

چکیده

پل‌های مصالح بنایی در برابر تحریکات لرزه‌ای آسیب‌پذیر بوده و عملکرد این سازه‌های ترد بر اثر اعمال بارهای لرزه‌ای نیاز به بررسی دقیق دارد. در این کار تحقیقی یک مدل ساده برای تحلیل دینامیکی این سازه‌ها پیشنهاد می‌شود که بر حرکت گهواره‌ای پایه در جهت عرضی پل مبتنی است. با استفاده از این مدل؛ تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی این گونه پل‌ها به راحتی و به سهولت می‌تواند انجام گیرد. مدل پیشنهاد شده می‌تواند برای تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌های مصالح بنایی بزرگ که به‌طور هم‌زمان تحت تأثیر تحریکات لرزه‌ای در جهت عرضی و قائم پل قرار گرفته‌اند مورد استفاده قرار گیرد. نتایج حاصل از این پژوهش معلوم می‌نماید که در تحلیل لرزه‌ای پل؛ برای تخمین دقیق مقدار لغزش ناشی از برش و نیروی محوری پایه اثر مؤلفه قائم به همراه اثر مؤلفه افقی زلزله باید در نظر گرفته شود. با کاربرد مدل پیشنهادی برای بررسی بهسازی لرزه‌ای پل‌ها مشخص می‌گردد که عملکرد لرزه‌ای پل‌ها بر اثر افزایش میزان شکل‌پذیری عرشه به‌طور قابل توجهی بهبود می‌یابد.

واژگان کلیدی: پل‌های مصالح بنایی، مدل پایه گهواره‌ای، بهسازی لرزه‌ای، مؤلفه قائم زلزله، مدل ماکرو بلوک.

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های مصالح بنایی با استفاده از مدل پایه حرکت گهواره‌ای

میرحسین موسوی اصل

دانشجوی دکتری، دانشکده عمران، واحد علوم و تحقیقات تهران،

دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

منصور ضیائی فر (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و

مهندسی زلزله، تهران، ایران، mansour@iiees.ac.ir

۱- مقدمه

می‌دهد تا پل‌هایی را طراحی نموده و بسازند که قادر باشند نیروهای لرزه‌ای بزرگ را به راحتی تحمل نمایند. با این وجود فولاد ماده‌ای است که تولید آن نیاز به مصرف زیادی از منابع طبیعی داشته (معدنکاری؛ انرژی؛ آب و...) و موجب ایجاد مشکلات زیست‌محیطی در ابعاد بزرگ می‌گردد. از آنجایی که چنین مشکلاتی در تولید پل‌های مصالح بنایی وجود ندارد بنابراین پل‌های مصالح بنایی در شرایط فعلی نیز می‌توانند به‌عنوان یک گزینه قابل تأمل در طراحی و ساخت پل‌ها مورد توجه قرار گیرند. ارزش بالای این نوع پل‌ها از نظر زیبایی‌شناسی؛ دوام؛ هزینه‌های کم نگهداری؛ روال‌های ساده موجود در تولید آنها و هزینه‌های پایین در ساخت سبب شده است که در نواحی با لرزه‌خیزی کم این نوع پل‌ها نزد طراحان جذابیت بیشتری یابند. با این وجود در نواحی لرزه‌خیز طبیعت ترد مصالح بنایی مانع شده است تا این نوع پل‌ها به‌عنوان یک سیستم قابل اعتماد در شبکه حمل‌ونقل پذیرفته شوند.

پل‌های مصالح بنایی پیشینه طولی در مهندسی پل دارا می‌باشند. یکی از ویژگی‌های بارز مصالح بنایی مقاومت فشاری مطلوب آنهاست. این ویژگی سبب شده است که سازه‌های قوسی که در آنها نیروهای انتقال یافته بین عناصر عمدتاً فشاری است ابداع گردد. استفاده از ترکیب قوس و پایه که همگی تحت نیروهای فشاری قرار دارند در گذشته تنها راه‌حل برای ساخت پل‌های بزرگ و طولی در کشورهای جهان بود. اگرچه این پل‌ها در تحمل بارهای ثقلی عملکرد خوبی دارند ولی توانایی آنها در تحمل بارهای جانبی محدود است.

با ظهور مصالح جدید همانند فولاد، مهندسی پل در مسیر جدیدی قرار گرفت. استفاده از این مصالح که دارای مقاومت و سختی مناسبی (در فشار و کشش) می‌باشند امکان ساخت پل‌های سبک‌تر و نازک‌تر را فراهم ساخت و به طراحان توانایی طراحی و ساخت پل‌های بزرگ‌تری را داد. مقاومت و شکل‌پذیری مطلوب این نوع مصالح به طراحان این اجازه را

استرک [۷] به تدریج استفاده از این شیوه تحلیل نیز در سازه‌های بنایی مرسوم شد. متعاقباً شی [۸] با لحاظ نمودن تغییر شکل‌های داخلی بلوک‌ها اقدام به گسترش این روش تحلیل نمود. اوون و همکاران [۹] با استفاده از روش المان‌های محدود و المان‌های مجزا، چندین پل قوسی سنگی را تحت اثر بارهای ثقلی تحلیل نموده و نتایج حاصله را با داده‌های حاصل از آزمایش‌های میدانی مقایسه کردند.

ملبورن و همکاران [۱۰] اقدام به محاسبه ظرفیت باربری نهایی یک پل مصالح بنایی با استفاده از روش المان محدود نموده و نتایج حاصله را با استفاده از نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی کردند. تاوالینگام و همکاران [۱۱] همان روش را برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی سیستم پل تحت اثر بار ثقلی به کار برده و نتایج حاصله را با نتایج به دست آمده از آزمایشگاه مقایسه نمودند. آزویدو و همکاران [۱۲] کارآیی روش المان مجزا را جهت مدل کردن مکانیسم‌های شکست سازه‌های بنایی مانند لغزش بررسی کرده و نتایج حاصله از کاربرد روش را با خسارت‌ها و تخریب‌های به وجود آمده در طی زلزله‌های گذشته مطابقت دادند. بیکانیک و همکاران [۱۳] اقدام به بسط روش المان‌های مجزا نموده و آن را در مدل‌سازی سازه‌های بنایی به کار بردند. مطالعات متعدد و دامنه‌دار دیگری در خصوص کاربرد روش المان‌های محدود و مجزا برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی وجود دارد (مانند [۸، ۱۴-۱۷]). کاربرد روش‌های فوق در مدل‌سازی سازه‌های بنایی پیچیده بوده و استفاده از آنها نیاز به داشتن جزئیات بی‌شمار و صرف هزینه گزاف دارد.

از طرف دیگر برخی ماکرومدل‌های سازه‌ای وجود دارند که مبتنی بر روش بلوک صلب بوده و به مقدار قابل توجهی می‌توانند روال تحلیل سازه را تسهیل نمایند [۸، ۱۸-۱۹]. بسط چنین روش‌هایی برای تحلیل پل‌های سنگی آسان بوده و استفاده از آنها سبب افزایش قابل توجه سرعت انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی این پل‌ها خواهد گردید. مسلم گردیده است که ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های مصالح بنایی با استفاده از این‌گونه مدل‌ها در اکثر موارد قابل انجام است. ضمناً لازم است

در سازه‌های بنایی که تحت بارهای جانبی قرار دارند تنش‌های کششی در مصالح به راحتی به حد شروع ترک خوردگی در سیستم می‌رسند. اگرچه بعد از وقوع ترک خوردگی هنوز ظرفیت تغییر شکل قابل توجهی در سازه وجود دارد تا بتواند نیازهای لرزه‌ای را تحمل نماید ولی غیرخطی شدن سیستم سبب می‌شود تا تخمین قابل اعتمادی از رفتار سازه امکان‌پذیر نگردد. در این مطالعه برای مدل‌سازی حرکت گهواره‌ای^۱ پس از ترک خوردگی سیستم پل‌های مصالح بنایی، یک مدل ساده ارائه شده است. با استفاده از این مدل تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی پل در مدت زمان کوتاه امکان‌پذیر خواهد بود. این ابزار می‌تواند با دقت مناسب رفتار پل‌های مصالح بنایی را حین بروز حرکات لرزه‌ای برآورد. از اینرو می‌توان از آن برای طراحی و بهسازی لرزه‌ای این نوع پل‌ها استفاده به عمل آورد.

۲- مدل‌سازی سازه‌ای پل‌های مصالح بنایی

بررسی اثرات بارهای لرزه‌ای بر روی پل‌های مصالح بنایی نیاز به یک مدل سازه‌ای دارد تا بتواند رفتار سیستم پل را تحت اثر نیروهای زلزله شبیه‌سازی نماید. نخستین روش‌های به کار رفته برای تحلیل ثقلی پل‌های مصالح بنایی بر استفاده از مدل‌های تحلیل پایداری قوس‌ها و تعادل استاتیکی مبتنی بوده‌اند. در این روش‌ها فقط مقاومت فشاری و خمشی مقاطع قوس در نظر گرفته شده و از مقاومت کششی مقاطع صرف نظر گردیده است [۱-۴]. با مطرح شدن روش‌های عددی در محیط‌های پیوسته؛ چنین روش‌هایی برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی اعم از پل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. با این وجود به دلیل مشخصات خاص مصالح بنایی (شکنندگی و مقاومت کششی محدود) برآورد قابل اعتمادی از ظرفیت سازه بعد از شروع ترک خوردگی امکان‌پذیر نبود. تولر [۵] و کریسفیلد [۶] از اولین محققانی بودند که روش تحلیل المان محدود غیرخطی را برای شبیه‌سازی رفتار سازه‌های بنایی به کار بردند.

با معرفی شدن روش المان‌های مجزا توسط کاندال و

پایه پل می‌باشد که در قسمت تحتانی آن رخ داده و سبب خروج پل از محور قائم خود می‌گردد. تکرار این پدیده در جهت عکس و به صورت متناوب سبب بروز حرکت گهواره‌ای پایه‌های پل خواهد شد. بروز چنین رفتاری در نهایت موجب خرابی پل خواهد گردید.

مؤلفه قائم زلزله‌ها نیز به‌عنوان یک منبع تحریک لرزه‌ای پل‌های مصالح بنایی محسوب می‌شود و می‌تواند در مکانیسم شکست سیستم پل مشارکت نماید (شکل ۱-ج). مؤلفه قائم زلزله در نواحی نزدیک گسل می‌تواند نیروهای بزرگی را تولید کند و سبب ترک خوردگی قوس‌های پل گردد. مؤلفه قائم تحریک لرزه‌ای در ترکیب با اثرات مؤلفه افقی می‌تواند سبب تخریب زود هنگام پل در سطوح پایین تحریک لرزه‌ای گردد.

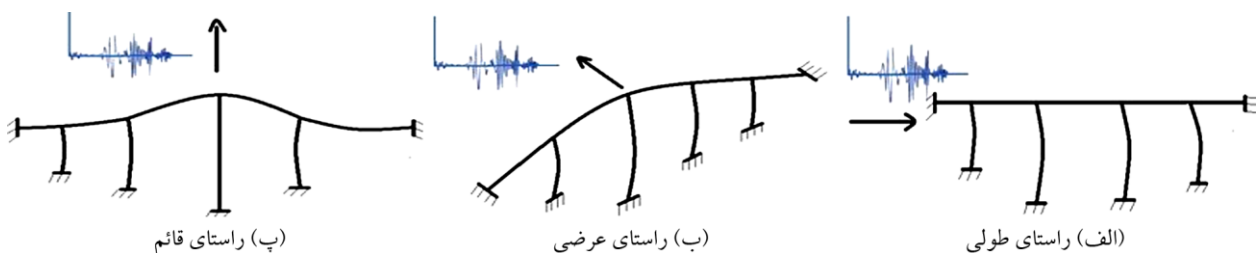
در مطالعه حاضر؛ اثرات بارهای لرزه‌ای بر روی پل‌های مصالح بنایی در هردو جهت عرضی و قائم مورد بررسی قرار گرفته است. در این بررسی فرض شده است که شکست پل‌های مصالح بنایی با پایه‌های بلند در ابتدا با شکست خمشی عرشه پل شروع می‌گردد [۱۶]. اگر انحنای خمشی عرشه از انحنای حد الاستیک فراتر رود سختی خمشی عرشه کاهش یافته و حرکت‌های گهواره‌ای پایه در جهت عرضی شروع گردیده و تداوم این حرکات می‌تواند در نهایت منجر به تشکیل و توسعه مفاصل پلاستیک در پایه‌های پل و تشکیل مکانیسم در پل و نهایتاً شکست کامل آن گردد. علاوه بر این در پایه‌های کوتاه پل ممکن است در حین رخداد حرکات گهواره‌ای؛ شکست برشی به یکی از دو شکل لغزش‌های برشی بزرگ یا مد شکست برشی رخ دهد [۲۰].

تا جزئیات بیشتری در این مدل‌ها تعبیه گردد تا بتوانند هندسه و مدهای شکست پل‌های مصالح بنایی را با دقت مورد نیاز نشان داده و کاربرد آنها برای تحلیل دینامیکی چنین سازه‌هایی عمومیت یابد.

