

## توسعه منحنیهای شکنندگی و قابلیت اعتماد و ارزیابی آسیب‌پذیری لرزاوی پل بتی تله‌زنگ

فریبرز ناطقی الهی<sup>\*</sup>، اکبر واشقی<sup>\*\*</sup> و حیدر عل شهسوار<sup>\*\*\*</sup>

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

(دریافت مقاله: ۸۴/۳/۳ - دریافت نسخه نهایی: ۸۴/۱۲/۲۸)

چکیده - پلها به طور بالقوه از آسیب‌پذیری سازه‌های موجود در سیستمهای شهری و بزرگراهی در حین زلزله‌اند. بدیهی است که کارایی لرزاوی سیستمهای حمل و نقل از جمله پلها نقش کلیدی در مدیریت بحران زلزله ایفا می‌کنند. از این رو ضرورت ارزیابی هر دو جنبه کاربردی و فیزیکی سازه پلها مهم است. جنبه فیزیکی کارآیی لرزاوی پلها توابع شکنندگی لرزاوی (منحنیهای شکنندگی) یا ماتریس‌های احتمال خسارت تجهیزات حمل و نقل ارزیابی می‌شوند. احتمال خسارت سازه‌ای به سبب سطوح مختلف جنبش لرزاوی زمین، توسط منحنیهای شکنندگی بیان می‌گردد.

در این پژوهش نحوه تهیه منحنیهای شکنندگی پلها توسعه داده شده و برای ارزیابی از عملکرد بهینه چنین منحنیهایی، آسیب‌پذیری لرزاوی یک پل پیش‌تنیده راه آهن به طول ۲۱۵ متر و به طور کامل، توسط این چنین منحنیهای شکنندگی و با کمک نرم‌افزار اپن سیز<sup>۱</sup>، به صورت٪۱۰۰ سه بعدی المان محدود غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. برای مطالعه نتایج تحلیل، یک بسته نرم‌افزاری در متلب<sup>۲</sup> تهیه شده است. مدلسازی کامل پل با استفاده از مدل‌های غیرخطی سه بعدی و شش مولفه‌ای، به همراه مدلسازی کامل رفتار کوله‌ها، بالشتکها، اثر سقوط عرشه از روی نشیمن و اندرکنش غیرخطی خاک-سازه از مزیتهای این پژوهش نسبت به کارهای مشابه است. مطالعه روی منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد سازه‌ای از دیگر بخش‌های این پژوهش است که این منحنیها برای اولین بار ارائه می‌شوند. در نهایت روش و نحوه ارزیابی انجام شده جمع‌بندی و نتایج در قالب منحنیهای آسیب‌پذیری و قابلیت اعتماد سازه‌ای برای دو شاخص خسارت معتبر ارائه و مقایسه شده‌اند

واژگان کلیدی: آسیب‌پذیری لرزاوی، پلهای بتون آرمه، توابع خسارت، تحلیل المان محدود، تحلیل غیرخطی، تحلیل شکنندگی، قابلیت اعتماد سازه‌ای

## Development of Fragility and Reliability Curves and Seismic Vulnerability Evaluation of Talehzang Concrete Bridge

A. F. Nateghi, A. Vasseghi, and V. L. Shahsavar

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

**Abstract:** Bridges are potentially one of the most seismically vulnerable structures in the highway system during earthquake

\*\*\* - کارشناس ارشد

\*\* - استادیار

\* - استاد

events. It is known that the seismic performance of transportation systems plays a key role in the post-earthquake emergency management. Hence, it is necessary to evaluate both physical and functional aspects of bridge structures. The physical aspects of the seismic performance of bridges are evaluated by seismic fragility functions or damage probability matrices of transportation facilities. The fragility curves represent the probability of structural damage due to various levels of ground shaking. The fragility curve describes a relationship between a ground motion and a level of damage.

In this paper, the fragility curves (F.C) are developed. The vulnerability of a railway prestressed concrete bridge is assessed using fragility curves derived from dynamic nonlinear finite element analysis. A software package is developed in MATLAB to study the results obtained. Modeling of the bridge using 3D nonlinear models and modeling of abutments, bearings, effect of falling of girder on its bearings, and nonlinear interaction of soil-structure are some of the advantages of this research compared to previous ones. Reliability curves developed in this study are unique in their own kind. The proposed method as well as the results are presented in the form of vulnerability and structural reliability relations based on two damage functions.

**Keywords:** Seismic vulnerability, Concrete bridges, Damage Function, Finite element analysis, Nonlinear analysis, Fragility analysis, Structural reliability

## فهرست علائم

پارامتر ثابت مدل که برای سازه‌های مختلف متفاوت است و دارای محدوده‌ای از $-0.03$ تا $0.15$ است	$\beta_0$	بیانگر مقدار جنبش زمین PGA یا PGV	$a_g$
شاخص قابلیت اعتماد سازه	$\beta$	تابع خسارت پارک-انگ	$DI_{P\&A}$
تغییر مکان حداکثر حاصل شده از تحلیل دینامیکی سازه؛	$\delta_m$	انرژی هیستریک جذب شده جمع‌شونده توسط المان در طی بارهای متناوب که برابر است با مجموع سطوح‌های زیر منحنی بار-تغییرشکل عضو مورد مطالعه	$E_H$
تغییر مکان حد تسليم در عضو مورد بررسی حاصل از تحلیل پوش آور	$\delta_y$	تابع شکنندگی لرزه‌ای مقاومت حد تسليم المان مورد مطالعه حاصل از تحلیل پوش آور	$F(a_g)$
تغییر مکان نهایی حد گسیختگی در عضو مورد بررسی حاصل از تحلیل پوش آور	$\delta_u$	تابع خسارت تقاضای تغییر مکان (شکل پذیری) غیرکشسان	$IDDR$
انحراف معیار لگاریتم طبیعی سطوح جنبش ورودی	$\mu$	احتمال وقوع حالت خسارت مشخص تحت شتاب یا سرعت معین	$P_f$
$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y}$ تقاضای شکل پذیری تغییر مکانی توسط زلزله		نسبت بار محوری به مقدار مجاز آن	$V$
$\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ تقاضای شکل پذیری تغییر مکانی حداکثر توسط تحلیل پوش آور		مقدار نسبت آرماتورهای طولی به درصد	$W_l$
تابع توزیع نرمال استاندارد شده میانگین لگاریتم طبیعی سطوح جنبش ورودی	$\Phi[0]$	مقدار نسبت آرماتورهای عرضی محصور کشته به درصد	$W_t$
	$\sigma$		

هویت لرزه‌ای پلهای در حال انجام است [۲، ۱] و لازم است که برنامه‌ای برای تعیین هویت لرزه‌ای پلهای موجود در کشور و ارزیابی درجه اهمیت و میزان خسارات لرزه‌ای احتمالی اجرا شود. این پژوهش نیز در همین راستا انجام شده است. یک منحنی شکنندگی، احتمال خسارت متناظر با یک حالت خسارت به خصوص را برای چندین سطح از جنبش‌های لرزه‌ای زمین بیان می‌کند [۴، ۳]. منحنی شکنندگی یک پل، نسبت بین جنبش لرزه‌ای زمین و سطح خسارت لرزه‌ای محتمل

## ۱- مقدمه

بسیاری از پلهای موجود در سالهای اخیر به صورت نامناسبی در برابر زلزله طراحی و ساخته شده‌اند. در چندین زلزله گذشته، پلهای زیادی در آلاسکا، کالیفرنیا، اورگن، تایوان، زاپن، ترکیه و دیگر نقاط جهان ویران شده‌اند. مضافاً بعضی از خرابیها نیز در سطوح نسبتاً کمتری رخ داده است. در بسیاری از کشورهایی که در زلزله‌های گذشته خسارات فراوانی را متحمل شده‌اند، برنامه‌هایی برای کاهش خطر زلزله و تعیین

از زلزله‌های نورتریج، چی‌چی تایوان و کوبهٔ ژاپن مطرح شد. در این زلزله‌ها مشاهده شد که خرابی برخی از پلهای چند دهانه، به علت اختلاف در تحریک زلزله در پایه‌های مختلف پل است. مطالعات گذشته اشاره می‌کردند که جنبشهای غیرهمزمان در تکیه‌گاههای پل می‌توانند به شدت بر رفتار سازه‌های طویل و با هندسهٔ نامنظم زیان‌آور باشد [۱۰-۸]. آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای پلها که هم اکنون مورد استفاده قرار می‌گیرند، اثرات تغییرپذیری و مسائل مرتبط با آن را لحاظ نمی‌کنند [۳-۶، ۱۰-۸].

گامهای تحلیل شکنندگی پلها که در این مطالعه انجام شده است، در مراحل زیر خلاصه می‌شود:

- ایجاد مدل تحلیلی غیرخطی المان محدود (رشته‌ای) از سازه پل (سه بعدی)
- انتخاب مدلهای غیرخطی هیسترتیک مناسب برای انجام تحلیل
- انجام تحلیل پوش آور برای تعیین ظرفیت اعضا
- انتخاب جنبشهای واقعی و ایجاد جنبشهای مصنوعی زمین
- به مقایس درآوردن رکوردها تحت سطوح مختلف PGA و PGV
- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی المان محدود با استفاده از رکوردهای حاصل
- گرفتن نتایج خروجی، ضرایب شکل پذیری و بیشینه پاسخ سازه
- تعیین توابع خسارت لرزه‌ای وابسته به سطوح جنبشهای ورودی
- استخراج حالات خسارت و تعداد وقوع آنها در سطوح مختلف جنبش ورودی
- ایجاد منحنیهای شکنندگی با فرض توزیع طبیعی لگاریتمی پارامترها

## ۲- روش تحقیق

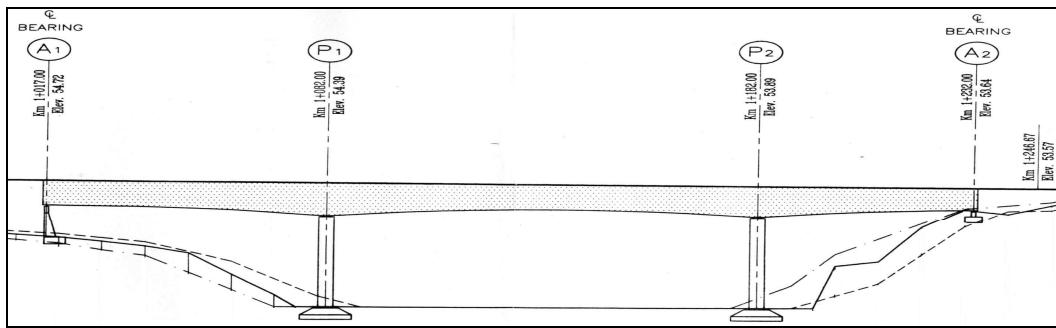
گزارش ارائه شده در این قسمت خلاصه‌ای از کارهای

را توصیف می‌کند. برای تعیین دقیق چنین نسبتی انتخاب صحیح جنبش زمین در منطقه هدف مهم است. شاخصهایی که بزرگی و شدت جنبش لرزه‌ای زمین را به طور مناسب برای تحلیل شکنندگی معرفی می‌کند عبارت‌اند از: بیشینه شتاب زمین PGA، بیشینه سرعت زمین PGV، بیشینه تغییر مکان Zmین Sd، شتاب طیفی Sa، سرعت طیفی Sv و تغییر مکان طیفی Dst آورده [۶، ۵]. در این پژوهش از تعداد ۱۲۰ عدد تاریخچه زمانی جنبش واقعی زمین به همراه ۳۰ عدد تاریخچه مصنوعی شبیه‌سازی شده، استفاده شده است.

