ضریب رفتار پلهای بتنی با سیستم جداسازی لرزه ای

سیّد مهدی زهرائی (مسئول مکاتبات)، دانشیار، قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساختهای عمرانی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

امیر خرمی نژاد، کارشناس ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

E-mail: mzahrai@ut.ac.ir

دریافت: ۹۱/۰۳/۰۶ پذیرش: ۹۱/۰۸/۰۷

چکیده

یکی از پارامترهای مهم در طراحی لرزه ای سازه ها، مسئله شکل پذیری و قابلیت استهلاک انرژی است که با ورود سازه به ناحیه غیرخطی ظاهر می شود. در طراحی به روشهای خطی (استاتیکی ودینامیکی) نیروهای لرزه ای به میزان R برابر کاهش داده

می شوند که علت آن تشکیل مفاصل پلاستیک و به دنبال آن اتلاف انرژی سازه در اثر ورود به ناحیه غیرخطی است. از جمله مشکلات موجود در طراحی پلها، عدم صراحت آیین نامه در مورد نقش تکیه گاههای جداگرهای لرزه ای در تعیین R است، به گونه ای که در"آیین نامه طرح پلهای راه وراه آهن در برابر زلزله (نشریه ۴۶۳)" اشاره ای به اثر آنها در تعیین پارامتر R نشده است. از طرفی در الحاقیه آیین نامه اشتو در مورد طراحی جداسازی لرزه ای پلهای بزرگراهی ذکر شده که ضریب اصلاح پاسخ برای همه قسمتهای زیرسازه، بایستی نصف مقادیر ارایه شده درحالت طراحی معمولی (بدون جداسازی) باشد، ولی مقدار R نباید کوچک تر از ۱/۵۰ درنظرگرفته شود. در این رابطه، کوچک گرفتن R به علت باقیماندن سازه در حالت رفتار ارتجاعی است.

در مطالعه حاضر، برای بررسی پارامتر ضریب رفتار، از پنج مدل که اتصال روسازه به زیرسازه توسط نشیمنهای جداگرهای لرزه ای بوده، استفاده شده است. جداگرهای LRB براساس آیین نامه اشتو طراحی شده اند و پارامتر ضریب رفتار آنها محاسبه شده است. بر مبنای نتایج این تحقیق، ضریب رفتار در پلهای جداسازی شده حدوداً نصف حالت عادی به دست آمده که ضمن توجیه توصیه آئین نامه اشتو نشان می دهد زیرسازه این گونه پلها عموما الاستیک باقی می ماند.

واژه‌های کلیدی: پلهای بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، طراحی بر اساس عملکرد، جداگر لرزه ای، ضریب رفتار.

۱. مقدمه

عملکرد پلها به عنوان یک سیستم سازه ای ساده، به علت اهمیت در شریانهای حیاتی حمل ونقل به ویژه در شرایط اضطراری مانند وقوع زلزله، همواره مورد توجه بوده است. زلزله های اخیر در کشورهای مختلف و بخصوص زلزله های نرتریج و السترو آمریکا و کوبه ژاپن نشان دادند بسیاری از پلهای طراحی شده براساس ضوابط آیین نامه های موجود زلزله، دچار خرابیهای زیادی شدند و این درحالی بود که گزارشهای لرزه نگاری نشان می دادند شدت این زلزله ها کمتر از مقادیر نظیر در آیین نامه های طراحی بودند [Zahraiee, 2006].

این ضعف عملکردی پلها در بیشتر موارد مربوط به علت فلسفه طراحی ارتجاعی است که آیین نامه ها، نیروهای لرزه ای را کاهش می دهند و در کنار آن از جزییات اجرائی خاصی جهت افزایش شکل پذیری المانهای باربر جانبی استفاده می کنند تا به نوعی رفتار غیرارتجاعی واقعی پلها درحین زلزله را درطراحی آنها وارد کنند و همچنین سازه پل به لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه گردد [AASHTO, Zahraiee, 2006 and 2001]

[Zheng and Usami, 2003] در تحقیقی، پاسخ لرزه ای پلهای فولادی چند دهانه را به وسیله تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌بینی کردند. هدف از این تحقیق، بررسی کاربرد تحلیل استاتیکی غیرخطی برای پلهای چند دهانه پیوسته، که پایه های آنها با لایه های نازک فولادی تقویت شده اند، بود. مهم ترین نتیجه ای که از این تحقیق به دست آمد عبارت است از این که در پلها با توزیعات متناسب سختی پایه و یا عرشه سخت تر نسبت به پایه ها، مود اصلی در پاسخ سازه حاکم می شود و تحلیل استاتیکی غیرخطی می تواند با اطمینان بیشتری بکار رود. به بیان دیگر اگر سیستم پل دارای توزیعهای نامتناسب سختی پایه ها و همچنین درعین حال دارای عرشه ای انعطاف پذیر باشد، اثرات مودهای بالاتر اهمیت پیدا می‌کنند و نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مطلوب نیست.

تحقیق دیگری توسط [AlAyed and Chung, 2003] تحت عنوان " تحلیل لرزه ای پلها با استفاده از رویکرد برمبنای تغییرمکان" انجام گرفت که در آن تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSP) با روش ضرایب تغییرمکان (DCM) برای پلها صورت گرفت و هدف آن مقایسه روش استاتیکی غیرخطی باروش تحلیل دینامیکی غیرخطی است. به این منظور پارامترهای تغییرمکان هدف، برش پایه و تغییرشکل مفاصل پلاستیک مورد بررسی قرار گرفتند. تحلیلها با استفاده از دو سطح شدت بار لرزه ای (سطح طراحی و سطح ماکزیمم زلزله موردتوجه) انجام شده اند. مقایسه‌های صورت گرفته دلالت بر محافظه کارانه بودن نتایج حاصل از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی داشتند. همچنین نتایج حاصل از روش (NSP) در سطح بیشینه زلزله مورد توجه (MCE) نسبت به سطح طراحی بسیار محافظه کارانه تر بودند.

[Zahraiee and Mohammadi, 2005] در تحقیقی با عنوان "افزایش ایمنی پلها در برابر زلزله به کمک جداسازی لرزه‌ای" به بررسی خواص جداگر لرزه ای الاستومری، ارایه مبانی طراحی جداگرها طبق آیین‌نامه اشتو و بررسی تأثیر پارامترهای مختلف جداگرها مانند سختی اولیه، سختی ثانویه و نیروی تسلیم آنها در رفتار لرزه ای پنج پل بزرگراهی پرداختند. نتایج تحقیق نشان می‌داد هرچه سختی جانبی پل بیشتر باشد، تأثیر جداسازی لرزه‌ای مشهودتر است. از طرفی سختی اولیه جداگر نقش تعیین کننده در بازده سیستم ایفا می کند، به گونه ای که با کاهش سختی اولیه، معمولاً نیروها و جابجائیهای نسبی پل کاهش می‌یابند اما جابجائیهای مطلق عرشه بیشتر می شود که می‌توان با بکارگیری قطعاتی که نیروی تسلیم و میرائی جداگر را افزایش می دهد، مقدار جابجائی کل را کاهش داد.

[Memari et al., 2005] در تحقیق دیگری با عنوان "ارزیابی شکل پذیری تیپ ستونهای پلهای بتنی موجود در شرق آمریکا" به بررسی ضریب شکل پذیری تغییرمکانی و تخمین ضریب کاهش نیرو پرداختند. آنها پنج پل را تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرارداده و با محاسبه ضریب شکل پذیری تغییرمکانی آنها، با

استفاده از روش نیومارک- هال، ضریب رفتار سازه را در دو حالت اصل تغییرمکان یکسان و اصل انرژی یکسان محاسبه کردند.

پل اول ۲۸ دهانه با عرشه مرکب شاهتیر فولادی با دال بتنی و دهانه هایی به طول متغیر بین ۵۳ تا ۱۵۰ فوت است. پایه‌های میانی به صورت دو، سه و چهارستونی با مقطع مستطیلی به ابعادی بین ۳ تا ۵ فوت هستند. سرستونها به دو صورت فلزی و بتنی است که نوع فولادی آن با اتصال مفصلی در قسمت فوقانی است.

پل دوم ۷ دهانه با عرشه مرکب شاهتیرفولادی با دال بتنی ودهانه‌هایی به طول متغیر بین ۱۷۹ تا ۲۷۸ فوت است. پایه ها به صورت دوستون پله ای بلند با مقطع مربعی به ابعادی بین ٦ تا ۱۲ فوت هستند.

