

# مطالعه آسیب‌پذیری لرزه‌ای یک گروه از پلهای بزرگراهی در ایران به کمک رسم منحنی‌های شکنندگی

افشین کلانتری، استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله  
کمیل کریمی مریدانی، دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات

## ۱- چکیده

منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای احتمال فراگذشت پاسخ سازه از مقدار حالت حدی تعیین شده برای آن، به ازای مقادیر مختلف یک معیار شدت زلزله را بیان می‌نماید. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای به صورت تجربی و تحلیلی ارائه می‌شوند. روش تجربی بر پایه اطلاعات حاصل از گزارش خرابی پلها در زلزله‌های گذشته استوار می‌باشد، اما در روش تحلیلی پاسخهای لرزه‌ای حاصل از تحلیل پلها به کار برده می‌شود. چون اطلاعات خسارت در اغلب پلهای بزرگراهی موجود در کشور کافی نیست، در این مطالعه از روش تحلیلی برای ایجاد منحنی‌های شکنندگی این قبیل پلها استفاده می‌گردد. به این منظور، مجموعه‌ای از زمین‌لرزه‌های منطبق با مشخصات ساختگاه، گسلهای منطقه، فاصله از گسل منشاء و سایر شاخص‌ها در تحلیل تاریخچه زمانی مد نظر قرار گرفت. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را می‌توان برای شاخص‌های خرابی گوناگون از جمله برای وضعیت پاسخ در تکیه‌گاهها و ستونها ارائه کرد. بین این موارد، شکل‌پذیری انحنای ستون برای تعیین منحنی‌های شکنندگی در نظر گرفته شد. در این مطالعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای یک مدل پل سه دهانه با شاهتیرهای بتنی پیوسته ارائه می‌شود. برای تحلیل سه بعدی پل از نرم‌افزار *OpenSees* استفاده گردید. همچنین در طی محاسبات، ۳۰ رکورد زلزله در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به کار گرفته شد. نتایج احتمال فراگذشت پاسخ از شاخص‌های تعریف شده را برای شدت زلزله‌های مختلف بیان می‌کند. **کلیدواژه‌ها:** منحنی شکنندگی لرزه‌ای، شاخص‌های عملکرد لرزه‌ای، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

## ۲- مقدمه

اهمیت مطالعه آسیب‌پذیری پلهای بزرگراهی به عنوان یک مؤلفه اصلی در شریان حیاتی شبکه حمل و نقل بزرگراهی ضروری است. مندر در سال ۱۹۹۹ [۱] مطالعاتی بر روی شکنندگی لرزه‌ای پلهای بزرگراهی در ایالات متحده انجام داد. در مطالعه وی روشهای مختلف ساخت منحنی‌های شکنندگی مطرح شد. در مقایسه با روشهای دیگر، روش استفاده شده توسط وی قابلیت اطمینان منحنی‌های شکنندگی را بهبود بخشید. در مطالعه کیم و فنگ [۲] شاخص آسیب پایه پلهای با دهانه بلند در اثر تحریکات غیریکنواخت در نظر گرفته شد. در این کار منحنی شکنندگی لرزه‌ای پل سانتاکلارا ارائه گردید. پژوهش نیلسون [۳] در ایالات متحده به ارائه منحنی‌های شکنندگی انواع پلهای بزرگراهی منتهی شد. در این مطالعه، مدل‌های عددی پلها در نرم‌افزار *OpenSees* ایجاد شدند. لی و همکاران [۴]، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای پلها را برای پلهای بزرگراهی در کشور کره محاسبه کردند. این مطالعه نشان داد که سطوح مختلف خرابی در پل فقط به بزرگی زلزله و فاصله از کانون وابسته نبوده؛ بلکه تابعی از مشخصات سازه‌ای پل و نوع خاک نیز هستند. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای به منظور ارزیابی سریع پلها در پهنه‌های مختلف لرزه‌ای قابل استفاده هستند. نشریه شماره ۲۹۴ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور [۵] نقشه‌های جزئیات اجرایی برای پلهای بزرگراهی همسان را ارائه نموده است. با توجه به فراگیری کاربرد این نقشه‌ها در کشور، سازه‌های پل مشابه با این گروه از پلها به تعداد زیاد در کشور ساخته شده یا طبق برنامه وزارت راه و ترابری ساخته خواهد شد.

محصور شده دارای حداکثر تنش ۲۶۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در کرنش ۰/۰۰۵ و تنش ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در کرنش ۰/۰۵ می‌باشد. آرماتورهای طولی با مصالح *Steel01* با رابطه تنش کرنش دو خطی و با منظور کردن سختی کرنشی مدل شدند. در آرماتور فولادی تنش جاری شدن ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و شیب ناحیه سختی کرنشی ۰/۰۱ شیب اولیه در نظر گرفته شد [۶].

#### ۴-۲- فرضیات سختی برای اعضای الاستیک خطی

عرشه پل شامل شاهتیرها و دال بتنی در روسازه به صورت الاستیک و مقطع ترک نخورده در نظر گرفته شده و با خصوصیات مقطع کامل مدل شده است. همچنین در مدلسازی پی سطحی از خصوصیات مقطع الاستیک استفاده شده است.

#### ۴-۳- تقسیمات فایبرها

پایه‌های این پل به شکل لوبیایی طرح شده‌اند. قطر نیمه دایره ۸۰ سانتیمتر و طول قسمت مستطیلی ۷۰ سانتیمتر است. با استفاده از تحلیل لنگر-انحناء، پیکربندی بهینه فایبرها برای مقطع پایه و سرپایه مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است.