۳- عملکرد لرزه‌ای و اشکال شکست پل‌های مصالح بنایی

اغلب پل‌های مصالح بنایی به دلیل وجود کوله‌های سخت در دو انتهای عرشه دارای مقاومت کافی در راستای محور طولی خود می‌باشند. در این حالت سختی محوری زیاد عرشه سبب انتقال بخش عمده‌ای از نیروهای اینرسی پل به کوله‌ها می‌گردد. پایه‌های پل در این حالت توسط تکیه‌گاه‌های فوقانی و تحتانی خود نگهداری شده و این موجب تقلیل نیروهای داخلی آنها (برش و لنگر خمشی) می‌گردد بنابراین امکان خرابی و شکست پل بر اثر زلزله‌های موازی محور پل بعید به نظر می‌رسد (شکل ۱-الف).

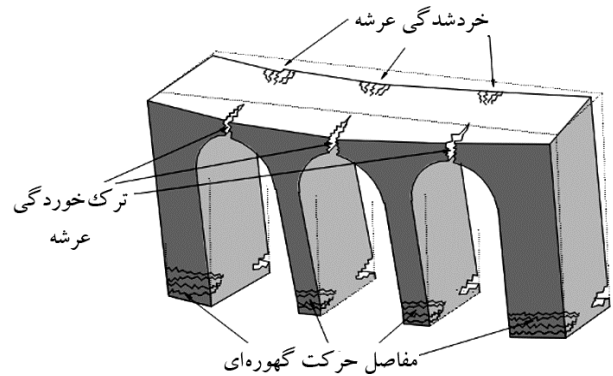
اگر زلزله پل را در جهت عرضی تحریک نماید، پایه‌های پل همانند یک تیر یک‌سر گیردار عمل می‌نمایند که در قسمت تحتانی خود توسط پی که دارای مقاومت و سختی قابل ملاحظه‌ای است و در قسمت فوقانی خود توسط عرشه پل که دارای مقاومت و سختی خمشی کمی است نگهداری می‌شوند. در این حالت همان‌طوری که در شکل (۱-ب) نمایش داده شده است تحریک لرزه‌ای می‌تواند سبب تولید ممان‌های خمشی و نیروهای برشی بزرگ در پایه‌های پل و در نهایت منجر به ترک خوردگی؛ لغزش و واژگونی سیستم پل گردد. مهم‌ترین پاسخ پل به زلزله‌های عمود بر محور پل ترک خوردگی خمشی



شکل (۱): تحریک لرزه‌ای بر روی پل‌های مصالح بنایی.

۴- مدل حرکت گهواره‌ای پایه^۲ برای تحلیل دینامیکی پل‌های مصالح بنایی

همان‌طوری که در بالا بدان اشاره شد فرض می‌شود که شکست پل‌های مصالح بنایی در جهت عرضی با توسعه مکانیسم و تشکیل مفاصل پلاستیک در عرشه و پایه‌های پل همراه بوده که در عمل سبب کاهش سختی و مقاومت جانبی پل شده و نهایتاً منجر به شکست و ناپایداری پل می‌گردد. این مکانیسم شکست برای تحلیل حالت حدی پل‌های مصالح بنایی با شبیه‌سازی پل به صورت یک مدل ماکرو-بلوک صلب^۳ مورد استفاده قرار گرفته است [۱۹]. شکل (۲) این نوع مکانیسم شکست را نشان می‌دهد [۲۱].

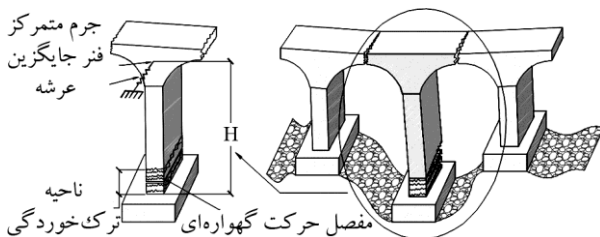


شکل (۲): مکانیسم شکست پل‌های مصالح بنایی در جهت عرضی (بر اساس زامپیری و همکاران [۲۱]).

مدل‌های ماکرو بلوک معمولاً برای مدل‌سازی سیستم‌های پل که تحت اثرات بارهای استاتیکی (بار وزن و بار لرزه‌ای معادل استاتیکی) قرار دارند، به کار رفته‌اند در حالی که در حین تحریک‌های لرزه‌ای؛ بلوک‌های صلب شروع به انجام حرکات گهواره‌ای حول پاشنه‌های خود به صورت رفت و برگشت می‌نمایند. بنابراین برای بهبود دقت چنین مدل‌هایی در برآورد پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌های مصالح بنایی بهتر است حرکت گهواره‌ای ماکرو بلوک‌های آنها نیز مد نظر قرار داده شود. در این تحقیق ایده مدل ماکرو بلوک صلب که در بالا بدان اشاره شد برای بسط یک مدل که برای تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)^۴ پل‌های مصالح بنایی مناسب است مورد استفاده قرار گرفته است. با توجه به این مطلب؛ مدل پیشنهادی می‌بایست تا

حد امکان ساده و دارای کمترین درجه آزادی باشد. با در دست داشتن مدل فوق می‌توان تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی پل‌های مصالح بنایی را به راحتی و با هزینه کم انجام داد.

در ساخت مدل پیشنهادی که در شکل (۳) نمایش داده شده است بلندترین پایه ناحیه میانی سیستم پل که به عنوان آسیب پذیرترین نقطه پل شناخته می‌شود مورد استفاده قرار می‌گیرد. این پایه رفتار کل سیستم را در طی حرکات گهواره‌ای کنترل نموده و شکست آن موجب واژگونی و شکست کل سازه پل خواهد گردید [۱۹]. به عبارت دیگر مدل پیشنهادی مبتنی بر حرکت گهواره‌ای این تک پایه در جهت عرضی می‌باشد (با فرض یک پل با فقط یک مد شکست). در این روال شکست برشی - لغزشی پایه در مقطع ترک خورده آن نیز در نظر گرفته شده است و بنابراین این موضوع سبب تبدیل مدل به یک مدل بلوک صلب با دو درجه آزادی (حرکت گهواره‌ای و لغزش) می‌گردد. با توجه به اثرات زلزله قائم و امکان حرکت پل در جهت قائم، مدل پیشنهادی در عمل دارای سه درجه آزادی خواهد بود. موقعیت مقطع ترک خورده در این مدل در ناحیه تحتانی پایه پل و در وسط ارتفاع ناحیه ترک خورده پایه در نظر گرفته شده است. ارتفاع ناحیه ترک خورده پایه ۱۰ درصد ارتفاع پایه در نظر گرفته شده است [۲۲]. جرم و وزن قسمتی از عرشه که مربوط به سهمیه هر پایه می‌باشد به صورت جرم و بار متمرکز در انتهای آزاد پایه در نظر گرفته شده است. عرشه پل‌های سنگی در حقیقت تیری است که نقاط فوقانی پایه‌های پل را به کوله‌های پل وصل می‌نماید و بنابراین سبب افزایش قابل توجه سختی و مقاومت جانبی سیستم پل می‌گردد.



شکل (۳): مدل حرکت گهواره‌ای پایه برای تحلیل دینامیکی پل‌های مصالح بنایی.

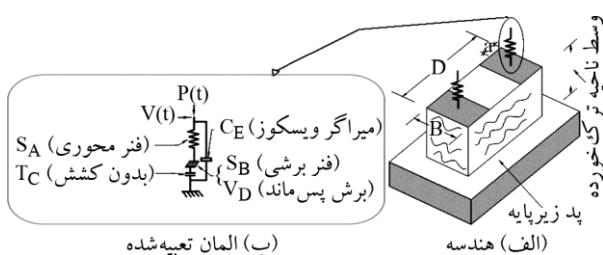
در این شکل f'_m تنش فشاری نهایی مصالح بنایی و f_t تنش کششی نهایی مصالح می‌باشد. ϵ_t تنجش کششی در لحظه ترک خوردگی و ϵ_c بیشینه تنجش فشاری در محدوده رفتار خطی- ارتجاعی $f_m \cong 0.7f'_m$ می‌باشد. ϵ_c تنجش فشاری در برشی پس ماند بعد از وقوع لغزش و σ تنش فشاری مقطع می‌باشد. در این شکل μ ضریب اصطکاک کین لغزش می‌باشد. E و G به ترتیب مدول ارتجاعی و برشی مصالح بنایی می‌باشند.

حرکت‌های گهواره‌ای در مقطع ترک خورده از کج شدن پایه نسبت به محور قائم خود و اتکای آن روی ناحیه فشاری مقطع عرضی ناشی می‌شود. ناحیه فشاری مقطع که در شکل (۵-الف) به صورت ناحیه هاشور خورده نشان داده شده است که به دلیل تعویض جهت کج شدن پایه در هر دو طرف مقطع عرضی وجود دارند. در مدل پیشنهادی؛ المانی که ترکیبی از المان‌های ساده می‌باشد در وسط هر یک از این نواحی قرار داده شده است تا بتواند کنش‌های فشاری، کششی و برشی را در این بخش از مقطع ترک خورده مدل‌سازی نماید (شکل ۵-ب). رابطه (۱) برای تعریف ابعاد ناحیه فشاری مقطع عرضی و موقعیت المان ترکیبی مورد استفاده قرار گرفته است [۲۴].

$$a = \frac{W}{2f'_m B} \Rightarrow 2a = \frac{W}{f'_m B} \approx 40\text{mm} \quad (1)$$

که در آن B عرض مقطع پایه در محل ترک خوردگی؛ W وزن کل پایه و $2a$ طول ناحیه فشاری می‌باشد.

در مجموعه المان‌های شکل (۵-ب)؛ المان‌هایی که نشان‌دهنده‌ی سختی محوری و برشی مقطع ترک خورده هستند

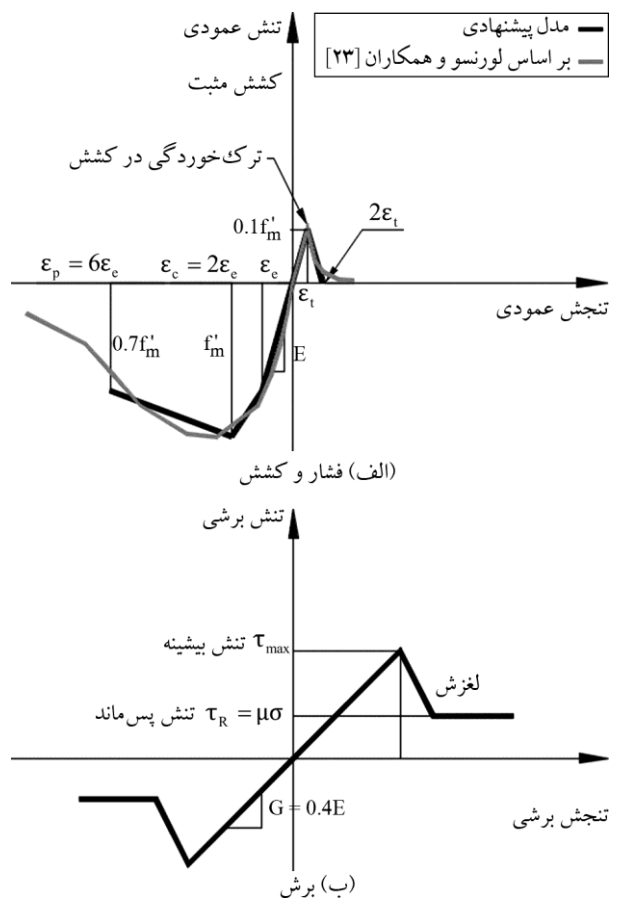


شکل (۵): مدل مفصل حرکت گهواره‌ای.

با این وجود حین حرکات گهواره‌ای پایه‌ها؛ ترک‌های خمشی در عرشه توسعه یافته و این موضوع سبب افت ناگهانی و سریع مقاومت و سختی جانبی عرشه و در نتیجه خرابی کل سیستم پل می‌گردد. برای شبیه‌سازی این اثرات در مدل پیشنهادی و در جهت عرضی یک فنر افقی غیرخطی در رأس پایه به ترتیبی که در شکل نمایش داده شده تعبیه گردیده است.

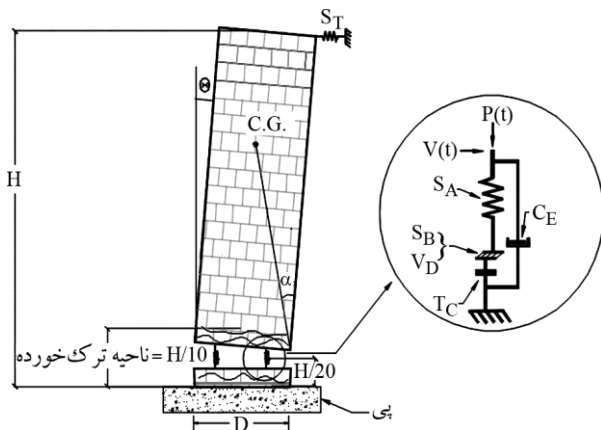
۴-۱- مشخصات مدل

مشخصات عمده مدل همان‌هایی هستند که حرکت گهواره‌ای و لغزشی پایه را تعریف می‌نمایند. بر همین مبنا مشخصات فنر افقی نیز که اثرات مشارکت عرشه را در حرکات پایه لحاظ می‌نماید باید تعیین گردد. حرکت‌های گهواره‌ای پایه سبب توسعه تنش‌های فشاری؛ کششی و برشی در مقطع ترک خورده پایه می‌گردد. مشخصات منحنی تنش- کرنش مصالح بنایی مورد استفاده در این تحقیق؛ در شکل (۴) نمایش داده شده است.



