

# اثر زلزله‌ی قائم بر رفتار عرشی پل‌های قطعه‌ای پیش‌ساخته پس‌کشیده غیرچسبیده

میلاذ آفرینی فرد<sup>۱</sup>، محمد خان محمدی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد عمران گرایش سازه، دانشگاه تهران

۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی دانشگاه تهران

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۱۰/۲۷]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۷/۲۶]

mkhan@ut.ac.ir

**چکیده-** به دلیل مزایای زیاد پل‌های پیش‌ساخته‌ی قطعه‌ای از جمله سرعت ساخت و ساز بالا و عدم نیاز به انسداد جریان ترافیک در مناطق شهری، استفاده از آن‌ها در جهان در حال گسترش است، ولی استفاده از آن‌ها در مناطق لرزه‌خیز به دلیل عدم وجود اطلاعات کافی از پاسخ دینامیکی آنها با نگرانی‌هایی همراه است. با توجه به پیش‌ساخته بودن این نوع پل‌ها و برای اجرای سریع‌تر، اتصال و پیوستگی قطعات با یکدیگر از طریق تیدگی صورت می‌گیرد. بنابراین انتظار می‌رود تحت تحریک زلزله‌ی قائم، رفتار روسازه به ویژه در پل‌هایی که عرشه به صورت دهانه‌های ساده و مجزا روی پایه‌ها قرار می‌گیرند، متأثر از عملکرد درزها باشد. در مطالعه‌ی حاضر سعی شده است تأثیر زلزله‌ی قائم بر عرشه‌ی این پل‌ها در مناطق نزدیک و دور از گسل با مدل‌سازی یک پل نمونه مورد مطالعه قرار گیرد و میزان خسارت زلزله‌ی قائم بر عرشه‌ی پل‌ها در سطوح مختلف زلزله بررسی شده و ارزیابی شود. نتایج نشان داد پاسخ این پل‌ها و درزها می‌تواند بسیار متأثر از مولفه‌ی قائم باشد، به گونه‌ای که با توجه به نتایج مربوط به میانگین تغییر مکان درزها، بازشدگی محتمل‌ترین خسارت ناشی از مولفه‌ی قائم زلزله است.

**واژگان کلیدی:** عرشه پیش‌ساخته‌ی قطعه‌ای، بتن پس‌تنیده، زلزله‌ی قائم، درز، نزدیک گسل

## ۱- مقدمه

در سال‌های اخیر پژوهش و آزمایش‌هایی روی این پل‌ها انجام شده است؛ از جمله‌ی این آزمایش‌ها می‌توان به آزمایش‌های مگالی و همکاران [۱-۳] اشاره کرد. نتایج این آزمایش‌ها حاکی از آن است که درزهای بین قطعات این پل‌ها به شدت در برابر اضافه بار قائم حساس است، این در حالیست که این امر در محاسبات و طراحی این سازه‌ها در مناطق پرخطر لرزه‌ای و مستعد زمین‌لرزه به عنوان یک فاکتور مهم دخیل نبوده و آیین‌نامه‌های معتبر پل‌سازی مانند آشتو<sup>۱</sup> [۴] به ارائه‌ی توصیه‌های کلی بسنده می‌کند از جمله این که درزها باید ظرفیت کافی برای تقاضای لرزه‌ای در زلزله را داشته باشند و کابل‌ها تسلیم نشوند و یا دستورالعمل طراحی و ساخت

روش ساخت قطعه‌ای پل‌های بتن پس‌کشیده با مقاطع جعبه‌ای می‌تواند سرعت و کیفیت ساخت و ساز را با توجه به آماده‌سازی کارخانه‌ای قطعات افزایش دهد و احداث پل را در مناطق صعب‌العبور که امکان نصب پایه موقت وجود ندارد و یا مناطق پرترافیک شهری که نصب پایه موجب اختلال در جریان ترافیک می‌شود، تسهیل نماید و آثار سوء ناشی از اجرا در آب و هوای بد را کاهش دهد. با توجه به مزیت‌های گفته شده تمایل به احداث این گونه پل‌ها در سراسر جهان افزایش یافته است ولی استفاده از آن‌ها در مناطق پرخطر لرزه‌ای با توجه به کمبود اطلاعات دقیق و کافی از رفتار دینامیکی‌شان با نگرانی‌ها و ابهام‌هایی همراه است.

1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2012)

احتمال عدم تجاوز از چهار سطح عملکردی مفروض در این مطالعه شامل بازشدگی درزها، ترک در بتن، خردشدگی پوشش بتن و خردشدگی هسته‌ی بتن و یا تسلیم کابل‌ها بررسی شود و نتایج مربوط به کرنش درزها نشان داد که بازشدگی در پایین درز میانی اتفاق نمی‌افتد ولی در بالای آن با احتمال ۵٪ در زلزله‌ی طرح<sup>۶</sup> و ۱۵٪ در بیشینه زلزله‌ی مورد توجه<sup>۷</sup> رخ خواهد داد؛ همچنین تحت هیچ یک از رکوردها ترک در بتن رخ نداد، کابل‌ها در حالت الاستیک می‌مانند و تغییر مکان باقیمانده‌ی میانه‌ی پل در راستای قائم در بیشتر زلزله‌ها کمتر از ۰/۰۲ اینچ و بیشینه مقدار آن برابر با ۰/۱۱ اینچ است که نشان می‌دهد استفاده از کابل‌های غیرچسبیده عبور داده شده از داخل غلاف‌های کار گذاشته شده داخل قطعات منجر به تقویت پیوستگی قطعات شده و با باز و بسته شدن درزهای قطعات مجاور، موجب رفتار گهواره‌ای<sup>۸</sup> می‌شود.

