‌بندی می‌کند. این منحنی‌ها که می‌توانند به صورت نمودار نیز نشان داده شوند، برای هر حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم شده و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه‌ای به کار گرفته می‌شوند.

### ۱-۲- تاریخچه روش‌های مختلف منحنی شکنندگی

برای بسط منحنی‌های شکنندگی سازه‌ای، تحقیقات متعددی انجام شده است که هرکدام از آن‌ها روند خاصی را دنبال کرده‌اند. Hwang و Huo [۲] مطالعه‌ای بر روی مدل پلی در ممفیس انجام دادند و منحنی‌های شکست را از طریق تحلیل غیر خطی دینامیکی و توزیع نرمال داده‌ها به دست

زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید تا حد امکان نماینگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب-نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده انتخاب گردند (و یا می‌توان به جای آن هفت شتاب‌نگاشت را در نظر گرفت و مقدار متوسط بازتاب‌ها را به دست آورد). در این تحقیق هم تعداد قابل قبولی از رکورد زلزله‌ها انتخاب شده و مشخصات این رکوردها ارائه شده است.

رفتار سازه مورد نظر تحت اثر رکوردهای زلزله با دامنه افزایش یابنده تحلیل شده است. تحلیل‌های دینامیکی برای هر رکورد، با مقیاس کردن رکورد برای دامنه‌های مختلف، به صورت افزایش یابنده تکرار شده است. مقیاس کردن دامنه‌ها بر حسب محتوی رکورد زلزله و اثر آن بر سازه متفاوت بوده است و دامنه رکوردها تا آن‌جا افزایش یافته است که شاخص آسیب از حد مشخص شده فراتر رود. در انجام مدل‌سازی از نرم‌افزار SAP 2000 استفاده شده است. بعد از آن که منحنی شکنندگی برای سازه واقعی اجرا شده به دست آمد، اصلاحاتی در اتصالات سازه در نظر گرفته شد و سپس منحنی‌های شکنندگی برای سازه رسم شد. تفاوت‌های ایجاد شده در منحنی‌های شکنندگی بیانگر تأثیر نحوه اتصالات پانل‌ها به یکدیگر در سازه پیش‌ساخته پانلی است.

## ۲-۲-۲- مدل‌سازی سازه پیش‌ساخته پانلی

### ۲-۲-۲-۱- مشخصات کلی ساختمان و فرضیات طراحی

ساختمان مورد نظر یک سازه پانلی پیش‌ساخته بتنی، پنج طبقه، دارای کاربری مسکونی است. در شکل (۱) نمایی از سازه مورد مطالعه و در شکل (۲) پلان سازه به نمایش گذاشته شده است. ارتفاع طبقات برابر ارتفاع پانل‌ها است که در نقشه‌های اجرایی این مقدار ۲۷۳۰mm منظور شده است. در سازه مورد نظر، سیستم از نوع دیوارهای باربر برشی بتن‌آرمه معمولی می‌باشد که بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۸] ضریب رفتار آن برابر با ۵ می‌باشد. در رده‌بندی زمین ساخت‌گاه، در رده II قرار گرفت، هم‌چنین سازه در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد. در تحلیل، ضریب کاهش ممان اینرسی برای دیوارهای ترک-خورده برابر ۰/۳۵ و برای دیوارهای ترک‌نخورده برابر ۰/۷۰ در نظر گرفته شده و همچنین اثرات  $P-\Delta$  منظور شده است.

شروع به ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های موجود در تهران نمود و منحنی‌های شکست را برای ۹ نوع سازه موجود در تهران به دست آورد. در واقع برای هر نوع سازه، منحنی مرجع به اندازه‌ای مشخص و در جهتی خاص حرکت داده شد [۱۰]. Mostafaei [۱۱] با استفاده از داده‌های زلزله بم، آسیب‌پذیری ۸ تیپ سازه موجود در بم را به دست آورد. هم‌چنین Karami و Bakhshi [۱۲]، مطالعاتی بر روی سازه‌های مصالح بنایی مسلح و غیر مسلح ایران، انجام داده و منحنی شکست این نوع سازه‌ها را بر اساس سرعت تجمعی مطلق و احتمال خسارت، با روش تحلیلی به دست آوردند.

## ۴-۱- آسیب‌پذیری لرزه‌ای برای برآورد شکنندگی

Kircher و همکاران [۱۳]، Smyth و همکاران [۱۴] و Erberik و Elnashai [۱۵] برای ساختمان‌های مسکونی، با پذیرش تغییر مکان نسبی طبقه به عنوان شاخص آسیب، چهار سطح آسیب متفاوت را مشخص کردند: که عبارتند از: جزئی، متوسط، اصلی و فروریختگی.

در این پژوهش برای بسط منحنی‌های شکنندگی، از تعاریف حالت آسیب مشابهی که توسط HAZUS [۱۶] برای کشور ترکیه (به علت شرایط مشابه‌ای که ترکیه با ایران از نظر ساختگاه و ساخت و ساز دارد) به کار برده شده استفاده می‌شود.