پل سوم ۵ دهانه با تیرهای I شکل پیش تنیده با طول دهانه هایی بین ٤۸ تا ۸۳ فوت است. عرشه پل دارای زاویه کجی ۵۵ درجه و پایه ها به صورت سه ستونی با مقطعی مربعی به بعد ۳/۵۰ فوت هستند.

پل چهارم، شامل ٤ دهانه به طول متغیر بین ۵۳ تا ۱۵۰ فوت و زاویه بیه عرشه برابر ۳۵ درجه است. پایه ها به صورت سه ستونی با قطر ۲/۵۰ فوت و ارتفاع ١٦ تا ۲۰ فوت هستند.

پل پنجم ۹ دهانه با تیرهای I شکل پیش تنیده با طول دهانه هایی بین ۹٤ تا ۱۳۰ فوت است. شش پایه به صورت تک ستونی و دو پایه دیگر به صورت دیواری است. ارتفاع پایه های تک ستونی بین ۲۰ تا ٤۲ متر با مقطع دایره ای به قطر ۸ فوت است.

متوسط مقادیر ضریب رفتار پایه های قابی شکل چندستونی پلها، در حالت استفاده از روش "اصل تغییرمکان یکسان، برابر ۵/۲۰ و در حالت استفاده از اصل انرژی یکسان" برابر۳ محاسبه شده است. همچنین در پل پنجم که دارای پایه های تک ستونی است، ضریب رفتار برابر ۲/۲۸ و ۱/۸۸ به ترتیب برای حالت استفاده از روش "اصل تغییرمکان یکسان" و "اصل انرژی یکسان" محاسبه شده است.

[Zahraiee and Sami, 2008] در تحقیقی با عنوان "ارزیابی عملکرد لرزه ای پلها با تکیه‌گاههای موجود انبساط حرارتی" به بررسی رفتار لرزه‌ای پلهای جداسازی شده با تکیه گاه انبساط حرارتی(نئوپرن) و امکان کاربری جزئی و محدود آنها پرداختند. نتایج تحلیل نشان می‌داد که کارآیی تکیه گاههای موجود انبساط حرارتی در کاهش پاسخ های لرزه ای مناسب نبوده و حتی در صورت امکان لغزش لازم و تحمل کرنشهای برشی بزرگ در آنها به هنگام زلزله، به علت الاستیک خطی بودن رفتار نیرو- تغییرمکان، میرائی و استهلاک انرژی چندانی نداشته و نمی‌توانند از سطح انرژی زلزله و نیروهای برشی وارد بر زیرسازه پلها به میزان قابل ملاحظه ای بکاهند، در صورتی که سهم جداگرها در جذب و اتلاف انرژی ورودی زلزله بیش از۵۰٪ است. براساس نتایج تحقیق نسبت کارآیی نئوپرنها به جداگرهای لرزه ای برای کاهش نیروی برشی زلزله، بین ۳۰٪ تا ۵۰٪ است. همچنین نئوپرنها در کاهش جابجائی سرستونها و افزایش ضریب حفاظت پایه موثر نبودند، اما جداگرهای لرزه‌ای ضمن کاهش پاسخهای لرزه ای، نیروی زلزله را بین پایه ها و کوله ها به صورت متعادل توزیع می‌کند.

تحقیق دیگری توسط [Jonsson, Bessason and Hafl -dason, 2010] با عنوان"پاسخ لرزه ای پل جداسازی شده تحت حرکات زمین نزدیگ گسل" در ایسلند انجام شد. پل "Ose -rar" به طول ۳۷۰ متر شامل ۸ دهانه پیوسته است. عرشه شامل دو تیر بتن مسلح پیش تنیده است. اتصال روسازه به زیرسازه در کوله ها و پایه های اول و آخر توسط جداگر FPS و در سایر پایه ها با استفاده از جداگر LRB انجام شده است. این پل در ۲۸ ماه می سال ۲۰۰۸ تحت حرکات گسل فعال زلزله ای به شدت Mw=٦.۳ قرار گرفت. عملکرد کلی پل، مطلوب ارزیابی شد، اما بلوکهای عرضی سرستونها و همچنین دیوارهای گوشواره کوله ها به شدت آسیب دیدند. همچنین تغییر شکل قابل ملاحظه حدود ۳۰ سانتیمتر بین عرشه و کوله قابل مشاهده بود. محققان یک مدل سه بعدی از پل را با استفاده از نرم افزار SAP ساختند و تحت ارتعاشات ثبت شده از زلزله قرار دادند. مهم ترین خصوصیت ارتعاشات ثبت شده شتاب زیاد(PGA=۰.٦٦g) ، فرکانسهای پایین و مدت زمان کم آن بود. با جایگزینی جداگرهایLRB به

جای FPS تغییرمکان عرشه به حدود ۱۰ سانتیمتر کاهش داده شد و از طرفی عرشه عملکرد صلب تری از خود نشان داد و لنگرهای خمشی پایه ها نیز کاهش یافتند.

با مقایسه طیف پاسخ شتاب نگاشتهای ثبت شده با طیف طرح ارایه شده در ۸ Euro code می توان مشاهده کرد که بارهای لرزه ای آیین نامه، مقادیر کمتری نسبت به شتابهای ثبت شده داشته و تغییرشکل عرشه را حدود ٤ سانتیمتر برآورد می کنند که کمتر از مقدار حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی است. در پایان توصیه می شود با افزایش ارتفاع و ابعاد جداگرها تغییرشکلهای طولی و عرضی عرشه را کاهش داده تا خسارت کمتری متوجه دیوارهای گوشواره و بلوکهای عرضی شود.

تحقیق دیگری توسط [Sarrazin et al., 2012] با عنوان:"عملکرد پلها با تکیه گاههای جداسازی لرزه ای تحت زلزله "Maule" شیلی انجام شد. در ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ زلزله ای به شدت M_w=۸/۸ در منطقه "مائوله" رخ داد. در این منطقه ۱۲ پل جداسازی شده وجود داشت که دوتای آنها به دستگاههای لرزه نگار مجهز بودند. اولی پل "مارگا مارگا" و دومی پل "راه آهن خط ۵ مترو سانتیگو" که به ترتیب به فاصله ۳۰۰ و ٤۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله قرار داشتند. عرشه پل اول متشکل از ٤ عدد شاهتیرفولادی پیوسته با دال ۲۷ سانتیمتری و عرشه پل دوم شامل ۲ تیر بتن مسلح پیش‌تنیده است.

پل مائوله شامل ۷ دهانه ۵۰ متری و یک دهانه ۳۳ متری است. شاهتیرها بر روی ۳٦ عدد جداگر LRB قرار گرفته اند. کوله ها و پایه های P۱ و P۷ مستقیما بر روی بستر سنگی قرار گرفته اند و در زیر سایر پایه ها، ۱۰ شمع- ستون به طولهای ١٤ تا ۳۱ متر قرار دارد. شتابهای ثبت شده نشان می دهند که شتابهای روی پایه نسبت به مقادیر مشابه در روی عرشه کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته اند که بیانگر عملکرد مطلوب سیستم جداسازی است. همچنین متوسط شتاب افقی ثبت شده در زمینهای اطراف پل بیشتر از شتاب ثبت شده در زیر پایه های پل است که می توان علت آن را وجود شمع ستونهای پل دانست که باعث کاهش نوسانات شده اند. در واقع عمده اختلاف بین فرکانسهای ثبت شده از زمین طبیعی و کنار پایه ها مربوط به فرکانسهای قائم است که به علت وجود شمعها است.

عرشه پل راه آهن متروی سانتیگو نیز بر روی نئوپرنهایی به ابعاد۵/۲۰۲۰×۳۰×٦۰ سانتیمتر قرار گرفته اند. نتایج نشان می دهند که شتابهای ثبت شده در بالای عرشه حدوداً دو برابر شتابهای ثبت شده در پایین پایه پلها است که بیانگر عملکرد مطلوب نشیمنهاست.

با آنکه طیف طرح استخراج شده مقادیر بزرگ تری نسبت به طیف طرح طراحی داشتند به واسطه عملکرد مطلوب جداگرها پلها هیچگونه خسارتی ندیدند. عمده خسارت پلهای منطقه مربوط به طول نشیمن ناکافی در کوله ها و پایه ها بود که منجر به بازنگری آیین نامه طراحی، با اقتباس از آیین نامه ژاپن شد.

