

## بررسی لرزه‌ای رفتار پل‌های قطعه‌ای پس‌تنیده در برابر زلزله‌های قائم و عرضی نزدیک گسل

میلااد آفرینی‌فرد

دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده فنی دانشگاه تهران  
[m.afarinifard@ut.ac.ir](mailto:m.afarinifard@ut.ac.ir)

محمد خان‌محمدی

استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی دانشگاه تهران  
[mkhan@ut.ac.ir](mailto:mkhan@ut.ac.ir)

کلید واژه‌ها: درز، پل قطعه‌ای، بتن پس‌تنیده، زلزله‌ی قائم، زلزله‌ی عرضی، نزدیک گسل

### چکیده

به دلیل مزایای فوق‌العاده‌ی استفاده از تکنیک پیش‌ساختگی در پل‌ها، استفاده از پل‌های پیش‌ساخته‌ی سگمنتال<sup>۱</sup> در جهان در حال گسترش است، ولی کاربردشان در مناطق با لرزه‌خیزی بالا به دلیل عدم وجود اطلاعات کافی از پاسخ دینامیکی‌شان تحت بارهای لرزه‌ای محدود شده است. با توجه به پیش‌ساخته بودن این نوع پل‌ها و تماس همراه با تنیدگی در محل درزهای اتصال قطعات، انتظار می‌رود تحت تحریک زلزله بخصوص زلزله قائم و عرضی رفتار روسازه متأثر از عملکرد درزها در حضور بارهای دراز مدت گردد، این موضوع در مورد پل‌های با تنیدگی غیر یکپارچه بسیار محتمل است. در مطالعه‌ی حاضر سعی شده است تاثیر زلزله‌ی قائم و عرضی بر عرشه‌ی این نوع پل‌ها در مناطق نزدیک گسل با مدل‌سازی یک نمونه مورد مطالعه قرار گیرد و پاسخ سازه از جمله پاسخ درزها و میزان بازشدگی آن‌ها، پاسخ نیرو- تغییرمکان سیستم، تنش و کرنش ایجاد شده در کابل‌های تنیده و بتن و میزان غیر خطی شدن آنها بررسی شود و با استفاده از مدل‌های کالیبره شده، رفتار آن‌ها در ترازهای مختلف خسارت بررسی می‌گردد. نتایج نشان داد پاسخ این پل‌ها و درزها می‌تواند بسیار متأثر از مولفه‌ی قائم و عرضی باشد، طوری که در برخی از زلزله‌ها درزهای میانی دچار زوال شدید شده و عرشه ناپایدار می‌شود.

### مقدمه

با توسعه‌ی روزافزون صنعت پل‌سازی، تمایل به ساخت پل‌های بزرگ افزایش یافته و در این میان استفاده از تاندون‌های پس‌کشیدگی تا حدود زیادی به این امر کمک کرده است. با استفاده از شیوه پس‌کشیدگی در عرصه‌ی پل‌سازی، تا حدود زیادی مشکلات مربوط به ابعاد اعضای سازه‌ای و حجم مصالح مصرفی و نیاز به شمع‌بندی و قالب‌بندی حل شد و مقاطع ظریف‌تری تولید شد، که این امر باعث کاهش بار مرده عرشه شده و امکان پوشش دهانه‌های بزرگ‌تر را فراهم آورد، به طوری که استفاده از این شیوه به عنوان یک امر ضروری در صنعت پل‌سازی مطرح و موجب پیشرفت سریع در صنعت پل‌سازی گردید.

در سال‌های اخیر تحقیقات و آزمایش‌هایی بر روی پل‌های سگمنتال انجام شده است؛ از جمله‌ی این آزمایش‌ها می‌توان به آزمایش‌های مگالی و همکاران (Megally et al., 2009&2003) اشاره کرد. نتایج این آزمایش‌ها حاکی از آن است که درزهای بین قطعات این پل‌ها به شدت در برابر بار قائم حساس است، این در حالیست که این امر تا قبل از این آزمایش‌ها بیان نشده بود و در محاسبات و طراحی این سازه‌ها در مناطق پرخطر و مستعد زمین‌لرزه به عنوان یک فاکتور مهم دخیل نیست و آیین‌نامه‌های معتبر پل‌سازی مانند آشتو (AASHTO 2012) به ارائه‌ی توصیه‌های کلی بسنده می‌کند. از جمله‌ی این که درزها باید ظرفیت کافی برای تقاضای لرزه‌ای در زلزله را داشته باشند و کابل‌ها تسلیم نشوند.

### صحت‌سنجی مدل درزها

در آزمایش‌های فوق‌شش قطعه‌ی پیش‌ساخته توسط کابل‌های مقاومت بالا پس‌کشیده شده و توسط یک تکیه‌گاه غلتکی و یک تکیه‌گاه

