

ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پل های بتنی عرشه پیوسته بر روی تپ های مختلف خاک با استفاده از منحنی های شکنندگی

پدرام امیدیان^۱، حمید صفاری^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

یکی از روشهای متداول در برآورد خرابی سازه ها و خسارات ناشی از زلزله بر آنها استفاده از منحنی های شکنندگی با بهره گیری از روشهای احتمالاتی می باشد. در این روشها سازه از جمله پل را می توان در چند تپ سازه ای از نظر تعداد دهانه، نوع اتصال، جنس اعضا و حتی اثر خاک ساختگاه و نظایر آن طبقه بندی نمود. همچنین نیروی لرزه ای وارد بر پل را با شاخص هایی نظیر بیشینه شتاب سطح زمین (PGA) یا شتاب طیفی (Sa) می توان در نظر گرفت. در این پژوهش، تعداد اثر دهانه و نوع خاک ساختگاه بر منحنی های شکنندگی پل های بتنی با عرشه پیوسته مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور پل های دو، سه و چهار دهانه در نرم افزار المان محدود مدلسازی گردیدند و سپس منحنی های شکنندگی هر یک از آنها به روش احتمالاتی و با انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) برای شتابنگاشت های ثبت شده حوزه دور در چهار نوع خاک مطابق آیین نامه لرزه ای ایران به دست آمد. نتایج نشان دهنده این حقیقت است که نوع خاک ساختگاه پل بر منحنی شکنندگی تاثیر به سزایی دارد و احتمال خرابی پل ها با تغییر نوع خاک از تپ یک به چهار و همچنین با افزایش تعداد دهانه های پل افزایش میابد.

کلمات کلیدی: پل بتن آرمه، تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده، معیار خرابی، منحنی شکنندگی، تاثیر نوع خاک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/jsce.2018.113814.1422	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت	
doi: https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2018.113814.1422	۱۳۹۸/۰۶/۱۰	۱۳۹۷/۰۲/۰۸	۱۳۹۷/۰۲/۰۸	۱۳۹۶/۱۲/۲۶	۱۳۹۶/۱۰/۱۶	
حمید صفاری				*نویسنده مسئول:		
h_saffari@sbu.ac.ir				پست الکترونیکی:		

Seismic vulnerability of continuous concrete bridges on different types of soil using fragility curves

pedram omidian¹ Hamid Saffari²

¹ Department of Structural and Earthquake Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

² Assistant Professor, Faculty of Civil & Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

One of the common methods for estimation of structural failures and earthquake damages is using fragility curves with probabilistic methods. In these methods, a structure such as a bridge can be classified into several structural types in terms of number of spans, type of connections, material used for members, even type of soil, and so on. Also, the seismic load on the bridge can be considered with indicators such as peak ground acceleration (PGA) or spectral acceleration (SA). In this research, the number of span and soil type of concrete bridges with continuous deck have been investigated on the fragility curves. For this purpose, the two, three, and four span bridges were modeled in the finite element software. Then, the fragility curves of each condition were determined by probabilistic method and by performing nonlinear incremental dynamic analysis (IDA) for far field accelerograms and for four soil types of seismic design code of Iran. The results show that the soil type of the bridge site has a significant impact on the fragility curve, and the probability that the bridges will collapse will vary with the type of soil from type I to IV and damage increases as the number of bridge spans increases.

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 January 2018

Revise Date: 17 March 2018

Accept Date: 28 April 2018

Keywords:

Reinforced Concrete Bridge,
Incremental Nonlinear Dynamic Analysis,
Failure Criteria,
Fragility Curve,
Impact of Soil Type

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.113814.1422

*Corresponding author: Hamid Saffari
Email address: h_saffari@sbu.ac.ir

۱- مقدمه

زمین لرزه یکی از مهم ترین دلایل خرابی سازه ها به شمار می رود و در اکثر مناطق دنیا ایمنی ساختمانها و شریانهای حیاتی را تهدید می کند. دهه های متمادی است که محققان و دانشمندان بر روی مقاوم سازی ابنیه در برابر زلزله و کاهش خسارات کار می کنند. در این راستا اولین قدم پی بردن به نقاط ضعف سازه ها و آسیب پذیری آنها می باشد. بدین منظور با بهره گیری از تجارب زلزله های گذشته و نیز انجام آزمایشات مختلف آسیب پذیری لرزه ای تلاش شده است تا روابطی برای محاسبه میزان آسیب پذیری لرزه ای سازه های موجود از جمله پلها ارائه گردد. با وجودی که آیین نامه های طراحی سازه ها در برابر زلزله عمدتاً با هدف کاهش تلفات جانی و مالی ناشی از زلزله تدوین گردیده اند، اما تجربه زلزله های بزرگ بعدی نشانگر خسارتهای شدیدتر بوده است و آئین نامه ها نسبت به بازنگری اقدام نموده اند. پل ها بعنوان شریان حیاتی از اهمیت زیادی برخوردار می باشند و آسیبهای وارد بر آنها آثار منفی زیادی بر حمل و نقل بویژه در زمان بحران و امداد رسانی وارد می آورد و فعالیت های شهری و اقتصادی را نیز برای مدت طولانی تحت شعاع قرار می دهد. استانداردهای طراحی پلها تا قبل از سال ۱۹۷۱ میلادی ملاحظات طراحی لرزه ای را در نظر نمی گرفتند. لکن پس از رخداد زلزله های سن فرناندو در سال ۱۹۷۱، زلزله لوما پریتا در سال ۱۹۸۹ و زلزله نورث ریچ در سال ۱۹۹۴ که خسارات وارد بر پلها زیاد بودند بازنگری استانداردهای طراحی پلها قوت گرفت. در میان روشهای مختلف ارزیابی خطر لرزه ای توسط آئین نامه ها، روشهای ارزیابی و کنترل خسارت احتمالی سازه های موجود از جمله پلها یکی از روشهای برآورد سریع آسیب ها با توجه به توابع خسارت بشمار می رود. در این روش ها، رفتار احتمالاتی سازه توسط منحنی شکنندگی بیان می شود که در آن، احتمال خسارت ناشی از زلزله را به عنوان تابعی از یکی از مشخصه های حرکت زمین از جمله بیشینه شتاب سطح زمین (PGA) و نیز شتاب طیفی (SA) بیان می کنند.

تحقیقات اولیه در ارتباط با آسیب پذیری لرزه ای سازه ها به اوایل دهه هفتاد میلادی باز می گردد. در آن هنگام بیشتر توابع بر مبنای نظر کارشناسی تعیین می گردید. شاید بتوان گفت ویتمن [۱] در سال ۱۹۷۲، با ارائه روشی برای برآورد خسارت لرزه ای ساختمانها اولین گامها را در راه ارزیابی و کاهش آسیب پذیری را آغاز نمود. در ادامه با توسعه مدل غیرخطی برای تعیین رفتاری سازه ها، تحقیقات در این زمینه به سرعت توسعه یافت و از دهه ۹۰ میلادی تاکنون مطالعات زیادی در این رابطه صورت گرفت که از آن جمله می توان به مطالعات آنانگوس و همکاران [۲] و شینوزوکا [۳] اشاره کرد. در این مطالعه منحنی شکنندگی پلها از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی توسعه داده شده بود. نیلسون و دسروچه [۴] پاجت و دسروچه [۵] و رامانتال و همکاران [۶] منحنی های شکنندگی را برای انواع پل های مقاوم سازی شده در مرکز و جنوب شرقی ایالات متحده گسترش دادند. روابط شکنندگی ارائه شده توسط HAZUS بر اساس پارامترهای محدودی که در NBI^۱ موجود می باشد، برای اقسام پل بر اساس حالت های خرابی محدودی که از خرابی ها و آسیب های مشاهده شده در محل وقوع و با استفاده از روش های تحلیل ساده شده و دو بعدی توسعه یافته اند [۷]. باسوز و مندر [۸] و بانرجی و شینوزوکا [۹] و جوانگ و النشای [۱۰] از روش طیف ظرفیت برای توسعه منحنی های شکنندگی پل های بزرگراهی در آمریکا استفاده نمودند. منحنی های شکنندگی ارائه شده توسط باسوز و مندر [۷] در نرم افزار HAZUS-MH برای ارزیابی خطر لرزه ای اجزای سیستم بزرگراهی مورد استفاده قرار گرفته است. کیم و شینوزوکا [۱۱] از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل دو بعدی پل برای بررسی اثر مقاوم سازی ستون بر عملکرد لرزه ای پلها استفاده نمودند.

آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله در ایران یا استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲] و نیز آئین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله [۱۳]، ساختگاهها را به چهار گروه بر اساس موارد تشکیل دهنده شان تقسیم می نماید که معیارهای توصیفی و کمی برای هر یک از

^۱National Institute of Building Science

تیپ های چهارگانه آورده شده است. یکی از این معیارهای کمی، سرعت موج برشی در خاک می باشد که تنها معیار کمی ارائه شده برای گروه بندی خاک می باشد و بر اساس آن می توان گروه خاک را با دقت بهتری تعیین نمود.

در این پژوهش، رفتار لرزه ای پلهای بتنی عرشه پیوسته و تاثیر نوع خاک و تعداد دهانه بر پاسخ لرزه ای پل ها در زمین لرزه های گوناگون با استفاده از حدود خرابی تغییر مکانی تعریف شده توسط مکی و استوجانویچ [۱۴] و تحلیل شکنندگی پل ها، مورد بررسی قرار می گیرد. بدین منظور شش تیپ پل بتنی عرشه پیوسته دو، سه و چهار دهانه بر اساس نگاشت های زمین لرزه بر روی خاک های تیپ I تا IV به کمک نرم افزار CSI Bridge مدل سازی گردیدند. پاسخ لرزه ای پایه های پل ها، تحت تحریک ۱۵ رکورد زلزله برای هر یک از تیپ های خاک و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیر فزاینده (IDA²) به دست آمد. سپس با استفاده از مقادیر حدود خرابی ارائه شده توسط مکی و استوجانویچ [۱۴] بر اساس تغییر مکان پایه در چهار حالا خرابی کم، متوسط، شدید و کامل و روابط احتمالی، منحنی های شکنندگی پایه پل ها با تعداد دهانه های و تیپ خاک متفاوت به دست آمده و به کمک این دسته منحنی ها احتمال وقوع هر یک از چهار حالت خرابی ذکر شده تعیین گردید. نتایج نشان می دهد که با تغییر تیپ خاک از I به IV احتمال خرابی پایه ها افزایش یافته است. به خصوص در حالت های خرابی شدید و کامل تاثیر خاک قابل ملاحظه است. همچنین افزایش تعداد دهانه در پل، احتمال خرابی در پل را افزایش می دهد.