در این مطالعه از مدل پل شماره 294-F-G-3X15 استفاده می‌شود. معیارهای شکل‌پذیری انحنایی پایه و تغییرشکل تکیه‌گاه کناری در برآورد آسیب‌پذیری مد نظر قرار گرفت.

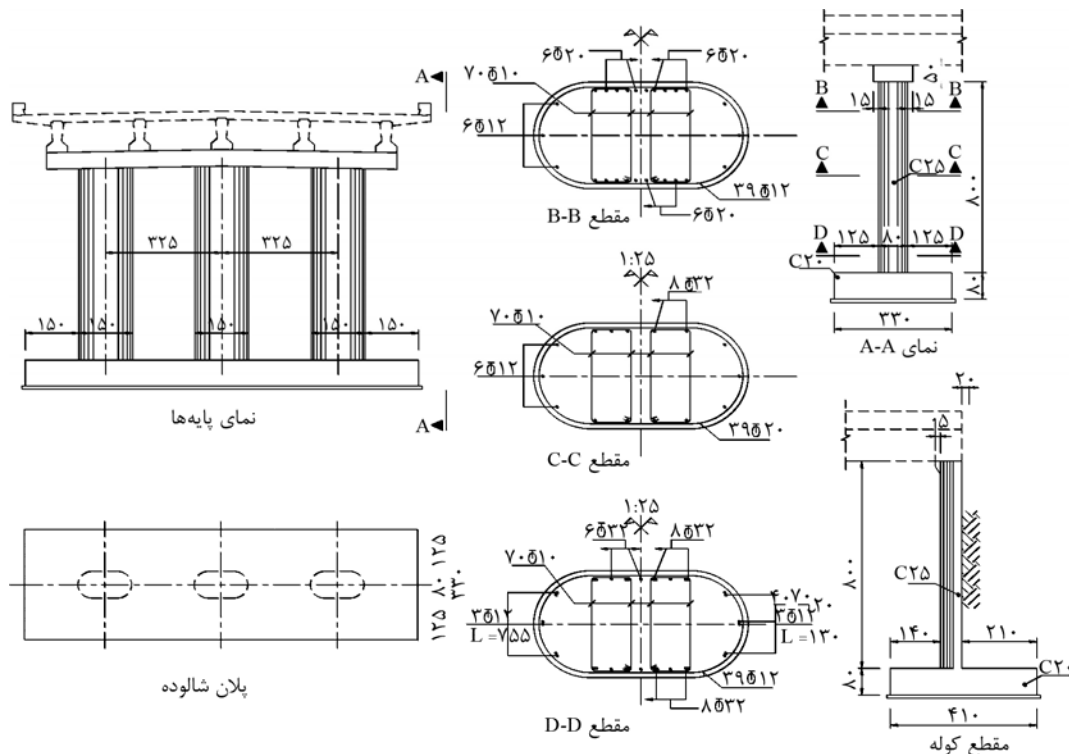
#### ۳- معرفی سازه

پل تحت مطالعه دارای سه دهانه ۱۵ متری است. ارتفاع پل ۸/۷۵ متر و عرشه آن شامل ۵ شاهتیر و دال بتنی به ارتفاع ۲۰ سانتیمتر می‌باشد. در مدل انتخابی از نقشه‌های همسان از تکیه‌گاههای لغزان یا الاستومری، استفاده نشده و جزئیات نقشه‌های اجرایی نشان می‌دهد که عرشه با قابهای پل به صورت پیوسته عمل می‌کند. عرشه از یک طرف بر روی قابهای سه ستونی و از طرفی دیگر به تکیه‌گاه کناری متصل است. شکل (۱) مهمترین اجزای پل را نشان می‌دهد.

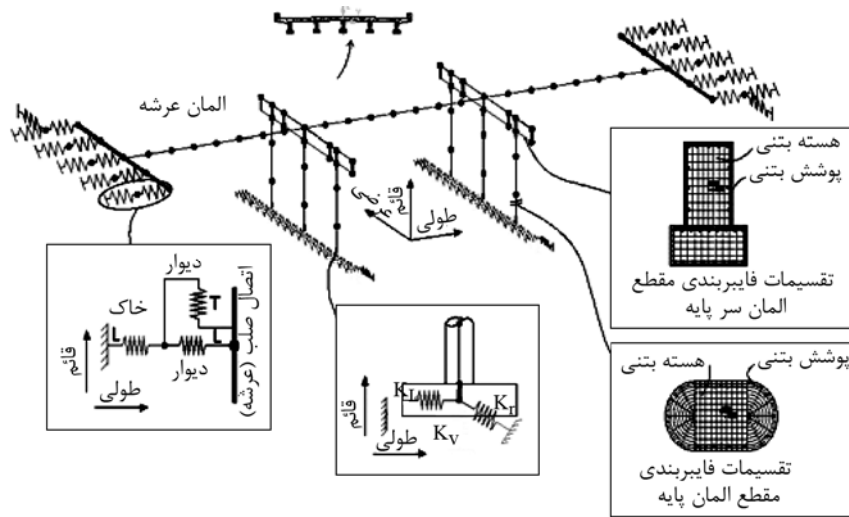
#### ۴- مدل اجزاء محدود

##### ۴-۱- مدل مصالح

مدل مصالح *Uniaxial material concrete01* برای بتن محصور شده (هسته بتنی) و بتن پوششی به کار رفته است. برای بتن محصور نشده کرنش ۰/۰۰۲ در حداکثر تنش و کرنش ۰/۰۰۶ در حد نهایی در نظر گرفته شد. مصالح بتن



شکل (۱): مهمترین مؤلفه‌های پل تحت مطالعه.