<sup>۱</sup> Segmental

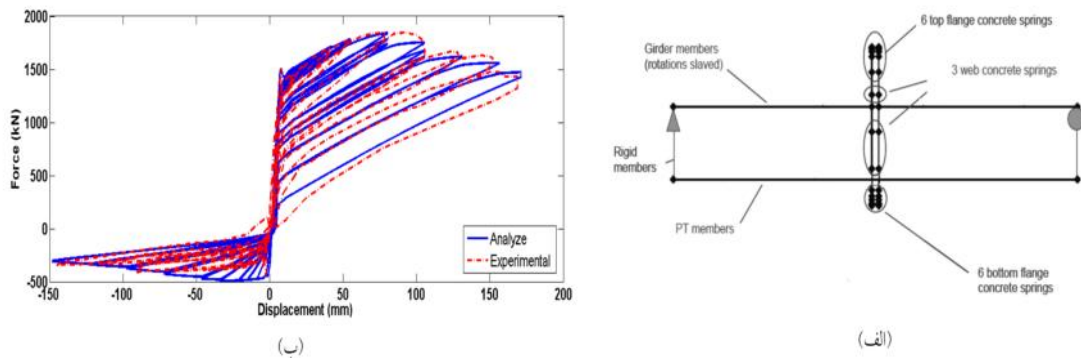


گیردار مهار شده و توسط چهار عدد جک هیدرولیکی مورد بارگذاری با مود کنترل جابجایی در جهت قائم قرار گرفت و با استفاده از ابزار دقیق جابجایی قائم در وسط دهانه، بازشدگی درزها و جابجایی دائمی پس از زلزله اندازه‌گیری شد و از نتایج آن برای کالیبره کردن مدل درز پل در این مقاله استفاده شده است.

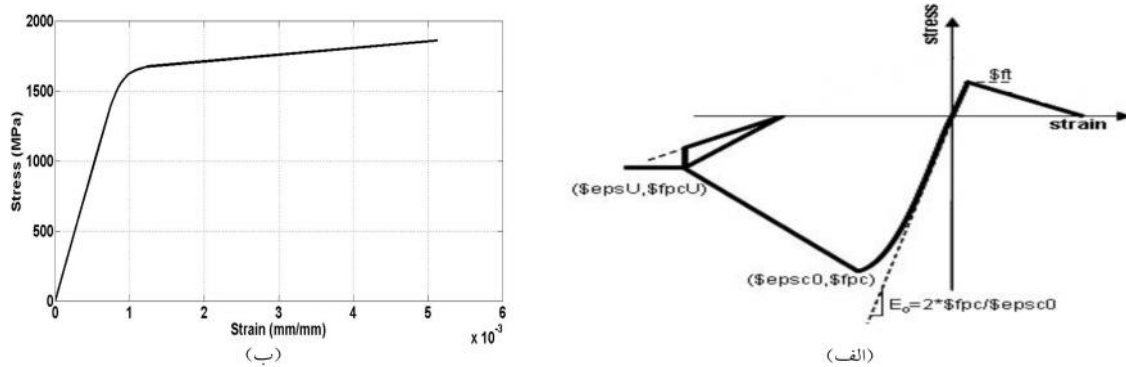
با استفاده از نتایج آزمایش‌ها ذکر شده و استفاده از مدل ساده شده‌ی درز (شکل (۱-الف))، در نرم‌افزار Opensees V2.4.4 ساخته و کالیبره شد و در مدل نهایی پل مورد استفاده قرار گرفته شد. همان‌طور که در شکل نشان داده شده است از ۶ فنر در بال‌ها و ۳ فنر در جان استفاده شده است. برای فنرهای بتنی مصالح از جنس نیرو- تغییرمکان با طول واحد و نیروی حداکثر ذیل تعریف شده است:

$$F = f_{pc} \times A_{spring} \quad (1)$$

که در آن  $F$  نیروی حداکثر فنر بر حسب  $N$ ،  $f_{pc}$  مقاومت مشخصه بتن بر حسب  $MPa$  (برابر با  $40/8$  مگاپاسکال) و مساحت مربوط به فنر بر حسب  $mm^2$  است و برای کابل‌ها که با یک رشته‌ی معادل با مساحت  $2240 mm^2$  مدل شده است از فولاد پرمقاومت با تنش نهایی و تسلیم به ترتیب  $1860$  و  $1674$  مگاپاسکال استفاده شده است. منحنی رفتاری مصالح مورد استفاده در شکل (۲) آورده شده است که در آن  $eps_u$  و  $eps_c0$  به ترتیب کرنش در تنش حداکثر و کرنش در تنش باقیمانده هستند که به ترتیب  $0.17$  درصد و  $0.35$  درصد در نظر گرفته شده‌اند، تنش فشاری باقیمانده و  $f_t$  تنش کششی باقیمانده به دلیل سطح تماس زبر درز قطعات بوده و برابر  $5$  درصد تنش حداکثر در نظر گرفته شده است و  $E_0$  شیب اولیه است. نتیجه‌ی کالیبره‌ی نیرو - تغییرمکان رو به پایین سیستم در شکل (۱-ب) آورده شده است.