نتایج مطالعات گفته شده که روی سیستم‌های چسبیده انجام شده است نشان می‌دهد این دسته از پل‌ها نگرانی قابل توجهی در باربری قائم زلزله بخصوص در زلزله‌های شدید دارند ولی نتیجه‌گیری‌های مناسب برای طراحی‌های بعدی نیازمند توسعه و بررسی بیشتر است. از طرفی مشکلات قابل توجهی در استفاده از کابل‌های چسبیده در پل‌های قطعه‌ای وجود دارد که استفاده از آنها در مقیاس وسیع را با مشکلات متعددی روبرو می‌نماید از جمله تداخل کابل‌ها با آرماتورگذاری‌ها، ابعاد بزرگتر و متعاقبا وزن بیشتر در جانها، مشکلات ناشی از پر نشدن احتمالی غلاف‌ها و نگرانی‌ها از عملکرد دراز مدت کابل‌ها که مستعد خوردگی است. این عوامل باعث شده است مهندسان به سوی استفاده از سیستم‌های غیرچسبیده تمایل داشته باشند. از این رو پل‌های متعددی ساخته شده و یا در حال ساخت است که از این تکنیک بهره می‌برند. نگرانی‌های بوجود آمده در مورد عملکرد سیستم غیرچسبیده و باز و بسته شدن درزها و عملکرد مجموعه عرشه در این نوع از پل‌ها باعث تمرکز روی پژوهش پیش رو در این مقاله شده است. در این مقاله با استفاده از نتایج کالیبره شده بر اساس مدل‌سازی و تحلیل تست‌های آزمایشگاهی مگالی و همکاران، رفتار لرزه‌ای پل‌های قطعه‌ای تنیده غیرچسبیده بر روی مدل‌های دو بعدی مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

پل‌های سگمتال<sup>۱</sup> آشتو [۵] بیشینه میزان تیندگی با استفاده از کابل‌های غیرچسبیده<sup>۲</sup> را به ۵۰ درصد کل تیندگی محدود می‌کند. در سال ۲۰۰۶ ولاتزس و همکاران [۶] با استفاده از نتایج آزمایش فوق به کمی‌سازی مشارکت نیروی قائم زلزله و حدود بازشدگی درزها با در نظر گرفتن زلزله‌ی قائم و افت ناشی از تسلیم شدن کابل‌ها در سیستم چسبیده<sup>۳</sup> با استفاده از آنالیزهای دوبعدی تاریخیچه‌زمانی غیرخطی بر پل دهانه پیوسته‌ی رودخانه‌ی اوتای<sup>۴</sup> با دهانه‌های ۷۶ الی ۱۷۰ متر که به روش طره‌ای متعادل ساخته شده است، پرداختند. برای مشاهده‌ی تاثیر بارگذاری قائم مدل تحت دو نوع بارگذاری شامل بارگذاری طولی تنها و طولی و قائم همزمان قرار گرفت و با در نظر گرفتن اثر مولفه‌ی قائم زلزله، میزان دوران با لنگر مثبت ۴۰۰ درصد و دوران با لنگر منفی ۹۰ درصد و دوران باقیمانده ۹ درصد افزایش را نشان داد. در سال ۲۰۰۸ و ۲۰۰۹ ولاتزس و همکاران [۷ و ۸] به بررسی تاثیر مولفه‌ی قائم زلزله و تاثیر حالت‌های تنش پیش از زلزله (مانند خزش، جمع‌شدگی و دما) بر پاسخ پل گفته شده به ویژه در درزها می‌پردازد که نتایج دوران درزها در حالت تاثیر تنش‌های پیش از زلزله با حضور مولفه‌ی قائم، ۱۰۰٪ افزایش در دوران لنگر مثبت و ۲۵۰٪ افزایش در دوران لنگر منفی را نشان می‌دهد.

در سال ۲۰۱۱ [۹] ولاتزس و همکاران به منظور تعیین رفتار درزها به مدل‌سازی در سیستم با کابل چسبیده با استفاده از نتایج فاز یک آزمایش‌های مگالی و همکاران می‌پردازد و به مطالعه‌ی توانایی استهلاک انرژی در پی لغزش کابل‌ها از ملات به هنگام بازشدگی درزها می‌پردازد. در سال ۲۰۱۲ یک مدل عددی برای عرشه یک پل با سه دهانه‌ی داخلی ۳۰/۵ متری و دو دهانه‌ی ۲۲/۹ متری بیرونی با هندسه و مصالح غیرخطی مبتنی بر استفاده از کابل‌هایی که از داخل غلاف‌های تعبیه شده در قطعات بتنی عبور داده شده بدون تزریق ملات داخل غلاف‌ها به وسیله‌ی آناگنستپلو و همکاران [۱۰] مطرح و آنالیز شد و تحت مجموعه‌ای از چند رکورد که شامل بارگذاری زلزله‌ی طولی و قائم بود، تحلیل دینامیکی افزایشی<sup>۵</sup> شد تا

- 1 Segmental
- 2 Unbonded
- 3 Bonded
- 4 Otay River
- 5 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

6 Design Earthquake (DE)

7 Maximum Considered Earthquake (MCE)

8 Rocking

## ۲- عرشه پل مطالعه شده

## ۱-۲- مشخصات کلی

پل مطالعه شده یک پل دهانه ساده با طول ۵۰ متر و ۱۶ قطعات پیش ساخته سه متری که به وسیله کابل‌های تنیدگی غیر چسبیده به هم دوخته شده‌اند، است. طراحی بر اساس آیین‌نامه آشتو ۲۰۱۲ [۴] انجام پذیرفته است. نمای طولی و مقطع عرضی پل در (شکل- های ۵ و ۶) نشان داده شده است. مقدار و جانمایی کابل‌ها که در دو گروه طراحی شده است در جدول (۱) لیست شده است و در شکل (۵) با خطچین نشان داده شده است.

## ۲-۲- درستی آزمایشی مدل غیر خطی و رفتار درز

برای درستی آزمایشی رفتار درز از نتایج نیرو- تغییر مکان قائم میانه‌ی پل و لنگر- بازشدگی پایین درز میانی نمونه‌ی غیرچسبیده استفاده شد. همان‌گونه که در شکل (۱) ملاحظه می‌شود مدل ساخته شده برای آزمایش از شش قطعه به طول کلی ۹/۷۵ متر تشکیل شده است که ابتدا به وسیله دو جک هیدرولیکی تا حد بارهای بهره‌برداری در جهت رو به پایین بارگذاری شده و صدهزار بار بارگذاری و باربرداری می‌شود و سپس به وسیله هر چهار جک تحت الگوی بارگذاری مشخص که نیروی ناشی از زمین‌لرزه را

