

رفتار غیرخطی پل های مورب بزرگراهی در زمین لرزه های بزرگ (مطالعه ی موردی پل مورب فوت هیل در زمین لرزه ی ۹ فوریه ۱۹۷۱ سان فرناندو)

افشین کلانتری (استادیار)

محسن امجدیان (دانشجوی کارشناسی ارشد)
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

پل های مورب به دلیل وضعیت هندسی ویژه، در زمان وقوع زمین لرزه رفتار پیچیده یی از خود بروز می دهند. پاسخ های هم بسته ی چرخشی و انتقالی عرشه در این پل ها، به همراه در دسترس نبودن یا پرهزینه بودن استفاده از نرم افزارهای مناسب تحلیل پویای غیرخطی، تعیین عوامل خرابی و نقاط ضعف احتمالی این پل ها را با دشواری مواجه می سازد. مشاهده ی خرابی این پل ها در زمین لرزه های گذشته حاکی از رفتار خاص و متفاوت شان از پل های مستقیم است. از این رو محققین مختلفی طی چند دهه ی گذشته رفتار لرزه یی این نوع پل ها را مورد بررسی قرار داده اند. هدف این مطالعه تحلیل پویای غیرخطی یک پل مورب و تحقیق درمورد عوامل خرابی آن است. از این رو پس از بررسی های اولیه، رفتار لرزه یی غیرخطی پل مورب بتن مسلح فوت هیل (Foothill) برای نمونه با مدل سازی پویای سه بعدی آن در نرم افزار المان محدود OpenSees مورد بررسی قرار گرفته و تحلیل پویای تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر سه مؤلفه ی طولی، عرضی و قائم زمین لرزه روی آن انجام می شود. نتایج به دست آمده برای این پل مورب با پل مستقیم متناظر آن مقایسه شده و نیز نمونه هایی از منحنی های تاریخچه زمانی پاسخ این دو نوع پل ارائه شده است. همچنین بیشینه نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی و پیچشی پای ستون های پایه ها در این دو پل مورد ارزیابی و بررسی قرار می گیرد. نتایج عددی حاصله نشانگر تأثیر قابل توجه تورب پایه ها در نحوه ی پاسخ لرزه یی پل مورب فوت هیل و کاهش ظرفیت باربری آن بر اثر عملکرد توأمان نیروی محوری و لنگر پیچشی روی ستون های بحرانی است.

a.kalantari@iiees.ac.ir
m.amjadian@iiees.ac.ir

واژگان کلیدی: پل مورب، تحلیل غیرخطی، تقاضای لرزه یی.

۱. مقدمه

۱.۱. بیان مسئله

و عدم وجود فضای کافی در محیط های شهری به طور معمول مورد استفاده قرار می گیرند و به همین دلیل، مطالعه ی رفتار لرزه یی آنها از اهمیت خاصی برخوردار است.

۲.۱. پیشینه ی مطالعات صورت گرفته

در سال ۱۹۷۴ با استفاده از مدل تیری که اتصالش در دو انتها به پایه های کناری گیردار فرض شده بود، پاسخ هر دو حالت چرخشی و خمشی تغییر شکل عرشه ی پل، تحت اثر مؤلفه ی قائم زمین لرزه ی سان فرناندو (۹ فوریه ۱۹۷۱) مورد بررسی قرار گرفت و چنین نتیجه شد که خرابی به وجود آمده در پل ناشی از حرکت های هم بسته ی چرخشی و خمشی عرشه ی پل بوده و در نتیجه ستون ها بر اثر فشار بیش از حد گسیخته شده اند.^[۱]

در سال ۱۹۸۷، خرابی پل های کالیفرنیا در زمین لرزه ی سان فرناندو (۹ فوریه ی

خسارت وارده به پل ها در زمین لرزه های گذشته -- مانند زمین لرزه های سان فرناندو، نورتریج و لوماپریتا در آمریکا و نیز زمین لرزه ی کوبه در ژاپن -- ضمن اثبات آسیب پذیری بیش از پیش این نوع سازه ها، بر ضرورت به روزرسانی آیین نامه های طراحی لرزه یی پل ها تأکید دارد.^[۲،۱] بر این اساس، محققین بسیاری رفتار و نحوه ی پاسخ لرزه یی پل ها را، به عنوان یکی از ارکان مهم شریان های حیاتی، مورد مطالعه قرار داده اند. با گذشت بیش از چند دهه از مطالعات انجام شده پیرامون اثر زمین لرزه بر پل ها، همچنان نکات مهمی در رفتار این نوع سازه ها وجود دارد که مشخصاً در آیین نامه ها به آنها اشاره یی نشده است؛ نظیر «تأثیر راستای اثر مؤلفه های زمین لرزه بر پل ها و شرایط خاص هندسی شان مانند پل های مورب یا پل های دارای انحنا در پلان» اشاره کرد. در این میان پل های مورب بزرگراهی به دلیل شرایط خاص هندسی

تاریخ: دریافت ۱۳۸۷/۷/۲۹، اصلاحیه ۱۳۸۸/۱۲/۱۱، پذیرش ۱۳۸۹/۲/۱۹.

(۱۹۷۱) مورد مطالعه قرار گرفت و چنین نتیجه شد که در اغلب آسیب‌های مشاهده شده در پل‌های مورب بزرگراهی، حرکت جسم صلب عرشه توأم با برخورد صورت گرفته بین عرشه و کوله‌ها بر ارتعاش پویای این پل‌ها حاکم بوده است.^[۴] در این مطالعه برای شناسایی پارامترهای مهم و مؤثر بر رفتار پل‌های مورب دو مدل ساده و پیچیده از این پل‌ها مورد بررسی قرار گرفت.

در سال ۱۹۹۱، رفتار لرزه‌یی پل مورب فوت‌هیل در زمین‌لرزه سان‌فرناندو (۹ فوریه ۱۹۷۱)، با استفاده از مدل‌های اجزاء محدود مورد مطالعه قرار گرفت.^[۵] در این مطالعه نتایج حاصل از تحلیل ارتعاش آزاد نشان داد که مود غالب بر حرکت پل حرکت جسم صلب بوده و تا مد چهارم، حرکت خمشی پل کم‌اهمیت و ناچیز است. از این رو با توجه به نتایج به دست آمده، فرضیات مورد استفاده‌ی مطالعه‌ی پیشین^[۴] مبنی بر حرکت جسم صلب عرشه را تأیید و نتایج مطالعه‌ی انجام شده در مورد حرکت‌های هم‌بسته‌ی چرخشی و خمشی عرشه به علت فرض گیردار بودن پای ستون‌ها در پایه‌های کناری را رد کردند. در ادامه‌ی این مطالعه پاسخ‌های تاریخیچه زمانی جابه‌جایی گره‌های در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی عرشه با استفاده از تحلیل پویای خطی و غیرخطی تحت اثر مؤلفه‌ی عرضی زمین‌لرزه مورد بررسی قرار گرفت.

در سال ۲۰۰۰ رفتار لرزه‌یی پل مورب فوت‌هیل در زمین‌لرزه سان‌فرناندو، با استفاده از سه مدل اجزاء محدود و به روش تحلیل طیفی تحت اثر دو مؤلفه‌ی طولی و عرضی مورد مطالعه قرار گرفت. مدل‌های در نظر گرفته شده عبارت بود از دو مدل با عرشه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر که در آن‌ها عرشه با استفاده از المان پوسته مدل‌سازی شد و یک مدل که در آن عرشه با یک تیر طولی معادل (مدل شاخه‌یی) مدل‌سازی شده بود. نتیجه‌ی حاصل از تحلیل ارتعاش آزاد این سه مدل حاکی از آن است که در هر سه مدل مود غالب چرخش عرشه در صفحه حول محور قائم بوده و در مود دوم و سوم مدل شاخه‌یی و مدل عرشه‌ی صلب فقط انتقالی است ولی در این دو مود مدل عرشه‌ی کشسان حرکت‌های انتقالی همراه با پیچش و خمش خارج صفحه را نیز تجربه کرده است؛ بنابراین مشاهده شد که دو مدل اولی از نشان دادن تغییر شکل‌های خارج صفحه‌ی عرشه ناتوان‌اند. در این مطالعه پاسخ نیروهای برشی، محوری و لنگر پیچشی ستون‌ها با استفاده از هر سه مدل به دست آمد و چنین نتیجه‌گیری شد که مدل شاخه‌یی و مدل با عرشه‌ی صلب قابلیت اندازه‌گیری تغییر شکل‌های خارج از صفحه‌ی عرشه را به علت انعطاف‌پذیری عرشه ندارد و لذا مقدار نیروهای محوری را دست پایین اندازه می‌گیرند. همچنین این دو مدل قابلیت تخمین دقیق جابه‌جایی عرضی نقاط گوشه‌ی عرشه را ندارند و مقدار کم‌تری را نسبت به مدل دقیق‌تر عرشه‌ی کشسان نشان می‌دهند. در مطالعه و بررسی‌های بیشتر اثرات انعطاف‌پذیری عرشه، گیرداری ستون‌ها در پایه‌های کناری، زاویه‌ی تورب پل و برون‌محوری سختی زیرسازه نسبت به مرکز جرم مورد توجه قرار گرفت و نتیجه‌گیری شد که: ۱. در مدل‌سازی، اثر انعطاف‌پذیری عرشه برای دست‌یابی به مدل واقعی‌تر از رفتار پل و دست‌یابی به پاسخ‌های دقیق‌تر باید لحاظ شود؛ ۲. تأثیر گیرداری پای ستون‌ها در پایه‌های کناری در کاهش پاسخ‌ها از تأثیر کاهش تورب پایه‌ها نسبت به محور طولی عرشه بیشتر است؛ ۳. برون‌محوری سختی زیرسازه نسبت به مرکز جرم تأثیر چندانی بر پاسخ‌ها ندارد.^[۶]