شکل (۱): (الف) مدل ساده شده‌ی درز، (ب) منحنی نیرو- تغییرمکان سیستم مدل و آزمایش

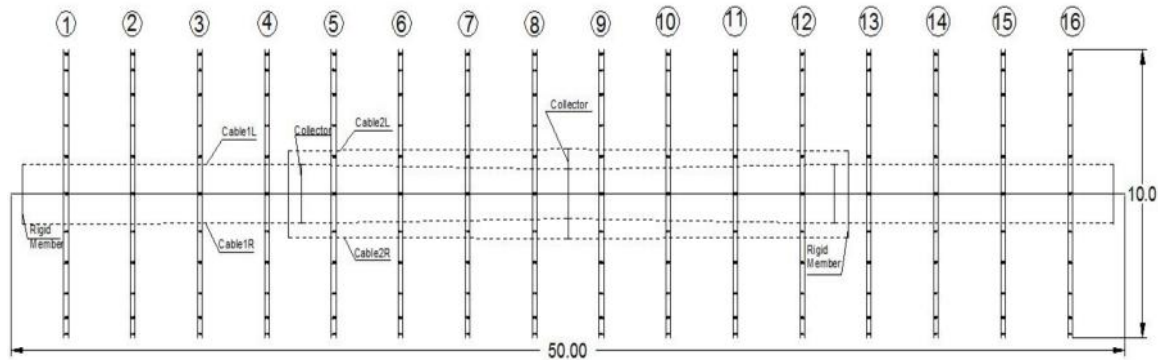


شکل (۲): منحنی مصالح مورد استفاده برای (الف) بتن، (ب) کابل

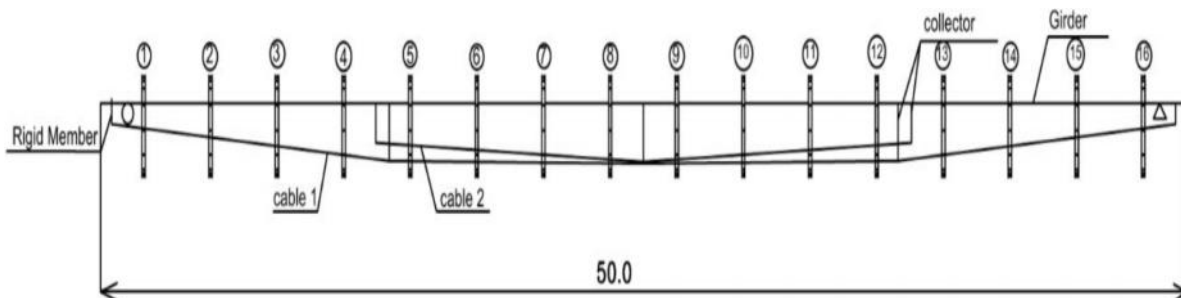
## مدل‌سازی پل مورد مطالعه

جهت مطالعه اثر زلزله قائم و عرضی بر روی این دسته از پل‌ها یک پل با طول دهانه حدود  $50$  متر در نظر گرفته شده است و با استفاده از آیین نامه بارگذاری  $139$  (۱۳۷۹) و نیز آیین نامه آشتو (AASHTO 2012) طراحی آن صورت پذیرفته است. پلان، نما و مقطع پل به ترتیب مطابق با اشکال (۳) الی (۶) است. این پل حاوی  $16$  درز است که جزئیات مدل‌سازی آن در شکل (۱-الف) نشان داده شده است با این تفاوت که هریک از فنرهای نشان داده در شکل (۱-الف) در جهت عرضی به  $11$  فنر در بال بالا و  $6$  فنر در بال پایین و  $2$  فنر در جان تقسیم شده است.

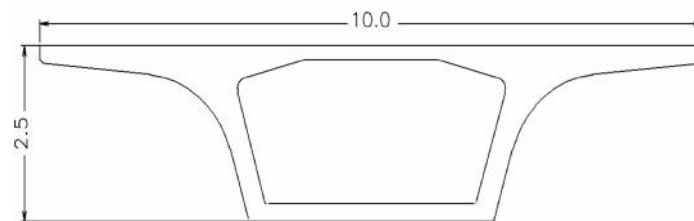
مقاومت مشخصه بتن مصرفی ۴۹ مگاپاسکال است و کابل‌های تنیدگی با تنش نهایی و تسلیم به ترتیب ۱۸۶۰ و ۱۶۷۴ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مساحت کابل ۱ و ۲ به ترتیب برابر با ۵۳۲ و ۴۲۵۶۰ میلی‌متر مربع هستند.



شکل (۳): پلان پل مورد مطالعه



شکل (۴): نمای پل مورد مطالعه



شکل (۵): مقطع پل مورد مطالعه

پس از آماده‌سازی مدل، بار مرده و ۵۰ درصد بار زنده و نیروی تنیدگی کابل‌ها که پس از کسر تمامی افت‌های کابل و اثرات وابسته به زمان بتن برابر با ۶۰ درصد مقاومت نهایی کابل در نظر گرفته شد (معادل با ۱۱۱۶ مگاپاسکال)، به سازه اعمال شده و تحت آنالیز تاریخچه زمانی قرار گرفت و نتایج به دست آمد. اثر پایه‌ها در جهت عرضی به صورت الاستیک در نظر گرفته شد و جهت مطالعه‌ی اثر سختی عرضی، از سه پیروید عرضی ۰/۵، ۰/۸ و ۱/۲ ثانیه استفاده شد.

## رکوردهای زلزله و نحوه‌ی مقیاس

در مطالعه‌ی حاضر رکوردهای زلزله در دو سطح زلزله‌ی طرح (DBE) و حداکثر زلزله‌ی مورد توجه (MCE) با احتمال رخداد به ترتیب ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال (دوره‌ی بازگشت به ترتیب ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال) جهت اعمال بر سازه در نظر گرفته شدند. با توجه به ساخت و ساز این گونه از پل‌ها در نزدیکی گسل‌های فعال مانند پل‌هایی که در سال‌های اخیر در کشورمان ایران ساخته شده است و برای در نظر گرفتن اثرات حوزه نزدیک و پالس قوی سرعت، فقط رکوردهای حوزه نزدیک مورد توجه قرار گرفتند. طیف طرح با دوره بازگشت ۴۷۵ سال این مطالعه از آیین‌نامه‌ی آشتو ۲۰۱۲ (AASHTO 2012) و برای خاک نوع C (که در آن متوسط سرعت برشی بر حسب متر بر ثانیه در محدوده‌ی  $360 \leq V_s \leq 750$ )

