

### چکیده

یکی از روشهای ارزیابی لرزه‌ای پلها استفاده از منحنی‌های شکنندگی تجربی است. از اطلاعات خسارت موجود برای برقراری رابطه بین حالت حدی خسارت و مؤلفه‌های حرکت زمین استفاده می‌شود. از آنجا که ویژگیهای هیچ کدام از حرکت ورودی و مصالح سازه‌ای نمی‌توانند به طور قطع بیان شوند، مطالعات آسیب‌پذیری احتمالاتی با استفاده از روابطی که احتمال خسارت را به صورت تابعی از متغیرهای اتفاقی حرکت زمین و خصوصیات مصالح بیان می‌کنند، انجام می‌شود. این متغیرها عدم قطعیت‌های ذاتی دارند. در این مطالعه متغیرهای اتفاقی مذکور به همراه عدم قطعیت‌های وابسته به صورت مختلط در نظر گرفته شده‌اند. به عنوان مطالعه موردی از اطلاعات خسارت 2768 پل در زلزله‌های 1994 نورتریج و 1995 کوبه و با استفاده از روشی که برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی تجربی معرفی شده، منحنی‌های شکنندگی پلهای مورد اشاره، به دست آمده‌اند.

**کلمات کلیدی:** پل، منحنی شکنندگی تجربی، زلزله، عدم قطعیت

## منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای تجربی پلها با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های اتفاقی مختلط

مرتضی بسطامی (نویسنده مسؤول)

دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله  
[m.bastami@iees.ac.ir](mailto:m.bastami@iees.ac.ir)

امیر ملکشاهی

فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه کردستان

### 1- مقدمه

از اطلاعات خسارت موجود برای برقراری رابطه بین حالت حدی خسارت و مؤلفه حرکت زمین استفاده می‌شود. با روشی که برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی تجربی در پست‌های برق استفاده شده بود، منحنی‌های مذکور برای پلهای مورد اشاره رسم شده است [1]. در این تحقیق از اطلاعات خسارت به پلها بر اثر زلزله‌های 1994 نورتریج و 1995 کوبه استفاده شده است [2].

### 2- تاریخچه منحنی‌های شکنندگی پلها

یک روش واحد به عنوان بهترین روش برای به دست آوردن این منحنی‌ها هنوز وجود ندارد. بسته به شرایط، ممکن است از روشهای گوناگون استفاده شود. برای مثال، روش اطلاعات میدانی برای مشخص کردن خصوصیات عملکرد لرزه‌ای یک مجموعه از سازه‌های مشابه یا روش تحلیل عددی وقتی که منحنی شکنندگی برای یک سازه با سیستم خاص ترسیم و حالات حدی بخوبی تعریف شوند، مناسب است. در رابطه با اطلاعات میدانی، توابع

چندین رویکرد برای ارزیابی سیستم‌های سازه‌ای وجود دارد. این روشها از بازرسیهای فیزیکی یا استفاده از عبارات آیین‌نامه‌ای به منظور مقایسه ظرفیت و تقاضا برای به دست آوردن توابع شکنندگی احتمالاتی قابل اجراست. این امر به متغیرها و مشخصات حرکت ورودی به سازه برای به دست آوردن این روابط وابسته است. در حالت کلی، از آنجا که حرکت ورودی و رفتار سازه‌ای هیچ کدام نمی‌توانند به طور قطع بیان شوند، مطالعات آسیب‌پذیری احتمالاتی با استفاده از روابطی که احتمال خسارت را به صورت تابعی از پارامترهای حرکت زمین بیان می‌کنند، انجام می‌شود. تحلیل‌های آسیب‌پذیری بسته به آنکه نتایج حاصل از مشاهدات و یا تحلیل مورد استفاده باشند، به منحنی‌های شکنندگی تجربی یا تحلیلی تقسیم‌بندی می‌شوند.

منحنی‌های شکنندگی تجربی را می‌توان با توابع توزیع لگاریتمی دو پارامتری، بر اساس حداکثر شتاب زمین (Peak Ground Acceleration) بیان کرد. اطلاعات حاصل از گزارشهای عملکرد لرزه‌ای را بر حسب نوع پل طبقه‌بندی می‌کنند.

خسارت را به صورت مفهومی از آزمایش برنولی با چند خروجی در نظر می‌گیرد، از روش احتمال حداکثر استفاده می‌کند.

آنها با توجه به این دو روش تخمین، روشهای آماری را برای آزمایش مناسب بودن منحنی‌ها و تخمین فاصله اطمینان (Confidence Interval) پارامترهای آنها به کار بستند. شینوزوکا و همکاران در تحقیقشان از حداکثر شتاب زمین (PGA) برای بیان شدت حرکت زمین استفاده کردند. حالات حدی در نظر گرفته شده حالات بدون خسارت، حداقل خسارت کم، حداقل خسارت متوسط، حداقل خسارت زیاد و فروریزش بودند. از اطلاعات پلهای اشاره شده، در تحقیق حاضر نیز، برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی تجربی با روش دیگری استفاده شده است. مطالعات مذکور اولین مطالعات مهم در این زمینه‌اند و روند پیشرفت آن در سالهای بعد هم تاکنون ادامه داشته است. از جمله شینوزوکا و کیم (2003)، کاربرد غلاف گذاری برای بهبود عملکرد ستونهای سیستم بزرگراهی را مورد بررسی قرار دادند [5]. چوی و همکاران (2004)، منحنی‌های شکنندگی را برای پلهای مناطق مرکزی و جنوب شرق آمریکا (CSUS) به دست آوردند [6]. کاردون و همکاران (2007)، یک روش عددی برای ارزیابی شکنندگی و خطرپذیری لرزه‌ای برای پلهای بزرگراهی پیشنهاد کردند [7]. پاجت و دسروچس (2008)، یک متدلوژی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی برای انواع سیستم‌های بهسازی پل ارائه دادند [8]. این رویکرد اثر بهسازی را بر روی شکنندگی مؤلفه‌های گوناگون، که تا آن تاریخ بررسی نشده بود، مورد بررسی قرار داد. بانرجی و شینوزوکا (2007)، سه مدل پل بتنی با طولهای 242، 500 و 484 متر را بررسی و پنج شاخص خسارت بدون، کم، متوسط، زیاد و فروریزش را تعریف کردند و با اعمال نگاشتهای تاریخچه زمانی، پاسخ پلها را به دست آورده و منحنی‌های شکنندگی تحلیلی را رسم کردند [9]. ماسچوناس و همکاران (2009)، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای تمام پلهای معمول در بزرگراههای مدرن یونان را برآورد کردند [10].