شکل (۴): مشخصات مکانیکی مصالح بنایی.

گهواره‌ای (ناشی از افت سرعت زاویه‌ای) است یک چالش به حساب می‌آید. در این مطالعه مدل ساده به صورت متوالی برای زوایای دوران اولیه مختلف (شرایط مرزی اولیه در لحظه شروع ارتعاش) تحلیل تاریخچه زمانی گردیده است و از نتایج حاصله به صورت سعی و خطا برای محاسبه ضریب میرایی مناسبی که رابطه فوق را ارضا نماید استفاده شده است.



شکل (۶): مدل حرکت گهواره‌ای پایه پل‌های مصالح بنایی.

۴-۲- مشارکت عرشه در حرکت گهواره‌ای پایه

همانطور که قبلاً بحث شد سختی و مقاومت خمشی عرشه در هر دو محدوده خطی و غیرخطی رفتار عرشه بر روی حرکت گهواره‌ای پایه اثرگذار خواهد بود؛ بنابراین برای شبیه‌سازی مشارکت عرشه در حرکت گهواره‌ای پایه یک فنر غیرخطی به انتهای فوقانی پایه (S_T در شکل ۶) اضافه گردیده است. سختی اولیه این فنر به نحوی باید تعیین گردد که فرکانس طبیعی ارتعاش مدل ساده و سیستم پل مساوی هم شوند. این سختی اولیه تا زمانی که تغییر مکان جانبی پل به حد ترک خوردگی سیستم عرشه نرسیده است بدون تغییر باقی می‌ماند. تغییر مکان جانبی مربوط به حد ترک خوردگی سیستم عرشه را می‌توان با استفاده از انحنا عرشه در لحظه شروع ترک خوردگی آن و به شرح زیر محاسبه نمود.

$$\frac{1}{R_c} = \frac{f_t}{E_c C_c} \quad \text{با فرض} \quad f_t = \frac{M_c C_c}{I_c} \quad \text{آنگاه} \quad \frac{1}{R_c} = \frac{M_c}{E_c I_c} \quad (۳)$$

که در آن $1/R_c$ انحنا ترک خوردگی عرشه بر اثر وقوع

به ترتیب فنرهای خطی S_A و S_B می‌باشند. مجموعه المان همچنین می‌تواند رفتار محدوده غیرخطی مقطع ترک خورده را در حین اعمال نیروی کششی (المان بدون کشش T_C) و عمل لغزشی-برشی (عضو برش پس ماند V_D) نشان دهد. به علاوه این مجموعه اتلاف انرژی مربوط به حرکت گهواره‌ای (ناشی از ضربه و میرایی تشعشعی) را نیز از طریق یک میراگر ویسکوز (المان میراگر ویسکوز C_E) می‌تواند نشان دهد. هنگام بروز حرکت گهواره‌ای؛ در المان لغزشی-برشی V_D مقادیر نیروی فشاری قائم آنی $P(t)$ از صفر (هنگامی که المان در کشش است) تا حد وزن کل پایه W (به علاوه اثر ناشی از ضربه) تغییر پیدا می‌کند.

پارامترهای سختی S_A و S_B بر اساس ابعاد مقطع عرضی ناحیه ترک خورده ($2aB$) و مشخصات مکانیکی مصالح پایه محاسبه می‌شوند. با توجه به ابعاد هندسی مصالح بنایی؛ پارامترهای S_A و S_B معمولاً مقادیر بزرگی هستند. ضریب اصطکاک μ در المان لغزشی V_D در این پژوهش برابر 0.5 در نظر گرفته شده است [۲۲].

اتلاف انرژی در مقطع ترک خورده که از حرکت گهواره‌ای سیستم ناشی می‌شود با تعبیه یک میراگر ویسکوز (C_E) در مجموعه المان‌ها لحاظ گردیده است. بر اساس مفاهیم مربوط به حرکت گهواره‌ای؛ هنگام شروع حرکت گهواره‌ای سرعت زاویه‌ای بلوک بعد از تغییر در علامت زاویه دوران دچار کاهش می‌شود (به خاطر وقوع ضربه و میرایی تشعشعی). این میزان کاهش در سرعت زاویه‌ای بلوک را می‌توان از رابطه (۲) محاسبه نمود [۲۵].

$$\frac{\dot{\theta}_{n+1}}{\dot{\theta}_n} = 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \quad (۲)$$

که در آن α زاویه نشان‌دهنده‌ی میزان لاغری بلوک می‌باشد (نشان داده شده در شکل ۶). در روابط فوق $\dot{\theta}_n$ و $\dot{\theta}_{n+1}$ سرعت‌های زاویه‌ای دوران بلوک در لحظات قبل و بعد از تغییر در علامت زاویه دوران θ می‌باشند. محاسبه ضریب میرایی المان C_E که لحاظ‌کننده اتلاف انرژی در پایه در حال حرکت

۴-۳- معیارهای پذیرش حرکت گهواره‌ای

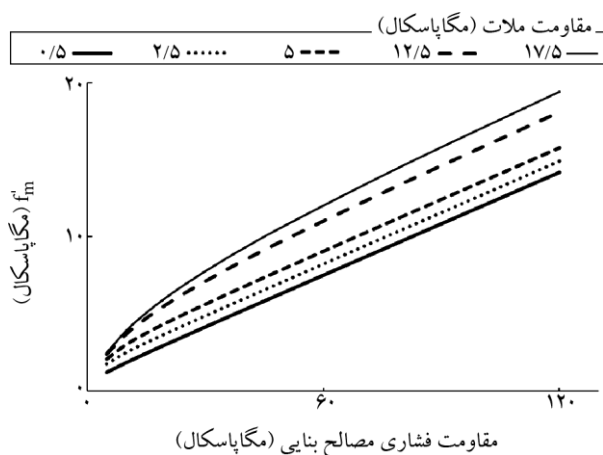
قابلیت شروع و ادامه حرکات گهواره‌ای توسط پایه‌ها؛ به کنترل خرابی در مصالح بنایی به کار رفته در محل مفصل حرکت گهواره‌ای بستگی دارد. این مفصل در وسط ناحیه ترک‌خورده در نظر گرفته می‌شود. تا زمانی که تنش‌های فشاری مصالح بنایی در ناحیه ترک‌خورده کمتر از ظرفیت اسمی مصالح باشد حرکت‌های گهواره‌ای بدون اینکه اثری بر رفتار پایه داشته باشد می‌تواند تداوم یابد. ولی شروع خرد شدن مصالح بنایی سبب جداسازی مصالح و کاهش تدریجی مقطع عرضی پایه و در نتیجه تغییر رفتار سیستم می‌گردد و تداوم این وضعیت سبب بروز تغییر شکل‌های جانبی بزرگ در سیستم پل و واژگونی آن خواهد شد.

مقاومت فشاری مصالح بنایی به مقاومت‌های واحد بنایی (سنگ؛ آجر...) و مقاومت ملات بستگی دارد. شکل (۸) یک مدل را برای تخمین مقاومت فشاری مصالح بنایی با استفاده از مقاومت‌های واحد بنایی و ملات نشان می‌دهد [۲۶].

مقاومت کششی مصالح بنایی را می‌توان با استفاده از رابطه (۶) تخمین زد (بر اساس [۲۰]).

$$f_t = 0.1f'_m \quad (6)$$

در حرکت گهواره‌ای پایه؛ نحوه توزیع تنش فشاری در مقطع عرضی مفصل حرکت گهواره‌ای با تغییر زاویه انحراف θ به تریبی که در شکل (۹) نمایش داده شده است دستخوش تغییر می‌گردد.



شکل (۸): مقاومت فشاری مصالح بنایی [۲۶].

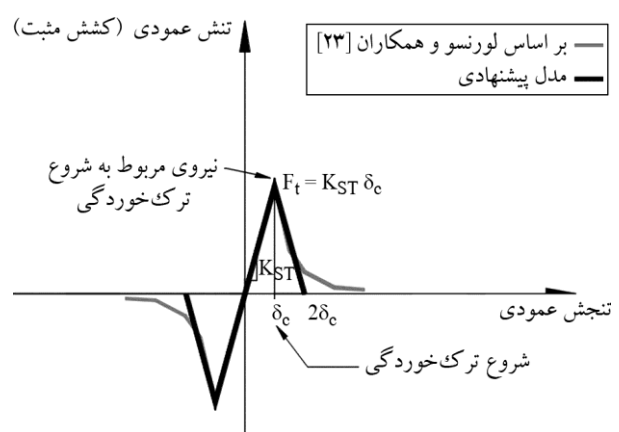
خمش عرضی در آن است. در این رابطه C_c نصف عرض عرشه و E_c مدول ارتجاعی مصالح عرشه می‌باشد. M_c و I_c لنگر خمشی و ممان اینرسی جانبی عرشه می‌باشند. با فرض اینکه فرم تغییر شکل جانبی عرشه به صورت نیم سینوس باشد؛ رابطه (۴) برای برآورد انحنای ترک خوردگی عرشه پیشنهاد می‌شود.

$$y_c = \delta_c \sin \frac{\pi x}{L} \rightarrow y_c \Big|_{x=\frac{L}{2}} = \frac{1}{R_c} = \frac{\delta_c \pi^2}{L^2} \quad (4)$$

که در آن y_c تغییر مکان جانبی عرشه؛ δ_c خیز نقطه عرضی در وسط دهانه و L طول دهانه مؤثر سیستم پل می‌باشد. بر این اساس تغییر مکان جانبی نقطه میانی عرشه را در لحظه بروز ترک خوردگی کششی با استفاده از روابط (۳) و (۴) می‌توان محاسبه نمود.

$$\delta_c = \frac{L^2 f_t}{\pi^2 E_c C_c} \quad (5)$$

در معادله فوق بسته به نحوه قرارگیری پایه‌ها که تغییر شکل جانبی عرشه پل را محدود می‌کنند طول مؤثر دهانه پل L باید کمتر از طول کل پل در نظر گرفته شود. با در دست داشتن سختی اولیه فنر جانبی S_T تعیین شده در بالای پایه K_{ST} بر اساس برابری فرکانس ارتعاش مدل با کل سیستم پل محاسبه می‌شود) و تغییر مکان جانبی عرشه در لحظه شروع ترک خوردگی عرشه (δ_c) ، یک مدل غیرخطی برای رفتار این فنر می‌توان پیشنهاد نمود. شکل (۷) مدل نیرو-تغییر مکان انتخاب شده برای فنر جانبی S_T را نشان می‌دهد.



شکل (۷): مدل نیرو-تغییر مکان برای فنر جانبی S_T .

شده در شکل ۹) می‌باشد. با استفاده از رابطه فوق و فرض به کار رفته برای رفتار غیرخطی مصالح بنایی (شکل ۴-ب)؛ انحنا تغییر شکل پایه در مقطع ترک خورده (ϕ_{Cr}) به ترتیب زیر قابل محاسبه است.

$$\phi_{Cr} = \frac{\epsilon_c}{C} = \frac{2\epsilon_c}{C} = \frac{2 * 0.7f'_m}{EC} = \frac{0.7f'_m{}^2 B}{W.E} \quad (۸)$$

از آنجایی که ارتفاع مفصل حرکت گهواره‌ای برابر ۰/۱ ارتفاع کل پایه فرض شده است؛ دوران مفصل حرکت گهواره‌ای می‌تواند بر اساس رابطه زیر محاسبه شود.

$$\theta_{Cr} = 0.1H\phi_{Cr} = \frac{0.07f'_m{}^2 BH}{W.E} \quad (۹)$$

بر این مبنا تغییر مکان جانبی نقطه رأس پایه که ناشی از حرکت گهواره‌ای است در این سطح عملکردی (خدمت‌رسانی کامل) می‌تواند به فرم زیر نوشته شود.

$$\Delta_{Cr}^{Top} = H\theta_{Cr} = \frac{0.07f'_m{}^2 BH^2}{W.E} \quad (۱۰)$$

بنابراین اگر در حین تحریک‌های لرزه‌ای، بیشینه تغییر مکان جانبی پایه در حال حرکت گهواره‌ای (زاویه دوران θ_{Max} یا تغییر مکان نقطه رأس Δ_{Max}^{Top}) از حدود ذکر شده در بالا تجاوز ننماید (θ_{Cr} و Δ_{Cr}^{Top})؛ پل بعد از وقوع زلزله دارای قابلیت خدمت‌رسانی کامل می‌باشد. شکل (۹-پ) حالتی را نشان می‌دهد که در آن تحریکات لرزه‌ای اعمال شده بر روی پل؛ پایه را به سمت ظرفیت خمشی نهایی مقطع پایه (در محل مفصل حرکت گهواره‌ای) سوق داده است. با استفاده از فرضیات متداول در ارزیابی ظرفیت خمشی اسمی مقاطع عرضی بتنی و مصالح بنایی نتایج زیر حاصل می‌گردد.