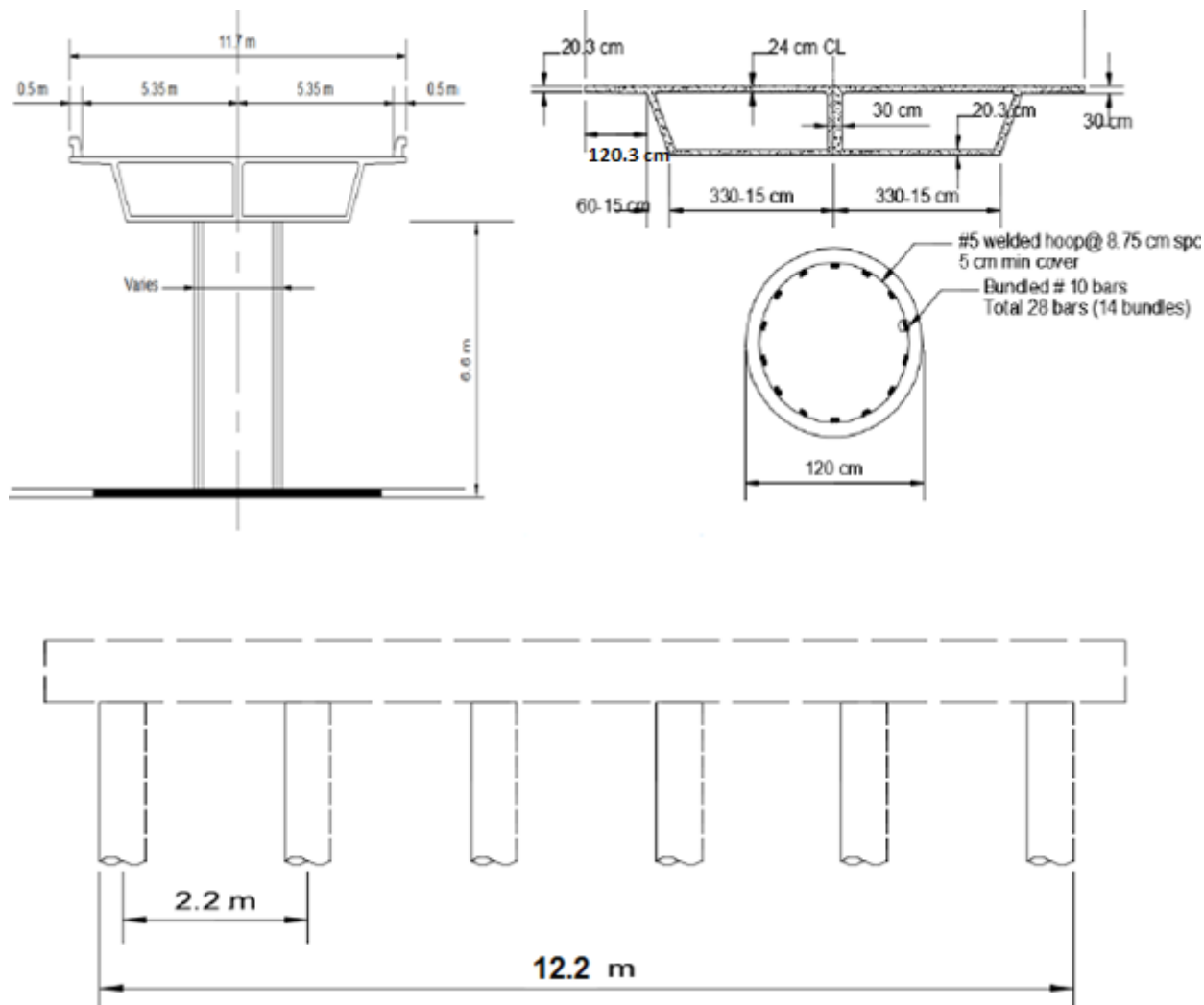
۲- مدل سازی

در این پژوهش پلهای بتنی دو، سه و چهار دهانه با دهانه پیوسته بر روی خاک های تیپ های I تا IV مطابق با این نام ۲۸۰۰ در نرم افزار CSI Bridge مدل سازی گردیدند. این نرم افزار توانایی مدل سازی انواع سازه ها با المان های متفاوت نظیر المان های تیر، ستون، فنرهای خطی و غیر خطی و همچنین قادر به انجام انواع تحلیل های استاتیکی و دینامیکی را به صورت خطی و غیر خطی را دارا می باشد. پل شامل ۶ پایه با مقطع دایره ای به قطر ۱/۲ متر و ارتفاع ۶/۶ متر می باشد. همچنین طول و عرض هر دهانه به ترتیب ۴۵ و ۱۱،۷ متر بوده و عرشه پل از شاه تیرهایی با مقطع باکس پیش تنیده تشکیل شده است. فاصله عرضی در مقطع عرضی برابر ۲،۴ متر و پایه های همه مدل ها گیردار در نظر گرفته شده است. شکل ۱ نمای عرضی پل و مشخصات مقاطع را نشان می دهد. در مدل اجزای محدود این سازه، رفتار روسازه پل خطی در نظر گرفته شده و از این رو در مدل سازی این عضو از المان الاستیک استفاده شده است. به منظور مدل سازی رفتار غیر خطی ستون های پل از المان فایبر تیر- ستون با روش پلاستیسیته متمرکز^۳ استفاده می گردد. در شکل ۲ مقطع ستون با المان فایبر نشان داده شده است. المان فایبر قابلیت بررسی رفتار مقطع ستون در برابر بارهای رفت و برگشتی و دینامیکی مانند زلزله را فراهم می نماید. در مدل سازی با روش پلاستیسیته متمرکز، مفصل پلاستیک به صورت نقطه ای در مرکز طولی از المان که برابر با طول مفصل پلاستیک است، فرض می شود و تنها رفتار غیر خطی در طول مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده و در بقیه طول، رفتار المان به صورت الاستیک در نظر گرفته می شود. مدل سازی عرشه پل با استفاده از المان شل (Shell) صورت گرفته و کوله ها با کمک فنر مدل سازی می گردند. مصالح بتن مورد استفاده در پایه ها و عرشه، دارای مقاومت اسمی ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم آرماتورها ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع است. به منظور ارزیابی دقیق رفتار غیر خطی پل ها از مدل تنش کرنش غیر خطی بتن و فولاد در تعریف مصالح استفاده می شود (شکل ۳). برای مدل سازی هسته بتن و تعیین ماکزیمم تنش و کرنش بتن از مدل بتن محصور شده مندر [۱۵] استفاده گردید. پل های مورد مطالعه در دو تیپ طراحی شده اند که شامل طراحی سازه برای خاک تیپ I و II، همچنین طراحی سازه برای خاک تیپ های III و IV می باشد که در شکل ۱ مشخصات سازه برای سازه بر روی خاک III و IV نشان داده شده است، از طرفی

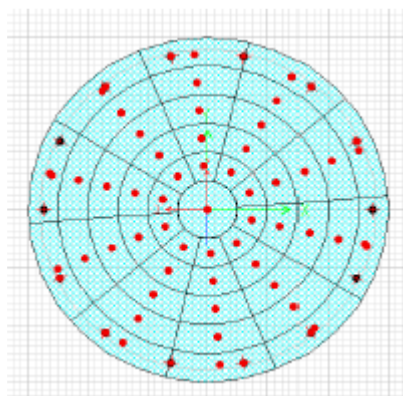
² Incremental Dynamic Analysis

³ Lumped Plasticity

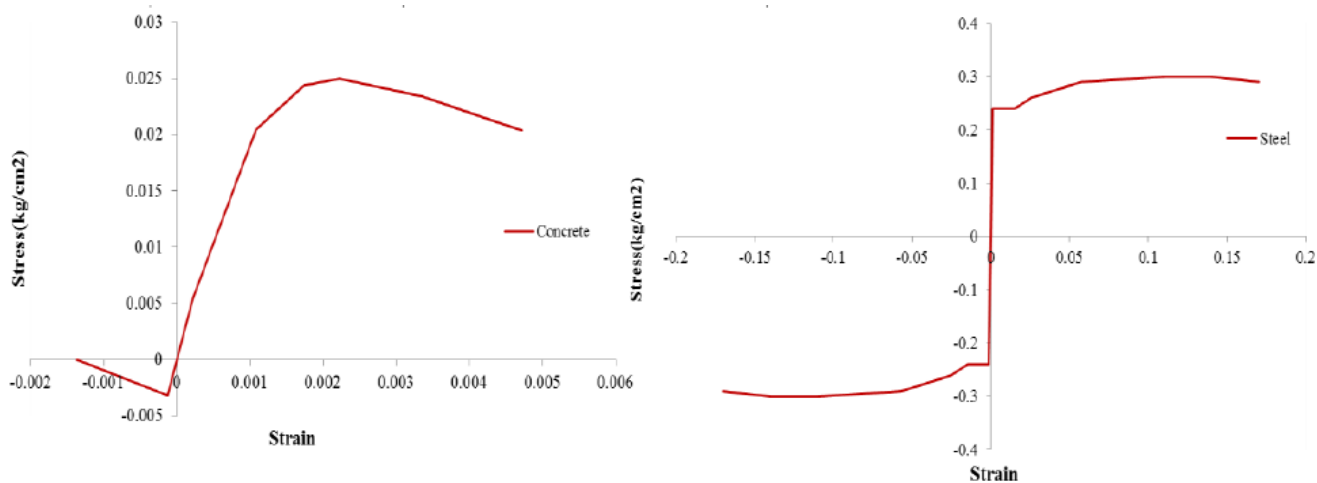
برای سازه بر روی خاک‌های تیپ I و II سایز میلگرد ستون‌ها #8 می‌باشد. وزن اجزای سازه‌های توسط نرم افزار محاسبه شده و بار مرده سازه شامل آسفالت، عایق‌بندی، پیاده‌رو و جان‌پناه به سازه وارد می‌باشد. سازه پل بر اساس تحلیل‌های مکی و استوچانویچ [۱۴] و مطابق با آیین نامه بارگذاری پل‌های راه و راه آهن [۱۶] و آیین نامه طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله [۱۷] استفاده شده است.