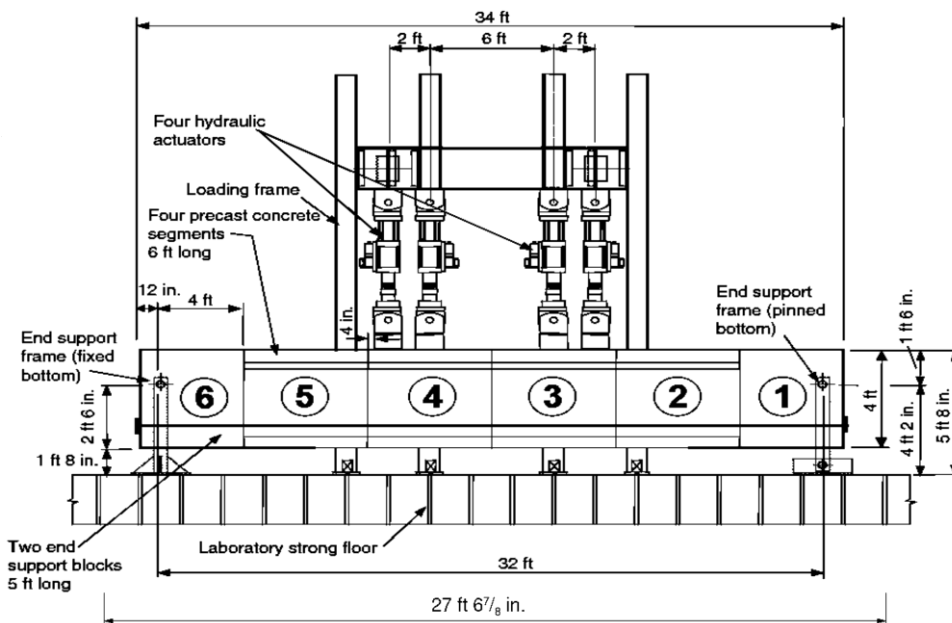
شبیه‌سازی می‌کند تحت بار رفت و برگشتی قرار می‌گیرد تا اینکه جک‌ها به بیشینه ظرفیت خود می‌رسند و آزمایش متوقف می‌شود و تنها خسارت وارد شده خردشدگی تدریجی دورترین تارهای بتنی است. با توجه به گزارش بازشدگی که فقط در درز میانی اتفاق افتاده است مدل ساده شده‌ی نمایش داده شده در شکل (۲)، در نرم‌افزار OpenSees V2.4.4 ساخته شد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود از ۶ فنر در بال‌ها و ۳ فنر در جان استفاده شده است.

برای فنرهای بتنی مصالح از جنس نیرو- تغییر مکان با فرض طول یک متر و بیشینه نیروی ذیل تعریف شده است:

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

که در آن  $F$  نیروی بیشینه فنر بر حسب  $N$ ،  $f_{pc}$  مقاومت مشخصه بتن بر حسب  $MPa$  (برابر با  $40/8$  مگاپاسکال) و  $A$  مساحت مربوط به فنرها بر حسب میلی‌متر مربع است و کابل‌ها با یک رشته‌ی معادل با مساحت  $2240 \text{ mm}^2$  مدل شده است که بنا بر گزارش بورنل و همکاران [۱۱] از فولاد پر مقاومت با تنش نهایی و تسلیم به ترتیب  $1860$  و  $1674$  مگاپاسکال که معادل با کرنش به ترتیب  $0.5\%$  و  $1.2\%$  است و با Steel02 [۱۲] مطابق با شکل (3b) مدل شده است.

شکل ۱: تست آزمایشگاهی فاز I مگالی و همکاران [۳-۱]



Cross section

Fig. 1. Phase I experimental setup (adapted from Megally et al. [1-3])

۲-۳- مدل سازی غیر خطی دو بعدی پل و پارمترهای مطالعه شده با توجه به مطالعات پیشین مولفه‌ی قائم زمین‌لرزه بر رفتار درزها بسیار موثر است پس برای بررسی این تاثیر، مدل‌سازی دوبعدی عرشه مد نظر قرار گرفت و پس از شناخت مشخصات رفتاری مصالح و حساسیت‌سنجی مدل نسبت به تعداد و چگونگی تقسیم فنرها، در نهایت بال‌ها و جان مقطع در ارتفاع به سه بخش تقسیم شد و در مرکز سطح هر یک از بخش‌ها فتری که مشخصات رفتاری آن در شکل (۳a) نمایش داده شده است، اختصاص داده شد. مشخصات تکیه‌گاهی و سایر مشخصات مطابق با شکل (۵) اختصاص داده شده است و عرشه در محل پایه‌ها به دلیل سختی محوری بالای آنها مقید شده است و در جهت طولی یا توجه به اختصاص تکیه‌گاه غلتکی می‌تواند آزادانه حرکت نماید. مقاومت مشخصه‌ی بتن ۴۹ مگاپاسکال است. کابل‌ها از گرید ۲۷۰ با مقاومت ۱۸۶۰ تنش جاری شدن ۱۶۷۴ مگاپاسکال است.

منحنی رفتاری بتن بنا بر همین گزارش در شکل (۳a) آورده شده است که در آن  $\epsilon_{psu}$  و  $\epsilon_{ps0}$  به ترتیب کرنش در تنش بیشینه و کرنش در تنش باقیمانده است که به ترتیب  $0.017$  و  $0.035$  در نظر گرفته شده‌اند، تنش فشاری باقیمانده  $f_t$  و تنش کششی باقیمانده به دلیل سطح تماس زیر درز قطعات بوده و برابر  $0.5$  تنش بیشینه در نظر گرفته شده است و با Concrete02 [۱۳] مدل شده است. نتیجه‌ی کالیبره‌ی نیرو-تغییر مکان قائم میانه‌ی سیستم و لنگر-بازشدگی پایین درز در شکل (۴) آورده شده است. با توجه به گزارش‌های مگالی و همکاران [۳-۱] ابزار اندازه‌گیری تعبیه شده برای اندازه‌گیری بازشدگی پایین درز در بازشدگی تقریبی ۵۰ میلی‌متر تخریب شده پس نتایج بازشدگی درز تا انتهای آزمایش در شکل (4b) نمایش داده نشده است.

شکل ۲: مدل شبیه‌سازی شده درز

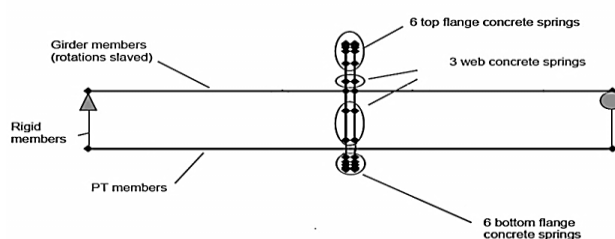


Fig. 2. Single joint simulation model

شکل ۴: مقایسه‌ی پاسخ‌های آزمایش و مدل شبیه‌سازی شده (الف) پاسخ نیرو-تغییر مکان قائم سیستم (ب) پاسخ لنگر-بازشدگی پایین درز