### 3- متدلوژی

خسارت در سازه‌ها برای اهداف استفاده عملی، به چند سطح

توزیع نرمال دو پارامتری با تمامی تفاسیر تحلیلی و مزیتهایی که این روش سنتی دارد، برای نشان دادن منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود. یامازاکی و همکاران مطالعه بسیار ارزشمندی بر اساس داده‌های خسارتی 216 دهانه پل در چهار بزرگراه در استان هیوگو انجام دادند [3]. روش این تحقیق بر اساس تابع کریجینگ و به دست آوردن همبستگی‌های حداکثر شتاب ثبت شده در دهانه‌های مختلف این بزرگراههاست. مندر (1999)، با استفاده از یک متدلوژی، عنوان کرد که می‌توان منحنی شکنندگی پلهای واقع در مناطق مختلف ایالات متحده را با به دست آوردن خصوصیات محل پل از مرکز ملی اطلاعات پلها (National Bridge Inventory)، اطلاعات حرکت زمین حاصل از USGS و استفاده از نقشه‌های زمین‌شناسی برای تعیین نوع خاک و ضرایب ایمنی به دست آورد [4]. این رویکرد از منحنی شکنندگی استاندارد پیروی می‌کند که با تقسیم‌بندی پلها به انواع مختلف از نظر سازه‌ای و در نظر گرفتن ضرایب اثرهای انحنا و اثرهای پیکربندی، می‌توان برای پل مورد نظر حدود شتاب زمین را برای هر یک از حالات حدی به دست آورد. همچنین روشی برای تخمین خسارت پل آسیب دیده ارائه کرد.

شینوزوکا و همکاران (2001)، مجموعه کاملی از منحنی‌های شکنندگی تجربی و تحلیلی بر اساس تحلیل‌های آماری ارائه و منحنی‌های شکنندگی تجربی را بر اساس اطلاعات حاصل از زلزله‌های گذشته، زلزله 1994 نورتریج و 1995 کوبه رسم کردند [2]. این محققان منحنی‌های شکنندگی تحلیلی را برای پلهای رایج در منطقه ممفیس (Memphis) با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آوردند. آنها از تابع دوپارامتری توزیع لگاریتمی نرمال برای ارائه منحنی شکنندگی و تخمین این دو پارامتر (میانگین و انحراف معیار) از دو روش مجزا استفاده کردند:

- روش اول، روش احتمال حداکثر (Maximum Likelihood) که هر خرابی پل را به صورت مفهومی از یک آزمایش برنولی (Bernouli Experiment) در نظر می‌گیرد (صفر یا یک) و معمول تر است.

- روش دوم، پارامترهای منحنی‌های شکنندگی را به طور همزمان در حالات حدی خسارت تخمین می‌زند. این روش اگر چه هر

$$\beta_c = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \quad (3)$$

در این رابطه،  $\beta_R$  انحراف معیار لگاریتمی استاندارد است که خاصیت اتفاقی بودن را برای ظرفیت میانگین و  $\beta_U$  انحراف معیار لگاریتمی استاندارد است که خطای تخمینی را در ظرفیت میانگین بیان می‌کند. در روش تجربی، تخمین یا فرض پارامترها ضروری است. برای این منظور مراحل اصلی زیر انجام می‌پذیرند:

- حداکثر شتاب زمین و نسبت خسارت مربوط به آن درجه شدت برای هر پل در زلزله تعیین می‌شود؛
- فرض می‌شود که اتفاقی بودن  $\beta_R$ ، از حرکت زمین و خصوصیات مصالح اجزای پل یا محیط ناشی می‌شود و  $\beta_R$ ، از رابطه (4) به دست می‌آید:

$$\beta_R = \sqrt{\beta_g^2 + \beta_p^2} \quad (4)$$

در این رابطه،  $\beta_g$  انحراف معیار لگاریتمی استاندارد برای حرکت زمین و  $\beta_p$  خصوصیات مصالح است. در این تحقیق، بر اساس طبیعت آماری استهلاک حرکت زمین در ژاپن،  $\beta_g$  برابر 0/3 فرض شده است [11].  $\beta_p$  باید بر اساس شرایط پل و مقادیر شاخص خسارت در نظر گرفته شده برای حالات حدی تعیین شود. با استفاده از مقادیر  $PGA(A)$  و نسبت خرابی ( $P$ )، ظرفیت میانگین شتاب با رابطه (5) تعیین می‌شود:

$$\ln\left(\frac{A}{M}\right) = \phi^{-1}[P_f] \beta_c \quad (5)$$

- با فرض توزیع لگاریتمی نرمال ظرفیتهای میانگین در مرحله قبل، مقدار میانگین و انحراف معیار لگاریتمی آن محاسبه می‌شوند؛
- انحراف معیار تخمین زده شده در مراحل قبل با توجه به ابهام موجود (کمبود اطلاعات) صورت می‌گیرد (برای مثال  $\beta_U$ )؛
- انحراف معیار مختلط با استفاده از رابطه (3) به دست می‌آید. سپس منحنی‌های شکنندگی رسم می‌شوند.

در این مقاله مزیت در روش مورد استفاده است که به صورت همزمان و مختلط متغیرهای اتفاقی حرکت زمین و خصوصیات مصالح را در نظر می‌گیرد. در این روش انحراف معیار استاندارد مختلط بر اساس خاصیت اتفاقی بودن برای ظرفیت میانگین

شاخص خسارت مجزا تقسیم‌بندی می‌شود. منحنی‌های شکنندگی احتمال مشروط رسیدن و یا گذر از یک شاخص خسارت را در برابر شدت حرکت زمین (Ground Motion Intensity) بیان می‌کنند. این منحنی‌ها را می‌توان هم برای یک مؤلفه و سیستم هم برای مجموعه‌ای از مؤلفه‌ها و سیستم‌ها تعریف کرد. از منحنی‌های شکنندگی برای مقایسه روشهای اصلاح لرزه‌ای متفاوت و طراحی لرزه‌ای بهینه سازه‌ها می‌توان استفاده کرد. صورت کلی منحنی شکنندگی را می‌توان به صورت رابطه (1)، بیان کرد:

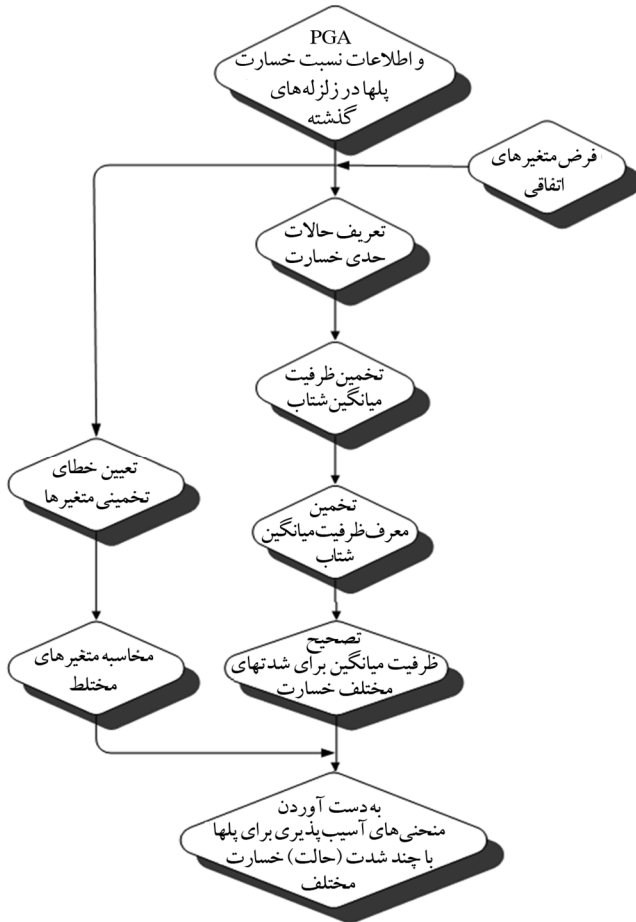
$$F_i(im) = P(D \geq d_i | IM = im) \quad (1)$$

در این رابطه،  $F_i(im)$  احتمال رسیدن و یا گذر خسارت ( $D$ )، از شاخص خسارت ( $d_i$ ) در شدت حرکت زمین  $IM = im$  را بیان می‌کند. در تئوری اصلی قابلیت اطمینان، شکنندگی فقط تابع توزیع تجمعی احتمالاتی (Cumulative Distribution Function) را به کار می‌گیرد.

در این تحقیق، متدلوژی به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی تجربی، بر اساس متدلوژی استفاده شده در مرجع [1] است. هدف این روش، جمع‌آوری اطلاعات عملکردی پلها در زلزله‌های گذشته و تشکیل توابع احتمالاتی از این اطلاعات می‌باشد. بر اساس اطلاعات خسارت موجود، منحنی احتمالاتی شکنندگی برای پلها و دیگر سازه‌های مرتبط را می‌توان با استفاده از توزیعهای لگاریتمی نرمال مطابق رابطه (2) بیان کرد:

$$P_f = \phi\left[\frac{\ln(A/M)}{\beta_c}\right] \quad (2)$$

در این رابطه،  $P_f$  احتمال خرابی،  $\phi[*]$  تابع توزیع تجمعی،  $A$  حداکثر شتاب زمین داده شده،  $M$  میانگین ظرفیت شتاب و  $\beta_c$  انحراف معیار لگاریتمی استاندارد مختلط (مرکب) است. میانگین ظرفیت شتاب، بیان‌کننده شتاب متوسطی است که سازه می‌تواند تا آستانه شکست برای مد خرابی مورد نظر تحمل کند. در این رابطه می‌توان به جای شتاب حداکثر زمین از سرعت حداکثر زمین (PGV) و یا جابه‌جایی طیفی (SD) استفاده کرد. در رابطه (3) نحوه به دست آوردن  $\beta_c$  آورده شده است:



شکل (1): مراحل به دست آوردن منحنی شکنندگی تجربی برای پلها

جدول (1): میزان خسارت 1998 پل بر اساس حداکثر شتاب زمین در زلزله

نورتریج [2]

شماره پل	PGA(g)	N	≥ Min	≥ Mod	≥ Maj	≥ Col
1	0/069	1	0	0	0	0
2	0/072	1	0	0	0	0
3	0/072	1	0	0	0	0
0	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
1996	0/875	1	0	0	0	0
1997	0/887	1	0	0	0	0
1998	0/889	1	1	1	1	0

با توجه به محدودیتهای زمانی که باید بازدید از پلها بعد از زلزله انجام می گرفت (قبل از بازسازی پل)، قرارگیری پلها در هر کدام از گروههای خسارت تا اندازه ای حاوی المانهای قضاوت مهندسان

همزمان خطای تخمینی را در ظرفیت میانگین در نظر می گیرد و فرض می شود که خاصیت اتفاقی بودن  $\beta_R$ ، از حرکت زمین و خصوصیات مصالح اجزای پل یا محیط ناشی می شود که این خصوصیت اتفاقی بودن همزمان  $(\beta_p \text{ و } \beta_g)$  را برای حرکت زمین و خصوصیات مصالح در نظر می گیرد؛ بنابراین در روش استفاده شده، عدم قطعیتها به مراتب بهتر و دقیقتر در نظر گرفته شده اند. علاوه بر آنکه این روش برای دو مجموعه پل بزرگراهی با داده های بسیار قابل توجهی اعمال شده اند که مزیت های این تحقیق را نسبت به مطالعات قبلی نشان می دهد.

#### 4- رسم منحنی های شکنندگی تجربی

مراحل اشاره شده، برای حالتی است که اطلاعات کاملی از میزان خسارت موجود باشد؛ هر چند که اطلاعات موجود، کمبودهایی از جمله حداکثر دامنه شتاب (PGA) در محل پایه ها یا میزان نسبت خسارت و غیره دارد.

نسبت خسارت برای هر حالت آسیب برابر با تعداد پایه های آسیب دیده به تعداد کل پایه های واقع شده در آن محدوده شتاب در نظر گرفته شده است. در این موارد، رویکرد قیاسی یا قضاوت مهندسی باید انجام گیرد تا سنجش عملکرد لرزه ای پلها یا سازه های مرتبط دیگر دچار خدشه نشود. فلوچارت مراحل اشاره شده برای به دست آوردن توابع و منحنی های شکنندگی تجربی پلها با استفاده از اطلاعات خسارت زلزله های گذشته در شکل (1) نشان داده شده است.