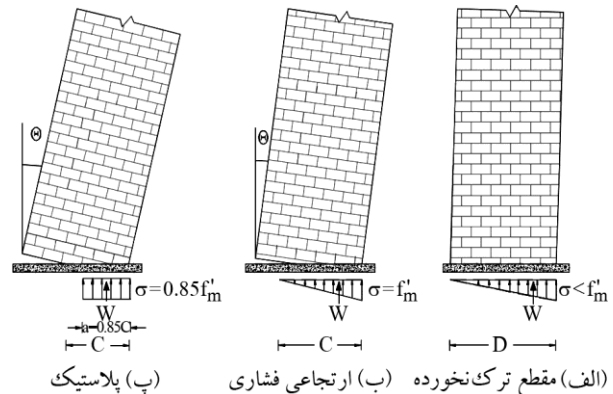
$$W = 0.85f'_m{}^2 Ba = 0.85^2 f'_m{}^2 BC$$

$$\phi_p = \frac{\epsilon_p}{C} = \frac{6\epsilon_c}{C} = \frac{6 * 0.7f'_m}{EC} = \frac{3.03f'_m{}^2 B}{EW} \quad (۱۱)$$

$$\theta_p = 0.1H\phi_{Cr} = \frac{0.303f'_m{}^2 BH}{EW} \cong 4.34\theta_{Cr} \Rightarrow$$

$$\Delta_P^{Top} \cong 4.34\Delta_{Cr}^{Top}$$

در مجموعه روابط فوق، زیرنویس «P» به معنی شروع رفتار خمیری کامل مصالح بنایی در محل مفصل حرکت گهواره‌ای

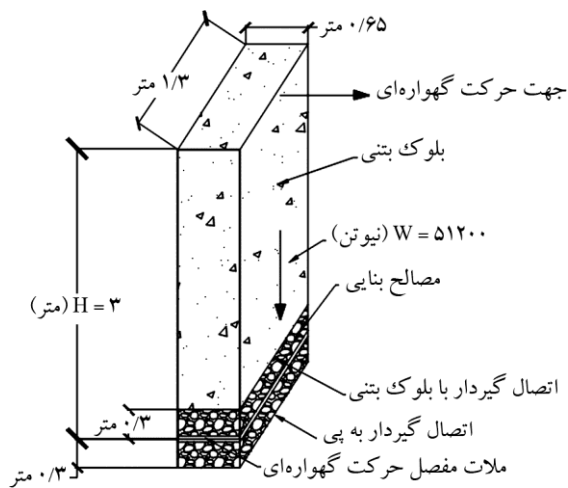


شکل (۹): توزیع تنش فشاری در مفصل حرکت گهواره‌ای.

در این شکل مقطع ترک نخورده (شکل ۹-الف) حالتی را نشان می‌دهد که پایه پل بارهای جانبی وارده را بدون ایجاد ترک در مقطع پایه تحمل می‌نماید. در این حالت تغییر شکل جانبی پایه که در اغلب موارد قابل صرف نظر کردن است می‌تواند به سادگی بر اساس الاستیسیته پایه محاسبه گردد (تیر ستون طره که تحت بار جانبی قرار دارد). اگر نیروی جانبی وارده بر پایه پل از این حد تجاوز نماید ترک در تراز پی پایه ظاهر شده و این ترک خوردگی منجر به شروع حرکت گهواره‌ای غیر ارتجاعی در سیستم خواهد شد. در چنین وضعیتی اگر بیشینه تنش‌های فشاری در مقطع ترک خورده در زیر حد مربوط به مقاومت فشاری مصالح بنایی f'_m باقی بمانند (شکل ۹-ب)؛ حرکت گهواره‌ای پایه بر روی مقطع ترک خورده بدون بروز هیچ گونه خرابی قابل توجهی تداوم پیدا خواهد کرد. در این محدوده از توزیع تنش، از بیشینه مقدار دوران پایه که در محل مفصل حرکت گهواره‌ای (θ_{Cr}) رخ می‌دهد و از حرکت گهواره‌ای پایه ناشی می‌شود برای تعریف حد مربوط به معیار پذیرش خدمت‌رسانی کامل^۵ برای سیستم پل استفاده شده است ($\theta_{F.O.} = \theta_{Cr}$). با در دست داشتن پارامترهای مربوط به مقطع پایه (در محل مفصل حرکت گهواره‌ای)؛ θ_{Cr} را می‌توان با نوشتن معادله تعادل نیرویی راستای قائم در مقطع ترک خورده تعیین نمود (نشان داده شده در شکل ۹-ب).

$$W = f'_m{}^2 CB/2 \quad (۷)$$

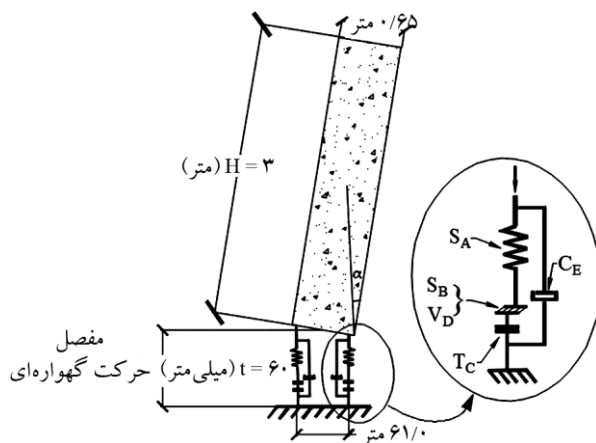
که در آن C طول ناحیه فشاری مقطع ترک خورده (نشان داده



شکل (۱۰): بلوک مصالح بنایی- بتنی برای صحت‌سنجی مدل‌سازی بلوک حرکت گهواره‌ای.

بنایی سنگی در زیر خود به صورت گیردار متصل شده است تشکیل یافته است. لایه پایینی مصالح بنایی به زمین متصل شده است. نمونه‌ها طوری درست شده‌اند که مفصل حرکت گهواره‌ای در درز ملات مابین دو لایه مصالح بنایی تشکیل گردد (نشان داده شده در همان شکل). در این مطالعه نمونه FR1 که تحت یک دورانی اولیه ۰/۰۷۵ رادیان قرار گرفته است برای بررسی عددی انتخاب شد (آزمایش L3-1).

مقاومت فشاری ملات واقع در مفصل حرکت گهواره‌ای حدود یک مگاپاسکال گزارش شده است [۲۷]. مدل مطالعات عددی حرکت گهواره‌ای این نمونه در شکل (۱۱) نمایش داده شده است.



شکل (۱۱): مدل حرکت گهواره‌ای برای آزمایش بلوک مصالح بنایی- بتنی.

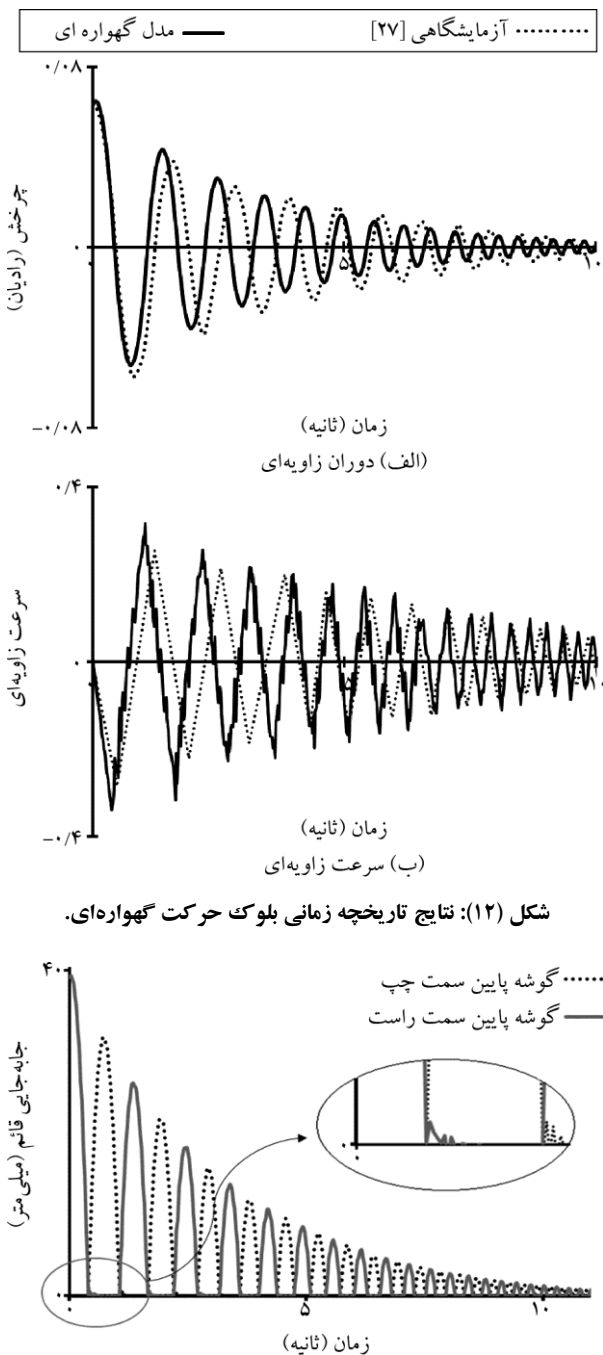
می‌باشد. توسعه این رفتار خمیری در مصالح پایه و در تراز نزدیک به پی ناشی از حرکت گهواره‌ای پایه بوده و منجر به خرد شدن مصالح و از جا در رفتگی مصالح بنایی خواهد شد. به عبارت دیگر اگر زاویه دوران پایه θ به سطح θ_p (یا Δ^{Top} به سطح Δ_p^{Top}) برسد مصالح بنایی در حین حرکات چرخه‌ای شروع به خرد شدگی؛ از جا در رفتگی و جدا شدن از بدنه پایه خواهند نمود. با تکرار این حرکات ظرفیت خمشی مقطع عرضی پایه به سرعت دچار زوال شده و تغییر شکل‌های جانبی پایه در هر چرخه از حرکت گهواره‌ای بزرگ‌تر خواهند شد. این پدیده در نهایت منجر به واژگونی پل در چرخه‌های بعدی خواهد شد؛ بنابراین θ_p یا Δ_p^{Top} به عنوان معیار پذیرش آستانه فروریزش^۶ برای سیستم پل شناخته شده و بیشینه تغییر شکل جانبی پایه در حرکت گهواره‌ای $(\theta_{Max}, \Delta_{Max}^{Top})$ بر اثر تحریک‌های لرزه‌ای باید زیر این حدود باقی بمانند $(\theta_p, \Delta_p^{Top})$.

۵- صحت‌سنجی مدل

در این تحقیق یک مدل عددی برای شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای و لغزش افقی پایه‌ای که تحت تحریک‌های افقی و قائم لرزه‌ای قرار دارد ارائه شده است (شکل ۶). دقت این مدل در نمایش رفتار واقعی سیستم‌های حرکت گهواره‌ای با استفاده از نتایج مطالعات آزمایشگاهی که بر روی حرکت گهواره‌ای یک بلوک مصالح بنایی- بتنی قبلاً انجام گرفته بود صحت‌سنجی شد [۲۷]. در این کار آزمایشگاهی، بلوک مصالح بنایی با اعمال یک دورانی اولیه به آن و رهاسازی ناگهانی؛ دچار ارتعاش آزاد در حرکت گهواره‌ای گردیده بود. آزمایش‌ها بر روی دو نمونه که هر یک از آنها تحت دورانی اولیه θ_0 شروع به حرکت گهواره‌ای نموده بودند قبلاً انجام شده بود. برخی از آزمایش‌ها برای ارزیابی اثرات آزمایش‌های قبلی بر روی حرکت گهواره‌ای نمونه‌ها چندین بار تکرار شده بودند. شکل (۱۰) به صورت شماتیک سیستم بلوک به کار رفته در آن مطالعات را نشان می‌دهد.

وزن بلوک حرکت گهواره‌ای $W = 51200$ (نیوتن) گزارش شده است. بلوک از یک بلوک بزرگ بتنی که به دو لایه مصالح

گزارش شده در طی مطالعات آزمایشگاهی مقایسه می‌نماید. شکل (۱۳) تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم گوشه‌های چپ و راست پاشنه همان بلوک را نشان می‌دهد. بر اساس این شکل تغییرات سریع کوچکی در جابه‌جایی قائم پاشنه بلوک در حال حرکت گهواره‌ای هنگام برخورد پاشنه به زمین رخ می‌دهد. این موضوع نشان‌دهنده‌ی دقت مدل در نمایش اثر حرکت گهواره‌ای بر روی پاشنه‌های بلوک می‌باشد.