در حدود چهار دهه از کاربرد جداسازی لرزه‌ای در پلها می گذرد و کارآیی این نوع پلها همچنان تأیید شده است. مفهوم اصلی جداسازی لرزه ای یکی افزایش دوره تناوب سازه و دیگری افزایش میرائی سازه، یا هردو با هم است. در دهه ۱۹۷۰ ایجاد جداگرهای لرزه ای در پلها به عنوان ابزار مقاوم در برابر زلزله آغاز شد. در ادامه نمونه هایی از رفتار لرزه ای پلهای جداسازی شده ارایه شده است[Lee, Kitane and Buckle, 2001]:

پل Sierra Point در آمریکا: این پل منحنی شکل است و طول آن ١٨٤/٨ متر و عرض آن ۳۵/۱ متر است. این پل در سال ١٩٥٦ ساخته شده ودر سال ۱۹۸۵ با بالشتکهای لاستیکی- سربی بین ستونها و روسازه مقاوم شده است. این پل زلزله ۱۹۸۹ "لوما پرایتا" را بدون وارد شدن خسارت به ستونها تحمل کرد.

پل El River در آمریکا: این پل در سال ۱۹۸۷ با بالشتکهای لاستیکی- سربی مقاوم شد. دو دهانه خرپایی پل عایق بندی شدند که هر دهانه ۹۰ متر طول دارد. این پل در معرض زلزله ۱۹۹۲ با بزرگی ۷ ریشتر و شتاب بیشینه زمین حدود g۰/۵۵ قرارگرفت. خسارتهای وارده به پل بسیار جزئی بوده و به فروریختن بتن در درزها محدود شد.

پل Miyagawa در ژاپن: این پل در سال ۱۹۹۱ ساخته شد و دارای سه دهانه باعرشه پیوسته ازجنس تیرورق فولادی با طول

۱۰۸/۵ متر وعرض ۱۰/۵ متر بوده که با بالشتکهای لاستیکی- سربی جداسازی شده است. این پل در سال ۱۹۹۱ تحت زلزله ای به بزرگی ٤/۹ ریشتر قرار گرفت. براساس گزارشها، بیشینه شتاب عرشه، نصف بیشینه شتاب زمین بود و فرکانسهایی در محدوده ۳ تا ۵ هرتز توسط عایق ها با موفقیت فیلتر شدند، ولی فرکانس ۱/۲ هرتز با ضریب دو افزایش یافت. در این زلزله به علت پایین بودن شتاب زمین، رفتار غیرخطی بالشتکها وارد عمل نشد که چنانچه زلزله های قوی تری رخ می داد بالشتکها بهتر عمل می کردند.

پل Bai-Ho در تایوان : این پل سه دهانه باعرشه پیوسته از جنس بتن پیش تنیده با طول ۱٤٥متر و عرض بیشینه ۱/۱٦۱٦/۱متر است که مجهز به بالشتکهای لاستیکی- سربی روی هر پایه و بالشتکهای لاستیکی با پوشش تفلون روی کوله ها است. اگرچه درحین زلزله ۱۹۹۹ با بزرگی ٦ ریشتر، ساخت پل هنوز تمام نشده بود، اما پل هیچ خسارتی ندید. افزایش قابل توجه زمان تناوب پل به علت رفتار غیرخطی بالشتکها باعث عملکرد مثبت پل در جهت طولی شده است.

سیستم جداسازی لرزه ای به عنوان نوعی سیستم کنترل غیرفعال، با محدود کردن نیروهای زلزله، باعث کاهش نیروهای لرزه ای وارد بر زیرسازه می شود و نوع رفتارغیرخطی این سیستم در تسلیم المانهای زیرسازه بسیار تعیین کننده است و به همین علت اثر مستقیمی در شکل پذیری (ضریب رفتارR) و استهلاک انرژی دارند. کنستانتینو و کوارشی در سال ۱۹۹۸ ضریب رفتار کوچک تری برای زیرسازه پلهای جداسازی شده اعلام کردند چون الف: رفتار ارتجاعی یا تقریبا ارتجاعی زیرسازه برای عملکرد مناسب جداسازی نیاز است و ب: پلهای جداسازی شده با توجه به تغییر ورودی زلزله، حساسیت بیشتری در پاسخ غیرارتجاعی زیرسازه اعمال می‌کنند[Constantinou and Quarshie, 1998].

از جمله مشکلات موجود در طراحی پلها، عدم صراحت آیین نامه در نقش جداسازهای لرزه ای در تعیین R است، به گونه‌ای که در" آیین نامه طرح پلهای راه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه ٤٦۳)" اشاره ای به اثر آنها در تعیین پارامتر R نشده است. از طرفی در الحاقیه آیین نامه اشتو در مورد طراحی جداسازی لرزه‌ای پلهای بزرگراهی [AASHTO, 2001] عنوان شده است که ضریب اصلاح پاسخ برای همه قسمتهای زیرسازه، بایستی نصف مقادیر ارایه شده درحالت طراحی معمولی(بدون جداسازی) باشد، ولی مقدار R نباید کوچک تر از ۱/۵۰ درنظرگرفته شود. برای مثال چنانچه پایه میانی پل به صورت تک ستونی باشد، طبق آیین نامه ضریب رفتار آن برابر R=۳ و چنانچه روی پایه تک ستونی جداساز لرزه ای بکار رفته باشد مقدار ضریب رفتار برابر R=۱.۵ خواهد بود که قدری عجیب به نظر می رسد. در این رابطه، کوچک گرفتن R به علت باقی ماندن سازه در حالت رفتار ارتجاعی است. تحقیقات انجام شده عموماً در مورد عملکرد لرزه ای پلهای جداسازی شده بوده است و به طور خاص در مورد ضریب رفتار این گونه پلها، کار عمده‌ای انجام نشده است. در این تحقیق سعی بر آن است تا پارامتر ضریب رفتار به طور کمی مورد ارزیابی قرار بگیرد.

۲. ضریب رفتار

هدف اصلی در طراحی لرزه ای سازه ها براین مبناست که رفتارسازه، درمقابل نیروهای ناشی از زلزله های کوچک بدون خسارت و در محدوده خطی مانده و در مقابل نیروهای ناشی از زلزله های شدید، ضمن حفظ پایداری کلی خود خسارتهای سازه‌ای و غیرسازه ای را تحمل کند. به همین دلیل مقاومت لرزه‌ای که مورد نظر آیین نامه های طراحی در برابر زلزله است، عموماً کمتر و در برخی موارد، بسیار کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی، دریک زلزله شدید است. بنابراین، رفتارسازه ها به هنگام رخداد زلزله‌های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیرارتجاعی می شود و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرارتجاعی است. اما به دلیل پرهزینه بودن این روش و گسترده نبودن برنامه های تحلیل غیرارتجاعی و سهولت روش ارتجاعی، روشهای تحلیل و طراحی متداول، براساس تحلیل ارتجاعی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می گیرد.

لازم به یادآوری است که با وجود اینکه ضرایب رفتار تعیین شده

در آیین نامه های طراحی لرزه ای در نظر دارند رفتار هیسترتیک، شکل پذیری، مقاومت افزون، میرائی و ظرفیت استهلاک انرژی را در محاسبه این ضریب وارد عمل کنند، مقادیر این ضریب در غالب آیین‌نامه ها عمدتاً براساس مشاهدات عملکرد سیستم سازه‌ای در زلزله های قوی گذشته، بر مبنای قضاوت مهندسی است [Tasnimi and Masoumi, 2006].

روشهای محاسبه ضریب رفتار را می توان به دو گروه کلی روشهای پژوهشگران آمریکایی و روشهای پژوهشگران اروپایی تقسیم بندی کرد [Tasnimi and Masoumi, 2006]. عموماً روشهای آمریکایی، مبانی تئوری ساده تری نسبت به روشهای اروپایی دارند و به همین علت کاربردی تر هستند. در روشهای آمریکایی، دو روش، شاخص تر از بقیه بوده و روشهای دیگر، با کمی تفاوت عمدتا شبیه این روشها هستند. یکی از این روشها که به روش طیف ظرفیت معروف است حاصل تحقیقات "فریمن" است [Freeman, 1990]. روش دوم که به روش "ضریب شکل پذیری" مشهور است، دستاورد پژوهشهای "یانگ" است [Uang,1992]. در سالهای اخیر پژوهشگران اروپایی نیز همگام با محققین آمریکایی به تحقیق در مورد برآورد ضرایب رفتار سازه‌ها پرداخته اند. عمدتاً روشهایی که توسط اروپاییها مورد استفاده قرارگرفته اند به دو گروه تقسیم می شود: روشهای متکی بر تئوری ضریب شکل پذیری و روشهای انرژی.