قسمتی از گزارش میزان خسارت و حداکثر شتاب زمین در زلزله نورتریج در جدول (1) آورده شده است. این جدول بر حسب حداکثر دامنه شتاب (PGA) در محل پایه ها مرتب شده که در ستون دوم و تعداد پایه های با این PGA در ستون سوم آورده شده که با N نشان داده شده است. در این جدول خسارت در پنج سطح تقسیم بندی شده است. سطوح خسارت شامل حالات بدون خسارت (No Damage)، خسارت کم (Minor)، خسارت متوسط (Moderate)، خسارت زیاد (Major) و همراه با حالت فروریزش (Collapse) می باشند. در این گزارش تعاریف فیزیکی صریحی از این حالت های خسارت بیان نشده است.

جدول (2): مقادیر نسبت‌های خسارت و ظرفیت میانگین محاسبه شده برای گروه‌های 45 گانه پلهای کالترنس در زلزله نورتریج

شماره گروه	PGA (g)	نسبت خسارت کم	نسبت ظرفیت میانگین	نسبت خسارت متوسط	نسبت ظرفیت میانگین	نسبت خسارت زیاد	نسبت ظرفیت میانگین	نسبت خسارت فروریزش	ظرفیت میانگین
1	0/075	0	-	0	-	0	-	0	-
2	0/083	0	-	0	-	0	-	0	-
3	0/095	0	-	0	-	0	-	0	-
4	0/101	0	-	0	-	0	-	0	-
5	0/105	0/068	0/198	0	-	0	-	0	-
6	0/112	0/045	0/229	0	-	0	-	0	-
7	0/118	0	-	0	-	0	-	0	-
8	0/127	0	-	0	-	0	-	0	-
9	0/134	0/023	0/313	0	-	0	-	0	-
10	0/138	0/045	0/283	0/045	0/282	0	-	0	-
11	0/141	0	-	0	-	0	-	0	-
12	0/146	0	-	0	-	0	-	0	-
13	0/151	0/023	0/352	0/023	0/352	0	-	0	-
14	0/157	0/023	0/368	0	-	0	-	0	-
15	0/164	0	-	0	-	0	-	0	-
16	0/171	0/023	0/400	0	-	0	-	0	-
17	0/177	0	-	0	-	0	-	0	-
18	0/185	0	-	0	-	0	-	0	-
19	0/201	0	-	0	-	0	-	0	-
20	0/214	0/023	0/501	0/023	0/501	0	-	0	-
21	0/228	0/068	0/429	0/023	0/533	0	-	0	-
22	0/243	0/045	0/497	0/023	0/567	0	-	0	-
23	0/254	0/068	0/477	0/045	0/520	0	-	0	-
24	0/266	0	-	0	-	0	-	0	-
25	0/273	0/068	0/513	0/023	0/637	0	-	0	-
26	0/278	0/068	0/523	0/068	0/523	0	-	0	-
27	0/285	0/091	0/503	0/068	0/537	0	-	0	-
28	0/291	0/091	0/513	0/023	0/681	0	-	0	-
29	0/302	0/045	0/618	0	-	0	-	0	-
30	0/320	0/136	0/509	0/023	0/747	0/023	0/747	0	-
31	0/332	0/068	0/625	0/068	0/625	0	-	0	-
32	0/341	0/114	0/570	0/045	0/699	0	-	0	-

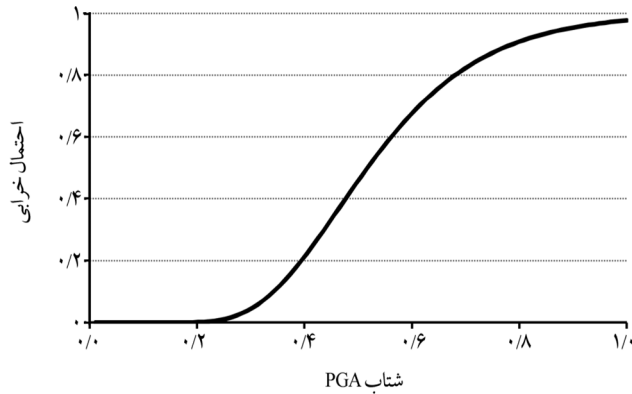
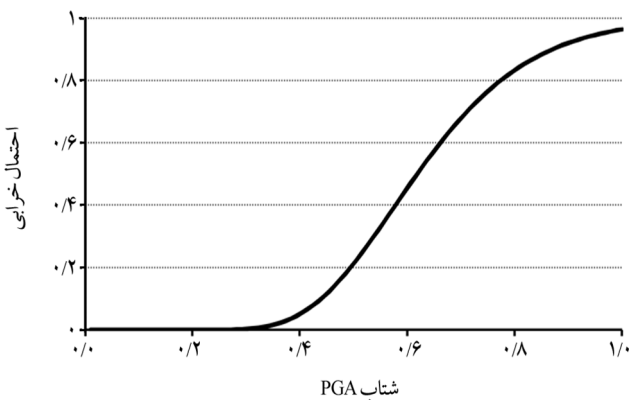
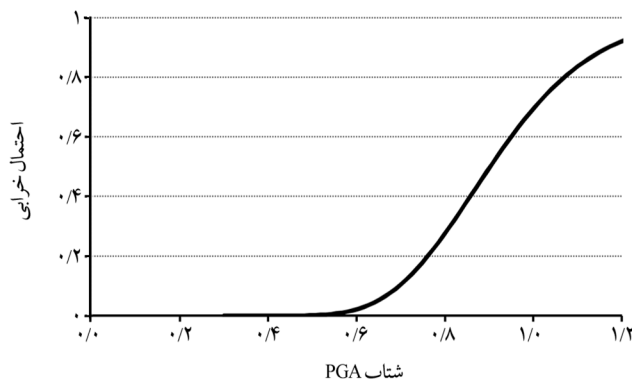
می‌باشد. در این جدول عدد 1 به معنی وقوع خسارت مورد نظر و عدد صفر به معنای عدم وقوع خسارت است.