چنین منحنیهای شکنندگی برای برآورد خطر کلی زیرسازه‌های شهری قابل استفاده‌اند. آنها سطح محتمل خسارت را برای یک کلاس بخصوص ارائه می‌دهند و می‌توان با تعیین آسیب‌پذیرترین پلهای، اقدام به مقاوم‌سازی آنها کرد. همچنین این منحنیها در موسسات مدیریت دولتی و ادارات بیمه که کار برآورد میزان خسارت بعد از زلزله را بر عهده دارند نیز قابل استفاده‌اند.

برای تعیین خطر لرزه‌ای یک پل یا به عبارت بهتر یک سیستم بزرگراهی، ضروری است که شدت آسیب‌پذیری لرزه‌ای پلها در حین زلزله با حالات مختلف خسارت ارزیابی شود. برای تعیین حالات خسارت، پارامترهای زیادی قابل استفاده‌اند که از جمله می‌توان به لنگر واژگونی پایه، برش پایه، تغییر مکان نسبی پایه‌های پل، تغییر مکان مطلق وسط دهانه و انرژی هیسترتیک جذب شده توسط المان اشاره کرد. در این پژوهش ۳۱ پارامتر کلیدی پاسخ سازه پل، برای تحلیل خسارت دقیق استفاده شده است.

دیگر کاربرد مهم این روش مطالعه بر روی اثر جنبشهای غیرهمزمان زمین ناشی از زلزله<sup>۳</sup> و نیز قرارگیری پایه‌ها بر پسترهای متفاوت بر پاسخ لرزه‌ای پلهای بتن‌آرم‌ه است [۷]. اثر زیانبار جنبشهای غیرهمزمان زمین بر پاسخ سازه‌های طویل به اثبات رسیده است [۹، ۸]. موضوع اثرات عارضه فوق، بعد



شکل ۱- نمای پل مورد مطالعه- تله زنگ

شمال‌اندیمشک و بر روی رودخانه دز قرار دارد، کار مطالعات صورت پذیرفته است.

پل مورد مطالعه، یک پل بتون آرم سه دهانه راه‌آهن به طول ۲۱۵ متر با عرضه صندوقه‌ای پیش‌تنیده و با مشخصات زیر است:

تابلیه پل به عرض ۶,۶ متر بوده و دارای سه دهانه است، طول دهانه‌های کناری غربی و شرقی به ترتیب برابر با ۶۵ متر و ۵۰ متر بوده و دهانه میانی، طولی معادل ۱۰۰ متر را دارد. تابلیه پل از نوع صندوقه‌ای پیش‌تنیده بوده و به صورت درجا و طره‌ای اجرا شده است. ارتفاع صندوقه روی پایه‌ها ۷ متر و در انتهای طره برابر  $5/5$  متر است. تابلیه پل از سه دهانه یکسره تشکیل شده است که تنها در محل کوله‌ها درز انبساط تعییه شده است.

پایه‌های پل به صورت مقطع مستطیلی توخالی از نوع بتون آرم و به تعداد ۲ عدد هستند. ابعاد سطح خارجی آنها معادل ۳,۵ در ۷,۵ متر بوده که ۳,۲ متر از بالا و ۵ متر از پایین آنها به صورت توپر است. نحوه اتصال پایه‌ها به تابلیه به صورت مفصل بوده و تابلیه با استفاده از دستگاههای تکیه‌گاهی نتوپرن بر روی پایه‌ها قرار گرفته‌اند.

پی‌ها نیز با توجه به واقع شدن سنگ بستر در عمق کمی از سطح زمین از نوع سطحی و به شکل مستطیلی به ابعاد ۹ در ۱۱ متر هستند، شکل (۱).

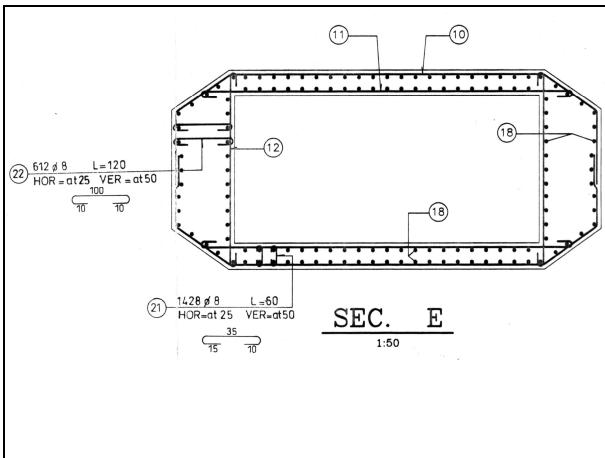
کوله‌های پل از نوع دیوار بتونی مسلح است که بر روی بی‌های سطحی پله‌ای واقع شده‌اند. کوله سمت شرقی پل ۱۳ متر ارتفاع داشته و شامل دو پشت‌بند به ضخامت ۱ متر است

مدلسازی، بارگذاری و تحلیل استاتیکی، پوش آور و دینامیکی پل توسط نسخه ۲۰۰۳ نرم‌افزار اپن سیز است. در این قسمت اشاره‌ای به چگونگی مدلسازی تک‌دهانه و نیز نحوه انجام تحلیلها، پارامترهای مورد مطالعه و توابع آسیب‌پذیری مورد استفاده در هر تحلیل شده است و سعی شده تا محدوده وسیعی از پاسخ سازه در چندین تابع خسارت مورد بررسی و مقایسه قرار گیرد تا در ادامه نسبت به تعیین شکنندگی پل به چندین روش اقدام شود. تعداد ۱۲۰ عدد تاریخچه زمانی واقعی غیر حوزه نزدیک ( $R > 15 \text{ km}$ ) از سایت دانشگاه برکلی دریافت و به همراه ۳۰ تاریخچه مصنوعی گرفته شده دیگر از سایت دانشگاه، از  $g = 1,2$  تا  $g = 1,0$  مقیاس و در حدود ۱۸۰۰ عدد تاریخچه زمانی ایجاد شده است. صفحه اصلی گسل در مطالعه جنبشهای مصنوعی زمین  $140 \times 33$  کیلومتر و سرعت موج بر بشی متوسط نیز ۷۶۰ متر بر ثانیه فرض شده است [۱۱].

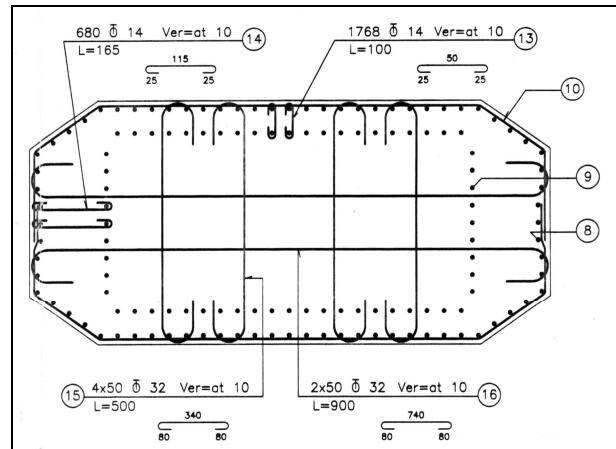
برای به مقیاس درآوردن و مطالعه روی رکوردها، نیاز به برنامه‌ای گرافیکی بود که این کار نیز با تهیه برنامه‌ای در محیط متلب و تهیه بسته نرم‌افزاری که هم کار ویرایش رکوردها و هم مطالعه روی شکنندگی و گرافهای مربوطه را انجام می‌دهد، مرتفع شد [۱۱].

### ۳- مشخصات سازه‌ای

در این پژوهش روی یک پل راه‌آهن با عرضه پیش‌تنیده و به نام پل "تله‌زنگ" که در ۶۰۰ متری ایستگاهی به همین نام در ۵۸۷ کیلومتر راه‌آهن تهران-اهواز و در حدود ۷۰ کیلومتری



شکل ۳ - جزیيات مقطع عرضی پایه‌ها در وسط



شکل ۲ - جزیيات مقطع عرضی پایه‌ها در بالا و پایین

شكلهای (۲) و (۳) جزیيات مقاطع عرضی پایه‌ها نشان داده شده است. میزان درصد فولاد طولی در مقاطع مختلف عرشه متفاوت بوده و در مقطع روی پایه برابر  $11\% / 60\%$  و در مقطع انتهای طره برابر  $8\% / 79\%$  است. در شکل (۴) جزیيات مشترک مقاطع عرضی عرشه نشان داده شده است.

#### ۴- مدلسازی پل توسط نرم افزار اپن سیز

نرم افزار اپن سیز حاصل کار دانشمندان دانشگاه برکلی بوده و یک برنامه المان محدود رشته‌ای با امکانات بی‌نظیر و با انعطاف فراوان می‌باشد [۱۲]. این برنامه قابل دریافت از سایت دانشگاه برکلی<sup>۳</sup> است ولی هسته اصلی شامل گزینه قابلیت اعتقاد سازه‌ای جزو رساله دکتری "ترجمی هاکاس" از دانشجویان دانشگاه فوق می‌باشد که به صورت به روز در سایت قرار داده نمی‌شود ولی ایشان بنابه درخواست، آخرین نسخه از هسته فوق را برای استفاده در این پژوهش ارائه دادند.

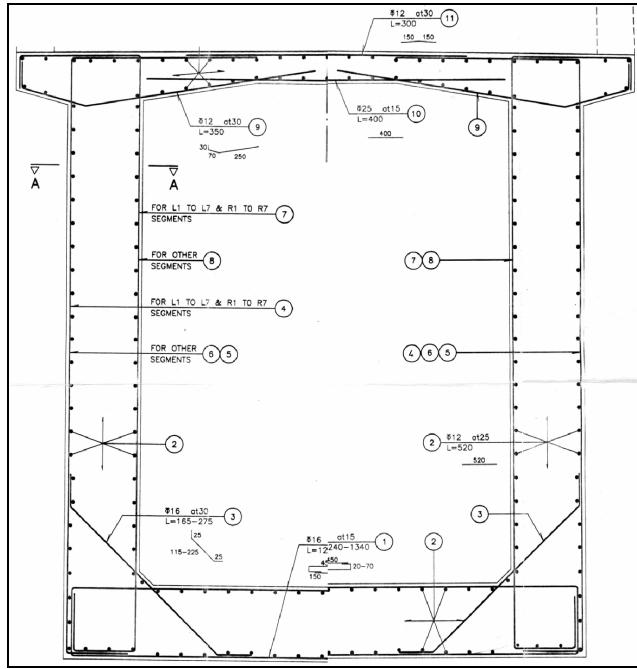
لازم به ذکر است که برنامه فوق دارای هیچ گونه پس پردازشگری نیست و کلیه محاسبات و تحلیل روى داده‌ها توسط بسته نرم افزار تهیه شده در محیط متلب انجام گرفته است.