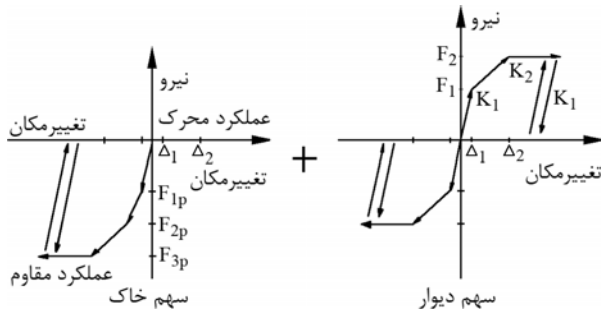


شکل (۲): مدل اجزاء محدود پیل.

#### ۴-۴- پیکربندی المانها

۴۰۰۰ کیلونیوتن بر متر منظور گردید. در جهت عرضی، سختی  $k_1$   $3E+07$  کیلونیوتن بر متر، به ازای نیروی  $37E+03$  کیلونیوتن در تغییر مکان  $0/009$  متر است. سختی  $k_2$   $1E+05$  کیلونیوتن بر متر می‌باشد [۳].

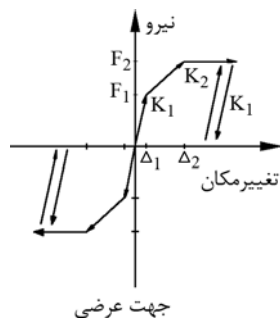
در نرم‌افزار *OpenSees* دو نوع المان با رفتار غیرخطی برای اعضای ستون در اختیار هستند. در مورد اول پلاستیسیته عضو به صورت متمرکز در نظر گرفته شده و در مورد دوم پلاستیسیته مصالح در طول عضو توزیع شده است [۶-۷]. با توجه به محدودیت‌های موجود در بکارگیری المانهای با پلاستیسیته متمرکز و برای احتراز از عدم همگرایی محاسبات در تحلیل دینامیکی غیرخطی، از المان با پلاستیسیته توزیع شده در پایه‌های پیل و سرپایه استفاده شد.



شکل (۳): مدل تحلیلی تکیه‌گاه کناری در جهت طولی [۸].

#### ۴-۵- مدل‌سازی رفتار تکیه‌گاه کناری و خاک

رفتار دیوار و خاک در محل تکیه‌گاه کناری در جهت طولی مدل شد. ارتفاع دیوار ۸ متر، ضخامت  $0/6$  متر و عرض آن  $12/7$  متر است. رفتار غیرخطی تکیه‌گاه کناری از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی در دو جهت تعیین شد. در جهت طولی رفتار مقاوم خاک و رفتار دیوار منظور گردیده است. در تعیین مقادیر پارامترهای لازم برای خاک در مدل‌سازی از اطلاعات مرجع [۳] استفاده شد. در جهت عرضی فقط رفتار دیوار مدل شده است. رفتار تکیه‌گاه کناری در شکل‌های (۳) و (۴) نشان داده شده است. سختی الاستیک  $K_1$  دیوار در جهت طولی معادل نیروی  $1756$  کیلونیوتن در تغییر مکان  $0/11$  متری بالای دیوار می‌باشد. سختی  $K_2$   $1600$  کیلونیوتن بر متر تا تغییر مکان  $0/2$  متری است. برای مقادیر سختی مقاوم خاک  $K_{1p}$   $29E+03$  کیلونیوتن بر متر، سختی  $K_{2p}$   $14E+03$  کیلونیوتن بر متر و سختی  $K$



شکل (۴): مدل تحلیلی تکیه‌گاه کناری در جهت عرضی [۸].

#### ۴-۶- بررسی لزوم مدل‌سازی المان شالوده زیر پایه‌ها

برای منظور کردن اندرکنش سازه و خاک با مدل‌سازی پی، سختی شالوده بر اساس ضوابط ارائه شده در بخش ۴ دستورالعمل بهسازی (نشریه ۳۶۰) تعیین شد.

شالوده پی با رفتار خطی مدل می‌شود. سختی فنرهای افقی با توجه به رابطه (۳) و با اعمال ضرایب  $\beta$  برای در نظر گرفتن مدفون‌شدگی شالوده سطحی محاسبه می‌شود [۶].

$$\left\{ \begin{aligned} A_{corner-node} &= \\ B \times l_1 &= 3.3 \times 0.34375 = 1.134375 m^2 \\ A_{mid-node} &= \\ B \times l_2 &= 3.3 \times 0.6875 = 2.26875 m^2 \\ A_{foundation} &= \\ B \times L &= 3.3 \times 11 = 36.3 m^2 \\ kx_{corner-node} &= \frac{A_{corner-node}}{A_{foundation}} \times k_x = \quad (3) \\ \frac{1.134375}{3.63} \times 8148434 &= 2546385 \text{ kN/m} \\ ky_{corner-node} &= \frac{A_{corner-node}}{A_{foundation}} \times k_y = \\ \frac{1.134375}{3.63} \times 7358370 &= 2299491 \text{ kN/m} \\ kz_{corner-node} &= \frac{1.3 \times G}{B(1-\nu)} \times A_{corner-node} = \\ \frac{1.3 \times 224500}{3.3 \times (1-0.25)} \times 1.134375 &= 133764 \text{ kN/m} \end{aligned} \right.$$

در ایجاد مدل اجزاء محدود، پس از آن که عدم صلبیت شالوده سطحی نسبت به خاک محرز گردید، مدلسازی شالوده سطحی نیز ضرورت می‌یابد. جرم روسازه در گره‌های مربوط در روسازه توزیع شده و المانهای غیرخطی برای پایه‌ها و سر پایه منظور شده‌اند؛ همچنین به المانهای غیرخطی نیز جرم واحد طول اختصاص داده شده است. بر اساس پژوهش‌های مراجع (۱) تا (۴)، رفتار عرشه در طی تحلیل خطی در نظر گرفته می‌شود. میرایی ۵ درصد و اثر پی-دلتا در مدلسازی در نظر گرفته شد. مدل اجزاء محدود پل در شکل (۲) نمایش داده شده است.