## ۲- مواد و روش‌ها

### ۲-۱- مقدمه

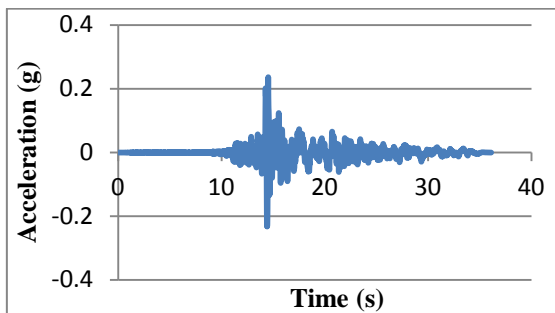
جهت بررسی عملکرد یک سازه بایستی پارامترهایی به عنوان شاخص کارایی تعیین شوند. این پارامترها نه تنها باید قابل اندازه‌گیری باشند، بلکه بایستی بتوانند کارکرد سازه را در برابر نیروهای خارجی و نیروهای جانبی نشان دهند. از شاخص‌های عمده‌ای که اغلب مورد استفاده قرار می‌گیرد جابه‌جایی حداکثر و نسبی طبقات می‌باشد. در این پژوهش سازه‌های بتنی پیش-ساخته‌ای که در تبریز اجرا شده، مورد مطالعه قرار گرفته است. به منظور بررسی آسیب‌پذیری، تعدادی رکورد زلزله انتخاب شد. در انتخاب رکورد زلزله باید این نکته را مدنظر قرار داد که طبیعت تصادفی بودن زلزله، ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها را به یک مسئله غیر مشخص تبدیل می‌کند. با توجه به توصیه Cornell و Shome [۱۷] تعداد ده تا بیست زلزله معمولاً دقت قابل قبولی را برای برآورد آسیب فراهم می‌آورد. بر اساس آیین-نامه ۲۸۰۰ [۱۸]، شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت

جدول ۱- مشخصات رکوردهای انتخابی

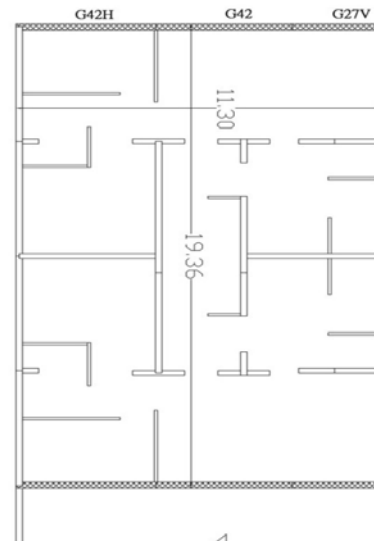
شماره	زلزله	ایستگاه	توضیح	Mag	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Chi-Chi, Taiwan 1999	CHY029	CHICHI/02 9-N	۷/۶	۰/۳۳۸	۳۵/۲	۲۹/۱
۲	Duzce, Turkey 1999	1061 Lamont 1061	DUZCE/10 61-E	۷/۱	۰/۱۳۴	۱۳/۷	۸/۱۹
۳	Kocaeli Turkey 1999	Arcelik	KOCAELI/ ARC090	۷/۴	۰/۱۴۹	۳۹/۵	۳۵/۵۷



شکل ۱- نمایی از سازه و نحوه آرایش پانل‌ها



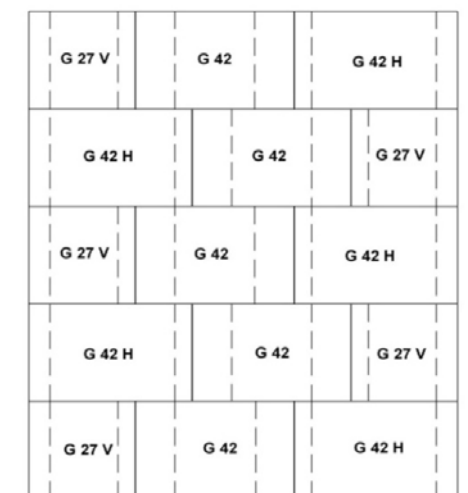
شکل ۳- نمودار شتاب‌نگاشت رکورد زلزله Chi-Chi



شکل ۲- پلان سازه

### ۳-۲- مقاطع پانل‌ها

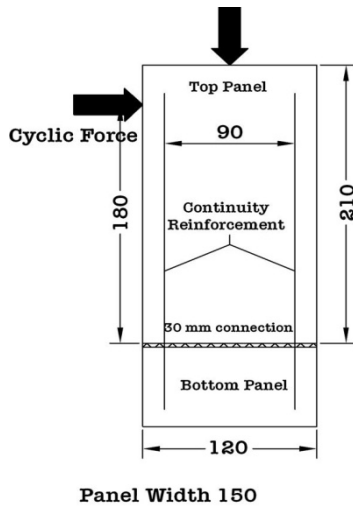
شکل (۴) نحوه آرایش پانل‌های عرضی طبقات و شکل (۵) نمونه‌ای از مقاطع آن را نشان می‌دهد.



شکل ۴- نحوه آرایش پانل‌های عرضی

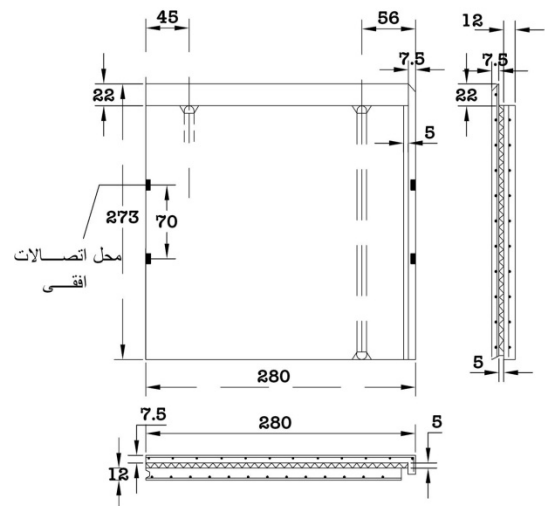
جدول (۱) مشخصات رکوردهای انتخابی را نشان می‌دهد که سازه تحت اثر این رکوردها تحلیل شده است. در شکل (۳) منحنی شتاب‌نگاشت یکی از رکوردها به عنوان نمونه نشان داده شده است.

مقاومت فشاری بتن مصرفی ( $f_c'$ ) و تنش تسلیم میلگردهای به کار رفته ( $f_y$ ) برای پانل‌ها به ترتیب برابر  $210 \text{ kg/cm}^2$  و  $3000 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد. با توجه به تحقیقات قبلی [۱۹-۲۱]، در رسم منحنی‌های شکنندگی اثر متغیر بودن خصوصیات مصالح نسبت به عدم قطعیت در خصوصیات زلزله، ناچیزی - باشد، بنابر این در این تحقیق از اثر عدم قطعیت در مصالح صرف نظر شده است. لازم به ذکر است که چون اجزای سازه مورد نظر به صورت پیش‌ساخته تولید شده‌اند، از کنترل کیفی بالایی برخوردار هستند.