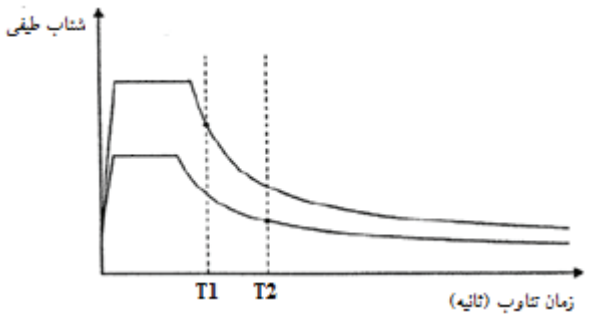
۲-۱ روش طیف ظرفیت فریمن

فریمن یک روش تحلیلی برای به دست آوردن مقدار R که تحت تاثیر پارامترهای زیادی قرار دارند، به صورت زیر ارایه کرد [Freeman, 1990]

$$R=R_i\times R_j\times R_k\times\ldots\times R_n \qquad (۱)$$

که هریک از پارامترها جانشین عواملی از قبیل، سیستم سازه ای، ترکیب بارها، درجه نامعینی، میرائی، ویژگیهای رفتارغیرخطی سازه، خصوصیات مصالح، نسبت ابعاد سازه، ساز و کار خرابی و پارامترهای موثر دیگری است. گستردگی عوامل موثر در تعیین R چنان است که به سختی می توان دو سازه با ضریب رفتار مشابه یافت. به عبارت دیگر، هرسازه ویژگیهای منحصر به فرد و مخصوص به خود را دارد. از این رو، به جای آنکه تمامی عوامل موثر یاد شده در رابطه ضریب رفتار وارد شوند، بهتر است تنها عواملی که نقش مهم تری دارند دخالت داده شوند. در این روش دو عامل اصلی ظرفیت سازه و نیروهای لرزه ای درنظر گرفته می شوند. سپس عواملی که ظرفیت را افزایش و نیروهای لرزه ای را کاهش می دهند، مشخص می شوند. در این روش، ظرفیت افزایش یافته R_C نامیده می شود. پاره ای از عوامل موثر در مقدار R_Cعبارتند از: ضرایب بار، ضرایب کاهش مقاومت مصالح، طراحی دست بالای اعضا، سخت شدگی کرنشی، نامعینی سازه، شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه.

به هنگام وقوع زلزله های شدید و متوسط، سازه درحالت ارتجاعی باقی نمی‌ماند و وارد محدوده خمیری می‌شود، به همین علت سختی آن کاهش و میرائی آن افزایش می‌یابد. کاهش سختی باعث طولانی شدن زمان تناوب و افزایش میرایی باعث افزایش استهلاک انرژی می‌شود. با بلندتر شدن زمان تناوب و افزایش میرائی، نیروهای لرزه ای وارد برسازه کاهش می یابند. باتوجه به طیفهای پاسخ در شکل زیر سازه از مقدار متناظر با (T_1,S_{a1}) به مقدار (T_2,S_{a2}) می‌رسد. دراین حالت نسبت نیروهای ارتجاعی به نیروهای غیرارتجاعی (کاهش یافته بر اثر نرم تر شدن سازه و افزایش استهلاک انرژی)، به عنوان RD تعریف می‌شود[Freeman, 1990].



شکل ۱ : طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی[Freeman, ۱۹۹۰].

۲-۲ روش ضریب شکل پذیری یانگ

یکی از معتبرترین روشها برای محاسبه ضریب رفتار، توسط پروفسور یانگ (Uang) ارایه شده است[Uang, 1992]. در این روش ابتدا بیشینه برش پایه سازه هنگامی که سازه در محدوده خطی باقی می ماند، محاسبه می شود. ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ) نسبت برش پایه سازه در حالت الاستیک به برش پایه در تراز گسیختگی تعریف می شود. همچنین نسبت برش پایه در تراز گسیختگی سازه به برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک نیز ضریب اضافه مقاومت نامیده می شود (Ω). با در نظرگرفتن رفتار کلی یک سازه متعارف (شکل۲)، مقدار مقاومت ارتجاعی مورد نیاز که برحسب ضریب برش پایه C_{eu} تعریف شده عبارت است از[Uang, 1992]:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \qquad (۲)$$

در این رابطه،W وزن موثرسازه و V_e حداکثر برش پایه است، درصورتی که سازه کلا در محدوده ارتجاعی بماند.

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \qquad (۳)$$

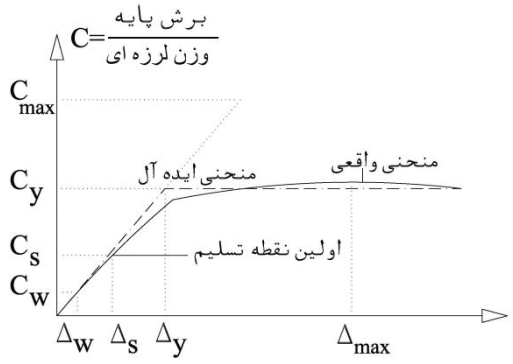
$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \qquad (٤)$$

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = R_\mu \Omega \qquad (٥)$$

معمولاً طراحی صحیح یک سازه تا حدود قابل قبول منجر به شکل پذیر شدن آن می شود. در این حالت، سازه می تواند به بیشینه مقاومت خود (C_yW)برسد. همان طور که درشکل (۲) نشان داده شده است، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در طبقه برابر با،Δ_{max} است. از آنجایی که محاسبه مقدار(C_yW) با مقاومت حد خمیری سازه یا مقاومت نهایی به هنگام ایجاد ساز و کار گسیختگی متناظر بوده و نیاز به تحلیل غیرخطی دارد، مقدار آن با رابطه مشخصی بیان نشده است[Uang, 1992].

برای مقاصد طراحی، برخی آیین نامه ها، مقدارC_y را به مقدار C_s که نمایانگر تشکیل اولین لولای خمیری در مجموعه سازه است، کاهش می دهند. این مقدار نیرو، ترازی است که درآن پاسخ کلی سازه به گونه قابل توجهی از قلمرو ارتجاعی خارج می شود. این تراز نیرو، به روش برخورد آیین نامه ها با طراحی بر مبنای مقاومت بستگی دارد. در طراحی مقاطع برای این مقدار نیروی جانبی، می توان به روشهایی مانند روش حالت بار نهایی و روش ضرایب بار- مقاومت اشاره کرد. اختلاف مقدار نیروی وارده بین C_yW و C_sW را اصطلاحا مقاومت افزون می نامند[Uang, 1992].

از آنجایی که در برخی از آیین نامه های طراحی، استفاده از روش تنش مجاز مرسوم است، آیین نامه ها مقدار C_s را به C_w کاهش می دهند.



شکل۲. منحنی نیرو - تغییرمکان سازه [Uang, 1992]

۲-۳ روش نیومارک- هال

اولین تلاشها برای محاسبه پارامتر ضریب رفتار و ارتباط آن با ضریب شکل پذیری مربوط به "نیومارک وهال" در سال ۱۹۸۲ است که در آن، آنها روشی برای ساختن طیف غیرخطی از روی طیف خطی برای سازه یک درجه آزادی ارایه و در نهایت روابط (٦-۱) الی (٦-۳) را برای محاسبه ضریب رفتار ارایه کردند:

$$\begin{cases} R_\mu = 1.0 & T \le 0.03 \text{ sec} \qquad (٦-۱) \\ R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} & 0.12 < T \le 0.5 \text{ sec} \qquad (٦-۲) \\ R_\mu = \mu & T > 1.0 \text{ sec} \qquad (٦-۳) \end{cases}$$

رابطه(٦-۲)، به "اصل انرژی یکسان" و رابطه(٦-۳)، به "اصل تغییرمکان یکسان" مشهور است. "اصل انرژی یکسان" برای سازه های سخت و "اصل تغییرمکان یکسان" برای سازه های نرم مناسب است[Newmark and Hall, 1982].

۳. مدلهای بکاررفته درتحقیق

از آنجایی که در تمام پلهای اجراشده در ایران به جز پلهای پیوسته و یکپارچه، روسازه توسط نشیمنهای انبساط حرارتی (نئوپرن) از زیرسازه جدا شده است، در این تحقیق جداگرهای لرزه ای طرح شده بر اساس آیین نامه اشتو جایگزین نئوپرنهای انبساط حرارتی شده اند تا ضریب رفتار آنها با مقادیر ارایه شده در آیین نامه اشتو مقایسه شود. مشخصات پلها در جدول (۱) ارایه شده است. برای مدل سازی از نرم افزار SAP۲۰۰۰,V.۱٤.۲ استفاده شده است. این نرم افزار قابلیت مدل سازی انواع سازه ها با المانهای مختلف نظیر المانهای تیر، پوسته، ورق، فنرهای خطی و غیرخطی و همچنین انجام انواع تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی به صورت خطی و غیرخطی را دارد. برای مدلسازی المانهای شاهتیرهای عرشه از المان Frame و برای مدل سازی دال بتنی از المان Shell یا Frame با سختی معادل (جهت مدل سازی به روش Grillage [Hambly, ۱۹۹۱]) استفاده شده است. برای مدل سازی جداسازهای لاستیکی چندلایه با هسته سربی(LRB) از المانهای غیرخطی NLink از نوع Rubber Isolator استفاده شده است. رفتار جداسازها به صورت مدل ایده ال هیسترتیک دوخطی در نظر گرفته شده است که دارای خصوصیات غیرخطی در درجات آزادی برشی و خصوصیات خطی درسایردرجات آزادی است. مدل غیرخطی براساس رفتار هیسترتیک ارایه شده توسط Park ،(۱۹۷٦) Wen و همکاران(۱۹۸٦) و مدل بکارگرفته شده در تحلیل سازه جداسازی شده توسط – Nagar jaiah و همکاران (۱۹۹۱) است.