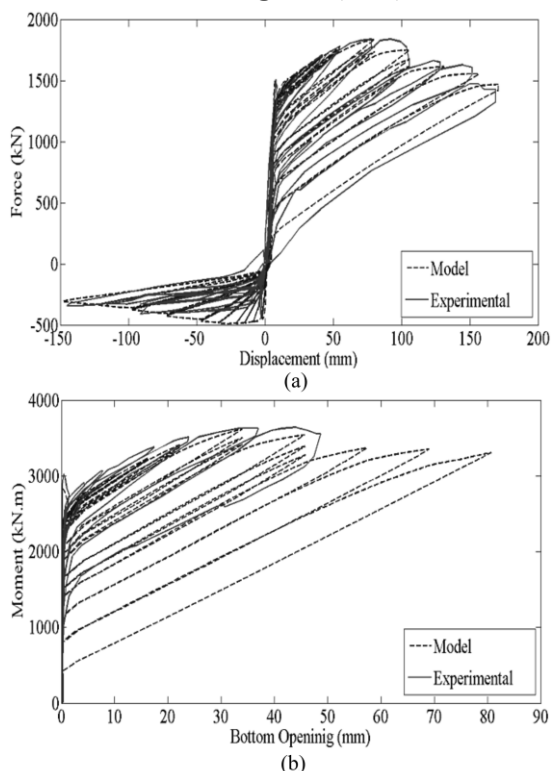


Fig. 4. Result of single joint validation model. a) Force – displacement diagram. b) Moment – rotation diagram.

شکل ۳: منحنی رفتاری مصالح در مدل شبیه‌سازی (الف) بتن (ب) فولاد [۱۱]

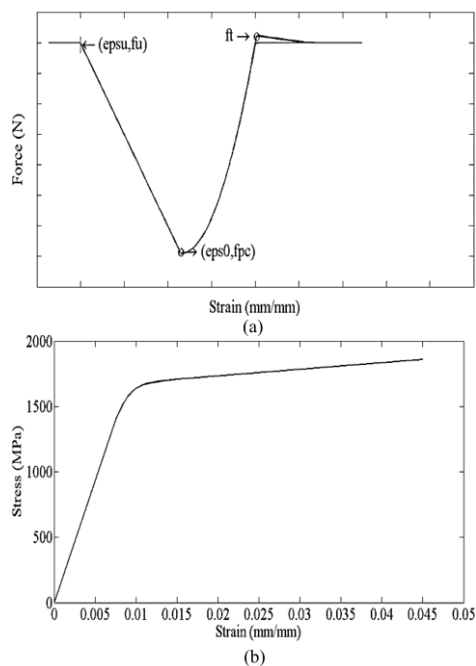


Fig. 3. Materials behavior curve. a) Concrete. b) Steel [11]

شکل ۵: نمای طولی پل مورد مطالعه

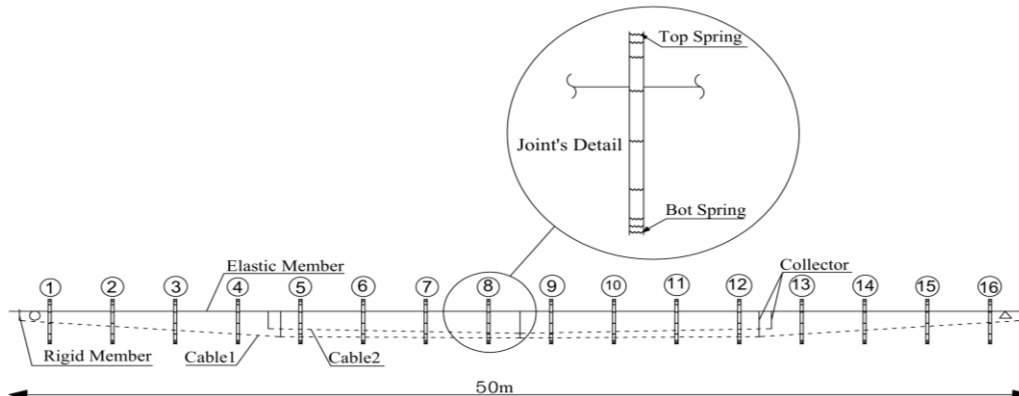


Fig. 5. Elevation view of analytical model

### ۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی و ارائه نتایج

برای بررسی رفتار کلی سازه، تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی مدل‌ها صورت پذیرفت. شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده در شکل (۵) برای مدل‌ها در نظر گرفته شد و نقطه‌ی میانی عرشه به عنوان نقطه‌ی کنترل‌کننده جابه‌جایی‌ها در جهت قائم تحت بار مرده و زنده پوش شد.

شکل (۶a) پاسخ نیرو- تغییر مکان پل را در جهت قائم نشان می‌دهد. محور افقی میزان جابه‌جایی قائم و محور قائم نسبت نیرو مورد نیاز به وزن کل پل است. حالات حدی مختلف از قبیل شروع پوسته شدن بتن (معادل کرنش ۰/۱۷ درصد در دورترین تارهای بتن)، شروع خردشدگی بتن (معادل کرنش ۰/۳۵ درصد در دورترین تارهای بتن) و تسلیم کابل‌ها (معادل تنش ۱۶۷۶ مگاپاسکال) ثبت، و نشان داده شده است. با افزایش جابه‌جایی‌ها در پوش قائم رو به پایین ابتدا بازشدگی در پایین مقطع درزهای میانی (درزهای ۸ و ۹ از شکل (۵) رخ داده، سپس پوسته شدن در بالای مقطع همان درزها آغاز می‌شود و پس از آن شروع خردشدگی در بالای مقطع درزهای گفته شده و شروع تسلیم کابل ۲ تقریباً به طور همزمان رخ داده است و در نهایت واژگونی در حالی که پایین درزهای میانی ۹۷ میلی‌متر باز شده‌اند، کابل‌ها تسلیم شده‌اند و کرنش در کابل ۱ در حدود ۰/۱۷٪ و در کابل ۲ در حدود ۲/۵٪ است و بر اثر خردشدگی بتن بالای درزها اتفاق می‌افتد.

شکل (۶b) پاسخ نیرو- تغییر مکان پل در جهت قائم رو به بالا را نمایش می‌دهد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، ابتدا بازشدگی در بالای مقطع درزهای میانی رخ داده و پس از آن نیروهای تکیه‌گاهی

تنش حد تناسب ۱۴۵۰ مگاپاسکال و کرنش در حد تسلیم ۱/۲ درصد است. پس از آماده‌سازی مدل، بار مرده و ۵۰ درصد بار زنده و تنش موثر کابل‌ها که پس از کسر کلیه افت‌ها از جمله افت گیره‌ها و اصطکاک و آثار دراز مدت بتن (خزش، جمع‌شدگی) با استفاده از اطلاعات طراحی محاسبه و به سازه اعمال شد و تحت آنالیز تاریخیچه زمانی قرار گرفته و نتایج به دست آمد.