Panel Width 150

\*ابعاد بر حسب سانتی متر می باشند.



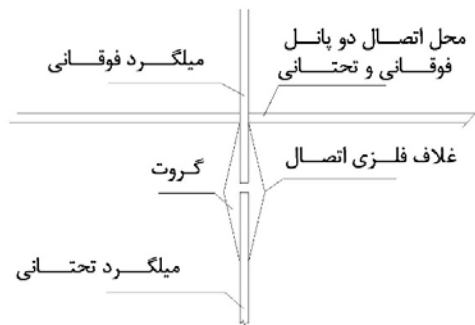
\* ابعاد بر حسب سانتی متر می باشند.

شکل ۶- پانل مورد بررسی توسط Soudki برای تعیین رفتار

اتصالات [۲۱]

شکل ۵- پانل عرضی G27

در این تحقیق برای بررسی تأثیر نحوه اتصالات پانل‌ها به یکدیگر، سازه به صورت دو بعدی که متشکل از پانل‌های عرضی سازه می‌باشد، مورد مطالعه قرار گرفته است.



شکل ۷- جزئیات اجرایی اتصال RS [۲۲]

برای مشخص شدن رفتار اتصال، از مشخصات پانل‌های مورد آزمایش و نتایج آن‌ها استفاده شده است. چنانچه بتوان نیرو- تغییر مکان کل اتصال را به منحنی نیرو- تغییر مکان محل اتصال تبدیل کرد عملاً مشخصه مورد نظر برای اتصال به دست می‌آید.

در شکل (۸) اجزای تغییر شکل پانل نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود تغییر مکان کلی سازه متشکل از دو جزء است. جزء اول ناشی از دوران پانل و جزء دوم ناشی از تغییر شکل برشی پانل است. پس خواهیم داشت [۲۳]:

$$F_c = PH/d \quad (1)$$

$$= \Delta_r + \Delta_s \quad (2)$$

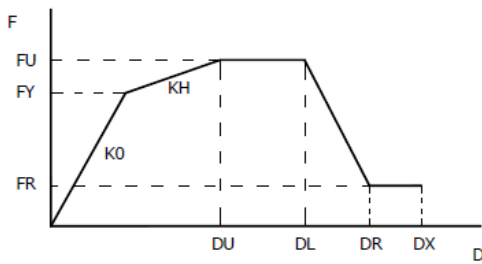
$\Delta$

#### ۴-۲- بارگذاری

بار مرده طبقات و بام با احتساب وزن سقف، وزن پارتیشن‌ها و وزن دیوارهای طولی به ترتیب ۲۰۰۰ و ۱۲۷۰ کیلوگرم بر متر مربع تخمین زده شده است. چون کاربری سازه مسکونی است، از این رو بار زنده کف‌ها برای طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و برای بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. در این بخش بارگذاری زلزله بر اساس روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی صورت گرفته است.

#### ۵-۲- مدل سازی اتصالات

برای اطمینان از صحت مدل سازی اتصالات در نرم افزار، ابتدا مدل مجزایی از یک نوع اتصال، ایجاد شد و نتایج تحلیلی آن با نتایج آزمایشگاهی اتصال RS که توسط Soudki و همکاران [۲۱] انجام شده مورد مقایسه قرار گرفته است. در شکل (۶) مدل واقعی مورد آزمایش توسط سودکی قابل مشاهده است و شکل (۷) جزئیات اجرایی این اتصال را نشان می‌دهد. برای مدل سازی اتصال در نرم افزار از یک لینک محوری در راستای اتصال و مابین دو نقطه گرهی مشبندی پانل‌ها استفاده شده است.

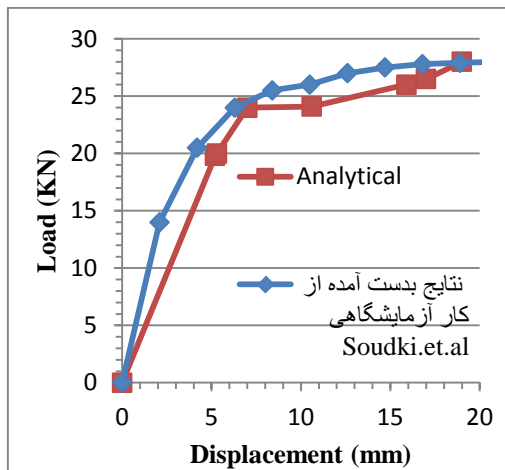


شکل ۹- منحنی نیرو- جابجایی اتصال RS در محدوده غیر خطی [۲۳]

جدول ۲- مقادیر پارامترهای مختلف نمودار نیرو- جابه جایی

اتصال RS [۲۳]

۴/۹۱	$A_{(cm^2)}$	۱۳۰۴۶۰	$E_{(Kg/cm^2)}$
۲۲۴۲۰	$F_Y(Kg)$	۰/۲۴	$K_H/K_0$
۰/۶۰	$F_R / F_U$	۲۸۵۴۰	$F_U(Kg)$
۰/۱۲	$D_L$	۰/۰۷۵	$D_U$
۰/۱۸	$D_X$	۰/۱۷	$D_R$



شکل ۱۰- نتایج حاصل از مدل سازی در نرم افزار SAP به همراه مقایسه آن با منحنی واقعی سودکی