در سال ۲۰۰۲ ضعف مدل‌سازی عرشه در پل‌های مورب، با استفاده از مدل میله‌یی تک‌تیر^۱ مورد مطالعه قرار گرفت.^[۷] با توجه به این که مودهای غالب در پل‌های مورب حرکت انتقالی عرشه همراه با چرخش است، نتیجه‌ی حاصل از این مطالعه نشان داد که مدل میله‌یی تک‌تیر قابلیت نشان دادن این نوع مودها را نخواهد داشت. برای رفع این نواقص و حفظ سادگی مدل، یک مدل میله‌یی دوتیر^۲ ارائه شد

که در آن عرشه با دو تیر طولی به فاصله‌ی معین از هم مدل‌سازی می‌شود. برای بررسی صحت و کارآمدی مدل ارائه شده، این مدل در کنار مدل دقیق‌تری که در آن عرشه با المان‌های پوسته و به صورت کشسان مدل شده، برای مدل‌سازی رفتار لرزه‌یی پل مورب فوت‌هیل در زمین‌لرزه سان‌فرناندو به کار برده شد و تحلیل طیفی تحت اثر مؤلفه‌ی طولی و عرضی انجام شد. نتایج حاصل از این تحلیل و تحلیل ارتعاش آزاد حاکی از تطابق خوب پاسخ‌های دو مدل بود. از این رو به دلیل سادگی و کارآمدی، مدل میله‌یی دوتیر وسیله‌یی مناسب برای تحلیل اولیه و ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌یی پل‌های مورب معرفی شد.^[۷]

در سال ۲۰۰۴ مدل یک پل مورب با استفاده از مطالعه‌ی آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت و پارامترهای ایستا و پویای (فرکانس‌های ارتعاشی- مود شکل‌ها- میرایی) پل مذکور تعیین شد.^[۸] برای اطمینان از صحت نتایج به دست آمده، پاسخ‌ها با مدل‌های اجزاء محدود مقایسه شد و سازگاری مدل‌های مورد نظر از نظر رفتاری با مدل آزمایشگاهی تأیید شد.

۳.۱. هدف مطالعه

هدف این مطالعه مدل‌سازی عددی رفتار لرزه‌یی غیرخطی پل‌های مورب به کمک نرم‌افزار OpenSees (سیستم باز برای شبیه‌سازی مهندسی زلزله^۳) و شناسایی پارامترهای مهم و تأثیرگذار در رفتار لرزه‌یی این نوع از پل‌ها و حساسیت پاسخ پل به آنهاست. در این مطالعه، مدل‌سازی و به کارگیری فرضیات ساده‌کننده در ساده‌سازی عضوهای پیچیده مد نظر قرار گرفته است. در بخشی از تحقیق، نتایج عددی برای تأیید مدل با نتایج سایر مطالعات مقایسه و ارائه شده‌اند. در این مدل‌سازی، یک پل مورب^۴ که رفتار آن در زمین‌لرزه سان‌فرناندو (۱۹۷۱) مشاهده شده به عنوان نمونه به کار گرفته شده است. با توجه به نحوه‌ی پاسخ این پل، در مقایسه با پل مستقیم^۵ متناظر، رفتار پویا و شرایط خاص پل مورب در نتایج عددی مورد بررسی قرار گرفت و در نهایت برپایه‌ی نتایج عددی حاصله دلایلی برای خرابی پیشنهاد شده است. در مطالعات انجام‌شده قبلی پیرامون این پل، به تأثیر رفتار غیرخطی پل تحت اثر هم‌زمان سه مؤلفه‌ی زمین‌لرزه و نیز به پاسخ غیرخطی ستون‌ها توجهی نشده است.

۲. رفتار پل مورب فوت‌هیل در زمین‌لرزه سان‌فرناندو (۱۹۷۱)

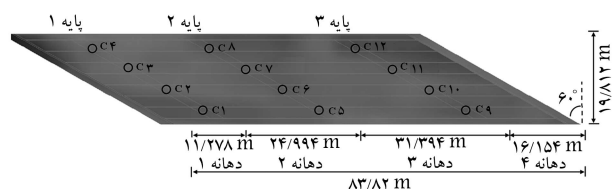
هر دو پل خط رفت و برگشت زیرگذر بلوار فوت‌هیل که در لبه‌ی شرقی تقاطع بزرگراه گلدنستیت و فوت‌هیل قرار داشته در زمین‌لرزه سان‌فرناندو دچار آسیب شدند. شکل ۱ نمای شرقی این زیرگذر را از زیر نشان می‌دهد که در آن خرابی ستون‌ها



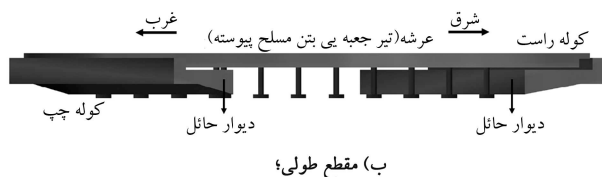
شکل ۱. نمای شرقی زیرگذر بلوار فوت‌هیل.^[۸]

عنوان کرد (شکل ۲ الف). در شکل ۳ نیز مشاهده می‌شود که در راستای افزایش زاویه‌ی تورب، جابه‌جایی ماندگاری در حدود ۷٫۶ سانتی‌متر (۳ اینچ) در پل جنوب شرقی بر اثر رفتار غیرخطی در طول زمین‌لرزه رخ داده است.^[۱] البته در برخی منابع مقدار جابه‌جایی ماندگار این پل در حدود ۱۰/۱۶ سانتی‌متر (۴ اینچ) ذکر شده^[۹] و فرض شده که عرشه‌ی پل دارای چرخشی صفحه‌ی حول ستون شماره ۷ در پایه‌ی میانی بوده که در طول زمین‌لرزه تقریباً بدون آسیب باقی مانده است. وقوع پیش‌توانمان با لنگر خمشی و نیروهای برشی و محوری در پایه‌های پل جنوب شرقی زیرگذر بلوار فوت‌هیل، تعیین عامل اصلی خرابی در ستون‌های این پل را به موضوعی نسبتاً پیچیده بدل کرده است. به این منظور و در ادامه‌ی سایر تحقیقات، در این مطالعه ضمن مدل‌سازی پل مورد نظر در محیط نرم‌افزار OpenSees، پس از تأیید نتایج اولیه به‌کمک سایر مطالعات، به بررسی خرابی و آسیب‌پذیری این پل پرداخته شده است.

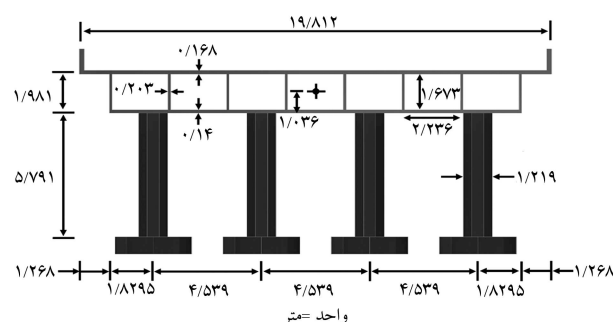
در این مطالعه با استفاده از قابلیت‌های نرم‌افزار OpenSees در مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌های بتن مسلح، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی روی پل صورت گرفته است. ابعاد هندسی و مشخصات کلی پل جنوب شرقی نیز در شکل ۴ نشان داده شده است.



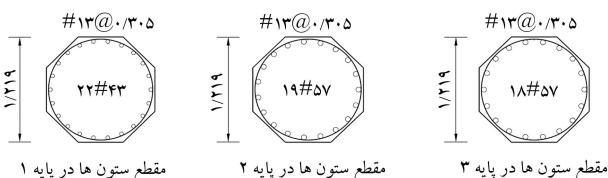
الف) پلان؛



ب) مقطع طولی؛



ج) مقطع عرضی؛

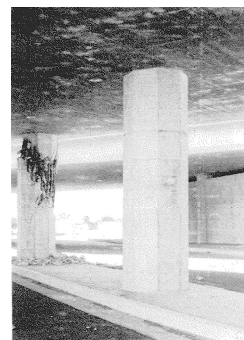


د) مقطع ستون‌ها.

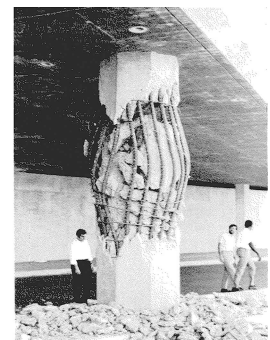
شکل ۴. ابعاد هندسی و مشخصات کلی پل جنوب شرقی زیرگذر بلوار فوت‌هیل.^[۱]

در پایه‌ی میانی پل جنوب شرقی (نمای دورتر) و خرابی پوشش بتن در پای پایه‌ی میانی و خسارت وارده به قسمت فوقانی ستون‌ها در پایه‌های کناری پل شمال غربی (نمای نزدیک‌تر) قابل مشاهده‌اند. خرابی مشاهده شده در پل شمال غربی، ناشی از برخورد قسمت فوقانی ستون‌های پایه‌ی کناری با دیوار حایل^۶ در ستون‌های این پایه، جزئی است. با این که پل جنوب شرقی در مجاورت پل شمال غربی قرار دارد، براساس مشاهدات شکل ۱ این پل آسیب بیشتری دیده و در این زمین‌لرزه رفتار کاملاً متفاوتی از خود نشان داده است. چنان که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، خسارت وارده به ستون‌های پایه‌ی میانی این پل به‌گونه‌ی است که ستون شماره ۷ -- در مقایسه با آسیب‌دیدگی ستون‌های مجاورش -- تقریباً آسیبی ندیده است. در این شکل کماتش آرما تورهای طولی در ستون شماره ۵ و جداسازی پوشش بتنی در سه ستون از چهار ستون پایه‌ی میانی مشهود است.