شکل ۶: مقطع پل مورد مطالعه

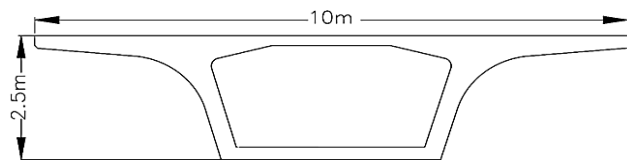


Fig. 6. Cross section of studied bridge

Table. 1. Details of cables

Situation	Area (m m <sup>2</sup> )	Number
Overall	42560	1
8 Joints at Midspan	5320	2

Table. 1. Details of cables

جرم قطعات، آسفالت، کالکتورها و تاسیسات مختلف به صورت متمرکز به درزها اختصاص داده شد. با توجه به اختصاص مصالح غیرخطی در محل درزها و در نظر گرفته شدن میرایی هیستریزس و متمرکز بودن ترک‌ها در محل درزها طبق گزارش بورنل و همکاران [۱۱] و گزارش ولاترس و همکاران [۱۴] میرایی ۲ درصد از نوع رایله برای مودهای غالب در هر جهت، در نظر گرفته شد.

با خط چین نمایش داده شده است.

شکل ۸: پاسخ لنگر- دوران درزهای میانی در آنالیز پوش‌آور (الف) دوران مثبت، (ب) دوران منفی.

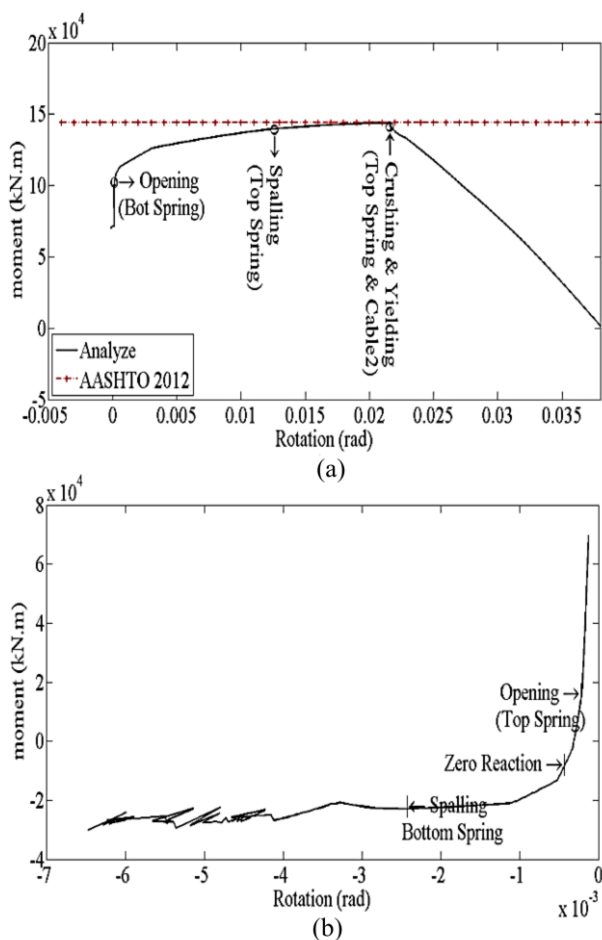


Fig. 8. Moment – rotation diagrams of Push over analyze at middle joints. a) Positive rotation. b) Negative rotation.

#### ۴- تحلیل دینامیکی غیر خطی و ارائه نتایج

۴-۱- مشخصات طیف و رکوردهای انتخابی و چگونگی مقیاس

در مطالعه‌ی حاضر رکوردهای زلزله در دو سطح زلزله‌ی طرح (DBE) و بیشینه زلزله‌ی مورد توجه (MCE) با احتمال رخداد به ترتیب ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال (دوره‌ی بازگشت به ترتیب ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال) برای اعمال بر سازه در نظر گرفته شدند. با توجه به ساخت و ساز این گونه پل‌ها در نزدیکی گسل‌های فعال مانند پل‌هایی که در سال‌های اخیر در کشورمان ایران ساخته شده است و برای در نظر گرفتن آثار 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 [۴] و

صفر شده و سپس پایین مقطع همان درزها پوسته شده و با توجه به تمرکز قسمت اعظم مقطع در بال بالا و قرار گرفتنش در کشش و با توجه به ضعف بتن در عملکرد کششی و قرارگیری کابل‌ها در پایین مقطع، تغییرات تار خشی سریع بوده و پاسخ‌ها دچار نوسان شده است، طوری که قبل از خردشدگی دورترین تارهای بتنی در بال پایین مقطع در حالی که بازشدگی بالای درز میانی در حدود ۱۳ میلی‌متر است و تنش کابل‌ها در حدود ۲٪ نسبت به تنش موثر اعمالی کمتر است، پل واژگون می‌شود.

شکل ۷: پاسخ نیرو- تغییر مکان آنالیز پوش‌آور نقطه‌ی میانی در جهت قائم (الف) رو به پایین، (ب) رو به بالا

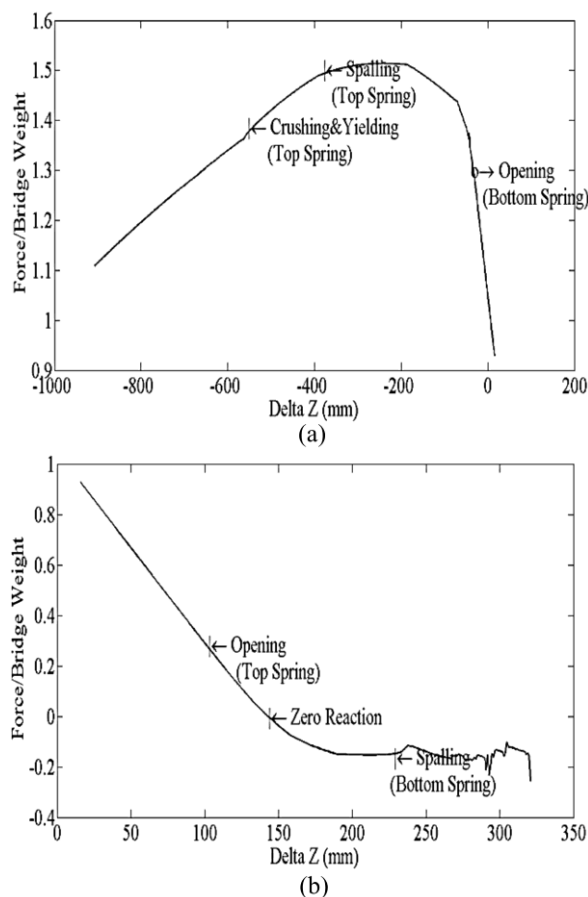


Fig. 7. Force – displacement diagrams of Push over analyze at mid-span in vertical a) Downward. b) Upward direction.

