

توسعه منحنیهای شکنندگی و قابلیت اعتماد و ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای پل بتنی تله‌زنگ

فریبرز ناطقی الهی^{*}، اکبر واثقی^{**} و وحید لعل شهسوار^{***}

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

(دریافت مقاله: ۸۲/۳/۳ – دریافت نسخه نهایی: ۸۴/۱۲/۲۸)

چکیده – پلها به طور بالقوه از آسیب پذیرترین سازه‌های موجود در سیستمهای شهری و بزرگراهی در حین زلزله‌اند. بدیهی است که کارایی لرزه‌ای 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 کارایی لرزه‌ای پلها توسط توابع شکنندگی لرزه‌ای (منحنیهای شکنندگی) یا ماتریسهای احتمال خسارت تجهیزات حمل و نقل ارزیابی می‌شوند. احتمال خسارت سازه‌ای به سبب سطوح مختلف جنبش لرزه‌ای 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، آسیب پذیری لرزه‌ای یک پل پیش تنیده راه آهن به طول ۲۱۵ متر و به طور کامل، توسط این چنین منحنیهای شکنندگی و با کمک نرم افزار اپن سیز^۱، به صورت ۱۰۰٪ سه بعدی المان محدود غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. برای مطالعه نتایج تحلیل، یک بسته نرم افزاری در متلب^۲ 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 جمع بندی و نتایج در قالب منحنیهای آسیب پذیری و قابلیت اعتماد سازه‌ای برای دو شاخص خسارت معتبر ارائه و مقایسه شده‌اند

واژگان کلیدی: آسیب پذیری لرزه‌ای، پلهای بتن 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

β_0	پارامتر ثابت مدل که برای سازه‌های مختلف متفاوت است و دارای محدوده‌ای از ۰/۳- تا ۰/۱۵ است	a_g	بیانگر مقدار جنبش زمین PGA یا PGV
β	شاخص قابلیت اعتماد سازه	$DI_{P\&A}$	تابع خسارت پارک-انگ
δ_m	تغییر مکان حداکثر حاصل شده از تحلیل دینامیکی سازه؛	E_H	انرژی هیسترتیک جذب شده جمع‌شونده توسط المان در طی بارهای متناوب که برابر است با مجموع سطحهای زیر منحنی بار-تغییر شکل عضو مورد مطالعه
δ_y	تغییر مکان حد تسلیم در عضو مورد بررسی حاصل از تحلیل پوش‌آور	$F(a_g)$	تابع شکنندگی لرزه‌ای
δ_u	تغییر مکان نهایی حد گسیختگی در عضو مورد بررسی حاصل از تحلیل پوش‌آور	F_y	مقاومت حد تسلیم المان مورد مطالعه حاصل از تحلیل پوش‌آور
μ	انحراف معیار لگاریتم طبیعی سطوح جنبش ورودی	IDDR	تابع خسارت تقاضای تغییر مکان (شکل پذیری) غیرکشسان
$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y}$	تقاضای شکل پذیری تغییر مکانی توسط زلزله	P_f	احتمال وقوع حالت خسارت مشخص تحت شتاب یا سرعت معین
$\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	تقاضای شکل پذیری تغییر مکانی حداکثر توسط تحلیل پوش‌آور	V	نسبت بار محوری به مقدار مجاز آن
$\Phi[0]$	تابع توزیع نرمال استاندارد شده	W_l	مقدار نسبت آرماتورهای طولی به درصد
σ	میانگین لگاریتم طبیعی سطوح جنبش ورودی	W_t	مقدار نسبت آرماتورهای عرضی محصور کننده به درصد

۱- مقدمه

هویت لرزه‌ای پلها 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 [۳، ۴]. منحنی شکنندگی یک پل، نسبت بین جنبش لرزه‌ای زمین و سطح خسارت لرزه‌ای محتمل

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، ژاپن، 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

را توصیف می‌کند. برای تعیین دقیق چنین نسبتهی 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 زمین PGD، شتاب طیفی S_a ، سرعت طیفی S_v و تغییر مکان طیفی S_d . این منحنیها را می‌توان از تحلیل رگرسیون منطقی اطلاعات خسارت واقعی/شبیه‌سازی شده و یا روشهای حل عددی به دست آورد [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 زیرسازهای شهری قابل استفاده‌اند. آنها سطح محتمل خسارت را برای یک کلاس بخصوص ارائه می‌دهند و می‌توان با تعیین آسیب‌پذیرترین پلها، 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 از 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^۳ و نیز قرارگیری پایه‌ها بر بسترهای متفاوت بر پاسخ لرزه‌ای پلهاى بتن‌آرمه است [۷]. اثر زیانبار جنبشهای غیرهمزمان زمین بر پاسخ سازه‌های طولیل به اثبات رسیده است [۹،۸]. موضوع اثرات عارضه فوق، بعد

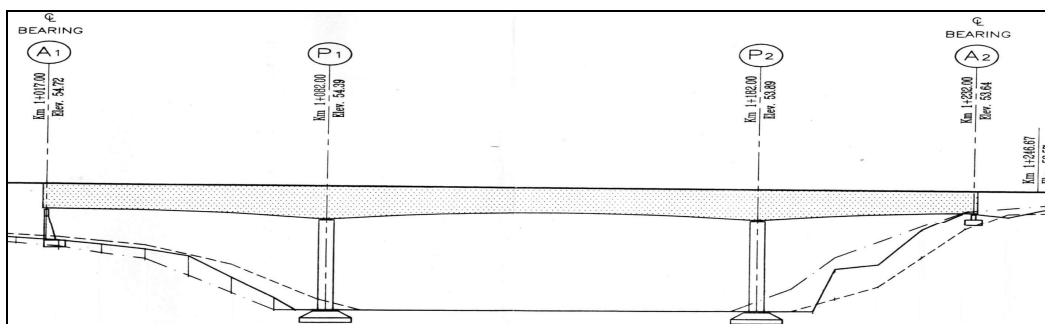
از زلزله‌های نورتریج، چی‌چی تایوان و کوبه ژاپن مطرح شد. در این زلزله‌ها مشاهده شد که خرابی برخی از پلهای چند دهانه، به علت اختلاف در تحریک زلزله در پایه‌های مختلف پل است. مطالعات گذشته اشاره می‌کردند که جنبشهای غیرهمزمان در تکیه‌گاههای پل می‌تواند به شدت بر رفتار سازه‌های طولیل و با هندسه نامنظم زیان‌آور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

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 مقیاس 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



شکل ۱- نمای پل مورد مطالعه- تله زنگ

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

پل مورد مطالعه، یک پل بتن‌آرمه سه دهانه راه‌آهن به طول ۲۱۵ متر با عرشه 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 داراست. 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 ۵/۵ متر است. تابلیه پل از سه دهانه یکسره تشکیل شده است که تنها در محل کوله‌ها درز انبساط تعبیه شده است.

پایه‌های پل به صورت مقطع مستطیلی توخالی از نوع بتن‌آرمه 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 نئوپرن 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).