شاید بتوان یکی از دلایل خرابی این ستون‌ها را کافی نبودن فاصله‌ی بین تنگه‌ها



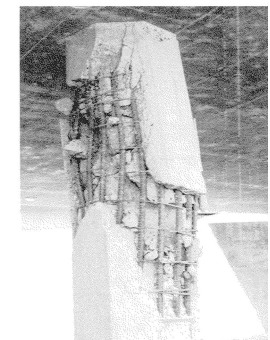
ج) ستون شماره ۷؛



الف) ستون شماره ۵؛

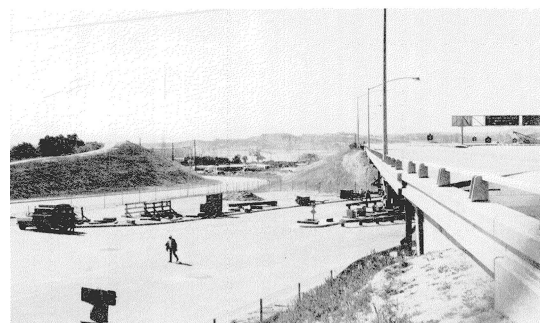


د) ستون شماره ۸؛



ب) ستون شماره ۶؛

شکل ۲. نمای نزدیک از آسیب وارده به ستون‌های پایه‌ی میانی پل جنوب شرقی زیرگذر بلوار فوت‌هیل.^[۱]



شکل ۳. جابه‌جایی ماندگار ۷٫۶۷ سانتی‌متر در راستای افزایش زاویه‌ی تورب در پل جنوب شرقی زیرگذر بلوار فوت‌هیل (گره گوشه ۲ در مدل).^[۱]

۳. مدل عددی

۱.۳. معرفی نرم افزار OpenSees و قابلیت های آن

مرکز تحقیقاتی پیر (PEER) در دانشگاه برکلی یک نرم افزار اجزاء محدود برای مدل سازی و شبیه سازی سیستم های سازه ای و ژئوتکنیکی تحت اثر بار زلزله ارائه داده است. این نرم افزار که قبلاً به آن G³ اطلاق می شد امروزه به نام OpenSees (سیستم باز برای شبیه سازی مهندسی زلزله) نام گذاری شده است. به هنگام به کارگیری این نرم افزار، استفاده از اینترنت به عنوان یک کانال ارتباطی به کاربر این امکان را می دهد که از روش های مناسب برای حل مشکلات به وجود آمده در مدل سازی استفاده کند. زبان برنامه نویسی به کار رفته در این نرم افزار C++ است که یک زبان برنامه نویسی شی گراست. البته اخیراً کاربران این امکان را یافته اند که بدون نیاز به شناخت و آگاهی کامل از زبان C++ و تنها با استفاده از زبان برنامه نویسی Tel با برنامه ی OpenSees ارتباط برقرار کنند.^[۱۰]

وجود مجموعه یی از مصالح و اجزاء متنوع و کاربردی و همچنین دستورات تحلیلی مناسب، OpenSees را به نرم افزاری قدرتمند و مؤثر برای شبیه سازی عددی سیستم های غیرخطی سازه ای و ژئوتکنیکی بدل ساخته است. این نرم افزار از قابلیت اجرای تحلیل های ایستای خطی و غیرخطی، پویای خطی و غیرخطی، و نیز تحریک یکنواخت و چندتکیه گاهی برخوردار است.^[۱۱] بر این اساس، در این مطالعه از این نرم افزار اجزاء محدود برای مدل سازی استفاده شده است.

۲.۳. تشریح مدل

در اغلب مدل سازی های صورت گرفته روی رفتار لرزه یی پل ها، به علت حفظ سادگی به طور معمول از مدل شاخه یی استفاده می شود به طوری که در آن عرشه با یک تک تیر معادل سازی می شود. در مورد پل های مورب، چون مود غالب بر رفتار ارتعاشی این نوع پل ها «انتقال عرشه همراه با چرخش» است مدل شاخه یی تک تیر قابلیت اندازه گیری این نوع حرکت را نخواهد داشت. از این رو برای رفع این مشکل و حفظ سادگی، در این مطالعه از یک مدل شاخه یی جفت تیر استفاده شده که در آن عرشه با دو تیر طولی معادل سازی شده و مجموع جرم و ویژگی های هندسی مقطع آنها -- یعنی سطح مقطع، ممان اینرسی جرمی حول محورها ی افقی و قائم مقطع و ثابت پیچشی مقطع -- معادل مقطع عرشه ی اصلی و فاصله ی افقی دو تیر نیز نسبت به محور طولی مرکزی عرشه براساس معادل سازی ممان اینرسی جرمی مقطع حول محور قائم کنترل می شود. فاصله ی دو تیر افقی معادل برای عرشه ی دارای تیرهای حمال جعبه یی^۷ از رابطه ی ۱ تعیین می شود:^[۱]

$$S_1 = \sqrt{\sum_{i=1}^2 \frac{M_i}{12M} (L^2 \cos^2 \theta + W_i^2)}$$

$$S_2 = \cos \theta \sqrt{\sum_{j=1}^{n_w} \frac{M_j}{M} \left(\frac{L^2}{12} + \frac{d_j^2}{\cos^2 \theta} \right)}$$

$$S_3 = \frac{L}{2\sqrt{3}} \cos \theta$$

$$S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2 - S_3^2} \quad (1)$$

که در آن S فاصله ی افقی دو تیر نسبت به محور طولی مرکزی عرشه، θ زاویه ی تورب پل، L طول عرشه، M جرم عرشه، M_i جرم بال بالایی یا پایینی عرشه، W_i عرض بال بالایی یا پایینی عرشه، n_w تعداد جان های مقطع عرشه، M_j جرم جان

زام عرشه، و d فاصله ی عمودی جان زام عرشه از محور مرکزی عرشه است. سایر پارامترهای معادل مربوط به تیرهای طولی نیز از رابطه های ۲ تا ۵ محاسبه می شوند:

$$A_s = \frac{A_d}{2} \quad (2)$$

$$I_{ys} = \frac{I_{yd}}{2} \quad (3)$$

$$I_{zs} = \frac{I_{zd} - 2A_s S^2}{2} \quad (4)$$

$$J_s \approx \frac{J_d}{2} = \frac{T}{2G\beta} \quad (5)$$

در این رابطه ها A_d سطح مقطع عرشه، A_s سطح مقطع یک تیر طولی، I_{yd} ممان اینرسی مقطع عرشه حول محور افقی، I_{ys} ممان اینرسی مقطع تیر طولی حول محور افقی، I_{zd} ممان اینرسی مقطع عرشه حول محور قائم، I_{zs} ممان اینرسی مقطع تیر طولی حول محور قائم، J_d ثابت پیچشی مقطع عرشه، و J_s ثابت پیچشی مقطع تیر طولی است. همچنین مقادیر T و β براساس روابط ۶ و ۷ به دست می آید:

$$T = 2 \sum_{i=1}^v A_i q_i = 2A_0 (q_1 + q_2 + \dots + q_v) \quad (6)$$

$$\beta = \frac{1}{2GA_i} \oint \frac{q}{t} ds \quad (7)$$

که در آن A_0 سطح مقطع میانگین یک سلول از مقطع عرشه، q_i جریان برشی در سلول i ام، t ضخامت دیواره ی سلول و G مدول برشی مصالح مقطع عرشه یعنی بتن است. از آنجا که عرشه شامل تیرهای حمال جعبه یی است و تعداد مقطع عرشه شامل هفت سلول است، برای تعیین مقدار ثابت پیچشی مقطع با توجه به روابط ۶ و ۷، حل یک دستگاه معادلات هفت معادله و هفت مجهول ضرورت می یابد تا از این طریق و با تعیین نسبت $T/G\beta$ مقدار J_s به دست آید.^[۷] برای حفظ عملکرد یکپارچگی عرشه در مدل، در هر چهار دهانه دو تیر طولی در سه نقطه و با اتصال صلب به هم بسته شده اند؛ همچنین جرم معادل عرشه بین دو انتهای این اتصال ها و روی تیرهای طولی توزیع شده است. از سوی دیگر، برای لحاظ کردن اثر صلبیت اتصال تیرهای سرستون به ستون ها در مدل، انتهای فوقانی ستون ها به اندازه ی ارتفاع مرکز سطح مقطع عرشه (یعنی ۱/۰۳۶ متر) صلب در نظر گرفته شده است. مشخصات کلی مدل به کار رفته شده در شکل ۵ نشان داده شده است. فاصله ی S در شکل ۵ با استفاده از رابطه ی ۱ برابر با ۵/۱۹۸ متر به دست می آید. فرضیات اصلی که بر مبنای منابع موجود از پل در این مدل سازی به کار رفته عبارت است از:^[۷-۵]

- غلطکی بودن تکیه گاه های کناری (گره های ۱، ۲، ۳ و ۴). این فرض با توجه به اطلاعات ذکر شده در گزارش خرابی پل^[۱] قابل توجیه است. در این گزارش جابه جایی ماندگاری در حدود ۷/۶۲ سانتی متر در عرشه ی پل همراه با چرخش در راستای افزایش زاویه ی تورب ذکر شده. بنابراین پیداست که در تکیه گاه های کناری یک گیرداری افقی کوچک وجود داشته که بر اثر وقوع زلزله از بین رفته و تکیه گاه های کناری در طول زمین لرزه فقط عکس العمل قائم داشته اند.
- بسته بودن چرخش عرشه حول محور طولی در تکیه گاه های کناری (کوله ها).
- عدم تأثیر دیوارهای حایل کناری بر سختی ستون ها در پایه های اول و سوم.
- مفصلی بودن پای ستون ها در پایه های اول و سوم و گیرداری آنها در پایه ی دوم. این فرض بر مبنای نقشه های اجرایی موجود در منابع لحاظ می شود به طوری که علت گیرداری پای ستون ها در پایه ی دوم به پی سطحی یک پارچه ی آنها نسبت داده شده است.

جدول ۱. مشخصات مصالح بتنی ستون‌ها.

P (kg/m ^۳)	E _c (GPa)	ε _u	f _u (MPa)	ε _c	f _c (MPa)	پارامتر
۲۴۰۰	۲۱٫۶۸۹	۰٫۰۰۷۵۹	۱۲٫۸۱۵	۰٫۰۰۲۱۹	۲۲٫۰۵	پایه ۱ (الف)
		۰٫۰۰۷۵۹	۱۲٫۹۲۳	۰٫۰۰۲۱۹	۲۲٫۰۵	پایه ۲ (الف)
		۰٫۰۰۷۵۹	۱۲٫۹۲۳	۰٫۰۰۲۱۹	۲۲٫۰۵	پایه ۳ (الف)
		۰٫۰۰۰۴	۰٫۰	۰٫۰۰۱۷۵	۲۱٫۰	(ب)

(الف) بتن هسته؛ (ب) بتن پوشش روی آرماتورها.