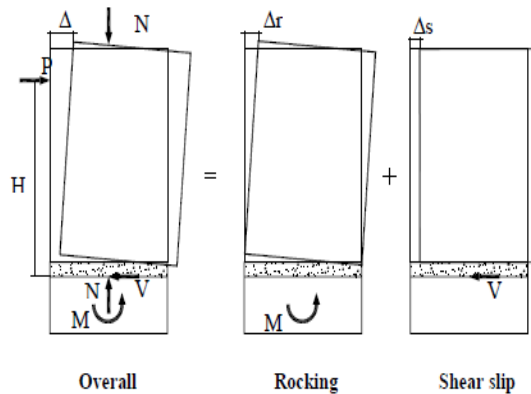
## ۲-۶- مدل های مورد بررسی

در سازه پیش ساخته مورد مطالعه فقط از اتصالات قائم استفاده شده لذا در مدل سازی هم فقط این اتصالات در نظر گرفته شده است. در مرحله بعد، به منظور مقاوم سازی این سازه فرض می شود که سازه علاوه بر اتصالات قائم دارای اتصالات افقی نیز می باشد و تأثیر افزودن این اتصالات به سازه مجدداً مورد بررسی قرار گرفته است.

$$\Delta_r = \delta_c H/d \quad (۳)$$

$$c = (\Delta - \Delta_s) d/H \quad (۴)$$

$\delta$  و  $F_c$ : مشخصه نیرویی و تغییر شکل در محل اتصال  
 $d$ : فاصله بین نقطه گردش پانل و محل اتصال کششی



شکل ۸- اجزای مختلف تغییر شکل پانل [۲۳]

با اندکی تقریب می توان  $d$  را فاصله بین دو اتصال پانلها دانست. بدین ترتیب تمام پارامترها در این روابط به غیر از پارامتر تغییر مکان ناشی از برش، شناخته شده اند. تغییر مکان برشی اتصالات در هر لحظه از آزمایش اندازه گیری شده است. با داشتن تغییر مکان کل اتصال می توان نسبت تغییر مکان برشی به تغییر مکان کل را به دست آورد. بدین ترتیب در هر لحظه می توان نمودار نیروی کل- تغییر مکان سازه را به نمودار نیرو- تغییر مکان اتصال مرتبط کرد.

در نتیجه، شکل (۹) با توجه به جدول (۲) برای رفتار لینک- های محوری که به جای فولاد در محل اتصال استفاده شده به صورت نمودار غیر خطی در نظر گرفته شده است. مقادیر ارائه شده در این جدول طبق توصیه FEMA356 در ضریب ۱/۵ ضرب شده اند. نتایج مدل سازی عددی به همراه مقایسه آن با منحنی آزمایشگاهی در شکل (۱۰) ارائه شده است. همان طور که مشاهده می شود هم خوانی مناسبی بین نتایج تحلیل به دست آمده از مدل سازی انجام گرفته در نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی وجود دارد.

## جدول ۳- توصیف حالت‌های آسیب و محدودیت‌های نسبت

## گریز طبقه‌ای [۱۶]

محدودیت نسبت گریز %	شرح	حالت آسیب
۰/۴۷	A	جزئی
۰/۸۵	B	متوسط
۱/۳۷	C	اصلی (بزرگ)
۱/۹۶	D	شکست (کامل)

A- ترک‌های مویی برشی در بعضی تیرها و ستون‌های نزدیک اتصالات و یا بین اتصالات

B- بیشتر تیرها و ستون‌ها ترک‌های مویی را نشان می‌دهند. در اسکلت‌های شکل‌پذیر، بعضی از عناصر به ظرفیت تسلیم می‌رسند که توسط ترک‌های بزرگتر و خرد شدن بتن در بعضی از قسمت‌ها مشخص می‌شود. اسکلت‌های غیرشکل‌پذیر ممکن است ترک‌های بزرگتر برشی و خرد شدن بتن را نشان می‌دهند.

C- بعضی عناصر اسکلت به ظرفیت نهایی‌شان رسیده‌اند که این ظرفیت در اسکلت شکل‌پذیر با شکاف‌های بزرگ، خرد شدن بتن و خم شدن آرماتورهای اصلی مشخص می‌شوند. عناصر اسکلت غیر شکل‌پذیر ممکن است شکست برشی یا شکست پیوستگی آرماتورها، یا شکست قیدها، یا خم شدن آرماتورهای اصلی در ستون‌ها را داشته باشند که منجر به فروپاشی جزئی می‌شوند.

D- ساختمان فروریخته می‌شود و یا در خطر فوری فروریختگی در نتیجه شکستگی عناصر اسکلت غیر شکل‌پذیر، یا کاهش ثبات اسکلت قرار می‌گیرد.

## ۳- نتایج و بحث

در این پژوهش تأثیر اتصالات قائم و افقی بر سازه پیش-ساخته مورد مطالعه، مورد بررسی قرار گرفت. منحنی‌های شکنندگی برای این سازه در سه نوع متفاوت از اتصالات رسم شده است:

حالت اول) سازه فقط دارای اتصالات قائم،

حالت دوم) سازه دارای اتصالات قائم به همراه ۲ اتصال افقی

حالت سوم) سازه دارای اتصالات قائم به همراه ۳ اتصال افقی

می‌باشد. شکل‌های (۱۱) تا (۱۴) منحنی شکنندگی سازه را به ترتیب برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست نشان می‌دهند.

در این تحقیق فرض بر آن است که سازه مورد بررسی تحت پیچش و کمانش خارج از صفحه قرار نمی‌گیرد و سازه به صورت دو بعدی مدل شده است. برای مدل‌سازی پانل‌ها از المان Shell استفاده شده و مقاطع بتنی به صورت ترک نخورده در نظر گرفته شده‌اند. مابین پانل‌ها فاصله ۱cm وجود دارد که برای این فاصله از المان Shell با مشخصات متفاوت دیگری بهره گرفته شده تا اتصال خشک پانل‌ها را مشابه‌سازی کند.

برای اتصالات قائم از لینک‌های محوری استفاده شده است و مشخصات این لینک‌ها طبق مشخصات اتصالات فولادی در نقشه‌های اجرایی اختصاص داده شده است.

