



مدل سازی تحلیلی به منظور ارزیابی آسیب پذیری پل های مرکب فولادی - بتنی با مطالعه موردی

علیرضا قاری قرآن^۱، فرهاد دانشجو^۲، رضا اکبری^۳

(دریافت: ۸۸/۱/۱۵، پذیرش: ۸۸/۶/۱۸)

چکیده

آسیب پذیری لرزه‌ای پل نمونه تیر دال با تیرهای فولادی و عرشه بتنی در این مقاله مورد بررسی تحلیلی قرار می‌گیرد. طی این تحقیق، ابتدا برنامه بازرسی دقیقی از کلیه اعضا و اجزای عادی و بحرانی این پل صورت گرفته و نواقص موجود مشخص شدند. با توجه به هدف این مطالعه که بررسی آسیب پذیری پل مذکور می‌باشد، آزمایشات سونداژ شناسایی و آزمون‌های مقاومت مصالح بر روی برخی از اعضا صورت گرفته و بررسی مرحله کمی آسیب پذیری این پل با مدل‌سازی پل آغاز گردید و با توجه به اطلاعات حاصل شده برای مشخصات مصالح و محل احداث پل، مدل تحلیلی مناسبی از پل تهیه شد. با توجه به اینکه عرشه پل مذکور بصورت دال بتنی درجا با تیرهای فولادی بصورت مرکب ساخته شده است، برای افزایش قابلیت اعتماد به مدل عددی این پل، دو نوع نحوه مدل‌سازی مورد نظر قرار گرفته است. در مدل اول، اعضای عرشه توسط المان‌های قابی و در مدل دوم توسط المان‌های پوسته‌ای مدل‌سازی شدند و برای تدقیق مرحله بعدی مطالعات، نتایج تحلیل مودال این دو مدل مقایسه گردید. تلاش شده است تا مدل‌سازی واقع‌گرایانه‌ای برای درزهای انبساط از نوع "تعدالی" واقع در وسط دهانه‌ها و تکیه‌گاه‌های فلزی خاص این پل انجام گیرد و تاثیر آنها در پاسخ لرزه‌ای پل مذکور مورد بررسی قرار گیرد. نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای اجزا و اعضای این پل محاسبه شدند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که این پل در وضعیت موجود از درجه آسیب پذیری لرزه‌ای پایینی برخوردار است.

کلمات کلیدی

پل های مرکب فولادی-بتنی، آسیب پذیری لرزه‌ای، مدل‌سازی اجزای محدود.

Seismic Vulnerability Assessment of Steel-Concrete Composite Bridges by Analytical Modeling with Case Study

A. Gharighoran, F. Daneshjoo, Reza Akbari

Abstract

The seismic vulnerability of a steel-concrete composite slab-on-girder bridge has been assessed in this paper. Firstly, quantity assessment of the bridge has been done and through an in-depth inspection program, all the defects were detected. Then, based on the purposes of this study, appropriate Finite Element (FE) model has been created and the vulnerability assessment of the bridge has been carried out. In between the above mentioned phases, some destructive and non-destructive tests were carried out in order to find the mechanical properties of the materials as-well-as the characteristics of the surrounding soils. It has been tried to use a rational modeling for the expansion joints of "balanced type" as-well-as for the special steel bearings of the bridge. Two different FE models, with different levels of accuracy and different element types, have been used to increase the reliability of the models and the FE models of the bridge has been updated in a procedure with comparing the modal results of the above mentioned models. Finally, the seismic vulnerability of the bridge has been assessed through the standard procedure of seismic spectral analysis of the bridge. Capacity-demand ratios for all the bridge components and elements have been calculated. The results showed that the bridge have adequate seismic performance against Iranian seismic code (standard 2800). It was found that the bridge has a low level of seismic vulnerability. The study showed that the bridge still enjoyed relatively appropriate strength reserve and proper dynamic performance, despite some minor cracks and steel corrosion, suffering from carbonation and poor maintenance.

Keywords

Steel-Concrete Composite Bridges, Seismic vulnerability, Finite Element Modeling.

۱. دکترای مهندسی عمران - سازه، دانشگاه اصفهان گروه حمل و نقل ریلی، gharighoran@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲. استاد مهندسی عمران - سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، danesh_f@modares.ac.ir

۳. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات اصفهان، اصفهان، ایران rakbari@ut.ac.ir



زلزله در هر سال باعث بروز خسارت در سازه‌های مهندسی عمران می‌شود و پل‌ها نیز مستثنی نیستند. تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته که در گزارشات علمی، مقالات بیشمار ارائه شده در همایش‌های بین‌المللی و نیز مقالات ارائه شده در مجلات متعدد منتشر شده و با سرعت قابل توجهی رو به افزایش است، نشان داده است که پل‌های ساخته شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی بالاخص از ناحیه زیر سازه و فونداسیون‌ها در برابر زلزله آسیب پذیرند. بعنوان نمونه، در برخی از این موارد بدلیل فرو افتادن عرشه از روی تکیه‌گاه یا گسیختگی موضعی مهارکننده‌های تکیه‌گاهی، کل سازه پل بدلیل تخریب روسازه از روی اعضای تکیه‌گاهی خود فرو می‌ریزد. همچنین مشاهده شده است که علاوه بر دو مولفه افقی تحریک زمین، مولفه قائم شتاب زمین نیز در این تخریب‌ها مشارکت داشته است. تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی بیشماری انجام شده است تا بتوان برای جلوگیری از ایجاد خسارت و شکست در اعضا و اجزای پل‌ها در برابر زلزله چاره‌ای اندیشید. بعنوان مثال برای جلوگیری از افتادن عرشه از روی تکیه‌گاه معمولاً از روش‌های متعددی منجمله مهار کننده‌های تکیه‌گاهی استفاده می‌شود. گسیختگی برشی، خمشی و ضعف در آرماتور گذاری در پایه‌های با شکل‌پذیری ناکافی بدلیل محصور شدگی ضعیف هسته بتنی و جزئیات اجرایی ضعیف آرماتور طولی و عرضی نیز در پل‌های بتنی بسیاری مشاهده شده است [۱].

در حقیقت، وقایع لرزه‌ای گذشته حاوی درس‌ها و اطلاعات بسیار مهمی بوده‌اند که نباید از آنها صرف‌نظر کرد و همواره باید از آنها در توسعه دستورالعملها و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای استفاده نمود. در سال ۱۹۷۱، زلزله سان-فرناندو باعث بروز خسارت قابل توجهی شد و وجود کاستی‌های بسیاری زیادی را در آیین‌نامه‌های طراحی آشکار نمود. بدنبال زلزله لومپری‌یتا در اکتبر ۱۹۸۹،

تخریب چشمگیر روگذر خیابان Cypress در اکلند و تخریب پل‌های غیر همسطح روگذر متعددی در نواحی خلیج سانفرانسیسکو، وجود ضعف در اتصالات تیر سرستون، فقدان شکل‌پذیری در تیرها و ستون‌ها و مقاومت ضعیف در برابر بارهای طولی و عرضی را کاملاً نمایان ساخت. بازرسی‌های پس از زلزله، وجود ترک‌های برشی و فروپاشی بتن بخصوص در اتصالات زانویی در سرستون‌های پل‌های دره‌ای متعددی را آشکار نمود [۲]. وقایع دهه گذشته همچون زلزله نورث‌ریچ در ژانویه ۱۹۹۴ و کوبه در ژانویه ۱۹۹۵، مجدداً تأکیدی بر وجود این نقایص بود. بطور خاص، گسیختگی برشی در بسیاری از پایه‌های پل‌ها دیده شد که بر موضوع تامین آرماتور عرضی با جزئیات مناسب برای دستیابی به مقاومت برشی کافی تأکید داشت. تغییرات زیادی در آیین‌نامه‌ها و دستورالعملهای طراحی صورت گرفت که هنوز در مراحل توسعه قرار داشته و برای رفع این نقایص برنامه‌های تحقیقاتی وسیع با هزینه‌های زیادی شکل گرفت.

با این مقدمه، ضرورت بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های کشور بر هیچکس پوشیده نیست. پل‌های ساخته شده در دهه‌های گذشته در کشور و یا پل‌های احداث شده بر مبنای آئین‌نامه‌های قدیمی در کشورهای لرزه‌خیز از جمله ایران، توان و مقاومت لازم برای تحمل زلزله‌های متوسط تا قوی را ندارند. این ضعف و کمبود از دو مطلب مهم ناشی می‌شود: اول این که نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای روزبه‌روز در حال اصلاح بوده و دوم در زمان طراحی این پل‌ها آئین‌نامه‌های بارگذاری در حد پیشرفته امروزی نبوده‌اند و لذا الزامات ضروری خصوصاً برای مقاومت در مقابل زلزله کامل نبوده است. از اینرو مقاوم‌سازی پل‌هایی که در دهه‌های گذشته احداث گردیده‌اند از ضروری‌ترین مسائل مقاوم‌سازی در نقاط زلزله‌خیز کشور به شمار می‌رود.

بدنبال یک برنامه بازرسی دقیق از اعضا و اجزای یک پل نمونه از پل‌های نسبتاً قدیمی واقع در شهر اصفهان، آسیب



پذیری لرزه‌ای این پل موسوم به "پل فلزی" در این مقاله مورد بررسی قرار می‌گیرد. برنامه بررسی رفتار این پل با توجه به قدمت پل و قرارگیری آن در محور شریانی شمال به جنوب مرکز شهر از اولویت بالایی برخوردار بوده است.

۲- توصیف و معرفی پل مورد مطالعه

بر اساس بازرسی‌های دقیق میدانی و مطالعات اولیه صورت گرفته در مرحله شناخت وضعیت موجود از پل مورد بررسی (فاز مطالعات کیفی)، به طور خلاصه می‌توان مشخصات پل فلزی واقع در شهر اصفهان را به صورت زیر توصیف نمود. پل فلزی یکی از مجموعه پل‌های شهری در محدوده مرکزی شهر اصفهان است که ارتباط بین شمال و جنوب رودخانه زاینده رود را برقرار می‌سازند. این پل، یک پل تیر- دال با شاهتیرهای پیش ساخته فولادی و دال بتنی درجا و ترکیبی از دهانه‌های ساده و یکسره و تکیه‌گاههای ساده می‌باشد که زمان ساخت آن به سال ۱۳۳۶ هجری شمسی بر می‌گردد. به این ترتیب بیش از نیم قرن از عمر این سازه می‌گذرد [۱]. پایه‌های این پل از دیوار بتن مسلح ساخته شده است. همانگونه که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، این پل دارای ۵ دهانه بوده که ابعاد هر دهانه در این شکل مشخص شده است. عرشه پل از ۴ شاهتیر پیش ساخته فولادی تشکیل شده که شکل و ابعاد آن‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است. در روی تکیه‌گاه‌ها و وسط دهانه‌ها مقطع نشان داده شده در شکل (۲) بوسیله ورق‌هایی به ضخامت ۱۰ میلیمتر تقویت شده است. علاوه بر این، یک دال بتنی روی عرشه به ضخامت ۲۰ سانتی متر قرار دارد. در مورد

آرایش دقیق آرماتورهای تعبیه شده در دال بتنی این پل، اطلاعات کاملی در دسترس نیست. تنها اطلاعاتی که موجود است، نتایج آزمایش‌های کششی بر روی تعدادی از این آرماتورهاست که بیانگر آرماتور از نوع AII می‌باشد [۳]. البته در بازرسی‌های انجام شده در برخی نواحی که پوشش بتن روی آرماتورها از بین رفته است، وجود آرماتور با قطر ۱۶ میلیمتر و فاصله ۳۰۰ میلی متر در جهت طولی و عرضی قابل مشاهده شده است. عرض تابلیه با احتساب پیاده‌روها ۱۶/۸ متر بوده و پل دارای ۴ خط عبوری می‌باشد.

این پل در طول خود دارای شش درز حرکتی بوده که در ابتدا و انتهای پل و در دهانه‌های دوم و چهارم قرار دارند. محل درزها در شکل (۱) مشخص شده است. درزهای واقع در دهانه‌های میانی از نوع "تعدادلی" و دارای جزئیات ویژه‌ای هستند که در شکل (۳) قابل مشاهده است. اتصال بین شاهتیرها در محل این درزها از طریق بالشتک‌های الاستومری از جنس نئوپرن با ابعاد نشان داده شده در شکل (۳) برقرار شده است. پایه‌های این پل به صورت دیوارهای بتن مسلح هستند. ابعاد و شکل این دیوارها در شکل (۴) نشان داده شده است. تکیه‌گاه‌های عرشه بر روی دیوارها شامل دو نوع جزئیات متفاوت است که در شکل (۵) مشاهده می‌شود. اجزای باربر فولادی به صورت نوردشده یا تیوروق و با اتصالات پرچی می‌باشند. فولاد از نوع ST-52 طبق استاندارد آلمان است. بتن کوله‌ها، فونداسیون و دال عرشه نیز دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه معادل ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد [۳].