آسیب باقی مانده، مشخص می‌شود که رفتار کشسان داشته است.^[۷-۵] از این رو تیرهای طولی در این مطالعه کشسان مدل می‌شوند. همچنین تیرهای سرستون^۹ نیز به دلیل شرایط مشابه در طول زمین‌لرزه کشسان باقی مانده و لذا آنها نیز کشسان مدل می‌شوند.

در نرم‌افزار OpenSees برای مدل‌سازی المان‌های کشسان از تیرستون کشسان^{۱۰} استفاده می‌شود. با توجه به خرابی‌های مشاهده‌شده در ستون‌ها در طول زمین‌لرزه (شکل ۲)، این اعضاء رفتار غیر خطی از خود نشان داده‌اند و از این رو در این مدل‌سازی برای در نظر گرفتن رفتار واقعی تری از پل، به صورت غیرخطی مدل می‌شوند. المان غیرخطی به کار رفته تیرستون مبتنی بر جابه‌جایی^{۱۱} است که در آن توزیع نواحی خمیری در طول المان به صورت گسترده فرض می‌شود.

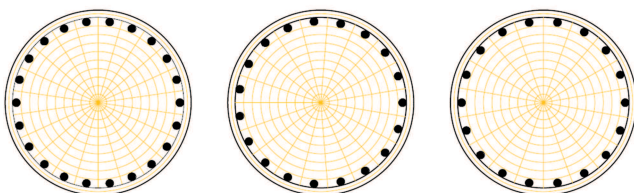
با توجه به نقشه‌های اجرایی موجود، مشاهده شده که مقطع ستون‌ها هشت ضلعی منظم است؛ و برای سادگی در مدل‌سازی از مقطع دایره‌ای با قطری میانگین قطر دایره‌ی محاطی و محیطی برابر با ۱٫۲۶۹ متر استفاده شده است. مشخصات کلی تیرهای طولی معادل و تیرهای سرستون در جدول ۳ و همچنین تعداد تقسیمات هسته و پوشش بتنی مقطع ستون‌ها (یعنی فایبرها) و موقعیت قرارگیری آرماتورها در شکل ۶ نشان داده شده است.

جدول ۲. مشخصات آرماتورهای طولی ستون‌ها.

E _s (GPa)	b = E _{Post Yield} / E _{Pre Yield}	f _y (MPa)	پارامتر
۱۹۹٫۹۴۷	۰٫۰۱	۲۷۰	آرماتورهای طولی

جدول ۳. مشخصات تیرهای طولی معادل عرشه و تیرهای سرستون.

J (m ^۴)	I _z (m ^۴)	I _y (m ^۴)	A (m ^۲)	پارامتر
۸٫۰۹۹	۰٫۰۱۲	۲٫۵۳۱	۴٫۰۱۹	تیرهای طولی
۱٫۱۳۰	۰٫۰۵۵۷	۰٫۹۷۲	۲٫۹۷۱	تیرهای سرستون



پایه ۱

پایه ۲

پایه ۳

شکل ۶. موقعیت قرارگیری آرماتورهای طولی و تقسیم‌بندی فایبرها.

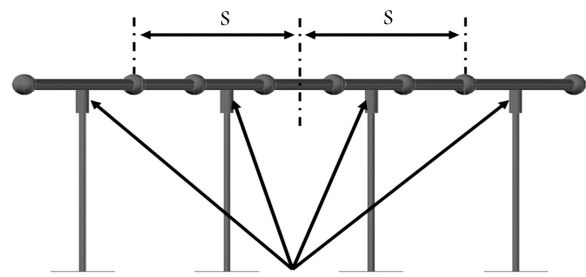
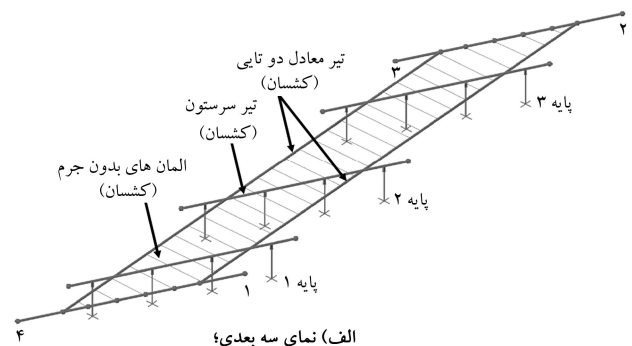
۳.۳. شبیه‌سازی مصالح مدل

در این مطالعه برای مدل‌سازی مصالح بتنی در ستون‌ها از بتن نوع ۲ استفاده شده که در آن، برای بتن مقاومت کششی در نظر گرفته می‌شود و نرم‌شدگی کششی آن نیز خطی فرض می‌شود. همچنین برای مدل‌سازی مصالح فولادی آرماتورها در ستون‌ها از آهن نوع ۲ (منحنی رفتاری دوخطی) استفاده شده است.^[۱۱]

تنش و کرنش متناظر با مقاومت فشاری و نهایی مصالح بتنی هسته و پوشش آرماتورها بر مبنای نظریه‌ی مندر^۸ به ترتیب برای بتن محصورشده و محصورنشده به دست می‌آید. این نظریه مبنای روش‌های به کار رفته در بسته‌های نرم‌افزاری تجاری سازه‌یی برای شبیه‌سازی رفتار مصالح بتن مسلح است.^[۱۲] مشخصات پارامترهای تعریف‌کننده‌ی مصالح بتنی و فولادی ستون‌ها به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ نشان داده شده است.

۴.۳. شبیه‌سازی المان‌های سازه‌یی مدل

همان‌طور که در بخش ۲.۳. توضیح داده شد، عرشه‌ی پل توسط دو عدد تیر طولی معادل مدل‌سازی شده است. چون عرشه به علت ابعاد بزرگ در طول زمین‌لرزه بدون



اتصال صلب ستون به تیر زیرسری

(ب) مقطع طولی.

شکل ۵. نمای سه‌بعدی و مقطع طولی مدل اجزاء محدود پل مورب فوت‌هیل در نرم‌افزار OpenSees.

۵.۳. تحریک ورودی مدل

با توجه به نزدیکی ساختمانگاه زیرگذر بلوار فوت‌هیل به مرکز زمین‌لرزه‌ی سان‌فرناندو (۱۹۷۱) و نیز با توجه به خرابی مشاهده‌شده در آن می‌توان گفت که این زیرگذر نسبتاً تحت اثر تکان‌های شدیدی قرار گرفته است. در این مطالعه برای تحلیل پل مورب جنوب شرقی این زیرگذر، از شتاب‌نگاشت‌های ثبت‌شده در ایستگاه سد پاکویما^[۱۳] استفاده شده است.

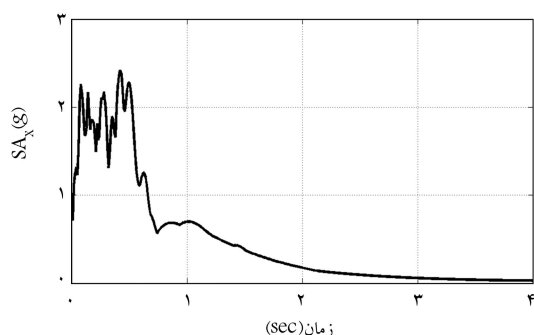
به منظور در نظر گرفتن تأثیر فاصله‌ی ساختمانگاه پل تا ایستگاه ثبت، شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر تصحیح شده‌اند.^[۷] بر این اساس، در این مطالعه با توجه به تصحیح صورت‌گرفته، مؤلفه‌ی $S_{W}^{74^{\circ}}$ با بیشینه شتاب $g \ 1.76^{\circ}$ در راستای طولی (محور X)، مؤلفه‌ی $S_{E}^{16^{\circ}}$ با بیشینه شتاب $g \ 1.17^{\circ}$ در راستای عرضی (محور Y)، و مؤلفه‌ی قائم با بیشینه شتاب $g \ 0.71^{\circ}$ در راستای قائم (محور Z) بر پل اثر داده

شده است.^[۷] این شتاب‌نگاشت‌ها همراه با طیف پاسخ ۵٪ آنها در شکل ۷ نشان داده شده‌اند.

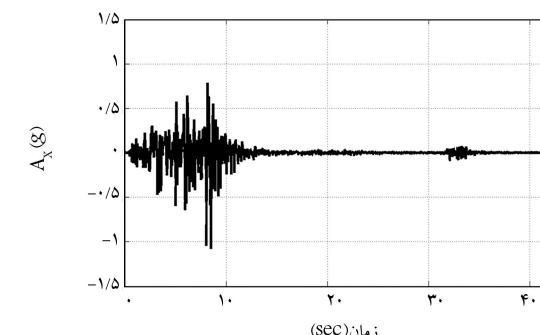
۴. نتایج عددی

۴.۱. تحلیل ارتعاش آزاد

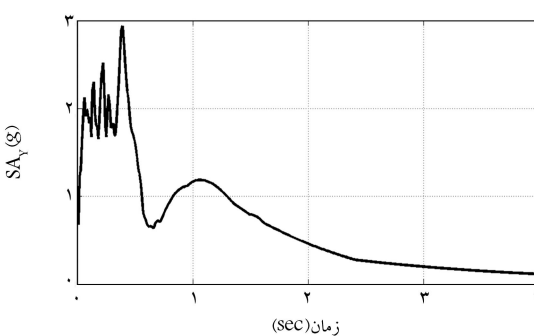
به منظور تعیین دوره‌ی تناوب طبیعی و شکل مودهای ارتعاش پویای پل مورب فوت‌هیل تحلیل ارتعاش آزاد روی آن انجام می‌شود. برای مقایسه‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی و شکل مودهای اول، دوم و سوم، این پل و پل مستقیم متناظر با آن در شکل ۸ نشان داده شده است. نرم‌افزار OpenSees قابلیت تعیین شکل مودهای سازه‌ی شبیه‌سازی شده را ندارد و برای تعیین این شکل مودها از نرم‌افزار جانبی OSP استفاده شده است.^[۱۴] چنان که در شکل ۸ ملاحظه می‌شود، در مود اول حرکت