اطلاعات مربوط به 1998 پل در جدول (1) آورده شده است [2]. اطلاعات PGA این جدول با روی هم قرار دادن نقشه پلهای آزادراهی کالترنس و نقشه سطوح خطر لرزه‌ای درجه‌بندی شده والد (Wald) و همکاران [12 و 2] به دست آمده است. در این تحقیق، بر اساس روش مذکور، برنامه‌ای کامپیوتری نوشته شد تا اطلاعات پلها را بگیرد و آنها را در 44 گروه 44 تایی و یک گروه 62 تایی با PGA صعودی تقسیم‌بندی و PGA میانگین گروه و نسبت خسارت واقع شده در هر گروه را محاسبه نماید. در جدول (2)، مقادیر نسبت‌های خسارت و ظرفیت میانگین محاسبه شده برای پلهای کالترنس در زلزله نورتریج آورده شده و مقادیر معرف ظرفیت میانگین و انحراف معیار لگاریتمی استاندارد بر اساس متدلوژی ارائه شده، محاسبه شده است. در ستون چهارم جدول (2)، ظرفیت میانگین برای هر گروه 44 تایی از پایه‌ها، که در یک محدوده شتاب PGA قرار گرفته‌اند، با توجه به رابطه محاسبه میانگین در آمار برای هر حالت خرابی محاسبه شده است. به عبارت دیگر، میانگین PGA برای هر دسته 44 تایی است. سپس با استفاده از متدلوژی ارائه شده میانگین و انحراف معیار لگاریتمی محاسبه و منحنی شکنندگی برای هر یک از حالت‌های خسارت رسم شد.

باید توجه کرد پلهایی که در سطوح خسارت اشاره شده تقسیم‌بندی شده‌اند، این خاصیت را دارند که اگر پلی در سطح خسارت بیش از سطح خسارت قبلی قرار دارد، شامل سطح خسارت قبلی (خسارت کمتر) نیز می‌شود. به عبارت دیگر، در سطح خسارت کمتر نیز اطلاعات این پل مورد استفاده قرار گرفته است. این موضوع سبب می‌شود که منحنی‌های شکنندگی همدیگر را قطع نکنند و مقادیر میانگین PGA برای یک منحنی شکنندگی مربوط به سطح خسارت بیشتر، بیش از مقادیر میانگین PGA برای سطح خسارت کمتر باشد. وجود عدد صفر در جدول (1) نشان‌دهنده این موضوع است که خسارت پل در این زلزله به سطح خسارت مربوط به ستون قرارگیری عدد صفر و سطوح خسارت شدیدتر نرسیده است.

**جدول (3): میانگین و انحراف معیار لگاریتمی به دست آمده برای حالات حدی خسارت**

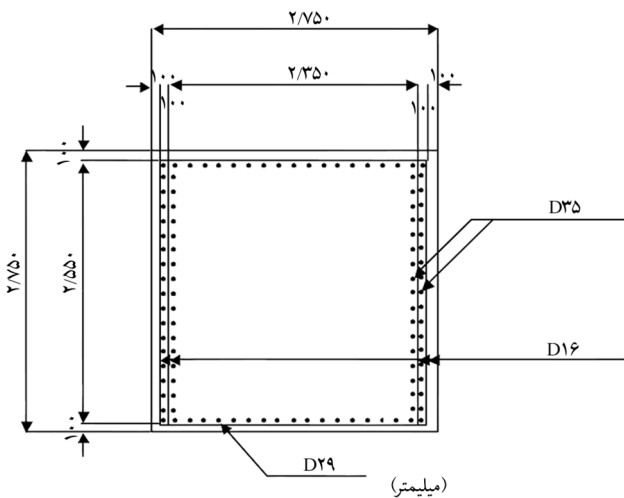
سطح خسارت	میانگین	انحراف معیار لگاریتمی
کم	0/496g	0/338g
متوسط	0/618g	0/266g
زیاد	0/901g	0/202g
فروریزش	1/410g	0/344g


**شکل (2): منحنی شکنندگی تجربی پلهای کالترنس برای حد خسارت کم**

**شکل (3): منحنی شکنندگی تجربی پلهای کالترنس برای حد خسارت متوسط**

**شکل (4): منحنی شکنندگی تجربی پلهای کالترنس برای حد خسارت زیاد**
**ادامه جدول (2)**

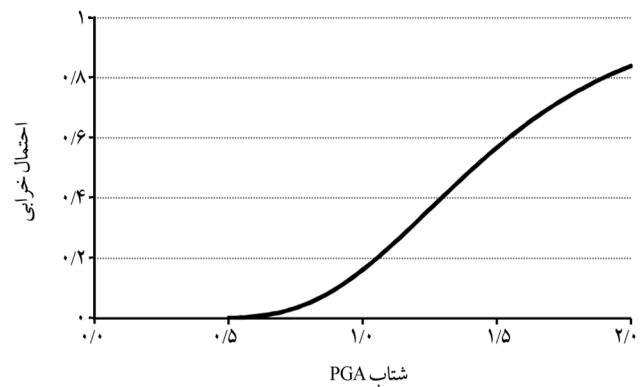
شماره گروه	PGA (g)	نسبت خسارت کم	ظرفیت میانگین	نسبت خسارت متوسط	ظرفیت میانگین	نسبت خسارت زیاد	ظرفیت میانگین	نسبت خسارت فروریزش	ظرفیت میانگین
33	0/352	0/114	0/588	0/068	0/663	0/023	0/824	0	-
34	0/365	0/250	0/486	0/136	0/581	0/068	0/686	0	-
35	0/376	0/273	0/485	0/091	0/662	0/023	0/877	0	-
36	0/386	0/273	0/498	0/136	0/614	0/045	0/790	0/023	0/901
37	0/401	0/273	0/519	0/205	0/570	0/068	0/755	0	-
38	0/427	0/205	0/606	0/182	0/628	0/091	0/753	0	-
39	0/452	0/205	0/641	0/159	0/690	0/068	0/850	0	-
40	0/495	0/341	0/589	0/273	0/640	0/091	0/873	0	-
41	0/557	0/273	0/720	0/227	0/765	0/045	1/141	0	-
42	0/631	0/341	0/751	0/182	0/927	0/045	1/292	0	-
43	0/690	0/477	0/707	0/364	0/800	0/227	0/947	0/068	1/298
44	0/718	0/341	0/854	0/295	0/902	0/159	1/096	0/023	1/677
45	0/815	0/484	0/829	0/371	0/937	0/161	1/239	0/016	2/021
معرف ظرفیت میانگین	-	0/496	-	0/618	-	0/901	-	1/410	-
انحراف معیار لگاریتمی استاندارد	-	0/338	-	0/266	-	0/202	-	0/344	-

