



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره ۴۸، شماره ۴، زمستان ۱۳۹۵، صفحه ۴۵۹ تا ۴۷۴
Vol. 48, No. 4, Winter 2016, pp. 459-474



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست

Amirkabir Journal of Science and Research
Civil and Environmental Engineering
(AJSR-CEE)

ارزیابی اثر شکست اتصال‌ها و چیدمان اتصال‌های شکننده بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

بنیامین محبی*

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی

(دریافت: ۱۳۹۳/۷/۱۲، پذیرش: ۱۳۹۴/۴/۱۳)

چکیده

تأمین شکل‌پذیری در اعضا در طرح لرزه‌ای سازه‌ها همواره مورد توجه مهندسين بوده است. با این حال، پراکندگی فراوانی در عملکرد اتصال‌های خمشی فولادی در زلزله‌های اخیر رخ داده که اغلب به علت رفتار ترد اتصال بوده است. هدف در این پژوهش، بررسی تأثیر چیدمان اتصال‌های شکننده قاب‌های خمشی فولادی بر رفتار کلی این قاب‌ها است. برای این کار، توزیع اتصال‌های شکننده قبل از نورتریج با استفاده از الگوریتم ژنتیک بهینه شده است تا حساسیت پاسخ لرزه‌ای سازه به چیدمان اتصال‌های با شکست زود هنگام برای دو سطح خطر مختلف برآورد گردد. از این رو، شکست در تیرها و ستون‌ها به صورت جداگانه مدل شده‌اند. همچنین اتصال‌های غیرکاهنده نیز به موازات اتصال‌های شکننده مدل شده‌اند تا امکان مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها فراهم گردد. در ادامه یک ارزیابی احتمالاتی برای تخمین قابلیت اطمینان سازه تحت شرایط فوق با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی انجام گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که بهینه‌کردن چیدمان اتصال‌ها، تأثیر بسزایی را بر پاسخ جابجایی قاب خواهد داشت.

کلمات کلیدی:

شکست اتصال، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی، ارزیابی احتمالاتی

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:
Mohebi, B., 2016. "Evaluation of the Effect of Connection Fracture and Configuration of Fracturing Connections on Seismic Performance of Steel Moment Frames". *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), pp. 459-474.
DOI: 10.22060/ceej.2015.497
URL: http://ceej.aut.ac.ir/article_497.html

E-mail: mohebi@eng.ikiu.ac.ir نویسنده مسئول و عهده‌دار مکاتبات:



۱- مقدمه

در این حالت و با استفاده از بروزترین روش‌های تحلیل انجام گیرد. برای این کار، دو قاب خمشی ویژه ۵ و ۹ طبقه فولادی مورد بررسی قرار گرفته شده‌اند و شکست در اعضای تیر و ستون به صورت جداگانه مدل شده است. برای مدلسازی پراکندگی ذاتی در شکست اتصال‌ها قبل از نورتريج^۹، از الگوریتم ژنتیک [۸] استفاده شده است تا حالتی که منتهی به بیشینه پاسخ سازه می‌شود، بدست آید. سپس عملکرد سازه برای سطوح عملکردی مختلف با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^{۱۰} (IDA) [۹] محاسبه شده است. برای درک بهتر رفتار سازه‌های دارای این گونه از اتصال‌ها، این قاب‌ها همزمان با اتصال‌های غیرکاهنده (شکل‌پذیر) برای مقایسه نیز مدل شده‌اند. در پایان، یک روش ارزیابی احتمالاتی بکار گرفته شد تا سطح اطمینان سازه‌ها برای حالت‌های حدی مورد نظر بررسی شود.

۲- شکست اتصال

مطالعات انجام‌شده پس از زلزله نورتريج نشان داده است که این اتصال‌ها به علت وقوع شکست ترد قادر به تحمل دوران‌های مورد انتظار در طراحی نیستند [۱۰]. حتی تعدادی از این اتصال‌ها نیز در ناحیه الاستیک دچار شکست شده‌اند که در اصطلاح به آن شکست زود هنگام^{۱۱} گفته می‌شود. در حدود ۲۵ درصد از این اتصال‌ها دچار شکست زود هنگام شده و ۷۵ درصد دیگر پس از ناحیه الاستیک شکسته می‌شوند [۱۱]. با این حال برخلاف مطالعات گسترده انجام‌شده در این زمینه، علت پراکندگی در رفتار این اتصال‌ها به علت عدم شناخت کامل سازوکار شکست آن‌ها به صورت دقیق، مشخص نیست. بنابراین، برخی از محققین یک توزیع تصادفی برای نوع شکست در نظر گرفته‌اند [۱۲]. آزمایش‌ها نشان می‌دهند که ترک از بال پایینی تیر آغاز شده و به نواحی دیگر قابل گسترش است. گسترش ترک در برخی از آزمایش‌ها تا کل مقطع بال ستون ادامه یافته است [۱۳].

بنابراین، اغلب برای مدلسازی رفتار پس-شکست این اتصال‌ها به علت پیچیدگی این پدیده، شکست در تیر و ستون به صورت جداگانه بررسی شده است. شکل (۱)، نمای کلی رفتار لنگر-دوران یک اتصال را قبل از نورتريج نشان می‌دهد. همچنین تعدادی از این تحقیقات نیز بر بهبود عملکرد این اتصال‌ها متمرکز بوده‌اند که منجر به معرفی اتصال‌های پس از نورتريج^{۱۲} شدند. مطابق با شکل (۲)، شکل‌پذیری این اتصال‌ها به میزان قابل ملاحظه‌ای بهبود یافته است.

تاکنون تعداد معدودی مدل تحلیلی برای مدلسازی رفتار پس-شکست اتصال‌های قبل از نورتريج معرفی شده‌اند [۱۴-۱۶]. لوکو و کرنل [۲۵]^{۱۳} نیز بر اساس داده‌های آزمایشگاهی، یک مدل رفتاری برای

کاهش خسارت سازه‌ای برای جلوگیری از تلفات جانی همواره از اهداف طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بوده است. به این منظور، ملاحظات طرح لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های طراحی برای تأمین شکل‌پذیری بیشتر اعضا دستخوش تغییر شده‌اند. با این حال، در زلزله نورتريج^۱ تعداد زیادی از اتصال‌های جوشی در قاب‌های خمشی فولادی رفتار غیرشکل‌پذیری را از خود نشان دادند که منجر به خسارت‌های فراوان در سازه‌های با پیکربندی‌های مختلف در یک محدوده وسیع شد. در مطالعات میدانی به عمل آمده پس از زلزله، مشخص شد که عمده خسارت‌ها به علت شکست ترد اتصال، کمانش‌های موضعی و همین‌طور تغییر شکل‌های زیاد ناحیه چشمه اتصال بوده است [۱]. همچنین پراکندگی گسترده در عملکرد اتصال‌ها نیز مشاهده شد که به نوسان‌های کیفیت فولاد مصرفی و نیز کیفیت ساخت نسبت داده شد [۲]. پس از زلزله، مطالعات متعددی بر روی عملکرد اتصال‌های قاب‌های خمشی صورت گرفت. رودر^۲ [۳] در ابتدا بر روی شناخت سازوکار گسیختگی، حالت‌های شکست و مؤلفه‌هایی که عملکرد اتصال را تحت تأثیر قرار می‌دهند متمرکز شد. مله^۳ [۴] با مقایسه ملاحظات طراحی آیین‌نامه‌های ژاپن، اروپا و آمریکا سعی کرد تا عوامل تأثیرگذار بر عملکرد اتصال را بیابد. برنوتزی و همکاران^۴ [۵] روشی را برای تخمین شکل‌پذیری و ظرفیت باربری اتصال معرفی کردند و با استفاده از آن، رویکردی را برای طرح لرزه‌ای این اتصال‌ها ارائه نمودند. فوج و یون^۵ [۶] یک مدل تحلیلی برای تخمین رفتار هیستریزس^۶ اتصال‌های خمشی به منظور بررسی تأثیر رفتار این اتصال بر رفتار کلی سازه ارائه کردند. همچنین تعدادی نمونه آزمایشگاهی بر روی میز لرزه به همراه مدلسازی عددی متناظر با آن‌ها توسط راجرز و مهین^۷ [۷] انجام شد. با این حال در تمامی این آزمایش‌ها، پراکندگی گسترده‌ای در نتایج مشاهده شده است که بر پیچیدگی رفتار پس-شکست^۸ این اتصال‌ها و نیز تأثیر آن‌ها بر عملکرد قاب می‌افزاید. از این رو، تأثیر شکست ناگهانی و پیش‌بینی‌نشده این اتصال‌ها برخلاف تحقیقات متعدد انجام‌شده، هنوز با ابهام‌هایی همراه است. بنابراین، نیاز به یک تحقیق جداگانه برای شناخت بیشتر حالت‌های محتمل شکست اتصال‌ها در یک قاب برای مصارف بهسازی احساس می‌شود.

با توجه به آن که در مطالعات گذشته اثر چیدمان اتصال‌های شکننده به علت پراکندگی زیاد نتایج مورد مطالعه قرار نگرفته و این اثر به صورت تصادفی در نظر گرفته شده است، در این پژوهش هدف آن است که علاوه بر بررسی تأثیر چیدمان اتصال‌ها در رفتار کلی سازه‌ها، رفتار سازه‌ها

¹ Northridge

² C. W. Roeder

³ E. Mele

⁴ C. Bernuzzi et al.

⁵ D. A. Foutch and S. Yun

⁶ Hysteresis

⁷ J. E. Rodgers and S. A. Mahin

⁸ Post-fracture

⁹ Pre-Northridge

¹⁰ Incremental Dynamic Analysis

¹¹ Early Fracture

¹² Post-northridge

¹³ Luco and Cornell

بر اساس بقای بهترین نمونه سازگار با شرایط عمل می‌کند [۱۸]. ایده این روش برآمده از فرضیه تکامل ژنتیکی است؛ به طوری که جستجو از یک جمعیت از پیش تعیین شده آغاز شده و به تمامی فضای جستجو گسترش می‌یابد. الگوریتم ژنتیک ساده شده از سه فرآیند تولد، تقاطع^۲ و جهش^۳ برای یافتن پاسخ بهینه استفاده می‌کند [۸]؛ به این ترتیب که بقای سازگارترین نمونه‌ها در نسل بعدی به وسیله تولد انجام می‌شود. تقاطع نیز اطلاعات والد‌ها را در هم ترکیب می‌کند تا اطلاعات جدیدی حاصل شود. این فرآیند شبیه به امتزاج جنسی دو والد برای تولید نسل در طبیعت است. تقاطع تک‌نقطه‌ای^۴ (که در این تحقیق استفاده شده است)، اطلاعات هر والد را به دو قسمت تقسیم می‌کند. سپس بخش‌های متناظر والد‌ها را با هم ترکیب کرده تا ترکیبی جدید ایجاد گردد. جهش نیز امکان ایجاد یک نمونه کاملاً جدید را فراهم می‌آورد. این پدیده همانند جهش ژنتیکی در طبیعت عمل می‌کند و این فرآیند بارها تکرار می‌شود تا نمونه‌ای که بیشترین سازگاری را با نتیجه مورد نظر دارد، یافت شود [۱۹].