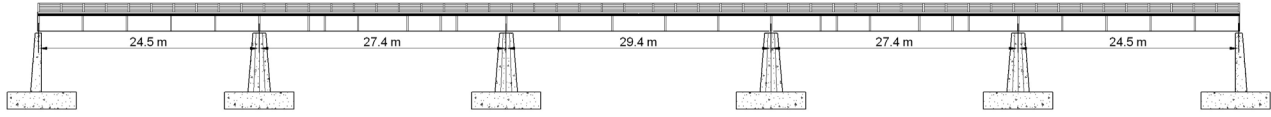
ج. تصویر ماهواره‌ای پل



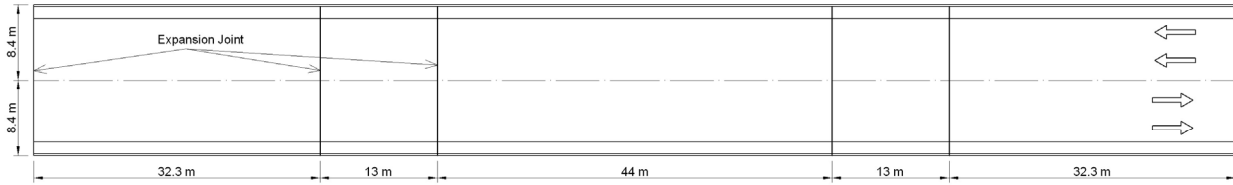
ب. نمای غربی پل



الف. نمای شرقی پل



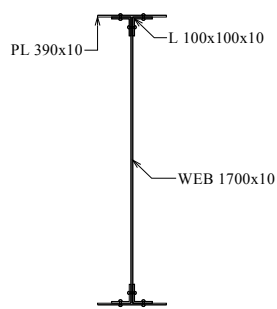
Longitudinal View



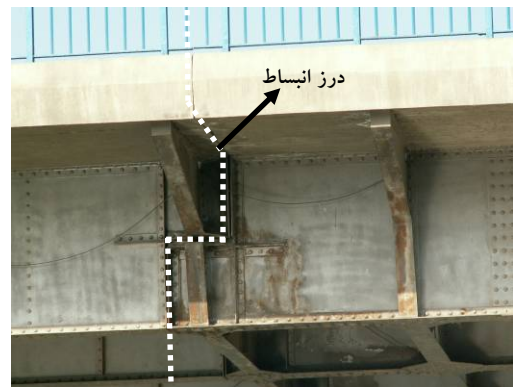
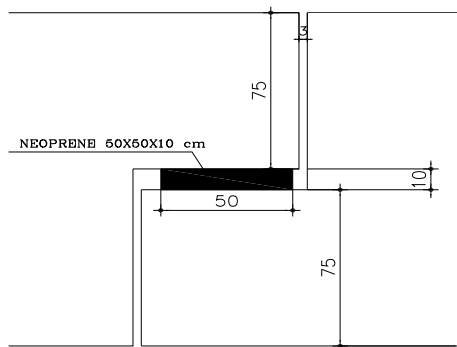
Plan View

د. نمای طولی و پلان پل مورد مطالعه

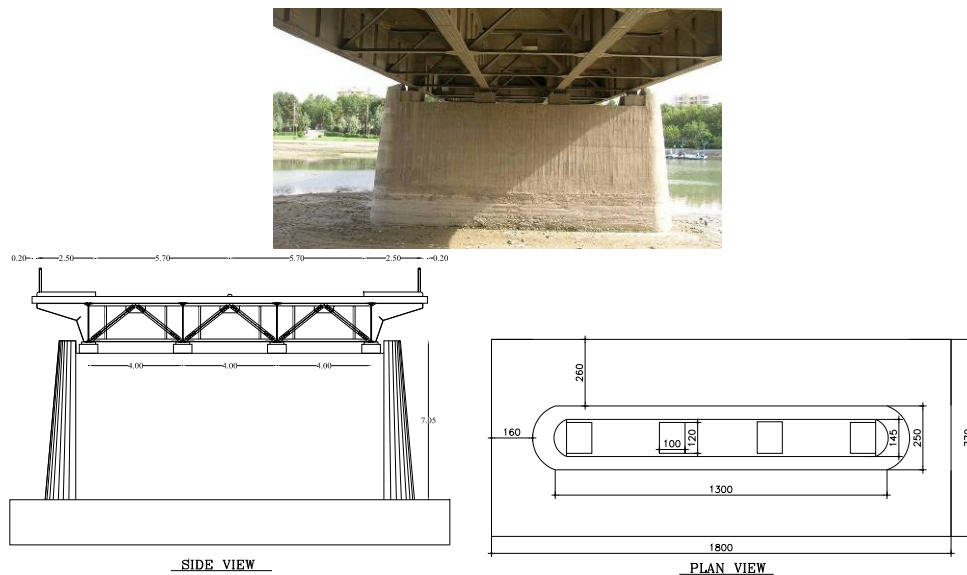
شکل (۱): جزئیات پل مورد مطالعه



شکل (۲): شکل و ابعاد شاهتیرهای پل مورد مطالعه و دیافراگم‌های جانبی عرشه



شکل (۳): شکل و ابعاد درزهای انبساط "تعدلی" در دهانه‌های میانی (ابعاد به سانتیمتر)



شکل (۴): پایه‌های دیواری شکل و نحوه استقرار عرشه بر روی آن‌ها (ابعاد به متر).



شکل (۵): تکیه‌گاه‌های پل فلزی؛ سمت راست تکیه‌گاه نوع ۱، سمت چپ تکیه‌گاه نوع ۲.

در ۵۰ سال که معادل ۴۷۵ سال است برای تحلیل مدنظر قرار گرفته است (بر اساس آیین‌نامه طراحی پلها در برابر زلزله) [۱۱].

مطابق دستورالعمل FHWA [۲]، معمول‌ترین روش ارزیابی تفصیلی عملکرد لرزه‌ای، استفاده از تحلیل مودال ارتجاعی و تخمین ظرفیت باربری و مقاومت اجزا می‌باشد. در این روش لازم است تا نسبت C/D برای اعضا و اجزای پل به طور منفرد محاسبه گردد. مقدار نسبت کوچکتر از ۱ نشان دهنده نیاز به بهسازی است. در روش ارزیابی بر اساس نسبت ظرفیت به تقاضا، تقاضای لرزه‌ای از یک تحلیل طیفی ارتجاعی محاسبه می‌گردد. ظرفیت اجزا نیز بر اساس مقاومت قابل انتظار اجزا و یا بر اساس تغییرمکان آنها محاسبه می‌شود. فرض می‌شود که تغییرمکان‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی برای یک زلزله مشخص بزرگی یکسانی دارند. لذا مقادیر واقعی تقاضای

۳- ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای پل مورد مطالعه

ضوابط فصل سوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی-FHWA [۲] تحت عنوان ارزیابی تفصیلی پل‌های موجود در بررسی رفتار این پل مدنظر قرار گرفته است. از آنجا که پل مورد بررسی بر روی یک مسیر حیاتی واقع شده است و فاقد مسیر جایگزین بوده و هزینه ساخت و اجرای مجدد آن قابل توجه می‌باشد، درجه اهمیت "حیاتی" برای این پل پیشنهاد گردید. البته از آنجایی که دستورالعمل بکارگرفته شده جهت تحلیل آسیب‌پذیری پل مورد نظر، دستورالعمل FHWA [۲] می‌باشد و فلسفه تحلیل در این دستورالعمل استفاده از روش ظرفیت به تقاضای اجزا است، مفاهیمی که در فلسفه طراحی مبتنی بر سطوح عملکرد مورد استفاده قرار می‌گیرند در این دستورالعمل جایگاهی ندارند. لذا تنها یک سطح خطر که بر اساس ۱۰ درصد احتمال رویداد زلزله

لنگر برابر با تقاضای لنگر ارتجاعی تقسیم بر شاخص شکل‌پذیری است. در نتیجه، نسبت C/D در حالت ارتجاعی با یک ضریب (همان شاخص شکل‌پذیری) افزایش داده می‌شود [۲].

انتخاب روش تحلیل پل وابسته به منظمی یا نامنظمی یا به عبارتی تعداد دهانه‌ها و توزیع وزن و سختی آن می‌باشد. با توجه به عدم وجود اختلاف سختی پایه‌های متوالی پل مورد مطالعه و عدم وجود قوس در پلان و ارتفاع، این پل منظم تلقی می‌گردد. در دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های طراحی متداول نظیر آشتو [۵]، اساساً چهار روش جهت تحلیل ارتجاعی پل‌ها پیشنهاد شده است. این روش‌ها شامل: روش بار یکنواخت، روش طیفی تک مودی، روش طیفی چند مودی و روش تحلیل تاریخچه زمانی است. مطابق ضوابط دستورالعمل آشتو، در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار بالا و برای پل‌های نامنظم، استفاده از روش طیفی چند مودی الزامی است. با این وجود، به جهت هدف مورد نظر که ارزیابی پل می‌باشد، در پل تحت مطالعه نیز از همین روش استفاده شده است. استفاده از برنامه‌های رایانه‌ای به منظور این تحلیل چندان پیچیده نیست اما نیازمند درک مفهومی اصول دینامیک سازه‌ها است. اصول مدل‌سازی صحیح یک سیستم پل جهت انجام این تحلیل با مدل‌سازی انجام گرفته جهت تحلیل‌های ایستایی متفاوت است. علت این تفاوت هم آثار اینرسی است که باید در یک تحلیل دینامیکی لحاظ گردد.

مطابق دستورالعمل FHWA [۲]، پاسخ ارتجاعی پل در برابر طیف ارتجاعی زمین‌لرزه، باید به طور مستقل برای دو راستای متعامد طولی و جانبی پل لحاظ گردد. با این وجود، مطابق توصیه آیین‌نامه طراحی پلها در برابر زلزله [۱۱]، بار قائم زلزله نیز در تحلیل این پل در نظر گرفته شده است. نیروها و جابجایی‌های ارتجاعی را باید در راستای دو محور متعامد پل محاسبه نمود. همچنین مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پل‌ها باید همواره این نیروها و تغییر مکانها با در نظر گرفتن ترکیب‌های

بارگذاری زلزله در یک راستا و درصدی از بار جهت متعامد محاسبه شود (قانون ۱۰۰-۳۰).

نیروهای به دست آمده از یک تحلیل ارتجاعی تنها زمانی به واقعیت نزدیک است که جزء مورد نظر به تسلیم نرسد و رفتار غیرخطی از خود نشان ندهد. این برای عرشه پل‌ها چندان دور از انتظار نیست. اما در مورد ستون‌ها و پایه‌های پل‌ها، مقادیر تقاضای به دست آمده از تحلیل الاستیک جهت لحاظ نمودن مود خرابی و شکل‌پذیری قابل انتظار ستون باید اصلاح گردد.

۴- مبانی و اصول مدل‌سازی پل‌ها به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری

در پل‌ها نیز مانند سایر انواع سازه‌ها روش‌های متفاوتی برای شبیه‌سازی عددی وجود دارد. در طی هر فرآیند مدل‌سازی، همواره از مجموعه فرضیات ساده‌کننده‌ای استفاده می‌شود که بسته به هدف مدل‌سازی، این فرضیات نیز متفاوتند. همواره چه در مرحله مدل‌سازی و چه پس از آن یعنی فازهای تحلیل و بررسی نتایج باید توجه داشت که رایانه که امروزه یک وسیله انجام شبیه‌سازی به شمار می‌رود، تنها یک ابزار است و برای نیل به نتیجه صحیح و نزدیک به واقعیت باید قضاوت مهندسی نیز مدنظر قرارگیرد. عوامل بسیاری را می‌توان در تعیین پارامترهای مدل‌سازی سهیم دانست. این عوامل باید جنبه‌هایی چون پیچیدگی سازه تحت بررسی، انواع بارهای وارده و مقصود نهایی تحلیل را مورد نظر قرار دهند. تفاوت مدل‌سازی و تحلیل بین دو مقوله طرح پل‌های جدید و ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های موجود در آن است که در طراحی پل‌های جدید، ابزار مدل‌سازی و تحلیل به منظور تعیین تقاضای لرزه‌ای بر حسب نیروها و تغییر مکان‌های اعضا می‌باشد، این در حالی است که برای ارزیابی پل، تأکید روی کمی ساختن ظرفیت و مقاومت موجود اعضای سازه است. این دو مقوله در شکل (۶) از هم تمیز داده شده‌اند [۶]. بر اساس پیچیدگی سازه مورد بررسی و طبیعت بارهای وارده، مدل مورد نظر می‌تواند ۲



یا ۳ بعدی باشد. برای شبیه‌سازی رفتار پل‌ها می‌توان مجموعه اجزا به شرح؛ (الف) - عرشه متشکل از دال و تیرهای باربر طولی و عرضی، کابل‌های پیش‌تندگی، درزهای انبساط، رویه آسفالتی، پیاده‌روها، جان‌پناه‌ها، پایه‌های روشنائی (ب) - پایه‌های میانی شامل ستون، تیر سرستون، پی، شمع و کلاهک شمع، (پ) - پایه‌های کناری شامل دیوارهای نگهدارنده، ستون پایه و پی، دیوارهای بالی شکل، مهارهای پایه در خاک و بالاخره (ت) - قطعات نشیمن‌گاهی نظیر نئوپرنها و احتمالاً جداگرهای لرزه‌ای را در مدل وارد نمود. گرچه، واضح است که مشارکت تمامی عوامل یادشده در یک مدل، سبب پیچیده‌شدن و غیرکاربردی‌شدن آن می‌گردد، لذا باید ابتدا اعضای اصلی که دارای بیشترین اهمیت هستند را مشخص و مدل نمود و سپس بسته به مورد، عوامل دیگر را نیز بدان افزود و مدل را تعمیم داد.