بر این اساس، قرارگیری سیستم‌های قائم باربر جانبی متکی بر بستر صلب و عدم مدلسازی شالوده برای ساختمانهایی که برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار می‌گیرند؛ مجاز نیست. از اینرو با توجه به لزوم قابلیت استفاده بی‌وقفه سازه پل به عنوان یکی از مؤلفه‌های اصلی یک شریان حیاتی، لزوم مدلسازی پی ضرورت دارد. برای محاسبه سختی شالوده بر اساس مدول برشی اولیه خاک ( $G_o$ )، وزن مخصوص خاک و سرعت موج برشی مدول برشی محاسبه می‌شود. ضریب پواسون خاک ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است. بنابراین سختی خاک و سختی شالوده مطابق روابط زیر محاسبه می‌شوند و لزوم مدلسازی شالوده کنترل می‌گردد [۶].

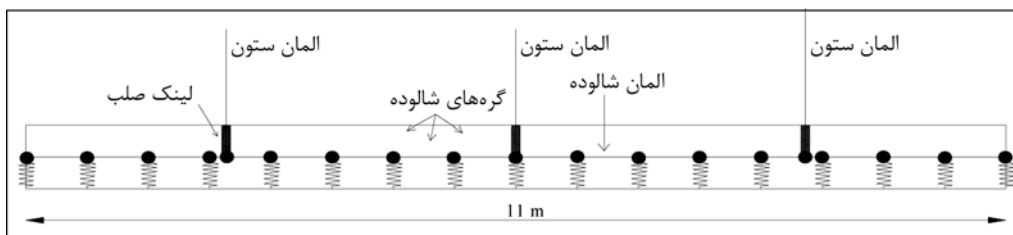
$$K_{SV}B = \frac{1.3G}{1-\nu} \quad (1)$$

$$\frac{E_f I_f}{l^4} \geq \frac{2}{3} K_{SV}B \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{aligned} K_{SV}B &= \frac{1.3 \times 224500}{1-0.25} = 389100 \frac{\text{kN}}{m^2} \\ \frac{2}{3} K_{SV}B &= 259400 \\ E_f &= 2 \times 10^7 \frac{\text{kN}}{m^2}, I_f = \frac{11 \times 0.8^3}{12} = 0.46933333 m^4 \\ l &= 3.67 m \frac{E_f I_f}{l^4} \rightarrow \frac{2 \times 10^7 \times 0.46933333}{3.67^4} = 51742 \end{aligned} \right.$$

$$\frac{E_f I_f}{l^4} \leq \frac{2}{3} K_{SV}B \rightarrow \text{مدلسازی شالوده لازم است}$$

بنا بر محاسبات فوق، پی صلب نیست. برای پی‌های غیرصلب پس از المان‌بندی در محل هر گره مطابق شکل (۵) از دو فنر افقی متعامد واقع در جهات اصلی و یک فنر قائم استفاده می‌شود. برای سادگی، جلوگیری از پیچیده‌شدن مدل، کاهش هزینه‌های تحلیل و عملیات محاسباتی،



شکل (۵): پیکربندی المانها و فنرهای پی.

## ۵- نتایج تحلیل مقادیر ویژه

برازش هستند. پس از برآورد پراکندگی که مقداری شرطی بر روی اندازه شدت زلزله است، مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی از رابطه (۷) به دست می‌آید [۳].

$$P[EDP \geq d | IM] = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(d) - \ln(aIM^b)}{\beta_{EDP|IM}} \right) \quad (7)$$

در این رابطه،  $d$  مقدار حالت حدی است.

با استفاده از تحلیل مقادیر ویژه در نرم‌افزار *OpenSees* دوره تناوب اصلی پل ۰/۷۴ در جهت طولی است. دوره تناوب طبیعی موده‌های دوم و سوم به ترتیب ۰/۲۴ و ۰/۱۶ ثانیه می‌باشد. دو مود اول پل در شکل (۶) نشان داده شده‌اند.

## ۶- تابع شکنندگی لرزه‌ای

همانطور که اشاره گردید، تابع شکنندگی لرزه‌ای احتمال فراگذشت پاسخ سازه از مقدار حالت حدی تعیین شده برای آن، به ازای مقادیر مختلف یک معیار شدت زلزله را بیان می‌نماید. در بیان ریاضی، این تابع به صورت معادله (۴) نشان داده شده است. در این رابطه  $LS$  حالت حدی یا سطح خرابی مؤلفه پل و  $IM$  معیار شدت لرزه‌ای است.

$$Fragility = P[LS | IM = y] \quad (4)$$

احتمال شکست از رابطه (۵) به دست می‌آید،

$$p_f = P \left[ \frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad (5)$$

که در آن  $D$ ، میزان تقاضا و  $C$  میزان ظرفیت سازه است. این معادله احتمال این که نیاز سازه‌ای از ظرفیت سازه‌ای تجاوز کند را نشان می‌دهد. در روش‌های تحلیلی احتمالاتی، نیاز لرزه‌ای بر اساس مدل‌های نیاز لرزه‌ای احتمالاتی که بر حسب مقادیر شدت معینی داده شده‌اند، توصیف می‌شود.