شکل ۱: پروفیل عرضی پل و مشخصات مقاطع ستون و سر ستون مشابه با مطالعه موردی تحقیق انجام یافته مرجع [۱۴] جهت هم افزایی نتایج



شکل ۲: مدلسازی مقطع ستون با مدل فایبر (با قابلیت در نظر گرفتن رفتار مقطع ستون در برابر بارهای رفت و برگشتی و دینامیکی زلزله)



شکل ۳: منحنی تنش-کرنش برای مدلسازی فولاد و بتن [۱۵]

۳- شتابنگاشت‌های انتخاب شده در تحلیل‌های IDA

یکی از مهمترین عوامل در تحلیل دینامیکی فزاینده، تعیین رکوردهای وارد بر سازه می‌باشد زیرا نتایج بدست آمده از تحلیل، همگی بیانگر اثر رکوردهای وارد بر سازه می‌باشد. انتخاب نوع رکورد یک موضوع سلیقه ای نمی‌باشد، زیرا این موضوع باید به گونه ای باشد که بیانگر تمامی حالات رفتاری سازه شامل الاستیک، پلاستیک و کامل باشد. نکته ی دیگری که می‌بایست به آن توجه داشت، تعداد مناسب رکوردهاست، به این علت که تعداد کم رکوردهای زلزله نمی‌تواند بیانگر پاسخ کاملی از سازه باشد و همچنین تعداد زیاد شتاب نگاشت‌های انتخابی موجب خواهد شد که زمان بسیار زیادی گرفته شود. با توجه به توصیه شم و کورنل [۱۸] تعداد ۱۰ تا ۲۰ رکورد دقت قابل قبولی در برآورد تقاضای لرزه‌ای می‌دهند. در این مطالعه به منظور بررسی اثر نوع تیپ خاک (I, II, III, IV)، تعداد ۱۵ عدد شتابنگاشت حوزه دور زلزله، که فاصله‌ای بیش از ۲۰ کیلومتر از مرکز زلزله دارند، از بانک اطلاعاتی PEER انتخاب شده است [۱۹]. مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی بر اساس نوع خاک در جداول ۱، ۲، ۳ و ۴ آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی بر اساس خاک نوع I

شماره	زلزله	سال وقوع به میلادی	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (Km)	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Chi-Chi	۱۹۹۹	TTN041	۷/۶	۵۴/۱۶	۰/۰۷۹	۶/۸	۶/۵
۲		۱۹۹۹	TCU025		۵۴/۳۶	۰/۰۷۵	۱۹	۲۲
۳		۱۹۹۹	HWA046		۵۹/۲۶	۰/۰۷۶	۹/۸	۱۸/۰۹
۴	Duzce	۱۹۹۹	Lamont 1060	۷/۱	۳۰/۲	۰/۰۵۳	۵/۳	۵/۹۸
۵	Kocaeli	۱۹۹۹	Maslak	۷/۵	۶۳/۹	۰/۰۴	۶/۵	۹/۲۴
۶	Landers	۱۹۹۲	Silent Valley	۷/۳	۵۱/۷	۰/۰۴	۵/۱	۳/۸۸
۷		۱۹۹۲	Amboy-1		۶۹/۲	۰/۱۱۵	۱۸/۳	۱۱/۱۶
۸		۱۹۹۲	Amboy-2		۶۹/۲	۰/۱۴۶	۲۰	۷/۳۸
۹	Prieta Loma	۱۹۸۹	San Francisco-So	۶/۹	۶۸/۲	۰/۰۵۶	۷/۱	۵/۱۸

۲/۹۴	۸/۲	۰/۰۸۴	۷۸/۳	۶/۷	Piedmont	۱۹۸۹	Northridge	۱۰
۲/۵۸	۶/۷	۰/۰۷۸	۷۹/۷		SF	۱۹۸۹		۱۱
۳/۹۸	۱۱/۴	۰/۰۷۱	۸۸/۶		Point Bonita	۱۹۸۹		۱۲
۲/۲۴	۸/۵	۰/۰۸۴	۳۷/۸		Leona Valley	۱۹۹۴		۱۳
۲/۲۱	۹/۶	۰/۱۴۱	۴۱/۷		San Gabriel	۱۹۹۴		۱۴
۱/۳۵	۶	۰/۰۷۲	۴۶/۹		Littlerock	۱۹۹۴		۱۵

جدول ۲: مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی بر اساس خاک نوع II

شماره	زلزله	سال وقوع به میلادی	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (Km)	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Borrego	۱۹۴۲	El Centro Array-9	۶/۸	۴۶	۰/۱۳	۲۶/۳	۱۲/۱۸
۱	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY036	۷/۶	۲۰/۳۸	۰/۲۹۴	۳۸/۹	۲۱/۱۹
۲		۱۹۹۹	CHY046		۲۹/۴۹	۰/۱۴۲	۲۰/۶	۱۰/۲۸
۳		۱۹۹۹	HWA019		۵۸/۷۷	۰/۱۲۷	۱۷/۳	۲۲/۶۸
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	Delta	۶/۵	۴۳/۶	۰/۲۳۸	۲۶	۱۲/۰۶
۶	Kocaeli	۱۹۹۹	Iznik	۷/۴	۳۱/۸	۰/۱۳۶	۲۸/۸	۱۴/۴۴
۷		۱۹۹۹	Atakoy		۶۷/۵	۰/۱۰۵	۲۲/۴	۲۳/۴۷
۸	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire-1	۷/۳	۲۴/۹	۰/۱۵۲	۲۹/۷	۲۴/۶۹
۹		۱۹۹۲	Yermo Fire-2		۲۴/۹	۰/۲۴۵	۵۱/۵	۴۳/۸۱
۱۰		۱۹۹۲	Palm Springs Airport		۳۷/۵	۰/۰۸۹	۱۳/۸	۵/۲۹
۱۱		۱۹۹۲	Indio		۵۵/۷	۰/۱۰۹	۱۵/۲	۹/۶۹
۱۲	Prieta Loma	۱۹۸۹	Hollister City Hall	۶/۹	۲۸/۲	۰/۲۱۵	۴۵	۲۶/۱
۱۳		۱۹۸۹	Sunnyvale		۲۸/۸	۰/۲۰۷	۳۷/۳	۱۹/۱۱
۱۴		۱۹۸۹	Oakland		۷۷/۴	۰/۲۴۴	۳۶/۱	۷/۲
۱۵	Morgan Hill	۱۹۸۴	Hollister City Hall	۶/۲	۳۲/۵	۰/۰۷۱	۹	۳/۸۱

جدول ۳: مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی بر اساس خاک نوع III

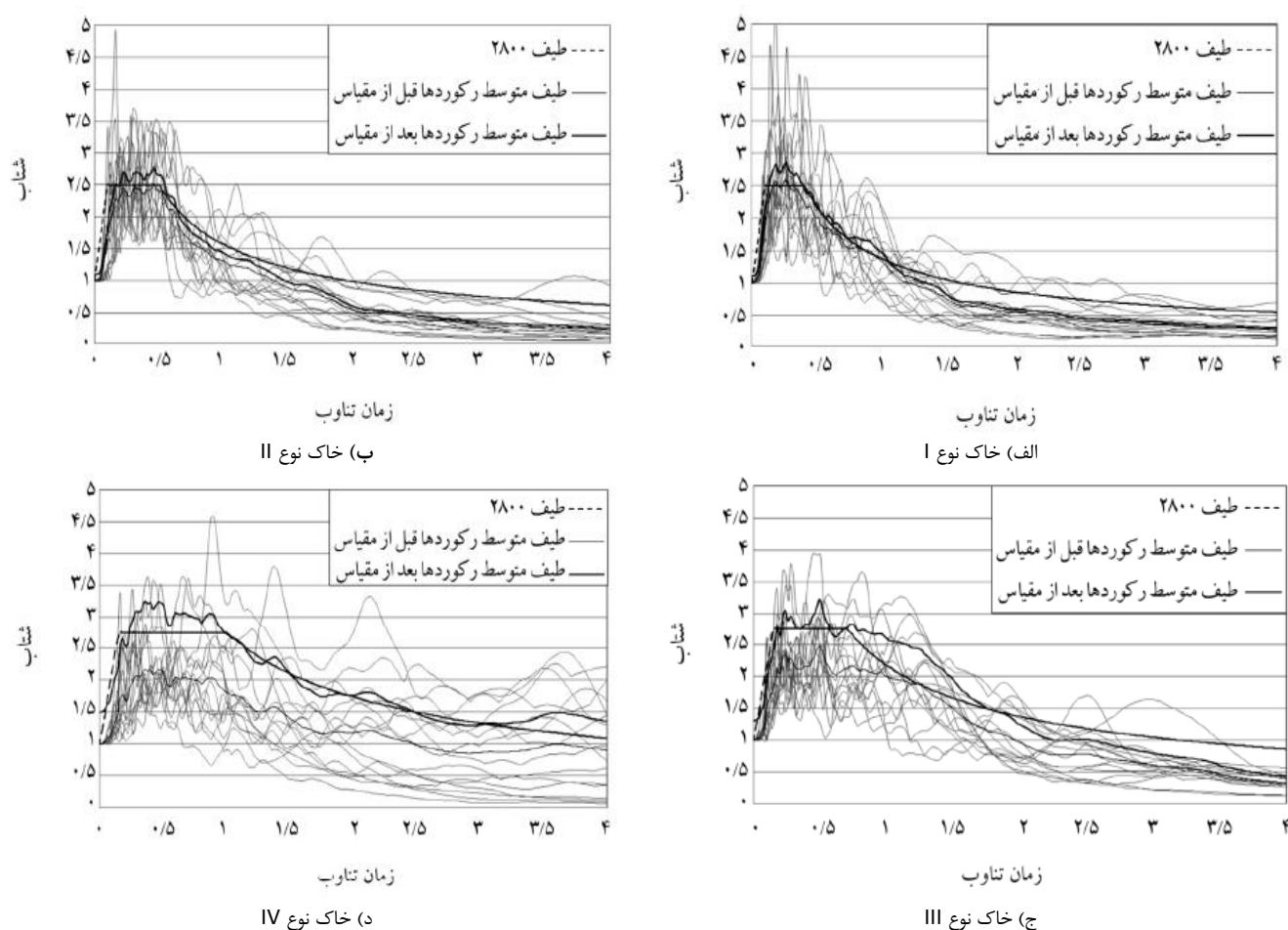
شماره	زلزله	سال وقوع به میلادی	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (Km)	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Prieta Loma	۱۹۸۹	Fremont	۶/۹	۴۳	۰/۱۲۴	۱۱/۵	۵/۴۳
۲		۱۹۸۹	APEEL 10		۴۷/۸	۰/۱۰۳	۱۳/۹	۸/۵۵
۳		۱۹۸۹	Belmont		۴۹/۹	۰/۱۰۸	۱۱/۸	۳/۳
۴	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Eureka - Myrtle & West	۷/۱	۴۴/۶	۰/۱۰۸	۱۱/۸	۳/۳
۵	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY086	۷/۶	۳۵/۴۳	۰/۱۱۵	۱۴/۲	۶/۶۶
۶		۱۹۹۹	TCU015		۴۷/۳۵	۰/۱۱۹	۴۹/۸	۴۹/۷۹