منحنی‌های شکنندگی برای چهار حالت خسارت رسم شده‌اند. منحنی‌های شکنندگی تجربی پلهای کالترنس برای حد خسارت حداقل، متوسط، زیاد و فروریزش در شکل‌های (2)، (3)، (4) و (5) رسم شده‌اند. لازم به ذکر است که منحنی شکنندگی که برای حالت حدی "حداقل خسارت کم" با عنوان خسارت کم، منحنی شکنندگی که برای حالت حدی "حداقل خسارت متوسط" با عنوان متوسط، برای حالت حدی "حداقل خسارت زیاد" با عنوان زیاد و برای حالت حدی "حداقل سطح خرابی" رسم شده است، با عنوان فروریزش در این اشکال نامگذاری شده‌اند. در این منحنی‌ها محور افقی میزان PGA و محور قائم احتمال رسیدن و یا گذر خسارت از سطح خسارت تعیین شده می‌باشند. میانگین و انحراف معیار لگاریتمی به دست آمده برای حالات حدی خسارت اشاره شده، در جدول (3) آورده شده است.

ستونها هندسه و میزان میلگرد مشابه دارند که در شکل (6) تیپ کلی آنها آورده شده است. اطلاعات این مجموعه بسیار همگن تر از اطلاعات خسارت پلهای کالترنس است. مقادیر PGA مربوط به هر ستون در زلزله کوبه بر اساس کار ناکامورا و همکاران است [2]. با استفاده از برنامه کامپیوتری نوشته شده اطلاعات پلهای در 14 گروه 55 تایی دسته‌بندی و مقادیر نسبت‌های خسارت و ظرفیت میانگین آنها در زلزله کوبه محاسبه شد. نحوه محاسبه نسبت خسارت، تعیین درصد ستونهای خسارت دیده به کل ستونهای مجموعه و تعیین ظرفیت میانگین شده، با استفاده از جمع PGA های مربوط به مجموعه و تقسیم مقدار حاصل به تعداد پایه‌های پل موجود در مجموعه انجام پذیرفته است.



شکل (6): تیپ کلی مقطع عرضی ستونهای پلهای بزرگراه هانشین (واحدها به میلیمتر) [2]



شکل (5): منحنی شکنندگی تجربی پلهای کالترنس برای حد خسارت فروریزش

شرکت عمومی آزادراهی هانشین (Hanshin Expressway Public Corporation)، خسارت وارد بر ستونهای بتن مسلح در بزرگراه هانشین بر اثر زلزله کوبه را طبقه‌بندی کرده است. این ستونها مربوط به دو جاده بزرگراهی ساحلی در شهر کوبه به طول 40 کیلومتر است [2]. این اطلاعات خسارت بر اساس قضاوت مهندسين بازديد کننده از این بزرگراهها بعد از زلزله به دست آمده است. سطح و حالت خسارت تعريف شده برای ستونهای بزرگراه هانشین در جدول (4) آورده شده است. در این جدول As حالت خرابی، A حالت خسارت زیاد، B حالت خسارت متوسط، C حالت خسارت کم و D حالت بدون خسارت می‌باشند. خسارت پایه‌های این مجموعه در سه سطح خسارت کم، متوسط و زیاد تقسیم‌بندی شده‌اند. در جدول (5) خلاصه‌ای از جدول این داده‌های خسارت آورده شده است. لازم به ذکر است که وجود عدد صفر در این جدول به معنی این است که در زلزله کوبه، ستون، وارد سطح خسارت مربوط و سطح خسارت شدیدتر نشده است.

جدول (4): تعريف حالت خسارت پلهای بزرگراهی هانشین [2]

D	C	B	A	As	سطح خسارت
بدون خسارت	ترک خوردگی کم و کمی تورق پوشش	خسارت عمده در يك طرف	خسارت عمده در دو طرف	خسارت در تمام مقطع عرضی	خسارت خمشی در تراز تکیه‌گاه (زمین). این مد نهایتاً باعث کمانش میلگردها، تورق پوشش بتن و شکست فشاری هسته بتن می‌شود.
بدون خسارت	ترک خوردگی کم و کمی تورق پوشش	خسارت اصلی در يك طرف	خسارت در دو قسمت	خسارت درونی	ترکیب خسارت خمشی و برشی در تراز تکیه‌گاه (زمین). افزایش ترکهای خمشی و برشی با تورق بیشتر پوشش سپس جداشدگی دورپیچها و از دست رفتن طول مهار می‌شود.
بدون خسارت	خسارت جزئی	خسارت اصلی در يك طرف	خسارت درونی	خسارت درونی	ترکیب خسارت خمشی و برشی در سطح کم شدن میلگرد طولی (خسارت و خرابی در حوالی محل مشاهده می‌شود، معمولاً 4-5 متر بالاتر از زمین، کم شدن میلگرد طولی همراه با کمانش آنها و جداشدن دورپیچ)
بدون خسارت	ترک خوردگی کم	خسارت جزئی	خسارت در تمام ستون	خسارت در تمام مقطع عرضی	خسارت برشی در سطح زمین (ستونهای ضعیف با زاویه 45° ترک می‌خورند).

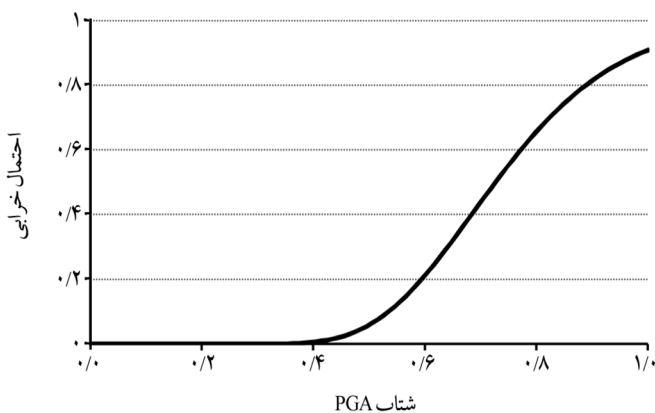
جدول (6): مقادیر نسبتهای خسارت و ظرفیت میانگین محاسبه شده برای پایه‌های پلهای بزرگراه هانشین در زلزله کوبه و محاسبه معرف ظرفیت میانگین و انحراف معیار لگاریتمی استاندارد