مقطع پایه‌ها به صورت توخالی در وسط و توپر در دو انتهای پایه‌هاست. برای معرفی این مقاطع به نرم افزار اپن سیز به صورت المانهای رشته‌ای<sup>۰</sup> با استفاده از نرم افزار Xtract (V.۲-۶-۲؛ ۲۰۰۲)

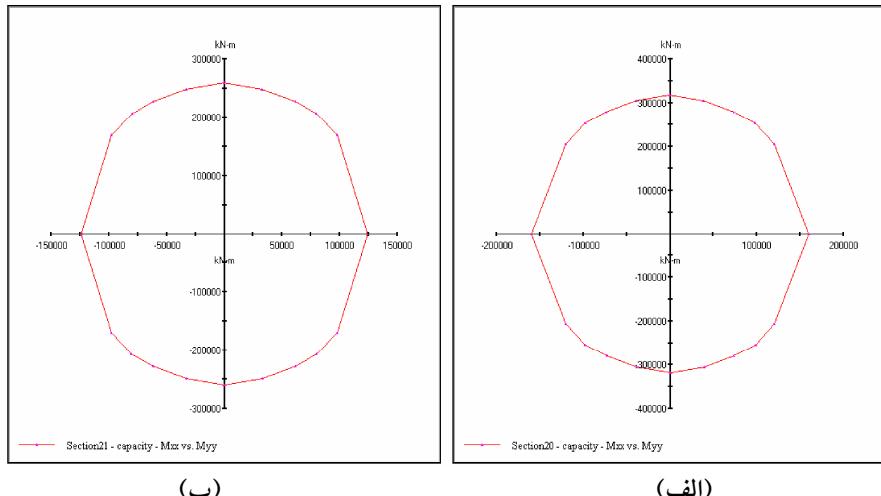
ولی کوله سمت غربی ۷ متر ارتفاع داشته و قادر پشت‌بند است. در شکل (۱) نمای پل مورد مطالعه (تله زنگ) نشان داده شده است. مشخصات مصالح مصرفی در قسمتهای مختلف پل به قرار زیر است:

بتن مصرفی در تابلیه، کوله‌ها و پایه‌ها از نوع بتن با عیار ۴۰۰ و سیمان نوع ۱ و در قسمتهایی که در زیر سطح زمین یا آب قرار دارند از سیمان نوع ۵ است. مقاومت مشخصه فولاد طولی و عرضی به ترتیب برابر  $4000$  و  $2400$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. کابل‌های پیش‌تیدگی نیز از نوع سیم بافته با مقاومت مشخصه حد تسليم و حد گسیختگی به ترتیب برابر با  $16130$  و  $18980$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. نتوپرنهای از جنس مسلح شده توسط فولاد با مدول الاستیستیه و مدول برشی به ترتیب برابر با  $5000$  و  $10$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع‌اند. مقاومتهای بتن محصور شده در پایه‌ها و عرشه با استفاده از تحلیل مقطع عرضی پایه و عرشه توسط نرم افزار Xtract (V.۲-۶-۲؛ ۲۰۰۲) که یک برنامه تحلیل مقطع عرضی است [۱۱]، به ترتیب برابر با  $480$  و  $550$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع به دست آمدند.

میزان درصد فولاد طولی و عرضی در مقطع میانی پایه به ترتیب برابر با  $58\% / 0.58$  و  $485\% / 0.485$  و در مقاطع بالا و پایین پایه به ترتیب برابر با  $401\% / 0.4401$  و  $50\% / 0.50$  می‌باشد. در



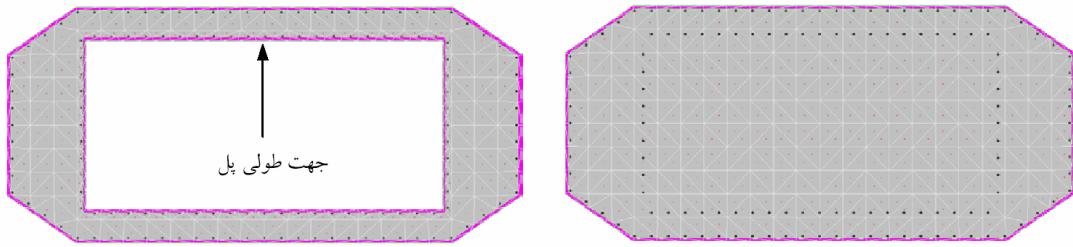
شکل ۴ - جزییات مشترک مقاطع عرضی تابلیه



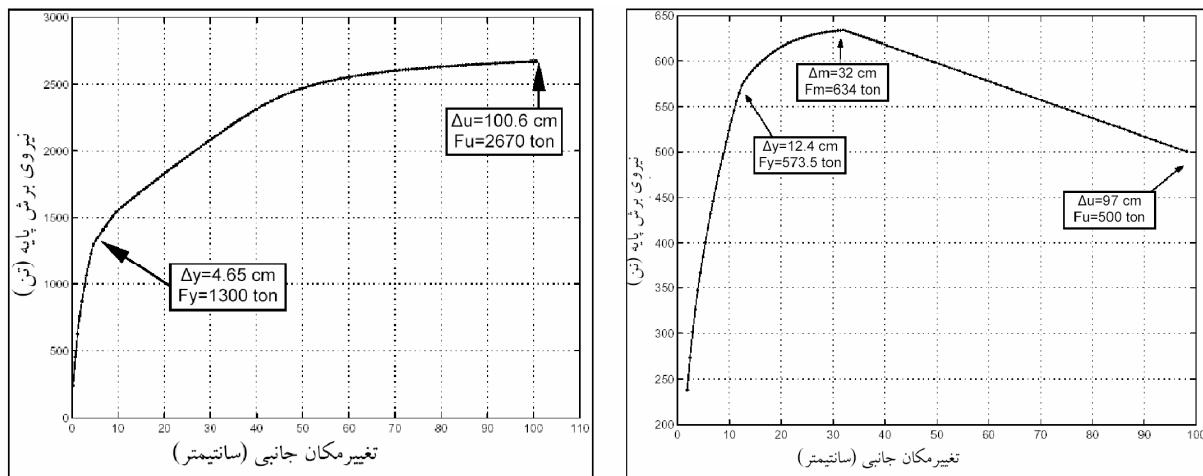
شکل ۵ - منحنی ظرفیت مقطع بالا و پایین وسط پایه‌ها در محدوده کرنشهای نهایی

هرگونه خطا در مدلسازی، به حداقل برسد. ستونها به صورت المانهای غیرخطی تیرسنونی رشتۀ‌ای و به صورت سه بعدی کامل به نرم‌افزار اپن‌سیز معرفی شده‌اند. اثر پی-دلتا<sup>۱</sup> نیز در گزینه‌های مربوطه لحظه شده است. بتن با استفاده از مدل تنش کرنش کنت‌اسکات-پارک<sup>۷</sup> ارائه شده در کتابخانه نرم‌افزار فوق مدلسازی شده است. آرماتورهای طولی نیز با استفاده از مدل کرنشی سخت شونده دوخطی مدلسازی شده‌اند.

که یک برنامه تحلیل مقطع عرضی است [۱۱]، مقاطع ستونها و عرضه مدلسازی و پارامترهای طراحی معرفی شده‌اند. سپس تحلیل مقطع عرضی برای تعیین ظرفیت مقاطع، توسط نرم‌افزار فوق صورت گرفته است. برای نمونه منحنی ظرفیت مقطع بالا، پایین و وسط پایه‌ها در محدوده کرنشهای نهایی، در شکل (۵) نشان داده شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل مقطع عرضی با نتایج تحلیل توسط برنامه اپن‌سیز مقایسه شده است تا احتمال وقوع



شکل ۶ - مقطع عرضی مدلسازی شده پایه‌ها به صورت رشتایی



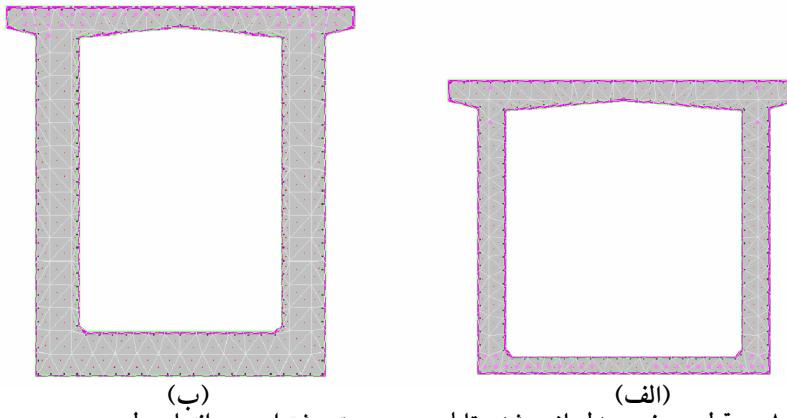
شکل ۷ - منحنی ظرفیت پایه‌ها در جهت طولی و عرضی پل (تحلیل پوش آور)

سانتیمتر، نیرو در حد تسلیم پایه‌ها برابر ۱۳۰۰ تن و نیرو در حد شکست پایه‌ها در جهت عرضی پل برابر ۲۶۷۰ تن است. این مقادیر در تعیین آسیب‌پذیری پایه‌ها و پل مورد استفاده قرار خواهند گرفت.

برای مدلسازی عرشه با ارتفاع متغیر از ۱۰ مقطع عرضی جداگانه در اپن سیز استفاده شده است که در نهایت طول ۲۱۵ متری عرشه به ۴۴ مقطع تقسیم و مدل شده است، شکل (۸). برای لحاظ کردن اثرات غیرخطی تابلیه در این پژوهش، عرشه با استفاده از گزینه المان غیرخطی تیرستونی مبتنی بر تغییرمکان و با پلاستیسیته توزیع شده مدل شده است که یکی از مزیتها این پژوهش نسبت به دیگر کارهای مشابه است. لازم به ذکر است که در اکثر کارهای مطالعاتی، عرشه پل به صورت خطی فرض و مدلسازی می‌شود، حال آنکه مطالعات انجام شده توسط مولفان [۱۱] نشان می‌دهد که

در این میان مشخصات بتن محصور شده و محصور نشده با استفاده از رهنمودهای آقای مندر که در برنامه Xtract نیز موجود است، به دست آمده‌اند [۱۱]. مقطع عرضی مدلسازی شده پایه‌ها به صورت رشتایی در بالا، پایین و وسط در شکل (۶) نشان داده شده است. در شکل (۷)، منحنی ظرفیت پایه‌ها در جهت طولی پل (حول محور ضعیف مقطع پایه) و منحنی ظرفیت پایه‌ها در جهت عرضی پل (حول محور قوی مقطع پایه) نشان داده شده است.

از شکلهای فوق تغییرمکان حد تسلیم پایه‌ها در جهت طولی پل برابر  $12/4$  سانتیمتر، تغییرمکان حد شکست پایه‌ها برابر ۹۷ سانتیمتر، نیرو در حد تسلیم پایه‌ها برابر  $573/5$  تن و نیرو در حد شکست پایه‌ها در جهت طولی پل برابر ۵۰۰ تن است. تغییرمکان حد تسلیم پایه‌ها در جهت عرضی پل برابر  $100/6$  سانتیمتر، تغییرمکان حد شکست پایه‌ها برابر



شکل ۸ - مقطع عرضی مدلسازی شده تابلیه به صورت رشتہ‌ای. در انتهای طره و در روی پایه

سهولت مدلسازی در اکثر کارهای پژوهشی انجام شده مورد استفاده قرار گرفته و لذا در این پژوهش این گزینه کنار گذاشته شده است. در مورد گزینه چهارم هم باید این نکته را مذکور شد که کاملترین نوع مدلسازی با در نظر گرفتن رفتار نزدیک به واقعیت خاک در حین زلزله است. البته در نرم افزار اپن سیز گزینه‌هایی برای المانهای سه بعدی خاک با کلاسها مختلف خاک و لحاظ اثرات گذرا در حین زلزله همانند روانگرایی و لغزش شبیه در نظر گرفته شده است که مبتنی بر کار پژوهشگران اند ولی استفاده از این مدلها به صورت وسیع به همراه مدلها پیچیده سازهای نیاز به ابرایانه‌ای خواهد داشت تا معادلات حاکم را حل کند لذا در این پژوهش برای مطالعه رفتار غیرخطی کوله‌ها، از گزینه دوم برای مدل کردن فنرهای کوله، نوپرناها و درزهای انساطی استفاده شده است که مدلی نزدیک به واقعیت است. پارامترهای لقی و سختی کوله توسط المانهای گپ الاستوپلاستیک کامل و به صورت سه مولفه‌ای مدل شده‌اند. این المانها فقط در فشار کار خواهند کرد. فنرهای غیرخطی نوپرناها توسط گزینه المان الاستوپلاستیک کامل و به صورت شش مولفه‌ای کامل مدل شده‌اند که یکی دیگر از مزیتها پژوهش فوق است.