۷/۹۵	۱۸/۶	۰/۱۵۷	۲۶/۵	۶/۵	Cerro Prieto	۱۹۷۹	Imperial Valley	۷
۸/۹۹	۱۷/۵	۰/۱۷۸	۴۱	۷/۴	Taft Lincoln	۱۹۵۲	Kern County	۸
۱۳/۸۷	۲۰/۲	۰/۱۷۱	۳۲/۲	۷/۳	Desert Hot Springs	۱۹۹۲	Landers	۹
۰/۹۳	۳/۹	۰/۰۵۵	۲۹/۸	۵/۸	Fremont - Mission San Jose	۱۹۸۰	Livermore	۱۰
۱/۱۷	۶/۴	۰/۰۸۱	۲۲/۷	۶/۲	Corralitos	۱۹۸۴	Morgan Hill	۱۱
۴/۷۹	۱۷/۶	۰/۱۶۸	۳۱/۳	۶/۷	LA - Baldwin Hills	۱۹۹۴	Northridge	۱۲
۳/۱۵	۱۰/۳	۰/۱۰۱	۴۴/۷		Inglewood	۱۹۹۴		۱۳
۰/۴۸	۳/۹	۰/۰۶۵	۲۹/۸	۶	Joshua Tree	۱۹۸۶	N. Palm Springs	۱۴
۴/۶۷	۲۵/۹	۰/۲۶۸	۲۴/۹	۶/۶	Castaic Old	۱۹۷۱	San Fernando	۱۵

جدول ۴: مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی بر اساس خاک نوع IV

شماره	زلزله	سال وقوع به میلادی	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (Km)	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Kocaeli	۱۹۹۹	Ambarli	۷/۴	۷۸/۹	۰/۲۴۹	۴۰	۳۰/۰۸
۲		۱۹۹۹	Ambarli		۷۸/۹	۰/۱۸۴	۳۳/۲	۲۵/۸۳
۳	Chi-Chi	۱۹۹۹	CHY104	۷/۶	۲۰/۷۲	۰/۱۸۷	۵۵/۲	۴۷/۲۳
۴		۱۹۹۹	TCU111		۲۲/۲۲	۰/۱۳۶	۵۷/۸	۵۵/۲۲
۵		۱۹۹۹	TCU115		۲۲/۷۵	۰/۱۱۷	۳۸/۷	۳۳/۰۳
۶		۱۹۹۹	TCU141		۲۳/۷۸	۰/۱۰۵	۴۳/۳	۳۴/۹۹
۷		۱۹۹۹	TCU117		۲۵/۵۵	۰/۱۲	۵۴/۴	۴۵/۵۴
۸		۱۹۹۹	CHY002		۲۶/۸۱	۰/۱۴۷	۵۲/۹	۵۹/۸۱
۹		۱۹۹۹	TCU118		۲۷/۳۲	۰/۱۱۴	۳۰/۵	۲۳/۸۷
۱۰		۱۹۹۹	CHY004		۵۰/۸۹	۰/۱	۱۵/۸	۱۵/۴۱
۱۱		۱۹۹۹	CHY107		۵۵/۸۹	۰/۱۰۲	۲۰/۹	۱۳/۴۲
۱۲	Kobe	۱۹۹۵	Kakogawa	۶/۹	۲۶/۴	۰/۳۴۵	۲۷/۶	۹/۶
۱۳	Prieta Loma	۱۹۸۹	APEEL 2	۶/۹	۴۷/۹	۰/۲۲	۳۴/۳	۶/۸۷
۱۴	Morgan Hill	۱۹۸۴	APEEL 1	۶/۲	۵۴/۱	۰/۰۶۸	۳/۹	۰/۶۳
۱۵	Superstition Hills	۱۹۸۷	Salton Sea Wildlife Refuge	۶/۷	۲۷/۱	۰/۱۶۷	۱۸/۳	۴/۳

شتابنگاشت‌های مورد استفاده باید حتی الامکان نشان دهنده‌ی حرکت واقعی زمین محل ساخت بر اثر وقوع زمین‌لرزه بوده و با توجه به اینکه طیف طراحی سازه‌ها، طیف آیین‌نامه می‌باشد، لازم است تا نداشت‌های زلزله به طیف آیین‌نامه‌ی مربوط به خاک مورد نظر مقیاس گردند. در این زمینه، روش‌های مختلفی وجود دارد که در این مطالعه از روش آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ۲۸۰۰ [۱۲] استفاده شده است. طیف‌های مقیاس شده برای نداشت‌های مختلف (متوسط، قبل از مقیاس، بعد از مقیاس و ۲۸۰۰) در شکل ۴ آورده شده است.



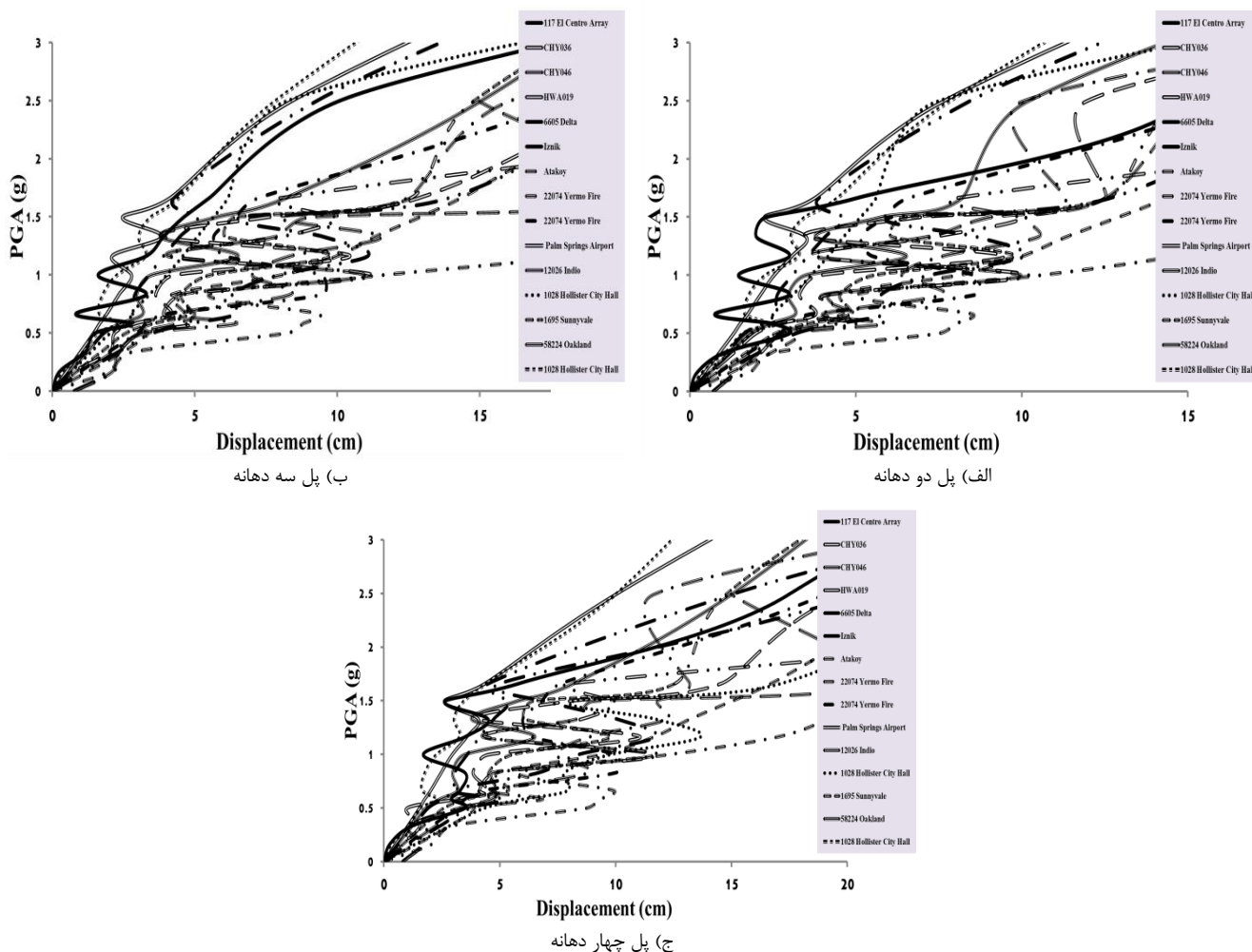
شکل ۴: طیف نگاشت‌های انتخاب شده و متوسط طیف نگاشت‌ها قبل و بعد از مقیاس

۴- تحلیل خرابی سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) یکی از دقیق‌ترین روش‌های تحلیل سازه می‌باشد. این نوع تحلیل نوعی از تحلیل دینامیکی غیرخطی است که با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی براساس رکوردهای مقیاس شده، ظرفیت و تقاضای سازه را مقایسه می‌کند. در این روش شدت جنبش‌های زمین به صورت تدریجی افزوده شده و در سطوح مختلف خطر تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد. این روش برای تعیین ظرفیت فروریزش کلی توسط FEMA پایه‌گذاری شد [۲۰ و ۲۱]. فرمولاسیون کلی آن توسط کورنل [۲۲] ارائه شده است. این روش درک کاملی از تغییرات پاسخ سازه‌ای با افزایش شدت جنبش‌ها فراهم می‌کند.