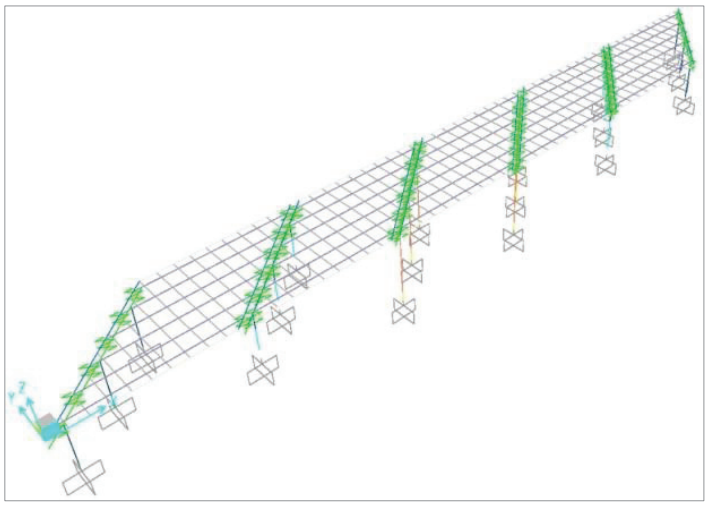
براساس این روش، پارامترهای مورد نیاز برای جداگر لاستیکی– سربی عبارتند از: سختی موثر در حالت خطی (K_{eff}) در درجات آزادی با خصوصیات خطی، سختی اولیه در حالت غیرخطی (K_u) که در درجات آزادی با خصوصیات غیرخطی درنظر گرفته می شود و منظور سختی اولیه جداگر در مدل ایده آل دوخطی است، مقاومت جاری شدن (F_y)و نسبت سختی پس از جاری شدن (K_d/K_u) ، که دو پارامتر اخیر نیز در درجات آزادی با خصوصیات غیرخطی اعمال می شوند.

٤. بارگذاری پلها

جهت بارگذاری پلها از آیین نامه بارگذاری پلهای راه و راه آهن و آیین نامه طرح پلهای راه و راه آهن در برابر زلزله استفاده شده است [Code of practice for loading, 2006 and Code of practice for design, 2008].

جدول۱. مشخصات پلهای اول تا پنجم مورد بررسی

	پل اول	پل دوم	پل سوم	پل چهارم	پل پنجم
تعداد دهانه ها	۳	۳	۵	۳	۶
طول دهانه ها(m)	۳۰	۲×۱۵+ ۵۰	۲۰	۲۲	۲۲
عرض پل(m)	۱۱/۸۰	۸/۸۰	۱۳/۶۰	۱۱/۸۰	۱۱/۸۰
تعداد شاهتیرها	۴	۴	۶	۶	۶
نوع شاهتیرها	فلزی	فلزی	بتنی	بتنی	بتنی
ستونهای هرپایه	۳	۲	۳	۲	۲
ارتفاع پایه ها	۱۱/۷۰	۱۲/۴۰	۶/۲۰ و ۱۰/۷۰	۱۲/۳۵ و ۱۲/۶۵	۷/۱۶
قطر دایروی هرستون(cm)	۱۵۰	۱۵۰	۱۵۰	۱۵۰	۱۵۰



شکل ۳. مدل اجزای محدود پل سوم

٤-١ بارهای مرده

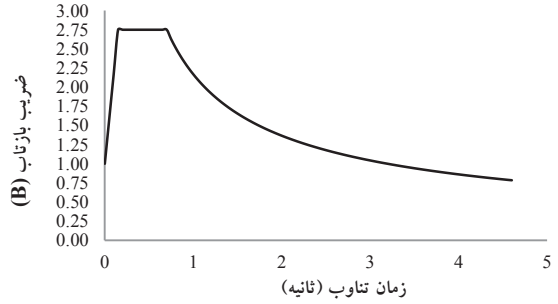
بارهای مرده مرحله اول شامل وزن شاهتیرهای فولادی یا بتنی و دال بتنی روی آن و دیافراگمها و اتصالات است. بارهای مرده مرحله دوم شامل بار آسفالت، پیاده رو، قرنیز و نرده ها ست. بارهای فوق برای هر پل جداگانه محاسبه و توزیع شده است. در جدول (۲) مقادیر کل بارهای مرده هر پنج پل ارایه شده است.

٤-٢ بار زنده

بار زنده پل شامل بار کامیون ٤٠ تنی، تانک ۷۰ تنی، تریلی تانک بر۹۰ تنی و بار نامحدود ۱/۵ تن برمتر است که طبق آیین نامه بارگذاری پلها به عرشه اعمال می شود تا بحرانی ترین حالت جهت طراحی عرشه و زیرسازه پدید آید. مقدارکل بار بحرانی پلهای اول تا پنجم در جدول (۳) ارایه شده است.

٤-٣ بار زلزله

برای محاسبه نیروی زلزله وارد بر سازه پل از روش تحلیل دینامیکی طیفی استفاده شده است. محاسبات نیروی زلزله بر اساس نشریه ٤٦٣ انجام شده است. این طیف برحسب زمان تناوب و ضریب بازتاب است که برای استفاده جهت تحلیلهای غیرخطی (تبدیل به شتاب طیفی) لازم است در ضریب (AI)g ضرب شود. در شکل (٤)، طیف بازتاب طرح از نشریه ٤٦٣ ارایه شده است [Code of practice for design, 2008] .



شکل٤. طیف طرح ارتجاعی مورد استفاده(خاک تیپ۳)[Publication [No. ٤٦٣, Managemnt and Planning Org, 2008

۵. طراحی جداساز لرزه ای

برای تحلیل و طراحی جداگرهای لرزه‌ای، دانستن پارامترهایی مانند نیروی وارده، جابجائی بیشینه و کمیتهای سختی حالت

جدول ۲. بارمرده پلهای اول تا پنجم مورد بررسی

	پل اول	پل دوم	پل سوم	پل چهارم	پل پنجم
DL(ton)	۱۳۱۸	٦٤٧	١٤٩٦	١٠٦٤	**۱۹۳۰**

جدول ۳. بار زنده پلهای اول تا پنجم مورد بررسی

	پل اول	پل دوم	پل سوم	پل چهارم	پل پنجم
LL(ton)	۳۰۲	۲۷۲	٤٩٨	۲۳۸	**۳۸۹**

الاستیک (سختی اولیه)، سختی پس از جاری شدن (سختی ثانویه) و نیروی تسلیم جداگرها اولین گام را تشکیل می‌دهد. رفتار تقریباً تمام جداسازهای الاستومری را می توان دوخطی در نظرگرفت. بنابراین سه کمیت یاد شده اساس رفتار جداگر را در بر می گیرند. روش طراحی جداسازهای لرزه‌ای به صورت گام به گام به شرح زیر است[Zahraiee, 2006].

۱- فرض اولیه برای سختی برشی (K_u) ، سختی ثانویه (K_d) ، نیروی تسلیم (F_y) وجابجائی بیشینه جداگر (d).