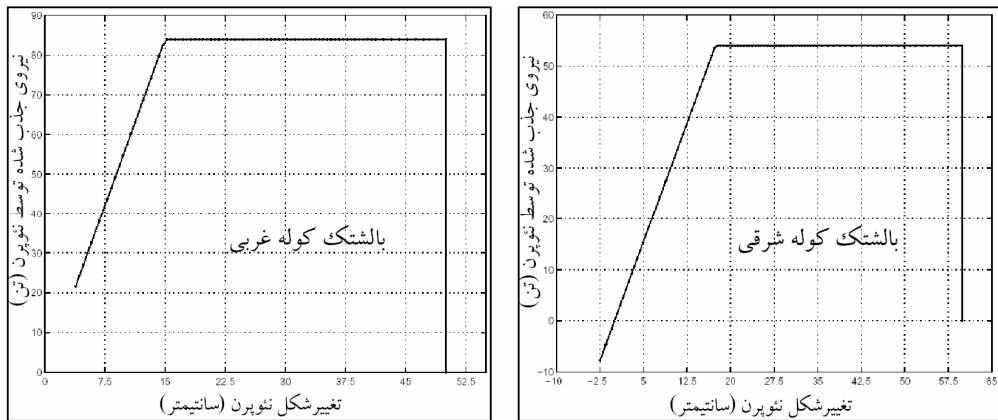
در شکل (۹) منحنی نیرو-تغییرشکل بالشتک کوله‌ها در جهت طولی و در شکل (۱۰) منحنی نیرو-تغییرمکان کوله برای تحلیل پوش آور در جهت طولی نشان داده شده است. رفتار غیرخطی

عرشه‌های پیش تنبیه به شتاب قائم زلزله بسیار حساس بوده و تحت شتابهای بالا وارد محدوده‌های غیرخطی می‌شوند. البته استفاده از گزینه المان غیرخطی مبتنی بر تغییرمکان و با پلاستیسیته توزیع شده و نیز تقسیم المانهای معرفی شده به ۴ زیر المان دیگر، زمان محاسبات رایانه‌ای را تا چند برابر افزایش می‌دهد لذا برای استفاده از گزینه‌های غیرخطی دینامیکی باید از یک سیستم رایانه‌ای بسیار پرقدرت استفاده شود.

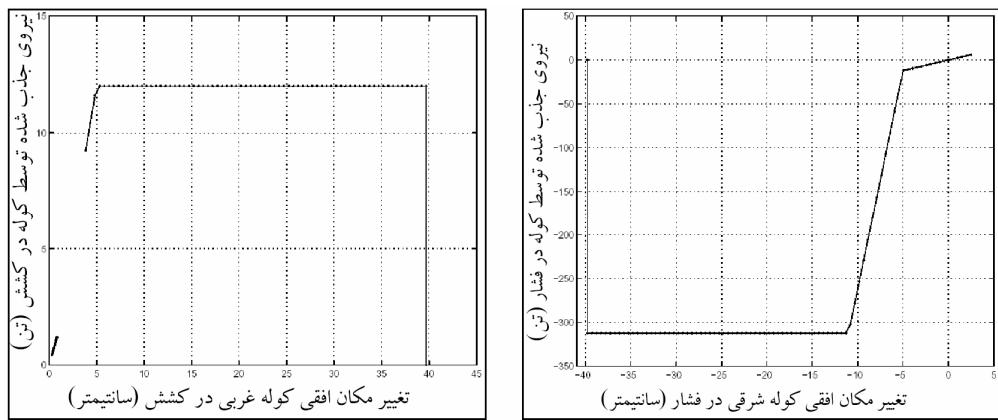
برای مدلسازی کوله‌ها در کارهای تحلیلی و پژوهشی، روشها و مدلها مختلفی توسط پژوهشگران ارائه شده است که مبتنی بر کارهای نظری و آزمایشگاهی یا مشاهدات تجربی اند. از آن میان چهار شکل اصلی قابل طرح بدین صورت‌اند:

- ۱) معرفی کوله توسط المانهای گپ و فنر خطی به همراه مدلسازی نوپرناها به صورت فنرهای خطی
- ۲) معرفی کوله توسط المانهای گپ و فنر غیرخطی به همراه مدلسازی نوپرناها به صورت فنرهای غیرخطی
- ۳) معرفی کوله توسط المانهای غلطکی بدون مقاومت برای استفاده از حداقل مقاومت اسمی پایه‌ها
- ۴) مدلسازی به صورت المان محدود غیرخطی با در نظر گرفتن مدل سه بعدی اندرکنش خاک-سازه.

البته تفاوت بین گزینه‌های ۳ و ۴ را می‌توان به عنوان اثر کوله در رفتار دینامیکی پلها مورد بررسی قرار داد. گزینه سوم که نتایج مطابق با واقعیت ارائه نمی‌دهد، به علت سادگی و



شکل ۹ - منحنی نیرو-تغییرشکل بالشک کوله‌ها در جهت طولی (پوش آور در جهت طولی)



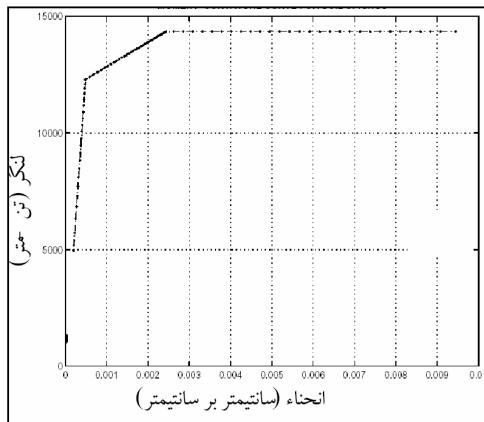
شکل ۱۰ - منحنی نیرو-تغییرمکان کوله (تحلیل پوش آور در جهت طولی)

## ۵- تحلیل پوش آور

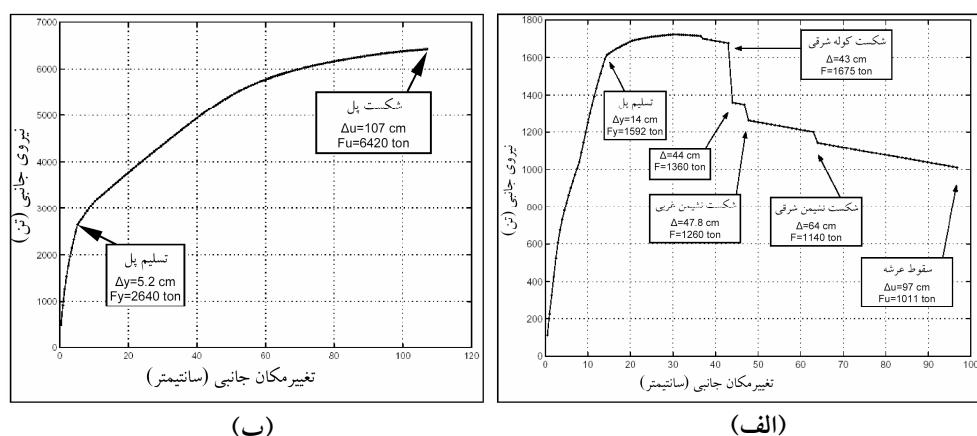
تحلیل پوش آور غیرخطی پل در جهات طولی و عرضی انجام شده است. تحلیل پوش آور توسط اعمال بار جانبی ۱ تن به بالای پایه‌ها (۲ عدد) و در جهات طولی و عرضی پل و کنترل تغییرمکانهای افزایشی در هر گام به اندازه ۵ میلیمتر انجام گرفته و این کار تا تعیین نقطه گسیختگی پل (نقطه‌ای که تحلیل قطع می‌شود، برابر ۹۷ سانتیمتر- شکل (۱۲)) ادامه یافته است. منحنی ظرفیت پل در جهت طولی و عرضی در شکل (۱۲) نشان داده شده است. از شکلهای فوق، ظرفیت پل در جهت طولی چنین به دست می‌آید: تغییرمکان حد تسليم پل برابر ۱۴ سانتیمتر، تغییرمکان حد شکست برابر ۹۷ سانتیمتر، نیرو در حد تسليم برابر ۱۵۹۲ تن و نیرو در حد شکست برابر ۱۰۱۱ تن. کوله شرقی در تغییرمکان ۴۳ سانتیمتر و در فشار دچار شکست

نیپرنهای و کوله‌ها در شکلهای فوق مشخص است.

برای لحاظ کردن اندرکنش خاک-سازه نیز گزینه‌هایی شبیه گزینه‌های ذکر شده برای کوله‌ها موجودند. برای مطالعه رفتار غیرخطی خاک حین زلزله، در این مطالعه اندرکنش خاک و سازه توسط فنرهای غیرخطی سه مولفه‌ای مدل شده خاک در نظر گرفته شده است. خاک زیر پی از نوع خاک خیلی سخت و با مدول الاستیسیته و مدول برشی به ترتیب برابر با ۲۵۰ و ۷۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب پواسون  $0.3/0$  است. در شکل (۱۱) منحنی لنگر-انحنای فنرهای غیرخطی خاک در پی پایه‌ها و برای تحلیل پوش آور در جهت طولی نشان داده شده است. رفتار غیرخطی در شکل فوق مشهود است. این چنین رفتاری مخالف فرض رفتار خطی خاک در حین زلزله توسط پژوهشگران است.



شکل ۱۱- منحنی لنگر- انحنا فنرهای خاک در پی پایه‌ها (تحلیل پوش آور در جهت طولی)



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت پل در جهت طولی و عرضی برای تحلیل پوش آور

تسليم در جهت عرضی کمتر از جهت طولی است. در این میان تغییرمکان حد شکست پل برای هر دو جهت تقریباً یکسان است. با توجه به نتایج چنین به نظر می‌رسد که آسیب‌پذیری پل در جهت عرضی کمتر از جهت طولی باشد البته این موضوع تا وقتی درست است که پدیده تشديد در طی تحلیل دینامیکی در این جهت رخ ندهد. در بخش تحلیل دینامیکی رکوردهای وجود دارند که بر خلاف انتظار، دارای اثر مخرب تری در جهت عرضی اند و علت این مطلب جز پدیده تشديد نیست.