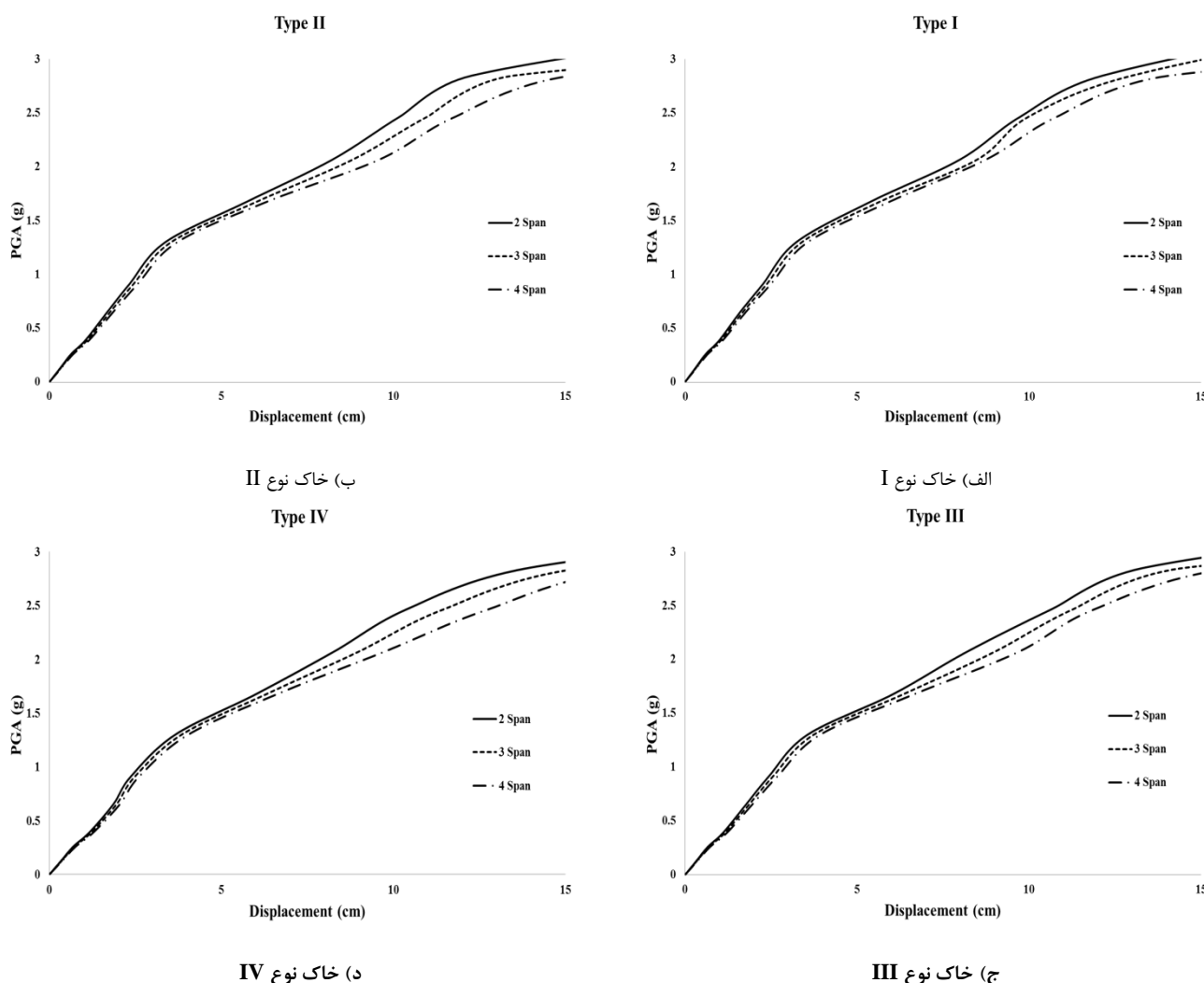
در این روش، به منظور اعمال تدریجی شتابنگاشت‌های انتخابی، یک یا چند شتابنگاشت به چندین سطح از شدت مقیاس شده و به سازه اعمال می‌شوند. هدف از مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها، بررسی دقیق‌تر و پوشش کامل‌تر محدوده رفتاری سازه از حالت الاستیک تا گسیختگی کامل است. افزایش شدت جنبش‌ها به کمک یک ضریب مقیاس صورت می‌پذیرد و انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده بر پایه تعیین یک معیار شدت و معیار خرابی صورت می‌گیرد. ضریب مقیاس، مقداری مثبت است که حاصلضرب آن در شتابنگاشت انتخابی، شتابنگاشت مقیاس شده را ایجاد می‌کند. در هر گام مقیاس کردن، مدل سازه‌ای تحت نگاشت‌های مورد نظر تحلیل می‌گردد و یک یا چند منحنی پاسخ سازه در برابر شدت زمین‌لرزه حاصل رسم می‌گردد [۲۲].

در تعریف معیار شدت زلزله، از کمیت‌های متفاوتی مانند بیشینه شتاب زلزله (PGA) و یا شتاب طیفی (Sa) استفاده می‌گردد. یکی از شرایط ضروری و مهم انتخاب پارامتر مناسب جهت شدت زلزله متناسب بودن آن با ضریب مقیاس می‌باشد. پارامتر خرابی، در واقع یک کمیت قابل مشاهده بوده که از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید. این کمیت می‌تواند ماکزیمم شاخص خسارت موردنظر باشد [۲۲]. با انتخاب این پارامترها منحنی پاسخ سازه در برابر زلزله تحت شتابنگاشت‌های متفاوت به دست خواهد آمد و با استفاده از این منحنی‌ها و همچنین تعریف حالت حدی و در نهایت ترکیب نتایج با منحنی تحلیل احتمالی، می‌توان به ارزیابی سازه‌ها پرداخت. این روش علاوه بر بررسی رفتار لرزه‌ای سازه، نشانگر ظرفیت سازه را بوده و می‌تواند در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نیز مورد استفاده قرار گیرد. در این پژوهش، به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، ابتدا هر یک از ۶۰ رکورد زمین‌لرزه ثبت شده در تیپ‌های مختلف خاک را ابتدا رکوردها به شتاب حداکثر ۱g نرمال شده و سپس در گام‌های زمانی به فاصله ۰/۱g تا حداکثر ۳g مقیاس گردیدند. جابجایی بالای ستون‌های پایه، به عنوان پارامتر خرابی و ماکزیمم شتاب زمین‌لرزه (PGA) به عنوان پارامتر شدت جنبش زلزله در تحلیل دینامیکی فزاینده در نظر گرفته شد. سپس تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر گام زمانی صورت گرفته و در پایان هر یک از مراحل تحلیل و تحت هر رکورد مقیاس شده، منحنی پاسخ سازه در برابر پارامتر شدت لرزه‌ای رسم می‌شود. در این مطالعه رفتار پایه‌های هر یک از پل‌ها، تحت تحریک طولی و عرضی رکورد زلزله‌های انتخابی بررسی شده و منحنی‌های دینامیکی فزاینده (IDA) برآیند تحریک طولی و عرضی بر مبنای جابجایی بالای پایه‌های پل رسم شده است. برای نمونه، در شکل ۵ منحنی‌های IDA پل دو، سه و چهار دهانه تحت اثر رکوردهای زلزله خاک تیپ II ترسیم شده است.



شکل ۵: منحنی‌های IDA برای پل با تعداد دهانه‌های مختلف بر روی خاک تیپ II

با استفاده از منحنی‌های ترسیم شده به وسیله تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده می‌توان حد تسلیم، آستانه فروریزش و ناپایداری ساختمان‌ها مشخص نمود. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می‌گردد پل‌ها ابتدا رفتار الاستیکی از خود نشان می‌دهند و سپس با افزایش شدت زلزله وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شوند و تا فروریزش و ناپایداری پیش می‌روند. در مرحله فروریزش سازه مقاومتی از خود نشان نداده و با افزایش اندکی در پارامتر شدت لرزه‌ای، افزایش ناگهانی و قابل ملاحظه در میزان تغییر مکان به وقوع می‌پیوندد. اولین نقطه تغییر شیب منحنی‌ها به عنوان حد تسلیم سازه در نظر گرفته می‌شود. بر اساس آیین نامه FEMA آخرین نقطه در منحنی که شیب آن ۲۰٪ شیب الاستیک باشد به عنوان آستانه فروریزش در نظر گرفته می‌شود [۲۰ و ۲۱]. با توجه به متفاوت بودن محتوای فرکانسی زلزله‌های انتخابی، مقادیر سطوح تحریک برای رسیدن به ناپایداری در مدل برای هر رکورد زلزله متفاوت خواهد بود. به منظور بررسی اثرات نوع تیپ‌های مختلف خاک بر روی پل، متوسط نتایج تغییر مکان جانبی بالای پایه‌ها به ازای ۱۵ رکورد حوزه دور برای هر نوع تیپ خاک، در پل‌های دو، سه و چهار دهانه در شکل ۶ رسم شده است.