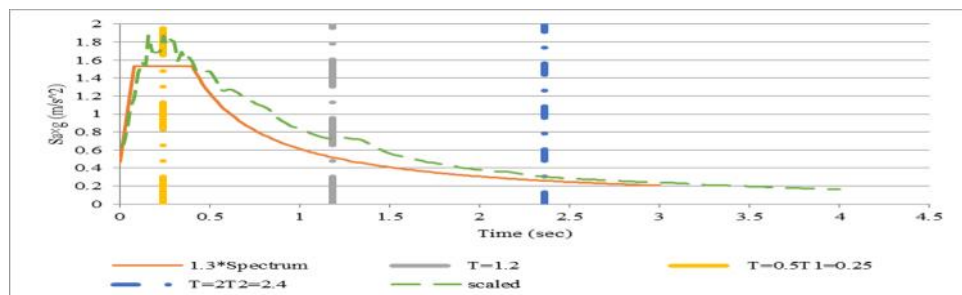


قرار دارد) انتخاب شد و بر اساس روابط فیما ۳۵۶ (FEMA356, 2000) برای میرائی ۰.۲ اصلاح گردید. ده رکورد از مطالعات بیکر و همکاران (Baker & et al., 2011) که دارای پالس قوی سرعت هستند، انتخاب شده و به سازه اعمال گردید. این رکوردها برای در نظر گرفتن تاثیر زاویه ی گسل با امتداد پل یک بار مولفه ی عمود بر گسل و مولفه ی قائم و بار دیگر مولفه ی در امتداد گسل و مولفه ی قائم در نظر گرفته شد. رکوردهای انتخابی و مشخصات آن‌ها در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱): مشخصات رکوردهای انتخابی و ضرایب مقیاس

شماره ی NGA	ضریب مقیاس	بزرگا ( $M_w$ )	مخفف	رکورد
۱۵۱۱	۰/۸۸	۷/۶	TCU76	Chichi (Taiwan)
۸۲۱	۱/۱۲	۶/۷	ERZ	Erzincan (Turkey)
۱۱۶۱	۱/۹۲	۷/۵	GBZ	Kokaeli (Turkey)
۱۱۱۹	۰/۶۴	۶/۹	TAK	Kobe, (Japan)
۱۱۰۶	۰/۷۲	۶/۹	KJMA	Kobe, (Japan)
۸۷۹	۰/۶۴	۷/۳	LUC	Landers (California)
۱۰۶۳	۰/۶۷	۶/۷	RIN	Northridge (California)
۱۸۴	۰/۹۶	۶/۵	EDA	ImperialValley06 (ElCentro Differential Array)
۴۵۱	۰/۸	۶/۲	MGH	Morgan Hill (Coyote Lake Dam (SW Abut))
۷۶۳	۱/۰۴	۶/۹	GIL	Loma Prieta (Gilroy galivan coll)
-	۰/۹۴	۶/۹۲	AVE	میانگین

رکوردها بر اساس روش آیین‌نامه‌ی (ASCE7 (2005) مقیاس شدند. همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده است این روش به گونه‌ای است که میانگین جذر مجموع مربعات دو مولفه ی عمود بر گسل و در امتداد گسلشان از  $1/3$  برابر طیف فوق در دامنه‌ی  $(0.2T - 1.5T)$  کمتر نباشد؛  $T$  پریود طبیعی سازه است و با توجه به این که در این سازه با توجه به خصوصیات پایه سه پریود مختلف در نظر گرفته شده است، برای محاسبه‌ی کرانه‌ی پایین بازه‌ی فوق از پریود حداقل  $(0.5)$  ثانیه و برای محاسبه‌ی کرانه‌ی بالا از پریود حداکثر  $(1/2)$  ثانیه استفاده شده است تا دامنه‌ی مقیاس رکوردها هر سه پریود طبیعی را در بر گیرد. شایان ذکر است با توجه به عدم وجود اطلاعات کافی در مورد مقیاس مولفه ی قائم رکوردهای زلزله در ادبیات فنی، در این مطالعه از همان ضرایب مقیاس افقی برای مولفه ی قائم استفاده شده است. همچنین در با توجه به این آیین‌نامه، طیف  $MCE$  برابر  $1/5$  در نظر گرفته شد و با توجه به الاستیک بودن طیف‌ها ضرایب مقیاس رکوردها در سطح خطر  $MCE$  برابر با  $1/5$  برابر ضرایب فوق خواهد بود.