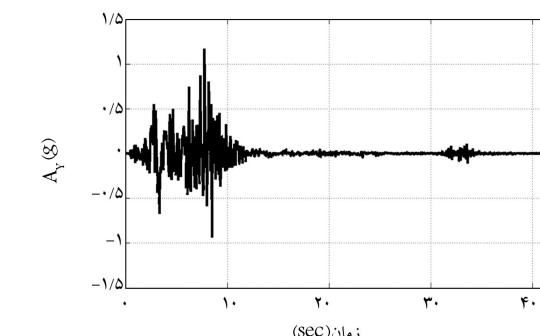
طیف پاسخ شتاب ۵٪ میرای مؤلفه طولی؛



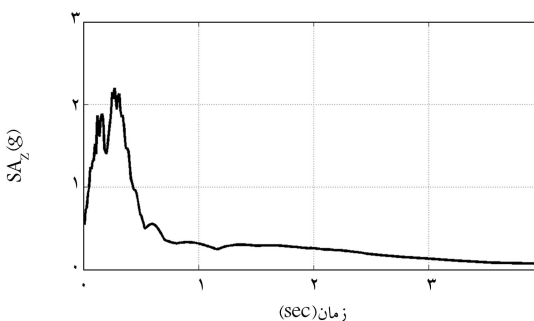
شتاب نگاشت مؤلفه طولی؛ (الف)



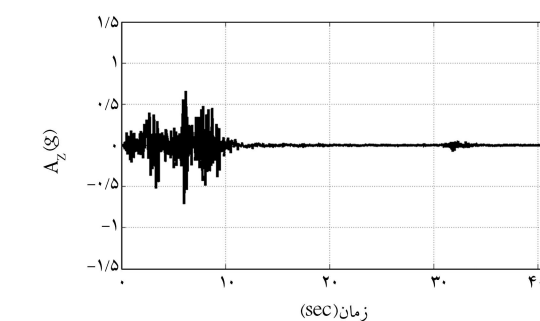
طیف پاسخ شتاب ۵٪ میرای مؤلفه عرضی؛



شتاب نگاشت مؤلفه عرضی؛ (ب)



طیف پاسخ شتاب ۵٪ میرای مؤلفه قائم.



شتاب نگاشت مؤلفه قائم؛

(ج)

شکل ۷. شتاب‌نگاشت‌های اصلاح‌شده‌ی مؤلفه‌های طولی، عرضی و قائم زمین‌لرزه‌ی سان‌فرناندو همراه با طیف پاسخ شتاب ۵٪.

جدول ۴. مقایسه‌ی دوره‌ی تناوب‌های به دست آمده در این مطالعه برای پل مورب فوت‌هیل با دیگر منابع.

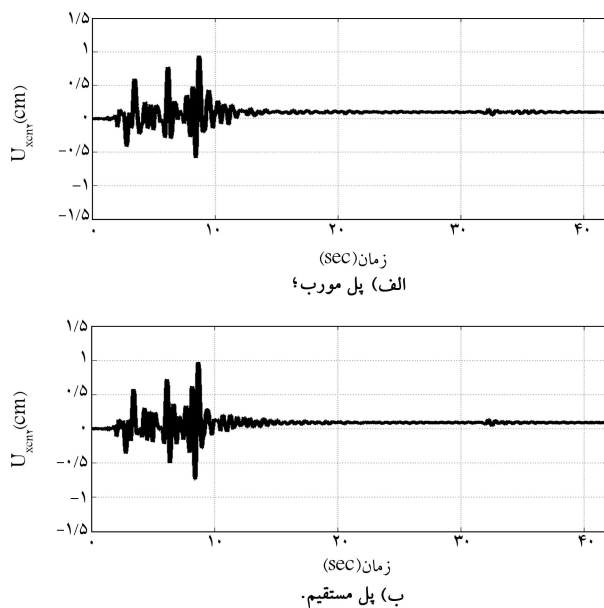
شماره مود	اول	دوم	سوم
این مطالعه	۰/۶۶۲	۰/۵۳۷	۰/۴۲۶
[۵]	مدل اول	۰/۵۳۰	۰/۳۹۰
	مدل دوم	۰/۴۶۰	۰/۳۲۰
[۶]	مدل اول	۰/۵۸۸	۰/۳۸۵
	مدل دوم	۰/۴۹۶	۰/۳۳۵
	مدل سوم	۰/۵۵۲	۰/۳۶۱
[۷]	۰/۶۰۷	۰/۴۱۴	۰/۳۷۵

چنین نتیجه گرفت که در پل‌های مورب حرکت‌های انتقالی عرشه برخلاف پل‌های مستقیم در راستای طولی یا عرضی عرشه نیست بلکه ترکیبی از این دو حالت است و در راستای عمود بر پایه‌ها یا موازی با پایه‌ها خواهد بود. به‌منظور بررسی صحت مدل اجزاء محدود ارائه‌شده در این مطالعه، نتایج تحلیل خطی این مدل با نتایج به دست آمده از روش تقریبی ارائه شده برای تحلیل خطی پل‌های مورب [۱۵] مقایسه شده است که نشان از صحت مدل اجزاء محدود دارد. در این نوشتار برای رعایت اختصار از ذکر نتایج حاصل از این مقایسه پرهیز می‌شود اگر چه اطلاعات بیشتر قابل دسترس است. [۱۷، ۱۶] در اینجا تنها به مقایسه‌ی دوره‌ی تناوب‌های به دست آمده از مدل ارائه‌شده برای پل مورب فوت‌هیل در این نوشتار با سایر مدل‌های ارائه‌شده برای همین پل در دیگر منابع [۷-۵] اکتفا می‌شود. نتایج حاصل از این مقایسه (جدول ۴)، حاکی از دقت خوب مدل ارائه‌شده در این نوشتار است.

۲.۴. تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

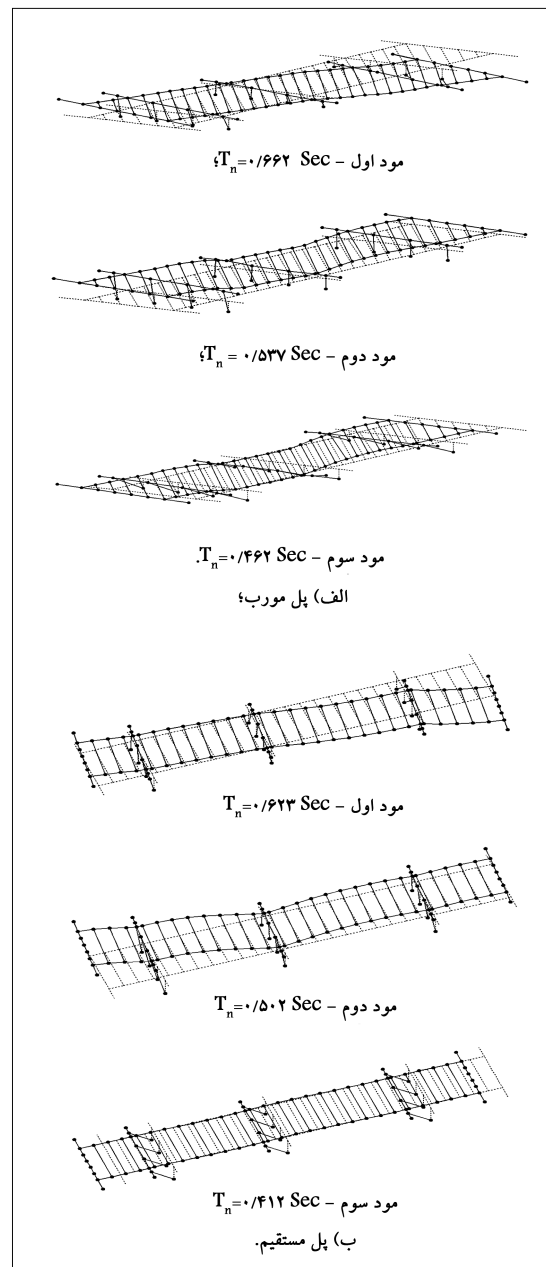
۱.۲.۴. جابه‌جایی طولی و عرضی نقاط گوشه‌ی عرشه

در شکل‌های ۹ و ۱۰ منحنی تاریخیچه زمانی جابه‌جایی طولی و عرضی گره ۲ ارائه شده که البته برای رعایت اختصار، جابه‌جایی سایر گره‌های گوشه نشان داده نشده



شکل ۹. جابه‌جایی طولی گره گوشه شماره ۲ عرشه در پل مورب و مستقیم.

چرخشی عرشه بر ارتعاش پویای هر دو پل مورب و مستقیم حاکم است و به دلیل انعطاف‌پذیری عرشه، تغییر شکل‌های خمشی داخل صفحه‌ی عرشه نیز تا حدودی در این مود دیده می‌شود. در مود دوم، در پل مورب حرکت انتقالی عرشه در راستای عمود بر پایه‌ها که منطبق بر راستای طولی عرشه نیست همراه با خمش داخل صفحه عرشه حاکم است اما در پل مستقیم حرکت انتقالی عرشه در راستای عرضی همراه با خمش داخل صفحه عرشه حاکم است. در مود سوم، در پل مورب حرکت‌های همبسته‌ی انتقالی عرشه در راستای موازی با پایه‌ها و در راستای طولی عرشه همراه با خمش داخل صفحه‌ی عرشه حاکم است، اما در پل مستقیم حرکت انتقالی عرشه در راستای طولی حاکم است. از شکل موده‌های به دست آمده به‌طور کلی می‌توان

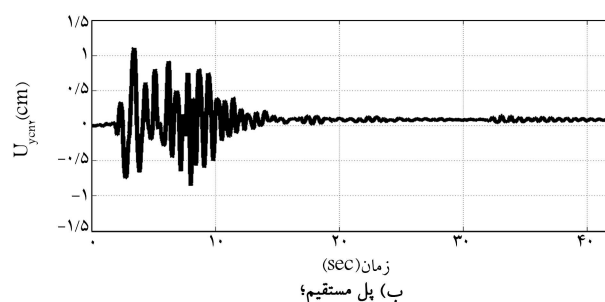
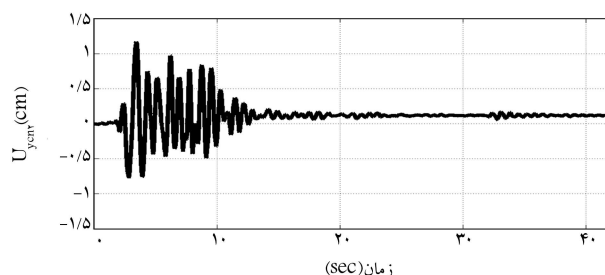


شکل ۸. مقایسه‌ی شکل موده‌های پل مورب جنوب شرقی زیرگذر فوت‌هیل و پل مستقیم متناظر با آن.