۴- مدل‌سازی و رکوردهای زلزله

۴-۱- مدل‌های سازه‌ای

در این تحقیق، دو قاب خمشی ۵ و ۹ طبقه فولادی ویژه برای تحلیل انتخاب شده‌اند. فرض شده است که سازه‌ها در شهر تهران با لرزه‌خیزی بسیار زیاد و بر روی خاک نوع III [۲۰] واقع شده‌اند. مدل‌ها در پلان مربع شکل بوده و مطابق با شکل (۴) دارای دهانه‌های ۴ متری و طبقات ۳/۲ متری هستند. این سازه‌ها به علت منظم بودن ساختمان‌ها به صورت دوبعدی مدل شده‌اند.

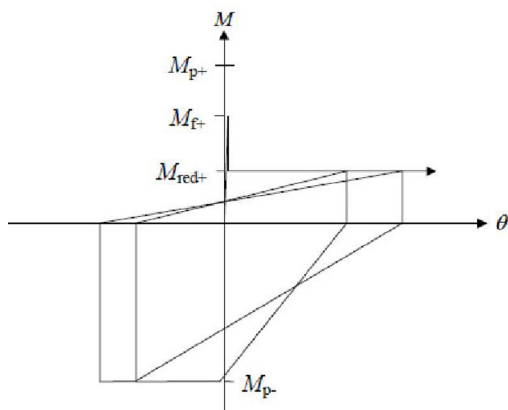
شکل (۴) قاب دوبعدی انتخاب شده برای تحلیل را نشان می‌دهد. طراحی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ انجام شده و بار مرده و زنده طبقات نیز به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ شده است.

¹ Reproduction

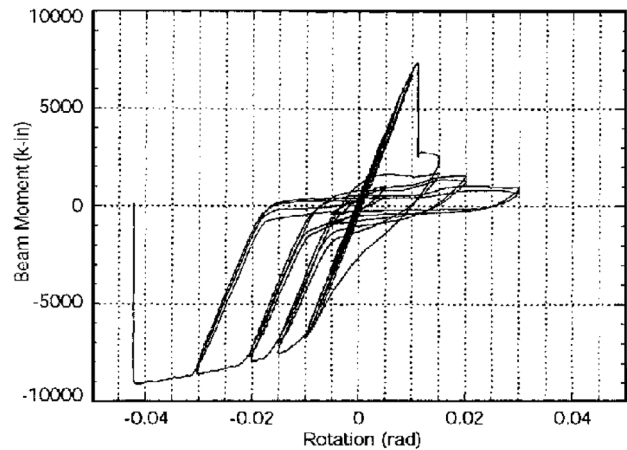
² Crossover

³ Mutation

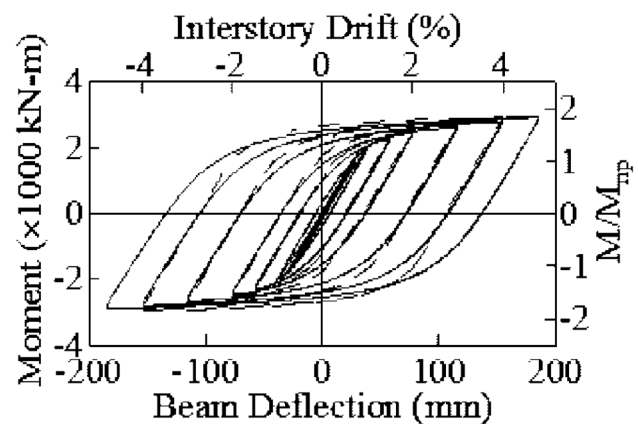
⁴ One-point Crossover



ب) شکست زود به هنگام



شکل (۱): رفتار لنگر-دوران اتصال قبل از نورتریج [۷]

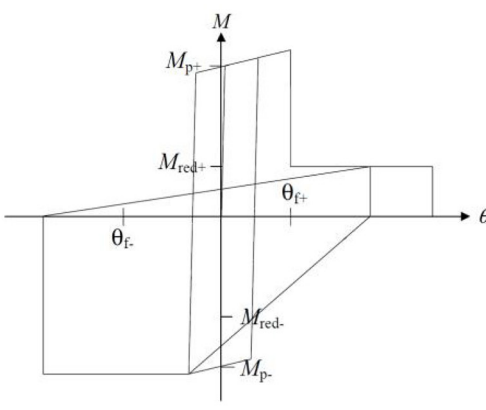


شکل (۲): رفتار اتصال پس از نورتریج [۱۸]

شکست زود هنگام و شکست در ناحیه غیرالاستیک و مطابق با شکل (۳) ارائه دادند.

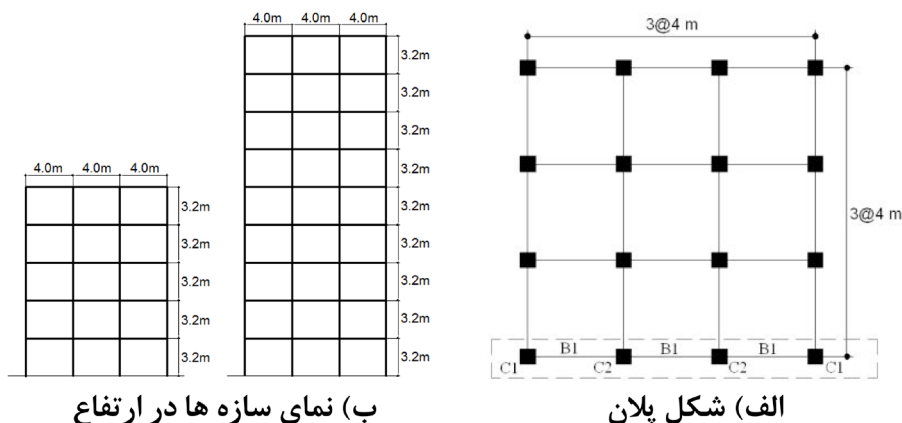
۳- الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک یک روش مؤثر جستجو برای بهینه‌یابی است که



الف) شکست در دوران از قبل تعیین شده

شکل (۳): مدل هیبرترزیس تحلیلی اتصال‌های شکننده [۲۵]



شکل (۴): نمای کلی سازه‌های استفاده شده

رسیدن به نتایج با دقت قابل قبول کفایت می‌کند [۲۱]. در این تحقیق، از ۲۰ رکورد زلزله با بزرگای به نسبت بالا ($0.7 < M_w < 6.5$) و فاصله از گسل کم ($R < 3.0$) استفاده شده است. این مقادیر بر اساس تحلیل خطر زلزله انجام شده برای شهر تهران [۲۲] انتخاب شده‌اند. تمامی رکوردها بر روی خاک نوع III ثبت شده و بدون جهت‌داری زلزله هستند. جدول (۲) رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌ها را نشان می‌دهد.

۴-۳- مدلسازی تحلیلی

در این تحقیق، شکست اتصال در تیرها و ستون‌ها به طور جداگانه در نظر گرفته شده است. مفاصل پلاستیک به صورت فنرهای غیرخطی متمرکز در دو انتهای اعضا در وجه اتصال تیر-ستون مدل شده‌اند و فرض شده است که هر اتصال هنگامی که به دوران از پیش تعیین شده‌ای برسد، دچار شکست ترد می‌شود. همان‌طور که پیشتر نیز گفته شد، فرض شده است که ۲۵ درصد اتصال‌ها دچار شکست زود هنگام می‌شوند. مؤلفه‌های هیستریزس اعضا بر اساس مقادیر پیشنهادی لوکو و کرنل [۲۱] و مطابق با جدول (۳) در نظر گرفته شده‌اند. برای تحلیل‌ها از نرم‌افزار IDASS [۲۳] استفاده شده است. این نرم‌افزار نسخه ارتقاء یافته

جدول (۳): مؤلفه‌های چرخه هیستریزس اتصال‌های خمشی [۲۱]

| شکست تیر | | | | |
|------------|-----------|---------------|---------------|---------------|
| نوع شکست | M_f/M_p | θ_{f+} | θ_{f-} | M_{red}/M_p |
| زود بهنگام | ۰/۷۵ | - | ∞ | ۰/۳ |
| تعیین شده | - | ۰/۰۱۵ | ∞ | ۰/۳ |
| شکست ستون | | | | |
| نوع شکست | M_f/M_p | θ_{f+} | θ_{f-} | M_{red}/M_p |
| زود بهنگام | ۰/۷۵ | - | ∞ | ۰/۲ |
| تعیین شده | - | ۰/۰۱۵ | ∞ | ۰/۲ |

دوره تناوب غالب سازه‌ها به ترتیب ۱/۰ و ۱/۵ ثانیه است. مقاطع اعضا در جدول (۱) نشان داده شده‌اند.