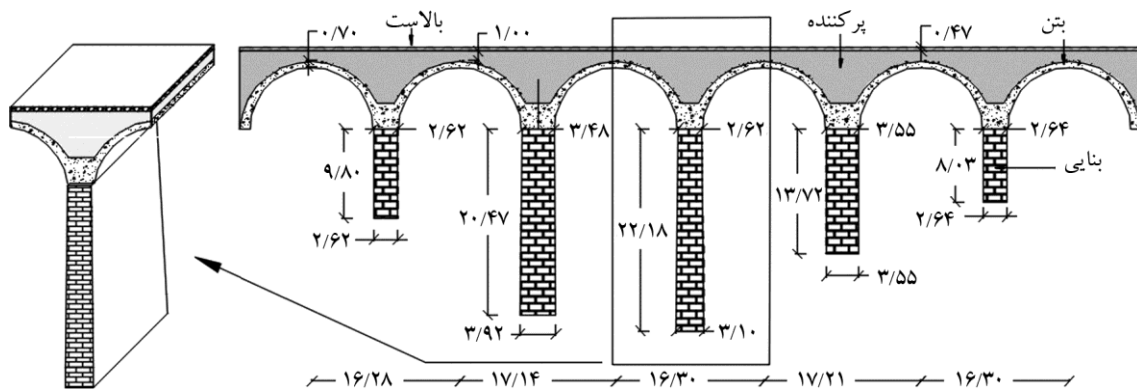
شکل (۱۳): نتایج تاریخچه زمانی برای جابه‌جایی قائم پاشنه‌های بلوک صلب.

عرض ناحیه اتکا در پاشنه حرکت گهواره‌ای در این مدل برابر است با $a = 0.04$ (متر) (بر اساس معادله ۱) و فاصله مابین مجموعه المان‌های تعبیه شده در مفصل حرکت گهواره‌ای برابر با $D - 2a = 0.61$ (متر) در نظر گرفته شده است. لغزش بلوک حرکت گهواره‌ای در این حالت کاملاً محدود شده است ($K_{SB} = \mu_{VD} = \infty$). سختی قائم در پاشنه حرکت گهواره‌ای K_{SA} بر اساس مشخصات مکانیکی و هندسی ملات واقع در مفصل حرکت گهواره‌ای محاسبه شده است. با فرض اینکه مدول ارتجاعی ملات برابر $E_m = 500 f_m = 500$ (مگاپاسکال) بوده و ضخامت درز ملات برابر $t = 60$ (میلی‌متر) باشد؛ سختی قائم پاشنه حرکت گهواره‌ای به شرح زیر قابل محاسبه است.

$$K_{SA} = \frac{E_m A}{t} = 4.3 \times 10^5 \quad (12)$$

که در آن $A = 2aB = 52000$ (میلی‌متر مربع) مساحت ناحیه اتکای بلوک در مفصل حرکت گهواره‌ای می‌باشد. برای شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای بلوک ضریب میرایی المان C_E نیز باید تعیین شود. همانطوری که قبلاً بدان اشاره شد، اتلاف انرژی در هر برخورد حرکت گهواره‌ای بلوک صلب به راحتی قابل محاسبه است (بر اساس نسبت $\dot{\theta}_{n+1} / \dot{\theta}_n$ که در رابطه (۲) تعریف شده است). بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی که توسط کاستا و همکاران [۲۷] گزارش شده است یک ضریب همبستگی در محدوده $1 - 0.85 = \beta_r$ برای برابری مقدار اتلاف انرژی محاسبه شده از رابطه (۲) با مقادیر به دست آمده از آزمایش لازم است. در این مطالعه برای محاسبه مقدار ضریب میرایی میراگر ویسکوز تعبیه شده در مجموعه المان؛ یک سری تحلیل‌ها به صورت سعی و خطا بر روی مدل حرکت گهواره‌ای انجام شد. بر اساس نتایج این مطالعات اگر ضریب میرایی میراگر ویسکوز برابر $C_E = 12$ (نیوتن در ثانیه بر میلی‌متر) در نظر گرفته شود نتایج تاریخچه زمانی به دست آمده از آزمایش ارتعاش آزاد انجام شده در آزمایشگاه با نتایج به دست آمده از تحلیل مدل حرکت گهواره‌ای در حد قابل قبولی با هم مطابقت خواهند داشت.

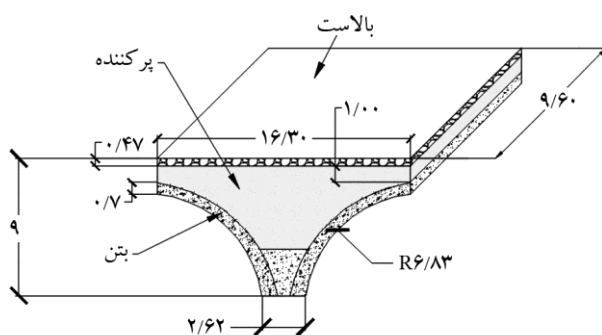
شکل (۱۲) تاریخچه زمانی دوران زاویه‌ای و سرعت زاویه‌ای به دست آمده از تحلیل مدل بلوک حرکت گهواره‌ای را با نتایج



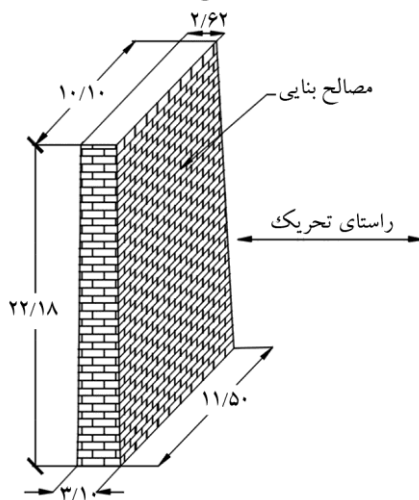
شکل (۱۴): پل راه آهن و پایه میانی آن [۲۸].

مترمکعب و مقاومت فشاری $f'_c = 13/8$ (مگاپاسکال) می‌باشد. شکل (۱۵) قسمتی از عرشه پل واقع در قسمت فوقانی پایه میانی را نشان می‌دهد.

جرم عرشه (سهم پایه میانی)، با احتساب وزن مخصوص اجزای مختلف، حدود ۱۴۰۰ تن تخمین زده می‌شود. شکل (۱۵-ب) بدنه پایه میانی را نشان می‌دهد.



(الف) مقطع عرضی عرشه



(ب) مشخصات هندسی پایه

شکل (۱۵): پایه میانی پل.

نتایج فوق نشان‌دهنده‌ی این مطلب است که مدل پیشنهاد شده در نمایش حرکت گهواره‌ای بلوک صلب به‌طور مناسب عمل می‌نماید. لازم به ذکر است که استفاده از این مدل برای شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای پایه‌های پل‌های بزرگ مصالح بنایی که تحت تأثیر بار زلزله قرار گرفته‌اند با توجه به غیرخطی شدن مصالح پایه در فشار و امکان بروز لغزش در مفصل حرکت گهواره‌ای؛ نیاز به جزئیات بیشتر و صحت‌سنجی دقیق‌تر مدل از طریق مطالعات آزمایشگاهی دارد.

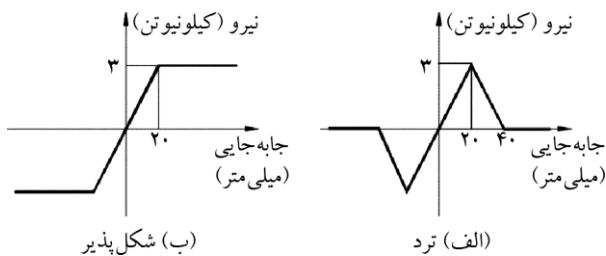
۶- تحلیل دینامیکی یک پل مصالح بنایی با استفاده از مدل پایه حرکت گهواره‌ای

در یک مطالعه موردی، مدل پیشنهاد شده برای پل‌های مصالح بنایی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای یک پل مصالح بنایی راه آهن که در ایتالیا (جنوب رم) قرار دارد مورد استفاده قرار گرفت. پل دارای ۶ دهانه و ۵ پایه به ترتیبی که در شکل (۱۴) نشان داده شده است می‌باشد [۲۸].

همانطوری که قبلاً بدان اشاره شد، پایه میانی سیستم پل به‌عنوان عضوی که رفتار پل را در جهت عرضی تحت کنترل خود دارد انتخاب شده است. پایه پل از دیوارهای پیرامونی مصالح بنایی به ضخامت ۴۰۰-۴۵۰ میلی‌متر که داخل آن توسط ملات و سنگ با وزن مخصوص ۲ تن بر مترمکعب و مقاومت فشاری $f'_m = 3$ (مگاپاسکال) پر شده است تشکیل شده است. عرشه پل شامل بتن غیر مسلح با وزن مخصوص ۲/۴ تن بر

ارتعاشی سیستم پل گردد.

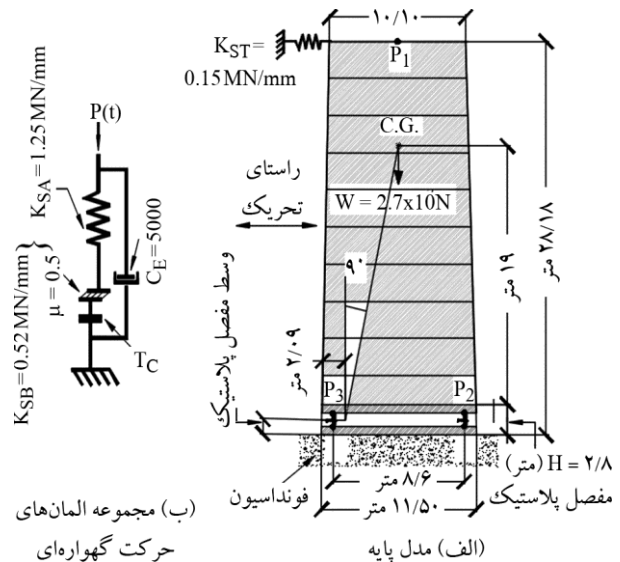
شکل (۱۷) منحنی نیرو- تغییر مکان را برای فتر افقی S_T در حالت رفتار ترد و شکل پذیر عرشه نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که ترک خوردگی خمشی عرشه در زمانی که تغییر مکان عرضی نقطه میانی عرشه برابر $20 \delta_c$ (میلی‌متر) (بر اساس معادله (۵) $L = 98 \times 0/9$ (متر) و $C_c = 4/8$ (متر) و $E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ و $f_t = 0.66\sqrt{f'_c}$) گردد شروع می‌شود. همچنین در همان شکل منحنی نیرو- تغییر مکان فتر S_T در حالتی که عرشه پل حین بروز تغییر شکل‌های جانبی به صورت یک عضو خمشی شکل پذیر رفتار می‌کند نشان داده شده است. فرض می‌شود که افزودن شکل پذیری به عرشه پل‌های مصالح بنایی به عنوان یک ایده برای بهسازی لرزه‌ای پل‌های تاریخی که اجرای آن کمترین آسیب را به ظاهر پل وارد می‌نماید مطرح است. همچنین اعتقاد بر این هست که پل‌های مصالح بنایی جدید نیز به همان نسبت می‌توانند با افزودن شکل پذیری به سیستم عرشه آنها به نحو مطلوب تری طراحی و اجرا گردند.



شکل (۱۷): رابطه نیرو- تغییر مکان برای فتر افقی S_T .

ضریب میرایی برای عضو میراگر ویسکوز تعبیه شده در مجموعه المان‌های حرکت گهواره‌ای (C_E) بر اساس معادله (۲) تعیین می‌شود. با داشتن $\alpha = 9^\circ$ (نشان داده شده در شکل ۱۶)؛ مقدار نسبت $\dot{\theta}_{n+1} / \dot{\theta}_n$ (معادله ۲) حدود $0/97$ محاسبه می‌شود که نشان‌دهنده‌ی میرایی کم تشعشعی در سیستم حرکت گهواره‌ای می‌باشد. مقدار ضریب میرایی C_E برابر $C_E = 5000$ (نیوتن در ثانیه بر میلی‌متر) محاسبه می‌گردد. ضریب اصطکاک المان لغزشی همان‌طور که عمدتاً برای مصالح بنایی توصیه می‌گردد برابر $\mu = 0/5$ انتخاب شده است.

وزن کل پایه حدود 1300 تن محاسبه می‌شود. مدل پایه حرکت گهواره‌ای سیستم پل در شکل (۱۶) نمایش داده شده است.