۵- روش‌های گوناگون مدل‌سازی سازه پل‌ها

در شکل (۷) سه نوع نحوه مدل‌سازی برای پل‌ها نمایش داده شده است. فرمول‌بندی مدل‌سازی در هر یک از این روش‌ها با هم متفاوت بوده به طوریکه در فرآیند گسسته-سازای اجزای تشکیل‌دهنده سازه، سطوح متفاوتی ارائه می‌گردد.

الف- مدل‌های با پارامترهای متمرکز

در این مدل‌ها، ویژگی‌هایی نظیر جرم، سختی و میرایی در نقاطی گسسته متمرکز می‌شوند. این روش از ساده‌ترین فرمول‌بندی ریاضی برخوردار است و به مهارت و تجربه زیادی در خصوص شبیه‌سازی روابط بار- تغییرشکل اجزای ایده‌آل‌سازی شده برای بیان رفتار سازه نیاز دارد.

ب- مدل‌های اجزای سازه‌ای

این مدل‌ها بر اساس جزء سیستم‌های سازه‌ای بنا شده‌اند. در این مدل اعضا به هم متصل شده بطوریکه هندسه پل کامل شود. همچنین مشخصات پاسخ سازه بر حسب روابط بار- تغییرشکل اعضا در هر جزء سازه یا جزء سیستم بیان می‌گردد.

ج- مدل‌های اجزای محدود

در این مدل، مجهولات مسأله شامل تغییر مکان‌های تعمیم‌یافته در درجات آزادی هستند که در گره‌های المان‌ها وجود دارد. دو مدل قبل برای بیان رفتار غیرخطی مادی و هندسی دارای مشکلاتی هستند، همچنین در صورت استفاده از تعداد المان‌های کافی (مش‌بندی بهینه) مدل اجزای محدود، رفتاری بسیار شبیه سازه واقعی ارائه خواهد داد. امروزه با به کارگیری نرم‌افزارهایی که بر اساس روش عناصر محدود ایجاد شده‌اند از این مدل‌ها برای بیان رفتارهای مختلف سازه‌ها و از جمله پل‌ها مانند رفتارهای پیچیده چرخه‌ای و یکنوا استفاده می‌شود و برای مقاصد مهمی نظیر طراحی و ارزیابی، نتایج تحلیل‌های انجام شده با این مدل‌ها مطمئن‌ترین نتایج خواهد بود.

۶- مدل‌سازی پل مورد مطالعه

۶-۱- مدل‌سازی عرشه پل

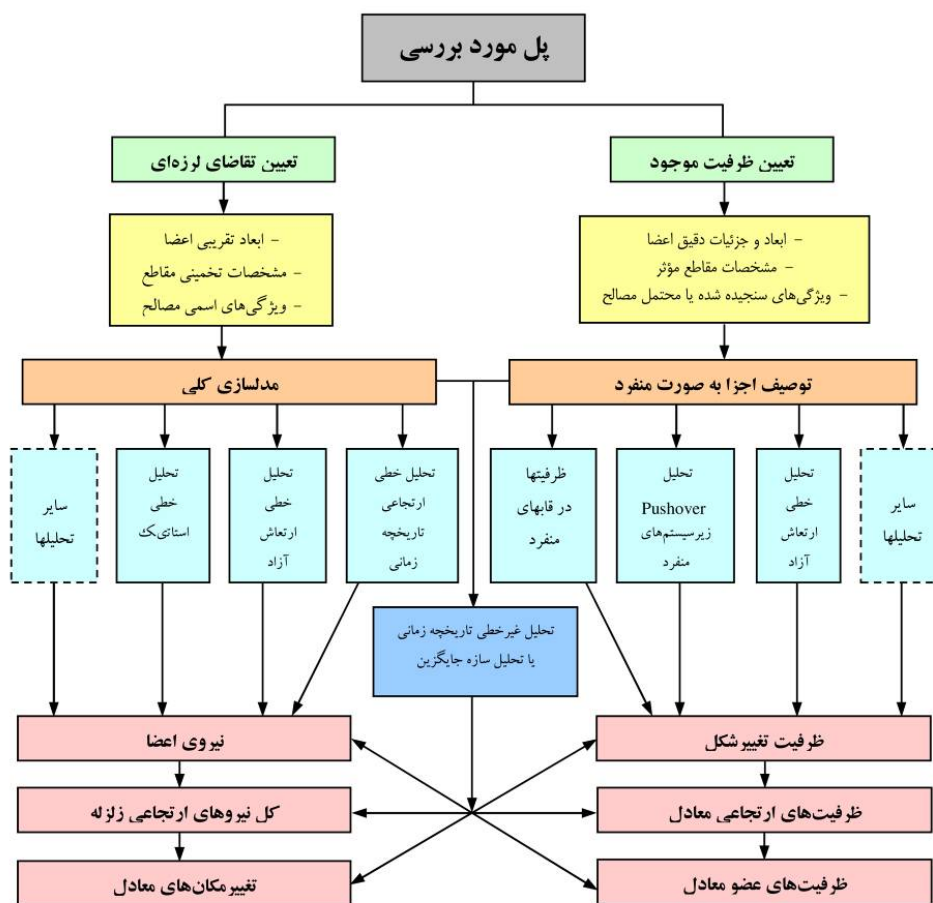
در این مطالعه برای تهیه مدل عددی از سازه پل و انجام تحلیل‌ها از نرم افزار SAP2000-v11 استفاده شده است.

عرشه پل شامل دال بتنی، شاهتیرها و دیافراگم‌های عرضی به دو روش متفاوت مدل‌سازی شدند. در روش اول دال بتنی عرشه و بال‌ها و جان شاهتیر توسط المان پوسته مدل سازی شدند. المان پوسته در نرم افزار SAP2000 یک المان ۳ یا ۴ گره‌ای است که قابلیت مدل سازی رفتار خمشی پوسته و رفتار غشایی را دارا می‌باشد. این المان در هر گره دارای ۶ درجه آزادی است. در این روش دال بتنی با استفاده از المان پوسته به ضخامت ۲۰ سانتیمتر مدل و برای مدل بال‌ها و جان شاهتیر فولادی هم در محل خود از همین المان استفاده شده است. دیافراگم‌های عرضی که باعث افزایش سختی جانبی عرشه می‌شوند و تقویت‌های بال و جان شاهتیر نیز با استفاده از المان‌های قاب در محل خود مدل سازی شده‌اند. دستک‌های جانبی هم که دال‌های طره‌ای عرشه را مهار می‌کنند نیز با استفاده از المان پوسته در محل خود

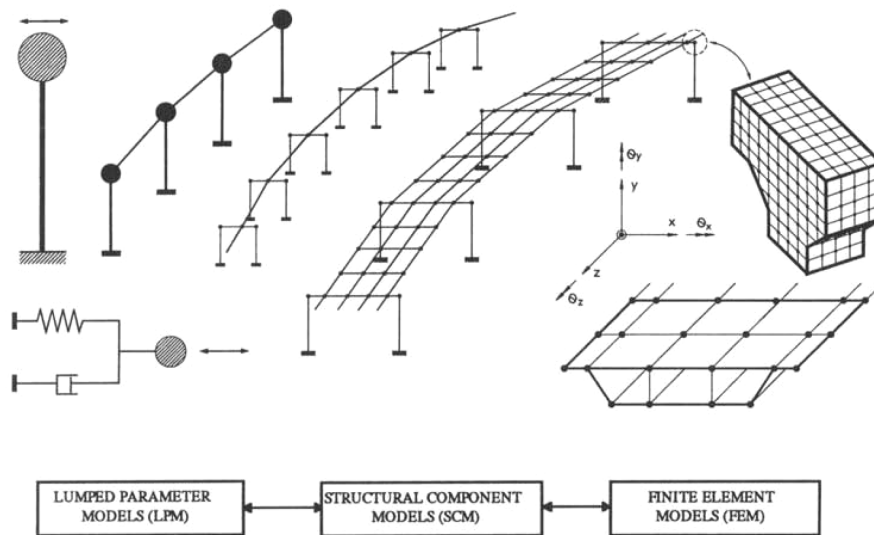
مدل سازی شده‌اند. در شکل (۸)، شمای کلی مدل ساخته شده به این روش نشان داده شده است. در روش دوم، عرشه با استفاده از المان قاب مدل گردید. در این روش شاهتیر فولادی به همراه عرض موثر دال بتنی توسط المان قاب مدل گردید. در محل دیافراگم-های عرضی به منظور در نظر گرفتن تاثیر این اعضا بر سختی عرشه، قیود مناسب تعریف گردیده است. مدل سازی عرشه با استفاده از المان‌های پوسته امکان بدست آوردن نتایج دقیق تری نسبت به استفاده از المان قاب فراهم می‌آورد. با این وجود ممکن است انجام تحلیل با

مشکلاتی مانند طولانی شدن زمان تحلیل و دشواری در استخراج نتایج روبرو شود. لازم به ذکر است به این علت که در نرم افزار SAP2000 تعریف خطوط عبور و ترسیم خط تاثیر نیروها تنها برای المان‌ها قاب امکان پذیر است، از فایلی که به روش دوم ساخته شده است تنها برای تحلیل پل تحت بارهای متحرک استفاده شده و سایر تحلیل‌ها به روش اول انجام گرفته است.

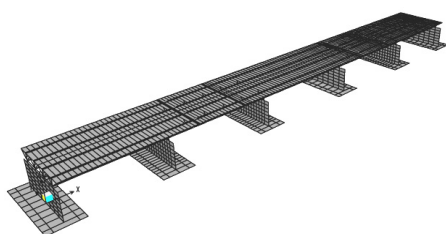
شکل (۹) نمای کلی از مدل ساخته شده به روش دوم را نمایش می‌دهد. در هر دو مدل، برای مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها و درزهای انبساط از المان‌های اتصال استفاده شده است.



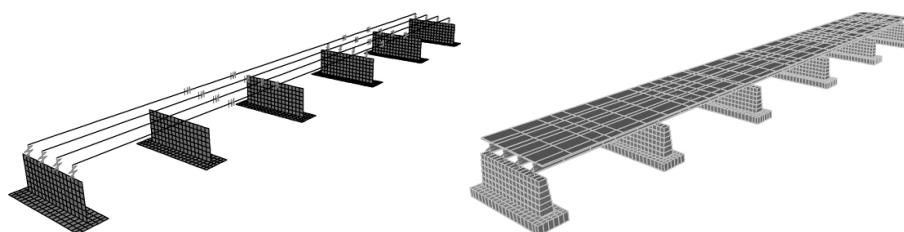
شکل (۶): روند تحلیل لرزه‌ای پل به منظور طراحی یا ارزیابی آسیب پذیری [۵]



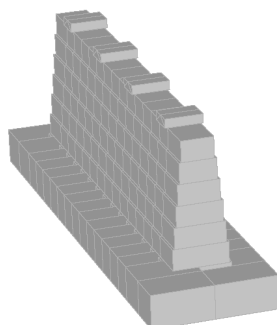
شکل (۷): انواع روش‌های مدل‌سازی جهت تحلیل لرزه‌ای پل‌ها [۷]



شکل (۸): شکل کلی مدل سازه‌ای پل با استفاده از المان‌های SHELL



شکل (۹): شکل کلی مدل سازه‌ای پل با استفاده از المان‌های FRAME در دو حالت نمایش خطی و توپر



شکل (۱۰): شکل کلی مدل سازه‌ای دیوارها و فونداسیون و محل قرارگیری تکیه‌گاه‌ها

۶-۲- مدل‌سازی دیوارها و فونداسیون

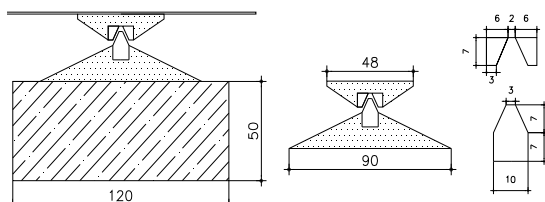
دیوارها بتنی با استفاده از المان‌های پوسته مدل‌سازی شدند. از آنجا که ضخامت دیواره‌ها از پایین به بالا کاهش می‌یابد، از المان‌هایی با ضخامت متفاوت استفاده شده است. مدل‌سازی فونداسیون نیز با استفاده از المان پوسته انجام شده است. نمای کلی فونداسیون و دیوار در مدل اجزای محدود در شکل (۱۰) نشان داده شده است. از آنجا که به دلیل عدم دسترسی در کف رودخانه، از وجود یا عدم وجود شمع در زیر فونداسیون اطلاعی در دست نیست، فرض شده است که هیچ گونه شمعی در زیر فونداسیون وجود ندارد. واضح است فرضیه در نظر گرفته شده در مقابل آنکه شمع وجود داشته باشد، دارای نتایج محافظه کارانه می‌باشد. نحوه تاثیر خاک پشت کوله و خاک زیر پی در مدل‌سازی پل در ادامه ارائه خواهد شد.