IV خاک نوع (د)

III خاک نوع (ج)

شکل ۶: میانگین منحنی‌های IDA برای پل‌ها با تعداد دهانه‌های متفاوت و خاک‌های تیپ I تا IV

با توجه به منحنی‌های IDA ترسیم شده و بررسی نتایج حاصل از آن مشخص است که با تغییر نوع خاک از تیپ I به II، III و IV شاهد افزایش مقدار جابه‌جایی بالای پایه‌ها افزایش می‌یابد. همچنین از طرف دیگر با افزایش تعداد دهانه‌های پل مقدار جابه‌جایی پایه‌ها و پاسخ سازه در برابر زمین‌لرزه بیشتر می‌گردد.

۵- انتخاب شاخص خرابی و برآورد منحنی شکنندگی

منحنی شکنندگی، احتمال افزایش میزان خسارت از میزان مشخص شده در سطوح مختلف از جنبش‌های لرزه‌ای زمین و رویکرد موثری برای مقایسه رفتار سازه در برابر زمین‌لرزه و در نظر گرفتن آسیب‌پذیری اجزای سازه می‌باشد. هر منحنی شکنندگی با مقدار میانگین پارامتر تقاضا (مثل تغییرمکان طیفی، شتاب طیفی، PGA یا PGD) متناسب با حد حالت خرابی و پراکندگی آن حالت خرابی تعریف می‌شود. از دیدگاه ریاضی شکنندگی ساختمان به صورت احتمال بروز خرابی در ساختمان بر اثر یک زلزله خاص با شدت I و براساس خسارت i تعریف می‌شود (رابطه ۱):

$$F_{ij} = \text{prob}(D \geq d_i | IM) \quad (1)$$

در رابطه ۱، F_{ij} تابع شکنندگی، IM پارامتر اندازه‌گیری شدت زلزله است. این مقیاس حتی می‌تواند متفاوت باشد، مانند بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، بیشینه تغییرمکان زمین (PGD)، شتاب طیفی (Sa) و غیره، D میزان خرابی در سازه بر اثر وقوع این رخدادها تصادفی (برای مثال تغییرمکان جابه‌ایی بالای پایه‌ها)، d_i میزان خرابی مشخصی از سازه است که به آن خرابی حالت i ام گفته می‌شود.

بر اساس مطالعات صورت گرفته مشاهده گردید که توزیع لگاریتم نرمال، توزیع مناسب‌تری برای بیان اینگونه توزیع خواهد بود. مناسب بودن این توزیع در مطالعات گذشته محققان دیگر از جمله جلاپر [۲۳] و بیکر و کورنل نیز مورد تأکید قرار گرفته است [۲۴]. به منظور ارزیابی احتمال خرابی در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی در هر شدت از زلزله، بر اساس برازش توزیع لگاریتم نرمال به داده‌ها به دست آمده است. حال می‌توان احتمال افزایش شاخص از مقادیر مختلف را با استفاده از رابطه (۱) به دست آورد. با توجه به استفاده از توزیع لگاریتم نرمال این رابطه به صورت رابطه (۲) بازنویسی شده است:

$$P(d > D_i | I) = 1 - P(d \leq D_i | I) = 1 - \Phi \left(\frac{1}{\beta} \ln \left(\frac{ISD_i}{ISD_{im}} \right) \right) \quad (2)$$

این رابطه برای چهار حالت خرابی (کم، متوسط، زیاد و کامل) و برای مقادیر مختلف بزرگای زمین لرزه برآورد شده است. تابع شکنندگی توسط برازش تابع توزیع تجمعی لگاریتم نرمال که با نتایج عددی به دست آمده، حاصل می‌شود (رابطه ۳):

$$P(D > d_i | Sa) = \Phi \left(\frac{1}{\beta_i} \ln \left(\frac{Sa}{Sa_i} \right) \right) \quad (3)$$

در این رابطه، $P(D > d_i | Sa)$ احتمال افزایش خرابی d_i بوده، Sa پارامتر حرکت زمین (حداکثر شتاب زمین)، Sa_i مقدار میانگین و β_i انحراف معیار تابع لگاریتم نرمال آن برای حالت خرابی i ام است.

در این مطالعه منحنی‌های شکنندگی پل‌ها با دهانه‌های متفاوت (دو، سه و چهار دهانه) و بر روی تپ‌های مختلف خاک (I, II, III, IV) درجه با استفاده از نتایج حاصل از منحنی‌های IDA در هریک از رکوردهای زلزله انتخابی رسم می‌گردد. به منظور تعیین احتمال خرابی از حدود خرابی ارائه شده برای پل‌های بتنی در مطالعه‌ای که توسط مکی و استوجادینویچ انجام گرفته استفاده می‌گردد [۱۴].

حدود خرابی ارائه شده توسط مکی و استوجادینویچ در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵: مقادیر حدود خرابی منحنی‌های شکنندگی پل‌ها [۱۴]

انحراف معیار β	مقدار میانگین تغییر مکان (سانتی متر)	حالت خرابی
۰/۳	۰/۲۳	کم (Slight)
۰/۳۳	۱/۶۴	متوسط (Moderate)
۰/۲۵	۶/۰۹	شدید (Extensive)
۰/۳۵	۶/۷۲	کامل (Complete)

شرح تفصیلی هر یک از حالات خرابی عبارت است از:

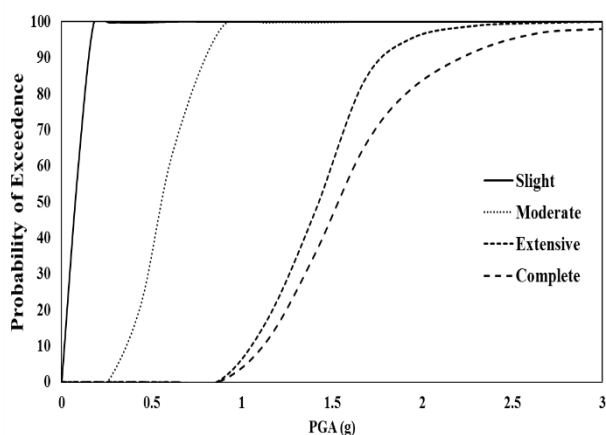
خسارت کم (Slight): در خرابی کم، آسیب‌های بسیار ناچیزی به اجزای غیر سازه‌ای وارد می‌شود و اجزای سازه‌ای بدون آسیب باقی می‌مانند.

خسارت متوسط (Moderate): در خرابی متوسط، اجزای سازه‌ای آسیب جزئی می‌بینند و اجزای غیر سازه‌ای، آسیب زیاد متحمل می‌شوند.

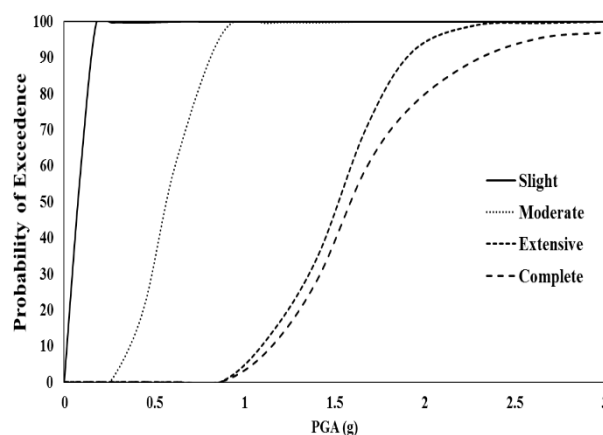
خسارت شدید (Extensive): در خرابی وسیع، خرابی اجزای سازه‌ای بسیار زیاد و اجزای غیر سازه‌ای خراب کامل شده‌اند.

خسارت کامل (Complete): در این حالت خرابی، سازه یا خراب شده و یا در آستانه خرابی است.

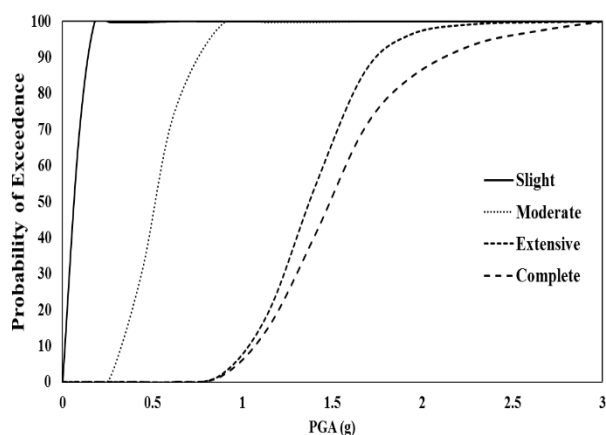
در ادامه، به منظور بررسی دقیق‌تر رفتار پل‌ها و بررسی اثر نوع خاک و تعداد دهانه در رفتار لرزه‌ای پل‌ها و احتمال خرابی آنها، مقادیر میانگین پاسخ سازه در همه زلزله‌ها محاسبه شده و منحنی شکنندگی حاصل از میانگین پاسخ همه زلزله‌ها در حالت‌های خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل برای هر یک از پل‌های دو، سه و چهار دهانه بر روی تپ‌های مخلف خاک ترسیم و بررسی می‌گردد. توابع برازش شده با اطلاعات به دست آمده برای سازه‌های مورد بررسی محاسبه و در شکل ۶ برای منحنی‌های شکنندگی پل سه دهانه بر روی خاک‌های تپ I الی IV رسم شده است.