شکل (۷) نمودار لنگر- دوران درز میانی را تحت تحلیل استاتیکی قائم رو به پایین و رو به بالا نشان می‌دهد. لنگر مقاوم نهایی مقطع از روابط بخش ۳، ۷، ۵، آشتو ۲۰۱۲ [۴] محاسبه شده و برابر با ۱/۴۴۵۵ kN.m می‌باشد که با نتایج آنالیز برابر بوده و در شکل (۷a)

(۰/۵ ثانیه) و برای محاسبه‌ی کرانه‌ی بالا از پریود میانگین (۱/۲ ثانیه) استفاده شده است تا دامنه‌ی مقیاس رکوردها هر سه پریود طبیعی را در برگیرد. همچنین با توجه به این آیین‌نامه [۱۷]، طیف بیشینه زلزله‌ی مورد توجه ۱/۵ برابر طیف طرح در نظر گرفته شد و با توجه به الاستیک بودن طیف‌ها ضرایب مقیاس رکوردها در این سطح خطر ۱/۵ برابر ضرایب فوق خواهد بود.

شکل ۹: مقایسه‌ی طیف طرح و میانگین طیف پاسخ رکوردهای مقیاس شده

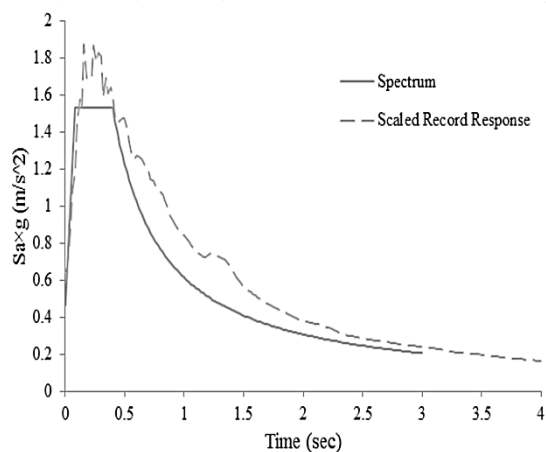


Fig. 9. Design spectrum and mean of scaled records comparison diagram

#### ۲-۴- تحلیل دینامیکی غیر خطی مدل دوبعدی تحت مولفه‌ی قائم زلزله

بیشینه تغییر مکان در بالا و پایین شکل (۹) درز ۸ را تحت زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال نشان می‌دهند و با توجه به تقارن عرشه (شکل ۵) برابر با پاسخ درز ۹ است. پایین درزهای ۶ و ۷ به ترتیب متقابل با درزهای ۱۰ و ۱۱ نیز بازشدگی را تجربه کرده‌اند. کابل‌ها الاستیک بوده و میانگین تنش بیشینه و کمینه در کابل ۱ نسبت به تنش موثر اعمالی معادل با ۶۰ درصد تنش نهایی، به ترتیب ۸٪ و ۴٪ افزایش داشته است. این ارقام برای کابل ۲ به ترتیب ۱۳٪ و ۷٪ افزایش را نشان می‌دهد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود تحت هیچ یک از زلزله‌ها بالای درز دچار بازشدگی نشده است ولی تحت ۴ زلزله دورترین تارهای بتنی پایین درز دچار بازشدگی شده است طوری که پاسخ میانگین تغییر مکان ده رکوردها گفته شده در جدول (۲) نمایانگر ۰/۱۲ میلی‌متر بازشدگی است. همچنین هیچ‌گونه پوسته‌شدگی و خردشدگی در درزها مشاهده نشد.

برای خاک نوع C انتخاب شد و بر اساس روابط فاما ۳۵۶ [۱۵] برای میرایی ۲٪ اصلاح شده. ده رکوردها از مطالعات بیکر و همکاران [۱۶] که دارای پالس قوی سرعت هستند، انتخاب شده و به سازه اعمال شد. رکوردهای انتخابی و مشخصات آن‌ها در جدول (۲) آورده شده است.

Table. 2. Summary of selected records

Scale Factor	Moment Magnitude ( $M_w$ )	Abbreviation	Record
0.88	7.6	TCU76	Chichi (Taiwan)
1.12	6.7	ERZ	Erzincan (Turkey)
1.92	7.5	GBZ	Turkey(Kokaeli)
0.64	6.9	TAK	Japan (Kobe)
0.72	6.9	KJMA	Japan (Kobe)
0.64	7.3	LUC	Landers (California)
0.67	6.7	RIN	Northridge (California)
0.96	6.5	EDA	ImperialValley06 (ElCentro Differential Array)
0.8	6.2	MGH	Morgan Hill (Coyote Lake Dam (SW Abut))
1.04	6.9	GIL	Loma Prieta (Gilroy galivan coll)
0.94	6.92	AVE	میانگین

Table. 2. Summary of selected records

رکوردها بر اساس روش آیین‌نامه‌ی (2005) ASCE7 [۱۷] مقیاس شدند. همان‌گونه که در شکل (۸) نشان داده شده است این روش به گونه‌ای است که میانگین جذر مجموع مربعات طیف پاسخ دو مولفه‌ی عمود بر گسل و در امتداد گسلشان از ۱/۳ برابر طیف فوق در دامنه‌ی T (۱/۵-۰/۲) کمتر نباشد؛ پریود طبیعی سازه است و با توجه به عدم وجود اطلاعات کافی در مورد مقیاس مولفه‌ی قائم رکوردهای زلزله در ادبیات فنی، در این مطالعه از پریود قائم که برابر با ۰/۳ ثانیه است، استفاده نشده است و پریود و مولفه‌های افقی برای به دست آوردن ضرایب مقیاس استفاده شده است. در این سازه با توجه به ویژگی‌های پایه سه پریود مختلف در نظر گرفته شده است، برای محاسبه‌ی کرانه‌ی پایین بازه‌ی فوق از پریود کمینه



شکل ۱۰: حداکثر تغییر مکان درزهای میانی در زلزله‌های حوزه نزدیک با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (الف) تارهای بالای درز، (ب) تارهای پایین درز