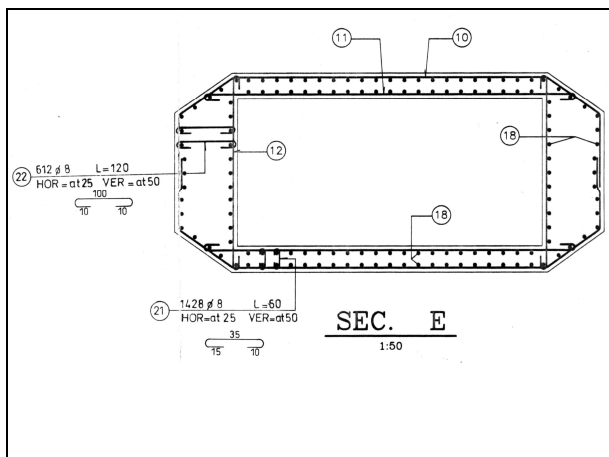
کوله‌های پل از نوع دیوار بتنی مسلح است که بر روی پی‌های سطحی پله‌ای واقع شده‌اند. کوله سمت شرقی پل ۱۳ متر ارتفاع داشته و شامل دو پشت‌بند به ضخامت ۱ متر است

مدلسازی، بارگذاری و تحلیل استاتیکی، پوش‌آور و دینامیکی پل توسط نسخه ۲۰۰۳ نرم‌افزار اپن سیز است. در این قسمت اشاره‌ای به چگونگی مدلسازی تک‌تک المانها 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 $g \ 0.1$ تا $g \ 1.2$ مقیاس و در حدود ۱۸۰۰ عدد تاریخچه زمانی ایجاد شده است. صفحه اصلی گسل در مطالعه جنبشهای مصنوعی زمین 140×33 کیلومتر و سرعت موج برشی متوسط نیز ۷۶۰ متر بر ثانیه فرض شده است [۱۱].

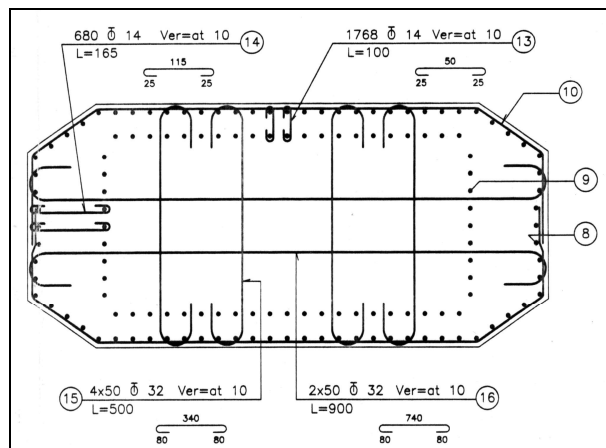
برای به مقیاس درآوردن و مطالعه روی رکوردها، نیاز به برنامه‌ای گرافیکی بود که این کار نیز با تهیه برنامه‌ای در محیط متلب و تهیه بسته نرم‌افزاری که هم کار ویرایش رکوردها و هم مطالعه روی شکنندگی و گرافهای مربوطه را انجام می‌دهد، مرتفع شد [۱۱].

۳- مشخصات سازه‌ای

در این پژوهش روی یک پل راه‌آهن با عرشه 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 - جزییات مقطع عرضی پایه‌ها در وسط



شکل ۲ - جزییات مقطع عرضی پایه‌ها در بالا و پایین

شکلهای (۲) و (۳) جزییات مقاطع عرضی پایه‌ها نشان داده شده است. میزان درصد فولاد طولی در مقاطع مختلف عرشه متفاوت بوده و در مقطع روی پایه برابر ۱۱/۶۰٪ و در مقطع انتهای طره برابر ۸/۷۹٪ است. در شکل (۴) جزییات مشترک مقاطع عرضی عرشه نشان داده شده است.

۴- مدلسازی پل توسط نرم‌افزار اپن‌سیز

نرم افزار اپن‌سیز 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^۴ است ولی هسته اصلی شامل گزینه قابلیت اعتماد سازه‌ای جزو رساله دکتری "ترجی 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 روی داده‌ها توسط بسته نرم‌افزار 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 نرم‌افزار اپن‌سیز به صورت المانه‌ای^۵ با استفاده از نرم‌افزار (Xtract (V.۲-۶-۲؛ ۲۰۰۲)

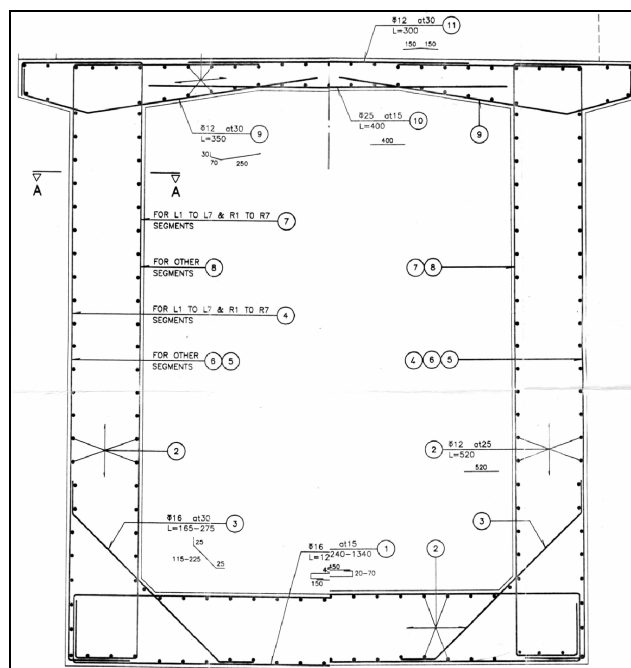
ولی کوله سمت غربی ۷ متر ارتفاع داشته و فاقد پشت‌بند است. در شکل (۱) نمای پل مورد مطالعه (تله زنگ) نشان داده شده است.

مشخصات مصالح مصرفی در قسمتهای مختلف پل به قرار

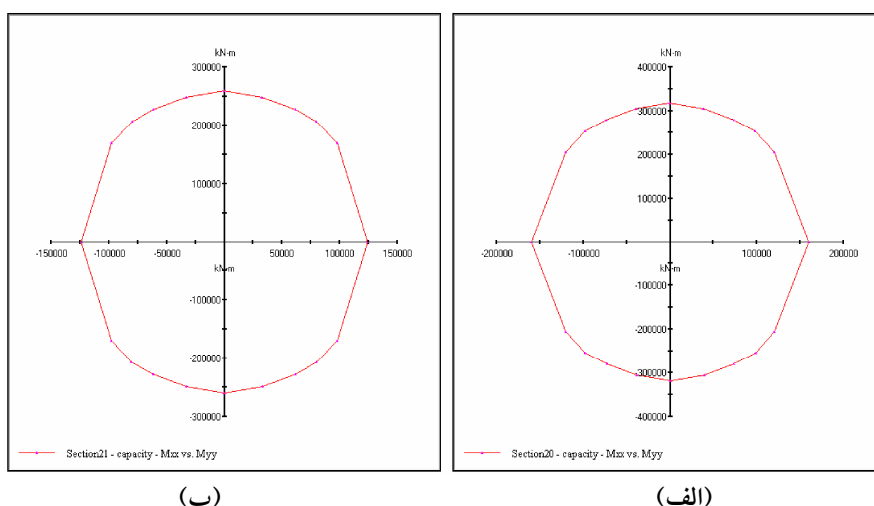
زیر است:

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 ۴۰۰۰ و ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. کابلهای پیش تنیدگی نیز از نوع سیم بافته با مقاومت مشخصه حد تسلیم و حد گسیختگی به ترتیب برابر با ۱۶۱۳۰ و ۱۸۹۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. نوپرنها از جنس مسلح شده توسط فولاد با مدول الاستیسیته و مدول برشی به ترتیب برابر با ۵۰۰۰ و ۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع اند. مقاومتهای بتن محصور شده در پایه‌ها و عرشه با استفاده از تحلیل مقطع عرضی پایه و عرشه توسط نرم‌افزار (Xtract (V.۲-۶-۲؛ ۲۰۰۲) که یک برنامه تحلیل مقطع عرضی است [۱۱]، به ترتیب برابر با ۴۸۰ و ۵۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع به دست آمده‌اند.