ظرفیت میانگین	نسبت خسارت زیاد	ظرفیت میانگین	نسبت خسارت متوسط	ظرفیت میانگین کم	نسبت خسارت کم	PGA (g)
-	0	-	0	0/396	0/127	0/244
-	0	-	0	0/322	0/345	0/272
-	0	-	0	0/596/	0/055/	0/302
-	0	-	0	0/758	0/055	0/384
1/058	0/018	0/859	0/055	0/368	0/655	0/435
0/811	0/109	0/753	0/145	0/608	0/291	0/481
0/774	0/145	0/562	0/382	0/337	0/818	0/495
0/567	0/400	0/475	0/564	0/403	0/709	0/509
0/867	0/127	0/691	0/273	0/584	0/418	0/535
0/968	0/109	0/931	0/127	0/627	0/418	0/574
1/276	0/036	0/903	0/164	0/613	0/473	0/596
0/625	0/491	0/556	0/600	0/456	0/764	0/619
0/944	0/218	0/820	0/327	0/585	0/636	0/678
0/910	0/309	0/890	0/327	0/674	0/583	0/736
0/858	-	0/726	-	0/505	-	معرف ظرفیت میانگین
0/239	-	0/239	-	0/281	-	انحراف معیار لگاریتمی استاندارد

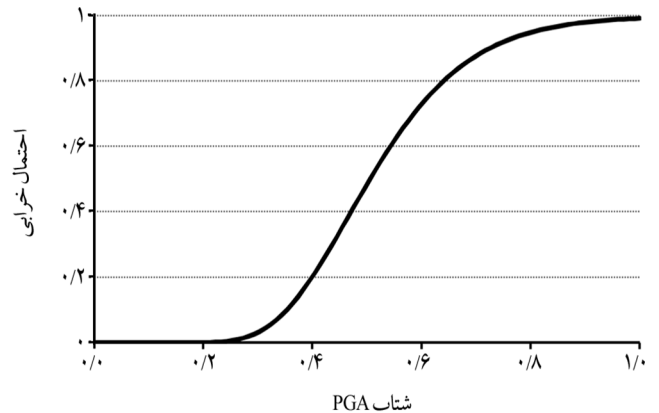
جدول (5): سطح خسارت پایه‌های بتنی بزرگراه هانشین بر اساس حداکثر شتاب زمین در زلزله کوبه [2]

شماره پل	PGA(g)	N	≥ Min	≥ Mod	≥ Maj
1	0/370	1	0	0	0
2	0/370	1	0	0	0
3	0/370	1	0	0	0
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
768	0/747	1	1	1	0
769	0/747	1	1	1	0
770	1	0	0	0	0

مقادیر معرف ظرفیت میانگین و انحراف معیار لگاریتمی استاندارد با استفاده از متدولوژی ارائه شده، محاسبه و در جدول (6) آورده شده است. منحنی‌های شکنندگی برای سه حالت خسارت ذکر شده رسم شدند. در شکل (7) منحنی شکنندگی تجربی پایه‌های بتنی پلهای بزرگراهی هانشین برای حد خسارت کم، در شکل (8) منحنی شکنندگی تجربی پایه‌های بتنی پلهای بزرگراهی هانشین برای حد خسارت متوسط و در شکل (9) منحنی شکنندگی تجربی پایه‌های بتنی پلهای بزرگراهی هانشین برای حد خسارت زیاد رسم شده‌اند. در این منحنی‌ها محور افقی میزان PGA و محور قائم احتمال رسیدن و یا گذر خسارت از سطح خسارت تعیین شده است.



شکل (8): منحنی شکنندگی تجربی پایه‌های پلهای بزرگراه هانشین برای حد خسارت متوسط



شکل (7): منحنی شکنندگی تجربی پایه‌های پلهای بزرگراه هانشین برای حد خسارت کم



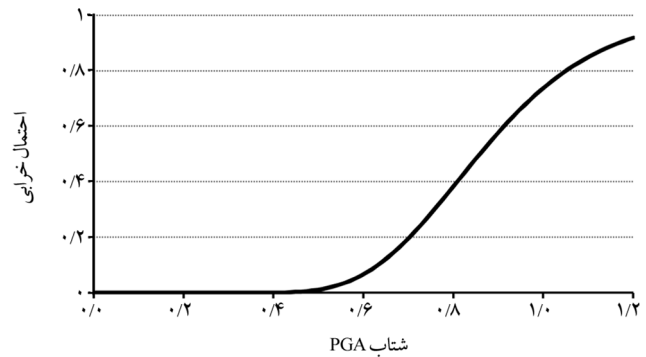
قوی تر بودند. بر عکس سطح خسارت متوسط، برای سطح خسارت زیاد، نتایج زلزله نورتریج با  $0/901g$ ، حدوداً  $0/04g$  بیشتر از نتایج زلزله کوبه با  $0/858g$  است. برای این سطح خسارت، پلهای بزرگراه هانشین به طور متوسط 5% از لحاظ ظرفیت تحمل شتاب ضعیف تر بودند.

### 5- نتیجه گیری

در این مطالعه روشی که نسبت به روشهای دیگر برای به دست آوردن منحنی های شکنندگی تجربی پلهای، هر دو دسته متغیرهای اتفاقی حرکت ورودی زمین و مصالح سازه ای را به صورت ترکیبی در نظر می گیرد، معرفی شده است. این متغیرها عدم قطعیت های ذاتی دارند و در مطالعات قبلی این عدم قطعیت های متغیرها به طور شفاف در نظر گرفته نشده اند. در این مطالعه هر دو دسته متغیرهای اتفاقی به همراه عدم قطعیت های وابسته به صورت مختلط در نظر گرفته شده اند. به عنوان کاربرد این روش، با استفاده از اطلاعات خسارت 2768 پل در زلزله های 1994 نورتریج و 1995 کوبه، منحنی های شکنندگی این پلهای ارائه شده اند. با توجه به اینکه داده های استفاده شده، طیف وسیعی از خسارتها را پوشش می دهند، می تواند مرجع قابل استنادی برای مطالعات ارزیابی شکنندگی پلهای در کشور باشد.