۴-۲- رکوردهای زلزله

تحقیقات نشان می‌دهند که استفاده از ۱۰ الی ۲۰ رکورد زلزله برای انجام تحلیل‌های غیرخطی بر روی سازه‌هایی با ارتفاع متوسط به منظور

جدول (۱): مقاطع اعضای سازه‌ها

| سازه ۵ طبقه | | | |
|-------------|--------|--------|--------|
| طبقه | C_2 | C_1 | B_1 |
| ۱ | IPB280 | IPB220 | IPE330 |
| ۲ | IPB280 | IPB220 | IPE330 |
| ۳ | IPB280 | IPB220 | IPE330 |
| ۴ | IPB240 | IPB200 | IPE270 |
| ۵ | IPB240 | IPB200 | IPE270 |
| سازه ۹ طبقه | | | |
| طبقه | C_2 | C_1 | B_1 |
| ۱ | IPB360 | IPB280 | IPE360 |
| ۲ | IPB360 | IPB280 | IPE360 |
| ۳ | IPB360 | IPB280 | IPE360 |
| ۴ | IPB300 | IPB240 | IPE360 |
| ۵ | IPB300 | IPB240 | IPE300 |
| ۶ | IPB300 | IPB240 | IPE300 |
| ۷ | IPB280 | IPB240 | IPE300 |
| ۸ | IPB280 | IPB240 | IPE300 |
| ۹ | IPB280 | IPB240 | IPE300 |

¹ Inelastic Damage Analysis of Structural

جدول (۲): رکوردهای مورد استفاده در تحلیل

| ردیف | نام | سال | ایستگاه | ϕ | خاک | M | R (km) | PGA (g) |
|------|--------------------|------|------------------------------|--------|-----|-----|--------|---------|
| ۱ | San Fernando | ۱۹۷۱ | LA - Hollywood Stor Lot | ۹۰ | III | ۶/۶ | ۲۱/۲ | ۰/۱۷۴ |
| ۲ | Imperial Valley | ۱۹۷۹ | Cucapah | ۸۵ | III | ۶/۵ | ۲۳/۶ | ۰/۱۷۲ |
| ۳ | Superstition Hills | ۱۹۸۷ | Brawley | ۲۲۵ | III | ۶/۷ | ۱۸/۲ | ۰/۱۵۶ |
| ۴ | Superstition Hills | ۱۹۸۷ | Wildlife Liquef. Array | ۳۶۰ | III | ۶/۷ | ۲۴/۴ | ۰/۲۰۷ |
| ۵ | Superstition Hills | ۱۹۸۷ | Plaster City | ۱۳۵ | III | ۶/۷ | ۲۱ | ۰/۱۸۶ |
| ۶ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Agnews State Hospital | . | III | ۶/۹ | ۲۸/۲ | ۰/۱۷۲ |
| ۷ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Capitola | ۹۰ | III | ۶/۹ | ۱۴/۵ | ۰/۴۴۳ |
| ۸ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Gilroy Array #3 | ۹۰ | III | ۶/۹ | ۱۴/۴ | ۰/۳۶۷ |
| ۹ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Gilroy Array #4 | ۹۰ | III | ۶/۹ | ۱۶/۱ | ۰/۲۱۲ |
| ۱۰ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Gilroy Array #7 | . | III | ۶/۹ | ۲۴/۲ | ۰/۲۲۶ |
| ۱۱ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Hollister City Hall | ۹۰ | III | ۶/۹ | ۲۸/۲ | ۰/۲۴۷ |
| ۱۲ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Hollister Differential Array | ۲۲۵ | III | ۶/۹ | ۲۵/۸ | ۰/۲۷۹ |
| ۱۳ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Sunnyvale - Colton Ave. | ۲۷۰ | III | ۶/۹ | ۲۸/۸ | ۰/۲۰۷ |
| ۱۴ | Northridge | ۱۹۹۴ | LA - Fletcher Dr. | ۲۳۴ | III | ۶/۷ | ۲۹/۵ | ۰/۲۴ |
| ۱۵ | Northridge | ۱۹۹۴ | Canoga Park - Topanga Can. | ۱۹۶ | III | ۶/۷ | ۱۵/۸ | ۰/۴۲ |
| ۱۶ | Northridge | ۱۹۹۴ | LA - N Faring Rd. | ۹۰ | III | ۶/۷ | ۲۳/۹ | ۰/۲۷۳ |
| ۱۷ | Northridge | ۱۹۹۴ | LA - Saturn St. | ۱۱۰ | III | ۶/۷ | ۳۰ | ۰/۴۳۹ |
| ۱۸ | Northridge | ۱۹۹۴ | Glendale - Las Palmas | ۲۶۷ | III | ۶/۷ | ۲۵/۴ | ۰/۲۰۶ |
| ۱۹ | Northridge | ۱۹۹۴ | La Crescenta-New York | ۱۸۰ | III | ۶/۷ | ۲۲/۳ | ۰/۱۵۹ |
| ۲۰ | Northridge | ۱۹۹۴ | LA - Hollywood Stor FF | ۹۰ | III | ۶/۷ | ۲۵/۵ | ۰/۲۳۱ |

تصادفی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده و جابجایی نسبی طبقات محاسبه شده‌اند. در ادامه، تحلیل‌های دیگری نیز صورت گرفته است تا میزان حساسیت نتایج جابجایی نسبی طبقات به آرایش فضایی اتصال‌های دارای شکست زود هنگام مشخص شود. این کار با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام شده است. برای این کار، اتصال‌های هر سازه به ترتیب شماره‌گذاری شده‌اند. عدد یک به اتصال‌های با شکست زود هنگام و عدد صفر نیز به سایر اتصال‌ها اختصاص داده شده است. به این ترتیب، یک رشته دودویی^۲ ایجاد شده تا نسل اول را برای بهینه‌سازی شکل دهد. سازگاری به عنوان بیشینه جابجایی نسبی طبقات تعریف شده و از طریق انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی محاسبه می‌شود. در نهایت، هدف یافتن آرایشی از اتصال‌ها با شکست زود هنگام بوده که ایجاد بیشترین جابجایی نسبی را در سازه نماید؛ در حالی که قید تعداد ۲۵ درصد اتصال‌ها با شکست زود هنگام برقرار بماند. برای انجام تحلیل

نرم‌افزار IDARC^۱ [۲۴] است که قابلیت مدل‌سازی شکست اتصال‌های فولادی را دارد.

رفتار غیرخطی چشمه اتصال در مدل‌سازی لحاظ نشده است. زیرا این مؤلفه سبب افزایش جابجایی سازه شده و تفسیر اثر شکست اتصال را بر پاسخ سازه پیچیده‌تر می‌کند. در مدل‌سازی اثر $P-\Delta$ لحاظ شده است. به همین ترتیب، دیگر اتصال‌ها به صورت اتصال‌های غیرکاهنده شکل‌پذیر مدل شده‌اند تا امکان مقایسه رفتار قاب‌ها تحت دو نوع اتصال قبل از نورتریج و پس از نورتریج میسر شود.

۵- بهینه‌سازی چیدمان اتصال‌ها

همان‌طور که پیشتر نیز گفته شد، به علت کمبود اطلاعات در ارتباط با سازوکار شکست اتصال‌ها، فرض شده است که شکست زود هنگام به صورت تصادفی رخ دهد. بنابراین، تحلیل اولیه با در نظر گرفتن آرایش

^۲ Binary

^۱ Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures

به طوری که تغییرات چندانی در سازه ۹ طبقه در سطح خطر ۱ رخ نداده است. نتایج مشابهی در مطالعات میدانی بعد از زلزله نورتریج [۱-۲] و همین‌طور در تحقیقاتی که پس از آن توسط لوکو [۱۲] انجام گرفته نیز گزارش شده است. در ضمن، واضح بوده که افزایش شدت زلزله سبب افزایش پراکندگی پاسخ سازه شده است. این پدیده می‌تواند به علت شکست تعداد بیشتری اتصال و در نتیجه دوران‌های پلاستیک بالاتر در اعضا باشد. در جدول (۴)، مقادیر میانه بیشینه (θ_{ave}) و متوسط بیشینه جابجایی نسبی طبقات (θ_{max}) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهند که جابجایی نسبی طبقات در حالت بهینه می‌تواند تا ۶۰ درصد بیشتر از معادل آن در حالت تصادفی باشد که این موضوع، تأثیر قابل ملاحظه آرایش اتصال‌ها را در پاسخ سازه نشان می‌دهد.

۶- ارزیابی احتمالاتی

۶-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی

تحلیل IDA، یک روش تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها و روشی

دینامیکی غیرخطی رکوردهای زلزله به طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای دو سطح خطر ۱۰/۵۰ درصد (سطح خطر ۱) و ۲/۵۰ درصد (سطح خطر ۲) سال مقیاس شده‌اند. مقادیر طیف آیین‌نامه برای سطح خطر ۲، ۱/۵ برابر شده‌اند. شکل‌های (۵) و (۶)، مقادیر میانه^۱ بیشینه جابجایی طبقات را برای دو سطح خطر فوق نشان می‌دهد. مقادیر میانه با استفاده از رابطه پیشنهادی کرنل و لوکو^۲ [۲۵] مطابق با رابطه (۱) محاسبه شده‌اند:

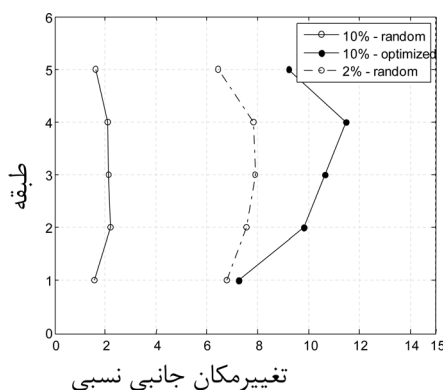
$$"median" \equiv \exp \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(\theta_i) \right] \quad (1)$$

که در آن، n تعداد رکوردهای زلزله است.