میزان درصد فولاد طولی و عرضی در مقطع میانی پایه به ترتیب برابر با ۵۸٪ و ۴۸۵٪ و در مقاطع بالا و پایین پایه به ترتیب برابر با ۴۴۰۱٪ و ۵۰٪ می‌باشد. در



شکل ۴ - جزئیات مشترک مقاطع عرضی تابلیه



(ب)

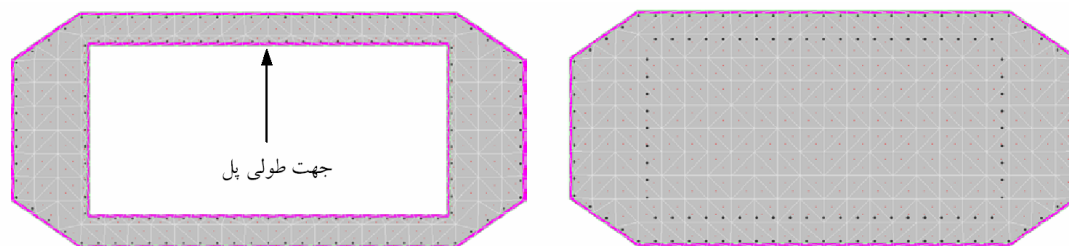
(الف)

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

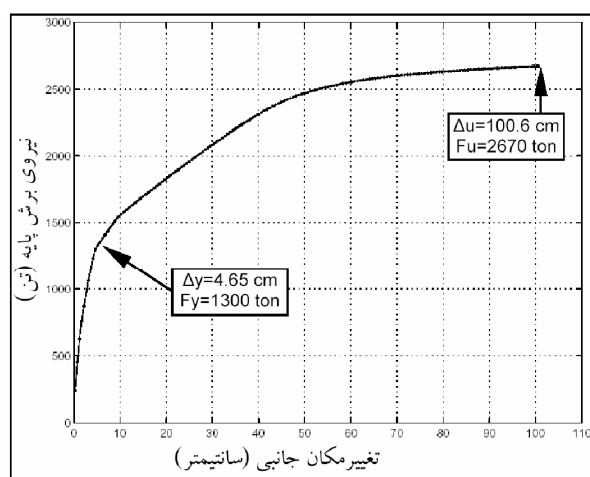
هرگونه خطا در مدلسازی، به حداقل برسد.

ستونها به صورت المانهای غیرخطی تیرستونی رشته‌ای و به صورت سه بعدی کامل به نرم‌افزار اپن‌سز معرفی شده‌اند. اثر پی-دلتا^۲ نیز در گزینه‌های مربوطه لحاظ شده است. بتن با استفاده از مدل تنش کرنش کنت-اسکات-پارک^۷ ارائه شده در کتابخانه نرم‌افزار فوق مدلسازی شده است. آرماتورهای طولی نیز با استفاده از مدل کرنشی سخت شونده دوخطی مدلسازی شده‌اند.

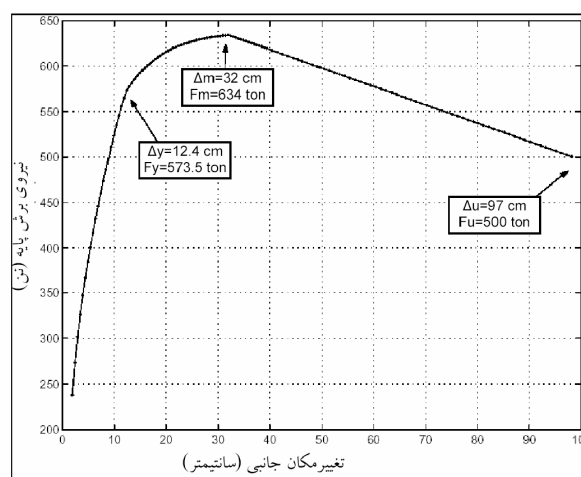
که یک برنامه تحلیل مقطع عرضی است [۱۱]، مقاطع ستونها و عرشه مدلسازی و پارامترهای طراحی معرفی شده‌اند. سپس تحلیل مقطع عرضی برای تعیین ظرفیت مقاطع، توسط نرم‌افزار فوق صورت گرفته است. برای نمونه منحنی ظرفیت مقاطع بالا، پایین و وسط پایه‌ها در محدوده کرنشهای نهایی، در شکل (۵) نشان داده شده‌اند. نتایج حاصل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



شکل ۶ - مقطع عرضی مدلسازی شده پایه‌ها به صورت رشته‌ای



(ب)



(الف)

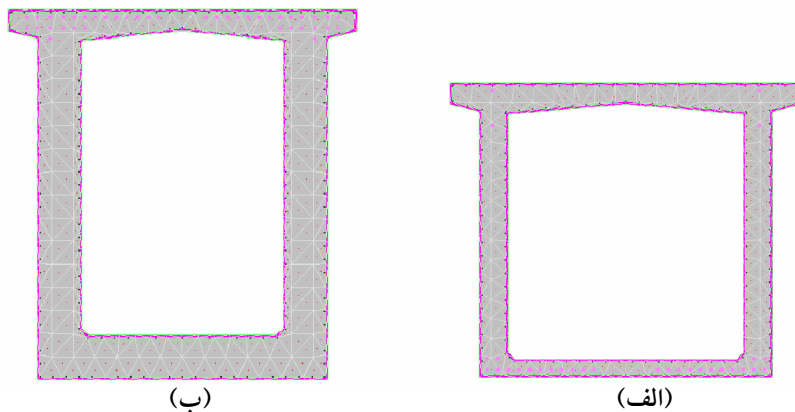
شکل ۷ - منحنی ظرفیت پایه‌ها در جهت طولی و عرضی پل (تحلیل پوش‌آور)

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 این 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 تغییر مکان و با پلاستیسیته توزیع شده مدل شده است که یکی از مزیت‌های 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 رشته‌ای 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 تغییر مکان حد تسلیم پایه‌ها در جهت طولی پل برابر ۱۲/۴ سانتیمتر، تغییر مکان حد شکست پایه‌ها برابر ۹۷ سانتیمتر، نیرو در حد تسلیم پایه‌ها برابر ۵۷۳/۵ تن و نیرو در حد شکست پایه‌ها در جهت طولی پل برابر ۵۰۰ تن است. تغییر مکان حد تسلیم پایه‌ها در جهت عرضی پل برابر ۴/۶۵ سانتیمتر، تغییر مکان حد شکست پایه‌ها برابر ۱۰۰/۶



شکل ۸ - مقطع عرضی مدلسازی شده تابلیه به صورت رشته‌ای. 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 متذکر شد که کاملترین نوع مدلسازی با در نظر گرفتن رفتار نزدیک به واقعیت خاک در حین زلزله است. البته در نرم‌افزار اپن‌سیز گزینه‌هایی برای المانهای سه بعدی خاک با کلاسه‌های مختلف خاک و لحاظ اثرات گذرا در حین زلزله همانند روانگرایی و لغزش شیب در نظر گرفته شده است که مبتنی بر کار پژوهشگران اند ولی استفاده از این مدلها به صورت وسیع به همراه مدلهای 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، نئوپرنها و درزهای انبساطی 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 نئوپرنها توسط گزینه المان الاستوپلاستیک کامل و به صورت شش مولفه‌ای کامل مدل شده‌اند که یکی دیگر از مزایای 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