۶-۳- مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها

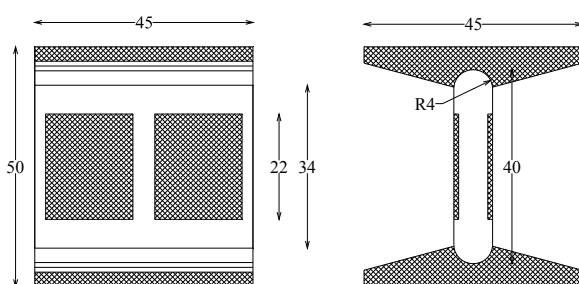
در پل مورد بررسی، همانگونه که در شکل (۵) نشان داده شد، دو نوع تکیه‌گاه وجود دارد که هر دو از نوع نشیمن فلزی هستند. تکیه‌گاه نوع ۱ از نوع گهواره‌ای است. ابعاد این نشیمن در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این تکیه‌گاه را از نظر نوع قیود ایجاد شده در درجات آزادی مختلف می‌توان معادل یک تکیه‌گاه غلتکی دانست. این تکیه‌گاه به این جهت تعبیه شده که تغییر مکان‌های ناشی از تغییر درجه حرارت را در جهت طولی برای عرشه امکان پذیر سازد و از ایجاد تنش‌های محوری در عرشه جلوگیری نماید. این تکیه‌گاه در جهت عرضی آزادی انتقالی یا دورانی ندارد. واضح است در صورتی که تغییر مکان ایجاد شده در این تکیه‌گاه در جهت طولی زیاد شود، به علت نیروی قائمی که روی آن وجود دارد، ناپایداری ایجاد خواهد شد و عرشه از روی آن سقوط می‌کند. برای تعیین مقدار تغییر مکانی که باعث این ناپایداری می‌شود به انجام تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن اصطکاک بین قطعات فلزی نیاز است. با این وجود، در ادامه نشان داده خواهد شد که به علت اینکه تکیه‌گاه‌های مجاور در جهت طولی مقید هستند، تغییر

مکان این تکیه‌گاه چندان زیاد نیست. برای مدل‌سازی این تکیه‌گاه از المان فاصله Gap استفاده شده که همه درجات آزادی آن به غیر از دوران حول محور عرضی و تغییر مکان در جهت طولی مقید شده است.

تکیه‌گاه نوع ۲ از نوع مفصلی فلزی است. ابعاد این نشیمن در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در محل این تکیه‌گاه تغییر مکان پل در راستای طولی مقید بوده لیکن دوران حول محور عرضی پل امکان پذیر است. این تکیه‌گاه در جهت عرضی امکان جابجایی یا دوران ندارد. برای مدل‌سازی این تکیه‌گاه نیز از همان المان فاصله Gap استفاده شده که همه درجات آزادی آن به غیر از دوران حول محور عرضی مقید شده است.



شکل (۱۱): ابعاد نشیمن فولادی نوع اول (ابعاد به سانتیمتر)



شکل (۱۲): ابعاد نشیمن فولادی نوع دوم (ابعاد به سانتیمتر)

۶-۴- مدل‌سازی درزهای انبساط

در پل مورد نظر، بجز درزهایی که در ابتدا و انتهای پل تعبیه شده است، مطابق آنچه در شکل (۱) دیده می‌شود، ۴ ردیف درز انبساط "تعدالی" در دهانه‌های دوم و چهارم قرار دارد. شکل کلی این درزها و ابعاد آنها در شکل (۳) نشان داده شده است. در جدول (۱) نیز مشخصات بالشتک‌های الاستومری بکار رفته در درزهای میانی این پل ارائه شده است.

رفتار بالشتک در جهت قائم را به صورت خطی و در جهت افقی به صورت خطی یا غیرخطی همراه با میرایی معادل تعریف نمود [۷]. رفتار غیرخطی معمولاً مربوط به انواعی از جداگرهای لاستیکی با هسته سربی است و در اینجا رفتار در هر سه جهت خطی تعریف می‌شود. برای جداگرهای پل مورد بررسی، مقادیر سختی (بر حسب N/mm) به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$k_h = \frac{GA}{h} = \frac{1 \times 500 \times 500}{100} = 2500 \text{ N/mm} \quad (۴)$$

$$S = \frac{A}{2h(L+W)} = \frac{500 \times 500}{200 \times (1000)} = 1.25 \quad (۵)$$

$$k_v = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h} = 23328 \text{ N/mm} \quad (۶)$$

نحوه مدل‌سازی درزهای میانی در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

۶-۵- دیافراگم‌های جانبی

آنچنان که ذکر گردید، عرشه پل مورد بررسی از نوع مرکب از شاهتیرهای فولادی و دال بتنی مسلح می‌باشد که دیافراگم‌های عرضی وظیفه تأمین صلبیت روسازه را تحت بارهای جانبی بر عهده دارند. در تحلیل سازه فرض می‌شود که انتقال بار از طریق تک‌تک گره‌های موجود در روسازه به صورت مجزا صورت می‌پذیرد و هیچگونه قیدی برای منظور کردن اثر دیافراگم صلب برای آنها در نظر گرفته نشده است. دیافراگم‌های عرضی که به صورت خرپایی اجرا شده‌اند، در محل خود مدل‌سازی شده‌اند تا ظرفیت آنها برای انتقال بارهای جانبی کنترل شود. این دیافراگم‌ها همچنین به عنوان مهار جانبی برای بال پایین شاهتیر عمل می‌کنند.

۶-۶- مدل‌سازی آثار توأم خاک و سازه

آثار متقابل خاک و سازه، معمولاً موجب افزایش نسبت میرایی و همچنین زمان تناوب اصلی سازه می‌شود. افزایش میرایی باعث کاهش شتاب و تغییر مکان سازه می‌گردد، اما زمان تناوب ممکن است باعث افزایش یا کاهش

یک استوانه یا مکعب از جنس لاستیک را می‌توان به عنوان ساده‌ترین جداگر پل‌ها معرفی نمود. اما استفاده از لاستیک غیر مسلح به عنوان جدا ساز باعث افزایش انعطاف پذیری در جهت قائم و ناپایداری رفتار جانبی می‌گردد. استفاده از لایه‌های فولاد در بین لاستیک تا حدی این ایراد را برطرف می‌سازد و سیستم مناسبی به عنوان جداگر فراهم می‌سازد. رفتار این نوع جداگر به صورت خطی است و شکل و ابعاد آن بر اساس نیروی محوری موجود طراحی می‌شود.

جدول (۱): مشخصات جداگرهای بکار رفته در پل

طول	عرض	ضخامت	G (MPa)	k (MPa)
50 cm	50 cm	10 cm	1.0	2000

سختی این جداگرها در جهت افقی از رابطه زیر بدست می‌آید [۷].

$$k_h = \frac{GA}{h} \quad (۱)$$

که در آن G مدول الاستیسیته برشی لاستیک (بین ۰/۶۶ تا ۲/۰۷ مگا پاسکال)، A مساحت مقطع و h ضخامت بالشتک می‌باشد. سختی قائم این جداگرها بسیار بیشتر از سختی افقی آنهاست و از رابطه زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$k_v = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h} \quad (۲)$$

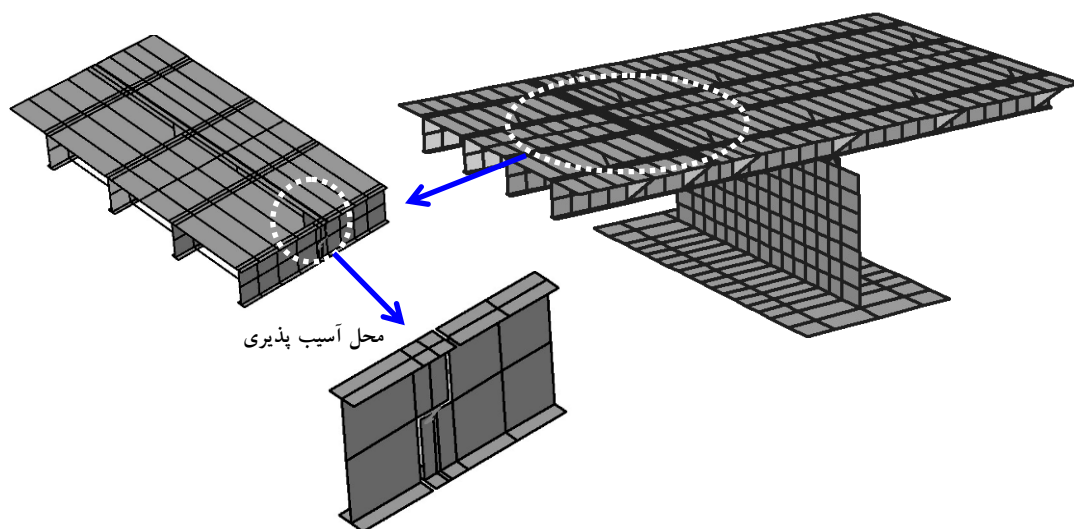
در رابطه (۲) k مدول حجمی لاستیک (معمولاً ۲۰۰۰ مگا پاسکال) و S ضریب شکل است که برای بالشتک‌های با مقطع مستطیلی به ابعاد $L \times W$ از رابطه زیر قابل حصول است [۷]:

$$S = \frac{A}{2h(L+W)} \quad (۳)$$

میرایی در این نوع جداگر تنها از طریق رفتار ویسکوز لاستیک حاصل می‌شود و مقدار آن برای انواع معمولی ۵ درصد و برای لاستیک‌های با میرایی زیاد، ۱۵ درصد می‌باشد [۷]. مدل سازی این نوع جداگر در نرم افزار SAP2000 با استفاده از المان NLLINK به نام Rubber Isolator امکان پذیر است. در این المان می‌توان

شتاب وارد بر سازه شود. معمولاً افزایش زمان تناوب موجب افزایش تغییر مکان نیز می‌گردد. در مواردی که افزایش زمان تناوب سازه به دلیل اندرکنش با خاک سبب تغییر شتاب‌ها و جابجایی‌های سازه گردد (مثلاً سازه‌های واقع بر روی خاک نرم یا نزدیک به گسل) اثرات اندرکنش خاک-سازه باید مدنظر قرار گیرد. مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه می‌تواند از طریق تعیین سختی مجزا برای هر پی و ضریب میرایی مؤثر برای مجموعه خاک و سازه انجام پذیرد. مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نیروهای حاصل از تحلیل مدل شامل آثار اندرکنش خاک-سازه نباید کوچکتر از ۰/۷۵ مقادیر آنها بدون در نظر گرفتن اندرکنش محسوب شوند.

قبل از ارزیابی پل مورد مطالعه لازم است تا اثرات سختی خاک پشت کوله و زیر پی در پاسخ لرزه‌ای پل مورد بررسی قرار داده شود. مطابق دستورالعمل FHWA [۲]، لازم است تا میزان تأثیر انعطاف‌پذیری کوله‌ها و فونداسیون در مدل اجزای محدود لحاظ گردد. با توجه به عدم وجود دستورالعمل مناسب برای منظور نمودن آثار متقابل میان خاک زیر فونداسیون و سازه‌ای که طی زلزله مرتعش می‌شود، با توجه به روابط ارائه شده در FEMA-356 که در مورد ساختمانها تهیه شده است، می‌توان از المان‌های فنر جهت لحاظ نمودن اثرات مذکور استفاده نمود [۹].



