

**N. Karami**

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering, University of  
Qom.

**e-mail:** n.karami@stu.qom.ac.ir

**A. Nooralizadeh**

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering, University of  
Qom.

**e-mail:** a.nooralizadeh@stu.qom.ac.ir

**M.K. Bahrani\***

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering, University of  
Qom.

**e-mail:** mkbahrani@ut.ac.ir

## **Seismic Behavior Evaluation of Performance and Damage Index in Bridge Pier Concrete Bent With Seismic Detail Defection**

*Bridges are considered as important structures in the essential arteries of life. In recent earthquakes, the necessity to retrofit the structure of bridges has become apparent as an undeniable truth. In Iran and in recent decades, the engineering community has been trying to adapt itself to the regulations of the world. In the 1990s and early 2000s in Iran, the behavior of bridges has been considered under gravity loads more than their seismic behavior. Most of the bridges being used, lacked the appropriate standard administrations for preserving the earthquake functions. To this end, the current study has focused on the evaluation of concrete frames 'behavior of highways' common bridges in Iran. Accordingly, two types of concrete frames with the existing details according to the average of several bridges having different pier numbers under the lateral loading, have been investigated. Moreover, the knee and mid joints' behavior have been compared step by step. The performance evaluation of these bents illustrated the need for seismic improvement for desirable Failure mode, and the process of damages and performance levels of components had shown an unsuitable failure mechanism. Also, the quantitative values of indices of damage have been studied separately, which can be used in future studies.*

**Keywords:** seismic behavior, cyclic loading, performance level, damage level, knee joint

---

\* Corresponding author

Received 13 August 2019, Revised 05 October 2019, Accepted 07 October 2019.

DOI: 10.22091/cer.2019.4721.1165

## بررسی آزمایشگاهی سطوح عملکردی و خسارات قاب بتنی پایه پل دارای ضعف‌هایی در جزئیات لرزه‌ای

پل‌ها به‌عنوان سازه‌های مهمی در شریان‌های حیاتی مطرح هستند. در زلزله‌های اخیر لزوم تقویت و بهسازی سازه انواع پل‌ها به‌عنوان حقیقت غیرقابل انکاری نمایان شده است. در ایران و در دهه‌های اخیر، جامعه مهندسی سعی کرده است خود را با آیین‌نامه‌های روز دنیا انطباق دهد. در دهه ۷۰ و اوایل دهه ۸۰، رفتار پل‌ها تحت بارهای ثقلی نسبت به رفتار لرزه‌ای آن‌ها در ایران بیشتر مورد توجه بوده است. بسیاری از پل‌های موجود که تحت سرویس‌دهی هستند، فاقد استانداردهای اجرایی مناسب جهت حفظ عملکرد تحت زلزله می‌باشند. به همین جهت، در این مقاله، به‌طور مشخص بر روی ارزیابی رفتار قاب بتنی پل‌های متداول بزرگراهی در ایران توجه شده است. دو نوع قاب بتنی با جزئیات موجود براساس میانگین چند پل دارای شرایط زمانی طراحی و ساخت مشابه و دارای تعداد پایه‌های متفاوت تحت بارگذاری جانبی بررسی شده و در ادامه رفتار اتصالات زانویی و میانی به‌طور گام‌به‌گام مقایسه گردیده است. ارزیابی عملکرد این قاب‌ها لزوم بهسازی لرزه‌ای را برای نزدیک شدن به مودهای خرابی مطلوب نشان داده و روند خسارات و سطوح عملکردی اجرا نشان از مکانیزم خرابی نامناسب داده است. همچنین مقادیر کمی شاخص‌های خسارت به‌صورت تفکیکی مورد بررسی قرار گرفته است که می‌تواند در مطالعات بعدی مورد استفاده قرار گیرد.

**واژگان کلیدی:** رفتار لرزه‌ای، بارگذاری چرخه‌ای، سطح عملکرد، سطح خسارت، اتصال زانویی.

نجمه کرمی

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

n.karami@stu.qom.ac.ir

امین نورعلی‌زاده

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

A.Nooralizadeh@stu.qom.ac.ir

محمد کاظم بحرانی\*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

mkbahrani@ut.ac.ir

### ۱- مقدمه

به‌دلیل تنوع در طراحی پل‌ها در سراسر جهان نمی‌توان یک روش واحد را برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی استفاده کرد. زلزله‌های اخیر در ایالات متحده، ژاپن، ترکیه و تایوان نشان داده است که بیشتر پل‌هایی که براساس آخرین نسخه از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پل‌ها طراحی شده‌اند، خسارت و خرابی‌های زیادی را در زلزله تجربه کرده‌اند [۲].

خسارات پل‌ها تحت زلزله‌های مختلف، معمولاً ناشی از جابه‌جایی زیاد، شکست در ناحیه اتصال، خسارات ناشی از ضعف‌های خمشی و برشی ستون می‌باشد [۳] و [۴]. آسیب‌پذیرترین پایه پل تحت بار محرک سینوسی با استفاده از روش تانسوری معمولاً به پایه‌های میانی مربوط

بیشتر پل‌های بتنی موجود در ایران برای بارهای ثقلی و بارهای استاتیکی جانبی ساده (مثل سیل) طراحی شده‌اند. پل‌های بزرگراهی سازه‌های مهمی هستند که بخش قابل توجهی از اقتصاد ملی کشور را تشکیل داده و نقش حساسی در زمان زلزله و بعد از آن به‌عنوان مسیرهای اضطراری حمل‌ونقل و تخلیه ایفا می‌کنند [۱].

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۵/۲۲، بازنگری: ۱۳۹۸/۰۷/۱۳، پذیرش: ۱۳۹۸/۰۷/۱۵  
DOI: 10.22091/cer.2019.4721.1165 شناسه دیجیتال

توجه به هدف بهسازی، نتایج ارائه شده مطلوب بوده است [۴].

لوز و موهل<sup>۳</sup>، یک مطالعه تجربی بر روی اتصالات تیر-ستون انجام داده و نقص‌های معمول پل‌ها بین سال‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۷۰ از جمله طول مهاره ناکافی آرماتورهای طولی ستون، عدم وجود تقویت عرضی در نواحی اتصال (فاصله خاموت‌ها ۲۰ برابر قطر آرماتور) و قطع ۵۰ درصد آرماتورهای اصلی پایینی تیرها در نزدیکی اتصال را بررسی کردند. آن‌ها اتصالات را با یک پوشش RC<sup>۴</sup> دوطرفه بهسازی کردند. نتایج نشان داد که این روش بهسازی در افزایش ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت برشی اتصالات، مؤثر بوده است [۹].

خان محمدی و همکاران بر روی اتصالات قاب پایه بتنی پل دو ستونه با مقیاس ۱/۴ کار کردند. در بررسی‌های اولیه خسارات قابل‌توجهی را در ناحیه اتصال مشاهده کرده و یک روش بهسازی برای ناحیه اتصال پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد که نمونه بهسازی شده در ناحیه اتصال هیچ خسارتی را متحمل نشده و مفاصل پلاستیک براساس مکانیزم خرابی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در انتهای هر دو ستون تشکیل شده است [۱۰].

از مطالعات آزمایشگاهی سعیدی می‌توان به ارزیابی لرزه‌ای وضع موجود قاب و شناخت نواقص طراحی و اجرایی پل‌های قدیمی و تست میز لرزه همزمان سه پایه پل اشاره نمود [۱۱]. همچنین محققان تأثیر استفاده از مصالح مختلفی مانند آلیاژ هوشمند حافظه‌دار و مصالح FRP<sup>۵</sup> در نواحی مستعد مفصل پلاستیک را جهت بهبود رفتار لرزه‌ای قاب بتنی پل، بررسی کردند [۱۲].

بیله<sup>۶</sup> و همکاران، منحنی‌های تحلیلی آسیب‌پذیری را برای قاب پل چند دهانه درحوزه نزدیک و دور از گسل بررسی کردند. آن‌ها اثرات روش‌های مختلف بهسازی (از

می‌شود [۵]). ناحیه اتصال از اهمیت فوق‌العاده‌ای در مباحث لرزه‌ای برخوردار است و وجود مقاومت کافی برای حفظ رفتار الاستیک اتصال جهت تشکیل هدایت شده مفاصل پلاستیک خمشی مطلوب در ستون‌ها ضروری می‌باشد [۶]. بنابراین رفتار لرزه‌ای اتصالات پل‌های بزرگراهی باید مورد بررسی قرار گیرد، عملکرد پل‌ها ارزیابی شود و در صورت لزوم، بهسازی گردند تا در زلزله‌های شدید نیز به جهت ادامه خدمت‌رسانی حفظ شوند. در ادامه به نمونه‌هایی از مطالعات مشابه و نتایج کلی آنها اشاره شده است.

یکی از مطالعات مهم انجام گرفته در بررسی سطوح خسارت در قاب‌های بتنی پل‌ها، مربوط به هوس<sup>۱</sup> و همکاران می‌باشد که به‌شدت مورد استقبال و استناد محققان بعدی قرار گرفته است. با بررسی مطالعات آزمایشگاهی قبلی، هوس سطوح خسارت و سطوح عملکرد پنجگانه و همچنین پارامترهای طراحی خود برای پل‌ها را پیشنهاد داده است [۷].

بحرانی و همکاران، بر روی یک قاب بتنی چند ستونه در مقیاس ۱/۳ تحت بارگذاری سیکلی جانبی، مطالعاتی را انجام داده و حالت‌های شکست از جمله شکست اتصال و لغزش تقویت طولی ستون در اتصالات را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که این حالت‌های شکست، ظرفیت اتلاف انرژی را به‌شدت تحت تأثیر قرار داده و پاسخ هیستریزیس را به‌طور قابل‌توجهی دچار لاغرشدگی میانی<sup>۲</sup> کرده است [۸]. ایشان همچنین مطالعاتی بر روی قاب پایه بتنی پل سه ستونه انجام دادند. در این تحقیق، سطوح عملکردی اعضا را بررسی کرده و سه طرح بهسازی جداگانه شامل کاهش نیاز برشی ستون (با کاهش مقطع مؤثر میلگردها در نواحی مورد نظر)، تنیدگی خارجی عرضی و همچنین تنیدگی خارجی عرضی و طولی همزمان تیر سرستون را ارائه کردند که با

<sup>3</sup>- Lowes and Mohele

<sup>4</sup>- Reinforced concrete

<sup>5</sup>- Fiber Reinforced Polymer

<sup>6</sup>- Bilah

<sup>1</sup>- Hose

<sup>2</sup>- Pinnching

متفاوت می‌باشد و مانع از خسارات مالی و اقتصادی زیادی می‌شود [۱۶]. در همین راستا هوس به‌منظور ارزیابی دقیق خسارت و عملکرد سازه‌های پل، مطالعات جامع و کاملی که حاصل از نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی اجزای سازنده و سیستم‌های پل در دانشگاه سان‌دیوگو می‌باشد، ارائه کرد. این مطالعات شامل روند توسعه خسارت و یافتن سطوح عملکردی می‌باشد که به‌صورت بانک اطلاعاتی مورد توجه قرار گرفته است. در روش ارزیابی هوس، سطح عملکردی با یک وضعیت خاص از خسارت بیان شده که تعریف کیفی و کمی ۵ سطح عملکردی ارائه شده است. سطوح عملکردی و خسارت مربوطه در ادامه آورده شده است [۶].

#### ۲-۱- ارزیابی خسارت پل

اولین مرحله شامل ارزیابی خسارت است که خسارات سازه‌ای را به توصیفات اجتماعی- اقتصادی در پنج سطح عملکرد مرتبط می‌کند. همچنین هزینه‌ها و عملیات لازم تعمیرات برای آن‌ها ارائه شده است. ارزیابی خسارت پل در جدول ۱ ارائه شده است.

#### ۲-۲- ارزیابی عملکرد پل

برای ارزیابی عملکرد پل‌ها باید براساس مطالعات میدانی بعد از زلزله، مشاهدات آزمایشگاهی دقیق، مشاهدات زلزله‌های گذشته و تجزیه و تحلیل دقیق اقدام کرد. پنج سطح عملکردی پیشنهادی در جدول ۲ طبقه‌بندی شده است. در این مرحله، از پنج سطح عملکردی مشابه مرحله قبلی (مرحله ارزیابی خسارت) استفاده شده است.

برای وضوح ارتباط بین سطوح خسارت و سطوح عملکردی، به‌جای توصیفات کیفی و مشاهداتی، از توصیفات کمی مهندسی استفاده گردیده تا قابل محاسبه و اندازه‌گیری باشد؛ که توصیف‌های کیفی و کمی مربوط به این پنج سطح عملکردی در جدول ۲ قابل مشاهده می‌باشند. تعاریف کیفی به وضوح به‌صورت عینی قابل

جمله ژاکت‌های فولادی، ژاکت بتنی، ژاکت پلی‌استر تقویت شده با الیاف کربن (CFRP<sup>۷</sup>)، ژاکت کامپوزیت سیمانی مهندسی ساخته شده (ECC<sup>۸</sup>) را بر روی پل‌ها ارزیابی کرده و آسیب‌پذیری آن‌ها را مقایسه کردند. نتایج نشان داد که هر دو ژاکت ECC و CFRP در کاهش آسیب‌پذیری در حرکات مذکور مؤثر بوده‌اند [۱۳].

فن و مکرومیک<sup>۹</sup>، منحنی‌های شکنندگی (منحنی‌های آسیب‌پذیری) را برای بهسازی پل‌های پیوسته فولادی چنددهانه در نیویورک بررسی کردند. محققان، اثرات روش‌های مختلف بهسازی مانند تکیه‌گاه الاستومری، بلبرینگ سرب، پوشش الیاف کربن و میراگر ویسکوز در کاهش آسیب‌پذیری پل‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند و با عملکرد پل‌های ساخته شده مقایسه نمودند. آن‌ها مطرح کردند که ترکیبی از تکیه‌گاه الاستومری و میراگر ویسکوز یک اثر بهسازی بهینه را برای پل‌های پیوسته فولادی مرسوم در نیویورک فراهم می‌کند [۱۴].

این مقاله به بررسی میزان خسارات وارده به دو نوع قاب بتنی دو و سه ستونه پل‌های بزرگراهی با جزییات مربوط به نمونه واقعی پل موجود پرداخته است. بارگذاری جانبی از نوع شبه‌استاتیکی و براساس آیین‌نامه ATC24 [۱۵] انجام شده است.

#### ۲- بررسی سطوح عملکرد و خسارت

از روش‌های طراحی لرزه‌ای انتظار می‌رود که سازه پس از زلزله شدید دچار فرو ریزش نشود، اما نمی‌توان شدت و میزان خسارت در اثر زلزله متوسط یا خفیف را تعیین کرد. طبق اهداف عملکردی آیین‌نامه‌ها، سازه پل باید در برابر زلزله‌های شدید ایمنی جانی داشته باشد. از این عملکرد تا حدودی اطمینان حاصل می‌شود که سطوح عملکردی و سطوح خسارت دارای تعاریف کیفی و کمی

<sup>7</sup>- Carbon-Fiber-Reinforced Polymer

<sup>8</sup>- Engineered Cementitious Composite

<sup>9</sup>- Fan and Mccromik

تشخیص است و تعاریف کمی را می‌توان با اندازه‌گیری عرض و زوایای ترک‌ها، ناحیه‌های ترک خورده و محدوده پوسته شدن بتن محاسبه کرد تا به هر سطح عملکرد یک عدد اختصاص داده شود.

جدول ۱- ارزیابی خسارت پل [۷]

سطح	طبقه‌بندی خسارت	تعریف خسارت	تعریف تعمیرات	وضعیت اجتماعی- اقتصادی
(I)	-	ترک‌های موبین قابل مشاهده	-	کاملاً قابل استفاده
(II)	جزئی	ترک خوردگی	تعمیرات ممکن	قابل استفاده
(III)	متوسط	بازشدن ترک‌ها شروع پوسته شدن بتن	حداقل تعمیرات لازم	ایمنی جانی
(IV)	شدید	ترک‌های عریض گسترش پوسته شدن بتن	تعمیرات جدی	پیش از فروریزش
(V)	شکست موضعی یا فروریزش	تغییرشکل ماندگار قابل مشاهده کمانش یا پاره شدن آرماتور طولی	جایگزینی	فروریزش

جدول ۲- ارزیابی عملکرد پل [۷]

سطح	سطح عملکرد	توضیح کیفی عملکرد	توضیح کمی عملکرد
(I)	ترک خوردگی	شروع ترک‌های موبین	ترک‌ها به سختی قابل مشاهده
(II)	جاری شدن	اولین جاری شدن آرماتور طولی	عرض ترک کمتر از ۱ م م
(III)	شروع مکانیزم محلی	شروع تغییرشکل‌های غیرخطی شروع پوسته شدن بتن توسعه ترک‌ها به صورت قطری	عرض ترک ۱ تا ۲ م م پوسته شدن بتن در طولی بیشتر از یک دهم عمق مقطع
(IV)	توسعه کامل مکانیزم محلی	بازشدن عرض ترک‌ها و قلوه‌کن شدن بتن در محدوده مکانیزم محلی	عرض ترک بیشتر از ۲ م م گسترش ترک قطری تا دو سوم عمق مقطع پوسته شدن بتن در طولی بیشتر از نصف عمق مقطع
(V)	افت مقاومت	کمانش آرماتورهای اصلی پاره شدن آرماتورهای عرضی شکست در هسته بتن	عرض ترک بیش از ۲ م م در هسته بتن اتساع بیشتر از پنج درصد بعد اصلی

### ۳- مشخصات نمونه‌ها

آرایش و تعداد آرماتورهای طولی ستون دقیقاً مشابه وضع موجود و با رعایت تقارن کامل مقطع ستون انجام شده است. مقاومت فشاری بتن نمونه‌ها و همچنین نتایج آزمایش کشش آرماتورها که در آزمایشگاه سازه دانشگاه امیرکبیر انجام گردیده به ترتیب در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است.

در این دو نمونه، نسبت آرماتورهای طولی و عرضی و ابعاد مقاطع، نظیر میانگین پل‌های متداول مورد مطالعه انتخاب شده است. همچنین جزئیات محدوده اتصال، مطابق میانگین مشاهدات میدانی انتخاب شد. نقشه‌ها و مقاطع نمونه‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است.

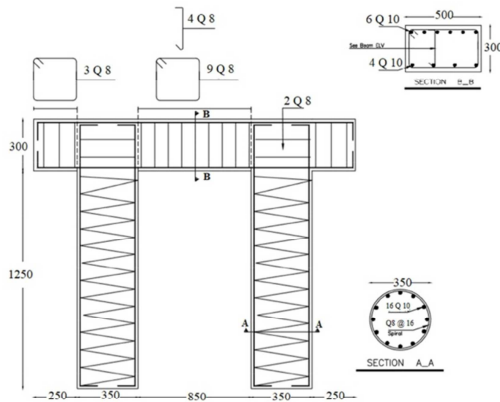
در این مطالعه نمونه‌های چون ساخت دو و سه ستونه پایه پل بزرگراهی که بیانگر وضعیت موجود پایه پل‌های کاشانی، ملاصدرا، آرامنه، مهاجران، آزادگان، کسما و ساوه که مربوط به طراحی‌ها و اجراهای متداول در دهه ۷۰ در ایران بوده است، به ترتیب در دو تیپ A1 و C1 در نظر گرفته شده است. هر دو نمونه دارای جزئیات و نواقص مشابهی می‌باشند و در مقیاس ۳۰ درصد ساخته شده‌اند.

جدول ۳- مشخصات فشاری بتن نمونه‌ها برحسب مگاپاسکال ( $f_c'$ )

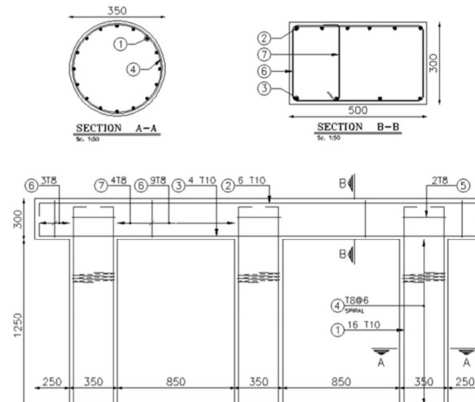
عضو	A1	C1
تیر سرستون	۲۳/۴	۴۲/۱
ستون	۳۱/۷	۴۱/۷

جدول ۴- مشخصات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی استفاده شده در نمونه‌های چوب ساخت

نوع آرماتور	A1		C1		تنش جاری شدن (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)
	تنش جاری شدن (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)	تنش جاری شدن (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)			
طولی	۵۰۳/۴	۶۷۱/۳	۵۱۱/۴	۱۲/۹۲	۶۵۳/۲	۱۲/۵۶	۱۲/۳۴
عرضی	۳۴۸/۳	۵۳۸/۲	۳۶۵/۴	۱۲/۴۷	۵۴۰/۸	۱۲/۳۴	



(ب)



(الف)

شکل ۱- جزییات نمونه چوب ساخت (الف) A1 و (ب) C1 (اعداد برحسب میلی‌متر)

است. توزیع این بار وارده در دو نمونه A1 و C1 به ترتیب از طریق شش و چهار الاستومر بوده که الاستومرها در فواصل منظمی بین تیر عرضی فولادی و تیر سرستون قرار گرفته‌اند. از طرفی، دو برش‌گیر بین تیر عرضی و تیر سرستون برای انتقال بار جانبی قرار داده شده است.

#### ۴-۲- اعمال بار ثقلی

بارگذاری ثقلی در نمونه آزمایشگاهی A1 توسط بولت‌های پرمقاومت در دو سمت نمونه و نصب کرنش‌سنج روی بولت‌ها از لحظه شروع بارگذاری ثقلی تا انتهای تست اعمال شده است. برای انتقال بار به قاب از الاستومرهای مناسب استفاده گردیده است. در شکل ۴- (الف)، نحوه

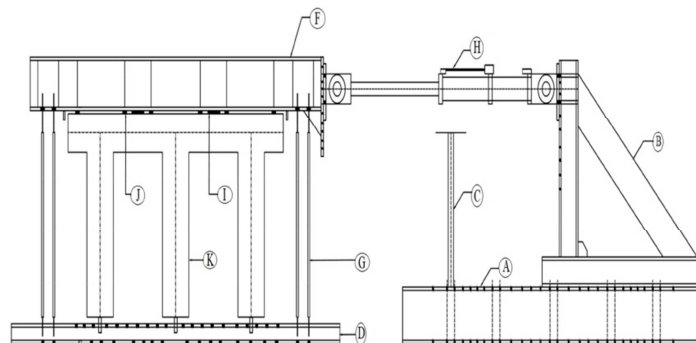
#### ۴- تنظیمات آزمایش

##### ۴-۱- ابزاربندی آزمایش

قطعات و اجزایی که برای نصب و تنظیم نمونه‌های آزمایشگاهی A1 و C1 و تأمین کف صلب به کار رفته است، به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ نامگذاری و معرفی شده است. برای اتصال ستون‌های قاب بتنی به تیر فلزی متصل به کف صلب، در انتهای ستون از دو بولت با مقاومت بالا استفاده شده تا شرایط مرزی مفصلی مورد نظر تأمین شود. بار ثقلی در نمونه A1 توسط هشت بولت متقارن در طرفین نمونه اعمال گردید. همچنین در نمونه C1 بار ثقلی توسط تیر فولادی صلیبی شکل اعمال شده

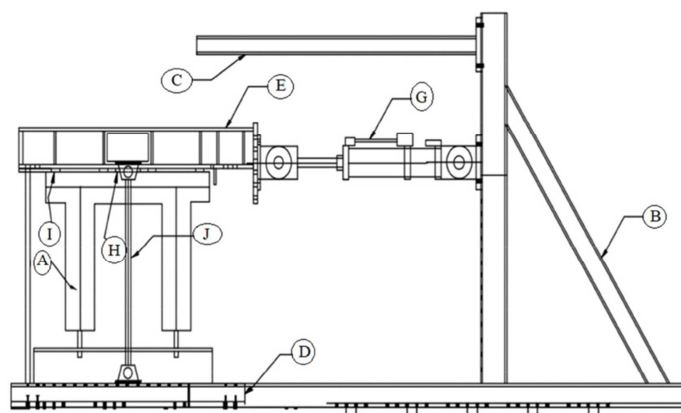
توسط جک نیرو کنترل و المان فلزی که پای مفصلی داشته است، منتقل شده است. شکل ۴- (ب)، نحوه اعمال بار ثقلی را نشان می‌دهد.

انتقال بار ثقلی در آزمایشگاه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی نشان داده شده است. در نمونه آزمایشگاهی C1، در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران بار ثقلی با استفاده از تیر فلزی عمود بر راستای تیر سرستون اعمال شده و



- A: پدستال برای تامین تکیه گاه صلب
- B: پدستال برای استقرار جک افقی
- C: تکیه گاه موقت جک
- D: تیر فولادی برای اتصال نمونه به کف صلب
- G: بولت برای تعادل بار ثقلی
- F: تیر عرضی برای اعمال بار ثقلی
- H: جک افقی برای اعمال بار چرخه‌ای
- I: برشگیر فولادی برای انتقال بار جانبی
- L: الاستومر برای انتقال بار ثقلی به تیر سرستون
- K: پایه پل با مقیاس ۳۰ درصد

شکل ۲- قطعات و جزئیات ابزاربندی نمونه A1



- A: پایه پل با مقیاس ۳۰ درصد
- B: پدستال برای استقرار جک افقی
- C: دستک نگهدارنده و اطمینان برای جک
- D: تیر فولادی برای اتصال نمونه به کف صلب
- E: تیر صلیبی
- G: جک افقی برای اعمال بار چرخه‌ای
- H: برشگیر فولادی برای انتقال بار جانبی
- I: الاستومر برای انتقال بار ثقلی به تیر سرستون
- J: المان فلزی با دو انتهای مفصلی

شکل ۳- قطعات و جزئیات ابزاربندی نمونه C1



(ب)



(الف)

شکل ۴- نحوه اعمال بار ثقلی در نمونه (الف) A1 و (ب) C1

### ۳-۴- اعمال بار جانبی

رفت و برگشتی زلزله است که طبق رابطه (۱) تعریف می شود.

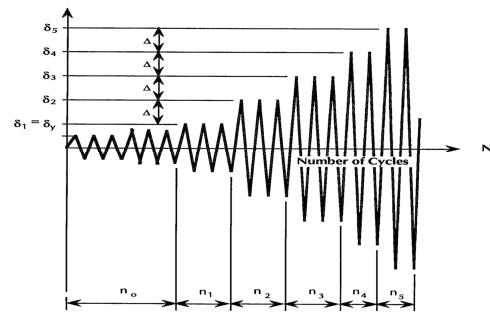
$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

که در آن،  $\mu$ ، ضریب شکل پذیری،  $\Delta_{max}$  حداکثر تغییرمکان برحسب میلی متر و  $\Delta_y$  تغییرمکان تسلیم برحسب میلی متر می باشد.

با در نظر گرفتن افت مقاومت درون سیکلی می توان شکل پذیری ۲/۶ را به نمونه نسبت داد و می توان مقدار شکل پذیری سه را با توجه به رفتار بار جانبی برای نمونه مورد مطالعه پیشنهاد کرد. در خصوص جذب انرژی و میرایی به علت لغزش آرماتورهای طولی و عدم تشکیل مکانیزم مطلوب، منحنی هیستریزس دچار لاغرشدگی میانی زیادی شده و جذب انرژی آن محدود است. منحنی هیستریزس نیرو- تغییرمکان نمونه C1 در شکل ۶- (ب) نشان داده شده است. در این نمونه، لاغرشدگی میانی نمونه بسیار کم بوده و نشان دهنده این است که آرماتور طولی ستون در ناحیه اتصال دچار لغزش نشده است. نمونه با ورود به محدوده غیرخطی در کلیه تغییرمکانها دچار افت مقاومت شده است. جذب انرژی در این نمونه بسیار کاهش یافته ولی همچنان نموداری تقریباً متقارن و منظم به دست آمده است.

### ۵-۲- مقایسه منحنی های هیستریزس

در این مطالعه، برای اعمال بار جانبی از آیین نامه ATC24 [۱۵] استفاده شده است. تغییرمکان تسلیم براساس مشاهدات حین اولین تست برآورد شده و دامنه سیکلها به صورت مضاربی از تغییرمکان تسلیم تا انتهای آزمایش ادامه پیدا کرده است. الگوی بار جانبی در شکل ۵ مشاهده می شود.



شکل ۵- الگوی بارگذاری در آیین نامه ATC-24 [۱۵]

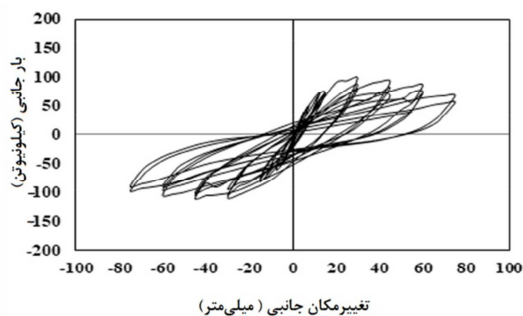
### ۵- نتایج

#### ۵-۱- نمودارهای نیرو- تغییرمکان

منحنی هیستریزس نیرو- تغییرمکان نمونه A1 در شکل ۶- (الف) نشان داده شده است. نمونه با ورود به محدوده غیرخطی، دچار افت مقاومت برون سیکلی قابل توجهی شده و شکل پذیری کمی از خود نشان داده است؛ شکل پذیری به معنی قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتارهای غیرخطی تحت اثر بارهای

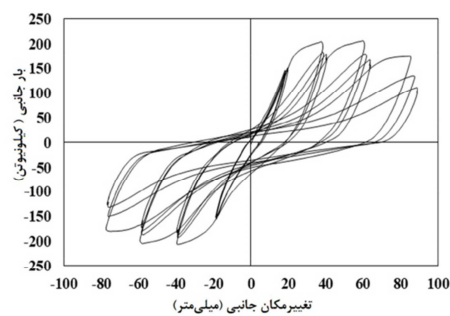


و برای این نمونه، قابلیت جذب انرژی بیشتری تخمین زده می‌شود. همچنین نمونه A1 برخلاف وجود لاغرشدگی میانی، منحنی هیستریزیس چاق‌تری نسبت به نمونه C1 دارد.



(ب)

منحنی هیستریزیس پاسخ دو نمونه در شکل ۷ ارائه شده است. ملاحظه می‌شود در هر دو نمونه در کلیه تغییر مکان‌ها کاهش مقاومت مشاهده شده و روند یکسانی دارد. اما همانطور که از نمودارها قابل انتظار بوده، سطح زیر منحنی نمونه A1 نسبت به نمونه C1 بیشتر می‌باشد



(الف)

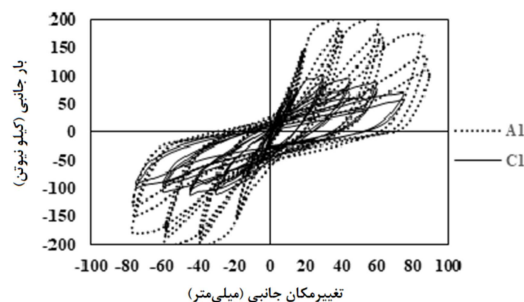
شکل ۶- نمودار نیرو- تغییر مکان نمونه (الف) A1 و (ب) C1

عواملی مانند اختلاف مقاومت بتن‌های نمونه‌ها و شرایط و عوامل خارجی آزمایشگاهی، از یک طرف تأثیر زیادی در باربری نهایی ندارند و از طرفی در ساخت پل‌های واقعی و شرایط کارگاهی نیز قابل پیش‌بینی هستند، سهم باربری ذکر شده جالب توجه است. در مدل‌سازی‌های اولیه که با نرم‌افزار اپنسیس صورت گرفته است با روش‌هایی که قبلاً در مرجع [۴] ارائه شده است، سهم باربری در حدود ۴۴ درصد برای اتصال میانی و ۲۸ درصد برای هر اتصال کناری قابل پیش‌بینی بوده است. همچنین انرژی تجمعی جذب شده برای نمونه A1 در حدود ۷۹ کیلو نیوتن-متر به دست آمده که این پارامتر برای نمونه C1 در حدود ۴۸ کیلو نیوتن-متر محاسبه شده است. این یعنی با حذف ستون میانی تقریباً به اندازه ۴۰ درصد در انرژی جذب شده کاهش نشان داده شده است.

### ۳-۵- سطوح عملکرد و خسارت نمونه A1

جدول ۵، ثبت خسارات و یافتن سطوح عملکردی برای اجزای نمونه A1 را نشان می‌دهد. به عنوان مثال، برای سطح عملکرد (I) در اتصالات ملاحظه می‌شود ترک‌های موئین خمشی در اتصال میانی در تغییر مکان نسبی ۱/۱۳ درصد مشاهده شده ولی این مورد در

از طرفی با مشاهده منحنی هیستریزیس دو نمونه می‌توان دریافت که بیشترین نیروی اعمال شده در نمونه A1 و C1 به ترتیب برابر ۲۰۵ کیلو نیوتن با جابه‌جایی ۶۰ میلی‌متر و ۹۹/۴ کیلو نیوتن با جابه‌جایی ۳۰ میلی‌متر می‌باشد و بیشترین نیروی اعمال شده در حالت الاستیک در تغییر مکان ۱۵ میلی‌متر اتفاق افتاده است.



شکل ۷- مقایسه منحنی هیستریزیس دو نمونه A1 و C1

در مورد میزان کمی تأثیر نوع اتصال (کناری یا میانی) می‌توان بیان نمود با حذف ستون میانی که دارای اتصال T شکل بوده، حداکثر نیروی جانبی که قاب تحمل کرده تا به سطح نهایی عملکردی و خسارتی برسد، حدوداً ۵۲ درصد افت داشته است؛ یعنی به زبان ساده می‌توان سهم باربری اتصال میانی را ۵۲ درصد و اتصالات کناری را هر کدام حدود ۲۴ درصد بیان کرد. با توجه به اینکه

همچنین بازشدن ترک درز سرد در اتصال جنوبی و شمالی به ترتیب در تغییرمکان نسبی ۲/۵۲ و ۲/۶۸ درصد مشاهده شده، در صورتی که این خسارت در اتصال میانی رخ نداده است.

اتصالات خارجی مشاهده نشده است. در اتصالات خارجی در تغییرمکان نسبی ۰/۹۳ درصد و در اتصال میانی در تغییرمکان ۱/۱۳ درصد ترک قائم مویین ناشی از آستانه لغزش آرماتور طولی ستون مشاهده گردیده است و

جدول ۵- سطوح عملکرد و خسارت نمونه A۱

اجزا	تعریف سطوح عملکرد و خسارت		یافتن خسارت			یافتن عملکرد		
			جنوبی	میانی	شمالی	جنوبی	میانی	شمالی
اتصال	(I)	ترک‌های مویین	-	۱/۱۳	-	۰/۹۳	۱/۱۳	۰/۹۳
		ترک مویین شروع لغزش میلگرد طولی	۰/۹۳	۱/۱۳	۰/۹۳			
	(II)	عرض ترک کمتر از ۱ میلیمتر	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳			
		باز شدن ترک درز سرد بتن	۲/۵۲	-	۲/۶۸			
	(III)	ترک تمام عمق مقطع	۱/۲۹	-	-			
		عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلیمتر	۱/۲۹	-	۱/۸۰			
		شروع پوسته شدن بتن (کمتر از یک دهم مقطع)	۲/۵۲	۴/۱۱	-			
		توسعه ترک‌های قطری	۲/۶۸	۱/۸۰	۲/۶۸			
		لغزش میلگرد تیر سرستون	۲/۶۸	-	۲/۶۸			
		لغزش میلگرد ستون	-	-	-			
	(IV)	عرض ترک بیش از ۲ میلیمتر	۲/۵۲	-	۲/۶۸			
		قلوه‌کن شدن بتن بیش از نیمی از مقطع	-	-	-			
		ترک‌های قطری بیش از دو سوم مقطع	۱/۸۰	۲/۶۸	-			
	(V)	لغزش شدید میلگرد ستون	-	۳/۹۵	۲/۶۸			
		تغییرشکل‌های ماندگار قابل رؤیت	۴/۱۱	-	-			
عرض ترک هسته بتن بیش از ۲ میلیمتر		۲/۶۸	-	-				
ستون	(I)	ترک‌های مویین خمشی	۱/۸۰	۱/۱۳	۱/۸۰	۱/۸۰	۱/۱۳	۱/۸۰
		عرض ترک کمتر از ۱ میلیمتر	۳/۹۵	۱/۹۳	۳/۹۵	۳/۹۵	۱/۹۳	۳/۹۵
	(III)	عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلیمتر	-	-	-			
		شروع پوسته شدن بتن (کمتر از یک دهم مقطع)	-	۴/۱۱	-			
		توسعه ترک‌های قطری	-	-	-			
	(IV)	عرض ترک بیش از ۲ میلیمتر	-	-	-			
		قلوه‌کن شدن بتن بیش از نیمی از مقطع	-	-	-			
		ترک‌های قطری بیش از دو سوم مقطع	-	-	-			
	(V)	تغییرشکل‌های ماندگار قابل رؤیت	-	-	-			
		کمانش یا پاره شدن آرماتور طولی	-	-	-			
		عرض ترک هسته بتن بیش از ۲ میلیمتر	-	-	-			

با توجه به مشاهدات نشان داده شده در جدول ۶، در نمونه C۱، ابتدا ستون با ترک مویین خمشی در

۴-۵ - سطوح عملکرد و خسارت نمونه C۱

تغییرمکان نسبی ۰/۴۳ درصد وارد سطح عملکرد (I) شده است. در تغییرمکان نسبی ۰/۷۳ درصد درز سرد بتن در اتصال شرقی و غربی دچار ترک مویین شده و همچنین ترک قطری در ناحیه اتصال مشاهده شده است. در اتصال، ترک‌های قطری با میزان تغییرمکان نسبی ۲/۷۳ درصد گسترش یافته و وارد سطح عملکرد (III) شده است، در صورتی که در این سطح عملکرد برای ستون، خسارتی مشاهده نشده است.

جدول ۶- سطوح خسارت و عملکرد اجزای نمونه C۱

اجزا	تعریف سطوح عملکرد و خسارت		یافتن خسارت		یافتن عملکرد	
			غربی	شرقی	غربی	شرقی
(I)	ترک مویین درز سرد وجه بیرونی		-	-	-	-
	ترک مویین و گسترش ترک قطری کمتر از ۳/۲ عمق مقطع		۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۳
	ترک مویین درز سرد وجه داخلی		۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۳
(II)	ترک قطری بیش از ۰/۵ م.م		-	۰/۸۳	-	-
	باز شدن ترک درز سرد بیش از ۱ م.م		۱/۲۲	-	-	-
	ترک قائم		-	-	-	-
(III)	گسترش ترک‌های قطری بیش از ۱ م.م		۲/۷۳	۲/۷۳	-	-
	ترک قائم بیش از ۱ م.م		-	-	-	-
	شروع قلوه‌کن شدن		-	-	-	-
	باز شدن ترک درز سرد بیش از ۳ م.م		-	-	-	-
	لغزش- آرماتور ستون		-	-	-	-
(IV)	افزایش عرض ترک بیش از ۲ م.م		-	-	-	-
	گسترش قلوه‌کن شدن بیش از ۲/۱ عمق مقطع		-	-	-	-
	باز شدن ترک درز سرد بیش از ۵ م.م		-	-	-	-
(V)	لغزش کامل- آرماتور ستون		-	-	-	-
	تغییر شکل ماندگار قابل مشاهده		-	-	-	-
	ترک خوردگی هسته بتن بیش از ۲ م.م		-	-	-	-
(I)	ترک مویین خمشی		۰/۴۳	۰/۴۳	۰/۴۳	۰/۴۳
(II)	ترک خوردگی کمتر از ۱ م.م		۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۳	۰/۷۳
(III)	باز شدن ترک‌ها (۱ تا ۲ م.م)		-	-	-	-
	ترک تمام عمق		-	-	-	-
	شروع قلوه‌کن شدن بیش از ۱۰/۱ عمق مقطع		-	-	-	-
	گسترش ترک قطری		-	-	-	-
	افزایش عرض ترک بیش از ۲ م.م		-	-	-	-
(IV)	گسترش قلوه‌کن شدن بیش از ۲/۱ عمق مقطع		-	-	-	-
	ترک خوردگی قطری بیش از ۳/۲ عمق مقطع		-	-	-	-
(V)	تغییر شکل ماندگار قابل مشاهده		-	-	-	-
	کمانش یا شکست تقویت		-	-	-	-
	ترک خوردگی هسته بتن بیش از ۲ م.م		-	-	-	-

## ۵-۵- مقایسه سطوح خسارات و عملکرد

سطوح عملکرد نهایی را تجربه کرده و بیشتر از اتصال نمونه C1 دچار خسارت شده است. در نهایت اگرچه قاب بتنی دو ستونه زودتر از قاب بتنی سه ستونه وارد سطوح عملکردی شده و دچار خسارت شده است ولی رخداد سطوح عملکردی نهایی در این قاب مشاهده نشده است. در ادامه مقایسه عملکرد اتصالات دو نمونه در شکل ۸ نشان داده شده است.

همانطور که در جدول ۷ نشان داده شده است، ستون‌ها در دو نمونه، خسارات چندانی ندیدند، این خسارات جزئی مربوط به ترک خوردگی مویین خمشی و ترک خوردگی کمتر از یک میلی‌متر در ستون می‌باشد و سطوح عملکردی نهایی در ستون‌های این دو نمونه رخ نداده است. نخستین رخداد سطوح عملکردی مربوط به ستون و اتصال نمونه C1 می‌باشد ولی اتصال نمونه A1

جدول ۷- مقایسه عددی رفتار قاب بتنی در نمونه‌های چون ساخت C1 و A1

نمونه A1					نمونه C1					اجزا و پارامترها
سطوح عملکردی					سطوح عملکردی					
(V)	(IV)	(III)	(II)	(I)	(V)	(IV)	(III)	(II)	(I)	
۸/۰۰	۸/۰۰	۴/۱۱	۱/۹۳	۱/۱۳	۶/۹۹	۶/۹۹	۶/۹۹	۰/۷۳	۰/۴۳	ستون
۲/۶۸	۱/۸۰	۱/۲۹	۱/۱۳	۰/۹۳	۶/۹۹	۶/۹۹	۲/۷۳	۱/۲۲	۰/۷۳	ناحیه اتصال
۳/۱۰	۲/۳۹	۲/۲۵	۲/۲۰	۱/۲۹	۶/۹۹	۶/۹۹	۴/۸۶	۱/۱۳	۰/۵۸	قاب



(ب)

(الف)

شکل ۸- مقایسه عملکرد اتصالات در نمونه چون ساخت (الف) C1 و (ب) A1

خارجی بسیار زودتر از ستون دچار آسیب شده و ستون‌ها خسارت چندانی را تجربه نکرده‌اند). در نمونه C1 ترک قطری مویین و همچنین ترک خوردگی مویین درز سرد (شروع لغزش آرماتور طولی ستون) با تغییرمکان نسبی ۰/۷ درصد مشاهده شده و تیر سرستون در تغییرمکان نسبی ۰/۴۳ درصد دچار ترک مویین خمشی شده است. همچنین در این نمونه، اتصال و تیر سرستون سطوح خسارت بیشتری را نسبت به ستون نشان داده و عملاً ستون خسارت چندانی تجربه نکرده است. به‌طور خلاصه

#### ۵-۶- مقایسه رفتار اتصالات

در رفتار قاب‌های بتنی، عملکرد اتصال نسبت به سایر اجزای قاب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در نمونه چون ساخت A1 ترک خوردگی در ناحیه اتصال میانی ناشی از شروع لغزش آرماتور طولی ستون در تغییرمکان نسبی ۰/۹ درصد مشاهده شده است، همچنین ترک‌های مویین خمشی در تغییرمکان نسبی ۱/۱ درصد در تیر سرستون شکل گرفت (در نمونه A1، اتصال

منحنی تقارن رفتار تا حد بسیار زیادی حفظ شده است.

۳- ظرفیت باربری نمونه سه ستونه تقریباً دو برابر نمونه دو ستونه بوده است. با توجه به تأثیر بیشتر اتصال میانی بر ظرفیت باربری نسبت به اتصالات کناری این نسبت جالب می‌باشد. در صورت یکسان بودن شرایط در دو نمونه ساخته شده، با توجه به اینکه وجه تمایز این دو نمونه در اتصال میانی (T شکل) می‌باشد، نتایج نشان می‌دهد که حذف ستون میانی با اتصال مذکور در نمونه دو ستونه باعث افت ۵۲ درصدی حداکثر نیروی جانبی وارده به قاب می‌شود و به عبارتی سهم باربری اتصال میانی تقریباً ۲/۱۶ برابر اتصالات کناری می‌باشد.

۵- نتایج حاصل از سطوح خسارت و عملکرد نشان داد که در هر دو نوع قاب، ستون خسارات شدیدی را متحمل نشده است بلکه بیشترین خسارات به ناحیه اتصال، مربوط می‌شود و اتصالات نمونه سه ستونه بیشتر از نمونه دو ستونه دچار خسارت شده است. قاب پایه پل دو ستونه زودتر از قاب پایه پل سه ستونه دچار خسارت شده است. هیچ‌یک از نمونه‌ها به مکانیزم خرابی مطلوب که همان هدایت خسارات به ستون‌ها بوده، نزدیک نشده‌اند.

می‌توان اشاره کرد، همانطور که قابل پیش‌بینی بود، مکانیزم مطلوب که خرابی در ستون‌ها است، به هیچ عنوان رخ نداده است.

## ۶- خلاصه نتایج

در این مقاله به بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای قاب بتنی پایه پل دو و سه ستونه با مشخصات زمانی و آیین‌نامه‌های مربوطه پرداخته شده است. منحنی‌های هیستریزیس نیرو- تغییرمکان، انرژی جذب شده و سطوح خسارات و سطوح عملکرد اجزای سازه به تفکیک مورد مقایسه قرار گرفته است. در نتایج برای هر دو نمونه آزمایشگاهی، مکانیزم مطلوب خرابی که در آیین‌نامه‌های امروزه مورد انتظار است، مشاهده نشده، ضعف‌های رفتاری متعددی نمایان گردیده و لزوم ارائه طرح‌های بهسازی احساس شده است. در زیر به مواردی از نتایج به‌طور خلاصه اشاره شده است:

۱- منحنی هیستریزیس نیرو- تغییرمکان نسبی نمونه‌ها نشان داد که در هر دو نمونه، افت مقاومت تقریباً مشابه بوده و قابلیت جذب انرژی پایه پل دو ستونه نسبت به سه ستونه کاهش یافته در حدود ۴۰ درصد را تجربه کرده است.

۲- منحنی هیستریزیس نمونه سه ستونه به دلیل لغزش آرماتور طولی ستون، دچار لاغرشدگی میانی گردیده ولی در نمونه دو ستونه این مورد کمتر دیده شده است. با این حال، در هر دو

## مراجع

- [1] Cruz Noguez, C. A., & Saïdi, M. S. (2013). "Performance of advanced materials during earthquake loading tests of a bridge system", *Journal of Structural Engineering*, 139(1), 144-154.
- [2] Han, Q., Qin, L., & Wang, P. (2014). "Seismic failure of typical curved RC bridges in Wenchuan Earthquake", In *International efforts in lifeline earthquake engineering*, 425-432.
- [3] Han, Q., Du, X., Zhou, Y., & Lee, G. C. (2013). "Experimental study of hollow rectangular bridge column performance under vertical and cyclically bilateral loads", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(3), 433-445.
- [4] Bahrani, M. K., Vasseghi, A., Nooralizadeh, A., & Zargarani, M. (2017). "Experimental and Analytical Study on the Proposed Retrofit Method for Concrete Bent in Ordinary Highway Bridges in Iran", *Journal of Bridge Engineering*, 22(6), 05017004.

- [5] Haseli, B., kheiri, O. (2019). "Seismic damage detection in reinforced concrete piers of kordestan-mullasadra bridges (numerical study) using RID functions and tensor method", *Journal of civil and environmental research*, 10.22091/CER.2019.4500.1156.
- [6] Bahrani, M. K., (2013). *Experimental Study on Seismic Retrofit of Cap Beam in Conventional Highway Bridge Bents*. Ph.D. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [7] Hose, Y., Silva, P., & Seible, F. (2000). "Development of a performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads", *Earthquake Spectra*, 16(2), 413-442.
- [8] Bahrani, M. K., Vasseghi, A., Esmaily, A., & Soltani, M. (2010). "Experimental study on seismic behavior of conventional concrete bridge bents", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 107-118.
- [9] Lowes, L. N., & Moehle, J. P. (1999). "Evaluation of retrofit of beam-column T-joints in older reinforced concrete bridge structures", *Structural Journal*, 96(4), 519-532.
- [10] Khanmohammadi, M., Abbasloo, A. A., & Valadi, E. (2016). "Enhancing Shear Strength of Capbeam-Column Joints in Existing Multicolumn Bent Bridges Using an Innovative Method", *Journal of Bridge Engineering*, 21(12), 04016086.
- [11] Saiidi, S., Sanders, D. H., Gordaninejad, F., Martinovic, F. M., & McElhaney, B. A. (2000). "Seismic retrofit of non-prismatic RC bridge columns with fibrous composites", In: *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*, 143-150.
- [12] Saiidi, S. M., Vosooghi, A., Cruz, C., Motaref, S., Ayoub, C., Kavianipour, F., & O'Brien, M. (2014). "Earthquake-resistant bridges of the future with advanced materials", In: *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*, 63-76.
- [13] Billah, A. M., Alam, M. S., & Bhuiyan, M. R. (2013). "Fragility analysis of retrofitted multicolumn bridge bent subjected to near-fault and far-field ground motion", *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 992-1004.
- [14] Fan, X.; & McCormik, J. (2012). "Seismic performance evaluation of corroded steel bridge bearings", In: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [15] Applied Technology Council (ATC). (1992). "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures".
- [16] Priestley, M. N., Seible, F., Calvi, G. M., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.