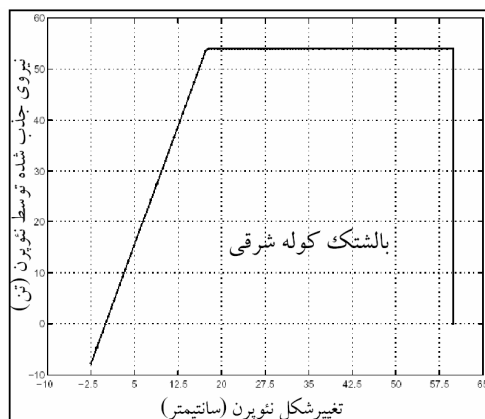
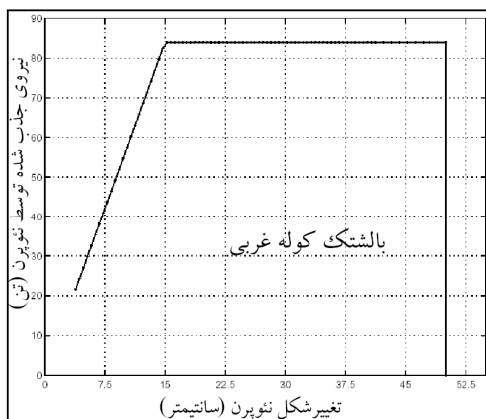
عرشه‌های پیش تنیده به شتاب قائم زلزله بسیار حساس بوده و تحت شتابهای بالا وارد محدوده‌های غیرخطی می‌شوند.

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 پر قدرت استفاده شود.

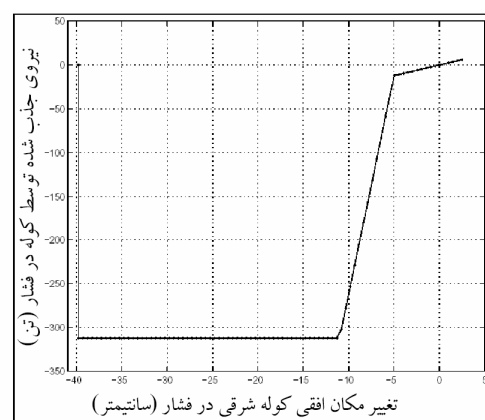
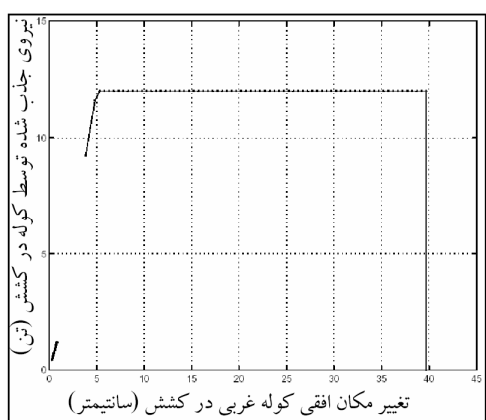
برای مدلسازی کوله‌ها در کارهای تحلیلی و پژوهشی، روشها و مدلهای مختلفی توسط پژوهشگران ارائه شده است که مبتنی بر کارهای نظری و آزمایشگاهی یا مشاهدات تجربی‌اند. از آن میان چهار شکل اصلی قابل طرح بدین صورت‌اند:

- (۱) معرفی کوله توسط المانهای گپ و فنر خطی به همراه مدلسازی نئوپرنها به صورت فنرهای خطی
- (۲) معرفی کوله توسط المانهای گپ و فنر غیرخطی به همراه مدلسازی نئوپرنها به صورت فنرهای غیرخطی
- (۳) معرفی کوله توسط المانهای غلطکی بدون مقاومت برای استفاده از حداکثر 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-تغییر شکل بالشتک کوله‌ها در جهت طولی (پوش‌آور در جهت طولی)

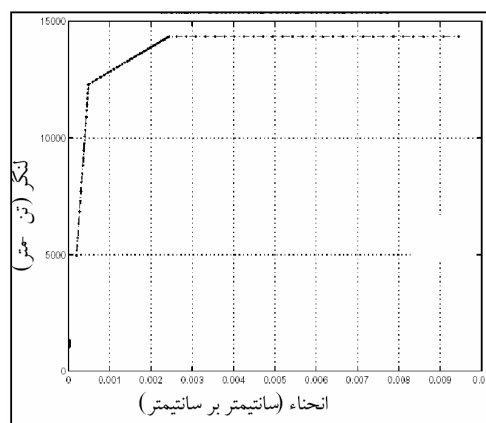


شکل ۱۰ - منحنی نیرو-تغییر مکان کوله (تحلیل پوش‌آور در جهت طولی)

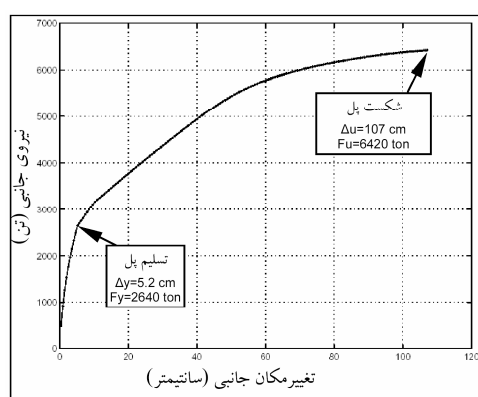
۵- تحلیل پوش‌آور

تحلیل پوش‌آور غیرخطی پل در جهات طولی و عرضی انجام شده است. تحلیل پوش‌آور توسط اعمال بار جانبی ۱ تن به بالای پایه‌ها (۲ عدد) و در جهات طولی و عرضی پل و کنترل تغییر مکانهای 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: تغییر مکان حد تسلیم پل برابر ۱۴ سانتیمتر، تغییر مکان حد شکست برابر ۹۷ سانتیمتر، نیرو در حد تسلیم برابر ۱۵۹۲ تن و نیرو در حد شکست برابر ۱۰۱۱ تن. کوله شرقی در تغییر مکان ۴۳ سانتیمتر و در فشار دچار شکست

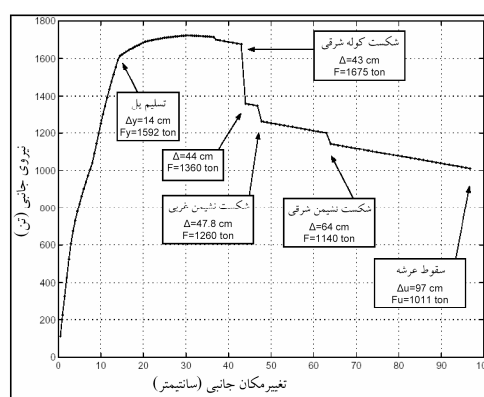
نئوپرن‌ها و کوله‌ها در شکل‌های فوق مشخص است. برای لحاظ کردن اندرکنش خاک-سازه نیز گزینه‌هایی شبیه گزینه‌های ذکر شده برای کوله‌ها موجودند. برای مطالعه رفتار غیرخطی خاک حین زلزله، در این مطالعه اندرکنش خاک و سازه توسط فنرهای غیرخطی سه مولفه‌ای مدل شده خاک در نظر گرفته شده است. خاک زیر پی از نوع خاک خیلی سخت و با مدول الاستیسیته و مدول برشی به ترتیب برابر با ۲۵۰ و ۷۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب پواسون ۰/۳ است. در شکل (۱۱) منحنی لنگر-انحنای فنرهای غیرخطی خاک در پی پایه‌ها و برای تحلیل پوش‌آور 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)



(ب)



(الف)

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

می‌شود، بدیهی 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 عرشه از روی نشیمن، از دیگر مزیت‌های پژوهش فوق است. سقوط عرشه از روی نشیمن در تغییرمکان ۹۷ سانتیمتر رخ داده و باعث شکست کامل پل می‌شود.