## ۲-۷- منحنی‌های شکنندگی

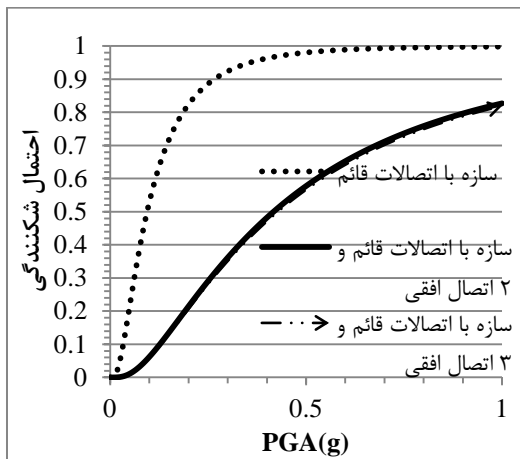
منحنی‌های شکنندگی احتمال آسیب ساختمان در نتیجه زلزله‌ها را به عنوان تابعی از شاخص‌های حرکت زمین نشان می‌دهد. یک نقطه تصادفی در منحنی شکنندگی، احتمال شرطی را نشان می‌دهد که آسیب، تحت زلزله با شدتی خاص، از حالت آسیب مشخص بیشتر خواهد بود. در این تحقیق منحنی‌های شکنندگی برحسب PGA به دست آمده‌اند. هم‌چنین منحنی‌های شکنندگی به صورت تابع توزیع احتمال دو متغیره فرض شده‌اند.

بر اساس این فرض، احتمال تجمعی رخداد آسیب بزرگتر یا مساوی سطح آسیب  $D$  به صورت زیر بیان می‌شود [۲۴].

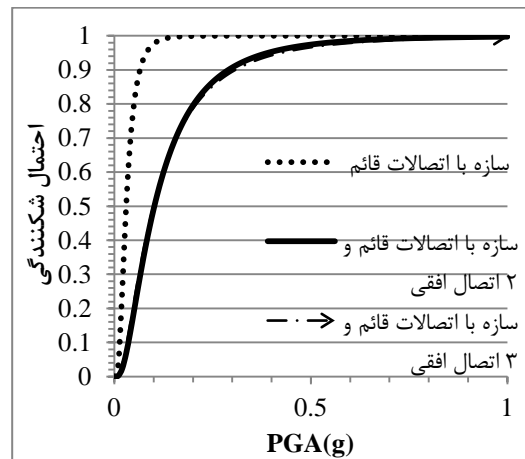
$$P[\leq D] = \Phi[(\ln X - \lambda)/\zeta] \quad (5)$$

که در آن  $\Phi$  تابع توزیع احتمال لوگ نرمال،  $X$  مشخصه لوگ نرمال توزیع شده حرکت زمین،  $\lambda$  و  $\zeta$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار استاندارد  $\ln X$  می‌باشد که در آن ساختمان به آستانه حالت آسیب  $D$ ، که با استفاده از نسبت‌های دررفت مجاز طبقه‌ای تعیین می‌شود، می‌رسد. این مقادیر نسبت دررفت در جدول (۳) آورده شده است.

هدف اصلی از این تحقیق بسط منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های پانلی پیش‌ساخته بتنی می‌باشد. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد برای تحلیل شکنندگی لرزه‌ای ساختمان چهار حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و خرابی کامل بر حسب نسبت دررفت طبقه‌ای در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۴- منحنی شکنندگی سازه برای مقایسه اتصالات (حالت آسیب شکست)



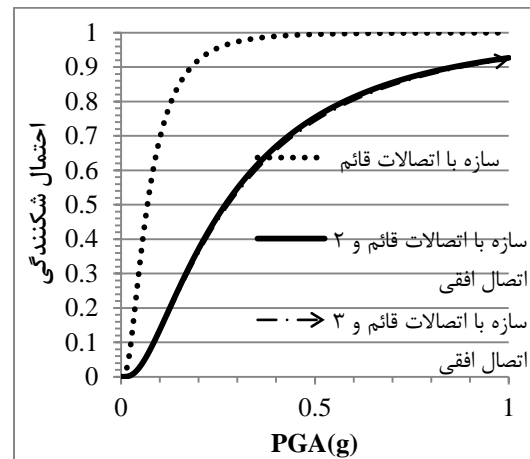
شکل ۱۱- منحنی شکنندگی سازه برای مقایسه اتصالات (حالت آسیب جزئی)

همانطور که ملاحظه می‌شود، در رفتار سازه دارای اتصالات قائم به همراه ۲ اتصال افقی با سازه‌ای که دارای اتصالات قائم به همراه ۳ اتصال افقی می‌باشد تفاوت چندانی وجود ندارد. از این رو به بررسی رفتار سازه در حالت بدون اتصال افقی و سازه دارای دو اتصال افقی پرداخته شده است.

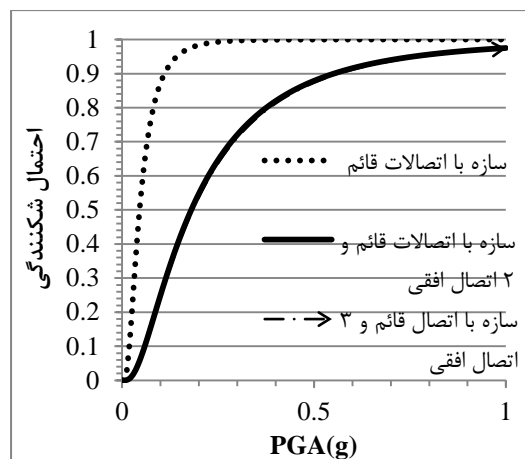
برای سازه با اتصالات قائم و افقی جایی که احتمال شکنندگی سازه به ۵۰٪ می‌رسد، مقدار PGA به ترتیب برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست برابر ۰/۱g، ۰/۱۸g، ۰/۲۷g و ۰/۴۲g می‌باشد و در سازه با اتصالات قائم این مقدار برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست به ترتیب برابر ۰/۰۳g، ۰/۰۵g، ۰/۰۷g و ۰/۱g می‌باشد.