مطابق با شکل‌ها، شکست اتصال‌های تیر تأثیر بسزایی بر جابجایی نسبی سازه دارد. در سطح خطر ۱ و ۲، هر دو سازه ۵ و ۹ طبقه دچار ناپایداری کلی شده‌اند که تفسیر نتایج را ناممکن کرده است. برخلاف تیرها، شکست اتصال‌های ستون تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر نتایج ندارد؛

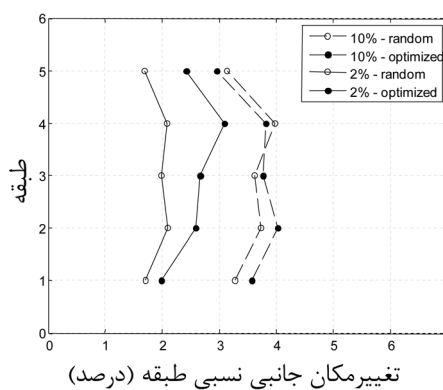
¹ Median

² C. A. Cornell and N. Luco

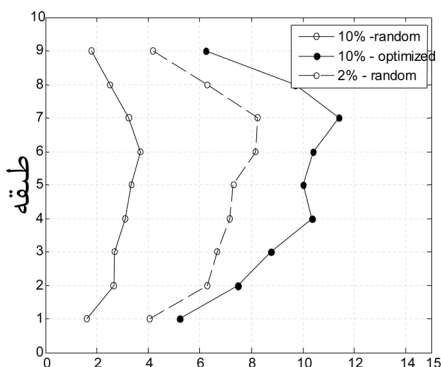


ب) شکست در تیر

شکل (۵): بیشینه جابجایی نسبی طبقات قاب ۵ طبقه برای سطوح عملکرد ۱ و ۲

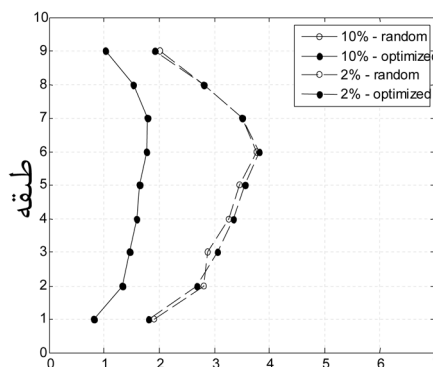


الف) شکست در ستون



ب) شکست در تیر

شکل (۶): بیشینه جابجایی نسبی طبقات قاب ۹ طبقه برای سطوح عملکرد ۱ و ۲



الف) شکست در ستون

جدول (۴): اثر چیدمان اتصال‌ها بر جابجایی نسبی سازه

| سازه ۵ طبقه | | | | | | | |
|-------------|-------|--------|------------|-------|--------|-------|----------------|
| شکست ستون | | | شکست تیر | | | | |
| افزایش (%) | بهینه | تصادفی | افزایش (%) | بهینه | تصادفی | | |
| ۰/۰ | ۱/۴۸ | ۱/۴۴ | ۵۹/۷ | ۳/۲۹ | ۲/۰۶ | ۱۰/۵۰ | θ_{ave} |
| -۰/۹ | ۲/۱۴ | ۲/۱۶ | - | - | ۳/۴۱ | ۲/۵۰ | |
| ۰/۰ | ۱/۸۷ | ۱/۸۴ | ۵۳/۸ | ۴/۴۳ | ۲/۸۸ | ۱۰/۵۰ | θ_{max} |
| ۰/۳ | ۳/۰۴ | ۳/۰۳ | - | - | ۴/۶۰ | ۲/۵۰ | |

| سازه ۹ طبقه | | | | | | | |
|-------------|-------|--------|------------|-------|--------|-------|----------------|
| شکست ستون | | | شکست تیر | | | | |
| افزایش (%) | بهینه | تصادفی | افزایش (%) | بهینه | تصادفی | | |
| ۰ | ۱/۴۹ | ۱/۴۹ | ۵۰/۲ | ۲/۶۹ | ۱/۷۹ | ۱۰/۵۰ | θ_{ave} |
| ۰/۵ | ۱/۹۹ | ۱/۹۸ | - | - | ۳/۵۵ | ۲/۵۰ | |
| ۰ | ۲/۱۸ | ۲/۱۸ | ۴۷/۷ | ۴/۲۴ | ۲/۸۷ | ۱۰/۵۰ | θ_{max} |
| ۰ | ۲/۷۹ | ۲/۷۹ | - | - | ۵/۰۹ | ۲/۵۰ | |

(CP) است. طبق این دستورالعمل برای قاب‌های خمشی ویژه، سطح IO متناظر با بیشینه جابجایی نسبی ۲ درصد و سطح CP متناظر با جابجایی است که در آن، شیب منحنی IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه و یا بیشینه جابجایی نسبی ۱۰ درصد برسد (هرکدام که زودتر رخ دهد). سطح فروریزش کلی^۵ (GI) نیز متناظر با شیب صفر در منحنی‌های IDA تعریف می‌شود. برای آن که بتوان منحنی‌های IDA را به صورت کمی تفسیر نمود، نیاز به خلاصه کردن آن‌ها وجود دارد. بر این اساس، این منحنی‌ها را به منحنی‌های میانه و با یک انحراف معیار (۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد) خلاصه می‌کنند که برای هر معیار شدت محاسبه می‌گردد [۲۶]. در ادامه، این منحنی‌ها در شکل‌های (۹) و (۱۰) رسم شده‌اند. جدول‌های (۵) و (۶) نیز مقادیر خلاصه‌شده ظرفیت سازه را برای سطوح عملکرد فوق نشان می‌دهند. همان‌طور که از این جدول‌ها مشخص است، شکست اتصال‌ها سبب کاهش قابل ملاحظه ظرفیت سازه شده است. هر دو مقادیر شتاب طیفی و بیشینه جابجایی نسبی طبقات در حالت شکست اتصال در تیر، تغییرات بیشتری را نشان می‌دهند. همچنین افت ظرفیت سازه برای سطوح عملکرد بالاتر، شدیدتر است.

۷- ارزیابی احتمالاتی

۷-۱- ارزیابی با در نظر گرفتن تصادفی بودن متغیرها

جلایر و کرنل^۶ [۲۷] در سال ۲۰۰۲ یک رویکرد احتمالاتی را برای

کارآمد برای درک رفتار سازه از محدوده الاستیک تا ناپایداری است [۹]. این روش می‌تواند پاسخ سازه را با در نظر گرفتن تغییرات تقاضای ناشی از رکوردهای مختلف زلزله تخمین بزند. برای این تحلیل، دو مؤلفه معیار شدت^۱ (IM) و معیار تقاضا^۲ (DM) مورد نیاز است. در این پژوهش، از دو معیار شتاب طیفی و بیشینه جابجایی نسبی طبقات مطابق با پیشنهاد کرنل و لوکو [۲۵] استفاده شده است. برای انجام تحلیل، شدت رکوردهای زلزله به تدریج افزایش می‌یابد تا سازه به ناپایداری کلی برسد. منحنی‌های IDA سازه‌های مفروض در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده‌اند. مطابق با این شکل‌ها، شیب منحنی‌های IDA به علت شکست اتصال و در نتیجه افت ناگهانی سختی اعضا به طور ناگهانی کاهش می‌یابد. همچنین سازه‌ها تحت تعدادی از رکوردهای زلزله در جابجایی‌های نسبی پایین دچار ناپایداری کلی شدند و به صورت ناحیه‌هایی با شیب افقی در منحنی‌های IDA مشخص هستند.

۶-۲- خلاصه نتایج

دستورالعمل FEMA-۳۵۰، دو سطح عملکردی اصلی از سطح خسارت سازه‌ای جزئی تا نزدیکی فروریزش سازه را تعریف می‌کند که به ترتیب شامل خدمت‌رسانی بی‌وقفه^۳ (IO) و جلوگیری از فروریزش^۴

¹ Intensity Measure

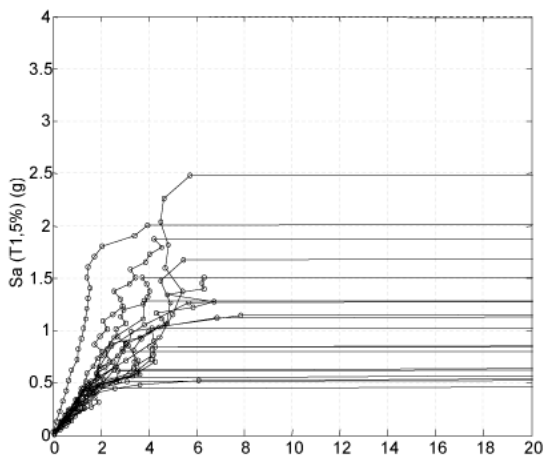
² Demand Measure

³ Immediate Occupancy

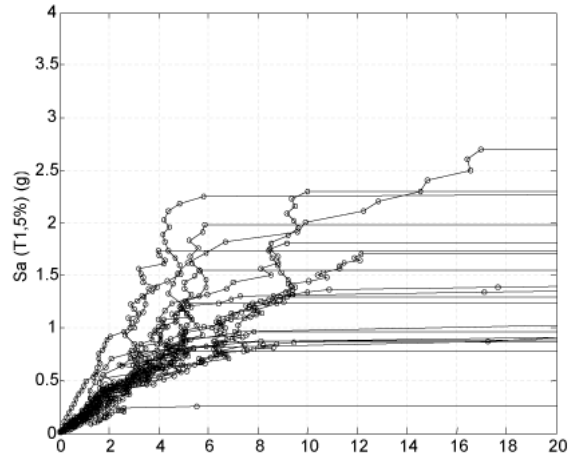
⁴ Collapse Prevention

⁵ Global Intensity

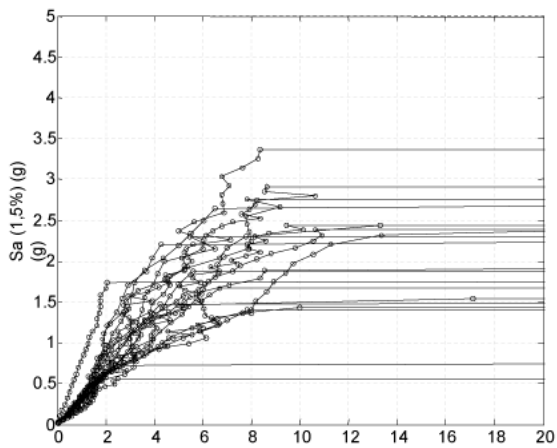
⁶ F. Jalayer and C. A. Cornell



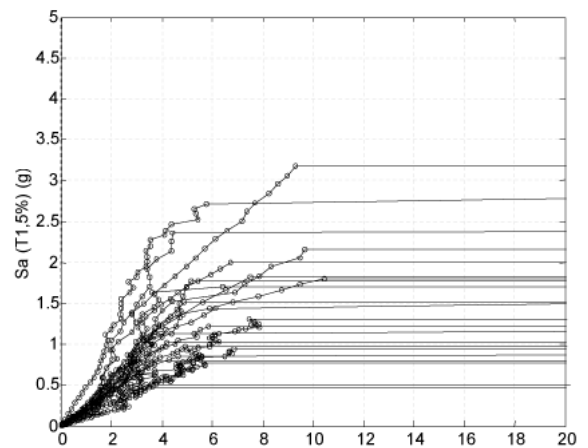
تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
الف) شکست در تیر



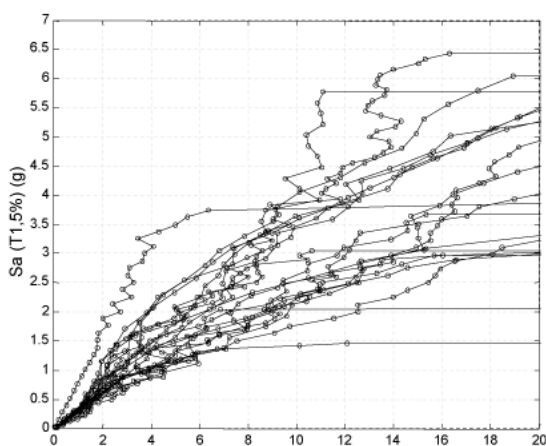
تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
الف) شکست در تیر



تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ب) شکست در ستون

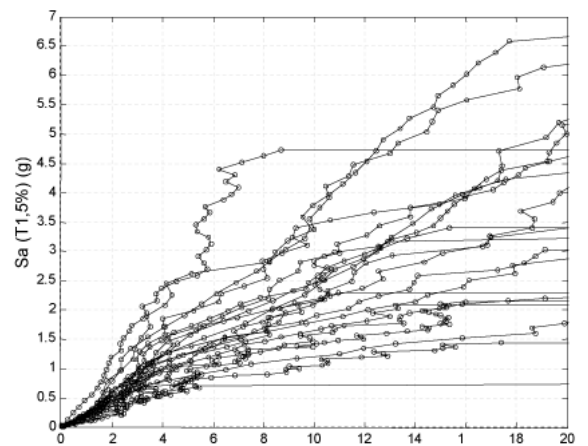


تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ب) شکست در ستون



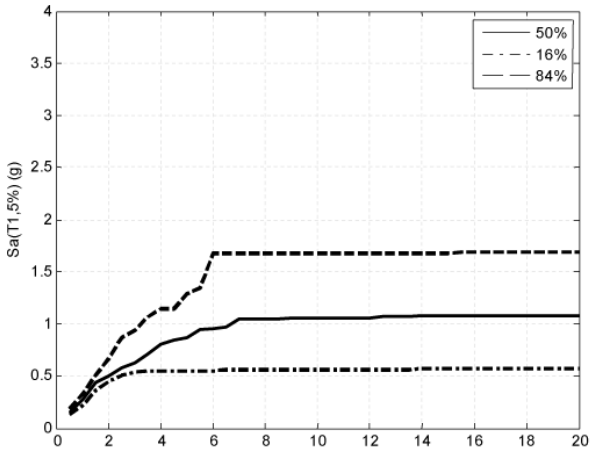
تغییر مکان جانبی نسبی طبقه
ج) مدل غیر کاهنده

شکل (۸): منحنی‌های IDA سازه ۵ طبقه

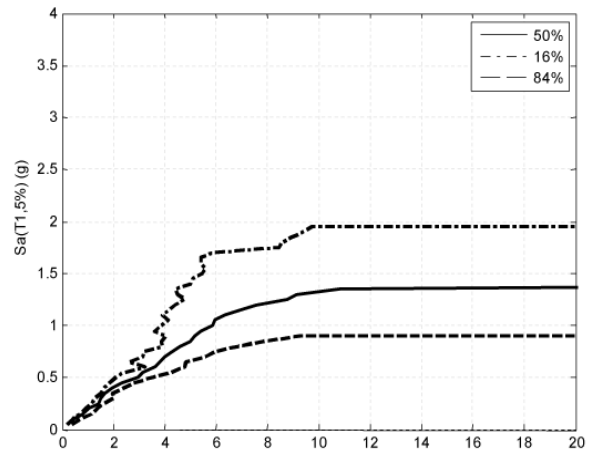


تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ج) مدل غیر کاهنده

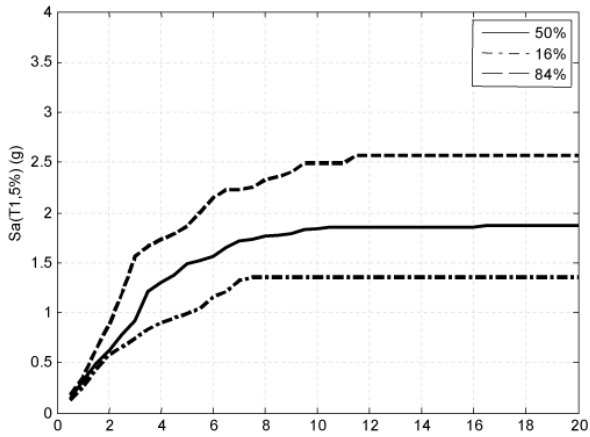
شکل (۷): منحنی‌های IDA سازه ۹ طبقه



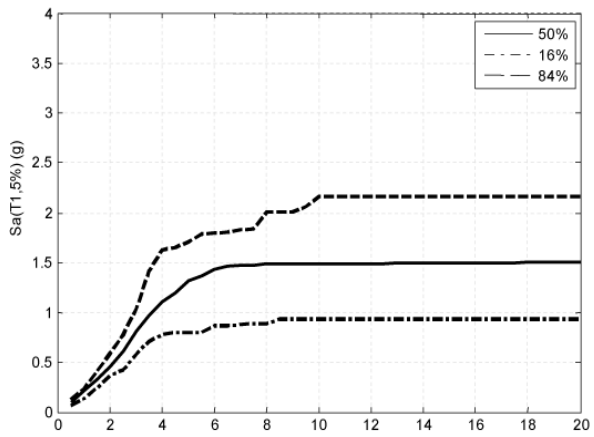
تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
الف) شکست در تیر



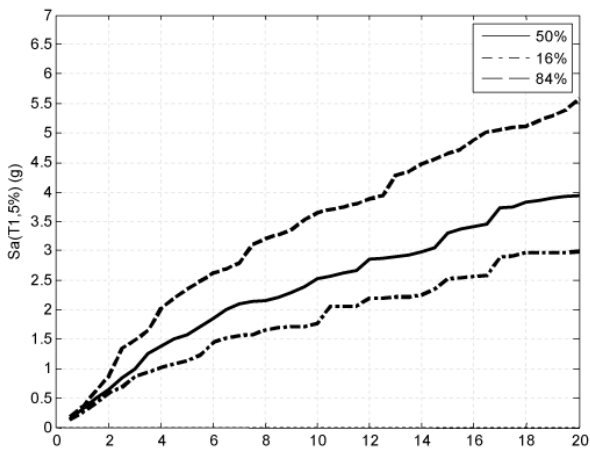
تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
الف) شکست در تیر



تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ب) شکست در ستون

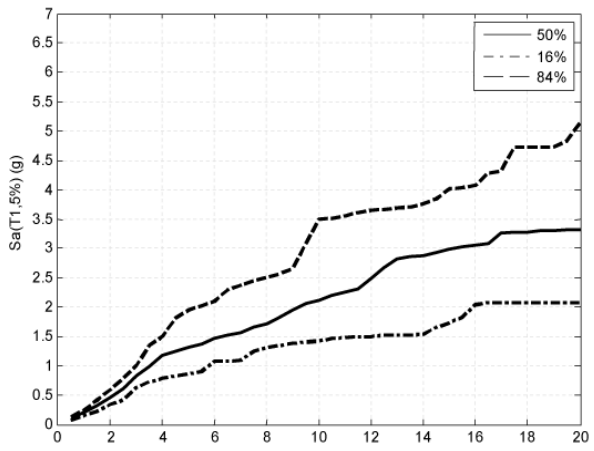


تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ب) شکست در ستون



تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ج) مدل غیر کاهنده

شکل (۱۰): منحنی‌های خلاصه شده IDA سازه ۹ طبقه



تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
ج) مدل غیر کاهنده

شکل (۹): منحنی‌های خلاصه شده IDA سازه ۹ طبقه

جدول (۵): ظرفیت خلاصه‌شده سازه ۵ طبقه برای سطوح عملکرد GP و IO، CP

| شکست ستون | | | شکست تیر | | | | | | بدون کاهش کاهندگی | | | | | | | | | |
|----------------|------|----|----------|------|------|----------------|------|----|-------------------|------|------|----------------|------|----|--------|------|------|-----|
| θ_{max} | | | Sa (g) | | | θ_{max} | | | Sa (g) | | | θ_{max} | | | Sa (g) | | | |
| GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | |
| ∞ | ۴/۲۹ | ۲ | ۱/۳۵ | ۱/۲۸ | ۰/۳۶ | ∞ | ۲/۷۵ | ۲ | ۰/۹۰ | ۰/۵۴ | ۰/۴۶ | ∞ | ۸/۳۴ | ۲ | ۲/۹۷ | ۲/۱۴ | ۰/۳۴ | ۱۶٪ |
| ∞ | ۶/۲۶ | ۲ | ۱/۸۷ | ۱/۷۷ | ۰/۴۵ | ∞ | ۴/۱۰ | ۲ | ۱/۳۸ | ۱/۰۷ | ۰/۳۹ | ∞ | ۱۰ | ۲ | ۳/۹۳ | ۲/۶۶ | ۰/۴۶ | ۵۰٪ |
| ∞ | ۸/۴۴ | ۲ | ۲/۵۶ | ۱/۴۸ | ۰/۵۹ | ∞ | ۶/۱ | ۲ | ۱/۹۸ | ۱/۶۷ | ۰/۳ | ∞ | ۱۰ | ۲ | ۵/۶۰ | ۳/۷۴ | ۰/۵۹ | ۸۴٪ |

جدول (۶): ظرفیت خلاصه‌شده سازه ۹ طبقه برای سطوح عملکرد GP و IO، CP

| شکست ستون | | | شکست تیر | | | | | | بدون کاهش کاهندگی | | | | | | | | | |
|----------------|------|----|----------|------|------|----------------|------|----|-------------------|------|------|----------------|------|----|--------|------|------|-----|
| θ_{max} | | | Sa (g) | | | θ_{max} | | | Sa (g) | | | θ_{max} | | | Sa (g) | | | |
| GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | GI | CP | IO | |
| ∞ | ۴/۲۱ | ۲ | ۰/۹۳ | ۰/۹۳ | ۰/۵۸ | ∞ | ۴/۴۴ | ۲ | ۰/۹۰ | ۰/۷۷ | ۰/۴۵ | ∞ | ۹/۴۴ | ۲ | ۲/۰۸ | ۱/۳۸ | ۰/۵۶ | ۱۶٪ |
| ∞ | ۵/۷۹ | ۲ | ۱/۵۰ | ۱/۴۷ | ۰/۶۲ | ∞ | ۵/۳۱ | ۲ | ۱/۳۸ | ۱/۲۶ | ۰/۴۹ | ∞ | ۱۰ | ۲ | ۳/۳۱ | ۲/۱۲ | ۰/۶۵ | ۵۰٪ |
| ∞ | ۷/۵۳ | ۲ | ۲/۱۶ | ۲/۱۵ | ۰/۸۷ | ∞ | ۸/۸۵ | ۲ | ۱/۹۸ | ۱/۷۳ | ۰/۶۶ | ∞ | ۱۰ | ۲ | ۴/۷۳ | ۳/۴۹ | ۰/۸۷ | ۸۴٪ |

می‌آیند.