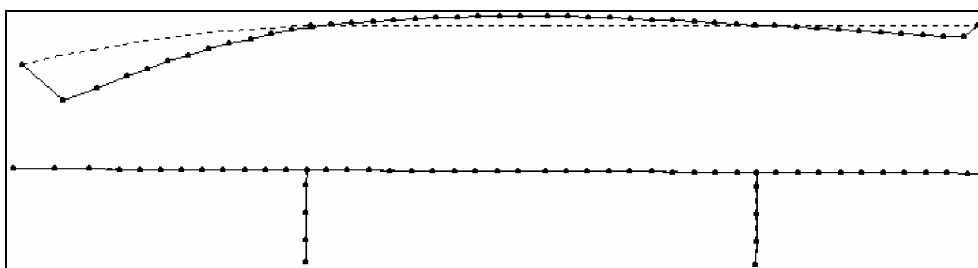
در شکل (۱۲) که ظرفیت پل در جهت عرضی نشان داده شده است، هیچ شکستی در کوله‌ها رخ نداده است. ظرفیت پل در جهت عرضی چنین است: تغییرمکان حد تسلیم پل برابر ۵٫۲ سانتیمتر، تغییرمکان حد شکست برابر ۱۰۷ سانتیمتر، نیرو در حد تسلیم برابر ۲۶۴۰ تن و نیرو در حد شکست برابر ۶۴۲۰ تن.

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

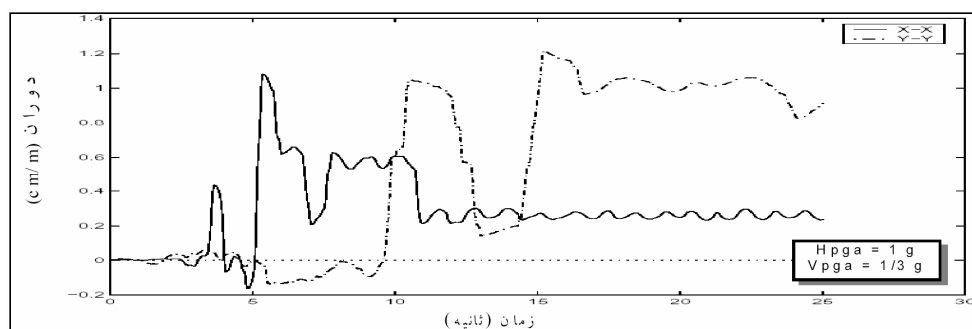
تسلیم در جهت عرضی کمتر از جهت طولی است. در این میان تغییرمکان حد شکست پل برای هر دو جهت تقریباً یکسان است. با توجه به نتایج چنین به نظر می‌رسد که آسیب‌پذیری پل در جهت عرضی کمتر از جهت طولی باشد البته این موضوع تا وقتی درست است که پدیده تشدید در طی تحلیل دینامیکی در این جهت رخ ندهد. در بخش تحلیل دینامیکی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

۶- تحلیل دینامیکی

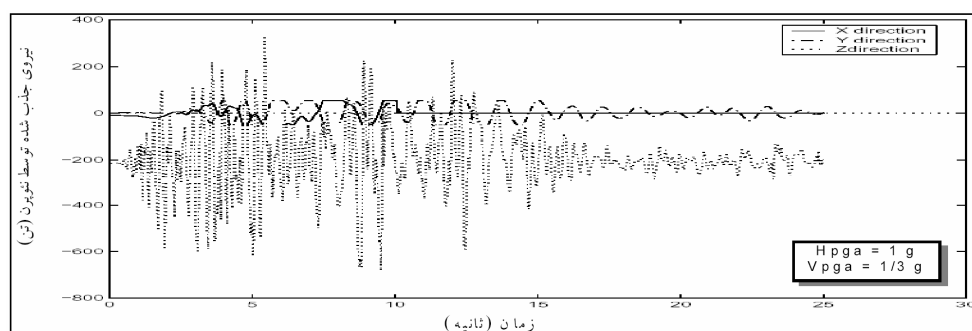
تحلیل دینامیکی با استفاده از روند انتگرال‌گیری نیومارک ارائه شده در اپن‌سیز و با گزینه کنترل انرژی افزایشی



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



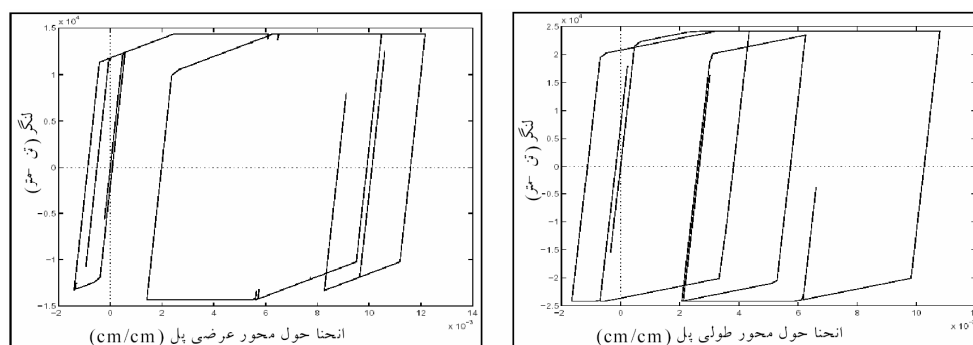
شکل ۱۴ - تاریخچه زمانی دوران پی (رکورد دوزچه)



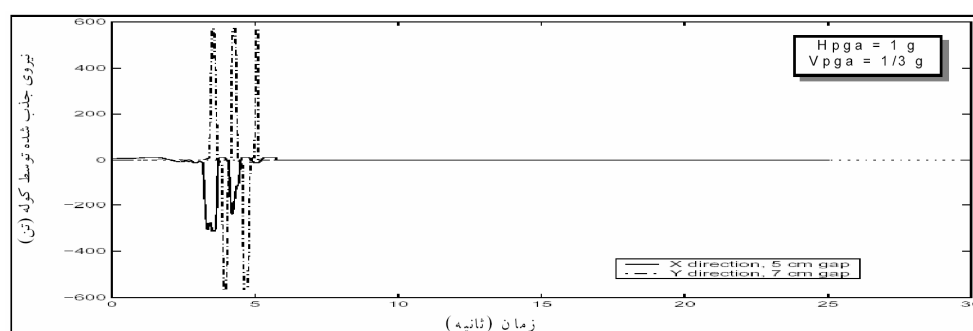
شکل ۱۵- تاریخچه زمانی نیروهای جذب شده توسط بالشتک کوله شرقی (رکورد دوزچه)

رایلی (کلاف و پنیز ۱۹۹۳) انجام می‌گیرد. مقدار ۵٪ میرایی ویسکوز برای پریود ارتعاشی اول و دهم پل فرض شده است تا ارائه‌گر 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 فنرهای خاک در شکل (۱۴) نشان داده شده است. خط نقطه‌چین در شکل (۱۵) نیروی جذب شده توسط بالشتک کوله شرقی (نئوپرن) را در