اختلاف PGAها برای سازه با دو نوع از اتصالات برای احتمال شکنندگی ۵۰٪، برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست به ترتیب برابر ۰/۰۷g، ۰/۱۳g، ۰/۲g و ۰/۳۲g می‌باشد. از اختلاف بین PGAها می‌توان این نتیجه را برداشت کرد که هر چه سطح آسیب بالاتر رود این اختلاف هم بزرگ‌تر می‌شود و این بیانگر مؤثرتر بودن اتصالات افقی در شتاب‌های بالا می‌باشد.

هم‌چنین احتمال شکنندگی سازه زمانی که PGA به ۰/۳۵g می‌رسد، برای سازه با اتصالات توأمان قائم و افقی، برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست به ترتیب برابر با ۹۳٪، ۷۷٪، ۶۱٪ و ۴۴٪ می‌باشد. این احتمال برای سازه زمانی که تنها دارای اتصالات قائم است، برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست به ترتیب برابر با ۹۹٪، ۹۸٪ و ۹۴٪ خواهد بود.



شکل ۱۲- منحنی شکنندگی سازه برای مقایسه اتصالات (حالت آسیب متوسط)



شکل ۱۳- منحنی شکنندگی سازه برای مقایسه اتصالات (حالت آسیب اصلی)



- Curves", Engineering Mechanics, 2000, 126 (12), 1224-1231.
- [4] Tanaka, S., Kameda, H., Nojima, N., Ohnishi, S., "Evaluation of Seismic Fragility for Highway Transportation Systems", The 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, 2000, pp 0546.
- [5] Karim, K. R., Yamazaki, F., "Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility curves of Highway Bridge Piers Based on Numerical Simulation", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2001, 30 (12), 1839-1856.
- [6] Tekie, P. B., Ellingwood, B. P., "Seismic Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2003, 32 (14), 2221-2240.
- [7] Lu, Y., Gu, X., Guan, J., "Probabilistic Drift Limits and Performance Evaluation of Reinforced Concrete Columns", Structural Engineering, 2005, 131 (6), 966-978.
- [8] Tavakoli, B., Tavakoli, Sh., "Estimating the Vulnerability and Loss Functions of Residential Buildings", Journal of the International Society for the Prevention and Mitigation of Natural Hazards, 1993, 7 (2), 155-171.
- [۹] پیری زاده، م.، شکیب، ح.، "مقایسه روش های ارزیابی کمی آسیب پذیری ساختمان های بنایی غیر مسلح"، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، اردیبهشت، ۱۳۸۶.
- [10] Japan International Cooperation Agency (JICA), "The Study on Seismic Micro Zoning of the Greater Tehran Area in the Islamic Republic of Iran", Final Report, Centre for Earthquake and Environmental Studies of Tehran (CEST), 2000.
- [11] Mostafaei, H., Kabeyasawa, T., "Investigation and Analysis of Damage to Buildings during the 2003 Bam Earthquake", Bulletin of Earthquake Research Institute, 2004, 79, 107-132.
- [12] Bakhshi, A., Karami, K., "Method of Developing Fragility Curve- A Case Study for Seismic Assessment of Masonry Buildings in Iran", The 7<sup>th</sup> International Congress on Civil Engineering, 2006.
- [13] Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., Holmes, W. T., "Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss
- اختلاف احتمال شکنندگی برای سازه با دو نوع از اتصالات برای PGA زمانی که به 0.35g می رسد، برای حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست به ترتیب برابر با ۰.۲۲٪، ۰.۳۷٪ و ۰.۵۰٪ است.
- از اختلاف بین احتمال شکنندگی سازه ها می توان این نتیجه را برداشت کرد که برای یک PGA معین احتمال شکنندگی سازه های که دارای اتصالات قائم و افقی می باشد کمتر از سازه های است که تنها دارای اتصالات قائم است و تأثیر اتصالات افقی در سطوح بالاتر آسیب بیشتر است.
- #### ۴- جمع بندی نتایج
- در چهار حالت آسیب، شیب منحنی های شکنندگی برای سازه های که دارای اتصالات قائم و اتصال افقی می باشد، کمتر از سازه های است که تنها دارای اتصالات قائم است و این نشان دهنده آن است که سازه زمانی که دارای اتصالات افقی می باشد، در مقایسه با حالتی که سازه به این اتصالات تجهیز نشده باشد، رفتار مناسب تری در هنگام وقوع زلزله خواهد داشت.
  - منحنی های شکنندگی به دست آمده نشان گر این موضوع می باشند که تفاوت در تعداد اتصالات افقی تأثیر چندانی بر روی احتمال شکنندگی سازه نخواهد داشت و اگر تعداد اتصالات افقی بیشتر از ۲ در نظر گرفته شود تنها بر بار اقتصادی سازه افزوده خواهد شد.
  - به ازای احتمال شکنندگی ثابت به ترتیب در چهار حالت آسیب جزئی، متوسط، اصلی و شکست فاصله مابین منحنی های شکنندگی برای سازه های که دارای اتصالات افقی و قائم می باشد و سازه های که تنها دارای اتصالات قائم است، به ترتیب افزایش یافته است.
- #### ۵- مراجع
- [۱] سیدرزاقی، م.، "تهیه منحنی شکنندگی مخازن استوانه- ای فولادی نفت"، پایان نامه دکتری، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، ۱۳۸۵.
- [2] Hwang, H. M., Huo, J. R., "Probabilistic Seismic Damage assessment of Highway Bridges", The 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA, US, 1998.
- [3] Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J. H., Nagaruma, T., "Statistical analysis of Fragility