متوسط مقادیر نیاز به صورت رابطه توانی از معادله زیر

قابل استخراج است.

$$E \hat{D} P = aIM^b \quad (6)$$

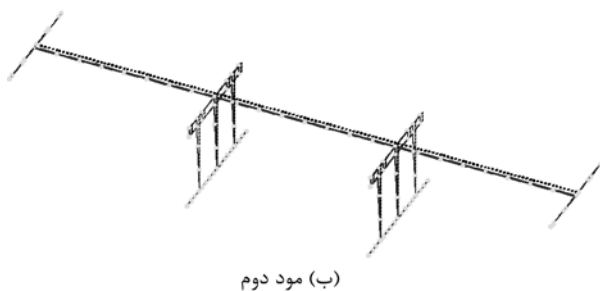
در رابطه (۶)،  $IM$  اندازه شدت انتخابی و  $a$  و  $b$  ضرایب

### ۶-۱- حالات حدی و شاخصهای عملکرد لرزه‌ای

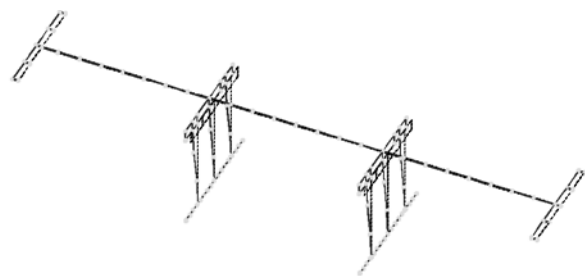
حالات حدی عملکردی برای پلها در برخی مطالعات به صورت تجویزی و توصیفی ارائه شده‌اند. حالات حدی کیفی ارائه شده توسط *HAZUS* [۹]، روند خرابی از حالت خرابی کم تا شکست را در پل در نظر می‌گیرد. روش تجویزی سطح عملکرد پل را بر پایه فیزیک سازه بیان می‌نماید. در این روش حالات حدی بر اساس نظرات کارشناسان ناشی از مشاهدات آزمایشگاهی و تفسیر رفتار مؤلفه‌های پل، تعیین می‌شوند. بر اساس پیشنهادهای پژوهشگران، حالات حدی تجویزی گوناگونی برای مؤلفه‌های پل به کار برده شده است. حالت حدی پیشنهادی توسط مندر [۱] در جدول (۱) آمده است. در این زمینه این امکان وجود دارد تا به روش احتمالاتی میزان پراکندگی و عدم قطعیت مجموعه‌ای از اطلاعات را با کمک اطلاعات مشابه جدید کاهش داد. این کار به روش

جدول (۱): حالات خرابی پیشنهادی شکل‌پذیری انحنای ستون [۱].

حالت خرابی	( $\mu$ ) ستون
کم	$1 < \mu < 2$
متوسط	$2 < \mu < 4$
گسترده	$4 < \mu < 7$
کلی	$\mu < 7$



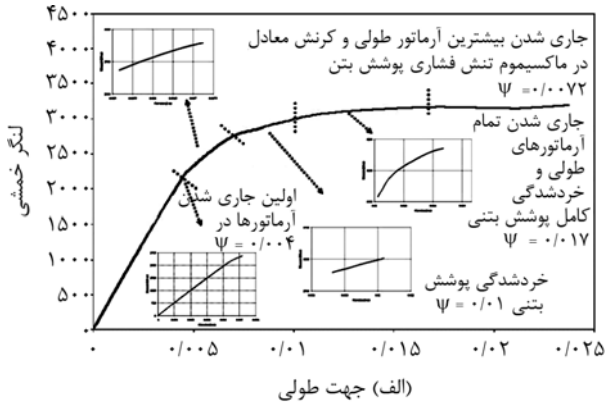
(ب) مود دوم



(الف) مود اصلی

شکل (۶): شکل موده‌های سازه.

پایه را در جهات طولی و عرضی نشان می‌دهد. در جهت طولی اولین جاری شدن آرماتورهای طولی در انحنای  $0/004$  (بر هر متر) شروع می‌شود. با توجه به شرح توصیفی مندرج در مرجع [۳]، این نقطه به عنوان حالت حدی خرابی کم منظور می‌گردد.



شکل (۷): تحلیل لنگر-انحنای المان پایه.

بر اساس نتایج تحلیل مشاهده گردید، در مقدار انحنای  $0/0077$  بیشتر آرماتورهای طولی جاری شده و مقدار کرنش، معادل حداکثر تنش فشاری پوشش بتن است. حالت خرابی متوسط به این نقطه اختصاص می‌یابد. در ادامه تحلیل، خردشدگی پوشش بتن در انحنای  $0/01$  صورت می‌گیرد. حالت خرابی گسترده به این نقطه اطلاق گردید. در حالت خرابی کلی، عمده آرماتورهای طولی جاری شده و در ناحیه سختی کرنشی قرار دارند و به دنبال آن، خردشدگی عمده پوشش بتنی رخ داده است. مقدار انحناء در این حالت،  $0/017$  است، شکل (۸). مقادیر اخیر در رابطه (۸) به کار برده می‌شوند. جدول (۳) حالات حدی به کار رفته بر مبنای رفتار سازه‌ای را تشریح می‌کند.