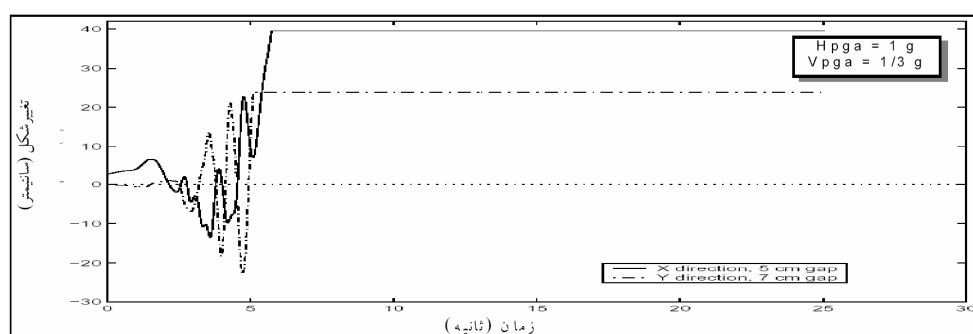
وابسته سیستم و با دقت ۱۰-۱۲ انجام گرفته است. مدل سازه‌ای دارای ۳۳۰ درجه آزادی می‌باشد. برای تحلیل دینامیکی از مود اول ارتعاشی با گزینه تعمیم یافته^۸ استفاده شده است. بالاترین پریود طبیعی ارتعاش برابر ۱/۳۹۴ ثانیه و نشان‌دهنده ارتعاش عرضی پل است، شکل (۱۳). مود ارتعاشی دوم نیز برابر ۱/۲۷۵ ثانیه و ارتعاش طولی پل را توصیف می‌کند. مدل غیرالاستیک پایه‌ها، فنرهای خاک و کوله و نیز عرشه، جذب انرژی هیسترتیک پل را نتیجه می‌دهد. جذب انرژی در المانهای سازه‌ای پل توسط میرایی تشعشعی ناشی از میرایی ویسکوز



شکل ۱۶- منحنی لنگر-انحنای فنرهای خاک در پایه‌ها (رکورد دوزچه)



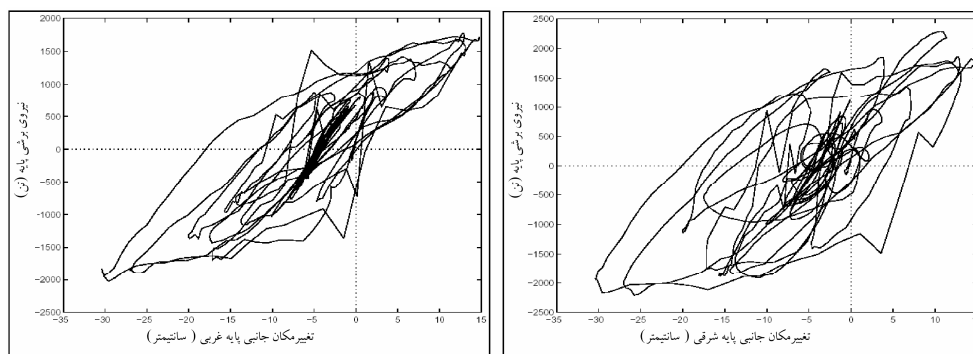
شکل ۱۷- تاریخچه زمانی نیروهای جذب شده (ضربه) توسط کوله شرقی (رکورد دوزچه)



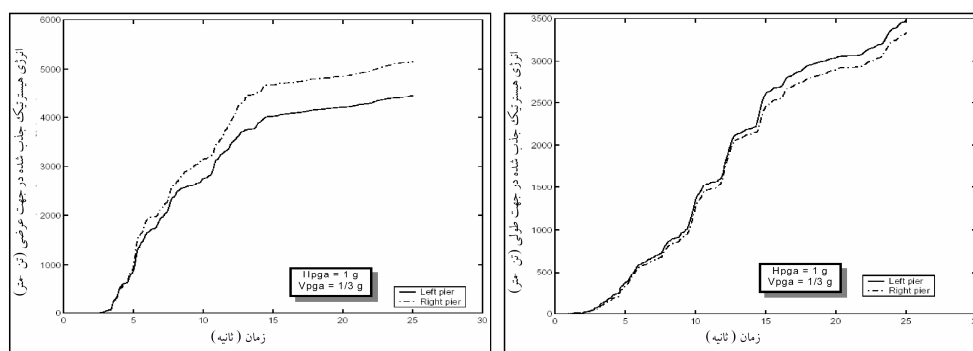
شکل ۱۸- تاریخچه زمانی تغییرشکل کوله شرقی (رکورد دوزچه)

منحنی لنگر-انحنای 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 پسماند 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 پایه‌ها در جهت عرضی پل (رکورد دوزچه)



شکل ۲۰- تاریخچه زمانی انرژی هیسترتیک جذب شده توسط پایه‌ها (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 گزینه‌های مورد مطالعه در نظر گرفته شده‌اند اشاره می‌شود. علاوه بر توابع ارائه شده در این قسمت، دیگر پارامترهای سازه نظیر تاریخچه شتاب و سرعت سه مولفه‌ای روی عرشه در طی تحلیل دینامیکی ضبط شده و به عنوان پارامترهای پاسخ سازه مورد مطالعه قرار گرفته‌اند، جدول (۱).

۷-۱- تابع خسارت تقاضای تغییر مکان (شکل پذیری)

الاستیک

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

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

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

۷- تعریف حالات خسارت لرزه‌ای (تحلیل خسارت)

غیرالاستیک المان محدود

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

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

پارامتر	توصیف
ε_s	کرنش فولاد در محل بحرانی پایه‌ها
ε_c	کرنش بتن در محل بحرانی پایه‌ها
μ_y	شکل پذیری حد تسلیم
μ_u	شکل پذیری حد گسیختگی
μ	شکل پذیری تغییر مکان دینامیکی
p_c, p_t	تنشهای فشاری و کششی اصلی
DR x,y/%	درصد تغییر مکان نسبی عرشه در دو جهت
δ_m	تغییر مکان حداکثر تحلیل دینامیکی
-	تغییر شکل و نیرو در بالشتکها، کوله‌ها و فنرهای خاک
Hpga	بیشینه شتاب افقی اعمال شده به پل
Vpga	بیشینه شتاب قائم اعمال شده به پل
PGV x,y,z	بیشینه سرعت اعمال شده به پل در سه جهت
Acc 1,2,3/%	شاخص بزرگنمایی شتاب = درصد نسبت بیشینه شتاب ضبط شده در روی عرشه به شتاب اعمال شده به پل در سه جهت
Vel 1,2,3/%	شاخص بزرگنمایی سرعت = درصد نسبت بیشینه سرعت ضبط شده در روی عرشه به سرعت اعمال شده به پل در سه جهت
IDDR	تابع خسارت شکل پذیری غیرالاستیک
T_H	تاریخچه زمانی پریود اصلی ارتعاش
T_m	پریود طبیعی اصلی نهایی
$DI_{P\&A}$	تابع خسارت پارک-انگ
E_H	انرژی هیسترتیک جذب شده در المانها

۲-۷- تابع خسارت مبتنی بر انرژی هیسترتیک

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

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

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

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 β_0 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.