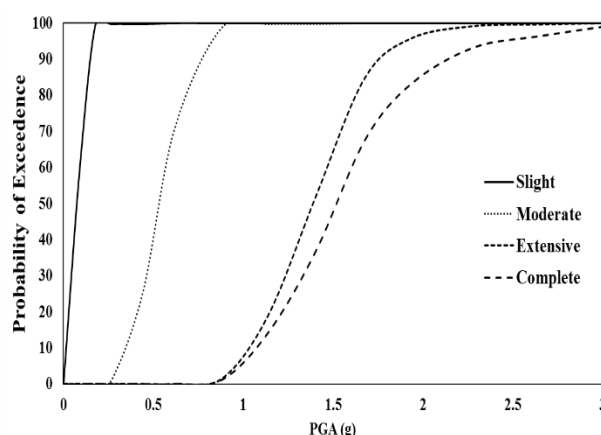
(ب) خاک نوع II



(الف) خاک نوع I



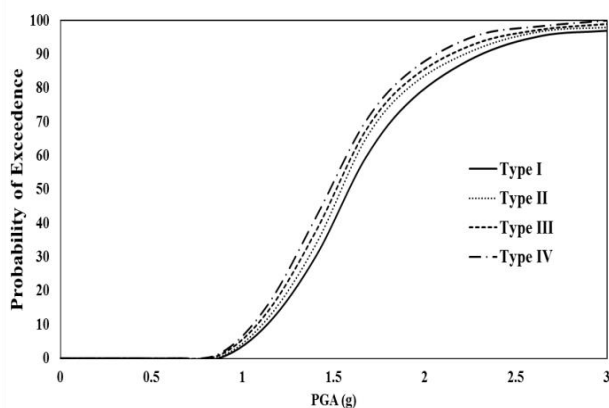
د) خاک نوع IV



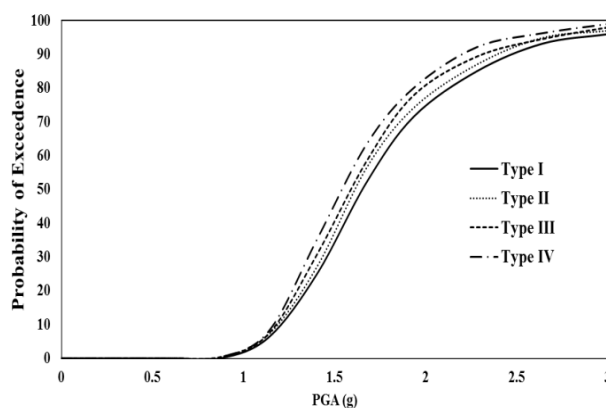
ج) خاک نوع III

شکل ۷: منحنی‌های شکنندگی پل سه دهانه بر روی تپ‌های مختلف خاک

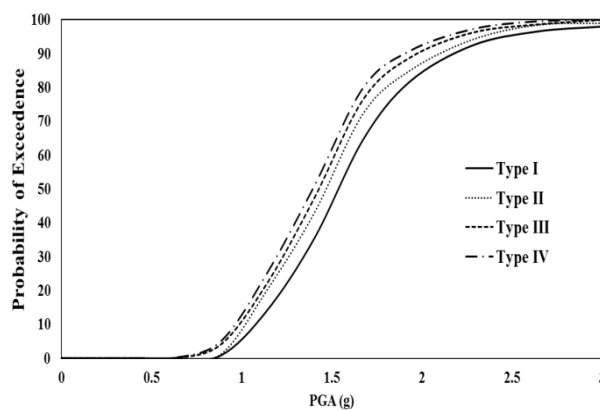
همانگونه که از شکل ۷ استنباط می‌شود با تغییر نوع خاک از تیپ I به IV شاهد افزایش احتمال خرابی در پل سه دهانه خواهیم بود. از طرفی نتایج به دست آمده از احتمال خرابی در چهار سطح خرابی کم، متوسط، شدید و کامل نشان می‌دهد که این افزایش خرابی در سطوح خرابی شدید و کامل بیشتر بوده و خود را بیشتر نشان می‌دهد. به منظور درک و مقایسه بهتر تاثیر نوع خاک بر روی احتمال خرابی پل‌ها، در شکل ۸ احتمال خرابی در پل‌های دو تا چهار دهانه و در تپ‌های چهارگانه خاک در سطح خرابی کامل به صورت تجمیعی آورده شده است.



ب) سه دهانه



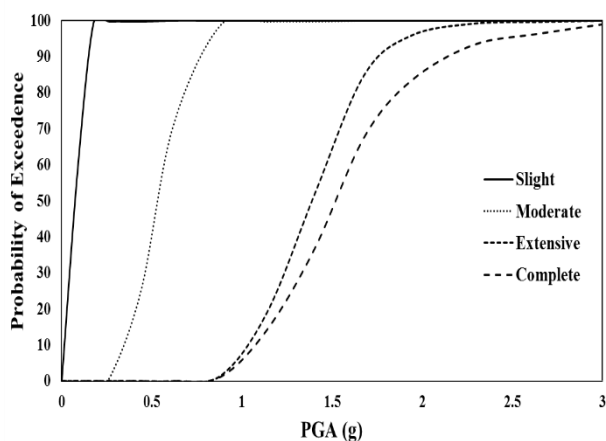
الف) دو دهانه



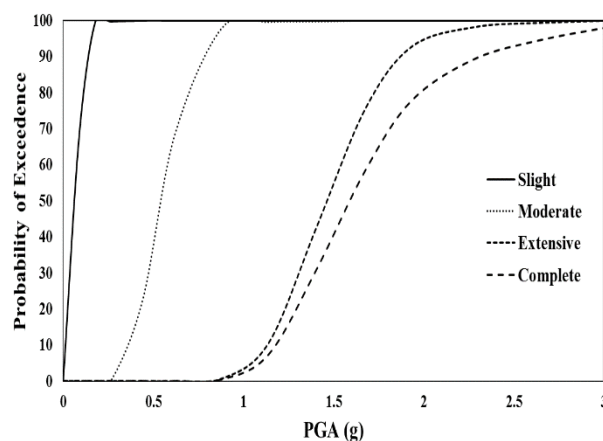
ج) چهار دهانه

شکل ۸: بررسی تاثیر نوع خاک بر احتمال خرابی پل‌های چند دهانه

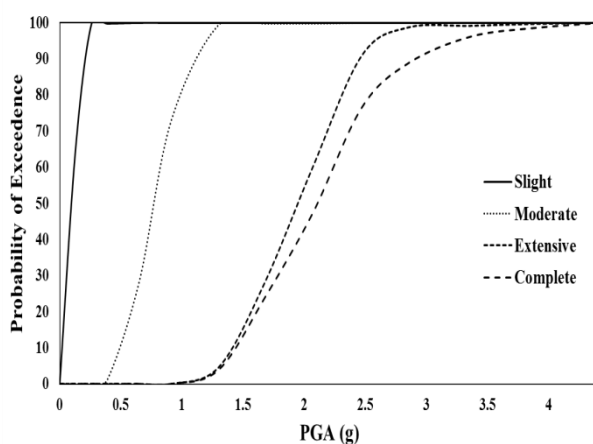
با توجه به منحنی‌های احتمال خرابی پایه در اشکال ۷ و ۸ پرواضح است که با تغییر نوع خاک و سست شدن خاک احتمال خرابی افزایش می‌یابد، که این مقدار افزایش به طور میانگین در احتمال خرابی برای پل دو دهانه در خاک‌های تیپ II، III و IV نسبت به نوع خاک I به ترتیب برابر ۵٪، ۶٫۵٪ و ۹٪ می‌باشد. که همین افزایش احتمال خرابی برای پل سه دهانه برابر ۶٪، ۸٪ و ۱۱٪ و برای پل چهار دهانه برابر ۷٫۵٪، ۱۰٪ و ۱۲٫۵٪ می‌باشد. منحنی‌های خرابی به دست آمده پل‌های دو، سه و چهار دهانه بر روی خاک نوع III در شکل ۹ نشان داده شده است.



ب) سه دهانه



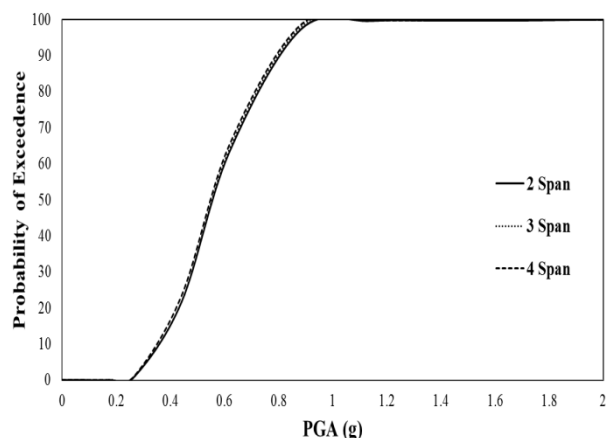
الف) دو دهانه



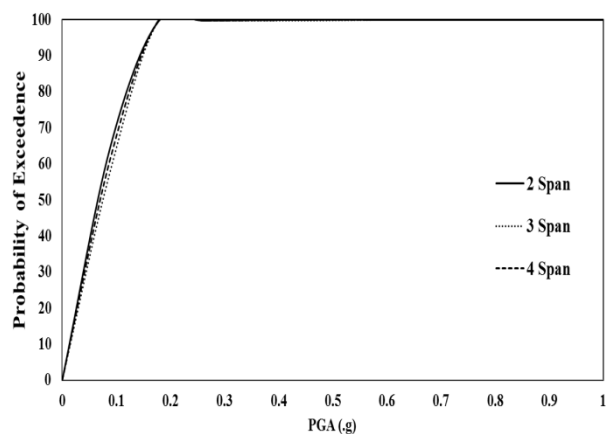
ج) چهار دهانه

شکل ۹: منحنی شکنندگی پل‌های دو، سه و چهار دهانه بر روی خاک تیپ III

بررسی منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که به طور کلی با افزایش تعداد دهانه‌های پل احتمال خرابی پل در هر چهار سطح خرابی کم، متوسط، شدید و کامل افزایش می‌یابد. با مقایسه مقدار احتمال خرابی پل در حالات چهارگانه مشخص می‌شود، در حالت‌های خرابی کم و متوسط منحنی‌های شکنندگی پل‌های دو، سه و چهار دهانه به هم نزدیک بوده و افزایش تعداد دهانه تاثیر قابل ملاحظه‌ای در این دو سطح خرابی ندارد (شکل ۱۰).