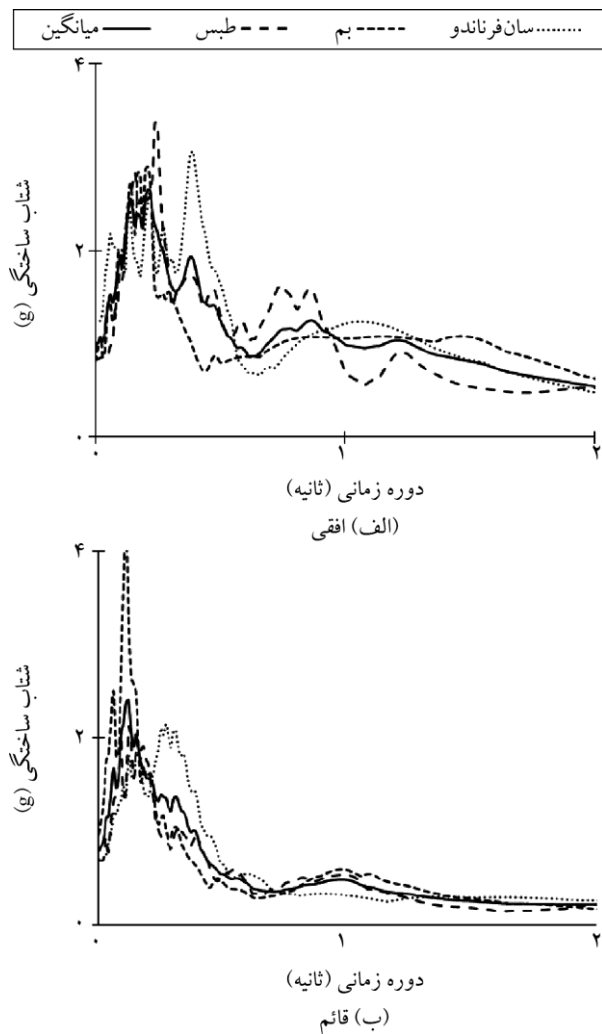
شکل (۱۶): مدل پایه حرکت گهواره‌ای.

در این مدل ارتفاع پایه از روی فونداسیون تا مرکز ثقل بدنه عرشه در نظر گرفته شده است. مرکز ثقل پایه حرکت گهواره‌ای بر اساس وزن عرشه و وزن بدنه پایه محاسبه شده است. درز حرکت گهواره‌ای پایه در حدود $1/4$ متر بالای فونداسیون پایه و در وسط ارتفاع مفصل حرکت گهواره‌ای در نظر گرفته شده است. عرض مفصل گهواره‌ای (فاصله بین فنرهای قائم) بر اساس عرض ناحیه تحت فشار در مقطع بلوک در حال حرکت گهواره‌ای ($L = 11.5 - 2a = 8.60$ m) محاسبه شده است که در آن $a = W / 2f'_m B$ می‌باشد. سختی ارتجاعی فتر قائم (K_{SA}) بر اساس سختی الاستیک پایه در تغییر شکل‌های محوری (با فرض $E_{Masonry} = 650f'_m$) به صورت $K_{SA} = 1/25 \times 10^6$ (نیوتن بر میلی‌متر) محاسبه شده است. سختی ارتجاعی فتر افقی تعبیه شده در مجموعه المان‌های تعبیه شده در درز حرکت گهواره‌ای (K_{SB}) برابر 40 درصد سختی K_{SA} در نظر گرفته شده است. سختی ارتجاعی فتر افقی قرار داده شده در بالای بلوک (S_T) برابر مقدار $K_{ST} = 1/5 \times 10^5$ (نیوتن بر میلی‌متر) به نحوی انتخاب شده است تا پریود طبیعی مدل برابر پریود اولین مد

جدول (۱): مشخصات رکوردهای سه زلزله انتخاب شده.

موقعیت	ایستگاه	روز	Mw	H/V	PGA (g)	H/V	PGV (m/sec)	H/V	PGD (mm)
بم (V1.2-3168)	بم	۲۰۰۳/۲۶/۱۲	۶/۵	۰/۹۷	۰/۸۱	۰/۴	۱/۲۴	۸۵	۳۳۹
طیس (AT2)	طیس	۱۹۷۸/۱۶/۹	۷/۴	۰/۶۹	۰/۸۴	۰/۴۴	۰/۹۷	۱۶۲	۳۷۱
سانفرناندو (PUL-AT2)	سد پاکوئینما	۱۹۷۱/۹/۲	۶/۶۱	۰/۷	۱/۲۳	۰/۵۶	۱/۱۲	۱۸۲	۳۵۴

بیش از ۳۷ میلی‌متر را در هر دو طرف آن تجربه می‌نماید شکل (۱۹-الف)؛ اما همان‌طوری که در شکل (۱۹-ب) نمایش داده شده است در حالت افزودن شکل‌پذیری به سیستم عرشه؛ ترک‌ها دچار بازشدگی نشده‌اند. لازم به ذکر است که فرض می‌شود بازشدگی ترک در سیستم پایه در طول ارتفاع مفصل حرکت گهواره‌ای توزیع شده است (در بخش ۴ مورد بحث قرار گرفت).



شکل (۱۸): طیف‌های پاسخ برای زلزله‌های انتخاب شده.

۶-۱- تحلیل تاریخیچه زمانی پل با استفاده مدل حرکت گهواره‌ای

با استفاده از مدل پایه حرکت گهواره‌ای؛ یک سری تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی با استفاده از رکوردهای مربوط به مؤلفه‌های افقی و قائم سه رکورد زلزله بر روی پل انجام شد. مشخصات اصلی این سه رکورد در جدول (۱) نشان داده شده است.

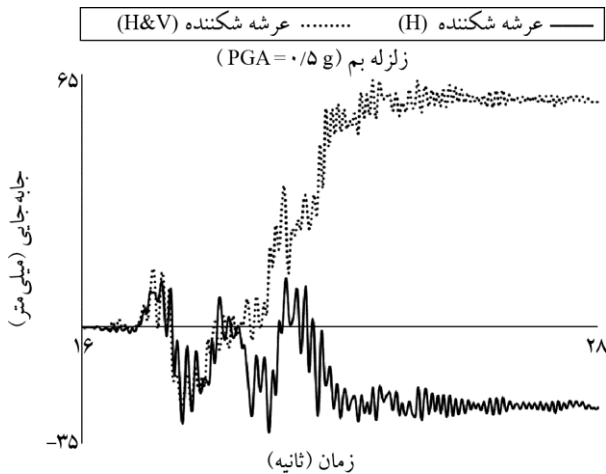
طیف پاسخ برای مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله‌های فوق در شکل (۱۸) نشان داده شده است. قبل از انجام تحلیل تمام رکوردهای زلزله‌ها بر اساس PGA مؤلفه افقی آنها مقیاس شده‌اند (با ثابت نگه‌داشتن نسبت PGA مؤلفه افقی به PGA مؤلفه قائم).

با استفاده از مدل ساده، تحلیل‌های انتگرال‌گیری زمانی بر روی سیستم پل در دو ساختار مختلف انجام گرفت. ساختار اول یک پل مصالح بتایی معمولی با عرشه غیر شکل‌پذیر فرض شده است. در این حالت منحنی نیرو- تغییر مکان فتر افقی تعبیه شده در بالای مدل پایه حرکت گهواره‌ای (S_T) مانند منحنی نشان داده شده در شکل (۱۷-الف) است. در ساختار دوم همان سیستم پل با شکل‌پذیری عرشه مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌گونه که در شکل (۱۷-ب) نمایش داده شده است در این حالت منحنی نیرو- تغییر مکان فتر افقی تعبیه شده در مدل پایه حرکت گهواره‌ای فاقد پله (افت ناگهانی) می‌باشد.

نتایج تحلیل‌های انتگرال‌گیری زمانی مدل پایه گهواره‌ای سیستم پل تحت اثر مؤلفه افقی رکورد زلزله بم ($PGA = 0.5 g$) در شکل (۱۹) نمایش داده شده است.

بر اساس این شکل در حالت سیستم عرشه ترد، مقطع عرضی پایه در محل حرکت گهواره‌ای ترک‌های کششی با بازشدگی

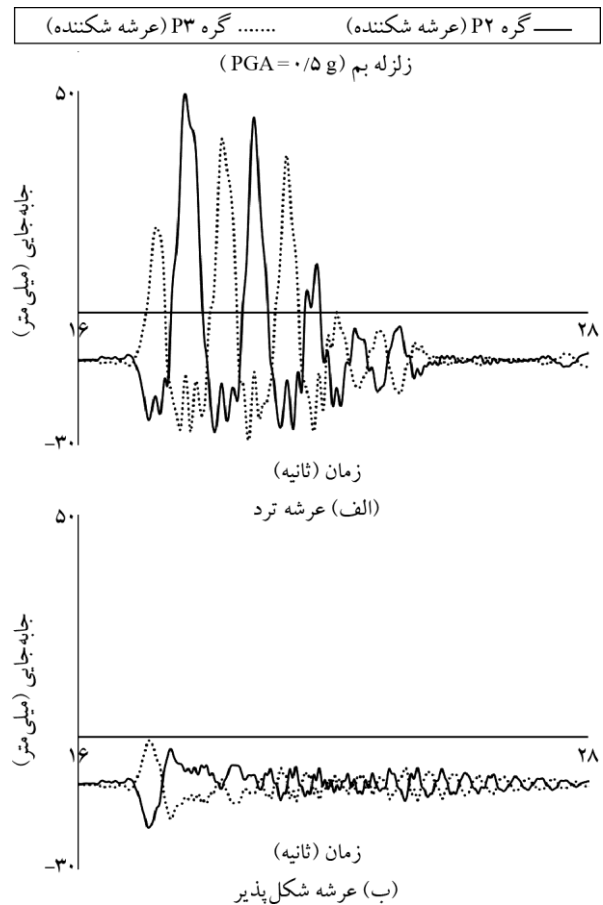
در شکل (۲۱)، نتایج تاریخچه زمانی جابه‌جایی افقی گره P2 تحت تحریک‌های هم‌زمان قائم و افقی با نتایج به‌دست آمده از تحلیل مدل برای تحریک افقی مقایسه شده است.



شکل (۲۱): جابه‌جایی افقی گره P2 در مدل پایه حرکت گهواره‌ای.

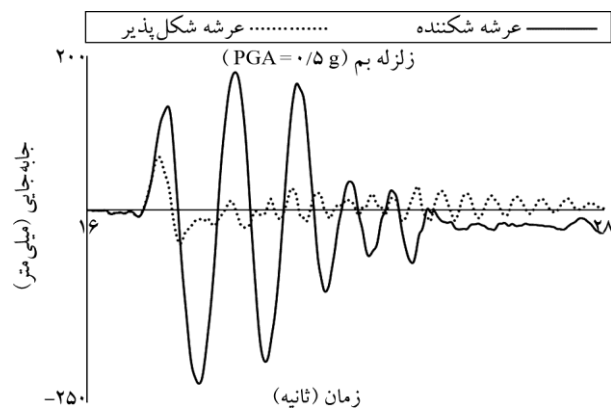
جابه‌جایی افقی گره P2 (یا P3) مدل نشان‌دهنده‌ی لغزش برشی پایه در محل مفصل حرکت گهواره‌ای می‌باشد. همانطور که در شکل نشان داده شده است تحریک توأمان مدل در راستای قائم و افقی سبب شده است تا در پایین پایه، لغزش پس‌ماند بزرگ‌تری در مقایسه با حالت تحریک افقی بروز نماید.

شکل (۲۲) نتایج تاریخچه زمانی برای نیروهای قائم موجود در پاشنه حرکت گهواره‌ای (نقطه P2) تحت اثر رکورد زلزله بم را نشان می‌دهد. بر اساس این نتایج مقدار بیشینه نیروی فشاری در این گره برای هر دو حالت سیستم عرشه شکل‌پذیر و ترد با هم برابر است (شکل ۲۲-الف و ۲۲-ب). این امر از این حقیقت ناشی می‌شود که مقدار نیروی قائم در پاشنه‌های حرکت گهواره‌ای (نقاط P2 و P3) از وزن پایه (۲۷ مگانیوتن) تبعیت نموده و به میزان دوران زاویه‌ای پایه بعد از وقوع ترک بستگی ندارد. بر اساس این شکل در حالت تحریک هم‌زمان سیستم پل (H&V)، سطح بیشینه نیروی فشاری پاشنه حرکت گهواره‌ای خیلی بیشتر از مقادیر مربوط به تحریک افقی می‌باشد. این مسئله اهمیت مؤلفه قائم حرکت‌های لرزه‌ای را در تحلیل و طراحی پل‌های مصالح بتابی نشان می‌دهد.

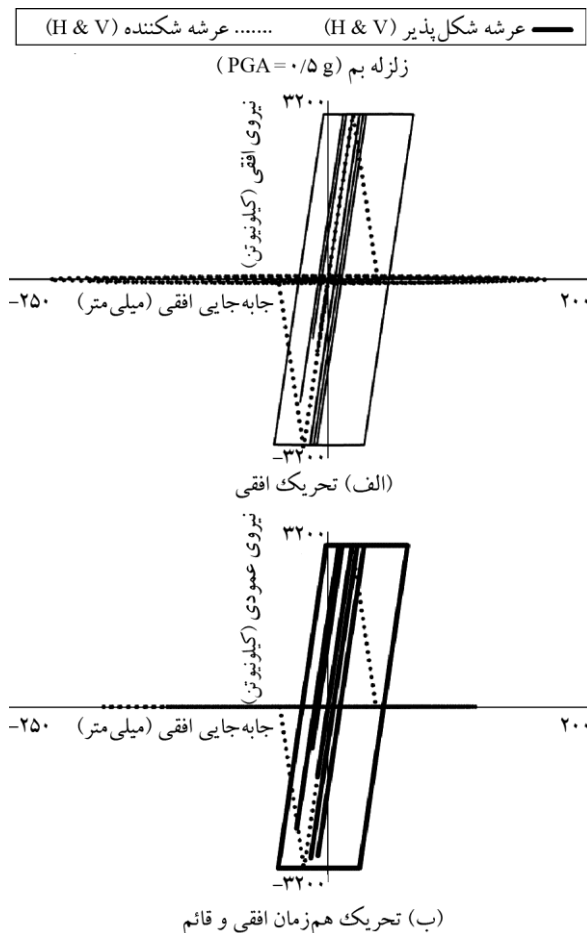


شکل (۱۹): جابه‌جایی قائم نقاط P2 و P3.