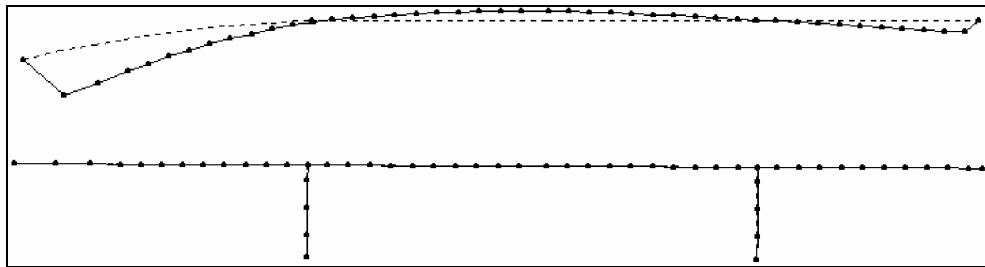
## ۶- تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی با استفاده از روند انتگرال‌گیری نیومارک ارائه شده در اپن‌سیز و با گزینه کترل انرژی افزایشی

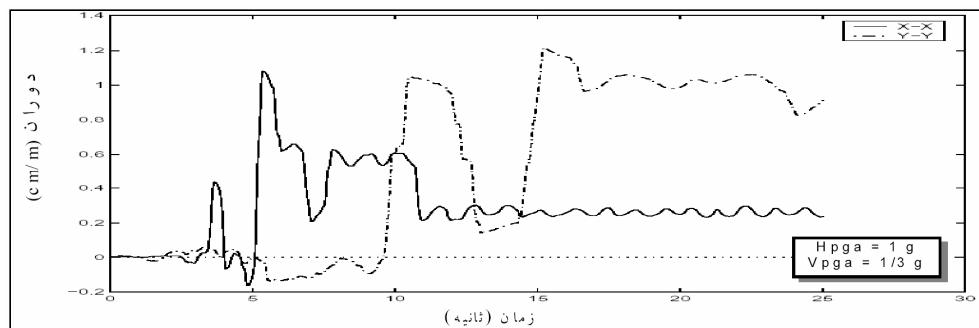
می‌شود، بدینهی است که بعد از آن قادر به تحمل نیرو نخواهد بود. در حد تغییرمکان ۴۷/۸ سانتیمتر بالشتک کوله غربی و در حد تغییرمکان ۶۴ سانتیمتر بالشتک کوله شرقی دچار شکست می‌شوند. مدلسازی سقوط عرش از روی نشیمن، از دیگر مزیتهای پژوهش فوق است. سقوط عرش از روی نشیمن در تغییرمکان ۹۷ سانتیمتر رخ داده و باعث شکست کامل پل می‌شود.

در شکل (۱۲) که ظرفیت پل در جهت عرضی نشان داده شده است، هیچ شکستی در کوله‌ها رخ نداده است. ظرفیت پل در جهت عرضی چنین است: تغییرمکان حد تسليم پل برابر ۵,۲ سانتیمتر، تغییرمکان حد شکست برابر ۱۰۷ سانتیمتر، نیرو در حد تسليم برابر ۲۶۴۰ تن و نیرو در حد شکست برابر ۶۴۲۰ تن.

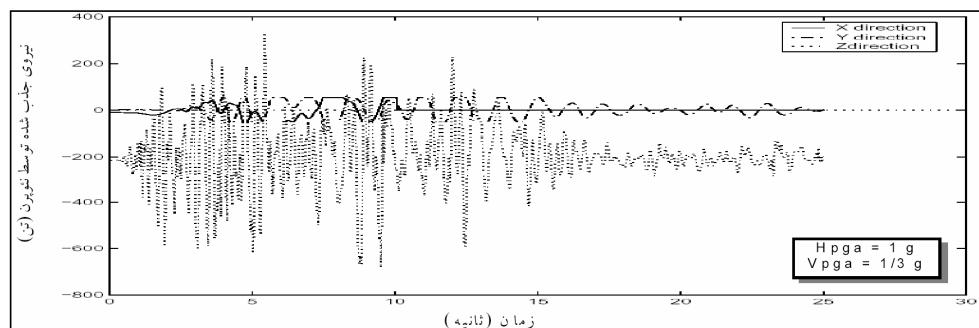
با توجه به نتایج حاصله، مقاومت پل در جهت عرضی بیش از مقاومتش در جهت طولی است ولی تغییرمکان حد



شکل ۱۳- مود اول ارتعاش. پریود طبیعی ۱,۳۹۴۵ ثانیه (بالا: شکل از بالا، پایین: شکل از روی)



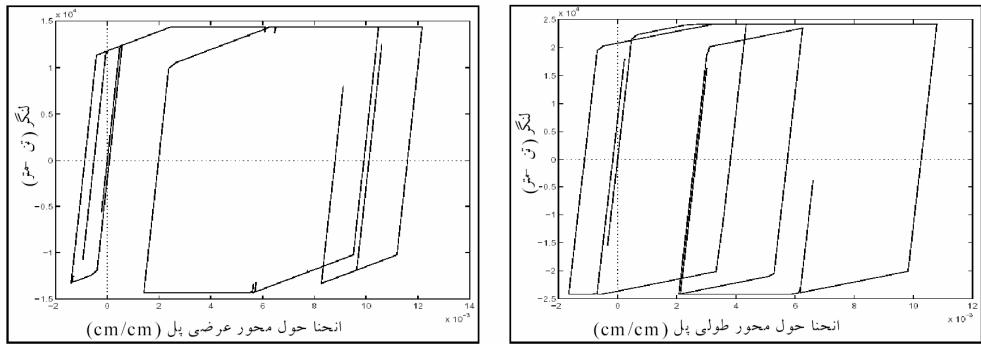
شکل ۱۴- تاریخچه زمانی دوران پی (ركورد دوزچه)



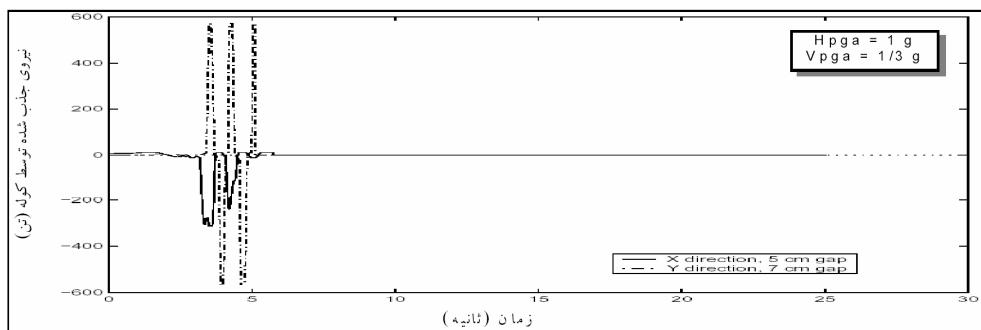
شکل ۱۵- تاریخچه زمانی نیروهای جذب شده توسط بالشتک کوله شرقی (ركورد دوزچه)

رایلی (کلاف و پنیز ۱۹۹۲) انجام می‌گیرد. مقدار ۵٪ میرایی ویسکوز برای پریود ارتعاشی اول و دهم پل فرض شده است تا ارائه گر پهنه وسیعی از مشارکت مودهای بالا و نرمی المانهای تسلیم شده باشد [۱۳]. تاریخچه زمانی دوران پی و تاریخچه زمانی نیروهای جذب شده توسط بالشتک کوله شرقی تحت رکورد "دوزچه" در شکلهای (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده است. رفتار غیرخطی و تغییرشکل پسماند در فرهای خاک در شکل (۱۴) نشان داده شده است. خط نقطه‌چین در شکل (۱۵) نیروی جذب شده توسط بالشتک کوله شرقی (نئوپرن) را در

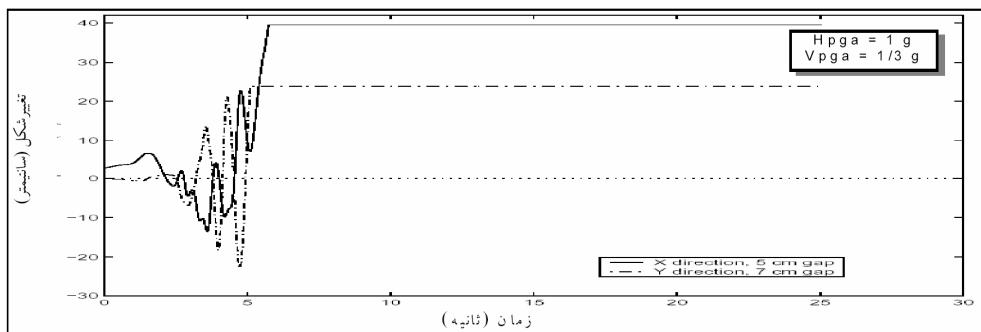
وابسته سیستم و با دقت ۱۰-۱۵ انجام گرفته است. مدل سازه‌ای دارای ۳۳۰ درجه آزادی می‌باشد. برای تحلیل دینامیکی از ۱۵ مود اول ارتعاشی با گزینه تعیین یافته<sup>۸</sup> استفاده شده است. بالاترین پریود طبیعی ارتعاش برابر ۱/۳۹۴ ثانیه و نشان‌دهنده ارتعاش عرضی پل است، شکل (۱۳). مود ارتعاشی دوم نیز برابر ۱/۲۷۵ ثانیه و ارتعاش طولی پل را توصیف می‌کند. مدل غیرالاستیک پایه‌ها، فنرهای خاک و کوله و نیز عرشه، جذب انرژی هیستریک پل را نتیجه می‌دهد. جذب انرژی در المانهای سازه‌ای پل توسط میرایی تشعشعی ناشی از میرایی ویسکوز



شکل ۱۶- منحنی لنگر-انحنا فنرهای خاک در پایه‌ها (ركورد دوزچه)



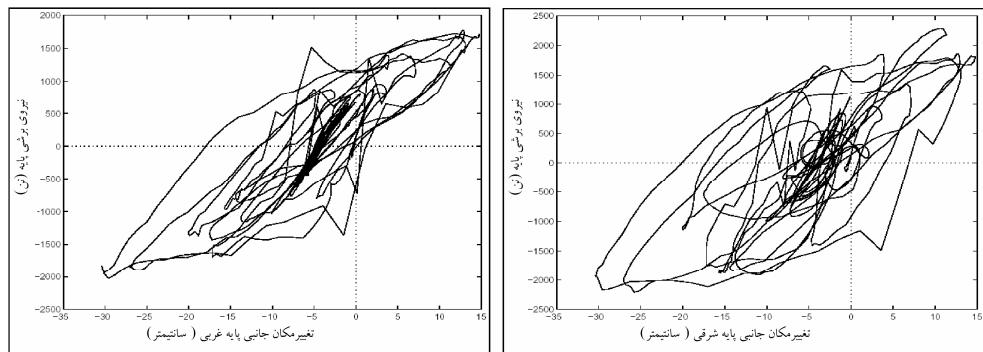
شکل ۱۷- تاریخچه زمانی نیروهای جذب شده (ضربه) توسط کوله شرقی (ركورد دوزچه)



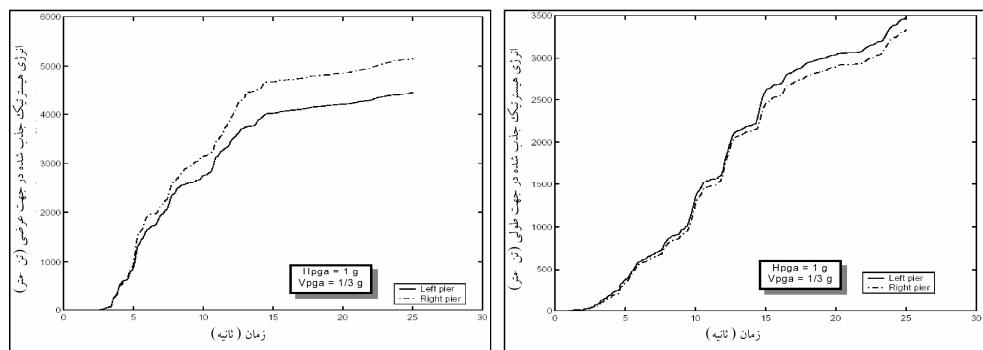
شکل ۱۸- تاریخچه زمانی تغییرشکل کوله شرقی (ركورد دوزچه)

منحنی لنگر-انحنا فنرهای غیرخطی خاک در پایه‌ها در شکل (۱۶) نشان داده شده‌اند. این شکل نشان می‌دهد که خاک وارد محدوده غیرخطی شده و در نهایت تغییرشکل پسمند از خود به جا گذاشته است. اثر ضربه بین عرشه و کوله در شکل (۱۷) مطالعه شده است. از شکل فوق پیداست که در هر دو جهت طولی و عرضی، ضربه‌هایی بین عرشه و کوله اتفاق افتاده است و در لحظه ۵ ثانیه، کوله در هر دو جهت دچار شکست شده است. این موضوع در شکل (۱۸) که

جهت قائم نشان می‌دهد. از تصویر فوق پیداست که عرشه تحت شتاب قائم زلزله از روی نشیمن خود بلند شده و بالشتک به کشش افتاده است. این موضوع صحت فرضیه تحت فشار بودن بالشتک را در حین زلزله و نیز صحت مدلسازی غلتکی و مدلسازی فقط در جهت افقی را زیر سؤال می‌برد. در این نوع مدلسازیها، بالشتک فقط در دو جهت افقی به صورت فنر مدل می‌شود و تغییرمکان در جهت قائم آن بسته می‌شود.