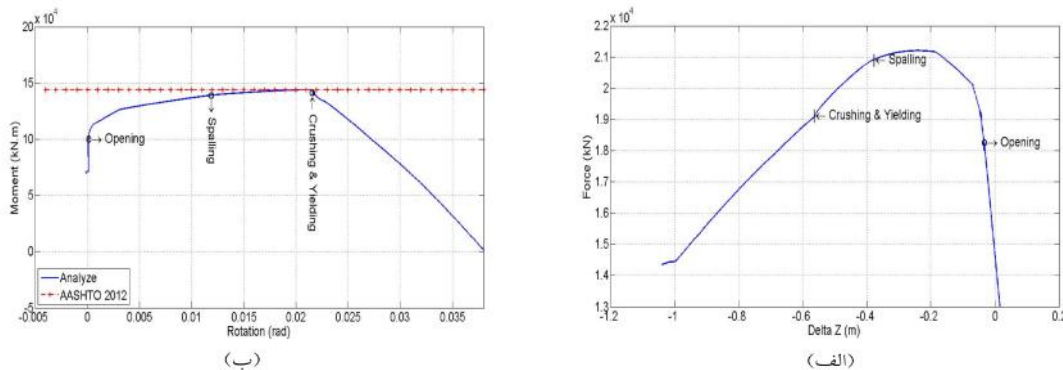
شکل (۶): مقایسه‌ی طیف طرح و میانگین رکوردهای مقیاس شده

## نتایج آنالیز استاتیکی

جهت بررسی رفتار کلی سازه، تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی مدل‌ها صورت پذیرفت. شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده در شکل (۴) برای مدل‌ها در نظر گرفته شد. در مدل سه‌بعدی علاوه بر شرایط تکیه‌گاهی فوق، تکیه‌گاه‌ها در جهت عرضی (خارج از صفحه) مقید شده است. نقطه‌ی میانی عرشه به عنوان نقطه‌ی کنترل‌کننده جابجایی‌ها در جهت قائم و عرضی پوش شد.

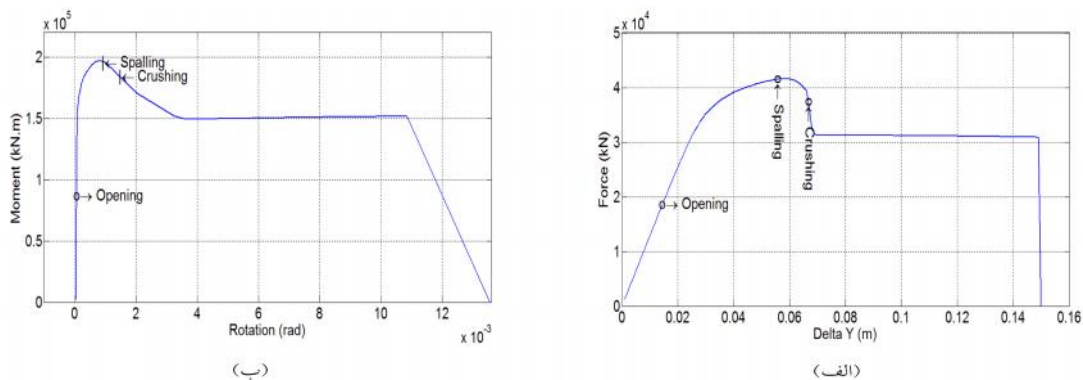
شکل (۷) پاسخ نیرو - تغییرمکان و لنگر دوران درز میانی پل را در جهت قائم رو به پایین را نشان می‌دهد. حالات حدی مختلف از قبیل شروع پوسته شدن بتن (معادل کرنش  $0.17$  درصد در دورترین تارهای بتن)، شروع خردشدگی بتن (معادل کرنش  $0.35$  درصد در دورترین تارهای بتن) و تسلیم کابل‌ها (معادل تنش  $1676$  مگاپاسکال) ثبت گردیده و در شکل نشان داده شده‌اند. با افزایش جابجایی‌ها ابتدا بازشدگی در پایین

مقطع رخ داده، سپس پوسته شدن در بالای مقطع آغاز می‌شود و پس از آن شروع خردشدگی در بالای مقطع و شروع تسلیم کابل ۲ تقریباً به طور همزمان رخ داده است. لنگر مقاوم مقطع از روابط بخش ۵.۷.۳ آشتو ۲۰۱۲ محاسبه شده و برابر با ۱/۴۴۵۵ kN.m می‌باشد که با نتایج آنالیز برابر است و می‌تواند نشان‌دهنده صحت مدل سازی باشد.



شکل (۷): منحنی‌های آنالیز پوش‌آور نقطه‌ی میانی در جهت قائم رو به پایین، (الف) پاسخ نیرو- تغییرمکان، (ب) پاسخ لنگر- دوران

شکل (۸) پاسخ نیرو- تغییرمکان و لنگر- دوران درز میانی پل در جهت عرضی را نشان می‌دهد. ابتدا بازشدگی در سمت راست یا چپ (باتوجه به جهت پوش کردن) و در بال بالا رخ می‌دهد و سپس بتن سمت مقابل پوسته شده و خرد می‌شود و منجر به افت شدید و سریع مقاومت می‌گردد و سپس مقطع به یک تعادل نسبی رسیده طوری که افزایش نیروی کابل‌ها و بتن با جابجائی و دوران تار خنثی و تغییرات بازوی لنگر خنثی شده و در نتیجه لنگر در مقطع ثابت می‌ماند تا جایی که بتن بیشتری خرد شده و تعادل نیرویی مقطع به هم خورده و سازه ناپایدار می‌شود. هیچ یک از کابل‌ها به حد تسلیم و حتی حد تناسب کابل (تنش ۱۴۵۰ مگاپاسکال) نمی‌رسند.