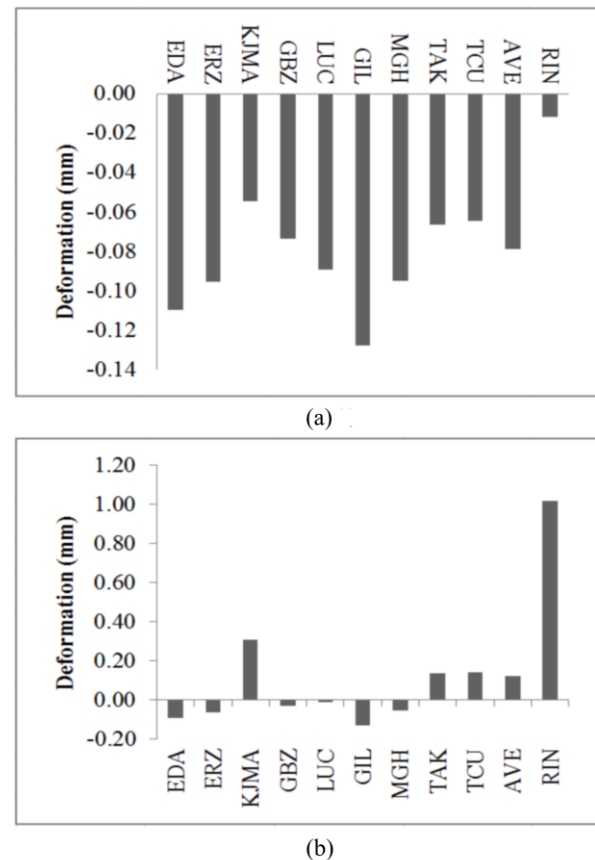


Fig. 10. Maximum displacement of middle joint under near-fault design earthquake. a) Upper fibers. b) Lower fibers

شکل (۱۰) پاسخ تغییر مکان درز ۸ تحت زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است. علاوه بر درز ۸، درزهای ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ درزهای متقارن چهار بازشدگی شده‌اند. بازشدگی در بالای درزهای میانی، تحت دو رکورد و در پایین درز میانی، تحت هشت رکورد رخ داده، ولی به صورت میانگین بالای درز باز نشده و پایین درز حدود ۱ میلی‌متر باز شده است. هیچ‌گونه پوسته‌شدگی و خردشدگی تحت هیچ یک از رکوردها در هیچ یک از درزها مشاهده نشد. کابل‌ها الاستیک بوده و میانگین تنش بیشینه و کمینه در کابل ۱ نسبت به تنش موثر اعمالی، به ترتیب ۱۰٪ و ۳٪ افزایش داشته است. این ارقام برای کابل ۲ به ترتیب ۱۶٪ و ۵٪ افزایش را نشان می‌دهد. شایان گفتن است با توجه به الاستیک بودن کابل‌ها، پس از زلزله تمام درزها بسته می‌شود و بازشدگی باقیمانده‌ای وجود ندارد. همچنین در این سطح از زلزله‌ها نیز هیچ‌گونه پوسته‌شدگی و خردشدگی در درزها مشاهده نشد.

شکل ۱۱: حداکثر تغییر مکان درزهای میانی در زلزله‌های حوزه نزدیک با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (الف) تارهای بالای درز، (ب) تارهای پایین درز

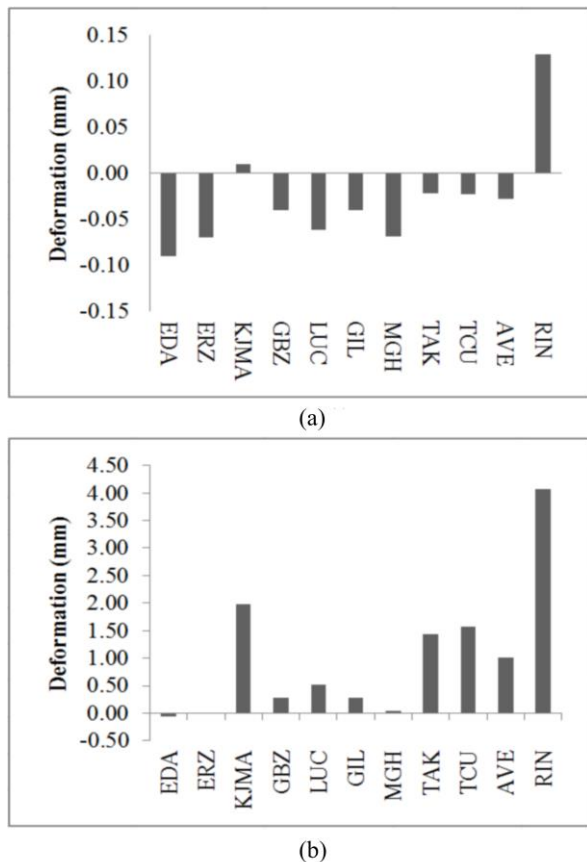


Fig. 11. Maximum displacement of middle joint under near-fault maximum considered earthquake. a) Upper fibers. b) Lower fibers

## ۵- نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی ملاحظه می‌شود عرشه‌ی مورد مطالعه به شدت در برابر بار قائم و به ویژه بار قائم رو به بالا تحت تاثیر قرار گرفته است. طوریکه درزهای میانی تحت تقاضای پایین لنگر منفی مقاومت خود را از دست داده و سازه واژگون می‌شود که دلیل آن نبود مصالح کششی لازم در درزها برای اجرای سریع این گونه سازه‌ها و وجود کابل و در نتیجه نیروی کششی در پایین مقطع است که موجب تسریع و تسهیل جابه‌جایی سازه در جهت رو به بالاست؛ البته واژگونی می‌تواند در صورت قرارگیری عرشه بر روی الاستومرها در واقعیت و مقید نکردن حرکت آن در جهت طولی، با کم شدن وزن موثر و در نتیجه کاهش نیروی اصطکاک و در نهایت با لغزش روسازه نسبت به زیرسازه کمی قبل‌تر از صفر شدن نیروی تکیه‌گاه‌ها رخ دهد. این درحالیست که سازه در برابر بار قائم رو به پایین مقاومت و شکل‌پذیری بیشتری