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

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

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 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 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 کارایی مرکب حاصل شده، به طور طبیعی لگاریتمی توزیع شده است. بنابراین توزیع احتمالی که در شکل منحنیهای شکنندگی گفته شد، توسط تابع چگالی احتمال تجمعی طبیعی لگاریتمی بیان می‌شود. خوشبختانه برای تعیین یک چنین منحنی فقط دو پارامتر انحراف معیار میانگین (انحراف معیار در پنجاهمین درصد) و انحراف معیار لگاریتمی نرمال شده [۳-۶] مورد نیاز است.

طبق فرضیه طبیعی لگاریتمی، یک منحنی شکنندگی $(F(a))$

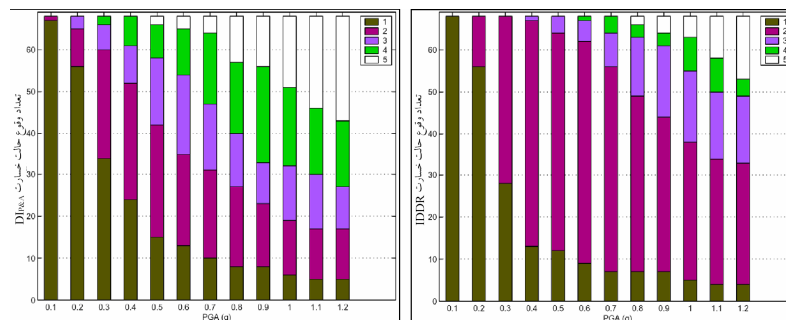
شکل تحلیلی زیر را دارد:

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

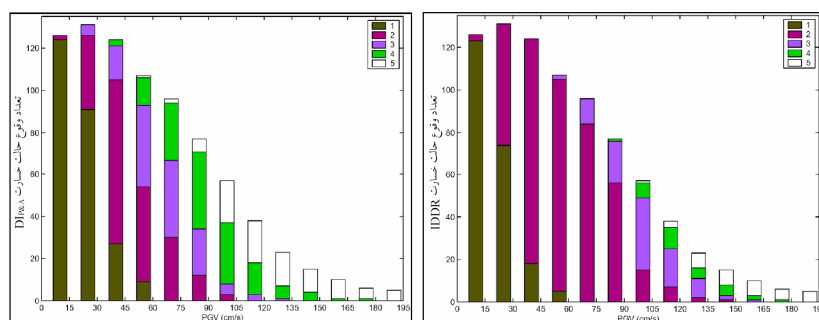
روش استخراج دو پارامتر توزیع لوگ‌نرمال، توزیع پارامترها روی کاغذ احتمال لوگ‌نرمال و استخراج میانگین و انحراف معیار از روی خط انطباق است [۱۹].

۹- ایجاد ماتریس شکنندگی

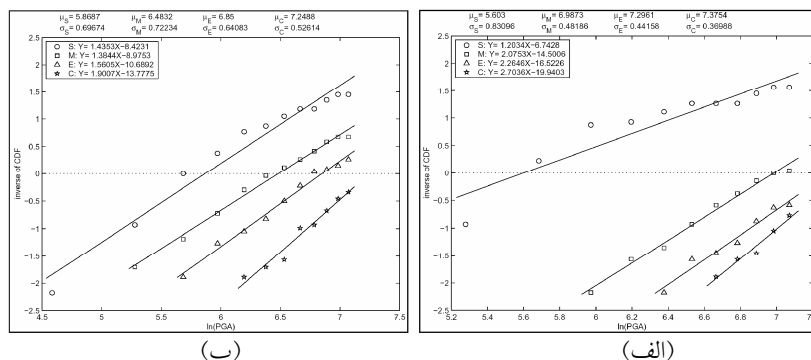
برای ایجاد ماتریسهای شکنندگی مرتبط با حالات خسارت لرزه‌ای، جمع‌آوری و کار روی نتایج تحلیل خسارت انجام و نتایج طی شکل‌های مربوطه ارائه شده است. منحنیهای شکنندگی مبتنی بر دو تابع خسارت مشهور و معتبر شکل‌پذیری تغییر مکان غیرالاستیک و نیز تابع پارک-انگ و در سطوح مختلف شتاب و



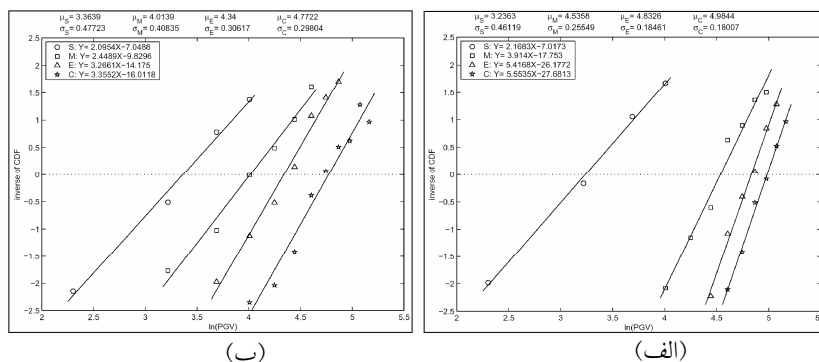
شکل ۲۱- تعداد وقوع حالات خسارت وابسته به توابع $DI_{P\&A}$ و $IDDR$ در سطوح مختلف شتاب حداکثر زمین



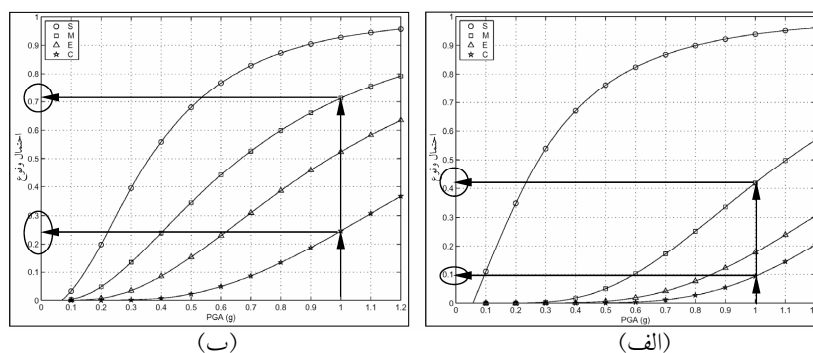
شکل ۲۲- تعداد وقوع حالات خسارت وابسته به توابع $DI_{P\&A}$ و $IDDR$ در سطوح مختلف سرعت حداکثر زمین



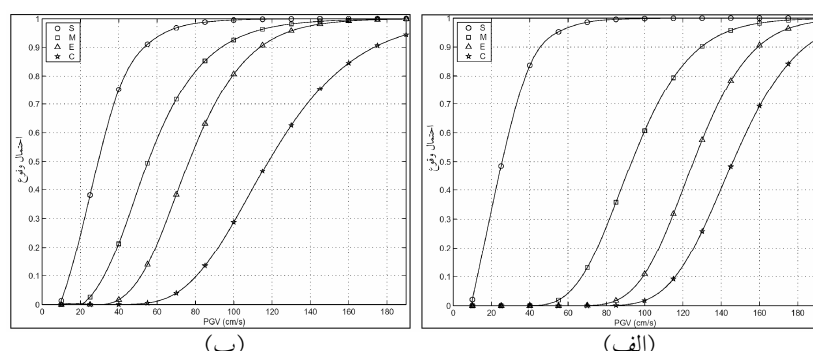
شکل ۲۳- ترسیم تعداد وقوع حالات خسارت وابسته بر توابع $DI_{P\&A}$ و $IDDR$ در سطوح مختلف شتاب حداکثر روی کاغذ احتمال لوگ نرمال