شکل (۸): منحنی‌های آنالیز پوش‌آور نقطه‌ی میانی در جهت عرضی، (الف) پاسخ نیرو- تغییرمکان، (ب) پاسخ لنگر- دوران

## نتایج آنالیز تاریخچه- زمانی

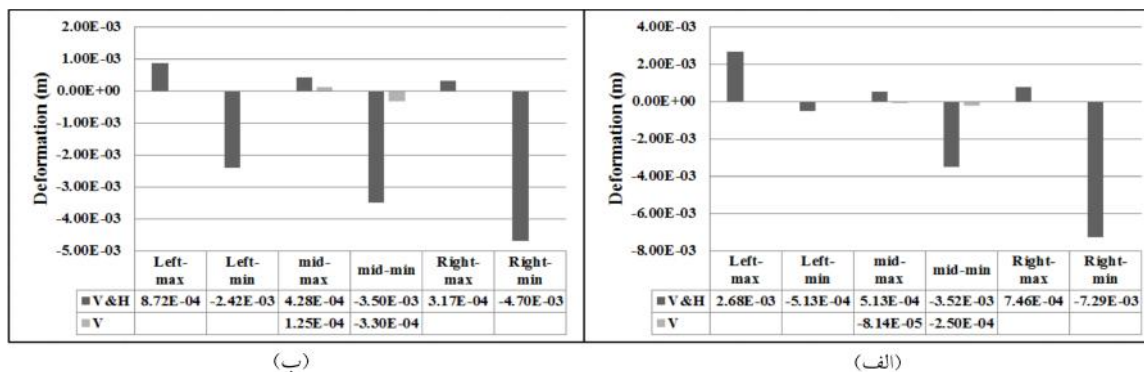
پاسخ مربوط به میانگین تغییرمکان درزها در چهار گوشه‌ی مقطع، میانه‌ی بالا و میانه‌ی پایین مقطع در حالت تاثیر رکورد قائم و عرضی و میانگین تغییرمکان در حالت تاثیر رکورد قائم تنها در اشکال (۹) الی (۱۴) آورده شده است. کلیه‌ی فنرهای درز میانی تحت مولفه‌ی قائم و افقی عمود بر گسل رکورد TAK(V&90) (مشخصات در جدول (۱) آورده شده است و عبارت مقابل رکورد نمایان‌گر مولفه‌هایش است) مدل با پریود ۰/۵ ثانیه و با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال خرد شده و دو صفحه‌ی صلب مقابل هم در نظر گرفته شده برای مدل درز در هم فرو رفته و پل ناپایدار می‌شود. بر اثر فرورفتگی صفحات در یکدیگر طول پل کاهش می‌یابد که این کاهش طول منجر به از دست رفتن تنیدگی کابل‌ها می‌گردد. پاسخ‌های این درز تا یک گام مانده به از بین رفتن کلیه‌ی فنرها ثبت گردیده و در نتایج مربوط به میانگین محاسبه گردیده است.

در واقعیت شکست و خرابی کمی قبل از خردشدگی تمامی فنرها و با خردشدگی و یا بازشدگی فنرهای جان و در اثر از دست رفتن مقاومت برشی مقطع اتفاق می‌افتد ولی با توجه به عدم وجود اطلاعات آزمایشگاهی مربوط به شکست و خرابی برشی در ادبیات فنی، صفحات درز در جهت قائم و عرضی به یکدیگر بسته شده‌اند و قادر به ثبت حالات حدی برشی نیستند. مشابه اتفاقات فوق برای مدل با پریود ۰/۵ ثانیه تحت رکوردهای

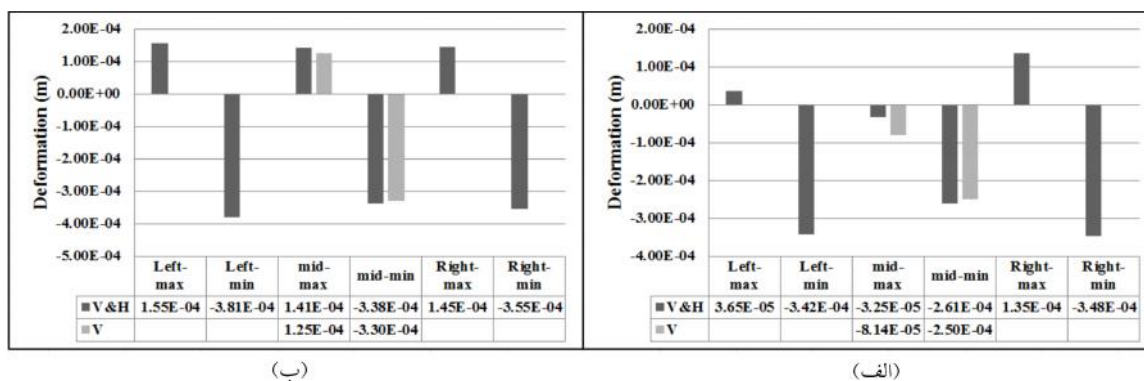


با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال KJMA (V&0.0), TAK (V&0.0) و TAK (V&90) و در مدل با پریود ۰/۸ ثانیه با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال تحت رکوردهای KJMA (V&0.0), KJMA (V&90.0), RIN (V&228) و MGH (V&285) رخ می‌دهد.