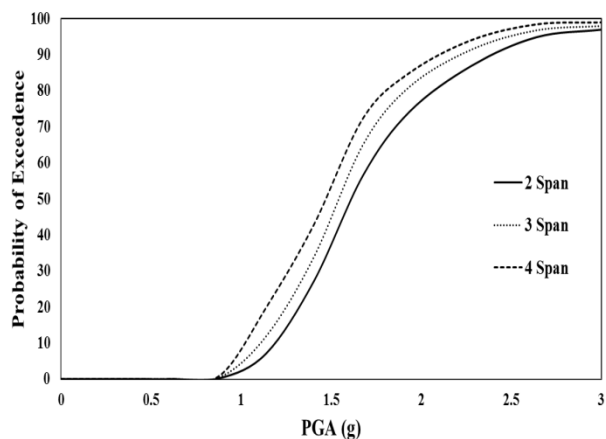
(ب) سطح خرابی متوسط



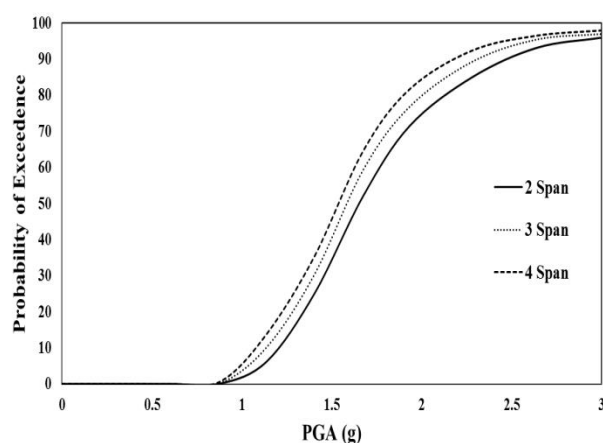
(الف) سطح خرابی کم

شکل ۱۰: منحنی شکنندگی پل‌های دو، سه و چهار دهانه در خاک تیپ II

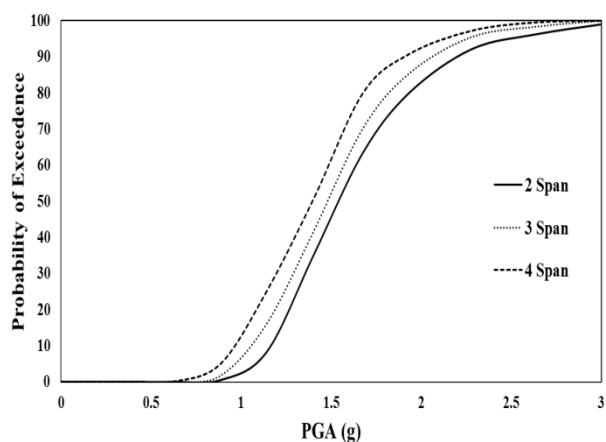
بیشترین تاثیر تعداد دهانه‌ها در حالت‌های خرابی شدید و زیاد منحنی‌های شکنندگی قابل مشاهده است. در شکل ۱۱ منحنی - های شکنندگی برای سطح خرابی کامل برای تعداد دهانه‌های مختلف و نوع خاک نشان داده شده است.



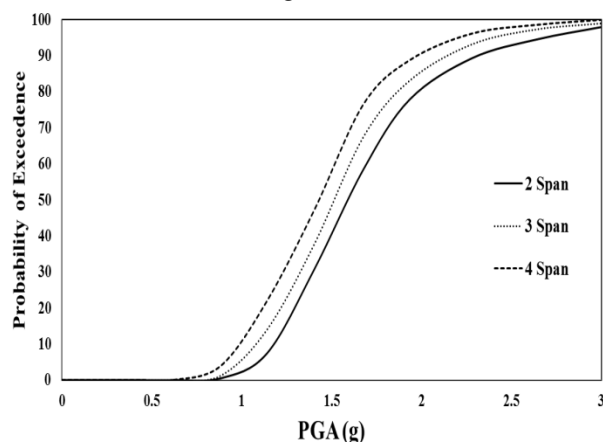
(ب) خاک نوع II



(الف) خاک نوع I



(د) خاک نوع IV



(ج) خاک نوع III

شکل ۱۱: منحنی‌های شکنندگی پل‌های دو، سه و چهار دهانه در سطح خرابی کامل

بر پایه منحنی‌های بدست آمده با افزایش تعداد دهانه‌ها، احتمال خرابی افزایش می‌یابد. در خاک نوع I مقدار افزایش احتمال خرابی با افزایش تعداد دهانه پل از دو به سه و چهار مقدار افزایش احتمال خرابی به ترتیب برابر ۱۰٪ و ۱۲٫۵٪ بوده و برای خاک نوع II برابر ۱۲٪ و ۱۵٪، برای خاک تیپ III برابر ۱۳٪ و ۱۶٪ و در خاک تیپ IV برابر ۱۳٫۵٪ و ۱۸٪ می‌باشد.

۱۰- نتیجه گیری

خرابی پل‌ها در زلزله، موجب انسداد شریان‌های حمل و نقل و مختل شدن سیستم امداد رسانی پس از زمین‌لرزه می‌گردد، از این رو ارزیابی لرزه‌ای پل‌ها و تعیین احتمال وقوع خرابی پل بسیار حائز اهمیت خواهد بود. پاسخ لرزه‌ای پل‌ها به عوامل مختلفی از جمله ویژگی رکوردهای زلزله، خصوصیات خاک منطقه، و مشخصات هندسی پل بستگی دارد. در نتیجه در این پژوهش از پل‌هایی با تعداد دهانه‌های دو، سه و چهار استفاده شد و همچنین به منظور در نظر گرفتن اثر نوع خاک مطابق با آیین نامه لرزه‌ای ایران چهار نوع تیپ خاک I، II، III و IV در نظر گرفته شد و برای هر نوع تیپ خاک ۱۵ نگاشت زلزله انتخاب گردید. آنالیز مورد در این پژوهش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) در نظر گرفته شد. سپس با استفاده از حدود خرابی تعریف شده در چهار حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل براساس معیار خرابی تغییر مکان پایه‌ها که در مطالعات مکی و استوژادینویچ تعیین شده است، منحنی شکنندگی پل‌ها در تیپ‌های مختلف خاک و تعداد دهانه مختلف به دست آمد. با بررسی و تحلیل نتایج به دست آمده مشخص گردید که با تغییر نوع خاک و سست شدن خاک احتمال خرابی افزایش می‌یابد، احتمال خرابی برای پل دو دهانه در خاک‌های تیپ II، III و IV نسبت به نوع خاک I به ترتیب برابر ۵٪، ۶٫۵٪ و ۹٪، در پل سه دهانه برابر ۶٪، ۸٪ و ۱۱٪ و برای پل چهار دهانه برابر ۷٫۵٪، ۱۰٪ و ۱۲٫۵٪ می‌باشد. همچنین با افزایش تعداد دهانه پل‌ها احتمال خرابی بیشتر می‌شود. افزایش احتمال خرابی در خاک نوع I با افزایش تعداد دهانه پل از دو به سه و چهار مقدار افزایش احتمال خرابی به ترتیب برابر ۱۰٪ و ۱۲٫۵٪، در خاک نوع II برابر ۱۲٪ و ۱۵٪، برای خاک تیپ III برابر ۱۳٪ و ۱۶٪ و در خاک تیپ IV برابر ۱۳٫۵٪ و ۱۸٪ می‌باشد. در نتیجه هر دو عامل تعداد دهانه و نوع خاک می‌تواند تاثیر به‌سزایی در افزایش احتمال خرابی سازه داشته باشد.

مراجع

- [1] Whitman, R.V. (1972). Seismic design decision analysis, report no. 10, methodology and pilot application Massachusetts institute of technology, Cambridge.
- [2] Anagnos, T., Rojahn, C., and Kiremidjian, A. (1995). ATC joint study on fragility of Building, NCEER-950003, applied technology council, CA.
- [3] Shinozuka, M. (1998) Statistical analysis of bridge fragility curve, Proceeding of the Workshop on Effective Systems for Bridge, New York, NY.
- [4] Nielson, B., and DesRoches, R. (2007). Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36 (6), 823-839.
- [5] Padgett, J. E., and DesRoches, R. (2008). Methodology for the Development of Fragility Curves for Retrofitted Bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37 (8), 1157-1174.
- [6] Roblee, C., Sahs, S., Mahan, M., Yashinsky, M., Setberg, H. and Maintenance, C. (2011). *Caltrans-Aligned Limit States Discussion*. (J. Dukes, K. Ramanathan, R. DesRoches, & J. Padgett, Interviewers).
- [7] Caltrans. (2012). *Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships Final Report California* Department of Transportation, Report No. CA12-1775.

- [8] Basoz, N., and Mander, J. B. (1999). *Enhancement of the Lifeline Transportation Module in HAZUS*, Report No. Draft #7, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.
- [9] Banerjee, S., and Shinozuka, M. (2007). Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22, 293-305.
- [10] Jeong, S., and Elnashai, A. (2007). Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities. *Engineering Structures*, 29, 1238-1251.
- [11] Kim, S. H., and Shinozuka, M. (2004). Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 19, 105-112.
- [12] Road, housing and Urban Development Research Center., (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, standard No. 2800(4th Edition)*. Tehran: BHRC publication No: S-253.(In Persian)
- [13] Iranian Code 463, (2000), *Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code*, Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System.
- [14] Mackie, K., Wong, J. and Stojadinovic, B. (2008). *Integrated Probabilistic Performance-Based Evaluation of Benchmark Reinforced Concrete Bridges*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley California.
- [15] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park R. (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 114(3), 1804-1826.
- [16] Iranian Code 139, (2000), *Standard Loads for Bridge*, Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System.
- [17] Code 463, (2008). *Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code*. Ministry of Roads and Transportation
- [18] Shome, N., Cornell, CA. (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*. Ph.D. dissertation, Stanford University.
- [19] Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER) online strong motion database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- [20] FEMA.-350, "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings", Prepared by SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., (2000).
- [21] FEMA-351, "Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings", prepared by the SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., (2000).
- [22] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, the Joun Blume Earthquake Engineering center, Report NO.151, 31(2002) 491-514.
- [23] Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2005). A vectorvalued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p. 1193-1217.
- [24] Jalayer, F. (2003). *Direct Probabilistic Seismic Analysis: implementing non-linear dynamic assessments*. Ph.D. thesis, Stanford University