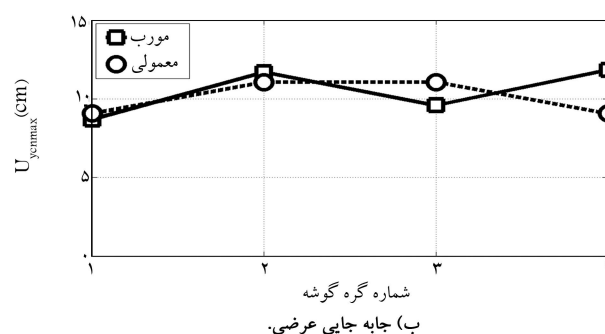
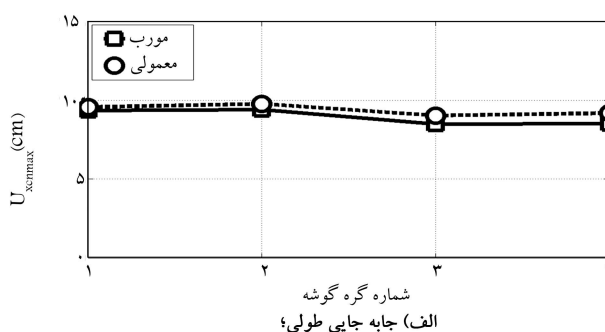
مشاهده می‌شود که مقدار جابه‌جایی عرضی گره‌های واقع در گوشه‌ی حاده^{۱۳}ی عرشه (گره‌های شماره ۲ و ۴ در پل مورب) بیش از پل مستقیم است و وضعیت برای گره‌های واقع در گوشه‌ی منفرجه^{۱۴}ی عرشه یعنی گره‌های شماره ۱ و ۳ برعکس است. به‌طور کلی به‌دلیل نحوه‌ی قرارگیری پایه‌ها و شکل هندسی خاص عرشه در پل‌های مورب، جابه‌جایی عرضی نقاط نزدیک به گوشه‌های حاده بیش از گوشه‌های منفرجه است و امکان افتادگی عرشه از روی کوله در این گوشه‌ها بیشتر است.

۲.۲.۴. نیروی محوری ستون‌ها

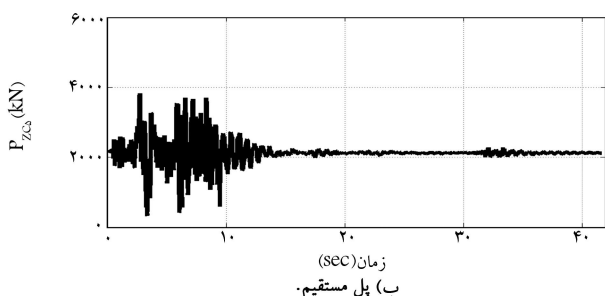
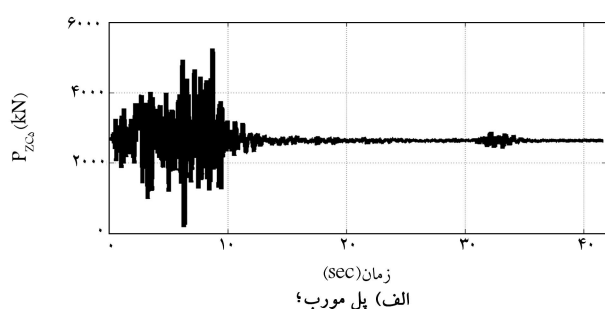
در شکل ۱۲ منحنی تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون شماره ۵ پایه‌ی میانی برای نمونه نشان داده شده است. در شکل ۱۳ نیز مقادیر بیشینه نیروی محوری برای هر دو حالت پل مورب و پل مستقیم مقایسه‌ی کلی شده است. همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، منحنی تاریخچه زمانی نیروی محوری از یک مقدار ثابت اولیه شروع شده و در انتها دوباره به آن بازمی‌گردد؛ این مقدار ثابت ناشی از نیروی ثقلی عرشه بستگی دارد. با توجه به شکل ۱۳ که مقادیر بیشینه نیروی محوری ستون‌های سه‌پایه را نشان می‌دهد، مشاهده می‌شود که نیروی محوری ستون‌ها در پل مورب بیشتر از پل مستقیم است. این امر به نحوه‌ی قرارگیری پایه‌ها و توزیع نیروی ثقلی عرشه بستگی دارد. از سوی دیگر، ستون‌های شماره ۱ و ۴ در پایه‌ی اول، ستون‌های شماره ۵ و ۸ پایه‌ی دوم و ستون‌های شماره ۹ و ۱۲ پایه‌ی سوم (ستون‌های کناری پایه‌ها) تحت تأثیر نیروی محوری قابل توجهی قرار گرفته‌اند که در



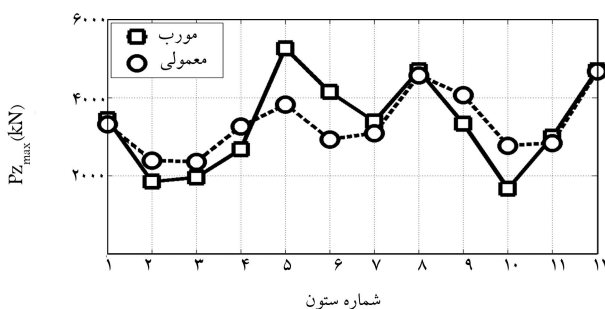
شکل ۱۰. جابه‌جایی عرضی گره گوشه شماره ۲ عرشه در پل مورب و مستقیم.



شکل ۱۱. بیشینه جابه‌جایی طولی و عرضی گره گوشه عرشه در پل مورب و مستقیم.

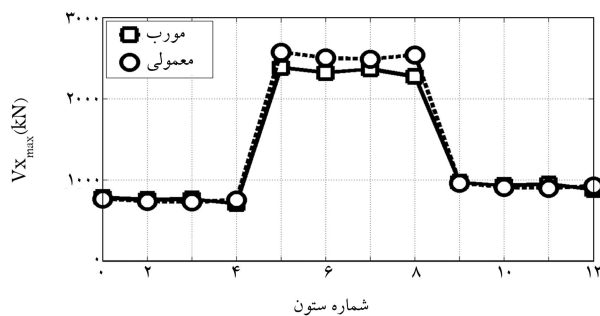


شکل ۱۲. نیروی محوری ستون شماره ۵ پایه دوم در پل مورب و مستقیم.

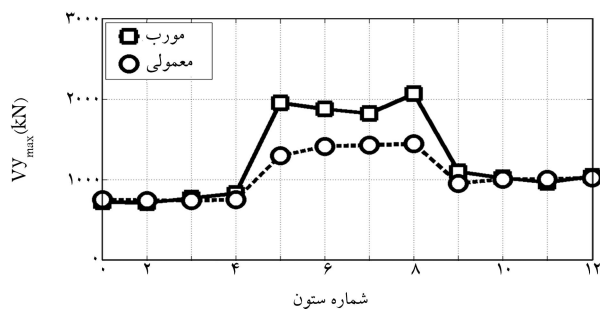


شکل ۱۳. بیشینه نیروی محوری ستون‌ها در پل‌های مورب و مستقیم.

ولی مقایسه‌ی کلی بین مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی طولی و عرضی در گره‌های گوشه برای هر دو حالت پل مورب و مستقیم در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۱۰الف مشاهده می‌شود، بیشینه جابه‌جایی عرضی گره ۲ برای پل مورب ۱۱/۷ سانتی‌متر است و در لحظه‌ی ۳/۴۵ ثانیه رخ داده که اندکی بعد از زمان اولین پالس مؤلفه‌ی عرضی شتاب زمین لرزه (شکل ۷) در لحظه‌ی ۳/۳۳ ثانیه است. این مقدار با جابه‌جایی ماندگار ۱۰/۱۶ سانتی‌متر (۴ اینچ)^[۹] هم‌خوانی دارد. در شکل ۱۱الف مشاهده می‌شود که مقدار جابه‌جایی طولی گره‌های گوشه‌ی عرشه در پل مستقیم اندکی بیش از پل مورب است. در شکل ۱۱ب نیز



شکل ۱۶. بیشینه نیروی برشی ستون‌ها در راستای طولی در پل مورب و مستقیم.



شکل ۱۷. بیشینه نیروی برشی ستون‌ها در راستای عرضی در پل مورب و مستقیم.

در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ مقادیر بیشینه نیروی برشی در پای ستون‌ها در راستای طولی و عرضی برای هر دو حالت پل مورب و پل مستقیم مقایسه‌ای کلی شده است. در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که بیشینه نیروی برشی پای ستون‌ها در پایه‌های اول و سوم در راستای طولی و عرضی در پل مورب و مستقیم تقریباً یکسان است. از سوی دیگر، بیشینه نیروی برشی عرضی ستون‌ها در پایه‌ی سوم در پل مورب بیش از پل مستقیم متناظر است اما نیروی برشی طولی در پل مستقیم اندکی بیش از پل مورب است. از دیدگاهی دیگر، می‌توان گفت که نیروی برشی در پایه‌ی دوم در دو راستای طولی و عرضی برای پل مورب و پل مستقیم نسبت به پایه‌ی اول و سوم بیشتر است. از این رو دیده می‌شود که پایه‌ی سوم از نظر نیروی برشی نیز مستعد خرابی است که علت آن ناشی از شرایط تکیه‌گاهی ستون‌ها در پایه‌ی سوم، یعنی گیرداری آنهاست.

