

## ارزیابی اثر ارتفاع ستون و تعداد دهانه بر روی آسیب پذیری لرزه‌ای پل‌های قوسی چند دهانه عرشه باکس بتن آرمه

حسین پهلوان<sup>۱</sup>، علی ناصری<sup>۲\*</sup>، صالح رفیعی<sup>۳</sup>، هدی باقری<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

<sup>۲</sup> دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، مازندران، ایران

<sup>۳</sup> دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی پردیسان، مازندران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۸ آبان ۱۳۹۵

بازنگری: ۳ مرداد ۱۳۹۶

پذیرش: ۴ مرداد ۱۳۹۶

ارائه آنلاین: ۶ شهریور ۱۳۹۶

### کلمات کلیدی:

پل قوسی بتنی  
اختلاف ارتفاع پایه‌ها  
تغییر مکان نسبی ستون‌ها  
رفتار لرزه‌ای  
آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی

**چکیده:** پل‌ها به عنوان یکی از اصلی‌ترین و آسیب‌پذیرترین سازه‌ها در شریان‌های حیاتی هر کشور محسوب می‌شوند. تعداد زیادی از پل‌های عرشه جعبه‌ای بتن آرمه در دنیا دارای قوس در پلان و درزمیانی هستند که پل‌های قوسی چندقابی نامیده می‌شوند. وجود انحنا و درزمیانی در عرشه جعبه‌ای شکل پل‌های بتن آرمه باعث بروز رفتار دینامیکی پیچیده شده و میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای این گونه از پل‌ها در قیاس با پل‌های بدون قوس بیشتر خواهد بود. هدف این مقاله بررسی تاثیر اختلاف ارتفاع پایه‌های پل و تعداد دهانه در رفتار لرزه‌ای پل‌های قوسی شکل عرشه باکس بتن آرمه می‌باشد. بدین ترتیب، پنج پل با تعداد دهانه‌ها و ارتفاع پایه‌های متفاوت در نرم‌افزار *Csi Bridge* مدل‌سازی شدند. نتایج این پژوهش نشان داده است که افزایش ارتفاع ستون‌ها و کاهش تعداد دهانه‌ها سبب افزایش تغییر مکان نسبی پل و افزایش میزان آسیب‌پذیری پل‌ها می‌گردد. به طوری که حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل چهار دهانه با ارتفاع‌های متفاوت 1.25H-1.5H-H و 1.75H-2.5H-H نسبت به مدل چهار دهانه پایه‌ها یکسان به ترتیب ۱۱/۳ و ۳۳/۳۱ درصد افزایش می‌یابد، که در مدل سه دهانه این مقدار به ۸۱/۳۳ درصد افزایش و در مدل پنج دهانه ۴۰/۳۸ درصد کاهش تغییر مکان نسبی، نسبت به مدل چهار دهانه مینا می‌گردد.

### ۱- مقدمه

پل‌های قوسی بعد از پل‌های مستقیم به عنوان یکی از متداول‌ترین نوع پل‌ها در اکثر شبکه‌های بزرگراهی به حساب می‌آیند و به علت فضای کمتری که برای این نوع پل‌ها نسبت به پل‌های مستقیم مورد نیاز است و همچنین به علت شرایط مسیر راه در محل تقاطع با مسیرهای دیگر، رودخانه، دره و دیگر موارد استفاده از آن‌ها رواج زیادی داشته و دارد [۱]؛ اما از طرف دیگر این دسته از پل‌ها در جریان زلزله‌های گذشته آسیب‌پذیر بوده و خرابی‌های فراوانی را تجربه کرده‌اند. این نوع پل‌ها به علت دارا بودن شکل هندسی خاص، در جریان زلزله رفتارهای مختص به خود دارند که لزوم توجه خاص به آن‌ها را با اهمیت می‌سازد. با توجه به وجود عوارض طبیعی در مسیرهای مورد نظر برای احداث پل و در بعضی موارد اختلاف ارتفاع پایه‌ها به صورت توام در دره یا رودخانه و افزایش و کاهش تعداد دهانه در طراحی پل‌های قوسی شکل، مطالعه و تحقیقات پیرامون این موضوع ضروری می‌باشد. با توجه به تحقیقات صورت گرفته در مورد ارزیابی لرزه‌ای پل‌های قوسی، توجه کمتری به تاثیر تعداد دهانه و اختلاف ارتفاع پایه‌های پل در این کلاس از پل‌ها (پل‌های قوسی عرشه باکس بتن آرمه پیش ساخته

پیش تنیده) در میزان آسیب پذیری لرزه‌ای شده است، لذا در این تحقیق این موضوع مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۲- تاریخچه تحقیقات

پل‌های قوسی، سال‌هاست که بدون وجود راهبرد طراحی و آیین‌نامه‌های قابل اطمینان، در ساخت جاده‌ها و راه‌ها و تقاطع‌ها به کار رفته‌اند. بر خلاف پل‌های مستقیم، اسناد و مدارک بسیار محدودی پیرامون مطالعه پل‌های قوسی، موجود و در دسترس می‌باشند. بخش عمده‌ای از تحقیقات عددی و پژوهش‌های آزمایشگاهی بر روی پل‌های قوسی افقی در ایالات متحده آمریکا و در اواخر دهه ۱۹۶۰ و اوایل دهه ۱۹۷۰ توسط محققانی همچون موزر و کالور و برنان<sup>۱</sup> انجام گرفت [۲-۴]. این تحقیقات در دهه ۱۹۹۰، توسط محققانی نظیر زوریک، یو و کاربین<sup>۲</sup> [۵-۷] و به منظور تقویت و بهبود مشخصات و ضوابط انجمن بزرگراه‌های ایالتی و حمل و نقل آمریکا درباره پل‌های قوسی ادامه یافت.

خالو و کافی موسوی در سال (۲۰۰۷)، رفتار خمشی (انحنا) پل‌های جعبه‌ای پیش‌تنیده دارای قوس افقی را به وسیله مدل‌سازی و تحلیل المان

1 Mozer, Culver and Bernnan

2 Zureick, Yoo and Carbine

\*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Alinaseri@stu.nit.ac.ir

شعاع تیز<sup>۴</sup> (مساوی طول پل) تغییر داده شد و اثر انحناء پل در پارامترهای پاسخ لرزه‌ای مشاهده گردید. سه مدل مختلف از این پل ساخته شد: الف- طول ستون‌های پایه بسیار زیاد مبین وضعیت سختی جانبی کم ب- طول ستون معمولی مشابه پل‌های متعارف کالیفرنیا ج- طول ستون کوتاه مبین وضعیت سختی جانبی زیاد. پس از تحلیل مدل‌ها تغییر مکان نسبی هر یک از مدل‌ها با شعاع‌های متفاوت محاسبه گردید و نتایج به این صورت بود که: هر چقدر شعاع پل‌های قوسی تک ستونه کاهش یابد در جهت عرضی سختی آنها افزایش می‌یابد. در حالی که سختی و پریود پل در جهت طولی وابسته به مقدار شعاع قوس عرشه نیست [۱۱].

جارا<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۵ عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتنی با دهانه ساده مستقیم (بدون قوس) و با ارتفاع پایه‌های نامنظم بر روی خاک‌های نرم و سخت را بررسی کردند. در این تحقیق، مطالعه پارامتری سازه‌های پل بتنی در معرض رکوردهای لرزه‌ای قوی ارزیابی گردید. براساس ارزیابی شاخص‌های خرابی، خسارات مورد نظر پایه‌ها و اهمیت نوع خاک روی رفتار پایه‌های نامنظم پل بررسی شد. همچنین تأثیر شکل پایه‌ها در رفتار کلی پل‌ها و تأثیر کوتاه‌ترین پایه در خسارات مورد انتظار سایر پایه‌ها بررسی شد [۱۲].

عباسی و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی رفتار لرزه‌ای پل‌های بتنی جعبه‌ای چندقابی بدون قوس (مستقیم) پرداختند. آن‌ها رفتار لرزه‌ای پل‌های بتنی جعبه‌ای چندقابی با چهار سطح از بی نظمی ارتفاع، اعم از منظم تا بسیار نامنظم را با استفاده از منحنی‌های شکنندگی بررسی کردند. برای گسترش به همه انواع پل‌ها در این کلاس، عدم قطعیت مربوط به زلزله، هندسه سازه و مصالح در نظر گرفته شد. نتایج این تحقیق به وضوح نشان داد که خسارت پل با افزایش نامنظمی ارتفاعی افزایش می‌یابد [۱۳].

پهلوان و همکاران (۲۰۱۵)، ارزیابی احتمالاتی پل‌های قوسی عرشه باکس بتن آرمه ۴ دهانه با ارتفاع ستون‌های منظم را مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق پل‌های با عرشه باکس بتنی با شش شعاع قوس متفاوت انتخاب شده که همگی دارای چهار دهانه و یک درز میانی بودند. پس از اعمال یکصد رکورد زلزله به پل‌ها، منحنی‌های شکنندگی را برای هر یک از اجزای پل ترسیم کرده و ارزیابی آسیب‌دیدگی احتمالاتی را برای چهار حالت آسیب دیدگی جزئی، متوسط، زیاد و کامل بررسی کردند. سپس به مقاوم سازی پل با روش‌های متفاوت پرداختند [۱۴].

### ۳- مدل‌سازی تحلیلی

#### ۳-۱- صحت‌سنجی

هدف از این بخش تعیین میزان دقت و صحت‌سنجی روش‌های مدل‌سازی غیر خطی تحلیلی در تعیین پاسخ دینامیکی پل‌ها است. برای صحت‌سنجی از نتایج واقعی پل قوسی کالتون (سال ۱۹۶۹) استفاده شده

محدود سه‌بعدی مطالعه کردند. طول پل، هندسه مقطع و خصوصیات مصالح در همه مدل‌ها یکسان و مشابه بود، در حالی که زاویه انحنای پل از صفر تا ۹۰ درجه متغیر بود. نتایج تحلیل نشان دادند که در پل‌های قوسی، توزیع تنش به طور قابل ملاحظه‌ای در مقایسه با پل‌های مستقیم متفاوت است. همچنین سطح تنش‌ها در بعضی موقعیت‌های عرض مقطع، به طور عمده‌ای بالاست. تغییر توزیع تاندون‌های پیش‌تنیدگی در عرض مقطع به منظور بهینه‌سازی ظرفیت پل، پیشنهاد گردید. نتایج نشان داد که با توزیع مجدد مناسب و بهینه میلگردهای پیش‌تنیدگی در عرض مقطع، کاهش قابل توجه تنش برآیند ممکن خواهد بود [۸].

تاواراس و پدجت<sup>۱</sup> در سال ۲۰۱۲ منحنی‌های شکنندگی پل‌های موجود شرق کانادا، ایالت کبک، را بدست آوردند. در این ایالت، ۲۶۷۲ پل چند دهانه وجود داشت که عمدتاً دارای جزئیات لرزه‌ای مناسبی نبودند. مطالعات ایشان نشان داد مؤلفه‌هایی که شکنندگی یک پل را تعیین می‌کنند به نوع پل و حالات حدی وابستگی دارد. مثلاً پل‌های با عرشه تیر بتن آرمه از پل‌های با عرشه تیر فلزی بیشتر آسیب‌پذیر بودند و پل‌های با دهانه پیوسته از پل‌های با دهانه‌های ساده نیز آسیب‌پذیرتر بودند. همانطور که پیشتر عنوان شد این نتایج می‌توانند در اولویت بندی مقاوم‌سازی اینگونه از پل‌ها و یا بکارگیری گروه‌های تجسسی پس از وقوع زلزله، بسیار مفید باشند. ایشان برای لحاظ عدم قطعیت تحریک زلزله و مشخصات پل‌ها از روش نمونه برداری لاتین هیبرکیوب<sup>۲</sup> استفاده کرده و ۱۲۰ نمونه مختلف پل را با مشخصات متفاوت تحت رکوردهای متفاوت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی کرده و به روش احتمالاتی منحنی‌های شکنندگی آن پل‌ها را بدست آوردند [۹].

محسنی (۲۰۱۲)، یک نمونه پل قوسی را ارزیابی لرزه‌ای کرد. پل انتخابی در ایالت اوماها قرار داشت. پل شامل چهار دهانه پیوسته بود که دو دهانه ۴۷ متری در کنارها و دو دهانه ۵۷ متری در میانه پل قرار داشت. وی منحنی‌های شکنندگی را برای این نمونه ایجاد کرد. مطالعه وی نشان داد که برای حالت آسیب کم (ناچیز)، بحرانی‌ترین موضوع، تغییر شکل‌های عرضی کوله می‌باشد؛ در حالی که در حالت‌های آسیب بالاتر، مفصل پلاستیک در بخش پایینی ستون، بحرانی‌ترین حالت آسیب می‌باشد. او پیشنهاد کرد که استفاده از جداسازهای لرزه‌ای یا وسایل مستهلک کننده انرژی می‌تواند به طور مؤثری احتمال ایجاد مفصل پلاستیک را در ستون کاهش دهد [۱۰].

توندینی و استوجادینویچ<sup>۳</sup> در سال ۲۰۱۲ رفتار لرزه‌ای پل‌های قوسی شکل با عرشه باکس بتنی متعارف در ایالت کالیفرنیا آمریکا را مورد مطالعه قرار دادند. بطور ویژه، یک مدل تقاضا احتمالی لرزه‌ای برای یک پل قوسی شکل ۵ دهانه با عرشه باکس بتن آرمه با پایه میانی تک ستون دایره‌ای بتنی مورد مطالعه قرار گرفت. پارامتر اصلی در مدل، شعاع قوس افقی پل در پلان بود بطوریکه این شعاع از بینهایت (معادل شعاع یک پل مستقیم) تا

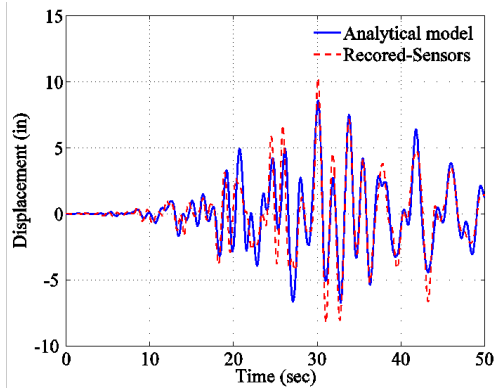
1 Tavares & Padgett, 2012

2 Latin Hypercube Sampling

3 Tondini & Stojadinovic, 2012

4 Sharp

5 Jara



شکل ۲: مقایسه پاسخ واقعی و تحلیلی پل کالتون در جهت طولی

Fig. 2. Comparison of the real and analytical responses of the Caltoon bridge in the Longitudinal direction

مقایسه پاسخ تحلیلی و واقعی در پل‌های مورد بحث نشان دهنده دقت خوب مدل‌های تحلیلی انتخاب شده است.

### ۳-۲- دوران‌های مختلف طراحی لرزه‌ای پل‌های کالیفرنیا

دوران طراحی پل‌ها و سیر تکاملی آن‌ها در طول سه دوران طراحی متفاوت که توسط زلزله‌های تاریخی و مشهور سال ۱۹۷۱ سن فرناندو و سال ۱۹۸۹ لوما پریتا از هم تفکیک شدند. این دسته بندی توسط راماناتان (۲۰۱۲) [۱۶ و ۱۷] با بررسی عمیق نقشه‌های سازه‌ای پل‌های مربوط به دوران‌های طراحی مختلف، و با استفاده از اطلاعات پایگاه کلترنس<sup>۲</sup> و اطلاعات وسیع شرکت‌های مشاور طراحی پل آمریکا و همچنین بر اساس تحقیق از کارکنان مرکز نگهداری و تعمیرات پل‌های آمریکا انجام شده است.

### ۳-۲-۱- دوران طراحی پیش از ۱۹۷۱

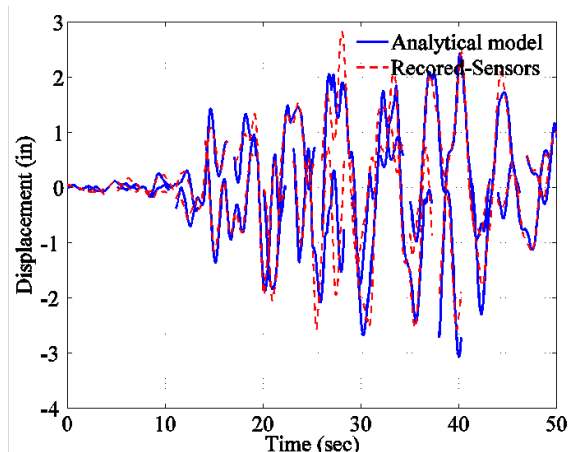
آیین‌نامه‌های اولیه طراحی لرزه‌ای پل‌ها در آمریکا مبتنی بر این فلسفه بود که نیروی زلزله پل متناسب با وزن مرده سازه آن باشد. به‌عنوان مثال تا سال ۱۹۶۵ پل‌ها برای یک نیروی لرزه‌ای جانبی معادل ۶ درصد وزن مرده طراحی می‌شدند. مفاهیم پیشرفته مهندسی زلزله مانند شکل‌پذیری و مفاصل پلاستیک در این دوره ابتدایی طراحی وجود نداشت و جزئیات آرماتورگذاری برای دستیابی به شکل‌پذیری از طریق استانداردهای رایج بسیار ضعیف بود [۱۷].

در این دوره از طراحی پل‌ها، آرماتورهای برشی ستون‌ها شامل خاموت‌های نمره ۴ # (معادل قطر ۱۲/۷ میلی‌متر) به فواصل ۳۰ سانتی‌متر، صرف نظر از بعد ستون یا اندازه و مقدار میلگردهای طولی بوده است. عرض نشیمن در محل درزهای انبساط پل‌ها بسیار کوچک و در محدوده ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر بوده است. طول مهاری (پیوستگی) میلگردهای طولی ستون در نزدیکی شالوده ناکافی بوده و امتداد آن‌ها در شالوده نیز به اندازه کافی نبوده

است. طول این پل در حدود ۷۷۴ متر در ۱۶ دهانه بوده و بر روی قاب‌های تک ستونه واقع شده است. عرشه این پل نیز از نوع بتنی جعبه‌ای بوده و کوله‌ها نیز از نوع پیوسته با عرشه هستند. این پل در طول به سه قسمت تقسیم می‌شود، قسمت اول به طول ۳۱۰ متر و شعاع قوس ۳۶۵ متر، قسمت دوم به طول ۳۸۶ متر و شعاع قوس ۳۹۶ متر و قسمت سوم به طول ۷۷ متر و به صورت مستقیم ساخته شده اند. قسمت میانی پل دارای قوس قائم با شعاع ۲۷۴ متر می‌باشد. عرشه این پل شامل ۵ درز میانی در طول دهانه‌ها می‌باشد و لذا عرشه از ۶ قسمت مجزا از مقطع جعبه‌ای بتنی پیش تنیده تشکیل شده است که عرشه در محل ستون‌ها از طریق تکیه‌گاه‌های الاستومریک بر روی سر ستون‌ها قرار داده شده است و لذا اتصال عرشه و ستون‌ها به صورت یکپارچه نبوده اما در محل کوله‌ها، عرشه و کوله یکپارچه هستند [۱۵].

ستون‌ها از نوع بتنی و با مقطع هشت ضلعی با ابعاد  $2/4 \times 1/7$  و سر ستون‌ها دارای عرض  $2/9$  متر و ارتفاع  $2/4$  متر می‌باشند. شالوده ستون‌ها و کوله‌ها از نوع شمی می‌باشد که طول شمع‌ها در شالوده ستون‌ها از  $6/5$  تا  $15$  متر متغیر بوده در حالیکه این مقدار در شالوده کوله‌ها از  $13$  متر تا  $22$  متر در تغییر است. دیوار کوله به ارتفاع تقریبی  $4$  متر می‌باشد که بر روی  $16$  عدد شمع واقع شده است. این پل یکی از اولین پل‌های قوسی بوده است که مجهز به دستگاه‌های ثبت رکود زلزله شده و زلزله ۱۹۹۲ لندنر<sup>۱</sup> را ثبت کرده است [۱۵].

مقایسه پاسخ پل بین نتایج مدل تحلیلی و داده‌های واقعی ثبت شده توسط سنسورها تحت زلزله ۱۹۹۲ لندنر برای یک سنسور که در نزدیکی درزهای میانی در وسط پل واقع شده، در شکل ۱ و ۲ آورده شده است.

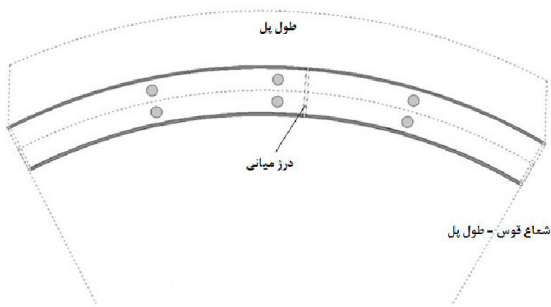


شکل ۱: مقایسه پاسخ واقعی و تحلیلی پل کالتون در جهت عرضی

Fig. 1. Comparison of the real and analytical responses of the Caltoon bridge in the transverse direction

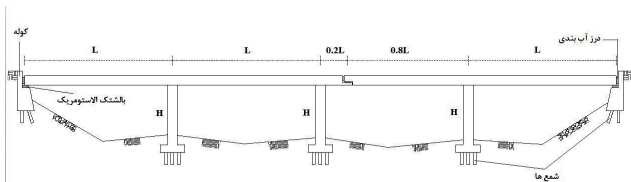
داده شده است، شعاع انحنای پل برابر با طول پل یا زاویه انحنای یک رادیان (۵۷/۳ درجه) می‌باشد.

در این تحقیق پنج حالت پل، شامل یک پل با ارتفاع پایه‌های یکسان و با تعداد چهار دهانه (به عنوان مدل مبنا)، دو پل با و با ارتفاع پایه‌های متفاوت با تعداد دهانه‌های ثابت (چهار دهانه) و دو پل با ارتفاع پایه‌های یکسان (مشابه مدل مبنا) با تعداد دهانه‌های متفاوت (سه و پنج دهانه) در نظر گرفته شدند (شکل‌های ۴ تا ۸). کلیه پل‌ها در نرم‌افزار Csi Bridge مدل گردیدند و آنالیز مودال برای کلیه مدل‌ها صورت گرفت. در خصوص بارگذاری وارد بر پل علاوه بر بار مرده وزن شاه‌تیرها بار آسفالت به ضخامت ۱۰ سانت به جرم مخصوص ۲/۲ تن در هر متر مکعب در مدل‌سازی لحاظ گردید.



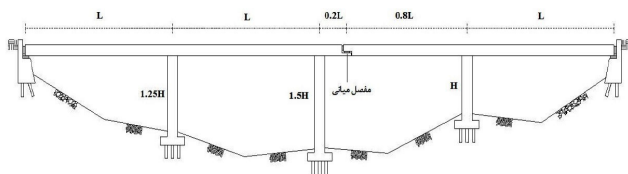
شکل ۳: پلان پل قوسی مورد مطالعه

Fig. 3. Horizontal plane of analytical model of curved bridge



شکل ۴: مدل پل با ارتفاع ثابت h-h-h (مدل مبنا)

Fig. 4. Bridge model with equal height of columns, h-h-h (base model)



شکل ۵: مدل پل با ارتفاع پایه‌ها 1.25h-1.5h-h

Fig. 5. Bridge model with 1.25h-1.5h-h height of columns

و همچنین فاقد قلاب‌های استاندارد بوده‌اند. همچنین خم زدن و همپوشانی ساده انتها خاموت ستون‌ها در بخش کاور، بسیار متداول بوده است [۱۷].

### ۳-۲-۲ دوره طراحی لرزه‌ای میانی (۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰)

زلزله سال ۱۹۷۱ سن فرناندو وجود جزئیات لرزه‌ای خاص جهت تامین شکل‌پذیری در پاسخ پل‌ها را تأیید کرد و منجر به معرفی روش‌های طراحی مبتنی بر ظرفیت در استانداردهای طراحی پل‌ها گردید. ظرفیت تحمل بار زلزله پل‌ها بیش از دو برابر افزایش یافت و نیز مسائلی همچون نزدیکی گسل، شرایط خاک، رفتار دینامیکی و جزئیات شکل‌پذیری در طراحی پل‌ها مطرح گردیدند [۱۸]. این عوامل در جزئیات طراحی کلترنس [۱۹] وارد شدند. همچنین انجمن فناوری کاربردی آمریکا نیز گزارش فنی ATC-6 [۲۰] ارائه کرد. بدین ترتیب، پایه و اساس ضوابط طراحی پل‌های کلترنس شکل گرفت و این قوانین طراحی لرزه‌ای تا زمین لرزه ۱۹۸۹ لوما پریتا کم و بیش بدون تغییر باقی ماندند. تلاش آیین‌نامه‌های جدید این دوره تأکید بر انجام طراحی به شیوه‌ای بوده که حین وقوع زلزله تسلیم هدایت شده از نوع گسیختگی خمشی ستون‌ها رخ داده، لیکن سایر اعضاء سازه‌ای پل بصورت الاستیک باقی بمانند [۱۷].

### ۳-۲-۳ دوران طراحی لرزه‌ای پس از ۱۹۹۰ (دوره نوین طراحی لرزه‌ای پل‌ها)

با وقوع زلزله لوما پریتا در سال ۱۹۸۹ و مشاهده آسیب‌های سازه‌ای گسترده در پل‌ها، کلترنس از ATC درخواست نمود تا ضوابط جدیدی برای آیین‌نامه‌های طراحی پل‌های آمریکا فراهم آورد [۲۱]. همچنین در آن زمان پژوهش‌های گسترده‌ای بر روی طراحی لرزه‌ای و به‌سازی پل‌ها در ایالات متحده مورد توجه قرار گرفت. تمام توصیه‌های فنی ATC [۲۰] با ضوابط طراحی پل کلترنس [۱۹] و چندین آیین‌نامه طراحی داخلی دیگر ادغام گردیدند. تأکید اساسی آیین‌نامه‌های جدید حاصله، روش طراحی مبتنی بر تغییرشکل یا ظرفیت بوده است بطوریکه متضمن یک مود گسیختگی شکل‌پذیر در ستون‌ها باشد در حالیکه باقی اعضاء پل تحت زلزله الاستیک بمانند [۱۷].

### ۳-۳ مدل‌سازی اعضای پل

در این مطالعه مدل‌های پل بصورت سه بعدی و با شش درجه آزادی در نظر گرفته شده‌اند. کلاس پل مورد نظر در این مطالعه از نوع پل قوسی بتنی (پیش تنیده پیش ساخته) چند دهانه دره‌ای، با عرشه جعبه‌ای با پایه‌های چند ستونی می‌باشد. از آنجائیکه در مورد پل‌های دره‌ای، به سبب ماهیت مسیری که این نوع پل‌ها طی می‌کنند، وجود پایه‌های با ارتفاع‌های متفاوت در پل امری طبیعی و متداول می‌باشد، اختلاف ارتفاع بین ستون‌های پل و همچنین تعداد دهانه به عنوان پارامتر اصلی در این مطالعه جهت بررسی پاسخ لرزه‌ای این نوع پل‌ها در نظر گرفته شد. همانطور که در شکل ۳ نشان

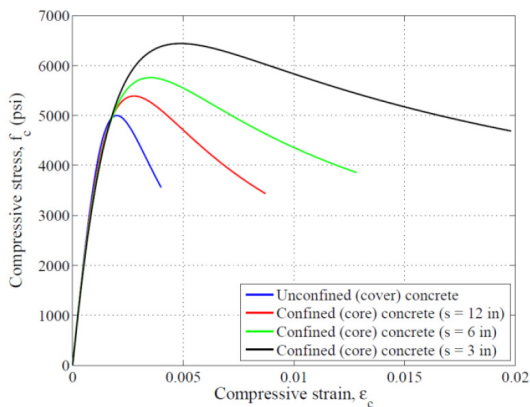


شکل ۱۰: مدل سه بعدی چهار دهانه با ارتفاع پایه‌های یکسان  
Fig. 10. 3-dimensional four-span model with equal column heights

۳-۳-۱- مدل‌های تحلیلی مصالح بتن و فولاد

مدل فایبر دارای خاصیت منحصر به فردی می‌باشد که اجازه تعریف کردن مصالح با مشخصات متفاوت را در نقاط مختلف از سطح مقطع امکان پذیر می‌سازد. به عنوان مثال، مشخصات بتن محصور نشده به کاور بتن و بتن محصور شده به هسته بتن قابل تخصیص است. به علاوه محل آرماتورها به همراه قطر آنها روی سطح مقطع فایبر مشخص شده و مشخصات فولاد مصرفی در آرماتورهای طولی به آنها تخصیص داده می‌شود.

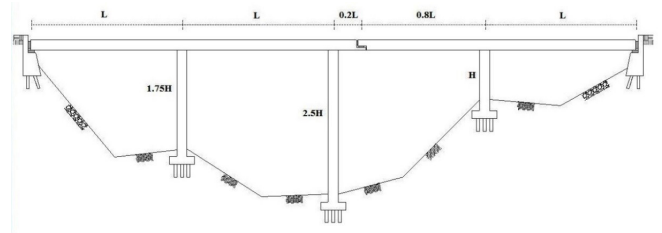
شکل ۱۱ منحنی‌های تنش-کرنش بتن در حالات مختلف محصور نشده و محصور شده با فواصل مختلف را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱: مقایسه منحنی‌های رفتاری بتن در سطوح مختلف محصورشدگی [۱۷]

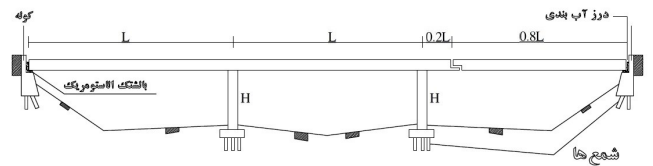
Fig. 11. Comparison of concrete behavior curves at different levels of confinement [17]

مقاومت فشاری بتن استاندارد ۳۴/۵۰ مگاپاسکال و مقاومت فولاد ۴۱۴ مگاپاسکال می‌باشد که به وسیله خاموت نمره ۴# محصور شده است. لازم به ذکر است برای ارائه رفتار غیرخطی مصالح و اعضا بخصوص پایه‌ها از آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای کلترنس کالیفرنیا [۱۹] و مدل مندر [۲۳] برای مدل‌سازی رفتار فولاد و بتن استفاده شده است.



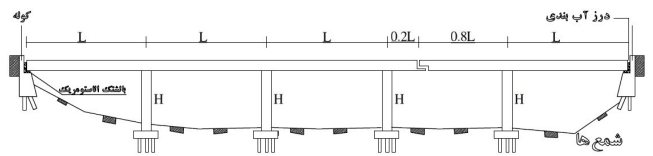
شکل ۶: مدل پل با ارتفاع پایه‌ها 1.75h-2.5h-h

Fig. 6. Bridge model with 1.75h-2.5h-h height of columns



شکل ۷: مدل پل با تعداد سه دهانه

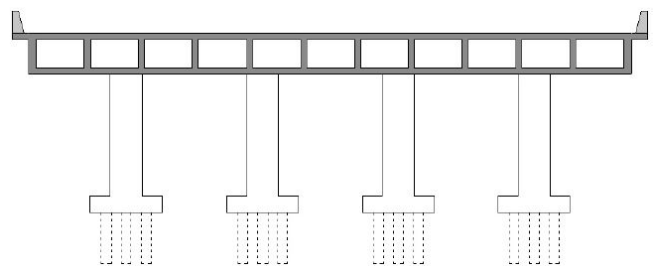
Fig. 7. Bridge model with 3 spans



شکل ۸: مدل پل با تعداد پنج دهانه

Fig. 8. Bridge model with 5 spans

مقطع عرضی کلیه پل‌های مورد مطالعه در هر قاب دارای ۴ ستون می‌باشد که در شکل ۹ نشان داده شده است.

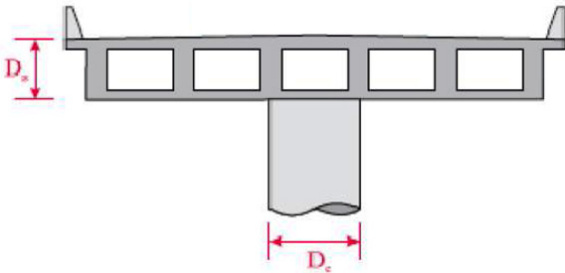


شکل ۹: مقطع عرضی پل‌های مورد مطالعه

Fig. 9. Bridge elevation of analytical model

در شکل ۱۰ یک نمونه مدل سه بعدی پل مورد مطالعه در نرم‌افزار CSI Bridge نشان داده شده است.

جریان زمین لرزه بصورت الاستیک و در محدوده ارتجاعی باقی می ماند [۱۷]، با توجه به این که عرشه پل بتنی و صلب می باشد نوع دیافراگم solid انتخاب گردید. جابجایی عرضی عرشه به صورت مدل سازی کلیدهای برشی در محل کوله ها کنترل گردید به این صورت که به عرشه ۲۰ سانتی متر آزادی حرکت داده شد و بیش از آن با استفاده از کلید برشی محدود گردید. قابل ذکر است به این دلیل که پل های رایج آمریکا در محل درزها کلید برشی ندارند، در محل درزها از کلید برشی استفاده نگردید [۱۷].



شکل ۱۴: عرض مؤثر عرشه [۱۵]

Fig. 14. Effective width of deck [15]

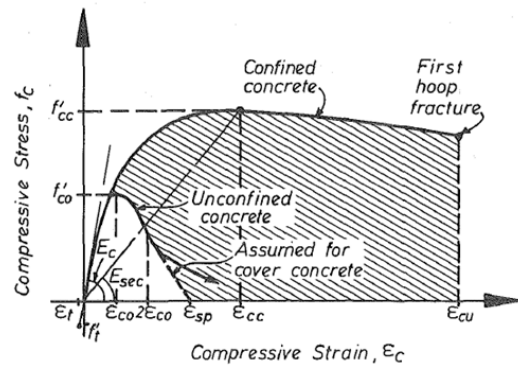
۳-۳-۴- مدل سازی بالشتک های تکیه گاهی الاستومریک در این پژوهش به منظور دقت مدل سازی، تکیه گاه های عرشه باکس بتن آرمه پل ها نیز مدل شده و پاسخ آنها در ارزیابی لرزه ای لحاظ گردیده اند. تکیه گاه های الاستومریک از رایج ترین نوع تکیه گاه ها در پل های بتنی دنیا هستند. این تکیه گاه ها نیروهای افقی را از طریق اصطکاک به زیرسازه منتقل می کنند. رفتار آنها در حالی که وابسته به سختی اولیه آنهاست اما از طرفی نیز با لغزش کنترل می گردد. به بیان دیگر، تا قبل از اینکه نیروی افقی وارد به تکیه گاه از نیروی اصطکاک بین بالشتک و بتن کوچکتر است رفتار بالشتک با سختی آن کنترل می گردد. اما به محض افزایش نیروی افقی از نیروی اصطکاک، سختی بالشتک به صفر رسیده و لذا رفتار تکیه گاه مبتنی بر یک مدل الاستو-پلاستیک خواهد بود. سختی اولیه بالشتک،  $K_{pad}$  بر اساس رابطه ۱ قابل محاسبه است که در  $G$  مدول برشی بالشتک،  $A$  سطح مقطع بالشتک و  $h$  ضخامت بالشتک می باشد [۱۷].

$$K_{pad} = GA/h \quad (1)$$

شکل ۱۵ تغییر شکل یک تکیه گاه الاستومریک را نشان می دهد. نیروی تسلیم  $F_y$  از ضرب نیروی عمود بر تکیه گاه  $N$ ، و ضریب اصطکاک بین الاستومر و بتن،  $\mu$  بدست می آید. شارژ<sup>۱</sup> (۱۹۸۱) [۲۴] بر اساس آزمایش های انجام شده بر روی تکیه گاه های الاستومریک به یک رابطه بین ضریب اصطکاک و تنش عمود بر آن  $fn$ ، مطابق رابطه ۲ رسیده است.

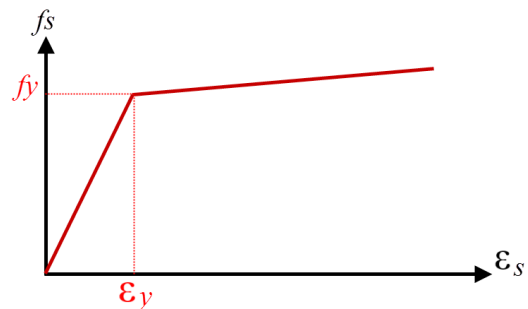
### ۳-۳-۲- مدل سازی ستون

ستون های پل با استفاده از المان های تیر-ستون غیرخطی مدل می شوند. مقطع عرضی آنها با استفاده از المان های فایبر مدل می شوند تا امکان تشکیل مفصل پلاستیک به صورت گسترده در سطح مقطع امکان پذیر گردد. شکل ۱۲ یک مقطع فایبر را برای یک ستون بتنی نشان می دهد که شامل بتن محصور نشده (برای سطح خارجی بتن)، بتن محصور شده (برای هسته داخلی بتن) می باشد. در شکل ۱۳ نیز مشخصات فولاد برای مدل سازی آرماتورهای موجود در مقطع ستون، نشان داده شده است.



شکل ۱۲: منحنی تنش-کرنش بتن محصور نشده و بتن محصور شده با خاموت عرضی [۲۳]

Fig. 8. Confined and unconfined concrete stress-strain curves [23]

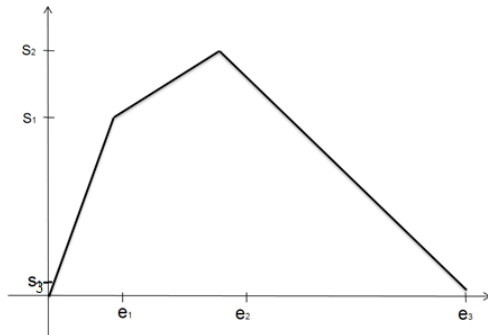


شکل ۱۳: منحنی تنش کرنش فولاد مورد استفاده در مدل [۱۵]

Fig. 8. Stress strain curve of steel used in the model [15]

### ۳-۳-۳- المان های عرشه

عرشه با استفاده از تعریف مقطع جعبه بتنی<sup>۱</sup> مطابق شکل ۱۴ در نرم افزار مدل سازی گردید. زمین لرزه های گذشته نشان داده است که عرشه پل در



شکل ۱۶: رفتار چرخه‌ای کلید برشی [۲۵]

Fig. 16. Cyclic behavior of Shear key

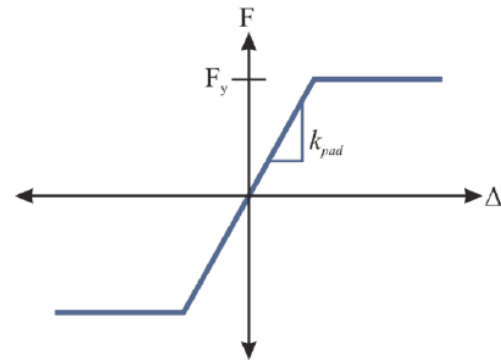
مدل اصلی پل بر مبنای نمونه‌های ساخته شده پل در کالیفرنیا می‌باشد و مشخصات آن از پژوهش راماناتان (۲۰۱۲) [۱۷] برداشت شده است که در دوره طراحی لرزه‌ای پیش از ۱۹۷۱ طراحی گردیده است. پارامترهای هندسی توصیف‌کننده مدل پل که برای تحلیل دینامیکی غیرخطی بکار رفتند در جدول ۲ ارائه شده‌اند. قابل ذکر است که پل‌های بتنی با شاه‌تیر جعبه‌ای در محل سرستون‌ها یکپارچه هستند، عرشه با ستون‌ها یکپارچه اجرا می‌شود و در واقع این بخش از پل یک دیافراگم صلب می‌باشد. همچنین در جدول ۲، ابعاد شاه‌تیر جعبه‌ای، اندازه ستون‌ها و جزئیات آرماتورگذاری ارائه گردیده است. پل‌های بتنی با شاه‌تیر جعبه‌ای، عموماً از ستون‌های دایروی بهره می‌گیرند و قطر و آرماتورگذاری در آن‌ها وابسته به تعداد ستون‌های موجود در هر قاب است.

شاه‌تیرها بر مبنای نسبت‌های عمق به طول قابل قبول معادل ۰/۰۴ برای جعبه‌های بتنی که درجا ساخته می‌شوند، در نظر گرفته می‌شوند. همچنین قاب‌های چند ستونی بر روی یک سرشمع که یک گروه شمع در زیر آن قرار دارند، قرار می‌گیرند. نکته قابل ذکر دیگر این است که در قاب‌های چندستونی، ستون‌ها به صورت مفصلی به شالوده (سرشمع) متصل می‌گردند؛ در حالی که در قاب‌های تک‌ستونی به صورت گیردار با شالوده اجرا می‌شوند [۱۴ و ۱۷]. سختی فنرهای انتقالی و دورانی در پای ستون‌ها که معرف رفتار شالوده هستند، در جدول ۲ آورده شده است.

سختی فنرهای انتقالی و پیچشی متمرکز در انتهای ستون‌ها در محل اتصال به شالوده بر اساس هندسه شالوده، تعداد شمع‌ها، نحوه آرایش آنها و سختی افقی و قائم هریک از شمع‌ها تعیین می‌گردد. این موضوع از طریق تعیین سختی هریک از شمع‌ها و اصلاح سختی‌ها با در نظر گرفتن هندسه گروه شمع‌ها قابل انجام است. برای این منظور سختی‌های قائم و افقی شمع‌ها بر اساس اطلاعات موجود در نقشه‌ها و توصیه‌ها و آزمایشات پژوهشگران تعیین می‌گردد. از سختی پیچشی هر شمع به دلیل عدم تاثیر قابل ملاحظه در رفتار سازه صرف نظر شده است [۲۶] سختی قائم شمع با لحاظ مقاومت اصطکاکی و مقاومت انتهای شمع بر اساس مطالعات انجام شده توسط چوی (۲۰۰۲) معادل ۱۷۵ kN/mm در نظر گرفته شده است.

$$\mu=0.05+0.4/\sigma_m$$

(۲)



شکل ۱۵: نمودار نیرو- تغییر شکل مورد استفاده برای بالشتک‌های الاستومریک [۱۵-۱۷]

Fig. 15. Force- Displacement diagram used for elastomeric bearing pads [15,16,17]

### ۳-۳-۵- کلیدهای برشی

کلیدهای برشی غالباً در پل‌های با دهانه متوسط یا کم و برای تأمین یک تکیه‌گاه جانبی برای روسازه پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. این اعضا بار ثقلی تحمل نمی‌کنند ولی در هنگام زلزله عکس‌العمل روسازه را به کوله و سرستون منتقل می‌کنند. سپس شمع‌ها و دیواره‌های کناری کوله از طریق برش، عکس‌العمل مزبور را به زمین منتقل می‌کنند. طراحی این اعضا به گونه‌ای است که ظرفیت نهایی آن‌ها از ۷۵ درصد ظرفیت برشی شمع‌های کوله به اضافه‌ی یکی از دیواره‌های کناری بیشتر نشود.

در این تحقیق کلیدهای برشی در محله کوله‌ها کنترل گردید به این صورت که به عرشه ۲۰ سانتی‌متر آزادی حرکت داده شد و بیش از آن با استفاده از کلید برشی محدود گردید. قابل ذکر است که در محل درزه‌ها از کلید برشی استفاده نگردید به این دلیل که پل‌های رایج آمریکا در محل درزه‌ها کلید برشی ندارند. [۲۵].

شکل ۱۶ رفتار چرخه‌ای یک کلید برشی را نشان می‌دهد که نتیجه مطالعات مگالی<sup>۱</sup> و همکارانش [۲۵] است.

### ۳-۴- معرفی کلاس پل مورد مطالعه

بررسی اطلاعات جمع‌آوری شده از پل‌های موجود در ایالت کالیفرنیا، نشان می‌دهد که پل‌های بتنی با مقطع جعبه‌ای بخش عمده‌ای از پل‌های بزرگراهی موجود در ایالت کالیفرنیا را تشکیل می‌دهد جدول ۱ و این پل‌ها عموماً برای دهانه‌های بلندتر استفاده می‌شوند [۱۷].

جدول ۱: کلاس‌های مختلف پل و فراوانی آن‌ها در کالیفرنیا آمریکا [۱۷]

Table 1. The various bridge classes and their abundance in California, USA [17]

تیب پل	نام گذاری NBI	تعداد	درصد از تعداد کل پل ها (%)
۱- پل چند دهانه پیوسته بتنی با شاه تیر جعبه ای	MSCBG	۵۳۱۴	۲۰/۸۹
۲- پل بتنی تک دهانه	SSC girder	۴۵۸۲	۱۸/۰۲
۳- پل چند دهانه پیوسته با عرشه دال	MCSL	۴۰۰۴	۱۵/۷۴
۴- پل چند دهانه پیوسته با شاه تیر بتنی	MSCG	۲۱۶۴	۸/۵۱
۵- پل چند دهانه شاه تیر فولادی با تکیه گاه ساده	MSSSSG	۱۰۸۵	۴/۲۷
۶- پل تک دهانه شاه تیر فولادی	SSSG	۹۳۶	۳/۶۸
۷- پل چند دهانه شاه تیر بتنی با تکیه گاه ساده	MSSaSCG	۹۰۰	۳/۵۴
۸- پل چند دهانه بتنی شاه تیر جعبه ای با تکیه گاه ساده	MSSSCBG	۳۹۸	۱/۵۶
۹- پل چند دهانه با تکیه گاه ساده با مقطع دال	MSSSSL	۳۹۱	۱/۵۴
۱۰- پل چند دهانه پیوسته شاه تیر فولادی	MSCSG	۳۲۲	۱/۲۷
۱۱- پل چند دهانه پیوسته با قاب بتنی	MSCCF	۸	۰/۰۳
۱۲- پل چند دهانه قاب بتنی با تکیه گاه ساده	MSSSCF	۴	۰/۰۲
۱۳- سایر کلاس پل	-	۵۳۲۶	۲۰/۹۴
مجموع	-	۲۵۴۳۴	۱۰۰

ارتفاع پایه‌های نمونه اصلی به صورت مساوی برابر ۵/۸۰ متر و چهار دهانه می‌باشد. برای بررسی اثر اختلاف ارتفاع ستون‌ها، دو نمونه پل دیگر با ارتفاع پایه 1.25h-1.5h-h و 1.75h-2.5h-h و برای بررسی اثر تعداد دهانه پل، دو نمونه دیگر با تعداد سه و پنج دهانه مدل سازی شد.

### ۳-۵- آنالیز مودال

آنالیز مودال در نرم افزار صورت گرفت و پریود اول ارتعاش پل‌ها در جدول ۳ نشان داده شده است.

همان طور که در جدول ۳ مشاهده می‌گردد، پریود اول ارتعاش پل‌ها با توجه به افزایش ارتفاع پایه‌ها (ستون‌ها) به میزان ناچیزی افزایش یافته و همچنین با افزایش تعداد دهانه پریود کاهش یافته است.

در شکل ۱۷ نمودار مقایسه چهار مد اول ارتعاش در پنج مدل پل ارائه گردیده است.

سختی موثر افقی شمع مشابه شمع‌های موجود در کوله‌ها و معادل  $7 \text{ kN/mm}$  تعیین می‌گردد. تاثیر گروه شمع‌ها در تعریف سختی افقی و دورانی سرشمع بر مبنای روابط ساده تعیین شده زیر قابل محاسبه است:

$$K_{G,h} = \sum_{i=1}^N K_{hh,i} \quad (3)$$

$$K_{G,r} = \sum_{i=1}^N K_{vv,i} \cdot X_i^2 \quad (4)$$

در روابط ۳ و ۴،  $K_{hh,i}$  سختی‌های افقی و  $K_{vv,i}$  سختی‌های قائم شمع  $i$  ام و  $X_i$  فاصله هر شمع از مرکز سطح سر شمع عمود بر محور دوران تعریف می‌گردد. سختی نهایی افقی و دورانی شالوده ناشی از اثر تمامی شمع‌ها به ترتیب با  $K_{G,r}$  و  $K_{G,h}$  نمایش داده میشوند.

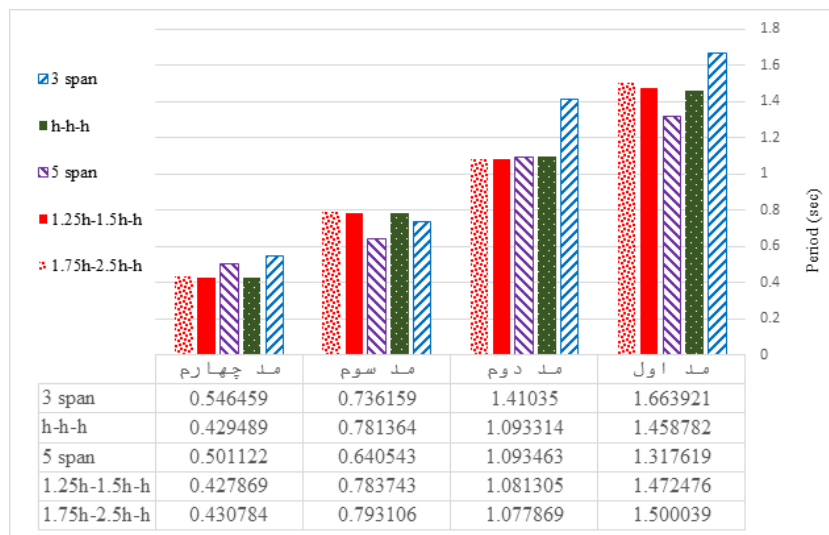
میرایی رایلی معادل ۱۵٪ برای دو مد اولیه سازه بر اساس توصیه‌های ژنگ و ماکریس<sup>۱</sup> (۲۰۰۲) [۲۷] در نرم‌افزار برای این پل لحاظ شده است.



جدول ۲: پارامترهای هندسی توصیف کننده مدل پل [۱۷]

Table 2. Geometric Parameters Describing in the Bridge Model

span 5	span 3	h-h-h	1.25h-1.5h-h	1.75h-2.5h-h	واحد	مشخصه پل CSi Bridge
۴	۴	۴	۴	۴	عدد	تعداد ستون‌ها در هر قاب
۵/۸۰	۵/۸۰	۵/۸۰	۷/۲۵-۸/۷۰-۵/۸۰	۱۰/۱۵-۱۴/۵۰-۵/۸۰	متر	ارتفاع ستون‌ها
۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳	متر	قطر هر ستون
۴۲	۴۲	۴۲	۴۹	۵۴	عدد	تعداد آرماتورهای طولی ستون (#۱۱)
۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	متر	فاصله بین آرماتورهای عرضی ستون (#۴)
۲۶/۴۸	۴۴/۱۳	۳۳/۱	۳۳/۱	۳۳/۱	متر	طول هر دهانه
۳۳/۵	۳۳/۵	۳۳/۵	۳۳/۵	۳۳/۵	متر	عرض عرشه
۱۱	۱۱	۱۱	۱۱	۱۱	عدد	تعداد جعبه‌های مقطع عرشه
۱/۴۶	۱/۴۶	۱/۴۶	۱/۴۶	۱/۴۶	متر	ارتفاع کلی روسازه
۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲	متر	ضخامت بال‌های فوقانی مقطع عرشه
۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۲	متر	ضخامت بال‌های تحتانی مقطع عرشه
۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	متر	ضخامت جان مقطع عرشه
۲/۸۶	۲/۸۶	۲/۸۶	۲/۸۶	۲/۸۶	متر	فاصله مرکز به مرکز سلول‌های عرشه
۷/۰۶	۷/۰۶	۷/۰۶	۷/۰۶	۷/۰۶	kN/mm	سختی انتقالی شالوده ستون
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	kN/mm	سختی دورانی شالوده ستون



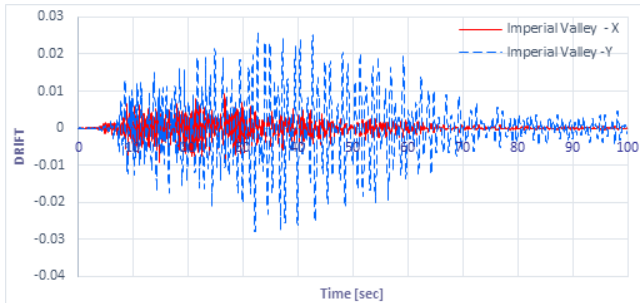
شکل ۱۷: نمودار مقایسه مدهای ارتعاش در پنج مدل پل

Fig. 15. Comparison of Vibration Modes in Five Bridge Models

جدول ۳: پریود اول ارتعاش مدل‌ها

Table 3. The first period of vibration of the models

h-h-h- 5 span	h-h-h- 3 span	h-h-h-4span	1.25h-1.50h-h-4span	1.75h-2.5h-h-4span	ارتفاع پایه‌ها
۱/۳۱۷	۱/۶۶۳	۱/۴۵۸	۱/۴۷۲	۱/۵۰۰	زمان تناوب (ثانیه) - مود اول



شکل ۱۸: تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی طولی و عرضی ستون چهارم از قاب اول مدل چهار دهانه با پایه‌های یکسان

Fig. 18. Time history of the longitudinal and transversal drift in fourth column for the first frame of the four-span model which has same piers

۳-۶- تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی و ارائه منحنی‌های پاسخ اعضای پل

۳-۶-۱- مجموعه رکوردهای زلزله

جمع‌آوری مجموعه زمین‌لرزه‌ها جهت انجام تحلیل، به گونه‌ای که بیانگر خطر زلزله در کل منطقه مورد بررسی باشند، امری مهم و در عین حال بسیار سخت می‌باشد. بر این اساس تحلیل تاریخچه زمانی به وسیله ۷ رکورد انجام شد که از بانک اطلاعاتی زمین‌لرزه (PEER) انتخاب شده شامل ترکیبی از بزرگی‌های مختلف زمین‌لرزه و شتاب‌های حداکثر زمین (میانگین هندسی دو مؤلفه افقی) از  $g/0.21$  تا  $g/0.53$  می‌باشد، که مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ [۲۸] ضریب مقیاس رکوردهای زلزله  $0.659$  بدست آمد.

در جدول ۴ رکوردهای زلزله اعمالی به سازه همراه مشخصات مربوط به رکورد زلزله ذکر گردیده است. فاصله ایستگاه زلزله تا سطح گسیختگی برای هر رکورد بیشتر از ۳۰ کیلومتر فرض شده و سعی شده است شتاب‌نگاشت‌ها تا حد امکان ویژگی‌های مشتری داشته باشند که شامل موارد ذیل می‌باشند: الف- شتاب‌نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها آثار بزرگا، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه زا در نظر گرفته شده باشد.

ب - ساختگاه شتاب‌نگاشت‌ها به لحاظ ویژگی‌های زمین شناسی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان مشابهت داشته باشند.

ج - مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است باشد. مدت زمان حرکت شدید شتاب‌نگاشت‌ها را می‌توان از روش‌های مانند روش توزیع تجمع انرژی، تعیین کرد.

۳-۶-۲- تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل تاریخچه زمانی بر روی مدل پل‌ها تحت هفت جفت رکورد زلزله در دو جهت متعامد انجام شد و پس از انجام تحلیل تغییر مکان نسبی ستون‌ها در دو جهت طولی و عرضی برداشت شد.

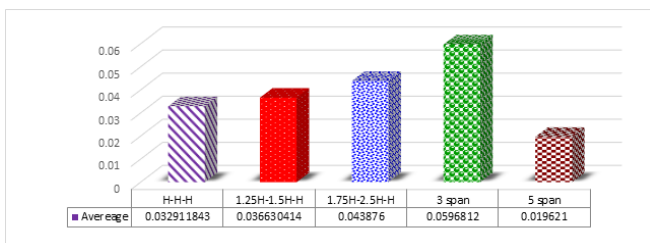
۳-۶-۳- نتایج تحلیل

در شکل ۱۸ یک نمونه نمودار تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان نسبی یکی از ستون‌های پل‌های مدل شده تحت رکورد زلزله امپریال ولی ارائه گردید.

در جدول ۵ و ۶ مقادیر حداکثر تغییر مکان نسبی طولی و عرضی و مقدار میانگین آن‌ها برای هر رکورد زلزله به تفکیک درج گردید.

با توجه به جدول ۵ و ۶ مشاهده می‌گردد که با افزایش ارتفاع ستون‌ها و کاهش تعداد دهانه مقدار تغییر مکان نسبی ستون‌ها افزایش می‌یابد و همچنین با افزایش تعداد دهانه حداکثر تغییر مکان نسبی ستون‌ها کاهش می‌یابند.

در شکل ۱۹ نمودار میله‌ای مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی در هر مدل به تفکیک نشان داده شده است.



شکل ۱۹: نمودار مقادیر حداکثر تغییر مکان نسبی مدل‌ها در جهت طولی و عرضی

Fig. 19. Chart of Maximum Drift Models in longitudinal and transverse directions

جدول ۴: مشخصات رکورد زلزله های اعمالی به سازه

Table 4. Specifications of earthquake records applied to the structure

ردیف	نام زلزله	سال زلزله	نوع خاک (براساس طبقه بندی آیین نامه ۲۸۰۰)	بزرگای زلزله	PGA.g X	PGA.g Y
۱	Northridge	۱۹۹۴	III	۶/۷	۰/۴۲	۰/۵۲
۲	Imperial Valley	۱۹۷۹	III	۶/۵	۰/۲۴	۰/۳۵
۳	Kobe , Japan	۱۹۹۵	III	۶/۹	۰/۲۴	۰/۲۱
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	III	۶/۹	۰/۵۳	۰/۴۴
۵	Manjil , Iran	۱۹۹۰	II	۷/۴	۰/۵۱	۰/۵۰
۶	Chi-Chi , Taiwan	۱۹۹۹	III	۷/۶	۰/۳۵	۰/۴۴
۷	San Fernando	۱۹۷۱	III	۶/۶	۰/۱۷	۰/۲۱

جدول ۵: تغییر مکان نسبی طولی حداکثر مدل‌ها

Table 5. Maximum longitudinal drift of models

زلزله‌ها	1.75h-2.5h-h	1.25h-1.5h-h	h-h-h	span 3	span 5
نورت ریج	۰/۰۱۲۳۱۴	۰/۰۲۰۲۴۲۵	۰/۰۲۶۷	۰/۰۶۵۰۱۹	۰/۰۱۴۴۴
امپریال والی	۰/۰۲۶۶۶۲	۰/۰۳۱۷۴۸	۰/۰۲۲۵۴۸	۰/۰۴۸۲۱۷	۰/۰۱۸۵۶۵۵
کوبه ژاپن	۰/۰۴۵۹۵۷	۰/۰۳۱۴۹۸۳	۰/۰۲۷۹۱۷۲	۰/۰۴۵۰۸۳	۰/۰۱۸۴۵۶۹
لوما پریتا	۰/۰۲۸۵۵۷	۰/۰۳۷۹۶۹	۰/۰۲۴۳۴۶۶	۰/۰۳۵۵۸۸	۰/۰۱۴۰۷۸
منجیل ایران	۰/۰۲۷۲۱۶	۰/۰۳۰۵۱۷۲	۰/۰۲۵۶۷	۰/۰۳۸۹۸۶	۰/۰۴۱۴۷
چی چی تایوان	۰/۰۱۸۲۱۷۲	۰/۰۱۹۸۵۷	۰/۰۲۰۰۵۹	۰/۰۳۵۵۹۱	۰/۰۱۴۲
سن فرناندو	۰/۰۲۳۲۶۹	۰/۰۲۶۵۷۰۷	۰/۰۳۲۵۵۵۲	۰/۰۲۵۰۶۹	۰/۰۰۹۳۹۷
میانگین	۰/۰۲۶۰۲۷۴۶	۰/۰۲۸۳۴۳۲	۰/۰۲۵۶۸۵۱	۰/۰۴۱۹۳۶	۰/۰۱۸۶۵۸۲

یکسان(H-H-H) و با ارتفاع‌های پایه‌های متفاوت 1.25H-1.5H-H و 1.75H-2.5H-H به ترتیب برابر با ۰/۰۳۲۹ و ۰/۰۳۶۶ و ۰/۰۴۳۸ می‌باشد که با مقایسه این مقادیر با آستانه‌ی حدود تغییر مکان نسبی در جدول ۶ می‌توان دریافت که سطح عملکرد پل خرابی زیاد را رد کرده است و همچنان به خرابی کامل نرسیده است. به این معنی که در این نوع خرابی به صورت کیفی پوشش بتن از بین رفته و خاموت‌ها به حالت تسلیم رسیده اند.

با توجه به خروجی مدل‌ها مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی مدل‌ها مقدار ذیل می‌باشد:

مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی مدل H-H-H و 1.25H-1.5H-H و 1.75H-2.5H-H در جهت طولی به ترتیب ۰/۰۲۵۶، ۰/۰۲۸۳ و ۰/۰۲۶۰ و ۰/۰۴۱۹ و ۰/۰۱۸۶ و در جهت عرضی به ترتیب ۰/۰۳۲۹، ۰/۰۳۶۶ و ۰/۰۴۳۸ و ۰/۰۵۹۶ و ۰/۰۱۹۶ می‌باشد. میزان حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل پل‌های چهار دهانه با ارتفاع

جدول ۶: تغییر مکان نسبی عرضی حداکثر مدل‌ها

Table 6. Maximum transverse drift of models

span 5	span 3	h-h-h	1.25h-1.5h-h	1.75h-2.5h-h	زلزله‌ها
۰/۰۱۷۴۸۹۷	۰/۰۹۹۶۵	۰/۰۳۲۶۲۱	۰/۰۳۶۹۰۹	۰/۰۵۷۹۶	نورتریج
۰/۰۳۳۹۸۳	۰/۰۸۲۵۰۳	۰/۰۳۳۳۹۶۶	۰/۰۴۱۳۶۲۱	۰/۰۵۰۰۴	امپریال والی
۰/۰۲۱۶۳	۰/۰۶۶۷۲۶	۰/۰۳۳۶۷۹۳	۰/۰۴۱۸۰۴۶	۰/۰۳۹۲۳۸	کوبه ژاپن
۰/۰۱۶۹۶۶	۰/۰۳۴۷۰۳۴	۰/۰۳۰۶۳۶	۰/۰۴۸۰۶۶۷	۰/۰۴۰۰۲۶	لوما پریتا
۰/۰۱۶۹۲۲	۰/۰۴۶۵۸۹۷	۰/۰۲۹۶۵۲	۰/۰۳۱۱۸۶	۰/۰۳۹۴۲۱	منجیل ایران
۰/۰۱۷۴۷۷۶	۰/۰۵۴۴۵۶۹	۰/۰۳۲۳۲	۰/۰۲۴۰۲۵۹	۰/۰۴۲۲۶۹	چی چی تایوان
۰/۰۱۲۸۸	۰/۰۳۳۱۳۹۷	۰/۰۳۸۰۷۸	۰/۰۳۳۰۵۸۶	۰/۰۳۸۱۷۸	سن فرناندو
۰/۰۱۹۶۲۱۱۹	۰/۰۵۹۶۸۱۲	۰/۰۳۲۹۱۱۸	۰/۰۳۶۶۳۰۴	۰/۰۴۳۸۷۶	میانگین

جدول ۷: حالت خرابی و ظرفیت شکل‌پذیری ستون‌ها [۱۳، ۲۶]

Table 7. Damage states and ductility capacity of columns

خرابی کامل	خرابی زیاد	خرابی متوسط	خرابی ناچیز	آستانه‌ی حد تغییر مکان نسبی
۰/۰۵	۰/۰۳۵	۰/۰۲	۰/۰۱	

جهت طولی به ترتیب ۱۰/۳۴ و ۱/۳۳ درصد افزایش یافته و در جهت عرضی به ترتیب ۱۱/۳۰ و ۳۳/۳۱ درصد افزایش یافته است. مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل ۳ دهانه نسبت به مدل ۴ دهانه مینا، در جهت طولی و عرضی به ترتیب ۶۳/۲۷ و ۸۱/۳۳ درصد افزایش یافته است در حالی که مدل ۵ دهانه نسبت به مدل ۴ دهانه مینا در جهت طولی و عرضی به ترتیب ۲۷/۳۵ درصد و ۴۰/۳۸ درصد کاهش یافته است. حداکثر تغییر مکان نسبی پل در دو جهت طولی و عرضی با افزایش ارتفاع پایه‌ها و کاهش تعداد دهانه افزایش می‌یابد. افزایش ارتفاع پایه‌ها باعث نزدیک شدن به حالت خرابی زیاد ستون‌ها می‌شود و همچنین افزایش تعداد دهانه سبب کاهش آسیب‌دیدگی پل می‌گردد.

#### مراجع

- [1] S. Kheradmandi, "Seismic Vulnerability Assessment of Curved RC Box-Girder Bridges and Retrofitted with probabilistic methods", A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirement for the Degree of Master of Science in Civil Engineering, Iran University of

میزان حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل سه دهانه، ۰/۰۵۹۶ می‌باشد و عملکرد پل به حالت خرابی کامل رسیده و ناپایدار گردیده است، در واقع زوال محصورشدگی، کماتش یا گسیختگی آرماتورهای طولی ستون، شکست هسته بتن در این حالت رخ داده است.

میزان حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل پنج دهانه، ۰/۰۱۹۶ می‌باشد در واقع عملکرد پل از حالت خرابی ناچیز گذر کرده و به خرابی متوسط نزدیک شده است که در این حالت ترک‌های مویی در سطح بتن مشاهده می‌شود و پوشش بتن در آستانه ورقه ورقه شدن می‌باشد.

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با مدل‌سازی ۵ نمونه پل قوسی عرشه باکس بتن آرمه پیش ساخته پیش تنیده با تعداد دهانه و ارتفاع پایه‌های متفاوت نتایج زیر حاصل گردید:

تغییر تعداد دهانه پل تاثیر بیشتری در پریرود سازه نسبت به تغییر ارتفاع پایه‌های ستون‌های پل دارد.

مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل 1.25H-1.5H-H و 1.75H-2.5H-H نسبت به مدل H-H-H که مدل مینا می‌باشد: در

- with unequal-height piers, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(2) (2015) 04015016.
- [14] H. Pahlavan, B. Zakeri, G.G. Amiri, M. Shaiyanfar, Probabilistic vulnerability assessment of horizontally curved multiframe RC box-girder highway bridges, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(3) (2015) 04015038.
- [15] H. Pahlavan, "Probabilistic Seismic Assessment and Retrofitting of RC Bridges Using OpenSEES", Azadeh Publishing, (2015).
- [16] H. Pahlavan, Gh. Ghodrati Amiri, M. Shaiyanfar, B. Zakeri, "Seismic Fragility Curve Development for Curved RC Box-Girder Bridges", A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirement for the Degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, Iran University of Science and Technology, School of Civil Engineering, (2015).
- [17] K.N. Ramanathan, Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy, Georgia Institute of Technology, 2012.
- [18] M. Yashinsky, M. Karshenas, Fundamentals of seismic protection for bridges, National Information Centre of Earthquake Engineering, 2003.
- [19] G. Taylor, The propagation and decay of blast waves, *The Scientific Papers of Sir Geoffrey Ingram Taylor*, 3 (1939) 221-235.
- [20] R.V. Nutt, Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations, 1996.
- [21] L. Duan, F. Li, Seismic design philosophies and performance-based design criteria, in: *Bridge Engineering*, CRC Press, 2003, pp. 155-189.
- [22] J.B. Mander, Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges, *Research Progress and*, 89 (1999).
- [23] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [24] L. Scharge, Anchoring of bearings by friction, joint sealing and bearing systems for concrete structures, in: *World congress on joints and bearings*, 1981.
- [25] S. Megalley, P. Silva, F. Seible, Seismic Response of Sacrificial Exterior Keys in Bridge Abutments, in: *La Jolla, CA: Department of Structural Engineering, University of California, San Diego*, 2002.
- [26] M. Shinozuka, M.Q. Feng, X. Dong, T. Uzawa, T. Ueda, Damage assessment of a highway network under scenario earthquakes for emergency response decision support, in: *Smart Structures and Materials 2000: Smart Systems for Science and Technology*, School of Civil Engineering, (2014).
- [2] J. Mozer, C. Culver, Horizontally Curved Highway Bridges—Stability of Curved Plate Girders, Report No. P2, Report Submitted to the Department of Transportation, Federal Highway Administration, Department of Civil Engineering, Carnegie-Mellon University, Pittsburgh, Pennsylvania, (1970).
- [3] C. Culver, Design recommendations for curved highway bridges (Final report for research project 68-32), Harrisburg: Pennsylvania Department of Transportation, USA, (1972).
- [4] P.J. Brennan, Horizontally Curved Highway Bridges: Analysis and Structural Testing of a Multiple Configuration Small Scale Horizontally Curved Highway Bridge, Department of Civil Engineering, Syracuse University, 1974.
- [5] A. Zureick, R. Naqib, J. Yadlosky, Curved steel bridge research project. Interim report I: Synthesis, HDR Engineering, Pittsburgh. Publication Number FHWA-RD-93-129, 1994.
- [6] A. Zureick, D. Linzell, R. Leon, J. Burrell, Curved steel I-girder bridges: Experimental and analytical studies, *Engineering Structures*, 22(2) (2000) 180-190.
- [7] C.H. Yoo, R.L. Carbine, Experimental investigation of horizontally curved steel wide flange beams analysis, *Proceedings structural stability research council annual technical session: stability aspects of industrial buildings*, (1985) 183-191.
- [8] A.R. Khaloo, M. Kafimosavi, Enhancement of flexural design of horizontally curved prestressed bridges, *Journal of bridge engineering*, 12(5) (2007) 585-590.
- [9] D.H. Tavares, J.E. Padgett, P. Paultre, Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada, *Engineering Structures*, 40 (2012) 107-118.
- [10] M. Mohseni, Dynamic Vulnerability Assessment of Highway and Railway Bridges, Ph.D. Dissertation, The College of Engineering at the University of Nebraska-Lincoln, (2012).
- [11] N. Tondini, B. Stojadinovic, Probabilistic seismic demand model for curved reinforced concrete bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(5) (2012) 1455-1479.
- [12] J. Jara, J. Reynoso, B. Olmos, M. Jara, Expected seismic performance of irregular medium-span simply supported bridges on soft and hard soils, *Engineering Structures*, 98 (2015) 174-185.
- [13] M. Abbasi, B. Zakeri, G.G. Amiri, Probabilistic seismic assessment of multiframe concrete box-girder bridges

- multi-frame concrete box-girder bridges with integral abutments, *Engineering Structures*, 122 (2016) 121-143.
- [30] A. Mirza Goltabar Roshan, A. Naseri, Y. Mahmoodi Pati, Probabilistic evaluation of seismic vulnerability of multi-span bridges in northern of Iran, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(1) (2018) 36-54.
- [31] H. Pahlavan, B. Zakeri, G. Ghodrati Amiri, Probabilistic Performance Assessment of Retrofitted Horizontally Curved Multi-Frame RC Box-Girder Bridges, *Journal of Earthquake and Tsunami*, 11(04) (2017) 1750010.
- Bridges, Structures, and Highways, International Society for Optics and Photonics, 2000, pp. 264-276.
- [27] J. Zhang, N. Makris, Seismic response analysis of highway overcrossings including soil-structure interaction, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(11) (2002) 1967-1991.
- [28] Standard No. 2800-05. Iranian code of practice for seismic resistant design of building. Third ed., Building and Housing Research Center, BHRC publication, Tehran, (2005).
- [29] J.-S. Jeon, R. DesRoches, T. Kim, E. Choi, Geometric parameters affecting seismic fragilities of curved

Please cite this article using:

H. Pahlavan, A. Naseri, S. Rafiei, H. Bagheri, Seismic Vulnerability Assessment of Horizontally Curved Multi frame RC Box-Girder Bridges Considering the Effect of Column Heights and Span Numbers, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(3) (2018) 529-542.

DOI: 10.22060/ceej.2017.12135.5130