شکل ۱۹- منحنی نیرو-تغییر مکان پایه ها در جهت عرضی پل (رکورد دوزچه)



شکل ۲۰- تاریخچه زمانی انرژی هیسترتیک جذب شده توسط پایه ها (رکورد دوزچه)

تعیین میزان خسارت طی زلزله و نیز بسط ماتریسهای شکنندگی بشود. در ادامه به انواع مختلف توابع و پارامترهایی که در این پژوهش به عنوان گزینه های مورد مطالعه درنظر گرفته شده اند اشاره می شود. علاوه بر توابع ارائه شده در این قسمت، دیگر پارامترهای سازه نظیر تاریخچه شتاب و سرعت سه مولفه ای روی عرش در طی تحلیل دینامیکی ضبط شده و به عنوان پارامترهای پاسخ سازه مورد مطالعه قرار گرفته اند، جدول (۱).

## ۷- تابع خسارت تقاضای تغییر مکان (شکل پذیری) الاستیک

پاول و الله آبادی [۱۴] و کوسنزا [۱۵]، اندیس خسارت مبتنی بر تقاضای تغییر مکانی (شکل پذیری) غیرالاستیک را بدین صورت ارائه کرده اند:

$$IDDR = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} = \frac{\mu_m - 1}{\mu_u - 1} \quad (1)$$

تاریخچه زمانی تغییر شکل کوله شرقی را نشان می دهد، بهتر مشهود است. کوله بعد از ثانیه پنجم دچار شکست شده و توان تحمل هیچ نیرویی را ندارد. منحنی نیرو-تغییر مکان پایه ها در جهت عرضی پل در شکل (۱۹) نشان داده شده است. از انتگرال گیری عددی سطح زیر این منحنیها (منحنی هیسترزیس) توسط برنامه نوشته شده در متلب، تاریخچه زمانی انرژی هیسترتیک جذب شده توسط پایه ها به دست می آید، شکل (۲۰). توان جذب انرژی بیشتر، نشان از عضو شکل پذیری دارد، در عین حال با افزوده شدن میزان انرژی هیسترتیک جذب شده، آسیب واردہ به عضو نیز بیشتر خواهد بود.

## ۷- تعریف حالات خسارت لرزه ای (تحلیل خسارت غیرالاستیک المان محدود)

برای تعریف و طبقه بندی آسیب زلزله به سازه پل نیاز به تفهیم حالات خسارت لرزه ای است تا از روی آن اقدام به

جدول ۱ - پارامترهای رکورد شده در طول تحلیل دینامیکی برای مطالعه عملکرد پل

توصیف	پارامتر
کرنش فولاد در محل بحرانی پایه‌ها	$\epsilon_s$
کرنش بتن در محل بحرانی پایه‌ها	$\epsilon_c$
شکل‌پذیری حد تسليم	$\mu_y$
شکل‌پذیری حد گسیختگی	$\mu_u$
شکل‌پذیری تغییر مکان دینامیکی	$\mu$
تنشهای فشاری و کششی اصلی	$p_c, p_t$
درصد تغییر مکان نسبی عرضه در دو جهت	DR x,y/%
تغییر مکان حداقل تحلیل دینامیکی	$\delta_m$
تغییر شکل و نیرو در بالشتکها، کوله‌ها و فترهای خاک	-
بیشینه شتاب افقی اعمال شده به پل	Hpga
بیشینه شتاب قائم اعمال شده به پل	Vpga
بیشینه سرعت اعمال شده به پل در سه جهت	PGV x,y,z
شاخص بزرگنمایی شتاب = درصد نسبت بیشینه شتاب ضبط شده در روی عرضه به شتاب اعمال شده به پل در سه جهت	Acc 1,2,3/%
شاخص بزرگنمایی سرعت = درصد نسبت بیشینه سرعت ضبط شده در روی عرضه به سرعت اعمال شده به پل در سه جهت	Vel 1,2,3/%
تابع خسارت شکل‌پذیری غیراستیک	IDDR
تاریخچه زمانی پریود اصلی ارتعاش	T <sub>H</sub>
پریود طبیعی اصلی نهایی	T <sub>m</sub>
تابع خسارت پارک-انگ	DI <sub>P&amp;A</sub>
انرژی هیسترتیک جذب شده در المانها	E <sub>H</sub>

در این پژوهش ضریب بار محوری (v) برابر ۰/۱۵ و نسبت آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر ۰/۴۴ و ۰/۵۰ درصد لحاظ شده‌اند که در نتیجه مقدار ضریب  $\beta$  برای پایه‌ها عدد ۰/۰۷۱ به دست می‌آید که مقدار متوسط ۰/۰۷۵ برای پل در نظر گرفته شده است.

حالات خسارت لرزه‌ای متناظر و سطوح عملکردی در

جدول (۲) تعریف شده‌اند.

## ۲-۷- تابع خسارت مبتنی بر انرژی هیسترتیک

ترکیبی از حداقل تغییر مکان و انرژی هیسترتیک جذب شده توسط المان در طی بارگذاری تناوبی توسط پارک و انگ [۱۸-۱۶] بدین صورت ارائه شده است:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta_0 \cdot E_H}{\delta_u \cdot F_y} \quad (2)$$

$$\beta_0 = 0.36 \times \left[ v + (W_l - 0.2)^2 \right] \times 0.9^{W_t} \quad (3)$$

جدول ۲ - طبقه‌بندی حالتهای خسارت لرزه‌ای مبتنی بر انرژی و تقاضای شکل‌پذیری توسط گوپرا و همکاران [۱۸]

شاخص خسارت DI	حالت خسارت	درجه خسارت	توصیف
$0/00 < DI \leq 0/14$	۱	N (No)	عدم خسارت
$0/14 < DI \leq 0/40$	۲	S (Slight)	خسارت خفیف
$0/40 < DI \leq 0/60$	۳	M (Moderate)	خسارت متوسط
$0/60 < DI \leq 1/00$	۴	E (Extensive)	خسارت سنگین
$1/0 \leq DI$	۵	C (Complete)	خسارت کامل

سرعت ورودی پایه صورت گرفته است و نتایج حاصل مقایسه شده‌اند.

ابتدا تعداد وقوع هر حالت خسارت در سطوح مختلف شتاب و سرعت حداکثر زمین شمرده می‌شود. تعداد وقوع حالات خسارت وابسته به توابع  $IDDR_{P\&A}$  و  $DI_{P\&A}$  در سطوح مختلف شتاب و سرعت حداکثر زمین در شکلهای (۲۱) و (۲۲) ارائه شده است. از شکلهای فوق پیداست که تحت PGAهای بالا هنوز درصدی از رکوردها در حالت خسارت ۱، ۲ و ۳ باقی مانده‌اند حال آنکه تحت PGVهای بالا، این رکوردها فیلتر شده و این دلیل محکمی بر بهتر بودن PGV نسبت به PGA در مطالعات روی سازه‌های با پریود بلند است.

سپس برای تعیین میانگین و انحراف معیار پارامتر شکنندگی پل، تعداد وقوع حالات خسارت وابسته بر تابع  $IDDR_{P\&A}$  و  $DI_{P\&A}$  در شکلهای (۲۳) و (۲۴) روی کاغذ احتمال لوگ‌نرمال ترسیم شده‌اند. سپس طی تحلیل رگرسیونی غیرخطی بین داده‌ها، معادلات حاکم استخراج و میانگین و انحراف معیار داده‌ها استخراج شده است.

در ادامه منحنیهای شکنندگی لرزه‌ای با استفاده از نتایج حاصل و با کمک معادله ۴ ایجاد و در شکلهای (۲۵) و (۲۶) نشان داده شده‌اند. در منحنیهای فوق احتمال وقوع صفر، برابر با عدم وقوع خسارت یا احتمال صفر وقوع خسارت است، بدین ترتیب احتمال وقوع یک، برابر با وقوع خسارت کامل (ویرانی) یا احتمال وقوع حداکثر خسارت است. برای استفاده از نتایج این منحنیها و تعیین عملکرد لرزه‌ای پل،

## ۸- مطالعه شکنندگی پل

اگر ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو متغیری باشند که از توزیع طبیعی یا طبیعی لگاریتمی تبعیت کنند، پیرو قضیه حد وسط می‌توان نشان داد که کارآیی مرکب حاصل شده، به طور طبیعی لگاریتمی توزیع شده است. بنابراین توزیع احتمالی که در شکل منحنیهای شکنندگی گفته شد، توسطتابع چگالی احتمال تجمعی طبیعی لگاریتمی بیان می‌شود. خوشختانه برای تعیین یک چنین منحنی فقط دو پارامتر انحراف معیار میانگین (انحراف معیار در پنجاهمین درصد) و انحراف معیار لگاریتمی نرمال شده [۶-۳] مورد نیاز است.

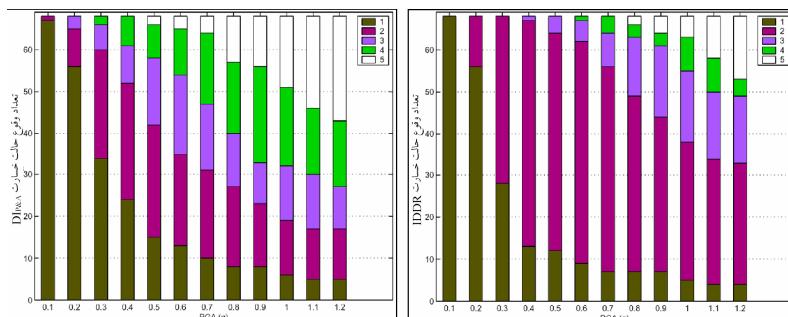
طبق فرضیه طبیعی لگاریتمی، یک منحنی شکنندگی (F(a)) شکل تحلیلی زیر را دارد:

$$F(a_g) = \Phi \left[ \frac{\ln a_g - \sigma}{\mu} \right] \quad (4)$$

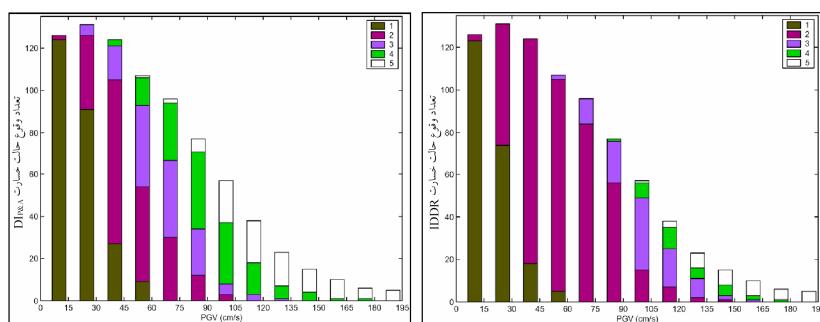
روش استخراج دو پارامتر توزیع لوگ‌نرمال، توزیع پارامترها روی کاغذ احتمال لوگ‌نرمال و استخراج میانگین و انحراف معیار از روی خط انطباق است [۱۹].