شکل (۱۱) منحنی خطر لرزه‌ای را برای سازه‌های مفروض نشان

می‌دهد.

علاوه بر این، می‌توان متغیر میانه تقاضای جابجایی نسبی (\hat{D}) را با تقریبی قابل قبول به صورت تابعی نمایشی از شتاب طیفی (S_a) در نظر گرفت [۲۸]:

$$\hat{D} = a(S_a)^b \quad (۳)$$

که در آن، a و b ضرایب ثابت برازش هستند.

به این ترتیب، می‌توان خطر جابجایی نسبی را به صورت احتمال

سالانه فراگذشت از یک مقدار تعیین‌شده (d) تعریف کرد [۲۹]:

$$H_D(d) = \int P[D \geq d | S_a = x] dH(x) \quad (۴)$$

به عبارت دیگر:

$$H_D(d) = H(S_a^d) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{D|S_a}^2\right) \quad (۵)$$

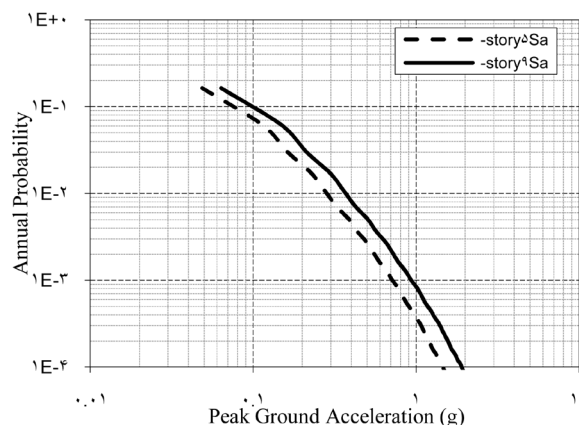
که در آن، $\beta_{D|S_a}$ انحراف استاندارد لگاریتم طبیعی تقاضای جابجایی نسبی است.

شکل‌های (۱۲) و (۱۳) منحنی‌های خطر جابجایی نسبی را برای دو سطح عملکرد فوق نشان می‌دهند. واضح است که احتمال سالانه فراگذشت جابجایی نسبی به شتاب طیفی بسیار وابسته است. بنابراین، مقادیر بالاتر شتاب طیفی منجر به احتمال فراگذشت بالاتری شده است. همان‌طور که گفته شد، منحنی‌های IDA سازه‌های دارای اتصال‌های شکننده در جابجایی‌های نسبی پایین، مقداری سخت‌شدگی از خود نشان

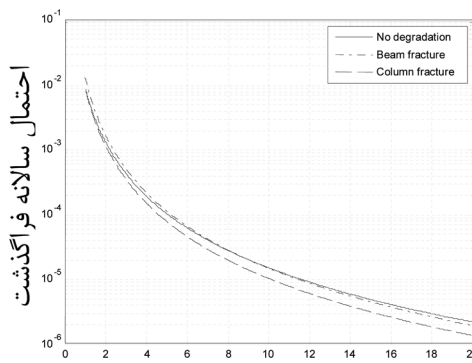
ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها معرفی کردند که به صورت احتمال فراگذشت یک سطح عملکرد (P_{PL}) از یک مقدار تعیین‌شده تعریف می‌شود. برای این منظور، مؤلفه شتاب طیفی (S_a)، تقاضای جابجایی نسبی (D) و ظرفیت جابجایی نسبی (C)، به صورت متغیرهای احتمالاتی تعریف می‌شوند که هر کدام به طور ذاتی دارای پراکندگی هستند. متغیر شتاب نسبی را می‌توان با استفاده از تحلیل خطر لرزه‌ای به صورت منحنی‌های خطر محاسبه کرد. در این روش، برای سادگی می‌توان منحنی خطر را در نزدیکی سطح عملکرد مورد نظر به صورت نمایشی در نظر گرفت [۲۸]:

$$H(S_a) = P[S_a \geq s_a] = k_0 s_a^{-k} \quad (۲)$$

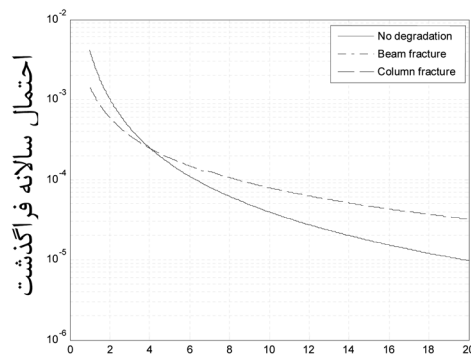
که در آن، k و k_0 ضرایب ثابتی هستند که از برازش منحنی خطر بدست



شکل (۱۱): منحنی خطر سازه‌های ۵ و ۹ طبقه [۲۲]

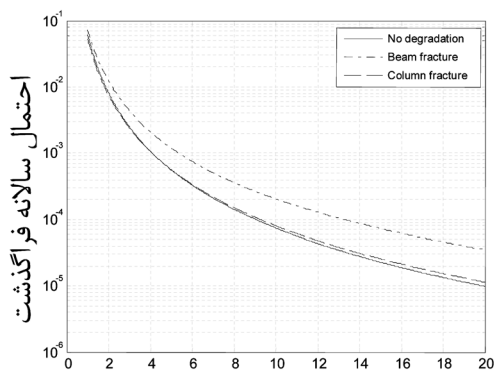


تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
 (ب) سطح خطر ۱

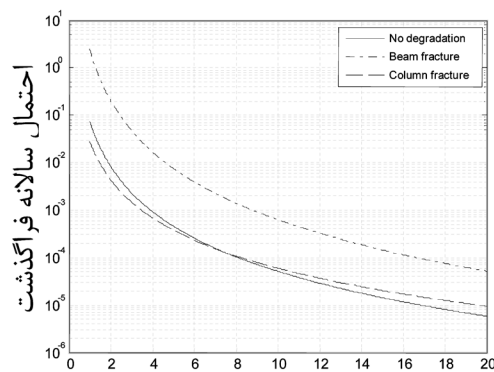


تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
 (الف) سطح خطر ۲

شکل (۱۲): منحنی خطر جابجایی نسبی سازه ۵ طبقه



تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
 (ب) سطح خطر ۱



تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (درصد)
 (الف) سطح خطر ۲

شکل (۱۳): منحنی خطر جابجایی نسبی سازه ۹ طبقه

γD تقاضای ضریبدار هستند.

جدول‌های (۷) و (۸) نسبت تقاضا به ظرفیت را برای سازه‌ها نشان می‌دهند. می‌توان مشاهده کرد که شکست اتصال در ستون‌ها در سطح خطر IO تغییر محسوسی را در نسبت تقاضا به ظرفیت ایجاد نمی‌کند. در مورد شکست تیر نیز افزایش این نسبت به ۱۲ درصد محدود می‌شود. با این حال، در سطح عملکرد CP این اثر بسیار مشهود است؛ به طوری که سازه ۵ طبقه با شکست اتصال در تیر قادر به رسیدن به این سطح عملکرد نبود. تأثیر شکست در ستون نیز برای این سطح عملکرد قابل تأمل است؛ به طوری که افزایش نسبت تقاضا به ظرفیت در سازه‌های ۵ و ۹ طبقه به ترتیب برابر با ۷۵ و ۵۳ درصد است.

۷-۲- ارزیابی با در نظر گرفتن تصادفی بودن متغیرها و عدم قطعیت

کرنل و همکاران [۲۹] برای جبران تقریب‌هایی که در تخمین مؤلفه‌های فوق رخ می‌دهد، عدم قطعیت را در معادلات وارد کردند. این کار در تحلیل خطر لرزه‌ای نیز معمول است. بر این اساس، مقدار میانه

می‌دهند که با افت شیب ناگهانی همراه است. این پدیده، در شکل (۱۲) نیز مشاهده می‌شود؛ به طوری که منحنی‌های خطر اتصال‌های غیرکاهنده، احتمال فراگذشت بالاتری را برای سطح خطر IO نشان می‌دهند. قابل ذکر است که سازه ۵ طبقه در حالت شکست اتصال‌های تیر قادر به رسیدن به سطح خطر CP نبود.

به علاوه، کرنل و همکاران [۲۹] احتمال فراگذشت سالیانه از یک ظرفیت تعیین شده را به صورت زیر تعریف کردند:

$$P_{PL} = \int P[C \leq d] |dH_D(d)| \quad (6)$$

برای مصارف عملی می‌توان رابطه (۶) را با اندک ساده‌سازی‌هایی به صورت روابط حدی LRFD [۳۰] تعریف نمود [۲۹]:

$$\left\{ \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_C^2 \right] \right\} \hat{C} \geq \left\{ \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{k}{b} \beta_{D|Sa}^2 \right] \right\} \hat{D}^{P_0} \quad (7)$$

و یا به صورت خلاصه:

$$\phi \hat{C} \geq \gamma \hat{D}^{P_0} \quad (8)$$

که در آن، β_C پراکندگی ظرفیت جابجایی نسبی، ϕC ظرفیت ضریبدار و

جدول (۷): نسبت تقاضا به ظرفیت ضریب‌دار برای سازه ۵ طبقه

| سطح خطر IO | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------|----------|---------|---------|----------------|-----------|------|-----|--------------|
| γ_D/φ_C | φ | γ | D (%) | C (%) | $\beta_{D/Sa}$ | β_C | b | k | نوع مدل |
| ۰/۵۹ | ۱/۰۰ | ۱/۰۵ | ۱/۱۳ | ۲ | ۰/۱۸ | ۰ | ۰/۹۳ | ۲/۶ | بدون کاهندگی |
| ۰/۶۶ | ۱/۰۰ | ۱/۰۳ | ۱/۲۹ | ۲ | ۰/۱۴ | ۰ | ۰/۸۸ | ۲/۶ | شکست تیر |
| ۰/۵۸ | ۱/۰۰ | ۱/۰۱ | ۱/۱۵ | ۲ | ۰/۰۹ | ۰ | ۰/۸۸ | ۲/۶ | شکست ستون |
| سطح خطر CP | | | | | | | | | |
| γ_D/φ_C | φ | γ | D (%) | C (%) | $\beta_{D/Sa}$ | β_C | b | k | نوع مدل |
| ۰/۴۹ | ۰/۹۸ | ۱/۲۲ | ۳/۶۶ | ۹/۳۱ | ۰/۴۴ | ۰/۱۴ | ۱/۲۶ | ۲/۶ | بدون کاهندگی |
| - | - | - | - | ۴/۳۱ | - | ۰/۴۴ | - | ۲/۶ | شکست تیر |
| ۰/۸۶ | ۰/۸۸ | ۱/۱۷ | ۳/۹۵ | ۶/۱۰ | ۰/۵۰ | ۰/۴۴ | ۲/۰۴ | ۲/۶ | شکست ستون |