شکل (۱۳): مدل‌سازی درزهای انبساطی میانی

۶-۷- تعیین صلبیت نسبی فونداسیون و خاک

در این روش، مدل‌سازی رفتار غیرخطی خاک با در نظر گرفتن رابطه الاستو-پلاستیک معادل صورت می‌پذیرد. برای منظور نمودن اثر عدم اطمینان در تعیین مقدار پارامترهای معرف خاک در تحلیل و همچنین تغییر مقادیر پارامترها در حین زلزله، لازم است کرانه‌های بالا و پایینی برای سختی و مقاومت پی در نظر گرفته شود تا ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تغییرات پارامترهای تحلیل

امکان‌پذیر گردد. مطابق FEMA [۹] این کرانه‌ها برابر با ۲ و ۰/۵ برابر مقادیر سختی ارائه شده در روابط و جداول منظور می‌شود. بر اساس دستورالعمل FHWA [۲]، برای محاسبه سختی فونداسیون، ابتدا باید مدول برشی اولیه خاک (G_0) از رابطه (۷) محاسبه شود:

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g} \quad (7)$$

در رابطه فوق γ وزن مخصوص خاک، V_s سرعت موج برشی در خاک در کرنش‌های کوچک، و g شتاب ثقل

حال با استفاده از اعداد موجود در جدول (۴-۲) از دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها، مقدار G را محاسبه می‌کنیم [۶].

$$G = 0.325 \times 620 = 201.5 \frac{kg}{cm^2} \quad (10)$$

با تعیین پارامتر مدول برشی خاک می‌توان مقادیر سختی فونداسیون را محاسبه نمود. خاک زیر فونداسیون اشباع فرض شده است.

$$K_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} = 0.68 \frac{kg}{cm^3} \quad (11)$$

به این ترتیب، ضریب فوق به المان‌های صفحه‌ای کوله و پی بصورت المان فنر خطی اختصاص داده شد و تحلیل‌ها انجام گردید. لازم به ذکر است همانگونه که قبلاً نیز در بخش (۶-۲) ذکر شد، در صورت وجود شمع در زیر فونداسیون سختی بدست آمده به روش فوق محافظه کارانه است.

۶-۸- بارگذاری

مطابق نشریه ۱۳۹ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور [۱۰] لازم است بارهای دائمی وارده بر سازه در محاسبات منظور گردند. این بارها شامل اجزای باربر و غیر باربر پل و روسازی است. وزن اجزای باربر پل (شامل شاهتیرها، دال بتنی، دیافراگم‌های جانبی و پایه‌ها) در نرم افزار SAP2000 به صورت خودکار محاسبه می‌شود. وزن مخصوص مصالح مصرفی در پل بر اساس آیین نامهٔ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه شده است. وزن اجزای غیر باربر پل (شامل نرده‌ها و پیاده‌روها) در محل خود اعمال شده‌اند. وزن پیاده رو در عرضی به میزان ۲/۵ متر در سمت چپ و راست عرشهٔ پل به صورت گسترده بر المان‌های پوسته اعمال گردید و وزن نرده‌ها به میزان ۱۵۰ kg/m^۳ به صورت خطی در لبهٔ دال‌ها در نظر گرفته شده است. با توجه به عمر طولانی این پل، ضخامت آسفالت روی پل برابر با ۱۵ سانتی‌متر فرض گردید و وزن آن به صورت سرباری به میزان ۳۳۰ kg/m^۳ به دال بتنی روی عرشه

می‌باشد. مدول برشی اولیه را می‌توان با استفاده از آزمایش‌های ژئوسایزیمیک و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در کرنش‌های کوچک به دست آورد. در صورت عدم امکان انجام آزمایش، مدول برشی می‌تواند با تأیید متخصص ژئوتکنیک با توجه به رابطهٔ زیر یا روابط موجود دیگری که تأثیر پارامترهایی نظیر درجهٔ پیش-تحکیمی، تخلخل و نوع خاک را در نظر می‌گیرند محاسبه گردد:

$$G_0 = 4375[(N_1)_{60}]^{1/3} \sqrt{\sigma'_0} \quad (8)$$

که در آن G_0 مدول برشی اولیه (kPa)، $(N_1)_{60}$ مقاومت نفوذ استاندارد نرمالیزه شده در آزمایش SPT و σ'_0 تنش مؤثر در عمق مورد بررسی (kPa) می‌باشد.

مدول برشی خاک (G) که با افزایش کرنش کاهش می‌یابد، می‌تواند بر اساس شتاب حداکثر سطح زمین مطابق دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود برآورد شود [۶]. در کاربرد مقادیر جدول ذکر شده در این دستورالعمل به نکات زیر بایستی توجه شود:

- ۱- در صورتی که قبلاً مطالعات ژئوتکنیک در ساختگاه انجام و پارامترهای مزبور در این مطالعات برآورده شده باشد، باید از مقدار واقعی G استفاده شود.
 - ۲- برای مقادیر مربوط به شتاب حداکثر مؤثر بین مقادیر ارائه شده، می‌توان درون‌یابی خطی نمود.
- در خصوص پل مورد مطالعه در این تحقیق، با بررسی نتایج آزمایشات ژئوتکنیک مربوط به محدودهٔ مجاورت این پل، این نتیجه حاصل شد که خاک محل پل با خاک نوع IV معرفی شده در آیین نامه ۲۸۰۰ [۴] تطابق دارد. مطابق این آیین‌نامه از کران فوقانی سرعت موج برشی خاک نوع IV جهت محاسبات سختی پی استفاده شده است [۴]. بنابر این داریم $V_s = 175 \text{ m/s}$ و با استفاده از رابطه (۷) خواهیم داشت:

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g} = \frac{2000 \times 175^2}{9.81} = 6.2E6 \frac{kg}{m^2} \quad (9)$$



اعمال گردید. با توجه به این که تاسیسات چندانی از پل عبور نمی‌کند، وزنی برای تاسیسات شهری در نظر گرفته نشده است. پل مورد مطالعه در این تحقیق، در هر جهت دارای دو خط عبور می‌باشد. بارهای موجود در نشریه ۱۳۹ [۱۰] شامل بارهای نوع اول، دوم و سوم به چهار خط عبور تعریف شده برای عبورگاه در محاسبات اختصاص داده شده است. بارهای لرزه‌ای برای این پل بر اساس آیین نامه بارگذاری پلها در برابر زلزله محاسبه و اعمال گردید [۱۱]. با توجه به این که پل در ناحیه شهری واقع شده است، در محاسبه جرم مرتعش در زمان زلزله علاوه بر بارهای دائمی، ۵۰ درصد بار زنده اعمالی نیز مدنظر قرار گرفته که البته این بار تنها شامل سربار 15 kN/m روی هر خط عبور می‌شود. در هنگام اثر زلزله به پای سازه، تغییر شکل جانبی سازه ترکیبی از اثر تمام شکل‌های مودی سازه می‌باشد، لیکن مودهایی که زمان تناوب طبیعی آنها با زمان تناوب ارتعاش زمین نزدیکتر باشند، بیشتر بر روی تغییر شکل سازه اثر می‌گذارند. برای هر مود ارتعاشی عمده با توجه به زمان تناوب، شکل مودی، توزیع جرم و طیف بازتاب می‌توان حداکثر پاسخ‌های سازه از قبیل تغییر مکان جانبی طبقات، شتاب طبقات، نیروها و لنگرهای واژگونی را محاسبه نمود. سپس باید نتایج بدست آمده برای مودهای مختلف ارتعاشی را با یکدیگر ترکیب نمود. اغلب مشارکت مودهای بالاتر (فرکانس بالاتر، زمان تناوب کمتر) نسبت به مودهای پایین‌تر ناچیز بوده و قابل اغماض می‌باشند. این موضوع به طور مفصل در تحقیق دیگری توسط نگارندگان این مقاله مورد بررسی قرار گرفته است [۹]. در لیکن گاهی اهمیت مودهای دوم، سوم و بالاتر ارتعاشی زیاد بوده و این مودها می‌توانند بر روی بازتاب مورد نظر تاثیر عمده بگذارند. اهمیت مشارکت هر مود ارتعاشی به ویژگی‌های سازه و ویژگی‌های طیف بازتاب بستگی دارد. در صورتی که در یک سازه با چند درجه آزادی، چند مود دارای اهمیت باشند باید روش مناسبی برای ترکیب اثرات مودها انتخاب نمود.

در آیین نامه بارگذاری پلها در برابر زلزله (نشریه ۲۳۵) [۱۱] ذکر شده که حداقل تعداد مودهای نوسان که باید در تحلیل مدنظر قرار گیرد سه برابر دهانه‌های پل است. با این وجود در این تحقیق، در تحلیل‌های انجام شده ۵۰ مود اول نوسان مدنظر قرار گرفته است. حداکثر بازتاب دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروها و عکس‌العمل پایه در هر مود را باید با روش‌های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات یا روش ترکیب مربعی کامل تعیین نمود. ترکیب اثرات حداکثر مودها در سازه‌های نامنظم و یا در مواردیکه زمان‌های تناوب دو یا چند مود سازه با یکدیگر نزدیک باشند باید صرفاً با روش‌هایی که اندرکنش مودهای ارتعاشی را در نظر می‌گیرد، مانند روش ترکیب مربعی کامل انجام شود. شایان ذکر است که آشتو نسخه ۲۰۰۴، CQC را برای جمع آثار مودهای نوسان را به منظور آنالیزهای طیفی پیشنهاد می‌کند که نسبت به SRSS به خصوص وقتی شکل مودها به هم شبیه و نزدیک باشد روش دقیق‌تری محسوب می‌گردد.

۶-۹- ترکیب‌های بارگذاری

در بند (۱-۴) نشریه ۱۳۹ [۱۰] احتمال همزمانی بارهای مختلف به صورت ترکیب‌های بارگذاری در شش گروه بیان شده است. از میان این شش گروه، گروه‌های ۱، ۲، ۵ و ۶ در اینجا کاربرد دارند. بارهای وارد به پل که در فایل محاسباتی وارد شده عبارتند از بار مرده (DL)، بار بهره برداری همراه با اثر ضربه (MOVI)، نیروی زلزله در جهت طولی (EX)، زلزله در جهت عرضی (EY)، و زلزله در جهت قائم (EZ) و بارگذاری ویژه (MOV2). در مورد بارهای بهره برداری و بار فوق العاده (تانک و تریلی تانک بر) باید بدترین حالت بارگذاری در نظر گرفته شود. به کمک خط تأثیر نیروها و لنگرها که توسط نرم افزار SAP2000 ترسیم می‌گردد، می‌توان حداکثر و حداقل نیروها را در هر مقطع بدست آورد. در جدول (۲) ضرایب بارهای فوق‌الذکر در هر ترکیب بار ارائه شده است. در این جدول منظور از DL بار دائمی، EX، EY، EZ به ترتیب



$$F_b = 0.55F_y = 2410 \quad (12)$$

با توجه به توضیحات مذکور، خلاصه محاسبات مربوط به محاسبه خواص مقطع کامپوزیت عرشه برای یک شاهتیر به صورتی است که در جدول (۳) نشان داده شده است. بر اساس این دستورالعمل، فرض می‌شود که نیروی برشی تماماً توسط جان شاهتیر فولادی تحمل شده و تنش مجاز برشی برابر است با $F_v = 0.33F_y = 1440$ ، بنابراین ظرفیت برشی مقطع برابر با ۲۴۶ تن می‌باشد.

۷-۲- تحلیل‌های اولیه در محدوده ارتجاعی

مقدار حداکثر تغییر شکل ایجاد شده در مدل‌های مورد بررسی در جدول (۴) خلاصه شده‌اند. مطابق بند ۸-۵-۱ نشریه ۱۳۹ [۱۰] حداکثر افتادگی دهانه تحت بارهای دائمی و بهره‌برداری در پل‌های شهری باید به $0/001$ طول دهانه محدود گردد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر مکان وسط دهانه در اغلب ترکیبات بار (حتی در بار دائمی) از مقدار حداکثر مجاز فراتر می‌رود. زیاد بودن تغییر مکان در دهانه‌های دوم و چهارم بیشتر به علت کم بودن سختی قائم‌نویزها است. با این وجود در سایر دهانه‌ها نیز تغییر مکان از حداکثر مجاز بیشتر است. در جدول (۵) پیوند نوسان و سهم مشارکت جرم نشان داده شده است. با در نظر گرفتن ۵۰ مود، بیش از ۹۰ درصد جرم در جهت طولی و عرضی فعال می‌شود. شکل‌های مودی منتخب و متناظر در دو مدل اجزای محدود قابی و پوسته‌ای برای عرشه پل در شکل (۱۵) نشان داده شده است. انطباق بسیار خوبی بین نتایج دو مدل مشاهده می‌شود.