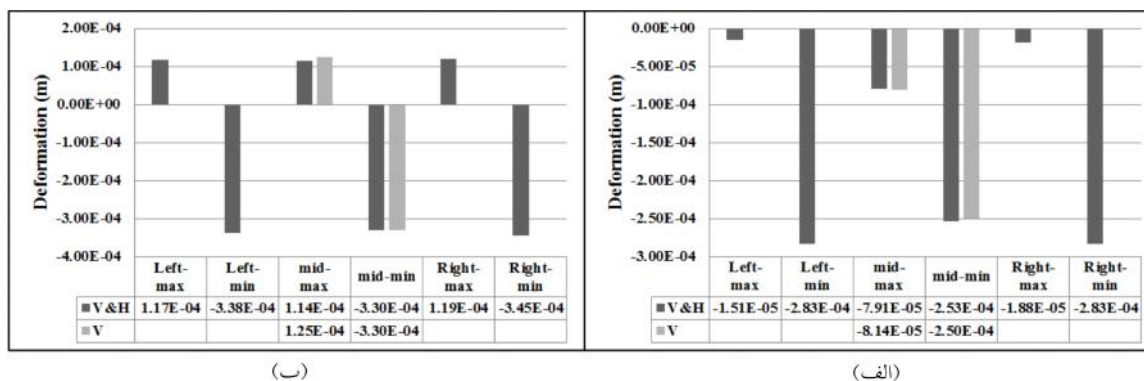
همان‌طور که ملاحظه می‌شود زلزله‌ی عرضی تفاوت قابل توجهی در پاسخ درزها ایجاد کرده و حالت حدی بازشدگی (تغییرمکان مثبت) زودتر اتفاق افتاده و ارقام بزرگتری را نشان می‌دهند و حالت حدی پوسته شدن و خردشدگی (تغییرمکان منفی) که با توجه به فرض طول واحد برای فنرهای بتنی معادل با کرنش است) که تحت زلزله‌ی قائم تنها اتفاق نیفتاده بود با تاثیر زلزله‌ی عرضی رخ داده است. این اثر در بالای مقطع به دلیل عرض بیشتر بال بالا نسبت به بال پایین، بیشتر است و در مدل‌هایی که سازه تحت برخی از زلزله‌ها ناپایدار گشته است، بیشتر بوده و با افزایش تعداد این زلزله‌ها، میانگین بیشتر تحت تاثیر قرار گرفته است. در مدل با پریود ۱/۲ ثانیه با توجه به نرم‌تر شدن سازه، تاثیر زلزله عرضی کمتر شده است تا جایی که بال پایین تقریباً با حالت زلزله‌ی قائم تنها یکسان است. همچنین در این مدل تحت هیچ کدام از زلزله‌ها سازه ناپایدار نمی‌شود.



شکل (۹): میانگین تغییرمکان درز میانی در مدل با پریود ۰/۵ ثانیه و دوره بازگشت ۴۷۵ سال، (الف) بالای درز، (ب) پایین درز

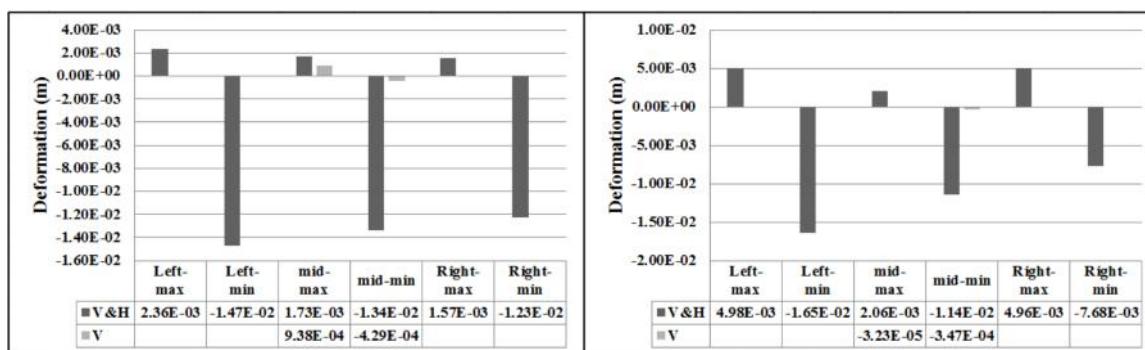


شکل (۱۰): میانگین تغییرمکان درز میانی در مدل با پریود ۰/۸ ثانیه و دوره بازگشت ۴۷۵ سال، (الف) بالای درز، (ب) پایین درز



شکل (۱۱): میانگین تغییرمکان درز میانی در مدل با پریود ۱/۲ ثانیه و دوره بازگشت ۴۷۵ سال، (الف) بالای درز، (ب) پایین درز

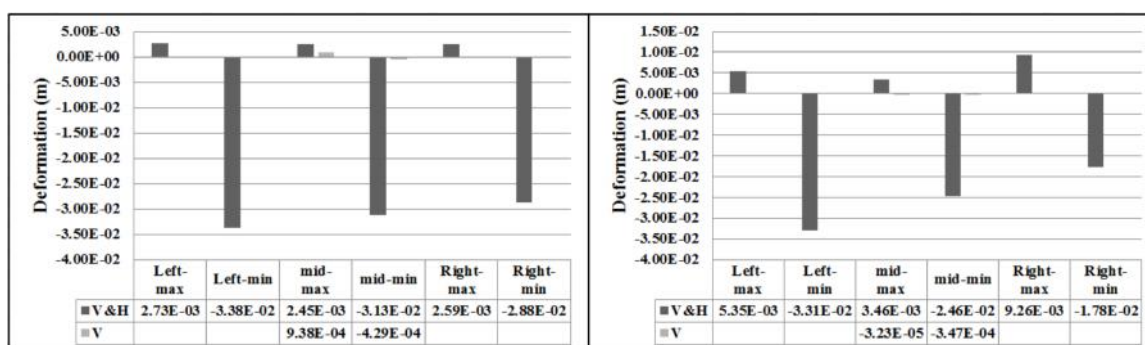




(ب)