## ۹- ایجاد ماتریس شکنندگی

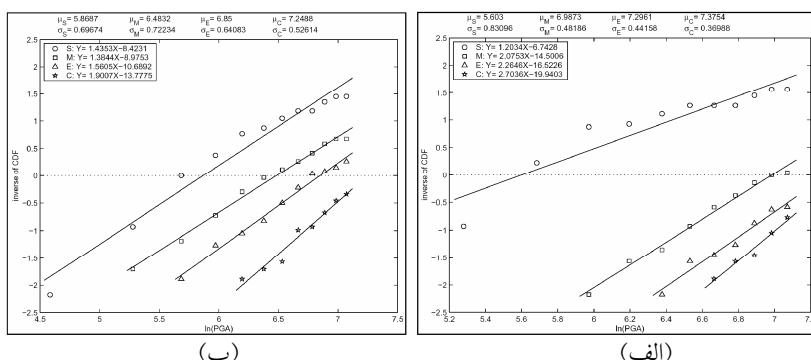
برای ایجاد ماتریسهای شکنندگی مرتبط با حالات خسارت لرزه‌ای، جمع‌آوری و کار روی نتایج تحلیل خسارت انجام و نتایج طی شکلهای مربوطه ارائه شده است. منحنیهای شکنندگی مبتنی بر دو تابع خسارت مشهور و معتبر شکل‌پذیری تغییر مکان غیرالاستیک و نیز تابع پارک-انگ و در سطوح مختلف شتاب و



شکل ۲۱- تعداد وقوع حالات خسارت وابسته به توابع  $\text{DI}_{\text{P}\&\text{A}}$  و  $\text{IDDR}$  در سطوح مختلف شتاب حداکثر زمین

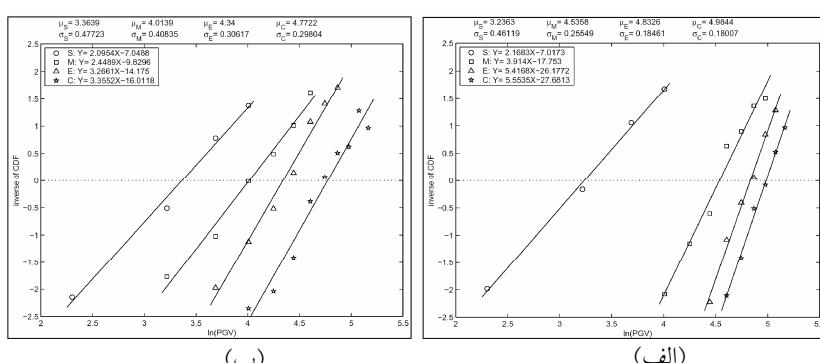


شکل ۲۲- تعداد وقوع حالات خسارت وابسته به توابع  $\text{IDDR}$  و  $\text{DI}_{\text{P}\&\text{A}}$  در سطوح مختلف سرعت حداکثر زمین



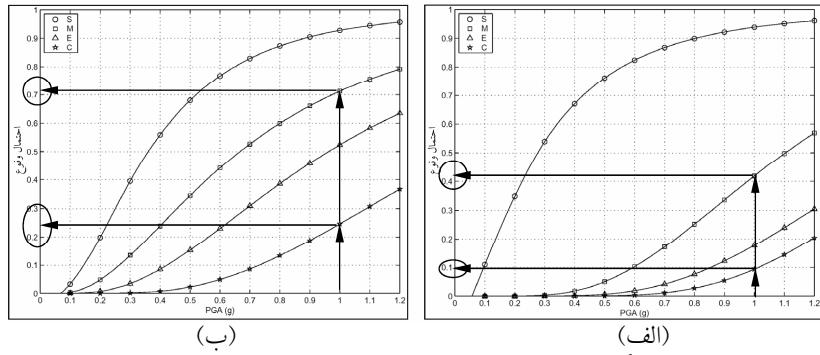
شکل ۲۳- ترسیم تعداد وقوع حالات خسارت وابسته بر توابع  $\text{DI}_{\text{P}\&\text{A}}$  و  $\text{IDDR}$

در سطوح مختلف شتاب حداکثر روی کاغذ احتمال لوگنرمال

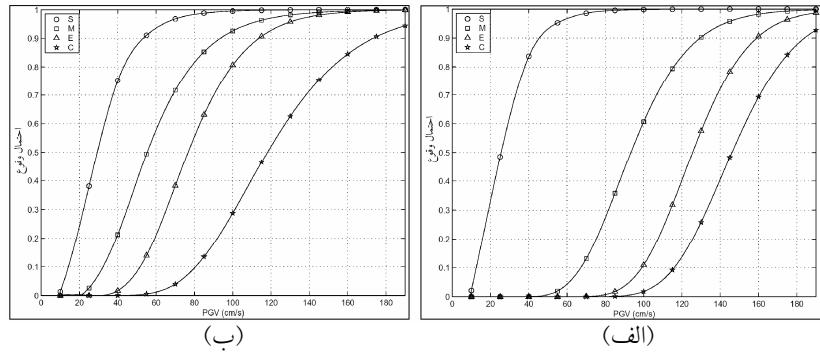


شکل ۲۴- ترسیم تعداد وقوع حالات خسارت وابسته بر توابع  $\text{DI}_{\text{P}\&\text{A}}$  و  $\text{IDDR}$

در سطوح مختلف سرعت حداکثر روی کاغذ احتمال لوگنرمال



شکل ۲۵- منحنیهای شکنندگی لرزه‌ای حاصل از توابع IDDR و DIP&A وابسته بر شتاب حداکثر زمین



شکل ۲۶- منحنیهای شکنندگی لرزه‌ای حاصل از توابع IDDR و DIP&A وابسته بر سرعت حداکثر زمین

پل از روی منحنیهای شکنندگی، نیاز به بررسی احتمال وقوع خسارت و تعریف خط احتمال پنجاه درصد است. به علت شبکه کم منحنیها در محدوده‌های سطوح جنبش پایین و بالا، قرائت احتمال وقوع از روی یک چنین منحنیهایی همواره به سادگی و بدون خطا صورت نمی‌گیرد. مضافاً احتمالهای بیشتر و کمتر از پنجاه درصد نیز به تنها یکی دارای مفهوم خالصی نیستند، آنها فقط احتمال وقوع خرابی را بیان می‌کنند. برای مثال احتمال وقوع  $6/0$  به معنی اضافه وقوع احتمال به اندازه  $1/0$  از خط پنجاه درصد می‌باشد و این مطلب به تنها یکی برای تعیین میزان نیاز به مقاوم‌سازی کافی نیست. برای رفع یک چنین معایبی، منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد<sup>۹</sup> لرزه‌ای توسط مولفان توسعه داده شده است [۱۱].

شاخص قابلیت اعتماد سازه به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (5)$$

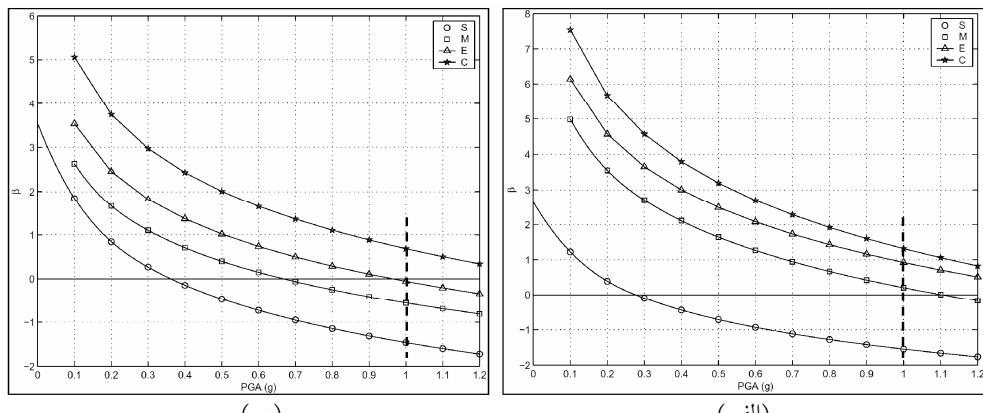
به زبان ریاضی  $\beta$  برابر است با فاصله بین مبدا از نقطه طراحی در فضای استاندارد نرمال. به گفتار ساده‌تر،  $\beta$  تعداد

سطوح مختلف عملکرد باید تعریف شوند. برای عملکرد مناسب پل، احتمال وقوع خرابی تعریف شده، جدول (۲)، در هر سطح عملکرد، باید زیر پنجاه درصد باشد چرا که در غیر این صورت عملکرد پل در آن سطح عملکرد نامطلوب ارزیابی می‌شود. به عنوان مثال در شکلها (۲۵) و (۲۶)، احتمال وقوع زیر پنجاه درصد، در سطح شتاب حداکثر ۸ و یا سطح سرعت حداکثر ۱۰۰ سانتیمتر بر ثانیه، به عنوان سطح قابل قبول عملکرد لرزه‌ای در آن حالت خسارت تعریف می‌شود.

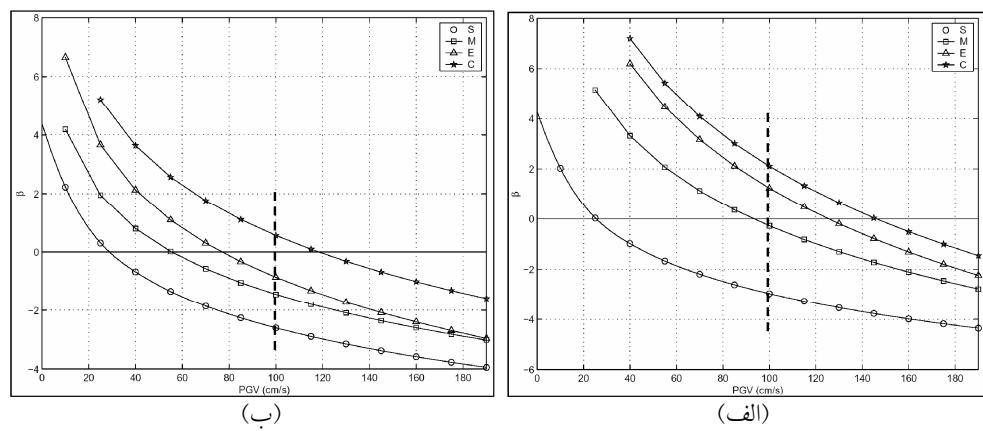
از منحنیهای شکنندگی حاصل چنین بر می‌آید که حتی تحت بیشینه شتاب  $g_{1,2}$  احتمال وقوع حالت خسارت خفیف به یک نمی‌رسد، شکل (۲۵)، ولی تحت بیشینه سرعت ۶۰ سانتیمتر بر ثانیه این احتمال به یک می‌رسد، شکل (۲۶). این منحنیها دلیل دیگری بر قابل اعتماد بودن نتایج وابسته بر بیشینه سرعت زمین‌اند.