۷-۳- تغییر مکان‌های ناشی از بار زلزله

تحقیقات انجام نشان می‌دهد تغییر مکان‌های واقعی سازه پل‌ها طی زلزله تقریباً ۴ تا ۶ برابر جابجایی‌های ارتجاعی است. اگر به صورت تقریبی بتوان گفت که تغییر مکان غیرارتجاعی طی زلزله R برابر این مقدار است می‌توان بیان کرد که مسأله جابجایی طی زلزله در این محدوده مشکل‌ساز نیست. در مورد پل مورد بررسی، جابجایی‌های

بار زلزله در جهت طولی، عرضی و قائم، MOV1 نیروهای حاصل از تحلیل خط اثر بارهای بهره‌برداری و MOV2 نیز نیروهای حاصل از تحلیل خط اثر بارهای فوق‌العاده می‌باشد.

۷-۷- تعیین ظرفیت اجزای سازه

۷-۱- تعیین ظرفیت عرشه‌های مرکب

ارزیابی ظرفیت عرشه مرکب بر اساس دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی، نشریه ۳۹۵ [۱۲]، انجام شده است. بر اساس این دستورالعمل، برای طراحی عرشه‌های مرکب می‌بایست از مفهوم مقطع تبدیل یافته استفاده نمود. جنس مقطع تبدیل یافته بر اساس خواص فولاد تعیین می‌شود. برای تبدیل مقطع، عرض دال بتنی بر n (نسبت ضریب الاستیسیته فولاد به بتن) تقسیم می‌شود. این ضریب بر اساس مقاومت مشخصه بتن محاسبه می‌شود. برای بتن با مقاومت ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع این دستورالعمل مقدار ۸ را پیشنهاد می‌کند و برای منظور کردن اثر خزش تحت بارهای دائمی ضریب n ، سه برابر می‌شود. در ناحیه لنگر مثبت، اگر تار خنثی زیر بال شاهتیر قرار گیرد، دال بتنی در فشار عمل می‌کند. در این حالت ظرفیت مقطع در بارهای دائمی با سایر بارها متفاوت است. در حالتی که مقطع لنگر منفی تحمل می‌کند، بر اساس این دستورالعمل از بتن ناحیه کششی صرف‌نظر شده و در عوض آرماتورهای دال بتنی در مقاومت مقطع سهم می‌شوند.

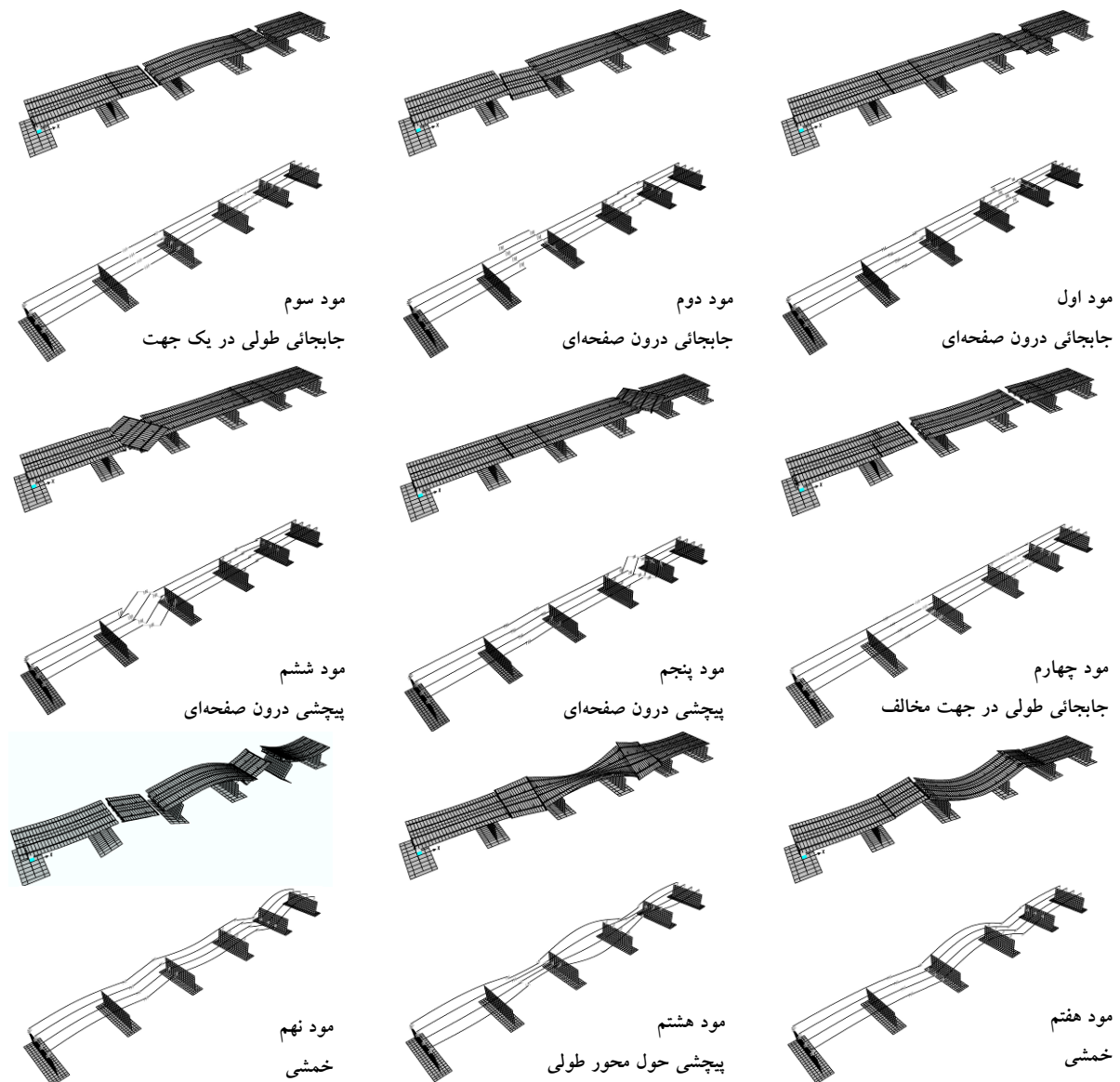
عرض موثر دال بتنی که به صورت مرکب با شاهتیر عمل می‌کند برابر با کمترین مقدار؛ (۱) یک چهارم دهانه محور به محور تیر، (۲) فاصله مرکز به مرکز تیر، (۳) ۱۲ برابر ضخامت حداقل دال و (۴) فاصله تا لبه آزاد بتن خواهد بود. بر این اساس در همه حالات عرض موثر دال بتنی ۱۲ برابر ضخامت دال (۲۴۰ سانتیمتر) است و تفاوتی بین شاهتیر کناری و میانی وجود ندارد. لازم به ذکر است از آنجا که در اینجا هدف بررسی یک مقطع موجود می‌باشد، بحث اجرای با و یا بدون شمع بندی مطرح نیست. تنش مجاز فولاد در کشش برابر است با:

ناشی از زلزله چندان زیاد نیست. تنها در قسمتی از عرشه که بین دو درز انبساط و بر روی نئوپرن قرار گرفته است،

تغییر مکان زیاد می شود.

جدول (۲): ترکیبات بار مورد استفاده در ارزیابی پل مورد بررسی

EZ	EY	EX	MOV2 _{MAX}	MOV2 _{MIN}	MOV1 _{MAX}	MOV1 _{MIN}	DL	COMBO
0	0	0	0	0	0	0	1	G1
0	0	0	0	0	0	1	1	G2-1
0	0	0	0	0	1	0	1	G2-2
0.3	0.3	1	0	0	0	0	1	G5-1
0.3	0.3	-1	0	0	0	0	1	G5-2
0.3	1	0.3	0	0	0	0	1	G5-3
0.3	-1	0.3	0	0	0	0	1	G5-4
1	0	0.3	0	0	0	0	1	G5-5
1	0	-0.3	0	0	0	0	1	G5-6
1	0.3	0	0	0	0	0	1	G5-7
1	-0.3	0	0	0	0	0	1	G5-8
0	0	0	0	1	0	0	1	G6-1
0	0	0	1	0	0	0	1	G6-2



شکل (۱۵): شکل‌های مودی مدل‌های قابی و پوسته‌ای عرشه پل

جدول (۳): خصوصیات و لنگر مجاز مقطع مرکب (کیلوگرم و سانتیمتر)

A_{st}	I_{st}	\bar{y}	I_{tr}	S_{max}	S_{min}	M_{all}	
400	2023265	74	2.91E6	39324	24661	592E5	لنگر مثبت بارهای دائمی
400	2023265	48.4	4.28E6	41544	29596	710E5	لنگر مثبت بارهای بهره برداری
400	2023265	102.3	2.16E6	21114	24080	578E5	لنگر منفی

جدول (۴): تغییر مکان وسط دهانه و مقایسه با حداکثر مجاز

تغییر مکان وسط دهانه در ترکیبات مختلف بار (سانتیمتر)													تغییر	دهانه
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	شکل	
3.96	0.80	3.08	2.94	3.19	2.83	3.01	2.53	3.37	2.17	4.16	1.49	2.66	2.45	1
5.32	0.65	4.89	4.81	5.18	4.52	4.49	4.23	5.46	3.26	5.45	1.05	4.15	2.74	2
4.82	-1.28	2.48	2.36	2.74	2.10	2.49	2.07	3.36	1.20	4.52	-0.58	2.22	2.94	3
5.77	0.26	4.90	4.60	4.95	4.55	4.75	3.77	4.92	3.60	5.65	0.61	4.05	2.74	4
3.63	0.83	3.20	2.76	3.11	2.85	3.47	2.01	3.18	2.30	3.53	1.13	2.63	2.45	5

نسبت D/C (تقسیم تغییر مکان وسط دهانه به تغییر شکل مجاز)													وسط دهانه
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
1.62	0.33	1.26	1.20	1.30	1.16	1.23	1.03	1.37	0.88	1.70	0.61	1.09	1
1.94	0.24	1.78	1.76	1.89	1.65	1.64	1.54	1.99	1.19	1.99	0.38	1.51	2
1.64	0.44	0.84	0.80	0.93	0.71	0.85	0.70	1.14	0.41	1.54	0.20	0.76	3
2.11	0.09	1.79	1.68	1.81	1.66	1.73	1.38	1.80	1.31	2.06	0.22	1.48	4
1.48	0.34	1.31	1.13	1.27	1.16	1.41	0.82	1.30	0.94	1.44	0.46	1.07	5

جدول (۵): مقادیر پریود و جرم مشارکت مودال در پل مورد بررسی

Mode No.	Period	M_{eff-X}	M_{eff-Y}	M_{eff-Z}	Mode No.	Period	M_{eff-X}	M_{eff-Y}	M_{eff-Z}
1	0.99	0.00	0.10	0.00	26	0.19	0.36	0.22	0.64
2	0.92	0.00	0.21	0.00	27	0.18	0.37	0.22	0.64
3	0.74	0.14	0.21	0.00	28	0.18	0.37	0.46	0.64
4	0.72	0.23	0.21	0.00	29	0.17	0.55	0.46	0.64
5	0.71	0.23	0.22	0.00	30	0.17	0.55	0.48	0.64
6	0.69	0.23	0.22	0.00	31	0.17	0.63	0.48	0.64
7	0.60	0.23	0.22	0.01	32	0.16	0.63	0.48	0.64
8	0.55	0.23	0.22	0.01	33	0.16	0.64	0.48	0.64
9	0.44	0.24	0.22	0.01	34	0.16	0.64	0.50	0.64
10	0.44	0.24	0.22	0.01	35	0.16	0.64	0.50	0.64
11	0.41	0.24	0.22	0.01	36	0.15	0.69	0.50	0.65
12	0.37	0.24	0.22	0.01	37	0.15	0.69	0.50	0.65
13	0.34	0.30	0.22	0.01	38	0.15	0.70	0.50	0.66
14	0.32	0.30	0.22	0.01	39	0.15	0.70	0.71	0.66
15	0.29	0.30	0.22	0.01	40	0.15	0.70	0.91	0.66
16	0.27	0.30	0.22	0.60	41	0.15	0.70	0.92	0.66
17	0.25	0.30	0.22	0.60	42	0.14	0.70	0.92	0.66
18	0.24	0.30	0.22	0.60	43	0.14	0.75	0.92	0.66
19	0.24	0.30	0.22	0.60	44	0.14	0.76	0.92	0.66
20	0.22	0.30	0.22	0.60	45	0.14	0.95	0.92	0.66
21	0.20	0.31	0.22	0.60	46	0.13	0.95	0.92	0.66
22	0.19	0.34	0.22	0.62	47	0.13	0.95	0.92	0.67
23	0.19	0.34	0.22	0.62	48	0.13	0.95	0.92	0.67
24	0.19	0.35	0.22	0.62	49	0.13	0.95	0.92	0.67
25	0.19	0.35	0.22	0.62	50	0.12	0.95	0.92	0.68

۷-۴- ارزیابی تفصیلی نیاز پل به بهسازی

مهم‌ترین هدف از مطالعات تحلیلی روی مدل‌های اجزای محدود پل‌های موجود، ارزیابی اجزای مهم سازه‌ای و بررسی ارضای معیارهای پذیرش برای هدف بهسازی، سطح خطر و عملکرد سازه‌ای معین آنها می‌باشد. در این قسمت سعی بر آن است تا با تکیه بر نتایج تحلیل‌های انجام گرفته، به ارزیابی تفصیلی نیاز پل به بهسازی پرداخته شود.