اطلاعات مربوط به خسارت پلهای مورد مطالعه در زلزله های مذکور، با توجه به گستردگی جغرافیایی آنها، با روی هم قرار دادن نقشه این پلهای و نقشه سطوح خطر لرزه ای درجه بندی شده به دست آمده بود، که از این روش اطلاعات PGA هر یک از پلهای آسیب دیده قابل تعیین است. البته تعریف سطوح خسارت و حالت های خرابی نیز باید متناسب با وضعیت آسیبه ها در هر زلزله انجام گیرد تا بتوان به ایجاد روابط منطقی برای برآورد احتمال خسارت برای هر یک از سطوح خسارت دست یافت.

بر اساس مطالعات میدانی مورد استناد در زلزله های مذکور، سطوح خسارت به تفکیک برای هر یک از این زلزله ها ارائه شدند. طبق گزارشها قبل از زلزله کوبه، پلهای بزرگراه هانشین فاقد یک برنامه مقاوم سازی گسترده بودند، که این امر به صدها میلیاردین خسارت مستقیم به پلهای و مقادیر بسیار بیشتر از آن به شبکه های



شکل (9): منحنی شکنندگی تجربی پایه های پلهای بزرگراه هانشین برای حد خسارت زیاد

میانگین و انحراف معیار لگاریتمی به دست آمده برای حالات حدی خسارت اشاره شده، در جدول (7) آورده شده است.

جدول (7): میانگین و انحراف معیار لگاریتمی به دست آمده برای حالات حدی خسارت

سطح خسارت	میانگین	انحراف معیار لگاریتمی
کم	0/505g	0/281g
متوسط	0/726g	0/239g
زیاد	0/858g	0/239g

برای 1998 پل خسارت دیده در زلزله 1994 نورتریج، میانگین PGA برای سطح خسارت کم برابر  $0/496g$  به دست آمد؛ در حالی که برای سطوح متوسط، زیاد و خرابی به ترتیب برابر  $0/618g$ ،  $0/901g$  و  $1/410g$  به دست آمد؛ البته این پلهای اکثرآ تجربه زلزله های قبلی کالیفرنیا از جمله 1971 سان فرناندو و 1989 لوما پریتا را، که عمدتاً یکی از برنامه های مقاوم سازی کالترانس را تجربه کرده بودند، داشتند. برای 770 دهانه از بزرگراه هانشین در زلزله کوبه، میانگین PGA برای سطح خسارت کم برابر  $0/505g$  به دست آمد؛ در حالی که برای سطوح متوسط و زیاد به ترتیب برابر  $0/726g$  و  $0/858g$  به دست آمد. در مقایسه خسارت پلهای در دو زلزله مذکور، برای سطح خسارت کم در هر دو زلزله تقریباً میانگین PGA برابر  $0/5g$  به دست آمده است؛ در حالی که برای سطح خسارت متوسط نتایج زلزله نورتریج با  $0/618g$  حدوداً  $0/1g$  کمتر از نتایج زلزله کوبه با  $0/726g$  است. به عبارت دیگر، برای این سطح خسارت، پلهای بزرگراه هانشین به طور متوسط 15% از لحاظ ظرفیت تحمل شتاب

11. Midorikawa, S. and Ohtake, Y. (2002). Empirical analysis of variance of ground motion intensity in attenuation relationships, *JAEE*, 3, 59-70.
12. Wald, D.J., Quitoriano, V., Heaton, T.H., Kanamori, H., C.W., and Worden, C.B. (1999). TriNet shake maps: rapid generation of peak ground motion and intensity maps for earthquakes in Southern California. *Earthquake Spectra*, 15(3), 537-556.

حمل و نقل، به عنوان یکی از شریانهای حیاتی مهم، منجر شد. این مسأله می تواند برای تصمیم گیرندگان این سیستم ها در تهران و سایر شهرهای بزرگ آموزنده باشد.

#### 6- مراجع

1. Bastami, M. (2007). *Seismic reliability of power supply system based on probabilistic approach*. Doctoral Dissertation, Kobe University, Japan.
2. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H., Uzawa, T., and Ueda, T. (2001). *Statistical analysis of fragility curves*. Los Angeles, California: MCEER.
3. Yamazaki, F., Motomura, H., and Hamada, T. (2000). Damage assessment of expressway networks in Japan based on seismic monitoring. *Proc. of 12<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering*. New Zealand.
4. Mander, J.B. (1999). *Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges*. Buffalo: MCEER.
5. Shinozuka, M. and Kim, S. (2003). *Developing fragility curves for concrete bridges retrofitted with steel jacketing*. Federal Highway Administration and Caltrans.
6. Choi, E., Des Roches, R., and Nielson, B. (2004). Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26, p. 187-199.
7. Cardone, D., Perrone, G., and Dolce, M. (2007). A numerical procedure for the assessment of highway bridges in seismic area. *ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*. Rethymno, Crete, Greece.
8. Padgett, G.E. and Des Roches, R. (2008). Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, p. 1157-1174.
9. Banerjee, S. and Shinozuka, M. (2007). Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23, p. 12-22.
10. Moschonas, I.F., Kappos, A.J., Pantetos, P., Papadopoulos, V., Markarios, T., and Thanopoulos, P. (2009). Seismic fragility curves for greek bridges: methodology and case studies. *Bull. Earthquake Eng.*, 7, p. 439-468.

# Seismic Empirical Fragility Curves of Bridges Considering Composite Inherent Randomness

## Morteza Bastami

Associate Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran. (Corresponding Author) Email: [m.bastami@iiees.ac.ir](mailto:m.bastami@iiees.ac.ir)

## Amir Malekshahi

M. Sc. of Structure Engineering, Graduated from University of Kurdistan

There are a few methods for seismic vulnerability assessment of bridge structural systems. The development of vulnerability information in the form of fragility curves is an approach when the information is to be developed accounting for a multitude of uncertain sources involved, such as, structural characteristics, estimation of seismic hazard and site condition. Inherent randomness is involved to these uncertain factors. The major effort of this study is placed on the development of empirical fragility functions by utilizing the damage data from past earthquakes considering composite inherent randomness of the uncertain factors. The introduced procedure is suitable for the development of fragility curves under the assumption that they can be presented by two-parameter lognormal distributions. The empirical fragility curves are developed using 768 bridge damage data obtained from the 1994 Northridge and the 1995 Kobe earthquakes, which could be used as reference curves for seismic risk assessment studies of the similar bridges in Iran.

**Keywords:** Earthquake, Bridge, Experimental Fragility Curve, Composite Inherent Randomness