شکل ۲۴- ترسیم تعداد وقوع حالات خسارت وابسته بر توابع $DI_{P\&A}$ و $IDDR$ در سطوح مختلف سرعت حداکثر روی کاغذ احتمال لوگ نرمال



شکل ۲۵- منحنیهای شکنندگی لرزه‌ای حاصل از توابع IDDR و $DI_{P\&A}$ 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 شیب کم منحنیها در محدوده‌های سطوح جنبش پایین و بالا، قرائت احتمال وقوع از روی یک چنین منحنیهای همواره به سادگی و بدون خطا صورت نمی‌گیرد. مضافاً احتمالات بیشتری و کمتر از پنجاه درصد نیز به تنهایی دارای مفهوم خالصی نیستند، آنها فقط احتمال وقوع خرابی را بیان می‌کنند. برای مثال احتمال وقوع ۰/۶ به معنی اضافه وقوع احتمال به اندازه ۰/۱ از خط پنجاه درصد می‌باشد و این مطلب به تنهایی برای تعیین میزان نیاز به مقاوم‌سازی کافی نیست. برای رفع یک چنین معایبی، منحنیهای شاخص قابلیت اعتماد^۹ لرزه‌ای توسط مولفان توسعه داده شده است [۱۱].

شاخص قابلیت اعتماد سازه به صورت زیر تعریف می‌شود:

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

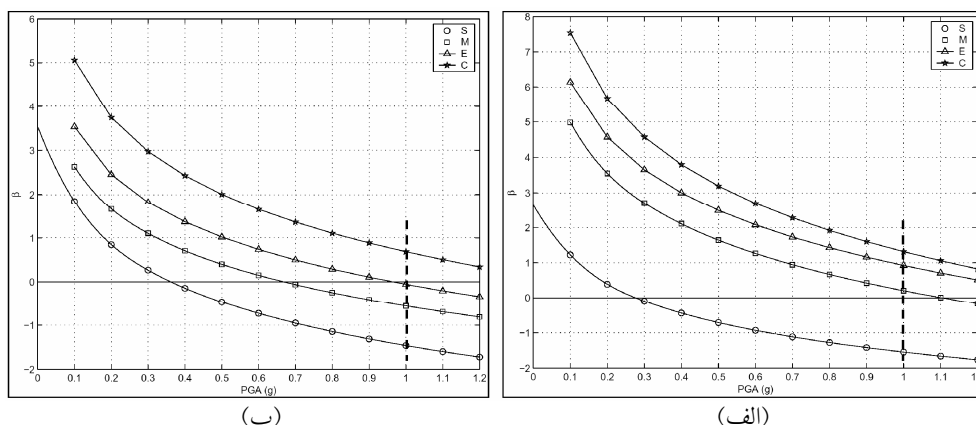
به زبان ریاضی β برابر است با فاصله بین مبدا از نقطه طراحی در فضای استاندارد نرمال. به گفتار ساده‌تر، β تعداد

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 g و یا سطح سرعت حداکثر ۱۰۰ سانتیمتر بر ثانیه، به عنوان سطح قابل قبول عملکرد لرزه‌ای در آن حالت خسارت تعریف می‌شود.

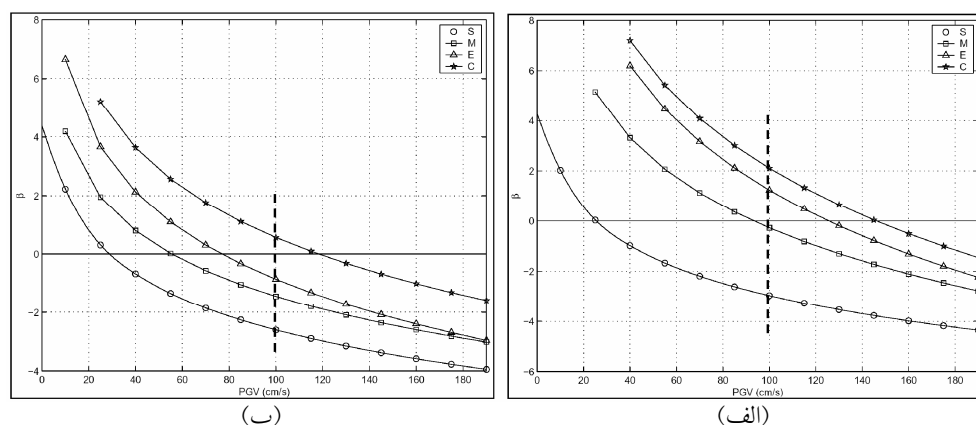
از منحنیهای شکنندگی حاصل چنین بر می‌آید که حتی تحت بیشینه شتاب $g_{1,2}$ احتمال وقوع حالت خسارت خفیف به یک نمی‌رسد، شکل (۲۵)، ولی تحت بیشینه سرعت ۶۰ سانتیمتر بر ثانیه این احتمال به یک می‌رسد، شکل (۲۶). این منحنیها دلیل دیگری بر قابل اعتماد بودن نتایج وابسته بر بیشینه سرعت زمین‌اند.

۱۰- شاخص قابلیت اعتماد سازه β

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 خطا اقدام به قرائت داده‌ها کرد و نیاز به ریزه‌کاریهای زیاد ندارد. خط صفر (خط با احتمال وقوع ۵۰ درصد) از دیگر مزیت برجسته این منحنیهاست 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 β بین ۵- تا ۶ متغیر است. عدد ۵- برابر احتمال ۱۰۰٪ 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 ۱۰۰٪ سازه دارد. این ضریب نشان می‌دهد که روی خط صفر، سازه با احتمال ۵۰٪ دچار شکست مورد نظر خواهد شد. لذا محدوده زیر خط صفر به عنوان محدوده بحرانی برای سازه‌ها تعریف می‌شود.

قابلیت اعتماد لرزه‌ای حاصل از تابع خسارت $DI_{P&A}$ 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، رکوردهایی یافت شد که در مقدار شتاب g هنوز باعث حالت خسارت خفیف می‌شدند. برای سازه‌های با پریرود 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 پریرود 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 $g_{1.2}$ 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 μ پیشنهاد شده توسط پژوهشگران دانشگاه برکلی در بخش نظری منحنیهای شکنندگی، برابر 0.6 پیشنهاد شده بود [۶، ۲۰]، 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

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، شیب 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 خطا اقدام به قرائت داده‌ها نمود و نیاز به ریزه‌کاریهای زیاد ندارد. خط صفر (خط با احتمال وقوع 50 درصد) از دیگر مزیت برجسته این منحنیهاست که کار بررسی وقوع سطح عملکرد به خصوص را ممکن و معنی‌دار می‌کند.

تفاوت بین دو شاخص خسارت شکل‌پذیری تغییرمکانی غیرالاستیک و شاخص پارک-انگ به علت محتوای پارامترهای لحاظ شده زیاد است [۱۱، ۱۵، ۱۸]. 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 پروفیسور "شینوزوکی" [۶] همه بر پایه شاخص خسارت شکل‌پذیری تغییرمکانی 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 توام 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.

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

در پایان باید گفت که روش منحنی شکنندگی و یا قابلیت اعتماد کاملترین روش برای تعیین احتمال اندیشانه 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.
- وچید لعل شهسوار، و، "ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پلهای بتن‌آرمه با استفاده از منحنیهای شکنندگی،" پایان‌نامه کارشناسی ارشد گرایش زلزله زیر نظر دکتر فریرز 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.