- Structure", *Engineering Structures*, 2006, 28, 289-303.
- [20] Kircil, M. S., Polat, Z., "Fragility Analysis of Mid-Rise R/C Frame Building", *Engineering Structures*, 2006, 28, 289-303.
- [21] Ramamoorthy, S. K, Gardoni, P., Bracci, J. M., "Probabilistic Demand Models and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames", *Journal of Structural Engineering*, 2006, 10, 1563-1571.
- [22] Soudki, K. A., Rizkalla, S. H., Leblanc, B., "Horizontal Connections for Precast Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Deformations, Part 1: Mild Steel Connections", *PCI Journal*, 1995, 34 (4), 78-96.
- [۲۳] هاشمی، ک.، مدح‌خوان، م.، سروقد مقدم، ع.، "تعیین ضریب رفتار سازه‌های پیش‌ساخته با پانل‌های بزرگ پیش‌ساخته بتنی"، روش‌های عددی در مهندسی (استقلال)، ۱۳۸۹، ۲۹ (۲)، ۱۱-۳۱.
- [۲۴] معرفت، م.، خان‌محمدی، م.، زاهدی، م.، "آنالیز شکنندگی لرزه‌ای برای ساختمان‌های بتن مسلح متداول"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ایران، اردیبهشت، ۱۳۸۷.
- Estimation", *Earthquake Spectra*, 1997, 13 (4), 663-680.
- [14] Symth, A., Altay, G., Deodatis, G., Erdik, M., Franco, G., Gu Ikan, P., et al., "Benefit-Cost Analysis for Earthquake Mitigation: Evaluating Measures for Apartment Houses in Turkey", *Earthquake Spectra*, 2004, 20 (1), 171-203.
- [15] Erberik, M. A., Elnashai, A. S., "Fragility Analysis of Flat-Slab Structures", *Engineering Structures*, 2004, 26, 937-948.
- [16] HAZUS, "Earthquake Loss Estimation Methodology", Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, US, 1997.
- [17] Shome, N., Cornell, C. A., "Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures", PhD Thesis, Stanford University, 1999.
- [۱۸] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰-۸۴، ویرایش سوم"، ۱۳۸۴، ص ۱۳-۲۴.
- [19] Kwon, O. S., Elnashai, A., "The Effect of Material and Motion Uncertainty on the Seismic Vulnerability Curve of RC

## EXTENDED ABSTRACTS

# Developing Fragility Curves for Precast Concrete Structures

M. Farzam, M. Barghian, B. Arghavani Khah

*Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran*

**Received:** 25 October 2015; **Accepted:** 29 June 2016

---

**Keywords:** Fragility curve, Concrete Precast Structure, Performance limit, Analysis time history

---

## 1. Introduction

The use of precast concrete structures - due to better quality and reduced time to build- is a suitable economic option for multi-story buildings. In many countries, prefabricated structural systems are generally very economical structures compared with other conventional residential structures.

Prefabricated structures are classified in four categories: large panel systems, frame systems, columns - slabs together with wall systems and complex systems. The system which will be addressed in this study is the large panel system. This system can be applied to structures in which the precast load bearing walls are used as the main system to withstand large loads. As the seismic behavior of these structures severely depends on vertical and horizontal connections between panels, therefore the behavior of these connections are studied in this research. Horizontal connections are the connections which are placed horizontally and are used to connect panels laterally. Vertical connections connect upper parts of a panel to the lower parts.

Due to the placement of the panels together, three distinct forms of structures built with prefabricated panels are classified as follows:

- 1) Transverse walls systems
- 2) Longitudinal walls systems
- 3) Double sided systems

## 2. Methodology

### 2.1. Experimental study

There are a variety of tools for vulnerability assessment methods in terms of cost and accuracy [1]. To determine the seismic vulnerability of buildings, fragility curves are commonly used in the literature where these curves provide damage probability as a function of ground motion characteristics and design parameters [2-4]. A random point on the fragility curve shows that the damage under an earthquake of a given intensity will exceed a certain damage state. It is assumed that the fragility curves can be expressed in the form of a two-parameter lognormal distribution function. Based on the assumption, the cumulative probability of the occurrence of damage, is equal or higher than the damage level of  $D$ , and is expressed as [5]:

$$P [\leq D] = \Phi [(lnX - \lambda)/\zeta] \quad (1)$$

Where  $\Phi$  is the standard normal cumulative distribution function,  $X$  is the lognormal distributed ground motion, and  $\lambda$ ,  $\zeta$  are the median value and the standard deviation of  $lnX$ .

In the current study, to develop fragility curves for precast concrete structures, four damage states, minor, moderate, major and fracture damages in terms of average inter-story drift ratio were considered.

---

\* Corresponding Author

*E-mail addresses:* mafarzam@tabrizu.ac.ir (Masoud Farzam), barghian@tabrizu.ac.ir (Majid Barghian), b.arghavani@ms.tabrizu.ac.ir (Bita Arghavani).

### 2.2. FE modeling

In this study, an old building with concrete precast panels - which was located in Eastern Azarbaijan province - was studied. SAP2000 software was used to model and analyze structures.

### 3. Results and discussion

The construction of fragility curves for mentioned structure was provided and studied. The performance and impact on the shape of the curve fitting of the panels were investigated.

It was observed that when there was only vertical connection-for minor damage-the PGA amount reached to 0.03g for the drift of damage level. The PGA amount was 0.05g, 0.07g and 0.10g for moderate, major and fracture damages, respectively. While, when there were horizontal and vertical connections simultaneously, the PGA amount was 0.25g, 0.46g, 0.7g and 1.1g for minor, moderate, major and fracture damages, respectively. The results indicate that the more damage level the more difference happens for PGA in which the structure drift reaches to damage level. Therefore, the difference gets high for PGA for a structure with and without a horizontal connection. This matter indicates that the effect of horizontal connections is high for higher accelerations.