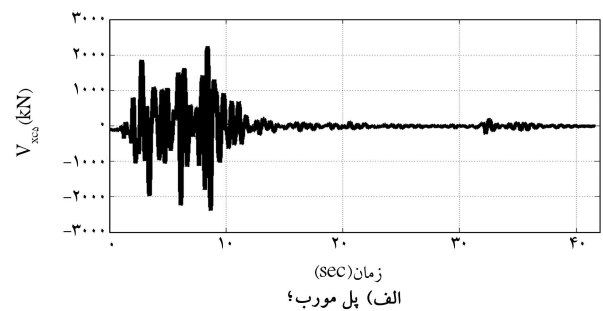
۴.۲.۴. لنگر خمشی پای ستون‌ها

همان‌طور که پیشتر گفته شد، شرایط تکیه‌گاهی در ستون‌های پایه‌ی اول و سوم و ستون‌های پایه‌ی دوم به‌گونه‌ای است که پای این ستون‌ها به‌ترتیب مفصلی و گیردار مدل شده است؛ طوری که فقط در پای ستون‌های پایه‌ی دوم لنگر خمشی تحمل می‌شود و این پایه تحت اثر لنگرهای خمشی مستعد خرابی بوده است. در شکل‌های ۱۸ و ۱۹ منحنی تاریخچه زمانی لنگر خمشی پای ستون شماره ۵ در پایه‌ی دوم در پل مورب و مستقیم به‌ترتیب حول محور در راستای طولی و عرضی برای نمونه نشان داده شده است. مقادیر بیشینه لنگر خمشی در پای ستون‌های پایه‌ی دوم حول راستای طولی و عرضی برای هر دو نوع پل مستقیم و پل مورب در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ مقایسه شده است. در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود که مقدار لنگر خمشی حول محور عرضی در پل مورب بیشتر از پل مستقیم است، حال آن‌که لنگر خمشی حول محور طولی در شکل ۱۹ وضعیتی وارونه دارد، به‌طوری که مقدار آن در پل مستقیم بیشتر از پل مورب است. با این حال دیده می‌شود که به‌طور کلی لنگر خمشی حول محور عرضی برای پل مورب و مستقیم بیشتر از لنگر خمشی حول محور طولی است.

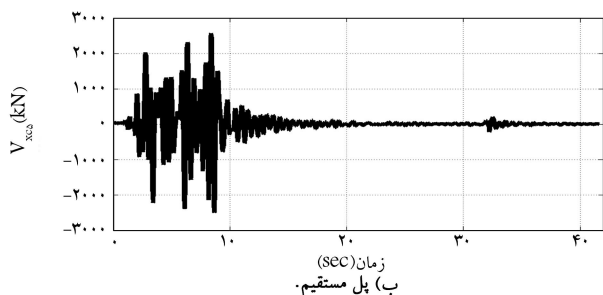
پل مورب این اثر بیشتر دیده می‌شود. همچنین مشاهده می‌شود که در هر دو پل مورب و مستقیم ستون‌های پایه‌ی میانی در مقایسه با ستون‌های پایه‌ی اول و سوم وضعیت بحرانی‌تری دارند. از میان ستون‌های پایه‌ی دوم، ستون‌های ۵ و ۷ به‌ترتیب بیشترین و کمترین خرابی را داشته‌اند (شکل ۲)، در حالی که بیشترین و کمترین مقدار نیروی محوری نیز به این دو ستون در پایه دوم متعلق بوده است (شکل ۱۳).

۳.۲.۴. نیروی برشی پای ستون‌ها

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ منحنی تاریخچه زمانی نیروی برشی پای ستون شماره ۵ پایه‌ی میانی در راستای طولی و عرضی برای نمونه نشان داده شده است. همچنین

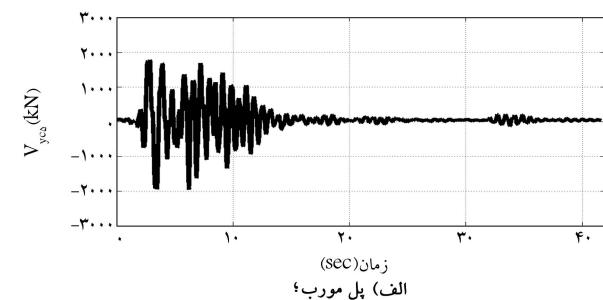


الف) پل مورب؛

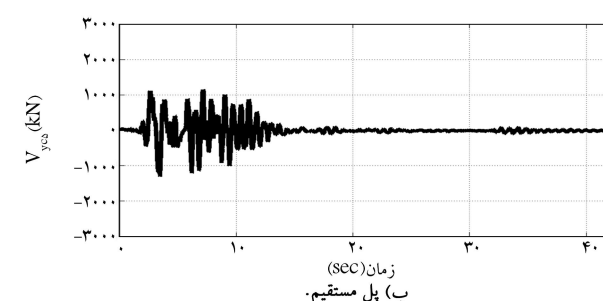


ب) پل مستقیم.

شکل ۱۴. نیروی برشی ستون شماره ۵ پایه دوم در راستای طولی در پل مورب و مستقیم.



الف) پل مورب؛

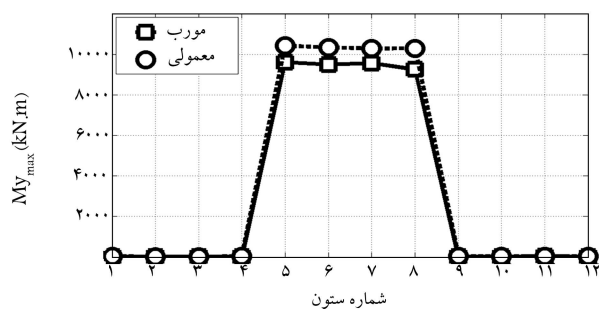


ب) پل مستقیم.

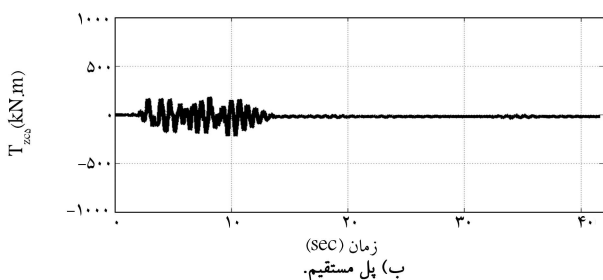
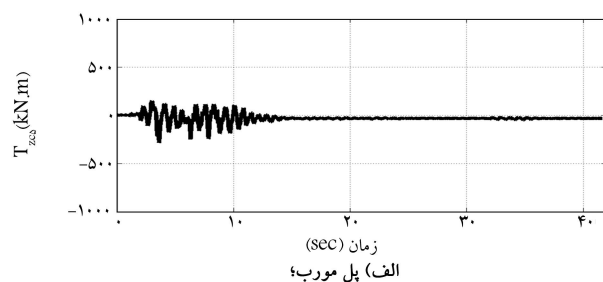
شکل ۱۵. نیروی برشی ستون شماره ۵ پایه دوم در راستای عرضی در پل مورب و مستقیم.

۵.۲.۴. لنگر پیچشی پای ستون ها

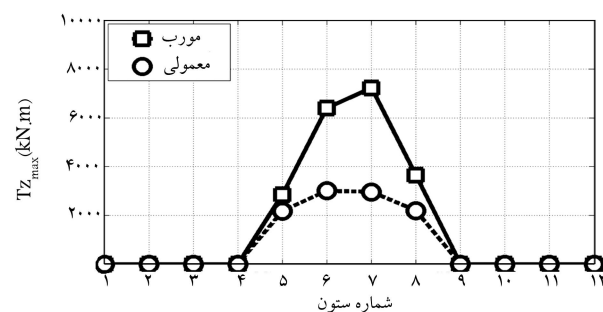
با توجه به شرایط تکیه گاهی ستون ها در پایه های اول، دوم و سوم -- که قبلاً توضیح داده شد -- کل لنگر پیچشی انتقال یافته به پایه ها ناشی از چرخش عرشه، توسط پایه ی میانی تحمل می شود و از این رو این پایه از نظر لنگر پیچشی نیز شرایطی بحرانی را تجربه کرده است. در شکل ۲۲ منحنی تاریخچه زمانی لنگر پیچشی پای ستون شماره ۵ در پایه ی دوم در پل مورب و مستقیم برای نمونه نشان داده شده است. همچنین مقادیر بیشینه لنگر پیچشی برای هر دو نوع پل مورب و مستقیم در شکل ۲۳ مقایسه شده است. با توجه به شکل ۲۳ و مقایسه ی بیشینه لنگر پیچشی



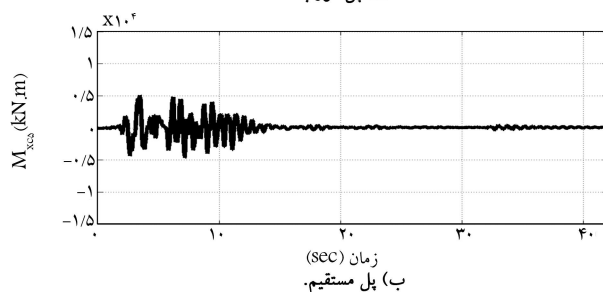
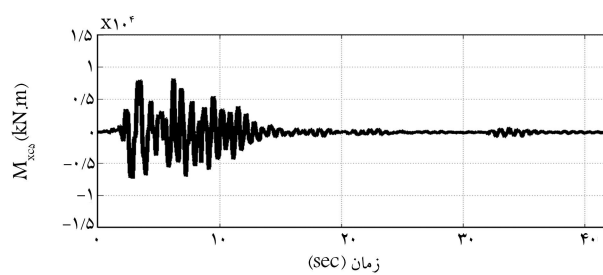
شکل ۲۱. بیشینه لنگر خمشی ستون ها حول محور در راستای عرضی در پل مورب و مستقیم.