۲- برای هر جداگر، سختی موثر (K_{eff}) از رابطه (۱۰) محاسبه شده و سختی موثر کل سازه جداسازی شده (K_{eff}) که ترکیب سختی همه جداگرها و سختی زیرسازه (Ks_{ub}) است، طبق رابطه (۱۱) محاسبه می شود:

$$K'_{eff}=\frac{\left[F_y+K_d(d-\frac{F_y}{K_u})\right]}{d} \qquad (۱۰)$$

$$K_{eff}=\sum(\frac{K_{sub}\times K'_{eff}}{K_{sub}+K'_{eff}}) \qquad (۱۱)$$

۳- محاسبه پریود موثر کل سازه جداسازی شده (T_{eff}) از رابطه (۱۲) وتعیین ضریب B از رابطه(۱۳) که W وزن پل، g شتاب ثقل، A ضریب شتاب و S_i ضریب ساختگاه برای طراحی جداسازی لرزه ای هستند.

$$T_{eff}=2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eff}\times g}} \qquad (۱۲)$$

$$d=\frac{250AS_iT_{eff}}{B} \qquad (۱۳)$$

٤- محاسبه میرایی ویسکوز معادل β از رابطه (١٤) که در آن EDC سطح محصور در نمودار هیسترتیک جداگر و d_i جابجایی حداکثر جداگر i ام است.

$$\beta=\frac{1}{2\pi}\times\frac{EDC}{\Sigma(K_{eff}*d_i^2)} \qquad (١٤)$$

۵- با توجه به میرایی ویسکوز معادل، تعیین B از جدول(٤)

جدول ٤. محاسبه ضریب B

β	<۲	۲	۱۰	۲۰	۳۰	٤۰	۵۰
B	۰/۸	۱	۱/۲	۱/۵	۱/۷	۱/۹	۲

٦- مقایسه مقادیر B در گام ۳ با ۵

۷- در صورت مغایرت مقدار B در دوگام بالا، تغییر فرض اولیه جابجایی حداکثر d و تکرار گامهای فوق برای همگرا شدن جواب.

۸- براساس مقدار d و وزن پل وسایر پارامترها، ابعاد اولیه جداگر شامل طول، عرض، ضخامت هر لایه لاستیکی، تعداد لایه ها و ضخامت کل الاستومر به گونه ای به دست می آیند که شرایط زیر ارضا شوند.

$$\gamma_c\le 2.5 \qquad (۱۵)$$

$$\gamma_c+\gamma_{s,s}+\gamma_r\le 5.0 \qquad (۱٦)$$

$$\gamma_c+\gamma_{s,eq}+0.5\gamma_r\le 5.5 \qquad (۱۷)$$

فولادی حداقل دو میلیمتر انتخاب شده است تا بتوان اطمینان حاصل کرد که جداگر تحت تنش قائم با هر معیار زوالی خوب عمل می کند.

۹- براساس طراحی اولیه جداگرها، با انجام تحلیلهای تاریخچه زمانی غیرخطی، مقدار d_tکه برابر تغییرمکان حداکثر جداگر در برابر زلزله است، جایگزین مقادیر اولیه فرض d شده و با تکرار گامهای فوق سختی موثر و نسبت میرایی ویسکوز معادل به دست می آید.

بهتراست مقدار ضریب شکل S بین هشت تا دوازده انتخاب شود تا نسبت سختی قائم به سختی افقی جداگر حدود ٤۰۰ باشد که در آن σ تنش قائم وارد بر سطح جداگر و G مدول برشی جداگر است.

۱۰- در نهایت باید کنترل کرد که سختی الاستیک K_u از رابطه (۱۸) کمتر نشود:

$$K_s=GA/T_r \qquad (۱۸)$$

۱۱- همچنین سختی قائم جداگر از رابطه (۱۹) محاسبه می شود که به قدر کافی (از مرتبه $٤S^2$ یا حدود ٤۰۰ برابر) از سختی افقی بیشتر است:

$$K_v=E_cA/T_r \qquad (۱۹)$$

که در آن E_c مدول فشاری لحظه ای الاستومر است و برای جداگرهای مستطیلی از رابطه (۲۰) محاسبه می شود:

$$E_c=4GS^2 \qquad (۲۰)$$

٦. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

برای مدل سازی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی پلهای جداسازی شده که به منظور طرح لرزه ای جداگرها و تعیین میزان تغییرمکان آنها تحت شتابنگاشت های انتخاب شده، از نرم افزار SAP۲۰۰۰ Nonlinear استفاده شده است.

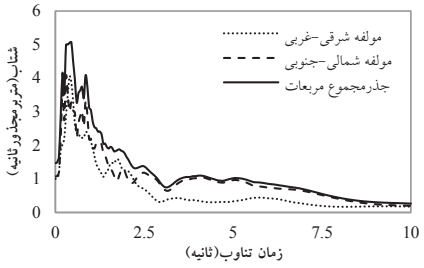
الگوریتم بکار رفته در این برنامه برای حل معادلات حرکت، بسط روش FNA است که توسط ویلسون توسعه داده شده است. روش FNA یک روش بسیار موثر و کارآمد است که برای تحلیل سیستمهای سازه ای که در اصل دارای رفتار الاستیک خطی هستند ولی در آنها، تعداد محدودی المان غیرخطی که از پیش تعریف شده است، بکار می رود. با توجه به آنکه طبق توصیه آیین نامه ها فرض برآن است [AASHTO, 2001]، که المانهای روسازه و زیرسازه در پلهای جداسازی شده در محدوده خطی باقی بمانند، بنابراین در تحلیلها، المانهای زیرسازه و روسازه با استفاده از المان Frame که دارای رفتارخطی هستند، مدل شده اند. تنها برای مدل سازی المان جداساز لرزه ای از المانهای غیرخطی NLink استفاده شده است. پس از مدل سازی، پلها تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته و پارامترهای طرح جداسازها با توجه به نیرو و جابجائی حداکثر در آن ها محاسبه می شود. دراین تحقیق از سه زوج شتابنگاشت زلزله های "طبس"، "منجیل" و "امپریال ولی" استفاده شده است که به روش فوق به مقیاس در آورده شده اند و در محاسبه تغییرمکان طرح جداسازها مورد استفاده قرار گرفته اند.

جدول ٥. مشخصات زوج شتابنگاشت های مورد استفاده

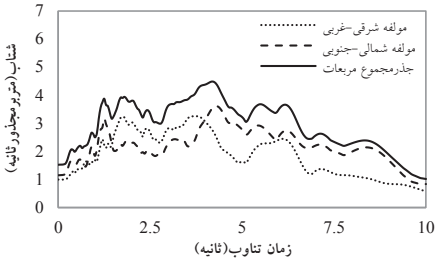
شتابنگاشت انتخابی	PGA مقیاس نشده	
	مولفه طولی	مولفه جانبی
طبس	۰/۸۳٦	۰/۸۵۲
منجیل	۰/۵۱۵	۰/٤٦۲
امپریال ولی	۰/۷۷۵	۰/۵۸۸

مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی در جدول (۵) ارایه شده است. سپس با استفاده از نرم افزار Seismosignal طیفهای مربوط به هر زوج شتابنگاشت برای نسبت میرائی ٪۵ رسم شده و با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) با یکدیگر ترکیب شده اند. در اشکال (۵) الی (۷) طیف های پاسخ ترکیبی و در شکل (۸) میانگین طیف های پاسخ ترکیبی و همچنین ۱/٤ برابر طیف طرح زلزله برای خاک تیپ III مطابق نشریه ٤٦۳ رسم شده است [Code of practice for design, 2008] .

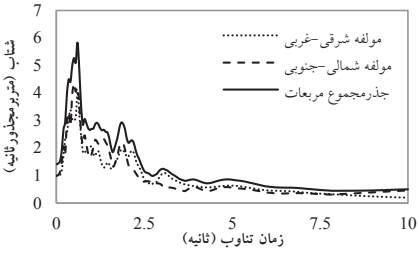
دو طیف فوق در محدوده زمان تناوب ۰.2T و 1.5T برای تمام گزینه ها با یکدیگر مقایسه شده اند و ضریب مقیاس برابر ۱/۲۵۳ به دست آمده است.



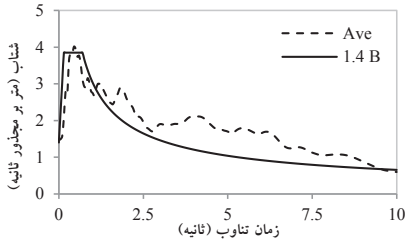
شکل ۵. طیف های پاسخ و ترکیبی زلزله "منجیل" برای نسبت میرائی ٪۵



شکل ۷. طیفهای پاسخ و ترکیبی زلزله "امپریال ولی" برای نسبت میرائی ٪۵



شکل ٦. طیف های پاسخ و ترکیبی زلزله "طبس" برای نسبت میرائی ٪۵



شکل ۸. مقایسه طیف پاسخ میانگین سه زوج شتابنگاشت با ٤/۱ برابر طیف طرح زلزله خاک تیپ III، نشریه ٤٦۳

با اعمال ضریب مقیاس فوق هر پنج پل تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفته اند [Code of Practice for Design, 2008].

در جداول (۷) الی (۹) مشخصات هندسی جداگرها، پارامترهای مدل سازی طرح شده جداگرها و کنترل ضوابط آیین نامه اشتو در طرح آنها ارایه شده است.