از آنجا که اساساً دستورالعمل FHWA برای پلهای بتنی تنظیم و تدوین شده است، برخی از کنترل‌های اشاره شده در این دستورالعمل درخصوص پل مورد مطالعه موضوعیت ندارد در ادامه سعی شده است تا تمامی موارد کنترل‌های مورد نیاز این پل بر اساس مفاهیم ارائه شده در دستورالعمل مذکور به شکل نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل مورد بررسی قرار گیرد.

۷-۴-۱- نسبت ظرفیت به تقاضا برای تیرهای

کامپوزیت

در جدول (۶) نسبت‌های تقاضا به ظرفیت شاهتیر مرکب کناری و در جدول (۷) همین مقادیر برای شاهتیر مرکب میانی نشان داده شده است. در همه ترکیبات بارگذاری این نسبت از ۱ کوچکتر است. تنها در مورد شاهتیر کناری به ازای ترکیب‌های بار G2-2 و G6-2 نسبت تقاضا به ظرفیت از ۱ فراتر می‌رود. بنابراین برای شاهتیر کناری به ازای بارهای بهره برداری همراه با اثر ضربه و همچنین بارهای فوق العاده (بار تانک و تریلی تانک بر) در تکیه-گاه دوم و چهارم تقاضای ایجاد شده از ظرفیت تیر فراتر رفته است. در جدول (۸) نیز نسبت تقاضا به ظرفیت برشی این شاهتیرها آورده شده است. در این مورد هم ظرفیت عرشه مرکب کافی به نظر می‌رسد.

اگر تغییر مکان جداگرهای لاستیکی از حد معینی فراتر رود، ممکن است به ناپایداری این اعضا منجر شود. از آنجا که عرشه بر روی این جداگرها قرار گرفته، ناپایداری این اعضا ممکن است به سقوط عرشه و خرابی کامل منجر شود. بنابر این رسیدن تقاضای تغییر مکان به مقدار حداکثر مجاز، متناظر با خرابی کامل می‌باشد. پریستلی و همکاران رابطه (۱۳) را برای حداکثر تغییر مکان جانبی جداگرهای لاستیکی ارائه کرده‌اند [۷]:

$$\Delta_b = B \left(1 - \frac{A'}{A} \right) \quad (13)$$

در این رابطه B بعد عرضی جداگر و A' هم‌پوشانی سطح فوقانی و تحتانی جداگر در حداکثر تغییر مکان می‌باشد که آنها مقدار $\frac{A'}{A}$ را بین ۰/۴ و ۰/۷ پیشنهاد نموده‌اند [۷]. بنابراین مقدار تغییر مکان مجاز جداگرهای پل مورد بررسی بین ۱۵ تا ۳۰ سانتیمتر است. در تحلیل الاستیک پل تحت بارهای جانبی حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در این جداگرها در جهت طولی ۶/۶۷ سانتیمتر و در جهت عرضی ۳/۹۶ سانتیمتر بدست آمده است، به این ترتیب تغییر مکان جداگرها در حد مناسبی است. تنها مشکلی که در این درزها ممکن است بوجود آید، برخورد عرشه‌های مجاور به علت بسته شدن فاصله ۳ سانتیمتری شاهتیرها در محل درز است. تغییر مکان قسمت‌های دیگر عرشه به علت وجود تکیه‌گاه‌های مفصلی که در جهت طولی و عرضی مقید هستند، کم است. اگر عرشه پل را مطابق شکل (۱) به پنج قسمت تقسیم کنیم، حداکثر تغییر مکان قسمت‌های اول و پنجم در جهت طولی برابر ۱/۵ سانتیمتر و در جهت عرضی ۰/۳ سانتیمتر است. تغییر مکان قسمت سوم در جهت طولی ۲/۴ سانتیمتر و در جهت عرضی ۰/۴۴ سانتیمتر است. تغییر مکان قسمت‌های دوم و چهارم نیز همان طور که قبلاً ذکر شد به علت قرار گرفتن بر روی جداگرهای لاستیکی در هر دو جهت در حدود ۷ سانتیمتر بوده که از تغییر مکان مجاز جداگرها کمتر است.

جدول (۶): نسبت تقاضا به ظرفیت خمشی برای شاهتیر مرکب کناری عرشه پل

نسبت D/C در هر ترکیب بار													
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
0.49	0.60	0.33	0.35	0.31	0.35	0.29	0.29	0.23	0.34	0.46	0.55	0.27	1
0.16	0.29	0.20	0.20	0.19	0.20	0.17	0.17	0.16	0.19	0.16	0.26	0.16	2
0.57	0.73	0.30	0.32	0.28	0.32	0.28	0.28	0.20	0.35	0.54	0.64	0.27	3
0.16	0.28	0.19	0.20	0.19	0.20	0.17	0.17	0.16	0.19	0.16	0.26	0.16	4
0.52	0.68	0.41	0.43	0.40	0.43	0.37	0.37	0.31	0.42	0.50	0.63	0.35	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1
1.19	0.65	0.74	0.75	0.73	0.75	0.67	0.67	0.62	0.71	1.13	0.65	0.65	2
0.95	0.51	0.63	0.65	0.61	0.65	0.54	0.54	0.47	0.60	0.90	0.51	0.51	3
1.23	0.67	0.79	0.81	0.77	0.81	0.70	0.70	0.62	0.77	1.17	0.67	0.67	4
0.91	0.49	0.58	0.59	0.57	0.59	0.51	0.51	0.47	0.54	0.87	0.49	0.49	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6

جدول (۷): نسبت تقاضا به ظرفیت خمشی برای شاهتیر مرکب میانی عرشه پل

نسبت D/C در هر ترکیب بار													
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
0.38	0.47	0.26	0.27	0.24	0.27	0.22	0.22	0.18	0.27	0.36	0.43	0.21	1
0.13	0.22	0.15	0.16	0.15	0.16	0.14	0.14	0.12	0.15	0.13	0.20	0.13	2
0.44	0.57	0.24	0.25	0.22	0.25	0.22	0.22	0.16	0.27	0.42	0.50	0.21	3
0.13	0.22	0.15	0.16	0.15	0.16	0.13	0.13	0.12	0.15	0.13	0.20	0.13	4
0.41	0.53	0.32	0.33	0.31	0.33	0.29	0.29	0.24	0.33	0.39	0.50	0.27	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1
0.93	0.51	0.58	0.59	0.57	0.59	0.52	0.52	0.49	0.55	0.89	0.51	0.51	2
0.74	0.40	0.49	0.50	0.47	0.50	0.42	0.42	0.37	0.47	0.71	0.40	0.40	3
0.96	0.53	0.62	0.63	0.60	0.63	0.54	0.54	0.49	0.60	0.92	0.53	0.53	4
0.71	0.38	0.45	0.46	0.45	0.46	0.40	0.40	0.37	0.43	0.68	0.38	0.38	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6

جدول (۸): نسبت تقاضا به ظرفیت برشی برای شاهتیر مرکب کناری عرشه پل

نسبت D/C برشی در هر ترکیب بار													
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
0.13	0.01	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.11	0.01	0.05	1
0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.01	2
0.09	0.06	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.07	0.04	0.01	3
0.00	0.04	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.01	4
0.01	0.11	0.05	0.05	0.05	0.02	0.04	0.04	0.04	0.04	0.00	0.09	0.04	5
0.30	0.09	0.17	0.17	0.16	0.09	0.14	0.14	0.13	0.16	0.27	0.10	0.13	1
0.42	0.23	0.29	0.29	0.28	0.14	0.25	0.25	0.23	0.26	0.38	0.23	0.23	2
0.37	0.19	0.25	0.25	0.24	0.13	0.21	0.21	0.19	0.23	0.33	0.19	0.19	3
0.43	0.20	0.28	0.28	0.28	0.14	0.24	0.24	0.23	0.26	0.39	0.20	0.23	4
0.37	0.19	0.24	0.24	0.23	0.12	0.20	0.20	0.19	0.22	0.33	0.19	0.19	5
0.31	0.11	0.18	0.18	0.17	0.09	0.16	0.16	0.14	0.17	0.28	0.12	0.14	6

۷-۴-۲- ارزیابی وضعیت فونداسیون‌ها

هرچند برای ارزیابی دقیق فونداسیون به بررسی خصوصیات شمع‌های احتمالی و تعیین دقیق تنش مجاز خاک نیاز است، با مدل‌سازی فونداسیون‌ها به روش اجزای محدود سعی شده است تا کفایت آنها با مشخصات مقاومت مجاز مفروضی برای خاک و مصالح فونداسیون تخمین زده شود. اگر مقاومت خاک برابر با 0.816 kgf/cm^2 و مدول بستر 0.68 kgf/cm^3 باشد، در برخی از نواحی در زیر فونداسیون به ازای بارهای خدمت رسانی تنش‌ها تا حدود 1.5 kgf/cm^2 افزایش می‌یابد. با این وجود به نظر نمی‌رسد تاکنون مشکلی از نظر نشست‌های زیاد در زیر فونداسیون ایجاد شده باشد. البته شایان ذکر است که مقادیر فرض شده برای مقاومت و سختی خاک بر اساس روشی که قبلاً ذکر گردید محاسبه شده‌اند.

۷-۴-۳- ارزیابی کوله‌ها

مطابق بند ۳-۶-۴ دستورالعمل FHWA [۲] اکثر آسیب‌های وارده به کوله‌های زلزله‌های گذشته مربوط به پدیده روانگرایی خاک پشت آن بوده است. در اثر پدیده روانگرایی طی زمین‌لرزه ممکن است کوله که صلبیت بالایی دارد دچار دوران شده، باعث خروج پل از وضعیت بهره‌برداری پس از زلزله گردد. روانگرایی ناشی از زمین‌لرزه خاک‌های نگهدارنده پل‌ها در برخی موارد می‌تواند آثار مخربی روی پل‌ها باقی‌گذارد. کاهش مقاومت خاک منجر به از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه خواهد شد. پل‌های مستقر بر پی‌های متکی به لایه‌های خاک روانگرا به علت فقدان ظرفیت باربری و تراکم خاک می‌توانند متحمل نشست بیش از حد گردند. فونداسیون پل‌های واقع بر خاک‌های دارای پتانسیل روانگرایی نظیر شمع‌ها یا شفت‌های حفر شده به علت تغییر شکل‌ها و تنش‌هایی که ناشی از عدم وجود تکیه‌گاه‌های محوری و جانبی هستند

متحمل آسیب می‌گردند. در مواردی که سطح زمین در محدوده ساختگاه پل شیب‌دار است یا تغییرات ناگهانی در شیب وجود دارد، نظیر کانال یا رودخانه، ممکن است پل در معرض نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از تمایل خاک به روانگرایی یا ایجاد تغییر شکل جانبی در خاک به موازات راستای تغییر شیب یا ارتفاع قرار گیرد. بسته به پاسخ خاک‌های نرم و تحکیم یافته نبودن کامل خاکریز پایه کناری، فروریزش خاکریز کوله‌ها و چرخش کوله به طور گسترده‌ای در زمین‌لرزه‌های اخیر مشاهده شده است. به علت افزایش پاسخ طولی فشار زمین بر پشت کوله‌ها ناشی از شتاب‌های لرزه‌ای و همچنین ضربه‌های سازه پل به آنها و شکل‌گیری فشار مقاوم در خاکریزها که باعث تشدید پاسخ طولی زمین در پشت کوله‌ها می‌گردد، تماس میان بالای کوله‌ها و روسازه، تغییر مکان‌های داخلی را در بالا محدود کرده و منجر به دوران کوله خواهد شد. از آنجایی که نوع فونداسیون کوله‌ها در پل‌ها به مقدار زیادی از یک پل تا پل دیگر متفاوت است انواع شکست‌های وارده به کوله‌ها نیز در زلزله‌های گذشته فرق می‌کند. از جمله این فونداسیون‌ها می‌توان به پی گسترده، پی متکی بر شمع و شفت‌های حفاری شده اشاره نمود. همچنین مشخصات خاک نیز در این مسأله اهمیت داشته بطوریکه اگر چنانچه خاک زیر و اطراف کوله طی زلزله دچار روانگرایی گردند، این مسأله بغرنج‌تر می‌شود.