بایسیان امکان‌پذیر شده است. حالت حدی به هنگام شده به روش بایسیان برای مؤلفه‌های پل با ترکیب حالات حدی پیشنهاد شده به روش توصیفی و تجویزی در جدول (۲) ارائه شده است [۱۰]. در این شاخص‌ها، شکل‌پذیری انحنای ستون ( $\mu_\phi$ )، مطابق رابطه (۸) در نظر گرفته شده است.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \quad (8)$$

این مقدار نسبت حداکثر انحنای پایه در طی ارتعاش زلزله تقسیم بر انحنای جاری شدن یا انحناء در زمان جاری شدن بیشترین آرماتور طولی می‌باشد. در کنار این روشها، استفاده از منحنی رفتار سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی و تفسیر حدود عملکردی و حدود خرابی بر اساس این منحنی برای این منظور قابل استفاده است که در این مطالعه به کار گرفته شد. به این منظور، با استفاده از رابطه (۸)، مقدار  $\phi_y$  از طریق تحلیل لنگر انحناء در قسمت بعد محاسبه می‌شود و  $\phi_{max}$  از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی پل تعیین می‌شود.

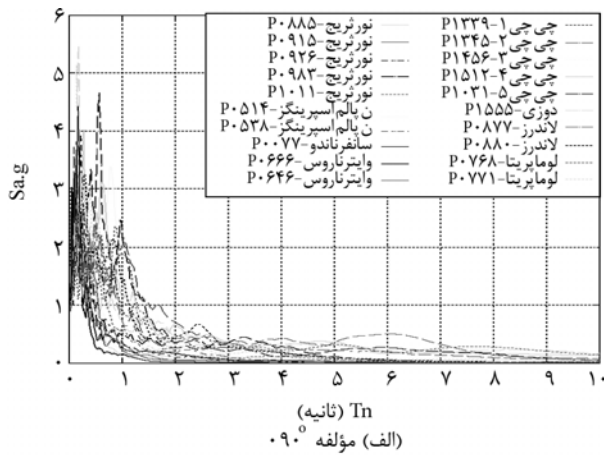
جدول (۲): حالت حدی به هنگام شده بایسیان برای مؤلفه‌های پل [۱۰].

حالت خرابی	ستون ( $\mu$ )	تکیه‌گاه (محرک)	تکیه‌گاه (مقاوم)	تکیه‌گاه کناری عرضی
کم	۱/۲۹	۹/۸	۳۷	۹/۸
پراکندگی	۰/۵۹	۰/۷	۰/۴۶	۰/۷
متوسط	۲/۱۰	۳۷/۹	۱۴۶	۳۷/۹
پراکندگی	۰/۵۱	۰/۹	۰/۴۶	۰/۹
گسترده	۳/۵۲	۷۷/۲	N/A	۷۷/۲
پراکندگی	۰/۶۴	۰/۸۵	N/A	۰/۸۵
کلی	۵/۲۴	N/A	N/A	N/A
پراکندگی	۰/۶۵	N/A	N/A	N/A

## ۶-۲- تحلیل لنگر- انحناء

به منظور شناخت رفتار غیرخطی پایه‌ها در برابر بار جانبی و تعیین ظرفیت مقطع (تحت نیروی فشاری ثابت  $P$ )، تحلیل لنگر انحنای مقطع ستون انجام شد. تحلیل لنگر انحناء مطابق رهنمودهای مرجع [۸] به منظور تعیین ظرفیت مقطع انجام می‌شود. شکل (۷) منحنی لنگر انحنای

داده‌ها)، ظرفیت هر یک از مؤلفه‌های پل (حالات حدی) و معیار شاخص خرابی، منحنی شکنندگی لرزه‌ای قابل محاسبه خواهد شد. روند محاسبات برای استخراج منحنی‌های شکنندگی در شکل (۱۰) اشاره شده است. یک نمونه از مدل‌های نیاز لرزه‌ای بدست آمده در شکل (۱۱) ارائه شده است. جمع‌بندی حاصل از این بخش از محاسبات و مدل‌سازی‌ها به عنوان مدل‌های نیاز لرزه‌ای مؤلفه‌های پل در جدول (۴) نمایش داده شده‌اند.



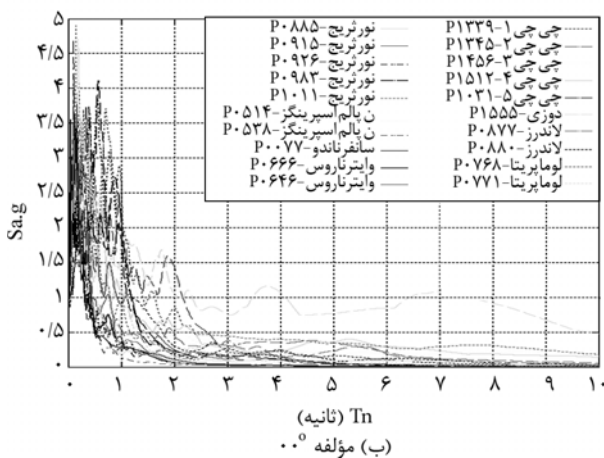
شکل (۸): روند محاسبات منحنی شکنندگی.

جدول (۳): حالات حدی شکل‌پذیری انحنایی ستونهای پل.