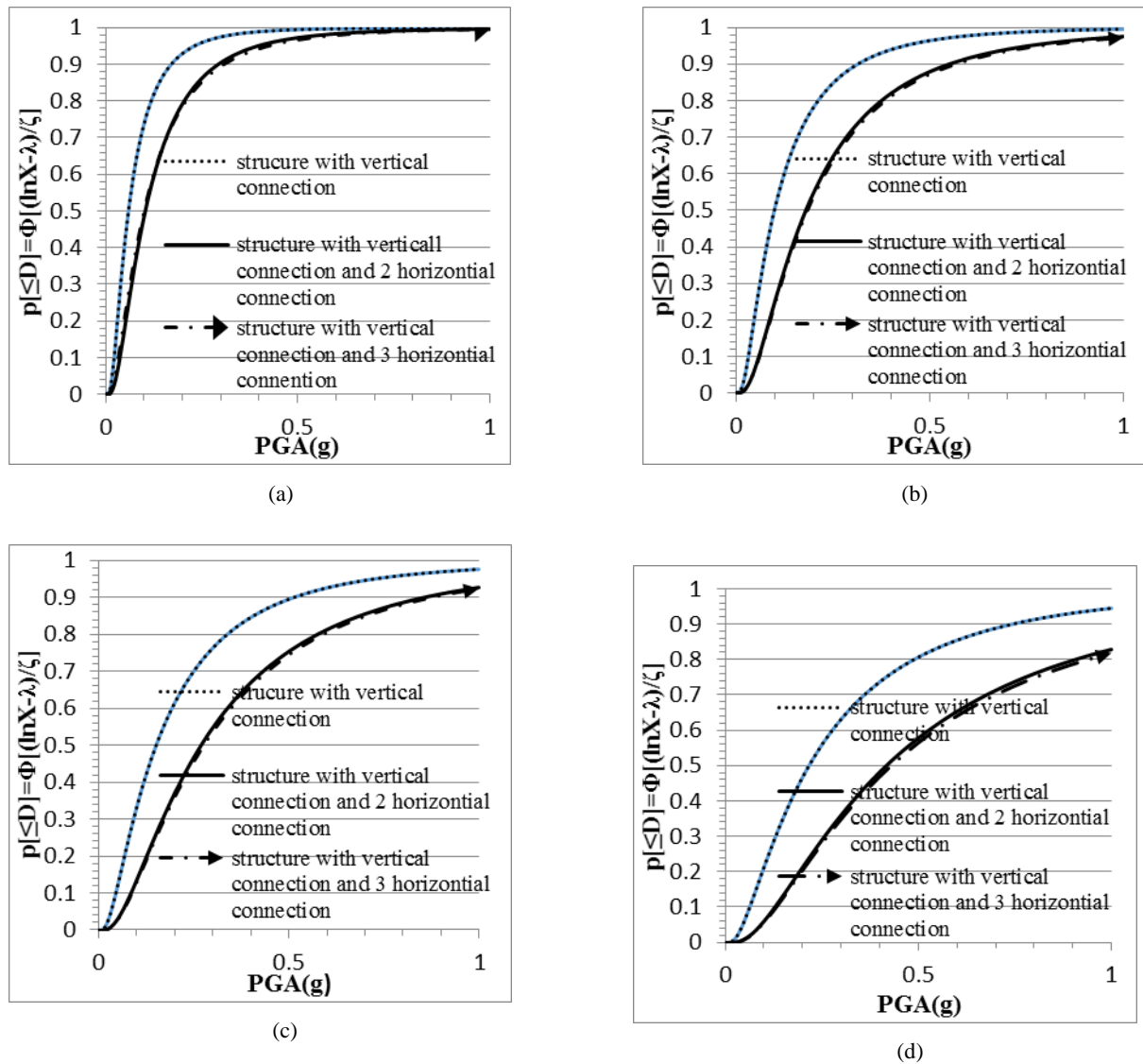


Fig. 1. Fragility curves of existing building for comparison connection for (a) minor, (b) moderate, (c) major, and (d) fracture damage states in terms of PGA.

There was only a vertical connection-for minor damage- that the probability of fragility reached to 100% for PGA equal to 0.35g. The probability of fragility was 99%, 98%, 94% for moderate, major and fracture damages, respectively. While, when there were horizontal and vertical connections simultaneously, the probability of fragility was 93%, 77%, 61%, 44% for minor, moderate, major and fracture damages, respectively. The results indicate that the probability of fragility for the structure with horizontal and vertical connections simultaneously is less than the structure with the vertical connection for the determined PGA. Therefore, the difference gets high for the probability of fragility for a structure with and without horizontal connections. This matter indicates that the effect of horizontal connections is high for higher damage level.

#### 4. Conclusions

The slope of the fragility curves for the structure with the horizontal and vertical connections is less than the structure with the vertical connection at all damage states. It is indicated that the structures with the horizontal connection act better than the structures without it.

The fragility curves obtained indicates that the difference in the numbers of the horizontal connection will not affect the probability of structural fragility, and that the numbers of horizontal connections more than 2 will add the structure economic burden.

#### 5. References

- [1] Hwang, H. M., Huo, J. R., "Probabilistic Seismic Damage assessment of Highway Bridges", The 6<sup>th</sup> US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA, US, 1998.
- [2] Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J. H., Nagaruma, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Engineering Mechanics*, 2000, 126 (12), 1224-1231.
- [3] Tanaka, S., Kameda, H., Nojima, N., Ohnishi, S., "Evaluation of Seismic Fragility for Highway Transportation Systems", The 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, 2000, pp 0546.
- [4] Karim, K. R., Yamazaki, F., "Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility curves of Highway Bridge Piers Based on Numerical Simulation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2001, 30 (12), 1839-1856.
- [5] Marefat, M., Khan Mohammadi, M., Zahedi, M., "Seismic Fragility Analysis for Conventional Reinforced Concrete Buildings", The 4<sup>th</sup> National Congress of Civil Engineering, University of Tehran, Iran, May, 2008.