۷. ضریب رفتار پلها با جداگرلرزه‌ای

درجداول (۱۲) و (۱۳) مقادیر ضریب رفتار و اجزای تشکیل دهنده آن به ترتیب در دو جهت طولی و عرضی که طبق روش "یانگ" محاسبه شده اند، آورده شده است. منحنی برش پایه- تغییرمکان پل پنجم با جداساز لرزه‌ای، در دو جهت طولی و عرضی نیز به ترتیب در اشکال ۹ و ۱۰ داده شده‌اند.

۸. نحوه اتلاف انرژی هنگام زلزله

کارآیی جداگرها به طور قابل ملاحظه ای تحت تأثیر سختی و میرائی آنهاست. میرائی جداساز، جابجائی را کنترل کرده و بخش عمده‌ای از انرژی ورودی زلزله را جذب و اتلاف می کند. اشکال ۱۱ و ۱۲ نمودارهای مقادیر انرژی ورودی و اتلاف آن در پل اول با جداساز لرزه ای تحت زلزله طبس، به ترتیب در دو جهت طولی و عرضی را بر حسب kN.m نسبت به زمان بر حسب ثانیه نشان می دهند. انرژی ورودی زلزله در پلهای جداسازی شده به صورت چهار انرژی، میرائی جداگرهای لرزه ای یا هیسترتیک سیستم جداساز، میرائی مودال، انرژی جنبشی و انرژی کرنشی جذب و اتلاف می شود.

جدول ۷. مشخصات هندسی جداگرها

	L(cm)	B(cm)	h(cm)	t_i(mm)	T_r(cm)	t_s(mm)	n	S	G(kN/m^2)
پل اول	۳۵	۳۵	۱۳	۱۰	۱۱	۲	۱۱	۸/۷۵	۱۰۰۰
پل دوم	۳۵	۳۵	۱۶/۶	۱۲	۱۴/۴	۲	۱۲	۷/۲۹	۱۰۰۰
پل سوم	۳۰	۳۰	۷/۸	۸	۶/۴	۲	۸	۹/۳۷۵	۱۰۰۰
پل چهارم	۳۵	۳۰	۱۷/۸	۱۰	۱۵	۲	۱۵	۸/۰۸	۷۰۰
پل پنجم	۳۵	۳۵	۱۶/۶	۱۰	۱۴	۲	۱۴	۸/۷۵	۱۰۰۰

جدول ۸. پارامترهای طراحی جداگرها

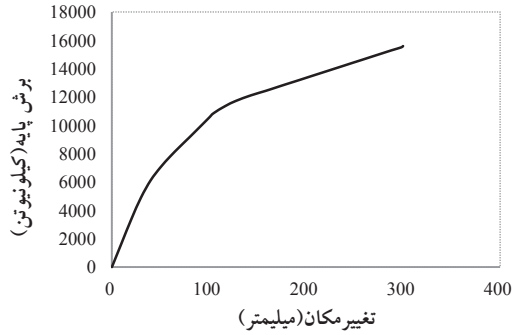
	N	K_{eff}(kN/m)	T_{eff} (sec)	β %	K_u(kN/m)	F_y(kN)	K_d/k_u
پل اول	۲۴	۳۳۸۰۲	۱/۹۹۸	۱۵	۱۰۶۴۸	۱۲۲/۴	۰/۱
پل دوم	۲۴	۱۳۵۵۳	۲/۲۴	۵	۵۱۹۹	۳۱/۳	۰/۱
پل سوم	۶۰	۱۲۰۴۱۳	۱/۱۴۵	۱۵	۱۵۱۷۳	۶۱/۳	۰/۱
پل چهارم	۳۶	۲۰۰۹۰	۲/۵	۱۲	۴۵۰۰	۵۶/۶	۰/۱
پل پنجم	۷۲	۷۱۶۲۲	۱/۶۷	۱۲	۸۰۲۳	۵۳/۲	۰/۱

جدول ۹. کنترل ضوابط آیین نامه اشتو در طرح جداگرهای پلها

	γ_c	γ_r	γ_s	$\gamma_{s,eq}$	رابطه(۱۵)	رابطه(۱۶)	رابطه(۱۷)
پل اول	۰/۶	۲/۹۴۶	۰/۰۶۲۷	۲/۹۲۷	۰/۶	۳/۶۰۷	**۵/۰**
پل دوم	۰/۸۱۵	۰/۴۴۷	۲/۵	۴/۳۷۵	۰/۸۱۵	۳/۷۶۲	**۵/۴۱۳**
پل سوم	۰/۵۴۵	۰/۲۲۹	۰/۱۰۸	۱/۷۶۷	۰/۵۴۵	۰/۸۸۲	**۲/۴۲۷**
پل چهارم	۰/۷۱۷	۰/۴۳۶	۰/۰۲۷	۳/۱۵۶	۰/۷۱۷	۱/۱۷۹	**۴/۰۹**
پل پنجم	۰/۴۰۶	۰/۴۴۸	۰/۰۴۹	۱/۷۸۳	۰/۴۰۶	۰/۹۰۳	**۲/۴۱۲**

جدول ۱۲. پارامترهای ضریب رفتار پلهای جداسازی شده در جهت طولی

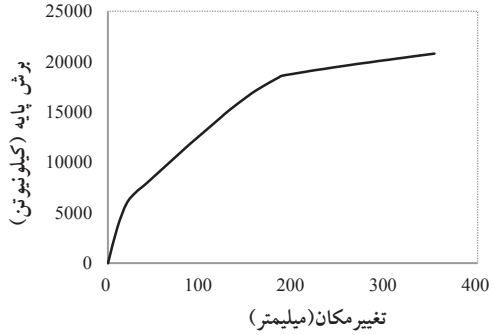
جهت X	پل اول	پل دوم	پل سوم	پل چهارم	پل پنجم	میانگین
T(sec)	۲	۲/۲٤	۱/۱٤٥	۲/٥	۱/٦۷	-
R_μ	۰/۹۳	۱/۰٤	۱/۰۷	۱/۳٥	۱/٤۸	۱/۱۷٤
Ω	۱/۲۸	۱/۳٤	۱/٥٤	۱/٤٤	۱/٤۳	۱/٤۰٦
R	۱/۱۸	۱/٤	۱/٦٤	۱/۹٤	۲/۱	۱/٦٥۲



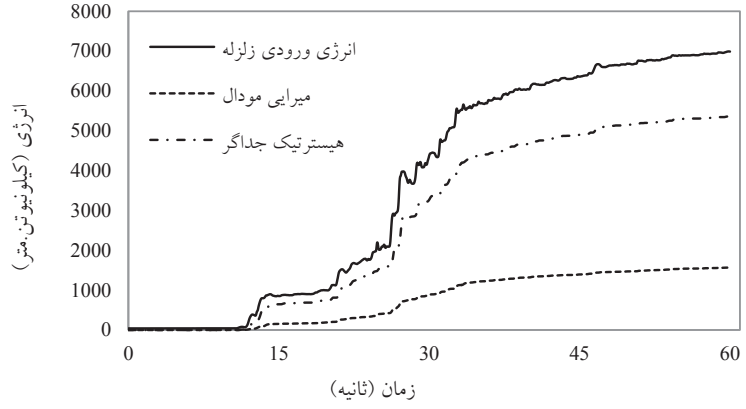
شکل۹. منحنی برش پایه-تغییرمکان پل پنجم با سیستم جداساز لرزه‌ای، جهت طولی

جدول ۱۳. پارامترهای ضریب رفتار پلهای جداسازی شده در جهت عرضی

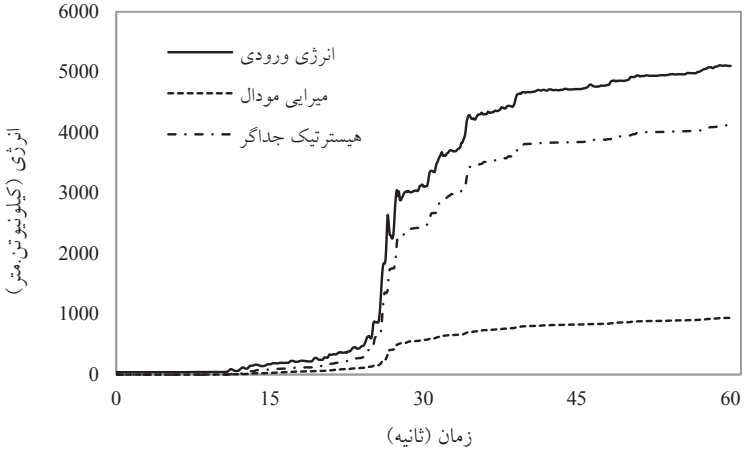
جهت Y	پل اول	پل دوم	پل سوم	پل چهارم	پل پنجم	میانگین
T(sec)	۱/۷۹	۲/۰٥	۱/۲٦۲	۲/۲۱	۱/٥۳٥	-
R_μ	۰/۹۷	۱/۱٤	۱/۱۹	۱/٥۳	۱/۱۷	۱/۲
Ω	۲/٦٤	۱/۸٥	۱/۱۹	۱/۹٦	۱/۷۷	۱/۸۸۲
R	۲/٥۷	۲/۱۱	۱/٤۲	۳	۲/۰٦	۲/۲۳۲