- [7] Veletzos, M.J. & Restrepo, J.I. 2008 The influence of vertical earthquake motion and pre-earthquake stress state on the seismic response of precast segmental bridge superstructures, *6th National Seismic Conference on Bridges and Highways*, Charleston, USA.
- [8] Veletzos, M.J. & Restrepo, J.I. 2009 Influence of vertical earthquake motion and pre-earthquake stress on joint response of precast concrete segmental bridges, *PCI Journal*, **54**(3), 99-128.
- [9] Veletzos, M.J. & Restrepo, J.I., 2011 Modeling of jointed connections in segmental bridges, *Journal of Bridge Engineering*, **16**(1), 139-147.
- [10] Anagnostopoulou, M., Filiatrault, A. & Aref, A. 2012 Vertical Seismic Response of a Precast Segmental Bridge Superstructure, *15th world Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- [11] Burnell, K.P., Megally, S., Restrepo J.I & Seible, F. 2005 *Seismic Testing of Precast Segmental Bridges Phase III: Bridge System Test*, California Department of Transportation (Caltrans), Report No. SSRP-05/01.
- [12] Filippou, F.C., Popov, E.P. & Bertero, V.V. 1983 The Steel02 Material, Document for the OpenSees platform. [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02\\_Material\\_-\\_Giuffr -Menegotto\\_Pinto\\_Model\\_with\\_Isotropic\\_Strain\\_Hardening/](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_-_Giuffr -Menegotto_Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening/)(accessed 22 January 2015)
- [13] Mohd, H. & Mohd, Y. 1994 The Concrete02 Material, Document for the OpenSees platform. [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete02\\_Material\\_-\\_Linear\\_Tension\\_Softening/](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete02_Material_-_Linear_Tension_Softening/)(accessed 22 January 2015)
- [14] Veletzos, M. & Restrepo, J.I. 2013 *Development of Seismic Design Guidelines for Segmental Construction*, California Department of Transportation (Caltrans), Report No. SSRP-10/02. 2013.
- [15] FEMA-356: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* 2000, American Society of Civil Engineering/Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA.
- [16] Baker, J.W., Lin, T. & Shahi, S.K., 2011 *New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program*, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [17] ASCE-7: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* 2005, Structural Engineering Institute (SEI) and American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia.

دارد. با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی، تحت زلزله‌های فوق از ظرفیت اعضا استفاده‌ی چندانی نشده ولی بازشدگی به ویژه در درزهای میانی رخ داده است. در نتیجه بازشدگی درزها محتمل‌ترین حالت حدی است که در این سازه‌ها تحت زلزله‌ی قائم رخ می‌دهد. این بازشدگی می‌تواند تحت زلزله‌ی طولی و عرضی بسیار بیشتر از این مقادیر باشد و با ادغام سایر حالات حدی، بهره‌برداری از این سازه‌ها را در زلزله‌های شدید در مناطق با لرزه‌خیزی بالا مختل نماید. با توجه به طول زیاد کابل‌ها و عدم پیوستگی‌شان با بتن، کابل‌ها الاستیک بوده و در نتیجه تغییرشکل و بازشدگی باقیمانده پس از زلزله ناچیز بوده و ادامه بهره‌برداری از پل را مختل نمی‌کند.

## References

## ۶- مراجع

- [1] Megally, S., Seible, F. & Dowell, R.K. 2003a Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment-to-Segment Joints Subjected to High Flexural Moments and Low Shears, *PCI journal*, **48**(2), 80-96.
- [2] Megally, S., Seible, F. & Dowell, R.K. 2003b Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment-to-Segment Joints Subjected to High Flexural Moments and High Shears, *PCI journal*, **48**(3), 72-90.
- [3] Megally, S., Veletzos, M.J., Burnell, K.P., Restrepo, J.I. & Seible, F. 2009 Seismic Performance of Precast Concrete Segmental Bridges: Summary of Experimental Research on Segment-to-Segment Joints, *PCI Journal*, **54**(2), 116-142.
- [4] *LRFD Bridge Design Specifications* 2012, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., USA.
- [5] *Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges* 1999 2nd edn, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., USA.
- [6] Veletzos, M.J. & Restrepo, J.I. 2006 Seismic Response of Precast Segmental Bridge Superstructure with Bonded Tendons. *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan.

# Effect of Vertical Earthquake Component on the Behavior of Precast Segmental Bridge's Decks Post-Tensioned by Unbonded Cables

M. Afarinifard<sup>1</sup>, M. Khanmohammadi<sup>2\*</sup>

1- M.Sc., Structural Engineering, Faculty of Civil Eng., University of Tehran.

2- Assist. Prof., Earthquake Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., University of Tehran.

mkhan@ut.ac.ir

## Abstract:

Precast segmental construction methods can decrease bridge construction costs by reducing construction time while the quality control criteria are satisfied. In addition, the absence of scaffold can minimize traffic congestion and environmental impacts. Because of these great advantages, application of precast segmental bridges is increasing in the world. However, lack of reliable knowledge about the dynamic response of these bridges under seismic loads has limited their application in high seismicity areas. Combination of the precast construction with the post-tensioning contact on segment joints, may result in expecting a defeated behavior of superstructure due to earthquake excitation. This may happen especially in case of vertical components, which may harm the joints operation in the presence of long-term loads. This issue is very probable in non-continuous post-tensioned bridges. The present paper aims to investigate the effects of vertical earthquake on bridge superstructure in near-fault regions by studying a sample model and obtaining structural response including joints response and their openings, force-displacement response of the system, stress and strain in concrete and cables, and their level of nonlinearity.

The research shows that segment joints can undergo very large rotations that open up gaps in the superstructure; Whereas, primary seismic concerns - regarding segmental construction - focus on the behavior of the joints between segments, and no mild reinforcement crosses through them. The lack of reinforcement across segment joints may result in an increased rate of construction. Yet, it creates inherent regions of weakness that are susceptible to facing crack initiation and large localized rotations. At the first step of numerical modeling, specimens studied by Megally et al. [1-3] were modeled in OpenSees V2.4.4. The specimens discussed the regions with high moment and low shear (i.e. near mid-span). Using detailed 2D nonlinear time history analysis under a suite of ten near-field earthquake records, the effects of vertical motion on the joint response are quantified. The prototype bridge structure - selected for this study- is a single-cell box girder bridge with a 50m span, consisted of sixteen 3-meters-long segments with non-bonded tendons constructed through a span-by-span construction method. Segments of the superstructure are modelled using linear elastic frame type members, except for a region at the end of each segment which is discretized into several axial non-linear zero length springs. The springs are connected to the ends of the superstructure beam elements through rigid body links. Results indicate that vertical components of earthquake can affect the response of these bridges, and segment-to-segment joints opening is very probable particularly at the mid-span joints. Thus, superstructure may collapse under upward acceleration component due to the presence of the greater part of concrete on top flange and lack of tensile material on top of joints, or even the occurrence of sliding in elastomer caused by the decrease in effective weight. The joint compressive strain remains below the concrete spalling limit state, minimizing the damage and stiffness reduction of the superstructure. The cables remain in the elastic range and all joints are closed after the earthquake, even in high seismic intensity levels, and the residual vertical displacements are negligible.

**Keywords:** Segmental Superstructure, Post Tensioned Concrete, Vertical Earthquake, Joint, Near Field