نتایج تاریخچه زمانی برای جابه‌جایی افقی گره P1 (نشان داده شده در شکل ۱۶) برای همان پل با عرشه ترد و شکل‌پذیر (تحت اثر تحریک افقی) در شکل (۲۰) نمایش داده شده است. بر اساس این نتایج؛ شکل‌پذیر نمودن عرشه سطح تغییر شکل‌های جانبی را در سیستم پل کاهش داده و سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای پل می‌شود.



شکل (۲۰): جابه‌جایی افقی نقطه P1 در مدل پایه حرکت گهواره‌ای.

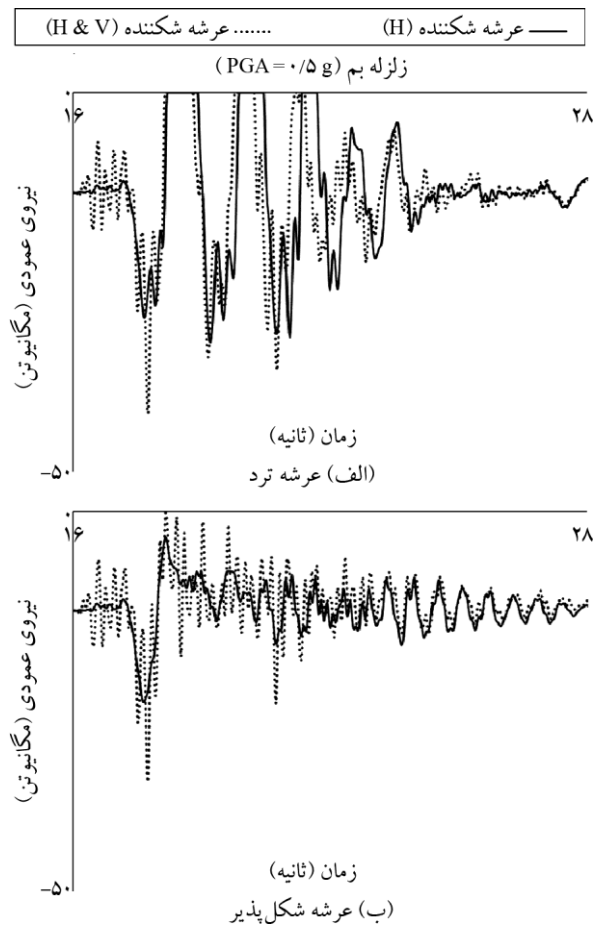


شکل (۲۳): چرخه‌های هیستریسیس برای فنر افقی ST.

علاوه بر این همان‌طور که در جدول نمایش داده شده است هنگامی که سیستم پل تحت تحریک هم‌زمان مؤلفه‌های قائم و افقی زلزله قرار می‌گیرد میزان لغزش برشی در محل مفصل حرکت گهواره‌ای به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌یابد. خروجی‌های تحلیل‌های تاریخچه زمانی همچنین نشان‌دهنده اهمیت مؤلفه قائم زلزله در ارزیابی سطح نیروی محوری پاشنه پایه در حال حرکت گهواره‌ای می‌باشد.

۲-۶- عملکرد لرزه‌ای پل

مقادیر حدی سطوح عملکردی پل را می‌توان بر اساس روابط پیشنهاد شده در بخش (۴-۳) بر حسب زاویه دوران حرکت گهواره‌ای θ و تغییر مکان جانبی نقطه فوقانی پایه Δ^{Top} محاسبه نمود. مقادیر حدی سطوح عملکردی در جدول (۳) نشان داده شده است.



شکل (۲۴): نیروهای عمودی در گره P2.

چرخه‌های هیستریسیس فنر غیرخطی افقی S_T (مبین نقش عرشه در رفتار جانبی پایه حرکت گهواره‌ای) تحت اثر رکورد زلزله بم در شکل (۲۳) نمایش داده شده است. بر اساس این شکل در حالت تحریک هم‌زمان مدل توسط مؤلفه‌های افقی و قائم (H&V) در مقایسه با حالتی که مدل توسط مؤلفه افقی تحریک شده تغییر قابل‌توجهی در چرخه‌های هیستریسیس این فنر ملاحظه نمی‌گردد. همچنین شکل نشان می‌دهد که با ساخت عرشه شکل‌پذیر و یا انجام بهسازی لرزه‌ای از طریق افزایش دادن شکل‌پذیری عرشه پل می‌توان تغییر مکان جانبی پل را کاهش داده و سبب افزایش قابلیت اتلاف انرژی پل گردید.

مقادیر پیشینه پاسخ‌های سازه‌ای حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی مدل برای سه زلزله منتخب در جدول (۲) نشان داده شده است. بر اساس این نتایج افزودن شکل‌پذیری به عرشه پل به‌طور قابل‌ملاحظه سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای پل می‌شود.

جدول (۲): پاسخ‌های پیشینه برای مدل پایه حرکت گهواره‌ای پل.

متوسط				زلزله سان‌فرانسیسکو				زلزله طبرس				زلزله بم				خلاصه تحلیل‌ها PGA = ۰/۵ g
عرشه ترد		عرشه شکل‌پذیر		عرشه ترد		عرشه شکل‌پذیر		عرشه ترد		عرشه شکل‌پذیر		عرشه ترد		عرشه شکل‌پذیر		
Hor	H&V	Hor	H&V	Hor	H&V	Hor	H&V	Hor	H&V	Hor	H&V	Hor	H&V	Hor	H&V	
۱/۹۰	۱/۸۵	۳/۹۶	۴/۸۳	۱/۲	۱/۲۱	۱/۷۷	۲/۱۵	۲/۱۷	۲/۰۴	۳/۸	۴/۲۹	۲/۳۴	۲/۲۹	۶/۳	۸/۰۴	P2*10-3 جابه‌جایی (رادیان)
۴۷/۳۶	۵۳/۹۷	۱۱۱/۶۹	۱۴۰/۷۶	۳۱/۶۶	۳۲/۶۰	۴۶/۸۷	۶۰/۷۷	۴۴/۱۸	۶۰/۳	۱۰۱	۱۳۶/۱۰	۶۶/۲۵	۶۹	۱۸۷/۲۰	۲۲۵/۴۰	P1 جابه‌جایی افقی (میلی‌متر)
۲۴/۷۸	۱۸/۶۸	۲۹/۵۴	۳۱/۱۷	۲۱/۱۵	۱۵/۹۵	۱۹/۳۹	۱۹/۴۳	۲۴/۰۱	۱۹/۵۱	۲۷/۱۲	۲۴/۷۹	۲۹/۱۸	۲۰/۵۷	۴۲/۱۲	۴۹/۲۸	P2 جابه‌جایی قائم (میلی‌متر)
۲۰/۱۱	۱۶/۸۵	۲۵/۶۷	۲۸/۵۶	۱۸/۵۱	۱۴/۷۷	۲۰/۳۷	۱۹/۹۹	۲۰/۰۶	۱۷/۱۳	۲۶/۵۷	۲۶/۵۴	۲۱/۷۶	۱۸/۶۵	۳۰/۰۸	۳۹/۱۴	P3 جابه‌جایی قائم (میلی‌متر)
۱۶/۵۹	۸/۳۶	۳۴/۰۲	۲۵/۰۵	۹/۵۲	۴/۹۷	۱۳/۳۵	۵/۹۹	۱۷/۷۴	۷/۷۸	۲۵/۲۹	۴۲/۰۸	۲۲/۵۰	۱۲/۳۳	۶۳/۴۱	۲۷/۰۸	P2 لغزش (میلی‌متر)
۳۰/۲۸	۲۲/۸۲	۳۳/۰۴	۲۸/۹۸	۲۵/۸۴	۱۹/۴۹	۲۳/۶۹	۲۳/۷۴	۲۹/۳۳	۲۳/۸۴	۳۳/۱۴	۳۰/۲۹	۳۵/۶۶	۲۵/۱۳	۴۲/۲۹	۳۲/۹۲	P2 نیروی محوری (میلی نیوتن)
۲۴/۵۷	۲۰/۵۹	۳۱/۳۷	۳۰/۷۲	۲۲/۶۲	۱۸/۰۵	۲۴/۸۹	۲۴/۴۳	۲۴/۵۱	۲۰/۹۳	۴۳/۳۲	۴۶/۳۲	۲۶/۵۹	۲۲/۷۹	۳۶/۷۵	۳۵/۳۱	P3 نیروی محوری (میلی نیوتن)

مؤلفه افقی و قائم با تأثیرات ناشی از اعمال مؤلفه افقی زلزله مقایسه شده است. همچنین عملکرد لرزه‌ای پل معمولی را با پل بهسازی لرزه‌ای شده (با افزوده شدن شکل‌پذیری به عرشه) با هم مقایسه می‌نماید.

بر اساس شکل (۲۴-الف)، پلی که تحت اثر تحریک لرزه‌ای دو جهته قرار گرفته است در مقایسه با پلی که تحت تحریک لرزه‌ای یک جهته قرار گرفته است دارای ظرفیت کمتری در تأمین نیازهای لرزه‌ای می‌باشد. علاوه بر این همان‌طوری که در شکل (۲۴) نشان داده شده است افزودن شکل‌پذیری به عرشه سیستم پل سبب کاهش قابل ملاحظه دوران زاویه‌ای و لغزش برشی در مفصل حرکت گهواره‌ای پایه می‌گردد.

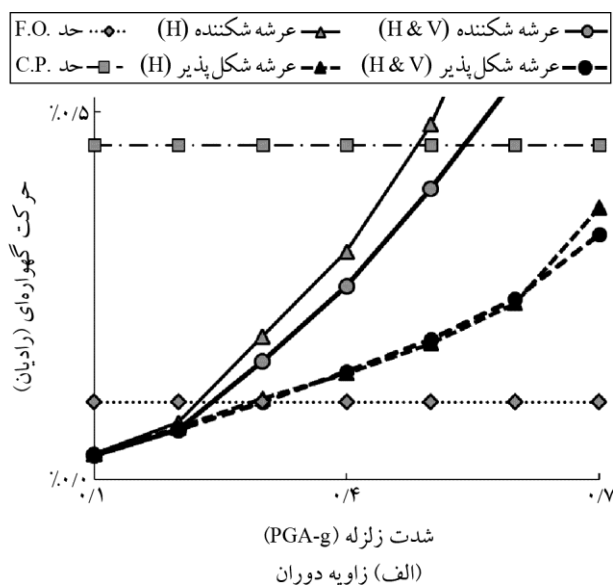
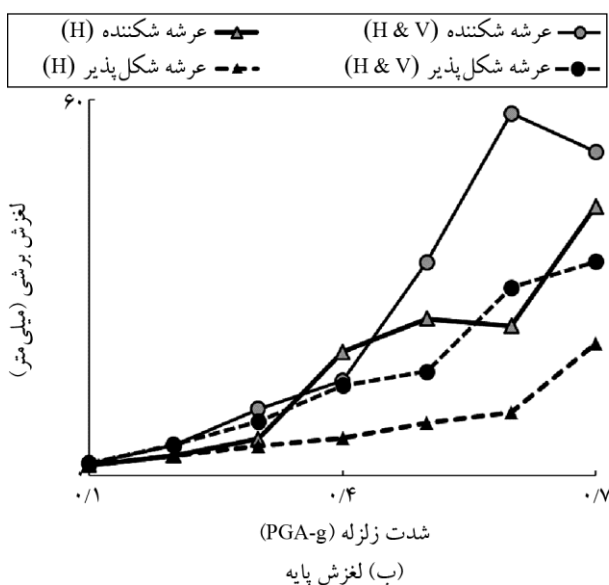
در شکل (۲۵) پاسخ‌های پیشینه دوران زاویه‌ای پایه بر حسب شدت تحریک لرزه‌ای برای هر زلزله به نمایش درآمده است. بر اساس این شکل افزودن شکل‌پذیری به عرشه پل نه تنها سبب کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای پل می‌گردد بلکه سبب کاهش پراکندگی نتایج حاصل از تحلیل مدل برای زلزله‌های مختلف می‌شود.

جدول (۳): مقادیر حدی سطوح عملکرد سازه‌ای پایه حرکت گهواره‌ای.