در اغلب کوله‌ها حرکت طولی روسازه مقید شده نیست زیرا میان محل تماس روسازه و دیوار پیشین کوله یک درز اجرایی وجود دارد. مهم‌ترین آسیب‌پذیری چنین کوله‌هایی، افتادگی عرشه از روی کوله است که این افتادگی زمانی روی می‌دهد که تغییر مکان‌های نسبی بزرگی بین روسازه و نشیمن‌گاه عرشه به وجود آید. افتادگی ناشی از شکست کوله که اغلب به تغییر مکان یا دوران کوله مربوط است معمولاً از روانگرایی ناشی می‌شود.

جابجایی افقی بزرگ در کوله‌ها اغلب منجر به نشست‌های خاکریز زیر دال دسترسی می‌گردد که می‌تواند عاملی برای

$$N = (200 + 0.0017 \times 32300 + 0.0067 \times 7500) = 305 \text{ mm} < 1400 \text{ ok} \quad (16)$$

در صورتی که این پهنا را با آیین‌نامه ایران (نشریه ۲۳۵ [۱۱]) مقایسه کنیم خواهیم داشت:

$$N = 0.6 + 0.005L + 0.01H = 0.6 + 0.16 + 0.075 = 0.85 < 1.4 \text{ m ok} \quad (17)$$

هنگام بررسی اثرات جابجایی‌های لرزه‌ای، باید توجه داشت که کل پهنای نشیمن طی زلزله کار نخواهد کرد. کوتاه‌شدگی روسازه ناشی از افت و خزش بتن و مسائل حرارتی می‌تواند منجر به کاهش پهنای مؤثر نشیمن‌گاه شود. طول نشیمن‌گاه روی کوله ۱۴۰۰ میلیمتر می‌باشد. نسبت C/D (مطابق FHWA [۲]) برابر است با:

$$\left(\frac{C}{D}\right)_{B.W.} = \frac{N(c)}{N(d)} = \frac{1400}{757} = 1.85 \quad (18)$$

که این عدد مطابق ضابطه آشتو هم مناسب است. به صورت خلاصه می‌توان بیان داشت که عرض نشیمن کوله‌ها چه از نظر آیین‌نامه آشتو و چه از نظر نشریه ۲۳۵ کافی است.

دستورالعمل FHWA [۲] همچنین حداقل طول نشیمن در محل درزهای انبساطی مفصلی را همانند رابطه (۱۴) پیشنهاد می‌کند. با این تفاوت که L در این رابطه مجموع طول دهانه‌های سمت چپ و راست مفصل می‌باشد. برای درزهای انبساطی میانی پل مورد نظر که ابعاد آن در شکل (۳) نشان داده شده، عرض نشیمن برابر ۶۳ سانتیمتر است، در نتیجه:

$$N = (200 + 0.0017 \times (32300 + 13000) + 0.0067 \times 7500) = 327 \text{ mm} < 630 \text{ ok} \quad (19)$$

بنابراین عرض این درزها نیز مناسب به نظر می‌رسد.

۷-۴-۵- ارزیابی نشیمن‌گاه‌ها

درزهای انبساط و نشیمن‌گاه‌ها یکی از آسیب‌پذیرترین نواحی پل‌ها به هنگام زلزله هستند. در بسیاری از پل‌ها این آسیب می‌تواند منجر به ایجاد آسیب‌های ثانویه ناشی از آن گردد. حتی زلزله‌های نسبتاً خفیف هم می‌توانند منجر به شکست بولت‌های مهاری، متوقف‌کننده‌ها، جوش

از دست رفتن مسیر عبور و مرور از پل گردد. لذا طبق دستورالعمل FHWA، نسبت‌های ظرفیت به تقاضا در خصوص کوله‌ها باید بر اساس تغییر مکان افقی کوله تعیین شود. تقاضای جابجایی $D(d)$ را می‌توان با تعیین تغییر مکان ارتجاعی پل با استفاده از مدل‌سازی سختی افقی کوله به دست آورد. در صورت عدم انجام ارزیابی دقیق ویژگی‌های مربوط به ظرفیت کوله، ظرفیت جابجایی $D(c)$ در راستای جانبی پل برابر با ۷۵ میلیمتر و در راستای طولی برابر با ۱۵۰ میلیمتر منظور می‌گردد [۲]. در مورد پل مورد بررسی، کوله‌ها به صورت یک دیوار حائل هستند که عرشه بر روی آن‌ها می‌نشیند. نشیمن روی کوله‌ها از نوع اول (گهواره‌ای) است. لذا هیچ گونه نیروی جانبی از سوی عرشه به کوله وارد نمی‌شود. در واقع تقاضای لرزه‌ای کوله‌های این پل بسیار ناچیز است و تنها فشار خاک پشت دیوار به آن وارد می‌شود. از این نظر حتی از نظر واژگونی هم مشکلی در این دیواره‌ها وجود ندارد.

۷-۴-۶- ارزیابی پهنای نشیمن‌گاه روی کوله‌ها و درزهای انبساط

مطابق ضوابط جدید آشتو در سال ۲۰۰۵ طول لازم برای نشیمن‌گاه جهت جلوگیری از سقوط روسازه از روی زیرسازه از رابطه (۱۴) حاصل می‌شود [۵]:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) \times (1 + 0.000125s^2) \times \alpha \quad (14)$$

که در این رابطه N طول نشیمن‌گاه (mm)، L طول عرشه تا درز انبساط مجاور یا انتهای عرشه (mm)، H ارتفاع متوسط ستون‌هایی که عرشه بین درزهای انبساط روی آنها قرار می‌گیرد (mm)، s زاویه تورب پل (درجه) و α ضریبی است که مقدار آن برای نواحی با خطر متوسط و خاک نوع IV برابر واحد می‌باشد. لذا در این پل داریم:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) \times (1 + 0.000125s^2) \times 1 \quad (15)$$

بنابراین:

۸- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

با توجه به تحلیل‌های استاتیکی و طیفی صورت گرفته روی پل مورد مطالعه، با استفاده از مدل سه بعدی، مشخص گردید که پل از لحاظ عملکرد لرزه‌ای دچار مشکلات جزئی است که باید در مراحل ارائه طرح‌های بهسازی به آنها پرداخته شود. با توجه به لزوم منظور داشتن آثار اندرکنش خاک-سازه در تحلیل‌های سه‌بعدی در محدوده ارتجاعی مدل اجزای محدود، سعی بوده است تا به کمک روابط تجربی و نظری موجود برای این منظور، این آثار به نحوی مناسب در بررسی رفتار پل و به خصوص رفتار لرزه‌ای آن لحاظ گردد. به عنوان مهم‌ترین نتیجه‌ای که توسط انجام تحلیل‌های خطی روی مدل‌های اجزای محدود سه بعدی تهیه شده از پل مورد مطالعه به دست آمد می‌توان به عملکرد لرزه‌ای مناسب اجزای اصلی پل اشاره نمود.

عرض تکیه‌گاه‌ها و درزهای میانی پل بر اساس آیین‌نامه‌های آشتو و نشریه ۲۳۵ مناسب به نظر می‌رسد. با این وجود در مورد نشیمن‌گاه‌های فلزی نوع ۱ مسئله گسیختگی بولت‌ها در برش به چشم می‌خورد. تعیین مشخصات مکانیکی بولت‌ها برای بررسی دقیق این موضوع ضروری است. تغییر مکان قائم عرشه در اغلب ترکیبات بار از حد مجاز بیشتر است. مخصوصاً در مورد دهانه میانی که بر روی نئوپرن قرار دارند، مقدار تغییر مکان قائم زیاد به نظر می‌رسد. در مورد شایتهای مرکب عرشه خصوصاً شایتهای کناری در بارهای بهره‌برداری آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها و همچنین در بارهای فوق‌العاده در حدود ۲۰ درصد کمبود ظرفیت مشاهده می‌شود. با این وجود در بارهای بهره‌برداری و همچنین مولفه‌های قائم و افقی زلزله مشکلی وجود ندارد. وضعیت دیوارهای میانی و کوله‌ها بدون در نظر گرفتن آرماتورگذاری مناسب به نظر می‌رسد. فونداسیون پایه‌ها در صورت عدم وجود شمع ممکن است با نشست بیش از حد روبرو گردد. البته قطعیت در مورد وجود و یا عدم وجود شمع زیر فونداسیون‌ها نیاز به بررسی بیشتر دارد.

اتصال و کلیدهای برشی بتنی غیرشکل‌پذیر گردند. رفتار دینامیکی نشیمن‌گاه‌های پل اغلب پیچیده و تعیین آن با روش‌های تحلیل خطی مشکل است. نیروهای ارتجاعی وارده به نشیمن‌گاه که از تحلیل خطی متعارف بدست می‌آید کوچکتر از مقادیری است که عملاً به هنگام زمین‌لرزه در آن ایجاد می‌شود. لذا لازم است تا مقادیر نیروهای حاصل از تحلیل‌های ارتجاعی بدین منظور افزایش داده شوند.

برای تعیین ظرفیت نشیمن‌گاه‌ها در این تحقیق مطابق FHWA [۲]، که در آن نسبت C/D برای نشیمن‌گاه‌ها و مقیدکننده‌ها به شکل رابطه (۲۱) تعریف شده، استفاده گردیده است.

$$r_{bf} = \frac{V_b(c)}{V_b(d)} \quad (20)$$

در این رابطه $V_b(c)$ ظرفیت نهایی عضو در راستای مورد بررسی و $V_b(d)$ نیروی لرزه‌ای وارد به عضو است. این نیرو از تحلیل ارتجاعی به دست می‌آید و ضریب ۱/۲۵ هم به آن اعمال می‌گردد. طبق بررسی‌های انجام شده در نشیمن‌گاه‌های نوع ۲ از ۴ بولت نمره ۲۰ استفاده گردیده است. پس از انجام تحلیل مشخص گردید که بیشترین نیروی وارده به نشیمن‌گاه طی زلزله سطح خطر ۱، ۵۰ تن است که با منظور کردن ضریب ۱/۲۵ داریم:

$$r_{bf} = \frac{V_b(c)}{V_b(d)} = \frac{4 \times 2400 \times \frac{\pi}{4} \times 2^2}{1.25 \times 50000} = 0.54 \quad (21)$$

بنابراین بولت‌های نشیمن نوع دوم ممکن است در زلزله سطح خطر ۱ دچار گسیختگی شود. البته برای ارزیابی دقیق‌تر رفتار این نوع نشیمن می‌توان از تحلیل‌های غیرخطی به کمک نرم افزارهای اجزای محدود مانند ANSYS استفاده نمود تا بتوان تنش‌ها را در کل نشیمن تحلیل و کنترل کرد.



بر این اساس ارزیابی انجام شده در مورد فونداسیون‌ها تقریبی بوده و لازم است برای تعیین عمق فونداسیون، تعداد شمع‌ها و نوع خاک زیر آن ارزیابی دقیق‌تر انجام شود.

۹- تشکر و قدردانی

از شهرداری اصفهان که امکان انجام این تحقیق را از طریق همکاری‌های لازم و تأمین منابع مالی فراهم نموده، تشکر و سپاسگزاری می‌گردد.

۱۰- مراجع

۱- مالک، شاهرخ، ۱۳۸۲، "ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پل‌های گستره شهری تهران"، طرح تحقیقات ملی، پژوهشکده سوانح طبیعی، شورای پژوهش‌های علمی کشور.

۲- اکبری، رضا، ۱۳۸۷، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی، ترجمه FHWA 1995"، انتشارات ارکان دانش.

۳- اطلاعات موجود قابل دسترس از پل، بایگانی فنی شهرداری اصفهان.

۴- استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۸۴، "آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، مرکز تحقیقات و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران.

5- AASHTO, 2004, "American Association of State Highway and Transportation Officials", AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 3rd Edition, Washington.

۶- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری زلزله، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور- پژوهشگاه بین-المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱.

7- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., 1996, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons Inc.,.

8- FEMA356, 2000, "Prestandard and Commently for the Seismic Rehabilitation of Building", Prepared by the ASCE. The Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, .

۹- قاری قرآن، علیرضا ۱۳۸۶، "رساله دکتری به راهنمایی دکتر فرهاد دانشجو"، دانشکده مهندسی، بخش عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

۱۰- آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها، ۱۳۷۹، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ویرایش دوم، معاونت امور فنی و تدوین معیارها، نشریه شماره ۱۳۹، تهران.

۱۱- دستورالعمل طرح پل‌های شوسه و راه‌آهن در برابر زلزله، ۱۳۷۴، نشریه شماره ۲۳۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

۱۲- دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی، ۱۳۸۶، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی و تدوین معیارها، نشریه شماره ۳۹۵، تهران.