#### ۱۰- شاخص قابلیت اعتماد سازه $\beta$

در قسمت گذشته بحث شد که برای تعیین عملکرد لرزه‌ای



شکل ۲۷- منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد لرزه‌ای حاصل از توابع IDDR و  $DI_{P\&A}$  وابسته بر شتاب حداکثر زمین



شکل ۲۸- منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد لرزه‌ای حاصل از توابع IDDR و  $DI_{P\&A}$  وابسته بر سرعت حداکثر زمین

منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد لرزه‌ای حاصل از تابع خسارت IDDR و تابع خسارت  $DI_{P\&A}$  وابسته به شتاب و سرعت حداکثر زمین در شکلهای (۲۷) و (۲۸) نشان داده شده‌اند. از روی منحنیهای فوق می‌توان در تمام محدوده جنبش ورودی با حداقل خط اقدام به قرائت داده‌ها کرد و نیاز به ریزه‌کاریهای زیاد ندارد. خط صفر (خط با احتمال وقوع ۵۰ درصد) از دیگر مزیت بر جسته این منحنیهای است که کار بررسی وقوع سطح عملکرد بخصوص را ممکن می‌کند. محدوده بالای خط صفر (اعداد مثبت) محدوده اطمینان سازه و محدوده پایین خط صفر (اعداد منفی) محدوده عدم اطمینان سازه است. برای مثال در شکل (۲۷-ب) سازه پل در سطوح خسارت متوسط و خفیف، جدول (۲)، وارد محدوده عدم اطمینان شده است. در شکل (۲۸-ب) نیز که منحنیهای شاخص

انحراف معیارهای بین نقطه میانگین تا نقطه شکست سازه است. برای مسائل معمول تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای، این مقدار بین ۱ تا ۶ متغیر است که متناظر است با وقوع شکست با احتمال  $10^{-7}$  تا  $10^{-1}$ . در تحلیل شکنندگی به علت مطالعه شکنندگی سازه در محدوده‌های احتمال بالاتر از  $10^{-1}$ ، مقدار شاخص  $\beta$  بین ۵- تا ۶ متغیر است. عدد ۵ برابر احتمال  $100\%$  شکست سازه (ویرانی کامل) و عدم هیچ گونه اعتمادی به سازه، و عدد ۶ بیانگر احتمال وقوع در محدوده‌های صفر بوده و نشان از اعتماد  $100\%$  سازه دارد. این ضریب نشان می‌دهد که روی خط صفر، سازه با احتمال  $50\%$  دچار شکست مورد نظر خواهد شد. لذا محدوده زیر خط صفر به عنوان محدوده بحرانی برای سازه‌ها تعریف می‌شود.

حداکثر برابر  $0/37$  پیشنهاد می‌شود که برای کارهای مشابه در ایران توصیه می‌شود.

مطالعه روی منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد سازه‌ای از دیگر بخش‌های این پژوهش بود که این منحنیها برای اولین بار ارائه شدند. مهمترین مزیت این منحنیها نسبت به منحنیهای شکنندگی این است که در منحنیهای شکنندگی همچنان که مشاهده می‌شود تحت سطوح جنبش‌های پایین و بالا، شبیه منحنی خیلی کم بوده و در نتیجه خطای قرائت داده‌ها (احتمال وقوع) بسیار بالا می‌رود در حالی که از روی منحنیهای قابلیت اعتماد می‌توان در تمام محدوده جنبش ورودی با حداقل خط اقدام به قرائت داده‌ها نمود و نیاز به ریزه‌کاریهای زیاد ندارد. خط صفر (خط با احتمال وقوع  $50$  درصد) از دیگر مزیت بر جسته این منحنیهاست که کار بررسی وقوع سطح عملکرد به خصوص را ممکن و معنی دار می‌کند.

تفاوت بین دو شاخص خسارت شکل‌پذیری تغییر مکانی غیرالاستیک و شاخص پارک-انگ به علت محتوای پارامترهای لحاظ شده زیاد است [۱۸، ۱۵، ۱۱]. در این پژوهش منحنیهای شکنندگی بر پایه هر دو شاخص خسارت ایجاد شدند. مقایسه بین منحنیهای شکنندگی ایجاد شده از رکوردهای واقعی و مصنوعی و نیز منحنیهای ایجاد شده بر پایه دو شاخص خسارت فوق به صورت تصویری در بخش مربوطه انجام شده است. نکته‌ای که قابل ذکر است این است که منحنیهای ایجاد شده توسط پروفسور "شینوزوکی" [۶] همه بر پایه شاخص خسارت شکل‌پذیری تغییر مکانی بوده و مقایسه میزان صحت آنها همانند مقایسه بین دو شاخص فوق خواهد بود (قطعیت کمتری دارند). علاوه بر آن منحنیهای شکنندگی بر پایه شاخصهای پارک-انگ توسط دکتر کریم از دانشگاه توکیو [۱۹] فقط بر پایه مدل‌های بسیار ساده شده و تک درجه آزادی‌اند و اثر توان مولفه قائم در نظر گرفته نشده است. از مطالب گفته شده نتیجه می‌شود که این پژوهش از جهاتی نسبت به پژوهش‌های دیگر منحنیهای شکنندگی لرزه‌ای که تاکنون انجام گرفته است، کاملتر است. در پایان مقاومت پل مناسب ارزیابی می‌شود.

قابلیت اعتماد لرزه‌ای حاصل از تابع خسارت  $DIP\&A$  وابسته بر سرعت حداکثر زمین را نشان می‌دهد، سطوح خسارت سنگین، متوسط و خفیف وارد محدوده عدم اطمینان شده‌اند.

## ۱۱- بحث و نتیجه‌گیری و پیشنهادات

مشخصات زلزله‌ها در تحلیل غیرخطی المان محدود می‌تواند اثر بسزایی در نتایج داشته باشد به طوری که در مقایسه با خسارات مبتنی بر شتاب حداکثر ورودی، رکوردهای یافته شد که در مقدار شتاب  $g$  هنوز باعث حالت خسارت خفیف می‌شدن. برای سازه‌های با پریود بلند همانند پل مورد مطالعه، پاسخ تحلیل خسارت تحت شتاب و سرعت حداکثر ورودی مقایسه و مشخص شد که ضریب اعتماد نتایج تحت شتاب حداکثر ورودی پایین بوده ولی این ضریب برای نتایج تحت سرعت حداکثر ورودی بسیار بالاست. این نکته اثبات می‌کند که پژوهشگران در کارهای پژوهشی خود روی سازه‌های با پریود بلند اگر از سرعت حداکثر به جای شتاب حداکثر استفاده کنند بهتر خواهد بود

از منحنیهای شکنندگی حاصل چنین بر می‌آید که حتی تحت بیشینه شتاب  $1,2 g$  احتمال وقوع حالت خسارت خفیف به یک نمی‌رسد، ولی تحت بیشینه سرعت  $60$  سانتیمتر بر ثانیه این احتمال به یک می‌رسد. این منحنیها دلیل دیگری بر قابل اعتماد بودن نتایج وابسته بر بیشینه سرعت زمین‌اند.

منحنیهای شکنندگی فوق برای نتیجه‌گیری این نکته استفاده می‌شوند که آیا ظرفیت پل موجود با رعایت سناریوی زلزله مفروض کافی است یا خیر؟ و مشخص شد که پل از توانایی نسبتاً خوبی برخوردار است (پل در حد خسارت ویرانی وارد محدوده عدم اطمینان نمی‌شود).

مقدار ضریب  $11$  پیشنهاد شده توسط پژوهشگران دانشگاه برکلی در بخش نظری منحنیهای شکنندگی، برابر  $0/6$  پیشنهاد شده بود [۲۰، ۶]، و این مقدار برای پژوهش‌های تحت شتاب حداکثر بود. در این پژوهش مقدار فوق تحت مطالعات روی شتاب حداکثر برابر  $0/646$  و تحت مطالعات روی سرعت

خصوص سایر روشها داده نمی‌شود. کار روی ضرایب قابلیت اعتماد سازه‌ای به عنوان یکی از افکهای باز تحقیق برای پژوهشگران توصیه می‌شود.

در پایان باید گفت که روش منحنی شکنندگی و یا قابلیت اعتماد کاملترین روش برای تعیین احتمال اندیشه‌انه خسارت پلهاست لذا پیشنهادی در خصوص انجام تحلیل خسارت در

## واژه نامه

- |                      |                                 |                       |
|----------------------|---------------------------------|-----------------------|
| 1. open sees         | 4. http://opensees.berkeley.edu | 7. Kent-Scott-park    |
| 2. matlab            | 5. fiber element                | 8. generalized        |
| 3. spatial variation | 6. p-Delta                      | 9. reliability curves |

## مراجع

- MCEER, "Seismic Retrofitting Manuals for Highway Systems, Volume II: Seismic Evaluation and Retrofitting Manual for Highway Bridges," Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York , 1999(b).
- Werner, S. D., Taylor, C. E., Moore, J. E., and Walton, J. S., "Seismic Retrofitting Manuals for Highway Systems, Volume I: Seismic Risk Analysis of Highway Systems," and "Technical Report for Volume I," Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 1999.
- Loh C.-H., and Huang Y.-J., *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*, Monte Carlo Simulation, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 188 0, pp. 505-511, 2001.
- Mander John B., "Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges," MCEER Highway Project/FHWA National Institute of Building Sciences (NIBS), pp.1-10, 1999.
- Saxena V., Deodatis, G., Shinozuka, M., and Q. Feng M., "Development of Fragility Curves for Multi-Span Reinforced Concrete Bridges," Dept. of Civil and Environmental Engineering, Princeton University, Princeton, pp. 1-7, 2001.
- Shinozuka, M., Grigoriu, M., R. Ingraffea, A., L. Billington, S., Feenstra, P., T. Soong, T., M. Reinhorn A., and Maragakis, E., "Development of Fragility Information for Structures and Nonstructural Components," National Science Foundation, Earthquake Engineering Research Centers Program, Federal Highway Administration, pp. 17-27, 2000.
- Saxena, V., "Spatial Variation of Earthquake Ground Motion and Development of Bridge Fragility Curves," PhD Dissertation, princeton university, pp. 1-25 , 2000.
- Basz, N., and Kiremidjian, A. S., "Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge," CA Earthquakes, Technical Report MCEER-98-0004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York., pp. 1-35, 1998.
- Kiremidjian Anne, A. and Basöz N., "Evaluation of Bridge Damage Data from Recent Earthquakes," NCEER Bulletin, Vol. 11, No. 2, April 1997.
- Wilshire H. G., and Nakata, J. K., "Damage to Transportation Facilities due to The 1989 Loma Prieta Earthquake," *U. S. Geological Survey*, 1989.
- وحید لعل شهرسوار، و.، "ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پلهای بتن‌آرم‌هه با استفاده از منحنیهای شکنندگی،" پایان‌نامه کارشناسی ارشد گرایش زلزله زیر نظر دکتر فریبرز ناطقی الهی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران، .۱۳۸۱
- OpenSees, <http://opensees.berkeley.edu>, 2003.
- Clough, Ray W., *Dynamics of Structures*, Saadatpour M. M., Isfahan University of Technology, pp.609-721, 1998.
- Powell, G.H., and Allahabadi, ., "Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods Concepts and Procedures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp.719-734, 1988.
- Cosenza, E., Manfredi, G., and Ramasco, R., "The Use of Damage Functionals in Earthquake Engineering: A Comparison Between Different Methods," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, pp. 855-868, 1993.
- Park, Y. J., and A. H-S. Ang, "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, pp.722-739, 1985.
- Park, Y. J., A. H-S. Ang., Y. K. Wen, and "Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings," *Earthquake Spectra*, Vol. 3, No.1, pp.1-26, 1987.
- Ang, A.H-S., and D. de Leon, "Reliability and Response Control of R/C Buildings," *Proceedings*,

- ASCE Structures Congress XII*, Vol. 2, pp. 1593-1599, 1994.
19. Karim Kazi, R., and Yamazaki, F., "Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility Curves of Highway Bridge Piers Based on Numerical Simulation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, No. 12 pp. 1839-1856, 2001.
20. Shinozuka, M., Uzawa T., and Sheng, L-H., *Estimation and Testing of Fragility Parameters*, Monte Carlo Simulation, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 188 0, PP. 491-498, 2001.