جدول (۸): نسبت تقاضا به ظرفیت ضریب‌دار برای سازه ۹ طبقه

| سطح خطر IO | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------|----------|---------|---------|----------------|-----------|------|-----|--------------|
| γ_D/φ_C | φ | γ | D (%) | C (%) | $\beta_{D/Sa}$ | β_C | b | k | نوع مدل |
| ۰/۷۰ | ۱/۰۰ | ۱/۰۹ | ۱/۲۸ | ۲ | ۰/۲۴ | ۰ | ۰/۸۹ | ۲/۶ | بدون کاهندگی |
| ۰/۷۸ | ۱/۰۰ | ۱/۰۵ | ۱/۴۸ | ۲ | ۰/۲۰ | ۰ | ۱/۰۲ | ۲/۶ | شکست تیر |
| ۰/۶۸ | ۱/۰۰ | ۱/۰۸ | ۱/۲۶ | ۲ | ۰/۲۴ | ۰ | ۰/۹۲ | ۲/۶ | شکست ستون |
| سطح خطر CP | | | | | | | | | |
| γ_D/φ_C | φ | γ | D (%) | C (%) | $\beta_{D/Sa}$ | β_C | b | k | نوع مدل |
| ۰/۴۹ | ۰/۹۷ | ۱/۱۸ | ۳/۵۴ | ۸/۷۴ | ۰/۳۲ | ۰/۱۵ | ۰/۸۲ | ۲/۶ | بدون کاهندگی |
| ۲/۰۸ | ۰/۷۴ | ۱/۳۷ | ۶/۷۸ | ۵/۹۷ | ۰/۴۱ | ۰/۴۰ | ۰/۷۲ | ۲/۶ | شکست تیر |
| ۰/۷۵ | ۰/۸۳ | ۱/۰۵ | ۳/۵۶ | ۶/۰۲ | ۰/۱۹ | ۰/۳۷ | ۰/۹۷ | ۲/۶ | شکست ستون |

$$P_{PL}^x = \hat{P}_{PL} \exp[K_x \beta_{P_{PL}}] \quad (10)$$

که در آن، K_x متغیر سطح اطمینان متغیر x و $\beta_{P_{PL}}$ پراکندگی P_{PL} است. با اعمال تغییراتی در رابطه (۱۰) می‌توان این رابطه را به شکل نهایی زیر نوشت [۲۹]:

$$\lambda_{con} = \gamma \hat{D}^{P_0} / \phi \hat{C} \quad (11)$$

که در آن، R متغیر نشان‌دهنده تصادفی بودن، U متغیر نشان‌دهنده عدم قطعیت و $\beta_{UT}^2 = \beta_{UD}^2 + \beta_{UC}^2$ عدم قطعیت کل برای تقاضای جابجایی و ظرفیت است.

به این ترتیب، با محاسبه مقدار تابع توزیع نرمال تجمعی استاندارد (K_x) می‌توان سطح اطمینان را بدست آورد. در این تحقیق، عدم قطعیت در ظرفیت (β_{UC}) مطابق با پیشنهاد دستورالعمل FEMA-۳۵۰ در نظر گرفته شده است. جدول‌های (۹) و (۱۰)، مؤلفه‌های لازم برای محاسبه

خطر جابجایی نسبی را می‌توان به صورت رابطه (۹) بیان نمود [۲۹]:

$$\bar{H}_D(d) = \bar{H}(S_a^d) \cdot \exp\left[\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\beta_{RD}^2 + \beta_{UD}^2)\right] \quad (9)$$

که در آن، $\beta_{RD} = \beta_{D/Sa}$ نشان‌دهنده تصادفی بودن متغیر تقاضای جابجایی نسبی، $\beta_{UD} = \beta_{D/Sa} / \sqrt{n}$ بیانگر عدم قطعیت در میانه خطر جابجایی نسبی ناشی از انتخاب تعدادی محدود و n رکورد زلزله است.

شکل‌های (۱۲) و (۱۳) خطر جابجایی نسبی را برای سطوح عملکرد IO و CP نشان می‌دهد. واضح است که عدم قطعیت در متغیرهای تقاضا تأثیر چندانی بر منحنی خطر جابجایی نسبی ندارد.

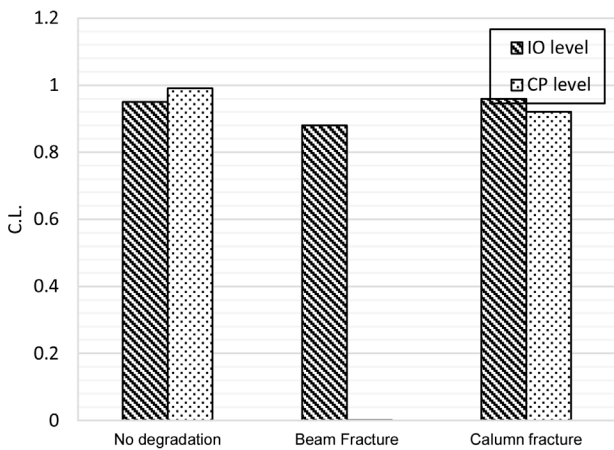
مقدار P_{PL} نیز یک متغیر دارای عدم قطعیت خواهد بود که تابع متغیرهای D ، C و $H(S_a)$ خواهد بود که خود این متغیرها نیز دارای عدم قطعیت هستند. به این ترتیب، می‌توان نوشت [۲۹]:

جدول (۹): سطح اطمینان سازه ۵ طبقه

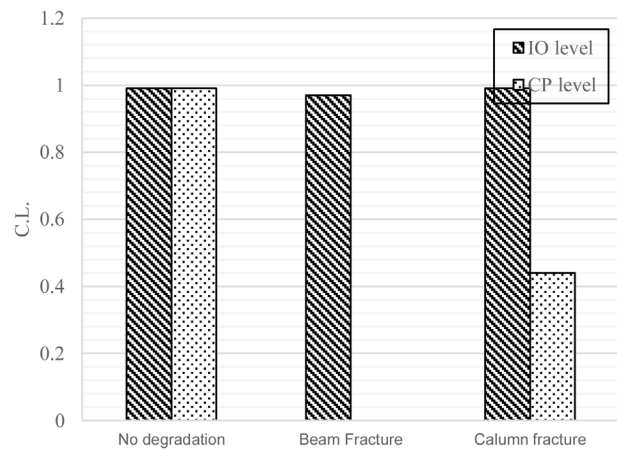
| سطح خطر IO | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|-------|-----------|------|------|-----------|----------|------|-----|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| C.L. | K_x | λ | C | D | φ | γ | b | k | β_{UT} | β_{UC} | β_{RC} | β_{UD} | β_{RD} | نوع مدل |
| ۰/۹۹ | ۲/۵۴ | ۰/۶۳ | ۲ | ۱/۱۳ | ۰/۹۴ | ۱/۰۴ | ۰/۹۳ | ۲/۶ | ۰/۲۰ | ۰/۲ | ۰ | ۰/۰۴ | ۰/۱۸ | بدون کاهندگی |
| ۰/۹۷ | ۲/۰۱ | ۰/۷۰ | ۲ | ۱/۲۹ | ۰/۹۴ | ۱/۰۳ | ۰/۸۸ | ۲/۶ | ۰/۲۰ | ۰/۲ | ۰ | ۰/۰۳ | ۰/۱۴ | شکست تیر |
| ۰/۹۹ | ۲/۶۸ | ۰/۶۱ | ۲ | ۱/۱۵ | ۰/۹۴ | ۱/۰۱ | ۰/۸۸ | ۲/۶ | ۰/۲۰ | ۰/۲ | ۰ | ۰/۰۲ | ۰/۰۹ | شکست ستون |
| سطح خطر CP | | | | | | | | | | | | | | |
| C.L. | K_x | λ | C | D | φ | γ | b | k | β_{UT} | β_{UC} | β_{RC} | β_{UD} | β_{RD} | نوع مدل |
| ۰/۹۹ | ۳/۲۰ | ۰/۵۱ | ۹/۳۱ | ۳/۶۶ | ۰/۹۳ | ۱/۲۲ | ۱/۲۸ | ۲/۶ | ۰/۲۲ | ۰/۲ | ۰/۱۵ | ۰/۰۹ | ۰/۴۴ | بدون کاهندگی |
| - | - | - | ۴/۳۰ | - | - | - | - | ۲/۶ | - | ۰/۲ | ۰/۴۴ | - | - | شکست تیر |
| ۰/۴۴ | ۰/۶۵ | ۰/۸۸ | ۶/۱۰ | ۳/۹۵ | ۰/۸۶ | ۱/۱۸ | ۲/۰۴ | ۲/۶ | ۰/۲۲ | ۰/۲ | ۰/۴۴ | ۰/۱۱ | ۰/۵۰ | شکست ستون |