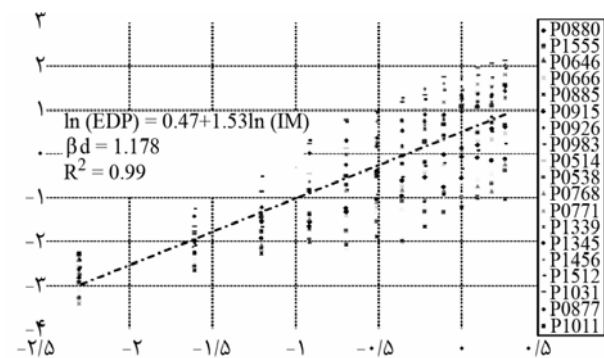
حالت خرابی	ستون (μ)	ستون (μ)
کم	جهت X	جهت Y
متوسط	۱/۸	۱/۴۷
گسترده	۲/۵	۲/۹۴
کلی	۴/۲۵	۴/۴۱

## ۷- بارگذاری لرزه‌ای

در این مطالعه، به منظور ایجاد منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای تحلیلی از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود [۱-۴]. هر چند این روش مستلزم صرف زمان و پیچیدگی‌های بیشتر نسبت به سایر روشهای تحلیل است، اما در عین حال یک روش قابل اعتماد در تحلیل می‌باشد. در انتخاب مجموعه زمین‌لرزه‌ها، از رکوردهایی که با شرایط ساختگاه، ساز و کار گسل‌های منطقه، فاصله از گسل منشاء منطبق باشد، استفاده می‌شود. در این مطالعه از داده‌های بانک زمین‌لرزه PEER استفاده گردید. ۲۰ زوج مؤلفه شتاب وابسته به گسل‌های حوزه دور مد نظر قرار گرفت. این زوج مؤلفه‌ها از ۰/۱g تا ۱/۳g با فواصل ۰/۱g مقیاس گردیدند. شکل (۹) طیف پاسخ شبه شتاب این مجموعه رکوردها را نشان می‌دهد.



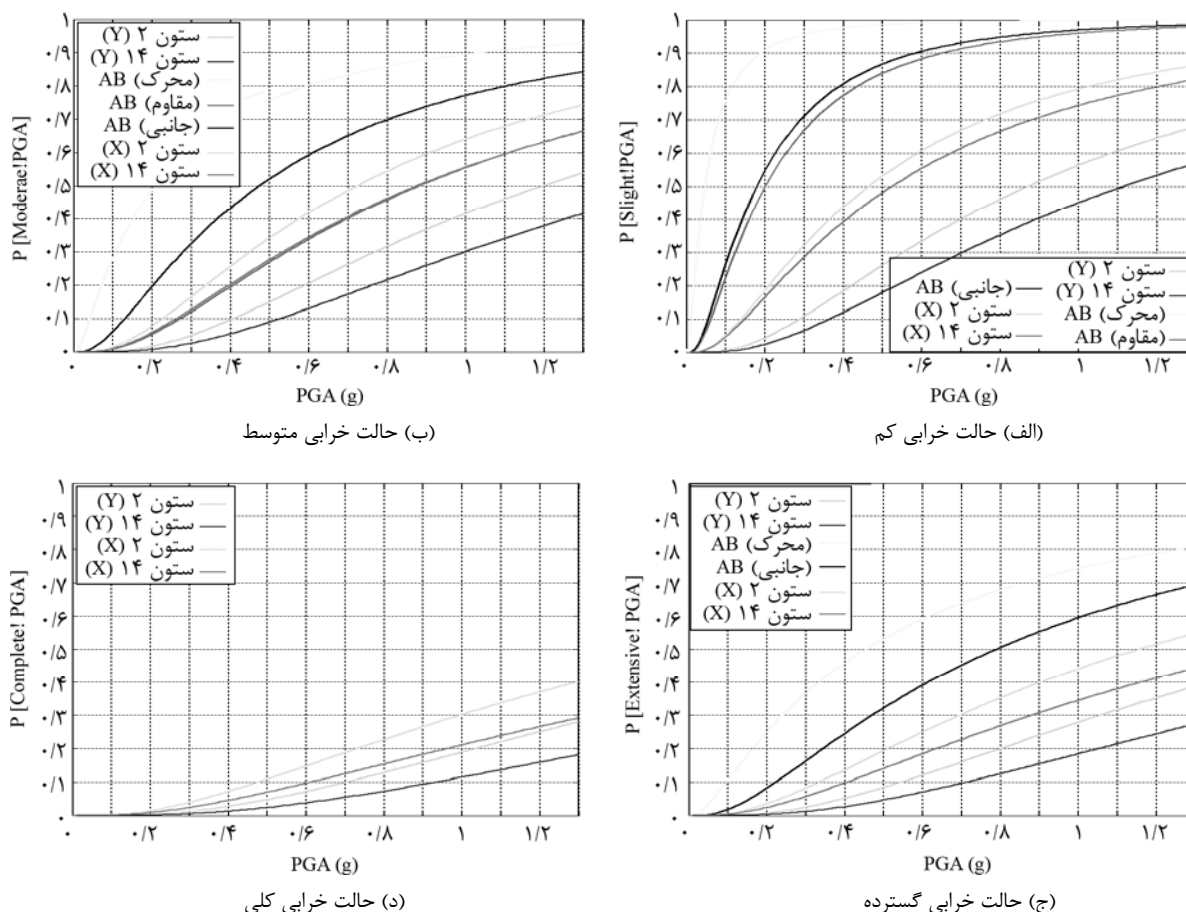
شکل (۹): طیف پاسخ شتاب زمین‌لرزه‌های حوزه دور.



شکل (۱۰): نمایشی از مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی در فضای لگاریتمی.