(الف)

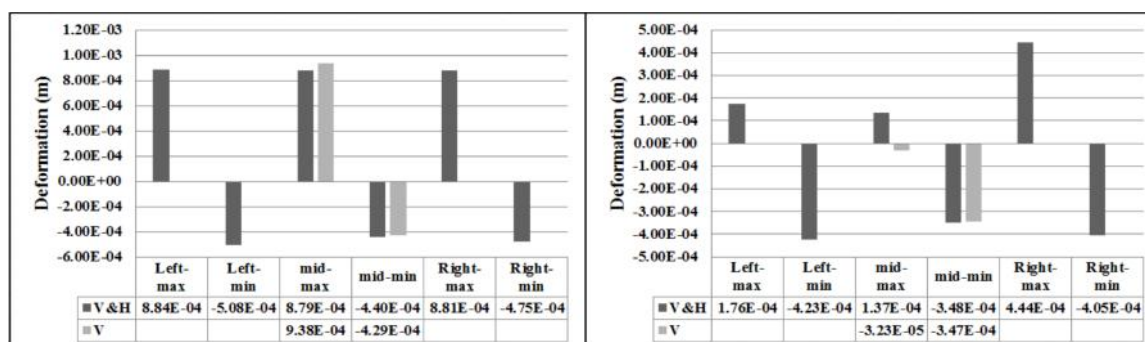
شکل (۱۲): میانگین تغییر مکان درز میانی در مدل با پروید ۵/۰٪ ثانیه و دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، (الف) بالای درز، (ب) پایین درز



(ب)

(الف)

شکل (۱۳): میانگین تغییر مکان درز میانی در مدل با پروید ۸/۰٪ ثانیه و دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، (الف) بالای درز، (ب) پایین درز



(ب)

(الف)

شکل (۱۴): میانگین تغییر مکان درز میانی در مدل با پروید ۲/۱٪ ثانیه و دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، (الف) بالای درز، (ب) پایین درز

## نتیجه گیری

همان طور که در بخش قبل ملاحظه شد مولفه‌ی عرضی زلزله می‌تواند تاثیر به‌سزایی در پاسخ درز و متعاقبا پاسخ پل داشته باشد و موجب شود بازشدگی و خردشدگی سریع‌تر و بیشتر اتفاق افتد و این مساله در گوشه‌های بال بالا که عرض بیشتری نسبت به بال پایین داشته و در پروندهای عرضی پایین که می‌تواند به واسطه‌ی پایه‌های سخت و کوتاه ایجاد گردد، بسیار موثر بوده تاجایی که در برخی از زلزله‌ها درز به صورت کامل از بین رفته و سازه دچار فروریزش می‌شود، این اتفاق در اکثر زلزله‌ها با توجه به تمرکز بیشتر مقاطع بتنی درزها در بال بالا و عدم وجود مصالح کششی (مانند میلگرد یا کابل و یا مصالح دیگر) در ناحیه‌ی بالای اتصال قطعات به یکدیگر بدین ترتیب اتفاق می‌افتد که ابتدا به موجب شتاب قائم رو به بالا، بال بالا به کشش افتاده و با توجه به مقاومت پایین بتن در کشش بخش اعظمی از مصالح ناکارآمد می‌شوند و با توجه به تاثیر مولفه‌ی عرضی و قائم به صورت هم‌زمان بال پایین دچار خردشدگی شده و تار خنثی به سمت بالای مقطع جابجا می‌شود و با ادامه‌ی این روند رفته رفته بخش بیشتری از مقطع خرد می‌شود و قطعات مجاور در یکدیگر فرو می‌روند تا زمانی که تمامی مقطع دچار خردشدگی شده و از بین می‌رود. شایان ذکر است کابل‌ها در اثر مولفه‌ی عرضی تغییرات چندانی نسبت به حالت قائم تنها نداشته و فقط در رکوردهایی که با از بین رفتن



درز قطعات در یکدیگر فرو می‌روند با کاهش تنش و از دست رفتن نیروی تنیدگی روبرو می‌شود و حداکثر تنش آن در بحرانی‌ترین زلزله‌ها نیز کمتر از تنش حد تناسب مصالح کابل (۱۴۵۰ مگاپاسکال) است.

## مراجع

نشریه ی ۱۳۹ ایران (۱۳۷۹) "آیین نامه ی بارگذاری پل ها"، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، معاونت امور فنی دفتر امور فنی و تدوین معیارها، تجدید نظر اول.

AASHTO (2012). LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., USA. (6th ed.)

ASCE-7 (2005). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Structural Engineering Institute (SEI) and American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia

Baker JW , Lin T ,Shahi SK and Jayaram N (2011) New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program, Pacific Earthquake Engineering Research Center

FEMA-356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. American Society of Civil Engineering for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA

Megally S, SEIBLE F and DOWELL RK (2003) Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment-to-Segment Joints Subjected to High Flexural Moments and Low Shears. *PCI journal*, 48(2), 80-96

Megally S SEIBLE F & DOWELL RK (2003) Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment-to-Segment Joints Subjected to High Flexural Moments and High Shears. *PCI journal*, 48(3), 72-90

Sami Megally M J V Kelly Burnell José I Restrepo Frieder Seible. (2009). Seismic Performance of Precast Concrete Segmental Bridges: Summary of Experimental Research on Segment-to-Segment Joints. *PCI journal*, 54(2), 116-142