آستانه فروریزش $\dot{\theta}_p$ & Δ_p^{Top}	بهره برداری کامل θ'_{Cr} & Δ_{Cr}^{Top}	سطوح عملکرد
		پل‌های مصالح بنایی
۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۱	دوران پایه θ (رادیان)
۱۲۸	۳۰	تغییر مکان رأس پایه Δ^{Top} (میلی‌متر)

برای آگاهی از میزان ظرفیت سیستم پل در نیازهای لرزه‌ای مختلف، مدل پیشنهادی با استفاده از هر سه رکورد زلزله تحت یک سری تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) قرار گرفت. رکوردها بر حسب PGA از کمترین مقدار ۰/۱ تا بیشینه مقدار ۰/۷ g و با گام‌های افزایش ۰/۱ مقیاس گردیدند. نسبت اولیه PGA مؤلفه قائم به PGA مؤلفه افقی در هر یک از رکوردهای مقیاس شده ثابت در نظر گرفته شد.

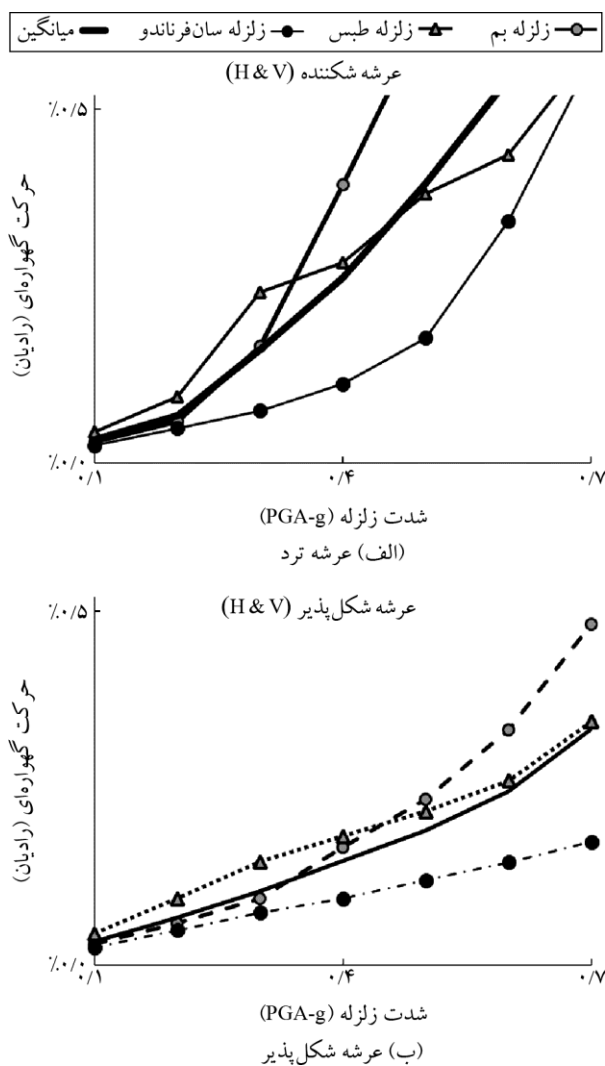
در شکل (۲۴) مقادیر پیشینه پاسخ‌های سازه‌ای مدل پایه حرکت گهواره‌ای بر حسب شدت تحریک لرزه‌ای به نمایش در آمده است. نتایج، متوسط پیشینه پاسخ‌های پل بر اثر تحریکات لرزه‌ای سازه توسط هر سه رکورد (بم؛ طبرس و سان‌فرانسیسکو) هستند. در این شکل، تأثیرات ناشی از اعمال هم‌زمان هر دو



شکل (۲۴): متوسط بیشینه پاسخ‌های پل بر حسب شدت لرزه‌ای.

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش یک مدل سه درجه آزاد برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی پل‌های مصالح بنایی که تحت تحریک‌های لرزه‌ای در جهات جانبی و قائم خود دارند پیشنهاد شد. مدل پیشنهاد شده (مدل پایه حرکت گهواره‌ای) بر مدل‌سازی ماکرو-بلوک سیستم‌های سازه‌ای پل‌های مصالح بنایی مبتنی بوده و قادر به تخمین سریع رفتار تاریخچه زمانی این پل‌ها می‌باشد. این خصوصیت ویژه مدل سبب تبدیل آن به یک مدل مناسب جهت تحلیل‌های دینامیکی فراینده (IDA) پل‌های مصالح بنایی گردیده است. دقت کار مدل در نمایش حرکات گهواره‌ای بلوک، با استفاده از نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی که بر روی نحوه ارتعاش آزاد یک بلوک انجام گرفته بود صحت‌سنجی شد. مدل پیشنهاد شده برای سنجش عملکرد لرزه‌ای یک پل شش دهانه که در جهات عرضی و قائم خود تحت تحریک‌های لرزه‌ای قرار گرفته بود مورد استفاده قرار گرفت. پل در دو ساختار مختلف تحلیل شد. در ساختار اول پل به صورت یک پل قوسی مصالح بنایی متداول بدون وجود شکل‌پذیری ذاتی در عرشه پل در نظر گرفته شد. در ساختار دوم همان پل با افزودن شکل‌پذیری به عرشه آن مورد مطالعه قرار گرفت. بر اساس نتایج این بررسی‌ها نقش مؤلفه قائم لرزه در تعیین میزان لغزش برشی و نیروهای عمودی پایه



شکل (۲۵): پاسخ‌های پل برای هر زلزله بر حسب شدت لرزه‌ای.

11. Thavalingam, A., Bicanic, N., Robinson, J., and Panniah, D. (2001) Computational Framework for discontinues modeling of masonry arch bridges. *Computers and Structures*, **79**(19), 1821-1830.
12. Azevedo, J.O., Sincaian, G., and Lemos, J. (2000) Seismic behavior of blocky masonry structures. *Earthquake Spectra*, **16**(2), 337-365.
13. Bicanic, N., Stirling, C., and Pearce, C.J. (2002) Discontinues modeling of structural Masonry. *WCCM V, Fifth World Conference on Computational Mechanics*, Vienna, Austria.
14. Caglayan, B.O., Ozakgul, K., Tezer, O., and Uzgider, E. (2011) Evaluation of a steel railway bridge for dynamic and seismic loads. *Journal of Constructional Steel Research*. **67**(8), 1198-1211.
15. Milani, G. and Lourenco, P.B. (2012) 3D Non-linear behavior of masonry arch bridges. *Computers and Structures*, **110-111**, 133-150.
16. Behnamfar, F. and Afshari, M. (2013) Collapse analysis and strengthening of stone Arch bridges against earthquake. *International Journal of Architectural Heritage*, **7**(1), 1-25.
17. De Felice, G., De Santis, S., Lourenco, P.B., and Mendes, N. (2017) methods and challenges for the seismic assessment of historic masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage*, **11**(1), 143-160.
18. Gilbert, M. and Melbourne, C. (1994) Rigid block analysis of masonry structures. *Structural Engineer*, **72**(21), 356-361.
19. Zampieri, P. (2014) *Simplified Seismic Vulnerability Assessment of Masonry Arch Bridges*. Ph.D. Thesis, University of Trento, Italy.
20. Saghafi, M.H., Safakhah, S., and Kheiroddin, A. (2011) Reviewing behavior of un- reinforced brick-walls using push-over analysis. *Journal of Seismology & Earthquake Engineering*, **13**, 41-52 (in Persian).
21. Zampieri, P., Tecchio, G., Da Porto, F., and Modena, C. (2014) Limit analysis of transverse seismic capacity of multi-span masonry arch bridges. *Bull. Earthquake Eng.*, **13**, 1557-1579.
22. Paulay, P. and Priestley, M.J.N. (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & sons, Inc.

پل ها (علی‌الخصوص در زلزله‌های با شدت بالا) قابل توجه است. به‌علاوه نتایج تحلیل‌های انجام گرفته بر روی هر دو ساختار نشان می‌دهد که با افزودن شکل‌پذیری به عرشه پل عملکرد لرزه‌ای سیستم پل تا حد چشمگیری بهبود می‌یابد. مدل پیشنهاد شده را می‌توان برای تحلیل پل‌های دارای بیش از یک مد شکست نیز به شکل مدل چندپایه بسط داد.

مراجع

1. Pippard, A.J.S. (1936) The Mechanics of the Voussoir Arch. *J. ICE.*, **4**, 281-306.
2. Pippard, A.J.S. (1948) The approximate Estimation of Safe Loads on Masonry Bridges. *Civil Engineer in War*, **1**, 365-372.
3. Koocharian, A. (1952) Limit Analysis of Voussoir (Segmental) Concrete Arches. *Journal American Concrete Institute*, **24**, 317-328.
4. Heyman, J. (1966) The Stone Skeleton. *International Journal of Solids and Structures*, **2**, 249-279.
5. Towler, K.D.S. (1985) Application of Non-linear Finite Element Codes to Masonry Arches. Proc. *2nd International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*.
6. Crisfield, M.A. (1985) *Finite Element and Mechanism Methods for the Analysis of Masonry and Brickwork Arches*. Transport and Road Research Laboratory.
7. Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. (1979) A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, **29**(1), 47-65.
8. Shi, G.H. (1988) *Discontinues Deformation Analysis – a New Numerical Model for the Statics and Dynamics of Block Systems*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
9. Owen, D., Peric, D., Petrincic, N., Smokes, C., and James, P. (1998) Finite discrete element models for assessment and repair of masonry structures. *Proc. Second Int. Arch Bridge Conf. AA*. Balkema, 173-180.
10. Melbourne, C., Gilbert, M., and Waggstaff, M. (1997) The collapse behavior of multi span brickwork arch bridges. *Structural Engineer*, **75**, 297-304.

23. Lourenco, P.G., Rots, J., and Blaauwendraad, J. (1998) Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation. *Journal of Structural Engineering*, **124**, 642-652.
24. Costa, A.A., Arede, A., Penna, A., and Costa, A. (2013) Free rocking response of a regular stone masonry wall with equivalent block approach: experimental and analytical evaluation. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, **42**, 2297-2319.
25. Yim, C.S., Chopra, A.K., and Penzien, J. (1980) Rocking response of rigid blocks to earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **8**, 565-587.
26. Abdsharifabadi, H. (1991) *Earthquake and Common Buildings, Re. Rep. No.55*. Building and Housing research Center, Iran (in Persian).
27. Costa, A.A., Arede, A., Penna, A., and Costa, A. (2012) Experimental Evaluation of the coefficient of restitution of rocking stone masonry façades. *15th International Brick and Block Masonry Conference*, Brazil.
28. D'Ambrisi, A., Focacci, F., and Caporale, A. (2013) Strengthening of masonry unreinforced concrete railway bridges with PBO-FRCM materials. *Composite Structures*, **102**, 193-204.

واژه‌نامه

Rocking	۱- حرکت گهواره‌ای
Rocking Pier Model	۲- مدل حرکت گهواره‌ای پایه
Rigid Macro Block Model	۳- مدل ماکرو- بلوک صلب
Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۴- تحلیل دینامیکی فزاینده
Fully Operational	۵- خدمت‌رسانی کامل
Collapse Prevention	۶- آستانه فروپاشی

Investigation on Seismic Performance of Masonry Arch Bridges Using Rocking Pier Model

Mirhasan Moosavi Asl¹ and Mansour Ziyaeifar^{2*}

1. Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran
2. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: mansour@iiees.ac.ir

Masonry bridges are vulnerable structural systems to the ground motion excitation that their survival in case of such incidents has to be studied in detail. In this work, a simplified model for dynamic analysis of masonry arch bridges based on rocking motion of rigid blocks is proposed. Using this model, nonlinear time integration analyses on these bridges can be done with ease and in a short time. Later, acceptance criteria for three cases of un-cracked, fully-operational and collapse-prevention pier sections are developed for such bridges. The accuracy of proposed model in representing the behavior of a rocking system has been verified using the results of experimental studies on rocking motion of a masonry-concrete block reported elsewhere. The results show the suitability of the proposed model in representing rocking motion of rigid blocks. In a case study, the proposed model for masonry arch bridges was used in evaluation of seismic performances of a monumental masonry bridge subjected to both horizontal and vertical seismic actions. The study shows the importance of vertical component of ground motion in determination of internal forces and shear-sliding deformation at the bottom of the bridge's pier. The proposed model has also shown its ability in defining the effectiveness of a seismic retrofit approach for the same bridge system in a comparative study. According to this investigation, seismic performances of the bridge can be significantly improved in case of adding ductility to its deck assembly. To understand the capacity of bridge system in dealing with earthquake demands, a series of Incremental Dynamic Analyses (IDA) have been carried out on the rocking-pier model of the bridge system using earthquake records. Considering the simplicity of rocking pier model, all the analyses on above-mentioned bridge system have been carried out with ease and in a very short time. According to results, a bridge system subjected to bidirectional seismic actions (vertical and horizontal) has, unexpectedly, more capacity in dealing with seismic demands if it is compared with the same bridge system with unidirectional horizontal seismic excitation. Conversely, the sliding breakdown of the pier in case of bidirectional seismic actions is much higher than that in the case of unidirectional one. Moreover, significant reductions in the level of rotational pitch and shear sliding at rocking joint of the pier is expected in case of adding ductility to the deck of the bridge assembly. As it was expected, ductility in the bridge system also decreases the discrepancy of bridge responses with respect to different earthquake actions, which is attributed to the systems with higher energy dissipation potential.

Keywords: Masonry Bridges, Rocking Pier Model, Seismic Retrofit, Vertical Component of Earthquake, Macro Block Model.