شکل۱۰.منحنی برش پایه تغییرمکان پل پنجم با سیستم جداساز لرزه‌ای، جهت عرضی



شکل۱۱. انرژی ورودی و اتلاف آن در پل اول با جداساز لرزه‌ای تحت زلزله طبس، جهت طولی



شکل۱۲. انرژی ورودی و اتلاف آن در پل اول با جداساز لرزه‌ای تحت زلزله طبس، جهت عرضی

باتوجه به نمودارهای فوق می توان نتیجه گرفت که پارامتر عمده جذب و اتلاف انرژی در پلهای جداسازی شده با جداگر LRB پارامتر هیسترتیک سیستم جداساز است و بیشترین تأثیر را در کاهش پاسخ لرزه ای وارده بر سازه دارد. هرچه سختی اولیه و نیروی تسلیم جداگر افزایش یابد، سطح داخل منحنیهای هیسترزیس جداگر کوچک شده و در نتیجه از مقدار انرژی اتلاف شده توسط جداگرها کاسته می شود. به عبارت دیگر، هرچه سختی پس از جاری شدن جداگر افزایش یابد، سختی موثر کل پل افزایش یافته ولی دوره تناوب موثر پل و نسبت میرائی ویسکوز معادل جداگر کاهش می‌یابد.

با توجه به نتایج عددی ضریب رفتار می توان بیان کرد که پلهای جداسازی شده ضریب رفتار کمتری نسبت به پلهای معمولی دارند (حدود نصف) که این امر باعث می شود زیرسازه این گونه پلها عموما الاستیک بماند. این گونه پلها بیشتر انرژی ورودی زلزله را از طریق میرائی هیسترتیک سیستم جداساز اتلاف می کنند.

۹. نتیجه گیری

با توجه به نتایج به دست آمده و مقایسه آنها با مقادیر ارایه شده در آیین نامه اشتو می توان نتایج زیر را برشمرد:

۱- مقدار ضریب رفتار پلها در حالتی که از جداساز لرزه ای استفاده شده است، به طور میانگین در جهت طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۱/٦٥٢ و ۲/۲۳۲ به دست آمده است. لازم به ذکر است این مقادیر در آیین نامه اشتو برای پلهای جداسازی شده، نصف حالت جداسازی نشده، یعنی به ترتیب برابر با ۱/۵۰ و ۲/۵۰ ارایه شده است که نشان می دهد ضرایب رفتار پیشنهادی آیین نامه مناسب است.

۲- علت کاهش ضرایب رفتار در حالت جداسازی شده با استفاده از جداساز LRB با رفتار غیرخطی، نسبت به حالت جداشده با نئوپرن با رفتارخطی آن است که اصولا به علت فلسفه استفاده از جداسازهای لرزه ای، المانهای روسازه و زیرسازه در پلهای جداسازی شده در محدوده خطی باقی بمانند. به این معنی که لازم است ضریب رفتار این گونه پلها نسبت به سایر مدلها کمتر باشد تا المانهای زیرسازه سختی بیشتر با جابجائی کمتری داشته باشند تا در محدوده خطی باقی بمانند.

۳- در بخش C٦ از الحاقیه آیین نامه اشتو درمورد طرح پلهای جداسازی شده، مقدار ضریب رفتار را عددی در حدود ۱/۵ تا ۲/۰ و مقدار ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری را نزدیک ۱/۰ معرفی کرده که انطباق خوب نتایج این تحقیق را نشان می‌دهد.

٤- پارامتر میرائی هیسترزیس جداگرها در پلهای با جداگر LRB بیشترین تاثیر را در کاهش پاسخ لرزه ای وارده بر سازه دارند.

۵- هرچه رفتار جداگر به سمت حالت الاستوپلاستیک کامل برود، بازده آن بیشتر خواهد بود. مقادیر ضریب رفتار و ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در پلهایی با جداگر لرزه ای نشان می دهد، زیرسازه این گونه پلها شکل پذیری کمتری نسبت به حالت بدون جداگر دارند، که در عوض نیاز به تامین ضوابط ویژه شکل پذیری برای اتلاف انرژی در المانهای زیرسازه ندارند، زیرا شکل پذیری و اتلاف انرژی توسط سیستم جداساز لرزه ای تامین می‌شود.

٦- با توجه به آنکه سیستم جداسازی نوعی سیستم کنترلی برای سازه است، لازم است پارامترهایی نظیر زمان تناوب و میرائی کلی سیستم در طول زلزله ثابت باشد تا طراح بتواند رفتار سازه را در حین زلزله های مختلف به خوبی پیش بینی کند. برای دستیابی به این امر لازم است زیرسازه پل الاستیک بماند تا پارامترهای سختی و میرائی کلی سازه دستخوش تغییرات قرار نگیرد.

۱۰. مراجع

- آیین نامه بارگذاری پلها (۱۳۸۵)، نشریه شماره ۱۳۹، معاونت امورفنی، دفترامورفنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، چاپ سوم.

- آیین نامه طرح پلهای راه و راه آهن در برابر زلزله(۱۳۸۷)، نشریه شماره ٤٦٣، معاونت امورفنی، دفترامورفنی، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله، چاپ اول، ۱۳۸۷.

– تسنیمی، عباسعلی و معصومی، علی(۱۳۸۵) "محاسبه ضریب رفتار قاب خمشی بتن مسلح"، تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، چاپ اول..

– زهرائی، سید مهدی (۱۳۸۵) "آشنایی با جداسازهای لرزه ای و تاثیر آن بر عملکرد پلها"، تهران: پژوهشکده حمل ونقل، چاپ اول.

– زهرائی، سید مهدی و سامی، حبیب (۱۳۸۷) "ارزیابی عملکرد لرزه ای پلها با تکیه گاههای موجود انبساط حرارتی"، پژوهشنامه حمل و نقل، سال ۵ شماره ٤، زمستان.

– زهرائی، سید مهدی و محمدی، محمد مهدی (۱۳۸٤) "افزایش ایمنی پلها در برابر زلزله به کمک جداسازی لرزه‌ای"، پژوهشنامه حمل و نقل، سال دوم، شماره ٤، زمستان، ص ۲۳۷–۲۲۳.

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (2001). "Guide specification for seismic isolation design", AASHTO.

- Fu, Chung C. and AlAyed, H. (2003) "Seismic analysis of bridges using displacement-based approch", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

- Constantinou, M. C. and Quarshie, J. K. (1998) "Response modification factors for seismically iso-lated bridges", MCEER-98-0014, 268 pages.

- Freeman, S. A. (1990) "On the correlation of code force to earthquake demands", Proceeding of the 4th U.S-Japan Workshop on Improvement of Building Structural and Construction Practices (ATC15-3), August.

- Hambly, E. C. (1991) "Bridge deck behaviour", 2nd edition, Taylor & Francis, 313 pages.

- Jonsson, M. H., Bessason, B. and Haflidason, E. (2010) "Earthquake response of a base-isolated bridge subjected to strong near-fault ground motion", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30 (6) pp.447–455.

- Lee, G. C., Kitane, Y. and Buckle, I. G. (2001) "Literature review of the observed performance of seismically isolated bridges, mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/01.../06lee-bridges.pdf, pp 51-62

- Memari, A. M., Harris, H. G., Hamid, A. A. and Scanlon, A. (2005) "Ductility evaluation for typical existing RC bridge columns in the eastern USA", Engineering Structures, 27 (2) pp.203–212.

- Newmark, N. M. and Hall, W.J. (1982) "Earthquake spectra and design", Earthquake Engrg. Res. Inst., El Cerrito, Calif.

- Sarrazin, M., Moroni. O., Neira. C. and Venegas. B. (2012) "Performance of bridges with seismic isolation bearings during the Maule earthquake, Chile", Soil dynamics & Earthquake Engineering, In press.

- Uang, C. M. (1992) "Establishing R (or Rw) and Cd factors for building seismic privisions", Journal of Structural Enginnering, ASCE 117(1) pp. 19-28.

- Zheng, Y., Usami,T. and Ge, H. (2003) "Seismic response predictions of multi-span steel brides through pushover analysis", Earthquake Engng & Struct. Dyn., 32 (8) pp 1259-1274.