جدول (۱۰): سطح اطمینان سازه ۹ طبقه

| سطح خطر IO | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|-------|-----------|------|------|-----------|----------|------|-----|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| C.L. | K_x | λ | C | D | φ | γ | b | k | β_{UT} | β_{UC} | β_{RC} | β_{UD} | β_{RD} | نوع مدل |
| ۰/۹۵ | ۱/۷۱ | ۰/۷۴ | ۲ | ۱/۲۸ | ۰/۹۴ | ۱/۰۹ | ۰/۸۹ | ۲/۶ | ۰/۲۱ | ۰/۲ | ۰ | ۰/۰۵ | ۰/۲۴ | بدون کاهندگی |
| ۰/۸۸ | ۱/۱۸ | ۰/۸۲ | ۲ | ۱/۴۸ | ۰/۹۵ | ۱/۰۵ | ۱/۰۲ | ۲/۶ | ۰/۲۰ | ۰/۲ | ۰ | ۰/۰۴ | ۰/۲۰ | شکست تیر |
| ۰/۹۶ | ۱/۸۳ | ۰/۷۲ | ۲ | ۱/۲۶ | ۰/۹۴ | ۱/۰۸ | ۰/۹۲ | ۲/۶ | ۰/۲۱ | ۰/۲ | ۰ | ۰/۰۵ | ۰/۲۴ | شکست ستون |
| سطح خطر CP | | | | | | | | | | | | | | |
| C.L. | K_x | λ | C | D | φ | γ | b | k | β_{UT} | β_{UC} | β_{RC} | β_{UD} | β_{RD} | نوع مدل |
| ۰/۹۹ | ۳/۳۲ | ۰/۵۲ | ۸/۷۴ | ۳/۵۴ | ۰/۹۰ | ۱/۱۸ | ۰/۸۲ | ۲/۶ | ۰/۲۱ | ۰/۲ | ۰/۱۵ | ۰/۰۷ | ۰/۳۲ | بدون کاهندگی |
| ۰/۱۰۰۴ | -۳/۳۲ | ۲/۲۷ | ۵/۹۷ | ۶/۷۸ | ۰/۶۹ | ۱/۳۸ | ۰/۷۲ | ۲/۶ | ۰/۲۲ | ۰/۲ | ۰/۴۰ | ۰/۰۹ | ۰/۴۱ | شکست تیر |
| ۰/۹۲ | ۱/۴۳ | ۰/۷۸ | ۶/۰۲ | ۳/۵۶ | ۰/۷۹ | ۱/۰۵ | ۰/۹۷ | ۲/۶ | ۰/۲۰ | ۰/۲ | ۰/۳۷ | ۰/۰۴ | ۰/۱۹ | شکست ستون |



(ب) سازه ۹ طبقه



(ف) سازه ۵ طبقه

شکل (۱۴): خلاصه سطح اطمینان سازه‌ها

Technical Report 95-06: Surveys and Assessment of Damage to Buildings Affected by the Northridge Earthquake, SAC Joint Venture, pp. 2-1 to 2-169, 1995.

- [2] Kaufmann, E. J.; Fisher, J. W.; Di-Julio-Jr, R. M. and Gross, J. L.; "Failure Analysis of Welded Steel Moment Resisting Frames Damaged in the Northridge Earthquake," *Tech. Rept. 5625, NIST*, 1995.
- [3] Roeder, C. W.; "Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, pp. 517-525, 2002.
- [4] Mele, E.; "Moment Resisting Welded Connections: An Extensive Review of Design Practice and Experimental Research in USA, Japan and Europe," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 1, pp. 111-145, 2002.
- [5] Bernuzzi, C.; Calado, L. and Castiglioni, C.; "Ductility and Load Carrying Capacity Prediction of Steel Beam-to-Column Connections under Cyclic Reversal Loading," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 2, pp. 401-432, 1997.
- [6] Foutch, D. A. and Yun, S.; "Modeling of Steel Moment Frames for Seismic Loads," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, No. 5, pp. 529-564, 2002.
- [7] Rodgers, J. E. and Mahin, S. A.; "Effects of Connection Fractures on Global Behavior of Steel Moment Frames Subjected to Earthquakes," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 1, pp. 78-88, 2006.
- [8] Goldberg, D. E.; "Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning," *Addison Wesley*, Vol. 1, No. 98, 1989.
- [9] Vamvatsikos, D.; Jalayer, F. and Cornell, C. A.; "Application of Incremental Dynamic Analysis to an RC-Structures," *Proceedings of the FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, 2003.
- [10] FEMA-350; "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings," *Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management*

سطح اطمینان را نشان می‌دهند. شکل (۱۴) خلاصه سطوح اطمینان سازه‌ها را ارائه می‌دهد. می‌توان مشاهده کرد که به دلیل شتاب طیفی بالا در سازه ۵ طبقه، شکست سبب کاهش شدید سطح اطمینان سازه شده است؛ تا آن‌جا که این سازه در حال شکست در تیر نمی‌تواند به شتاب طیفی معادل سطح خطر CP برسد. لازم به ذکر است که کاهش سطح خطر اغلب به علت کاهش ظرفیت سازه بوده که با افزایش تقاضا نیز همراه است. همچنین افزایش پراکندگی در ظرفیت سازه به علت شکست اتصال‌ها مشهود است که سبب کاهش ضریب کاهش ظرفیت نیز شده است.

۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، از الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی چیدمان فضایی اتصال‌ها با شکست زود هنگام در دو سازه ۵ و ۹ طبقه استفاده شد. شکست در تیرها و ستون‌ها به صورت جداگانه مدل شده و یک تحلیل قابلیت اعتماد با استفاده از تحلیل IDA انجام گرفت تا کارکرد سازه‌ها تحت سطوح عملکردی مختلف برآورد گردد. به طور خلاصه، نتایج تحلیل‌ها به شرح ذیل است:

- نتایج بهینه‌سازی نشان می‌دهد که بهینه‌کردن چیدمان اتصال‌های دارای شکست زود هنگام، تأثیر بسزایی در افزایش پاسخ سازه‌های مورد مطالعه دارد؛ به طوری که هر دو سازه در حالت شکست در تیرها و برای سطح خطر ۲ دچار ناپایداری کلی شدند. بیشترین مقادیر بیشینه جابجایی نسبی طبقات نیز تا ۶۰ درصد افزایش را در حالت بهینه نشان می‌دهد.
- نتایج تحلیل IDA افت چشمگیر ظرفیت سازه‌های مورد مطالعه را در حالت شکست تیر نشان می‌دهد. تقاضای جابجایی نیز در این حالت افزایش می‌یابد. این اثر با افزایش شتاب رکوردهای زلزله تشدید می‌شود. به عنوان مثال، در سازه ۹ طبقه تقاضای جابجایی در سطح خطر ۲ به میزان ۹۲ درصد افزایش نشان داده است.
- به طور کلی، تأثیر شکست اتصال‌های ستون‌ها برای سازه‌های مذکور چندان محسوس نیست. در این حالت، مقادیر سطح اطمینان سازه در سطح خطر IO تقریباً تغییری را نشان نمی‌دهند.
- مقایسه نتایج ارزیابی احتمالاتی سازه‌های مورد مطالعه، نشان می‌دهد که لحاظ نکردن عدم قطعیت در محاسبات در این سازه‌ها سبب می‌شود که نتایج کمتر محافظه‌کارانه به نظر برسد. به عنوان نمونه، نسبت تقاضا به ظرفیت در این حالت کمتر از یک است. با این حال با در نظر گرفتن عدم قطعیت، سطح اطمینان سازه کمتر از مقادیر قابل قبول نشریه FEMA-۳۵۰ بدست می‌آید.

۹- مراجع

- [1] Bonowitz, D. and Youssef, N.; "SAC Survey of Steel Moment-resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake,"

- (in Persian).
- [21] Shome, N. and Cornell, C. A.; "Probabilistic Seismic Demand Analysis of Non-linear Structures," *Report No. RMS-35, RMS Program*, Stanford University, Stanford, 1999.
- [22] Amiri, G. G.; Motamed, R. and Es-Haghi, H. R.; "Seismic Hazard Assessment of Metropolitan Tehran, Iran," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 3, pp. 347-372, 2003.
- [23] Kunnath, S. K.; "IDASS-A Program for Inelastic Damage Analysis of Structural Systems," *Technical Report*, Department of Civil Engineering, University of Central Florida, Orlando, 2000.
- [24] Kunnath, S. K.; Reinhorn, A. M. and Lobo, R. F.; "IDARC: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures," *Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research*, State University of New York at Buffalo, 1992.
- [25] Cornell, C. A. and Luco, N.; "The Effects of Connection Fractures on Steel Moment Resisting Frame Seismic Demands and Safety: A Report on SAC Phase II Task 5,4.6," *Rep. No. SAC-BD/99-03, SAC Joint Venture*, Sacramento, Calif., 1999.
- [26] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.; "Incremental Dynamic Analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514, 2002.
- [27] Jalayer, F. and Cornell, C. A.; "A Technical Framework for Probability-based Demand and Capacity Factor (DCFD) Seismic Formats," *Report No. RMS-43, RMS Program*, Stanford University, Stanford, CA., 2002.
- [28] Luco, N.; "Probabilistic Seismic Demand Analysis, SMRF Connection Fractures and Near-source Effects," *Ph.D. Dissertation*, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Stanford, California, 2002.
- [29] Cornell, C. A.; Jalayer, F.; Hamburger, R. O. and Foutch, D. A.; "Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., 2000.
- [11] Maison, B. and Bonowitz, D.; "Opinion Paper: How Safe are Pre-Northridge WSMFs? A Case Study of the SAC Los Angeles 9-Storey Building," *Earthquake Spectra, EERI*, Vol. 15, No. 4, pp. 765-789, 1999.
- [12] Luco, N. and Cornell, C. A.; "Effects of Random Connection Fractures on the Demands and Reliability for a 3-Storey Pre-Northridge SMRF Structure," *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 1998.
- [13] Pinto, P. E.; "Probabilistic Methods for Seismic Assessment of Existing Structures," *LESSLOSS Report No. 2007/06*, 1996.
- [14] Challa, V. R. M. and Hall, J. F.; "Earthquake Collapse Analysis of Steel Frames," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, No. 11, pp. 1199-1218, 1994.
- [15] Maison, B. and Kasai, K.; "Analysis of Northridge Damaged 13-Storey WSMF Building," *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 3, pp. 451-473, 1997.
- [16] Wang, C. H. and Wen, Y. K.; "Evaluation of Pre-Northridge Low-rise Steel Buildings-I: Modeling," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 10, pp. 1160-1168, 2000.
- [17] Holland, J. H.; "Adaptation in Natural and Artificial Systems," *Ann Arbor: The University of Michigan Press*, 1975.
- [18] Chou, C. C., Tsai, K. C., Wang, Y. Y. and Jao, C. K.; "Seismic Performance of Steel Side Plate Moment Connections," *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [19] Spears, W. M.; "Adaptive Crossover in Genetic Algorithms," *Artificial Intelligence Center Internal Report, Naval Research Laboratory*, Washington, DC, 1994.
- [20] Overview Standing Committee of Regulations for Design of Buildings against Earthquake; "Regulations for Design of Buildings against Earthquake," *Building and Housing Research Center*, 3rd Edition, 2005

and Resistance Factor Design,” *American Institute of Steel Construction Inc.*, Chicago, IL, Second Edition, 1994.

Agency Steel Moment Frame Guidelines,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, pp. 526–533, 2002.

[30] AISC; “Manual of Steel Construction Load