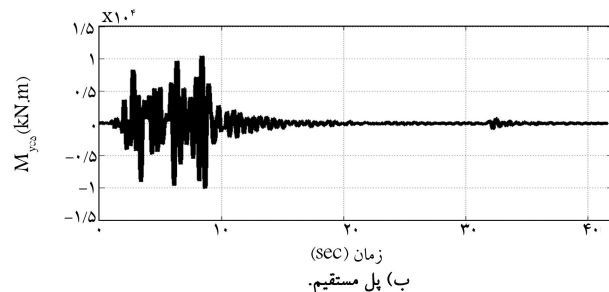
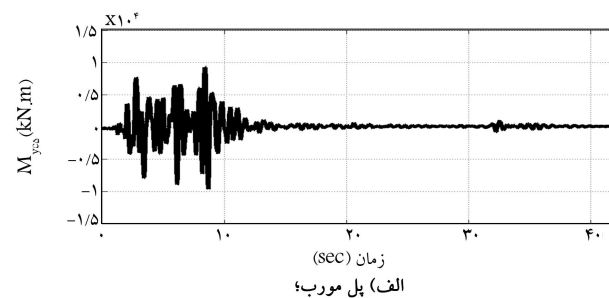
شکل ۲۲. لنگر پیچشی ستون شماره ۵ در پل مورب و مستقیم.



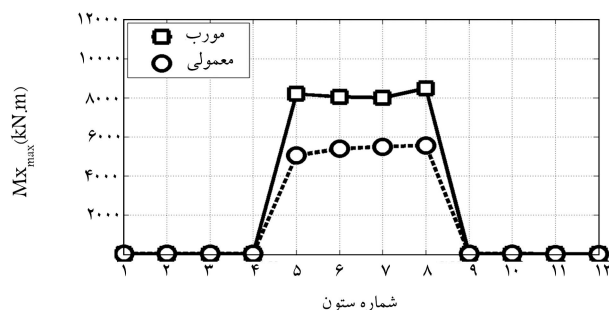
شکل ۲۳. بیشینه لنگر پیچشی ستون ها در پل مورب و مستقیم.



شکل ۱۸. لنگر خمشی ستون شماره ۵ پایه دوم حول محور در راستای طولی در پل مورب و مستقیم.



شکل ۱۹. لنگر خمشی ستون شماره ۵ پایه دوم حول محور در راستای عرضی در پل مورب و مستقیم.



شکل ۲۰. بیشینه لنگر خمشی ستون ها حول محور در راستای طولی در پل مورب و مستقیم.

است که در مود اول، حرکت چرخشی بر هر دو پل حاکم بوده و در مودهای دوم و سوم در پل مورب حرکت‌های انتقالی همپسته همراه با خمش داخل صفحه حاکم است. اما در پل مستقیم متناظر، حرکت‌های انتقالی عرضی و طولی به‌طور مجزا و به‌ترتیب در هریک از این دو مود همراه با خمش داخل صفحه مشاهده شد. در نهایت چنین نتیجه‌گیری شد که پریود مودهای پل مورب بیشتر از پل مستقیم متناظر با آن بوده است.

در گام بعدی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر سه مؤلفه‌ی طولی، عرضی و قائم زمین‌لرزه صورت گرفت و بیشینه جابه‌جایی عرضی عرشه‌ی پل مورب در گوشه شماره ۲ مدل به دست آمد؛ ملاحظه شد که مقدار آن با مقدار ذکر شده در مراجع به‌خوبی مطابقت دارد. همچنین مشاهده شد که نیروی محوری ستون‌های پایه‌ی سوم در پل مورب که در زمین‌لرزه آسیب قابل توجهی متحمل شده‌اند بیش از مقادیر متناظر پل مستقیم بوده و به‌علت گیرداری پای ستون‌ها در پایه‌ی سوم نیروی برشی و لنگر خمشی برای پل مورب و مستقیم بیش از دو پایه‌ی دیگر بوده و لذا پایه‌ی میانی از نظر اثر نیروی برشی و لنگر خمشی نیز مستعد خرابی بوده است. همچنین مشاهده شد که لنگر پیچشی پای ستون‌های پایه‌ی سوم در پل مورب بیش از پل مستقیم متناظر بوده است. با توجه به پاسخ‌های به دست آمده از پل مورب و مستقیم چنین نتیجه‌گیری می‌شود که در ستون‌های پایه‌ی سوم هم در پل مورب و هم در پل مستقیم نیروهای محوری و برشی و لنگرهای خمشی و پیچشی نسبت به ستون‌های پایه‌ی دوم و چهارم بیشتر بوده اما در پل مورب به‌علت انحراف راستای پایه‌ها و نحوه‌ی توزیع بار ثقلی عرشه به‌علت شکل هندسی خاص عرشه، نسبت به راستای طولی عرشه تأثیر نیروی محوری و لنگر پیچشی بیشتر بوده و اثر توأمان آنها با لنگر خمشی و نیروی برشی باعث آسیب دیدن ستون‌های پایه‌ی سوم شده است.

۵. نتیجه‌گیری

هدف این نوشتار بررسی رفتار لرزه‌ی پل‌های مورب بوده است. بدین منظور، به‌طور موردی به مطالعه‌ی پاسخ لرزه‌ی پل مورب جنوب شرقی زیرگذر بلوار فوت‌هیل که در زمین‌لرزه سان‌فرناندو (۹ فوریه ۱۹۷۱) خسارت زیادی را متحمل شده پرداخته شد و تأثیر تورب راستای پایه‌های آن با مقایسه‌ی پاسخ این پل با پل مستقیم متناظر با آن مورد بررسی قرار گرفت. مدل عددی سه‌بعدی از این پل در نرم‌افزار OpenSees تهیه شده که در آن عرشه‌ی پل توسط دو عدد تیر طولی معادل‌سازی شده است. این مدل برخلاف مدل شاخه‌ی تکیه‌ای قابلیت را دارد که مود حرکت صلب عرشه -- یعنی انتقال همراه با چرخش -- را بهتر نشان دهد. فرضیات مهم مورد استفاده در این مدل‌سازی غلتکی بودن تکیه‌گاه‌های کناری در کوله‌ها، بسته‌بودن چرخش عرشه حول محور طولی در این تکیه‌گاه‌ها، عدم تأثیر دیوارهای حایل کناری، و مفصلی بودن پای ستون‌ها در پایه‌های اول و سوم و گیرداری آنها در پایه‌ی دوم است. در این مدل‌سازی ستون‌ها با المان‌های غیرخطی و تیرهای طولی معادل عرشه، و تیرهای سرستون با المان‌های کشسان مدل شده‌اند. نتایج تحلیل ارتعاش آزاد حاکی از آن

پانویس

1. single-beam stick model
2. dual-beam stick model
3. open system for earthquake engineering simulation (opensees)
4. skewed bridge
5. straight bridge
6. retaining wall
7. box girder
8. Mander
9. cap beam
10. elastic beam column
11. displacement based beam column
12. Pacoima
13. acute angle
14. obtuse angle

منابع

1. Jennings, P.C., et al., *Engineering Features of the San Fernando Earthquake of February 9, 1971*, Report No. EERL 71-02, Pasadena, California (1971).
2. Mitchell, D.; Bruneau, M.; Williams, M.; Anderson, D.; Saatcioglu, M. and Sexsmith, R. "Performance of bridges in the 1994 Northridge earthquake", *Can. J. Civ. Eng.*, **22**, pp. 415-427 (1995).
3. Ghobarah, A.A. and Tso, W.K. "Seismic analysis of skewed highway bridges with intermediate supports", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **2**, pp. 235-248 (1974).
4. Maragakis, E.A. and Jennings P.C. "Analytical models for the rigid body motions of skew bridges", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**(8), pp. 923-944 (1987).
5. Wakefield, R.R.; Nazmy, A.S. and Billington, D.P. "Analysis of seismic failure in skew RC bridge", *Journal of Structural Engineering*, **117**(3), pp. 972-986 (1991).
6. Meng, J.Y. and Lui, E.M. "Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge", *Journal of Engineering Structure*, **22**(3), pp. 1433-1452 (2000).
7. Meng, J.Y. and Lui, E.M. "Refined stick model for dynamic analysis of skew highway bridges", *Journal of Bridge Engineering*, **7**(3), pp. 184-194 (2002).
8. Meng, J.Y.; Ghasemi, H. and Lui, E.M. "Analytical and experimental study of a skew bridge model", *Journal of Engineering Structure*, **22**, pp. 1127-1142 (2004).

9. Maragakis, E.A. "A model for the rigid body motions of skewed bridge", Report No. EERL 85-02, Pasadena, California (1985).
10. Sadrossadat Zadeh, M. and Saiidi, M.S., *Pre-test Analytical Studies of NEESR-SG 4-Span Bridge Model Using OpenSees*, Center for Civil Engineering Earthquake Research, Department of Civil Engineering, University of Nevada, Reno, Nevada, Report No.CCEER-07-03 (February 2007).
11. Mazzoni, S., et al., *Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, OpenSees version 1.7.5 (September 2006).
12. SAP 2000, "Technical note, material stress-strain curves", Computers and Structures, INC, Berkeley, California.
13. PEER Strong Motion Database Introduction, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>.
14. Chadwell, C. "Graphical post processor for the OpenSees analysis platform", version 1.3.0 (September 2006).
15. Kalantari, A. and Amjadian, M., *An Approximate Method for Dynamic Analysis of Highway Skewed Bridges with Continuous Deck*, 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, pp. 25-29 (July 2010).
۱۶. امجدیان، محسن «رفتار لرزه‌یی پل‌های مورب بزرگراهی»، سمینار کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۷).
۱۷. امجدیان، محسن «کنترل رفتار لرزه‌یی یک پل مورب با استفاده از روش‌های غیرفعال و نیمه‌فعال»، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۹).