## ۸- تحلیل پاسخها و منحنی‌های شکنندگی

با در نظر گرفتن مقادیر متوسط نیاز نسبت به شدت لرزه‌ای (با محاسبه مقادیر  $a$  و  $b$  در رابطه (۳) و پراکندگی



شکل (۱۱): منحنی شکنندگی پیل در حالت‌های خرابی کم، متوسط، گسترده و کلی.

جدول (۴): مقادیر نیاز لرزه‌ای احتمالاتی مؤلفه‌های پیل.

$\beta D/PGA$	$R^2$	PSDM	پاسخ
۱/۱۷۸	۰/۹۹	$۰/۴۷+۱/۵۳ \ln (PGA)$	$\ln (\mu_{\phi})$ - المان ۲ - جهت X
۰/۸۵	۰/۹۹	$۱/۱+۱/۱ \ln (PGA)$	$\ln (\mu_{\phi})$ - المان ۲ - جهت Y
۱/۱۲	۰/۹۸	$۰/۰۹+۱/۴۵ \ln (PGA)$	$\ln (\mu_{\phi})$ - المان ۱۴ - جهت X
۰/۷۳	۰/۹۸	$۰/۸۷۷+۰/۹۵ \ln (PGA)$	$\ln (\mu_{\phi})$ - المان ۱۴ - جهت Y
۰/۶۹۵	۰/۹۸	$۲/۷۶+۰/۹ \ln (PGA)$	$\ln (ab-active)$
۰/۷۱۶	۰/۹۹	$۲/۷۹+۰/۹۳ \ln (PGA)$	$\ln (ab-passive)$
۱/۰۷	۰/۹۹	$۲/۳۷+۱/۴ \ln (PGA)$	$\ln (ab-transverse)$

تکیه‌گاه کناری با رفتار فعال است. شکل‌های (۱۱-ج) و (۱۱-د)، شکنندگی لرزه‌ای مؤلفه‌های پیل را در محدوده خرابی گسترده و کلی نشان می‌دهند.

## ۹- جمع‌بندی

بر اساس نتایج مطالعه عددی و مقادیر شکنندگی لرزه‌ای مؤلفه‌های مورد نظر که در نمودارهای شکنندگی لرزه‌ای

شکل (۱۱) نشان می‌دهد که احتمال فراگذشت ستون‌های پیل در حالت خرابی کم و متوسط حتی در حداکثر شدت لرزه‌ای  $1/3g$  به یک نمی‌رسد. البته باید توجه شود که نمودار تنها مربوط به یک حالت خرابی بوده و حالات و حدود خرابی دیگر در آن منعکس نشده است. در حالی که در حالت خرابی کم و متوسط، شکل‌های (۱۱-الف) و (۱۱-ب)، بیشترین احتمال وقوع این حالت خرابی در حالت



- A Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
4. Lee, S.M., Kim, T.J., and Kang, S.L. (2007). Development of fragility curves for bridges in Korea, *KSCE Journal of Civil Engineering*, **11**(3).
5. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری زلزله (۱۳۸۶).  
نقشه‌های همسان پلها و عرشه پل‌های راه (دهانه ۱۰ تا ۲۵ متر)، نشریه شماره ۲۹۴.
6. Sadrossadat Zadeh, M. and Saiidi, M.S. (2007). Pre-test analytical studies of NEESR-SG 4-span bridge model using OpenSees, Report No. CCEER-07-3, Center of Civil Engineering Earthquake Research, Department of Civil Engineering/258, University of Nevada, Reno, Reno, Nevada 89557.
7. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. (2006). OpenSees command language manual, open system for earthquake engineering simulation (OpenSees), 207-211.
8. Caltrans, Seismic Design Criteria (2004). Version 1.3.
9. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model, HAZUS@MH MR3, User Manual, Under a contract with: National Institute of Building Sciences Washington, D.C.
10. Kiureghian, D.A. (2002). Bayesian methods for seismic fragility assessment of lifeline components, Acceptable Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards, Monograph, No. 21, A.D. Kiureghian, ed., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, Reston VA USA.
- منعکس شده‌اند، نتایج کلی زیر به عنوان جمع‌بندی مطالعه قابل ذکر است:
- ۱- در این مطالعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای پایه‌های پل و تکیه‌گاه کناری یک گروه از پل‌های بزرگراهی در ایران محاسبه و رسم شد.
- ۲- مقایسه نمودارها نشان می‌دهد که مقادیر شکنندگی لرزه‌ای معمولاً در امتداد طولی بیشتر از امتداد عرضی به دست آمده‌اند.
- ۳- همانطور که انتظار می‌رود احتمال فراگذشت از حالات حدی خرابی کم، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب کاهش یافته است. البته مقادیر کم این احتمال در ارزیابی لرزه‌ای سازه در برخی موارد ضامن ایمنی کافی سازه نیست و اظهار نظر راجع به میزان آسیب‌پذیری سازه یا کفایت قابلیت باربری آن (که احتمال فراگذشت پاسخ، شاخصی برای آن است) بر اساس مطالعه احتمالاتی پروژه با توجه به مطالعه و میزان خطرپذیری قابل قبول برای پروژه صورت می‌گیرد.
- ۴- مقدار شکنندگی لرزه‌ای و احتمال وقوع حالت خرابی در وضعیتی که رفتار تکیه‌گاه فعال در نظر گرفته می‌شود از حالات دیگر بیشتر است.

## ۱۰- مراجع

1. Mander, J.B. (1998). Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridge, University at Buffalo, State University of New York.
2. Kim, S.H. and Feng, M.Q. (2003). Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation, *International Journal of Non-Linear Mechanics*, Civil and Environmental Engineering, University of California, Irvine, CA USA.
3. Nielson, B.G. (2005). Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones,