

بررسی عملکرد لرزه‌ای کوله پل‌های نامنظم در ارتفاع بر اثر اعمال زلزله در راستاهای مختلف

سهیل سلطانی، دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام

خمینی (ره)، قزوین

محمد مهدی معمارپور*، استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام

خمینی (ره)، قزوین

فواد کیلاننئی، استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)،

قزوین

Memarpour@eng.ikiu.ac.ir

دریافت: ۱۳۹۶/۰۳/۰۳ - پذیرش: ۱۳۹۷/۰۱/۲۷

چکیده

ارزیابی پل‌های بزرگراهی، به منظور سنجش عملکرد لرزه‌ای برای برنامه‌ریزی یک سیستم حمل‌ونقلی، قبل و پس از وقوع زلزله اهمیت زیادی دارد. سازه‌های نامنظم، به دلیل رفتار لرزه‌ای پیچیده‌تر اعضا، همواره در کانون توجه پژوهشگران و طراحان بوده‌اند. در این مطالعه، مدل سه‌بعدی کوله‌های زینی در مجموعه‌ای از پل‌های نامنظم در ارتفاع با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees تشکیل شده است. با توجه به اینکه نامنظمی در ارتفاع پایه‌ها منجر به تفاوت در سختی آن‌ها می‌شود، توزیع نیروی زلزله بر هر پایه نامتوازن خواهد بود. از سوی دیگر، میزان نیرویی که متوجه کوله‌ها می‌شود، به مقاومت و سختی پایه‌های میانی نیز بستگی دارد. علاوه بر نقش نامنظمی، تأثیر دو رویکرد مجزا برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی پایه‌های میانی، اعم از تکیه‌گاه گیردار و انعطاف‌پذیر (اندرکنش خاک و سازه) در تحلیل ملاحظه شده است. همچنین، لازم است برای پل‌های دارای پیچیدگی‌های رفتاری که تحت اثر تحریکات زلزله به وسیله دو مؤلفه افقی متعامد هستند، تعداد کافی شتابنگاشت با زوایای مختلف به سازه اعمال شود تا بیشترین تقاضای اعضای آن به دست آید. بنابراین، هر یک از مدل‌ها به ازای یک مجموعه شتابنگاشت که هر کدام در هفت زاویه گوناگون دوران داده شده‌اند، تحت تحلیل دینامیک افزایش یافته قرار گرفته است. تحلیل دو سطح ظرفیتی مختلف مشخص کرد که نوع و میزان نامنظمی پل، اندرکنش خاک و سازه و زاویه اعمال تحریکات زلزله (سوئگی) سه عامل مهمی هستند که هر یک می‌توانند در به دست آوردن پاسخ شکنندگی اعضای تشکیل دهنده کوله نقش چشمگیری ایفا کنند. بدون استثنا، در تمامی مدل‌ها، فرض تکیه‌گاه گیردار برای پایه‌های میانی باعث ایجاد پاسخ محافظه‌کارانه در اعضای کوله در مقایسه با حالت اندرکنش خاک و سازه می‌شود. در حالی که تأثیر زاویه اعمال شتابنگاشت بر بحرانی شدن شکنندگی هر یک از اعضای کوله می‌تواند از یک مدل به مدل دیگر و به ازای حالت‌های ظرفیتی مختلف، متغیر باشد.

واژه‌های کلیدی: کوله پل، پل‌های نامنظم، سوئگی زلزله، اندرکنش خاک و سازه، تحلیل دینامیک افزایش یافته.

۱. مقدمه

پل‌ها از ارکان ضروری در شبکه حمل و نقل هستند و نقش مهمی در اقتصاد یک شهر و یا کشور ایفا می‌کنند. از آنجا که پل، به صورت بالقوه، یکی از آسیب‌پذیرترین سازه‌های بزرگراهی است، ایمنی و سرویس‌دهی آن همواره از چالش‌برانگیزترین مباحث پیش روست. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌ها، اطلاعاتی ارزشمند در خصوص تأثیرات زلزله، از جمله اختلال در ترافیک، اقتصاد منطقه و بازگردانی پل به شرایط مساعد قابل بهره‌برداری به دست می‌دهد. به هنگام انجام تحلیل خطر لرزه‌ای یک سیستم بزرگراهی، لازم است آسیب‌پذیری پل‌ها در سطوح مختلف بررسی گردد. به دست آوردن اطلاعات مربوط به آسیب‌پذیری پل‌ها از طریق مطالعات شکنندگی، به شکل گسترده‌ای به یک رویکرد رایج تبدیل شده است. مطالعات این‌چنینی علاوه بر در اختیار قرار دادن دید مناسب به طراحان سازه، می‌تواند امکان سرمایه‌گذاری ایمن‌تر و تصمیم‌گیری بهتر را برای مدیران شهری و مسئولین مدیریت بحران فراهم آورد و یا زمینه‌ای برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های قدیم طراحی شده مهیا سازد.

به طور کلی، پل‌ها از دو بخش اصلی روسازه و زیرسازه تشکیل می‌شوند. منظور از روسازه، شاه‌تیرها، دال عرشه، دیافراگم‌ها و سایر ملحقات آن‌ها می‌باشد. در حالی که زیرسازه شامل کوله‌ها و پایه‌های پل می‌شود. کوله‌ها اعضای هستند که علاوه بر تأمین شرایط تکیه‌گاهی در دو انتهای پل، مقاومت جانبی در راستای طولی و عرضی را برای روسازه فراهم می‌کنند. کوله‌ها خود دارای انواع گوناگونی هستند: کوله‌های یکپارچه با عرشه و کوله‌های دارای نشیمن. کوله‌های نشیمن‌دار عبارتند از: وزنی، U- شکل، پشت‌بنددار و شمعی (تونیا، ۱۹۹۴). کوله‌های شمعی که مورد نظر این مقاله است، متشکل از

دیواره پشتی^۱ و نشیمن عرشه^۲ هستند. در قسمت نشیمن، تکیه‌گاه‌های الاستومری حضور دارند که شاه‌تیرهای عرشه روی آن‌ها قرار می‌گیرند و کلید برشی که حرکت عرضی عرشه را مقید می‌کند. دیواره پشتی توسط شمع-های بتنی و خاک حمایت می‌شود که در نهایت، نیروی وارد بر عرشه را به زمین منتقل می‌کند (نیلسون، ۲۰۰۵). بخشی از کل نیروی زلزله وارد به سازه با ایجاد تغییر مکان در روسازه به کوله منتقل می‌شود و بخش دیگر آن به پایه‌های میانی پل می‌رسد (رستریو، ۲۰۰۶). این تقسیم نیرو بین کوله‌ها و پایه‌های میانی بستگی به سختی نسبی هر کدام دارد. به این نکته باید توجه کرد که منظور از نامنظمی در ارتفاع، تنها تفاوت در توزیع سختی پایه‌های میانی می‌باشد و سختی کوله‌ها به عنوان پایه‌های کناری در تعیین نامنظمی در نظر گرفته نمی‌شود (AASHTO، ۲۰۱۲). در مطالعات گذشته، تأثیر پایه‌های میانی در پاسخ اعضای کوله مورد ارزیابی قرار گرفته است. عباسی و همکاران (۲۰۱۵) مطالعات شکنندگی روی پل‌ها با دو نوع نامنظمی، اعم از نامنظمی ارتفاعی و مفصل میان-دهانه، را انجام داده و نتایج به دست آمده از پایه‌ها و اعضای کوله را با یکدیگر مقایسه کردند. کاویانی و همکاران (۲۰۱۲) تأثیر شکست کلید برشی واقع بر کوله را بر تقاضای لرزه‌ای به وجود آمده در پایه‌های میانی بررسی کردند. در برخی مطالعات، نتایجی در ارتباط با تأثیر بسیج شدن خاک پشت دیواره کوله بر تقاضای شکل‌پذیری پایه‌های میانی به دست آمده است (کوتسوغلو و پانتازوپولو، ۲۰۰۷). آویرام و همکاران (۲۰۰۸) به این نتیجه رسیدند که رفتار کوله به طرز چشمگیری روی پاسخ کل سیستم پل تأثیرگذار است. به طوری که هرچه مدل‌سازی کوله با دقت بیشتری انجام شود، نتایج واقع‌بینانه‌تری حاصل می‌گردد. نحوه مدل‌سازی پایه‌های میانی و شرایط تکیه‌گاهی آن‌ها نیز می‌تواند بر شکنندگی اعضای کوله مؤثر باشد.

^۲ Abutment seat

^۱ Backwall

که درباره تأثیر این عوامل بر پاسخ کوله بحث و بررسی صورت می‌پذیرد. به منظور در نظر گرفتن راستای اعمال تحریکات لرزه‌ای، بردار زلزله حاصل از دو مؤلفه افقی متعامد در هفت زاویه دوران داده می‌شود و پاسخ اعضای کوله در هر زاویه مورد ارزیابی‌های شکنندگی قرار می‌گیرد.

۲. مدل‌سازی

۲-۱. موارد مطالعاتی

شکل و درجه نامنظمی پل‌های مورد مطالعه از پژوهش انجام گرفته توسط جارا و همکاران (۲۰۱۵) برای پل‌های پنج دهانه برگرفته شده است. سیستم روسازه در این موارد مطالعاتی دارای عرشه بتنی به ضخامت ۰/۲ متر و هشت عدد شاه‌تیر I- شکل نوع چهار AASHTO بوده که در هر انتها و در هر یک‌سوم دهانه دارای دیافراگم عرضی می‌باشد. طول هر دهانه ۳۰ متر و عرض عرشه ۱۰/۶ متر برای عبور دو خط ترافیکی لحاظ شده است. تعداد ستون‌ها در هر پایه ۳ عدد با مقطع دایره‌ای به قطر ۱/۲ متر بوده که توسط سرستون به ابعاد ۲×۱/۲ متر یکپارچه می‌شوند و اتصال عرشه به سرستون از نوع مفصلی می‌باشد. مقاومت فشاری بتن مصرفی برای شاه‌تیرهای عرشه ۳۵ مگاپاسکال و برای سایر اعضا ۲۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده و حداقل تنش تسلیم میلگردها، ۴۱۲ مگاپاسکال می‌باشد. این مدل‌ها در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار CSiBridge (۲۰۱۵) تحت بار مرده، وسائط نقلیه و بار زلزله با رویکرد ترکیب بار ۳۰-۱۰۰ به وسیله طیف طرح آیین‌نامه AASHTO برای منطقه با لرزه‌خیزی بسیار زیاد و زمین نوع D تحلیل خطی و طراحی شدند تا اطلاعات لازم برای مدل‌سازی اجزای محدود از قبیل درصد آرماتورهای طولی مقاطع بتنی و نیروهای طراحی فونداسیون مشخص گردد. برای

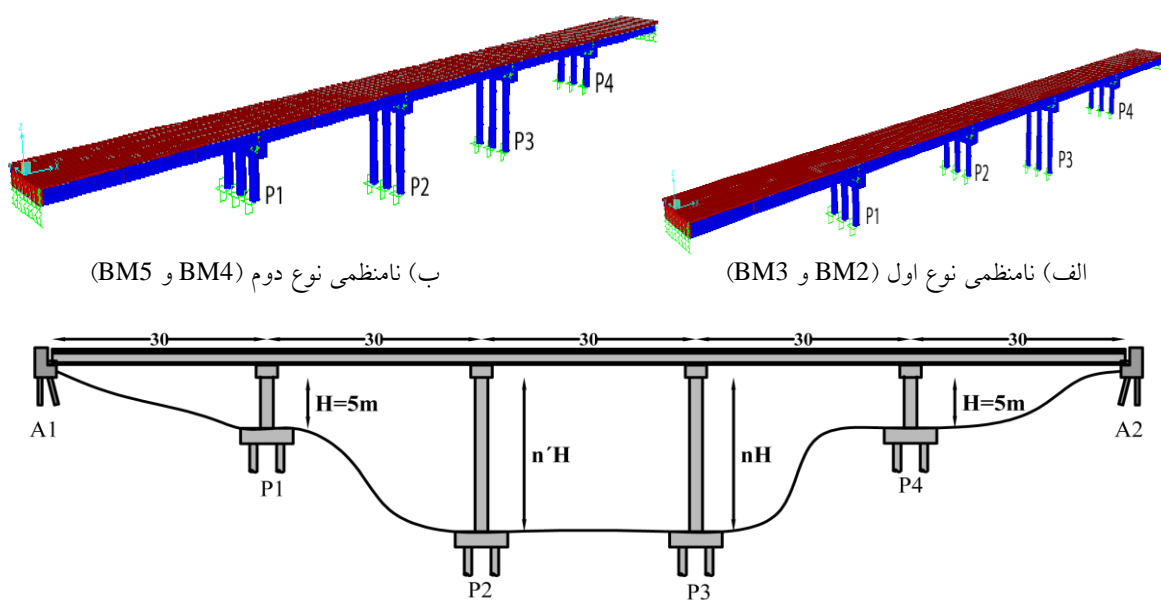
چرا که مستقیماً سختی کلی سازه را تغییر می‌دهد. لحاظ نمودن فونداسیون در مدل و در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه یکی دیگر از رویکردهای مدل‌سازی است که سبب می‌شود نتایج واقع‌بینانه‌تری از تحلیل سازه به‌دست آید. اگر پای فونداسیون گیردار فرض شده و اندرکنش خاک و سازه در مدل‌سازی و تحلیل لحاظ نشود، ممکن است به طراحی محافظه‌کارانه و یا دست‌پایین منجر شود (میلوکانیس، ۲۰۰۰). مفید بودن دیدگاه اندرکنش توسط دو عامل قابل بررسی است. یکی نیروی وارده بر اعضای سازه، مثل ستون‌ها و میزان انرژی جذب شده توسط سازه، و دیگری تغییر شکل کلی به‌وجود آمده در سازه، مانند تغییر مکان عرشه، که در اثر آسیب وارده به پایه‌ها رخ می‌دهد. اگر هر دوی این عوامل حکایت از کاهش تقاضا و آسیب به اعضا و یا سیستم پل داشته باشند، تأثیر اندرکنش سودمند تلقی می‌شود (جرمیک و همکاران، ۲۰۰۴).

برای پل‌هایی که تحت تأثیر تحریکات زلزله به وسیله دو مؤلفه افقی آن هستند، می‌بایست تعداد کافی شتابنگاشت با زوایای مختلف به پل اعمال نمود تا نامطلوب‌ترین حالت ممکن برای تقاضای مهندسی تک- تک اعضای پل حاصل گردد (Caltrans, ۲۰۱۳). این بدان معناست که با توجه به زاویه برخورد تحریکات، آسیب وارد بر سازه می‌تواند متفاوت باشد و لزوماً تقاضای لرزه‌ای حداکثر کل سازه در دو راستای اصلی آن اتفاق نیافتد. در ارتباط با اعمال شتابنگاشت در زوایای مختلف به پل‌های بزرگراهی مطالعاتی صورت گرفته است (توربل و شینوزوکا، ۲۰۱۴؛ بنرجی و شینوزوکا، ۲۰۱۱). در این مطالعه، خصوصیات شکنندگی اعضای مهم کوله پل‌های نامنظم در ارتفاع تحت تأثیر سوئگی^۱ زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. سه عامل مهم وارد شده در تحلیل، میزان و نوع نامنظمی پل‌ها، راستای اعمال شتابنگاشت و شرایط تکیه‌گاهی پایه‌های میانی می‌باشد

^۱ Directionality

سوم و دوم هستند. اطلاعات نامنظمی ارتفاع هر یک از پایه‌ها برای پنج مدل ساخته شده در جدول ۱ آورده شده است. در این جدول، منظور از درجه نامنظمی نسبت ارتفاع پایه‌های بلند به ارتفاع پایه‌های کوتاه است. علاوه بر مدل‌های نامنظم، یک مدل با ارتفاع پایه‌های برابر به منظور مقایسه بهتر تشکیل شد.

فونداسیون ۱۰ عدد شمع به روش حفاری (CIDH) به قطر هر کدام ۰/۷ متر و عمق ۲۰ متر در یک پروفیل خاک رسی نرم و خشک با مقاومت زهکشی نشده ۳۵ کیلوپاسکال و وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب لحاظ شده است. شکل ۱- الف نوع اول نامنظمی و شکل ۱- ب نوع دوم نامنظمی پل را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۱- ج دیده می‌شود، ارتفاع ستون‌های کوتاه ۵ متر بوده و n و n' ضرایب ارتفاع پایه‌های



ج) پروفیل طولی پل‌ها
شکل ۱. شکل نامنظمی پل‌ها

جدول ۱. مشخصات نامنظمی پل‌های مورد مطالعه

نام مدل	n	n'	درجه نامنظمی	نوع نامنظمی
BM1	۱	۱	۱	منظم
BM2	۲	۱	۲	اول
BM3	۳	۱	۳	اول
BM4	۲	۲	۲	دوم
BM5	۳	۳	۳	دوم

پس از تعریف ویژگی‌های فیزیکی پل‌ها در بخش‌های قبلی، در این بخش به مدل‌سازی عددی موارد مطالعاتی

۲-۲. مدل‌سازی اجزای محدود

برشی آن برابر ۷۵۸ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد. مشخصات پد الاستومری از جمله جنس و ضخامت آن از مقاله جارا و همکاران (۲۰۱۵) برگرفته شده است. اصطکاک بین شاه‌تیر و الاستومر باید به گونه‌ای باشد که عرشه روی آن نلغزد. ضریب اصطکاک بین سطح تحتانی شاه‌تیر و الاستومر از رابطه (۲) محاسبه می‌شود. ضریب اصطکاک یک الاستومر تابعی از تنش نرمال وارد بر آن است:

$$\mu = 0.05 + (0.4/\sigma_m) \quad (2)$$

که μ ضریب اصطکاک و σ_m تنش نرمال بر حسب مگاپاسکال است. همچنین، برای مدل‌سازی این عضو در نرم‌افزار از المان با طول صفر^۴ استفاده می‌شود. این المان با دو گره دارای مختصات یکسان تعریف می‌شود و یکی از این گره‌ها که مبین نشیمن کوله است و نئوپرن روی آن قرار می‌گیرد، مقید می‌شود (درجه آزادی انتقالی سوم در راستای قائم).

کلیدهای برشی در کوله، حرکت جانبی عرشه را در راستای عرضی پل کنترل می‌کنند. از کلید برشی در طراحی پل‌ها به عنوان عضو قربانی شونده یاد می‌شود که نقش فیوز را برای شمع‌های کوله در راستای عرضی ایفا می‌کند. بنابراین، این اعضا باید طوری طراحی شوند که قبل از شمع‌های کوله تخریب گردند. در واقع، مقاومت کلید برشی به اندازه ۷۵٪ مقدار ظرفیت برشی شمع‌های کوله محدود می‌شود (Caltrans، ۲۰۱۳). نتایج برخی مطالعات انجام شده پیرامون کلید برشی نشان می‌دهد که مقاومت شکست کلید برشی تحت اعمال شتاب‌نگاشت زلزله به مقدار چشمگیری بیشتر از مقاومت در نظر گرفته شده برای طراحی می‌باشد که در واقع باعث می‌شود اعضای کوله قبل از تخریب کلید برشی آسیب ببینند. به عبارت دیگر، برخی زلزله‌ها اثر کمتری در ایجاد نیرو و

با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آپنسیس^۱ (OpenSees، مک‌کنا و همکاران، ۲۰۰۶) پرداخته می‌شود. نرم‌افزار OpenSees یک نرم‌افزار کدباز در دستور برنامه‌نویسی C++ است که از برخی کتابخانه‌های عددی FORTRAN برای حل معادلات خطی استفاده می‌کند. این نرم‌افزار توسط مرکز مهندسی زلزله پاسیفیک^۲ (PEER) حمایت می‌شود.

۲-۲-۱. مدل‌سازی اجزای کوله

نیروهای وارد بر تکیه‌گاه‌های الاستومری (نئوپرن) شامل سربار عرشه، بار ترافیک و بار زلزله است. از جداسازهای الاستومری در کوله به عنوان تکیه‌گاه برای سیستم عرشه با شاه‌تیرهای سرتاسری و عرشه دال بتنی استفاده می‌شود. این نوع تکیه‌گاه‌ها از نظر بارگذاری لرزه‌ای نیز عملکرد خوبی از خود نشان داده‌اند. این اعضا به دلیل جنس الاستومری دارای حرکت جانبی قابل توجهی هستند و به وسیله سختی اولیه شناسایی می‌شوند. همچنین، رفتار مصالح این اعضا تابعی از ضریب اصطکاک مصالح الاستومری با شاه‌تیر عرشه می‌باشد. مدل‌سازی نئوپرن‌ها با کمک مصالح الاستوپلاستیک کامل در OpenSees صورت می‌پذیرد. ابتدا لازم است که سختی برشی اولیه آن‌ها به اضافه ضریب اصطکاکی مناسب تعیین گردد (چوی، ۲۰۰۲). سختی مصالح نئوپرن از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$k_0 = GA/h_r \quad (1)$$

که در آن A مساحت الاستومر، G مدول برشی و h_r شاخص اندازه الاستومر می‌باشد. برای هر الاستومر، G مقداری ثابت است و برای پل‌ها از ۵۵۰ تا ۱۲۴۰ کیلونیوتن بر متر مربع بسته به سفتی^۳ آن متغیر است. برای پل‌های تحقیق حاضر از نئوپرن نوع Shore A 60 با ضخامت ۶ سانتی‌متر استفاده گردید که ضریب مقاومت

^۳ Hardness

^۴ Zero length element

^۱ Opens System for Earthquake Engineering

^۲ Pacific Earthquake Engineering Research

آزمایش قرار داد و رابطه زیر را برای تخمین نمودار نیرو- تغییر مکان خاک رسی پیشنهاد کرد:

$$F(y) = \left(\frac{8y}{1 + 1.3y} \right) H \quad (3)$$

خاک پشت دیواره کوله و اطراف شمع ها از جنس رس و ارتفاع دیواره کوله (H) ۱/۷ متر می باشد. نمودار نیرو-تغییر مکان کوله می تواند با یک فضای خالی اولیه مدل سازی شود که در اینجا مقدار ۲/۵۴ سانتی متر برای آن لحاظ می شود. کالترنس (۲۰۱۳) تغییر مکان (y) متناظر با مقاومت نهایی (Fu) را برای خاک های رسی ۰.۵٪ ارتفاع دیواره کوله معرفی می کند. در کوله های نشیمن دار شمعی، بسیج شدن خاک کوله فقط در راستای طولی در نظر گرفته می شود. چرا که در اغلب این نوع کوله ها دیواره کناری بسیار کوچک است و تنها شمع کوله در راستای عرضی مقاومت می کند (نیلسون، ۲۰۰۵). شماتیک مدل سازی المان های کوله و مصالح در نظر گرفته شده برای آن را می توان در شکل ۲ ملاحظه نمود.

۲-۲-۲. مدل سازی سایر اجزای پل

برای مدل سازی مصالح بتنی از Concrete01 مطابق مدل مندر و همکاران (۱۹۸۸) مقادیر مقاومتی و کرنشی مصالح بتنی در هسته محصور شونده مقطع و قسمت پوششی آن استفاده می شود. همچنین، از مصالح Steel01 به منظور مدل سازی آرماتورهای فولادی استفاده می گردد. برای ستون، المان dispBeamColumn به کار گرفته می شود که یک المان تیرستون بر مبنای جابجایی و قابلیت تشکیل پلاستیسیته گسترده در طول عضو است (عباسی و همکاران، ۲۰۱۵). برای مش بندی مقطع ستون از مقطع فایبر دایره ای شکل و برای سرستون از مقطع فایبر مستطیلی استفاده می گردد. قسمتی از ستون که از بالا و پایین در سرستون و سرشمع مدفون است، با یک المان صلب مدل می شود (نیلسون، ۲۰۰۵). برای مدل سازی

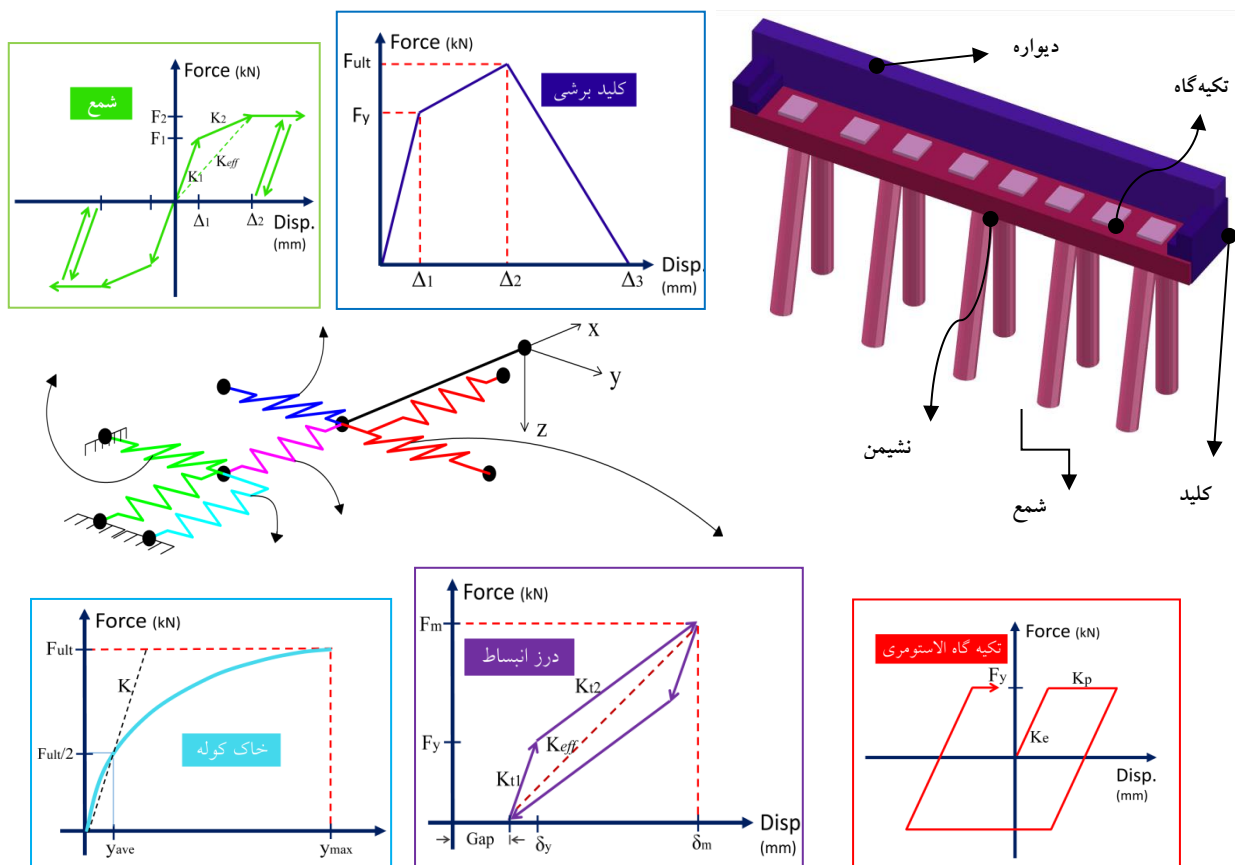
تغییر شکل کلید برشی دارند و تقاضای بیشتری در شمع های کوله به وجود می آورند. بنابراین، در هنگام ایده آل سازی رفتار اعضای پل از نظر توالی تسلیم شوندگی معمولاً از کلید برشی صرف نظر می شود (گوئل و چوپرا، ۲۰۰۸). در این پژوهش، برای مدل سازی مصالح کلید برشی، از مدل هیسترتیک سه خطی ارائه شده توسط مگالی و همکاران (۲۰۰۲) استفاده می گردد که بر مبنای آزمایش های تجربی به دست آمده است. همچنین، برای مدل سازی المان آن، یک فنر با طول صفر در راستای درجه آزادی دوم (راستای عرضی پل) به کار برده می شود. یک المان دیگر با مصالح دوخطی به منظور مدل سازی ضربه وارده از شاه تیرهای عرشه به دیواره کوله مورد استفاده قرار می گیرد که دارای یک درز انبساط ۳/۵ سانتی متری است و نیرو را از عرشه به خاک و شمع های کوله منتقل می کند (موتوکومار، ۲۰۰۳).

رفتار شمع های کوله توسط مصالح هیسترتیک متقارن (مارتین و یان، ۱۹۹۵) مدل می شوند. کالترنس (۲۰۱۳) سختی مؤثر هر عدد شمع کوله را به ازای یک متر از عرض کوله، ۷ کیلونیوتن بر میلی متر پیشنهاد می کند. سختی خط اول مصالح هیسترتیک آن متناظر با ۲/۳۳ برابر سختی مؤثر و سختی کاهش یافته خط دوم متناظر با ۰/۴۲۸ برابر سختی مؤثر در نظر گرفته می شود (چوی، ۲۰۰۲). مدل سازی شمع های کوله در راستاهای طولی و عرضی یکسان صورت می گیرد. برای مدل سازی رفتار مقاوم شمع های کوله از مصالح هایپربولیک گپ^۱ استفاده می شود (شمس آبادی و یان، ۲۰۰۸). سختی مؤثر خاک کوله و همچنین مقاومت نهایی آن تا حد بسیار زیادی به ارتفاع دیواره کوله و جنس خاک بستگی دارد. با افزایش ارتفاع دیوار و یا تغییر جنس خاک از رس به ماسه، سختی مؤثر و مقاومت نهایی افزایش یافته و به تبع آن مقدار تغییر شکل خاک کاهش می یابد. شمس آبادی (۲۰۰۷) رفتار خاک پشت دیواره را با مقیاس مناسب مورد

^۱ Hyperbolic Gap

قسمت فوقانی پایه با گره‌های سرستون با استفاده از دستور equalDOF یکسان سازی می‌شود تا یک اتصال مفصلی پدید آید. برای مدل‌سازی سرشمع در فونداسیون شمعی از المان صلب و برای مدل‌سازی شمعی از المان dispBeamColumn استفاده می‌شود. خاک اطراف فونداسیون نیز با به‌کارگیری فنرهای P-y برای مقاومت جانبی و T-z برای مقاومت محوری خاک مدل می‌گردد. رفتار چرخه‌ای منحنی‌های P-y که توسط بولانگر و همکاران (۱۹۹۹) ارائه شده، در این پژوهش استفاده شده است. مصالح PySimple، TzSimple و QzSimple در OpenSees برای معرفی مشخصات خاک به‌کار برده می‌شود و در آن‌ها برای تعیین مقاومت خاک در هر طولی از شمعی از روابط ارائه شده توسط آیین‌نامه API (۲۰۰۷) استفاده گردیده است.

عرشه، گره‌هایی به فاصله ۲ متر از یکدیگر در طول پل تشکیل شده است. برای تعریف المان عرشه باید برآیند خصوصیات مکانیکی هر ۸ شاه‌تیر تشکیل‌دهنده روسازه به اضافه دال بتنی اعم از مساحت مقطع، مدول الاستیسیته، مدول برشی، ممان اینرسی خمشی و پیچشی محاسبه و به المان الاستیک معادل اختصاص داده شود. برای آنکه رفتار پیچشی پل به نحو درستی مدل شود، از یک سری المان صلب در جهت عمود بر محور پل از دو طرف به المان الاستیک میانی متصل می‌گردد (عباسی و همکاران، ۲۰۱۵). برای ساخت این المان از تیر الاستیک با مدول الاستیسیته بی‌نهایت استفاده می‌شود. برای اتصال عرشه به سرستون در سیستم روسازه با شاه‌تیرهای بتنی، آرماتورهای دوزنده تیر سرستون به شاه‌تیر به‌کار برده می‌شود. درجات آزادی انتقالی تمام گره‌های عرشه در



شکل ۲. شمایک اعضای کوله، رفتار مصالح و چیدمان المان‌های آن در مدل اجزای محدود

۲-۴. خصوصیات دینامیک پل ها

و ماتریس سختی محاسبه می گردد. با انجام تحلیل مودال مشخص می شود که برای همه پل ها مود ارتعاشی اول در راستای طولی پل و مود ارتعاشی دوم در راستای عرضی می باشد. جدول ۲ پریود هر یک از مدل های ساخته شده را نشان می دهد.

برای محاسبه پریود مدل های تشکیل شده از تحلیل مودال با میرایی ۰/۵ استفاده می شود. میرایی رایلی به تمام المان ها و گره هایی که قبلاً تعریف شده بود، اختصاص داده شده است. ماتریس میرایی به صورت ترکیبی از ماتریس جرم

جدول ۲. پریود ارتعاشی پل های مورد مطالعه

مدل	با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه		بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه	
	پریود مد ارتعاشی اول (s)	پریود مد ارتعاشی دوم (s)	پریود مد ارتعاشی اول (s)	پریود مد ارتعاشی دوم (s)
BM1	۰/۵۷	۰/۳۶	۰/۳۱	۰/۲۲
BM2	۰/۶۳	۰/۴۱	۰/۳۵	۰/۳۱
BM3	۰/۶۱	۰/۵۳	۰/۴۵	۰/۳۷
BM4	۰/۷۱	۰/۴۴	۰/۴۱	۰/۳۲
BM5	۰/۷۳	۰/۶۴	۰/۵۳	۰/۴۳

شتابنگاشت پیشنهاد شده توسط FEMA_p695 (۲۰۰۹) مورد استفاده قرار می گیرد. مشخصات این شتابنگاشت ها که از مرکز مهندسی زلزله پاسیفیک (PEER, ۲۰۱۵) برگرفته شده در جدول ۳ قابل مشاهده است. سپس، هر شتابنگاشت به نحوی مقیاس می شود که گستره مناسبی از سنجه شدت و همچنین رفتار سازه، از حد الاستیک تا خرابی را پوشش دهد (وامواتسیکوس و کرنل، ۲۰۰۲). برای انجام تحلیل IDA، ابتدا پارامتر سنجه شدت از یک مقدار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه با استفاده از تحلیل دینامیک غیرخطی تا سطح مشخصی از سنجه شدت برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر با یک الگوریتم مناسب مقیاس می گردد و در هر مرحله این ضریب مقیاس به شتابنگاشت زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن، مورد تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی قرار می گیرد. در پایان هر یک از مراحل تحلیل، تقاضای هر عضوی از سازه (EDP) متناظر با سطحی از سنجه شدت (IM) ثبت می گردد و در نهایت با در دست داشتن

۳. تحلیل دینامیک افزاینده

یکی از روش های تحلیل بر اساس عملکرد و حالات حدی اعضای سازه، تحلیل دینامیک افزاینده^۱ (IDA) است. از نتایج به دست آمده از تحلیل IDA می توان مطالعات شکنندگی انجام داد. تحلیل IDA می تواند اطلاعات ارزشمند بسیاری از پاسخ های سازه در برابر شدت های متفاوت زلزله را در اختیار قرار دهد. از سوی دیگر، یکی از عدم قطعیت های مهم در ارزیابی لرزه ای سازه ها، طبیعت ذاتی زلزله (RTR)^۲ است (تهرانی و میشل، ۲۰۱۳) که جزو عدم قطعیت های تصادفی به شمار می رود و از آنجا که این عدم قطعیت کمی نیست، نیاز به لحاظ کردن اثر تغییر شتابنگاشت زلزله بر پاسخ لرزه ای سازه با انجام آنالیزهای دینامیک متعدد توسط شتابگاشت های متفاوت زلزله می باشد. برای وارد کردن عدم قطعیت های موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله ها در این پژوهش، تعداد ۲۲ جفت

^۲ Record-To-Record variability

^۱ Incremental Dynamic Analysis

کرنل (۲۰۰۴) پیشنهاد شد. این روش هر شتابنگاشت را به نحوی مقیاس می‌کند که تعداد مراحل تحلیل‌ها به حداقل ممکن کاهش یابد. بنابراین، تحلیل به گونه‌ای پیش می‌رود که هر چه سریع‌تر با اعمال ضرایب مقیاس اولیه به عدم همگرایی یا معیار توقف برسد. هدف از به‌کار بردن روش Hunt&Fill در این تحقیق، کاهش زمان و هزینه‌های مربوط به انجام تحلیل‌های کامپیوتری با پردازشگرهای موازی بوده است. تحلیل IDA با این که می‌تواند اطلاعات ارزشمندی از رفتار سازه در زلزله‌ها با شدت‌ها و محتوای فرکانسی متفاوت در اختیار محققین قرار دهد، اما از طرف دیگر برای برخی مدل‌های سنگین از نظر زمانی و استفاده از منابع کامپیوتری مقرون به صرفه نمی‌باشد. در دو دهه اخیر، با رشد قابلیت‌هایی چون پردازش موازی و ظهور روش‌های بهینه‌کننده مراحل انجام آنالیز، تحلیل دینامیک افزاینده بیش از پیش مورد توجه قرار گرفته است.

مجموعه‌ای از مقادیر EDP و IM، منحنی IDA برای شتابنگاشت مورد نظر ترسیم می‌شود. این عمل برای تمامی شتابنگاشت‌های انتخاب شده صورت گرفته و در پایان با مشخص نمودن حالات حدی خرابی و خلاصه سازی و تفسیر مناسب این دسته منحنی‌ها به بررسی عملکرد و رفتار اعضای کوله تحت شرایط مختلف پرداخته می‌شود.

۳-۱. الگوریتم Hunt & Fill

همانطور که در بخش قبل اشاره شد، برای مقیاس نمودن معیار سنجش شدت لرزه‌ای می‌بایست از یک الگوریتم مناسب استفاده شود تا علاوه بر بهینه شدن دفعات مقیاس نمودن هر شتابنگاشت، تحلیل IDA از دقت و سرعت کافی برخوردار باشد. یکی از این روش‌ها استفاده از الگوریتم Hunt&Fill است که توسط وامواتسیکوس و

جدول ۳. مشخصات نمونه آماری شتابنگاشت‌ها

زلزله	سال	بزرگا	فاصله از مرکز	ایستگاه	نوع خاک	PGVmax(cm/s)
Northridge	1994	6.7	9.4	Beverly Hills - Mulhol	D	63
Northridge	1994	6.7	11.4	Canyon Country-WLC	D	45
Duzce, Turkey	1999	7.1	12	Bolu	D	62
Hector Mine	1999	7.1	10.4	Hector	C	42
Imperial Valley	1979	6.5	22	Delta	D	33
Imperial Valley	1979	6.5	12.5	El Centro Array #11	D	42
Kobe, Japan	1995	6.9	7.1	Nishi-Akashi	C	37
Kobe, Japan	1995	6.9	19.1	Shin-Osaka	D	38
Kocaeli, Turkey	1999	7.5	13.6	Duzce	D	59
Kocaeli, Turkey	1999	7.5	10.6	Arcelik	C	40
Landers	1992	7.3	23.6	Yermo Fire Station	D	52
Landers	1992	7.3	19.7	Coolwater	D	42
Loma Prieta	1989	6.9	8.7	Capitola	D	35
Loma Prieta	1989	6.9	12.2	Gilroy Array #3	D	45
Manjil, Iran	1990	7.4	12.6	Abbar	C	54
Superstition Hills	1987	6.5	18.2	El Centro Imp. Co.	D	46
Superstition Hills	1987	6.5	11.2	Poe Road (temp)	D	36

Cape Mendocino	1992	7.0	7.9	Rio Dell Overpass	D	44
Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	10	CHY101	D	115
Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	26	TCU045	C	39
San Fernando	1971	6.6	22.8	LA - Hollywood Stor	D	19
Friuli, Italy	1976	6.5	15	Tolmezzo	C	31

۳-۲. انتخاب سنجه شدت بهینه

سنجه‌های شدت پُرکاربرد در ادبیات فنی عبارتند از: حداکثر شتاب حرکت زمین (PGA) و شتاب طیفی در پریود مد ارتعاشی اول (Sa(T1)) (نیلسون، ۲۰۰۵). در پژوهش‌های اخیر در ارتباط با عملکرد لرزه‌ای اعضای پل، ونگ و همکاران (۲۰۱۳) و کاویانی و همکاران (۲۰۱۲)، سنجه شدت حداکثر سرعت حرکت زمین (PGV) را به‌عنوان سنجه شدت بهینه معرفی کردند. با بررسی سه سنجه شدت فوق در سطح ظرفیتی شکست نهایی پل، PGV به‌عنوان سنجه شدت کارا تر شناخته شد که در این مطالعه از آن استفاده می‌شود. در تحلیل‌های سه‌بعدی، میانگین هندسی PGV مربوط به دو شتابنگاشت افقی اعمال شده به سازه مورد نظر توسط محققین به کار برده می‌شود (بیکر و کرنل، ۲۰۰۶).

۴. ملزومات ارزیابی عملکرد لرزه‌ای

۴-۱. پارامتر تقاضای مهندسی و تعریف حالات

حدی

تحلیل عملکردی و شکنندگی هر سازه با تعریف پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)^۱ و حدود ظرفیتی اعضا (CDT)^۲ میسر می‌شود. مقادیر EDP به‌وسیله حداکثر پاسخ عضو در هر مرحله تحلیل IDA به ازای سنجه شدت مقیاس شده به‌دست می‌آید و آسیب وارده بر سازه به‌وسیله CDT که به‌صورت مجزا برای هر عضو تعریف می‌شود، مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای اعضای که در

دو راستای افقی متعامد پل تعریف شده‌اند، حداکثر برآیند پاسخ ضبط شده آن‌ها در راستای طولی و عرضی به عنوان EDP در نظر گرفته می‌شود. برای به‌دست آوردن مقادیر ظرفیتی باید ارزیابی آماری قابل قبولی وجود داشته باشد که از مطالعات عددی یا آزمایش‌های تجربی حاصل شده باشد. راماناتان (۲۰۱۲) در پژوهش خود، تعداد زیادی پل‌های بزرگراهی با کوله نشیمن‌دار دارای هندسه‌های متفاوت را مورد مطالعات آماری قرار داد و مقادیر میانه و انحراف معیار حالت‌های حدی را برای هر یک از اعضای کوله، ستون، عرشه و فونداسیون ارائه نمود. این مقادیر بر مبنای آزمایش، تجربه و روابط ارائه شده در آیین نامه کالترنس می‌باشند. از آنجا که نمی‌توان تأثیر تمامی اعضای پل را در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای کل سازه یکسان فرض نمود، اعضای پل را به دو دسته مختلف تقسیم می‌کنند: اعضای اولیه و اعضای ثانویه. اعضای اولیه اعضایی هستند که در پایداری سازه و تحمل بارهای وارد بر آن دخالت مستقیم دارند. آسیب جدی به این اعضا باعث بسته شدن کامل پل بر روی ترافیک می‌گردد. عکس این تعریف در مورد اعضای ثانویه صدق می‌کند. ستون‌های پل و تغییرمکان عرشه نسبت به نشیمن کوله از جمله اعضای اولیه به شمار می‌آیند (راماناتان، ۲۰۱۲). سایر اعضای تشکیل دهنده پل از جمله فونداسیون و اجزای کوله را می‌توان در گروه اعضای ثانویه جای داد. جدول ۴، پارامتر تقاضای مهندسی و حدود ظرفیتی را برای اعضای کوله که مورد بحث این مقاله هستند، ارائه

^۲ Capacity Damage Threshold

^۱ Engineering Demand Parameter

زیر برقرار باشد، فرض می‌شود که سیستم پل دچار شکست شده است:

۱- تقاضای شکل‌پذیری انحنایی ستون پل از ۱۲ عبور کند.

۲- تغییر مکان نسبی عرشه پل از روی نشیمن کوله از مقدار ۵۲/۵ سانتی‌متر فراتر رود.

برای پلهایی که با آیین‌نامه‌های جدید طراحی می‌شوند، عبور تقاضای شکل‌پذیری انحنایی برای ستون-ها از ۱۲ به منزله خرد شدن کاور بتنی و از دست رفتن آرماتورهای محصور کننده، کماتش و تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی ستون و دریافت ماندگار چشمگیر می‌باشد. عبور تغییر مکان عرشه نسبت به نشیمن کوله از ۵۲/۵ سانتی‌متر به منزله افتادگی عرشه از نشیمن کوله می‌باشد. مقدار مجاز تغییر مکان نسبی عرشه روی کوله برای آنکه افتادگی عرشه تلقی شود، تحت تأثیر عواملی چون حداقل عرض مورد نیاز نشیمن کوله و درز انبساط بین عرشه و دیواره کوله می‌باشد. برای پلهای جدید طراحی شده، کالترنس (۲۰۱۳) مقدار حداقل عرض نشیمن کوله را ۶۰ سانتی‌متر لازم می‌داند. همچنین، در این مقاله، فاصله درز انبساط ۲/۵ سانتی‌متر لحاظ شده که جزو فواصل کوچک تلقی می‌شود. طبق مطالعات آماری صورت گرفته روی افتادگی عرشه در پلهای با کوله نشیمن‌دار، راماناتان (۲۰۱۲) مقدار میانه حالت ظرفیتی را ۵۲/۵ سانتی‌متر با انحراف از معیار ۰/۳۵ پیشنهاد می‌کند. بنابراین، به ازای هر سنجه شدت بزرگتر از $PGV_{failure}$ ، پل شرایط شکست را تجربه می‌کند و انجام هیچ تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی با ضریب بزرگتر برای ارزیابی عملکرد سایر اعضا معقول نبوده و از موضوعیت برخوردار نمی‌باشد. با توجه به اینکه اعضای کوله در زمره اعضای ثانویه قرار می‌گیرند، مطالعات شکنندگی برای آنها باید به ازای شتابنگاشت‌هایی صورت پذیرد که قابلیت رساندن تقاضای لرزه‌ای این اعضا را تا حدود ظرفیتی تعریف شده در جدول ۴، پیش

می‌دهد. برای اعضای کوله دو سطح آسیب تعریف می‌شود: CDT-0 که فراگذشت تقاضای عضو از آن به معنای آسیب ظاهری است و عملکرد آن با تعمیرات کوچکی قابل بازیابی است، و CDT-1 که بیشتر شدن تقاضای عضو از آن به معنای این است که برای رفع آسیب وارده در این سطح، تمهیدات مهمی جهت تعمیر عضو باید صورت گیرد. از آنجا که خرابی شدید اعضای ثانویه تبعات مهلك خرابی اعضای اولیه را در پی ندارد، تنها CDT-0 و CDT-1 برای ارزیابی عملکردی آنها استفاده می‌شود.

جدول ۴. مقادیر کمی متناظر با حالات حدی

عضو کوله	EDP (cm)	CDT-0	CDT-1
تکیه گاه	تغییر شکل	۲/۵	۱۰/۰
الاستومری			
کلید برشی	تغییر شکل	۳/۷۵	۱۲/۵
رفتار مقاوم خاک	تغییر مکان	۷/۵	۲۵/۰
شمع کوله	تغییر مکان	۲/۵	۱۰/۰

۴-۲. معیار شکست سیستم پل

با توجه به اینکه ستون در پایه‌های پل و نشست عرشه (تغییر مکان بیش از حد عرشه نسبت به نشیمن کوله) جزو اعضای اولیه پل محسوب می‌شوند، آسیب کامل به یکی از آنها باعث خارج شدن پل از شرایط سرویس‌دهی شده و پل روی ترافیک بسته می‌شود (راماناتان، ۲۰۱۲). در واقع، آسیب کامل به هر یک از این اعضا به معنای شکست نهایی سیستم پل و بدون استفاده شدن آن است. از آنجا که نرم‌افزارهای مدل‌سازی و تحلیل سازه قادر به شبیه‌سازی همه مکانیزم‌های شکست در پل نیستند، نیاز است تا با استفاده از تعریف حدود ظرفیتی مربوط به آسیب کامل اعضای مهم، معیار شکست را برای پل تعریف کرد (کاوایی و همکاران، ۲۰۱۲). اگر در هر IDA به ازای یک سنجه شدت ($PGV_{failure}$) یکی از دو شرط

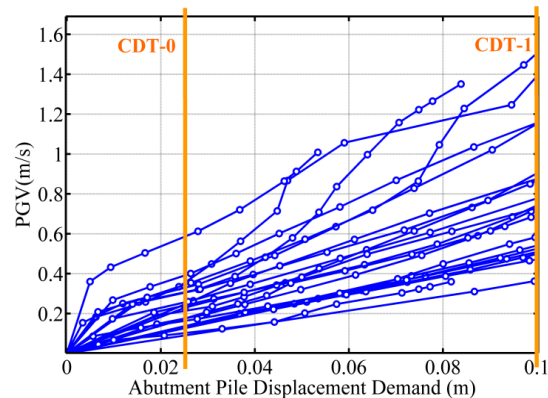
۵. بررسی عملکرد اعضای کوله

در این بخش، در باره شکنندگی لرزه‌ای اعضای نشیمن کوله (کلید برشی و تکیه‌گاه الاستومری)، خاک رسی پشت دیواره و شمع‌های حمایت‌کننده آن بحث و بررسی صورت می‌گیرد.

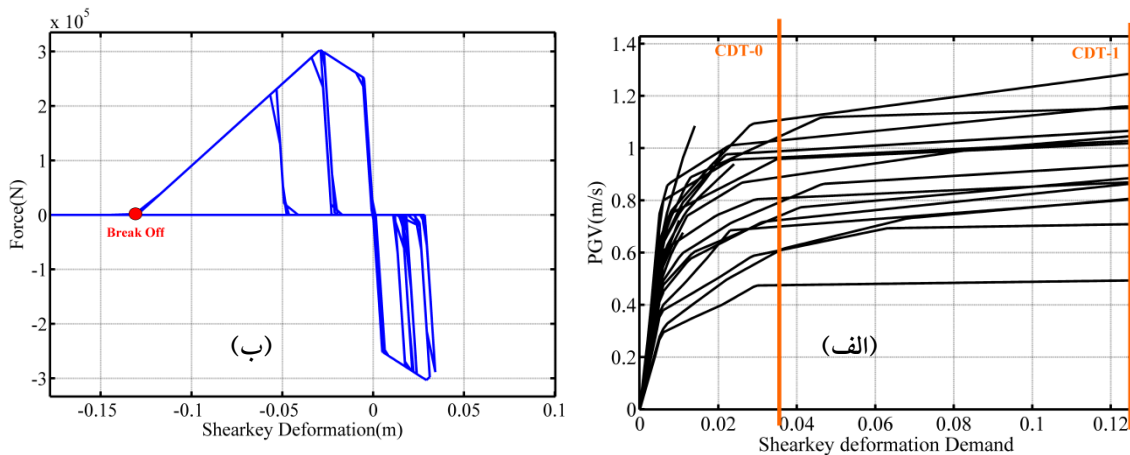
۵-۱. شکنندگی اعضای نشیمن

پاسخ لرزه‌ای تکیه‌گاه‌های الاستومری به حرکت عرشه و کلید برشی بستگی دارد. در سنجه‌های شدت کوچکتر، جایی که کلید برشی دچار شکست نمی‌شود و دارای تغییرشکل‌های جزئی است، پاسخ تکیه‌گاه الاستومری تا حد بسیار زیادی تحت تأثیر پاسخ حرکت عرشه در راستای طولی می‌باشد. به ازای برخی زلزله‌ها (بسته به محتوای فرکانسی آن‌ها) کلید برشی دچار شکست شده و پاسخ تغییرشکل تکیه‌گاه الاستومری تابعی از حرکت عرشه در راستاهای طولی و عرضی خواهد بود. در اینجا، منظور از شکست کلید برشی افزون شدن تقاضای تغییرشکل آن از ۱۲/۵ سانتی‌متر می‌باشد (جدول ۴). از منحنی‌های IDA به دست آمده در این پژوهش دریافت می‌شود که شکست کلید برشی اغلب برای PGVهای بزرگتر از ۰/۵ متر بر ثانیه اتفاق می‌افتد. به عنوان نمونه، در شکل ۴- الف، نمودار IDA مربوط به کلید برشی مدل BM5 تحت زاویه اعمال تحریکات صفر درجه ارائه شده است. همچنین، در شکل ۴- ب، نمودار سه خطی نیرو-تغییر مکان کلید برشی تحت اثر زلزله مقیاس شده Kobe در $PGV=1.37 \text{ m/s}$ به تصویر کشیده شده است. برای مدل‌های مختلف، در زوایای گوناگون اعمال شتابنگاشت، مشاهده می‌شود که شکست کلید برشی قبل از شکست نهایی پل، به ازای درصدی از شتابنگاشت‌های مقیاس شده در تحلیل IDA رخ می‌دهد.

از شکست سیستم پل، داشته باشند. به عبارت دیگر، از آنجایی که اعضای کوله به صورت جدا از سیستم پل بررسی نمی‌شوند، پاسخ لرزه‌ای اعضای آن بستگی به عملکرد عرشه و پایه‌ها دارد. بدیهی است که از میان کل نمونه آماری انتخاب شده به عنوان شتابنگاشت برای تحلیل دینامیک غیرخطی، برخی شتابنگاشت‌ها بسته به محتوای فرکانسی، تقاضای بعضی از اعضای ثانویه را به حدود ظرفیتی تعیین شده نمی‌رسانند. بنابراین، مطالعات عملکردی در این پژوهش با استفاده از شتابنگاشت‌هایی صورت می‌گیرد که تقاضای پل را به حدود آسیب تعریف شده می‌رسانند. به عنوان مثال، در شکل ۳، نمودار IDA برای تغییر مکان شمع کوله نشان داده شده است. این نمودار مربوط به مدل BM3 در زاویه صفر درجه است که مقادیر تقاضا-سنجه شدت را برای زلزله‌های به کار گرفته شده در این پژوهش به ازای مقادیر افزاینده PGV پیش از شکست نهایی سازه در $PGV_{failure}$ نمایش می‌دهد. در شکل ۳، همه‌ی ۲۲ جفت شتابنگاشت استفاده شده، حالت حدی CDT-0 را می‌گذرانند ولی ۳ جفت شتابنگاشت پیش از رساندن تقاضای شمع کوله به CDT-1 منجر به شکست نهایی پل شده‌اند. بنابراین، شتابنگاشت‌هایی در تخمین خصوصیات شکنندگی اعضای پل استفاده می‌شوند که قابلیت رساندن آن را به حالت ظرفیتی یا سطح آسیب تعیین شده داشته باشند (بیکر، ۲۰۰۵).



شکل ۳. نمودار IDA مربوط به تغییر مکان شمع کوله



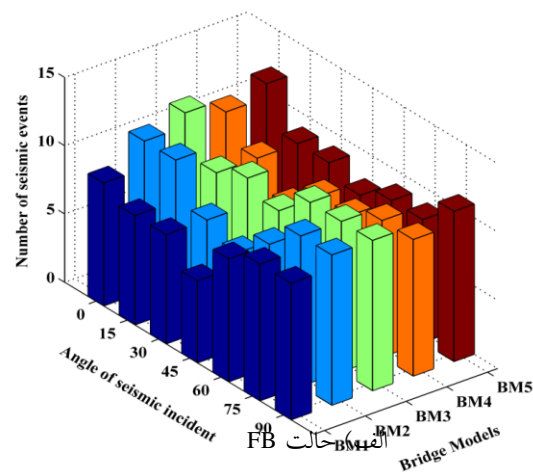
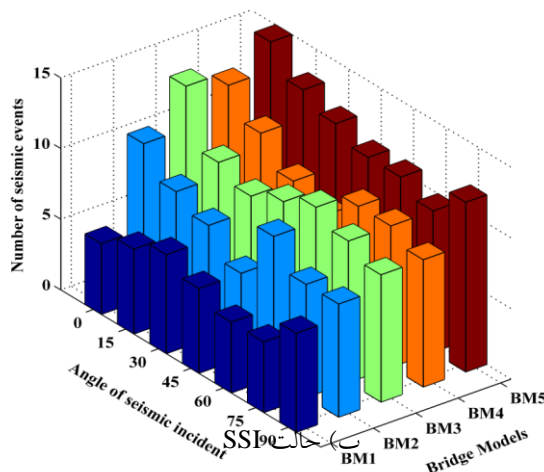
شکل ۴. الف) نمودار IDA مربوط به تغییر شکل کلید برشی و ب) نمودار نیرو- تغییر مکان کلید برشی

ترتیب برابر با ۲۶، ۳۹ و ۴۵ درصد می‌باشد. همانطور که از شکل ۵ نیز پیداست، علاوه بر تأثیر محتوای فرکانسی هر شتابنگاشت بر مدل‌های نامنظمی که به عنوان یکی از عدم قطعیت‌های تحلیل دینامیک افزاینده نیز محسوب می‌شود، زاویه اعمال تحریکات نیز از دیگر عوامل تأثیرگذار در تعداد شتابنگاشت‌های منجر به شکست کلید برشی است. در زوایای مختلف، تعداد شتابنگاشت‌های منجر به شکست برای مدل‌های مختلف، تغییر می‌کند. کلید برشی کوله از جمله اعضایی است که شکست یا عدم شکست آن به ازای زلزله‌های مختلف اغلب مورد بحث پژوهشگران قرار گرفته است (کاویانی و همکاران، ۲۰۱۲). آمار مشابهی برای کلیدهای برشی مربوط به مدل‌های با شرایط تکیه‌گاهی گیردار به دست می‌آید. این بار مشاهده می‌شود که تعداد شتابنگاشت‌های منجر به شکست کلید برشی تقریباً یکسان است. اگرچه با مقایسه تعداد این شتابنگاشت‌ها مجدداً نتیجه می‌شود که پل‌های نامنظم از این حیث دارای درصد بیشتری می‌باشند. به عنوان مثال، برای مدل‌های BM3 و BM5 به طور میانگین در همه زوایای اعمال شتابنگاشت، این مقدار به ترتیب برابر با ۴۷ و ۴۴ درصد حاصل شده است. اختلاف مدل‌های BM2 و BM4 نیز با درجه نامنظمی قبلی در حد اندکی بوده و به ترتیب برابر با ۴۴ و ۴۳/۵ درصد است.

از نظر تئوری، به ازای همه شتابنگاشت‌ها، با افزایش روند مقیاس شونددگی در تحلیل IDA، امکان شکست کلید برشی را می‌توان انتظار داشت. اما در واقعیت، زمانی که پل به دلیل شکست ستون و افتادگی عرشه (معیارهای شکست سیستم پل) دچار آسیب حد فروپاشی شده است، افزایش شدت زلزله برای رساندن تقاضای یک عضو ثانویه مانند کلید برشی به حد شکست نهایی آن معنی ندارد. تعداد شتابنگاشت‌هایی که باعث شکست کلید برشی می‌شوند، در مدل با اندرکنش خاک و سازه (SSI) و مدل بدون اندرکنش خاک و سازه (FB) متفاوت است. در مدل‌های SSI، تعداد شتابنگاشت‌هایی (از مجموع ۲۲ جفت شتابنگاشت) که با مقیاس شدن در تحلیل IDA باعث تخریب کلید برشی می‌شوند، با افزایش درجه نامنظمی بیشتر می‌شود. شکل ۵ بیانگر این موضوع است. در واقع، این شکل تأثیر محتوای فرکانسی شتابنگاشت‌ها بر شکست کلید برشی در پل‌های نامنظم را نشان می‌دهد. در پل‌های دارای درجه نامنظمی بیشتر BM3 و BM5 مشاهده می‌شود که به طور میانگین، در همه زوایای یک مدل، به ترتیب ۵۵/۵ و ۴۸ درصد از تعداد شتابنگاشت‌ها منجر به شکسته شدن کلید برشی شده‌اند. این آمار برای مدل‌های BM1، BM2 و BM4 به

می شوند که کلید برشی شکسته شوند. اگرچه تعداد شتابنگاشت های منجر به شکست، که به طور مستقیم بیانگر ویژگی های شکنندگی یک عضو نیستند، اما می توانند در تخمین صحیح تر پارامترهای شکنندگی از جمله مقادیر میانه و پراکندگی تأثیرگذار باشد (بیکر، ۲۰۱۵).

در حالی که برای مدل BM1 این مقدار برابر با ۳۹٪ می باشد. با توجه به اینکه آسیب وارد به کلید برشی در سطح ظرفیتی CDT-1 به صورت مطلق (شکسته شدن یا نشدن کلید برشی) صحبت می شود، این سؤال به وجود می آید که چند درصد از شتابنگاشت های تحت بررسی باعث



شکل ۵. تعداد شتابنگاشت های منجر به شکست کلید برشی در تحلیل IDA

شدت کمتری دچار آسیب می شود و بنابراین پاسخ لرزه ای بحرانی تری را به دست می دهد. با این توصیف، نتایج بررسی مقادیر λ در مدل های FB و SSI حکایت از آن دارد که تکیه گاه الاستومری به طرز چشمگیری پاسخ محافظه کارانه تری را در مدل های FB نسبت به مدل های SSI چه در حالت حدی CDT-0 و چه در حالت حدی CDT-1 ارائه می دهد. در واقع، رویکرد مدل سازی شرایط تکیه گاهی پایه های میانی می تواند در پاسخ برآیند تکیه گاه الاستومری کوله تأثیرگذار باشد. جدول ۵، مقادیر میانه PGV به دست آمده از حالت حدی CDT-1 را برای تکیه گاه های الاستومری در مدل های نامنظمی و زوایای مختلف شتابنگاشت ارائه می دهد. افزایش تقاضای تغییر مکان و دوران فونداسیون باعث کاهش میزان شکل پذیری انحنایی ستون می شود و در واقع مفاصل پلاستیک در ستون های SSI به ازای شدت بزرگتری از زلزله ایجاد می شود. همچنین، تغییر مکان فونداسیون ممکن است

پاسخ برآیند تکیه گاه الاستومری زمانی که کلید برشی دچار شکست می شود، تحت تأثیر حرکت عرشه در هر دو راستای طولی و عرضی آن خواهد بود. در برخی تحلیل های انجام شده، حرکت عرضی عرشه به حدود یک متر می رسد. اما لازم به ذکر است که تکیه گاه الاستومری در PGV های کوچک پلاستیک می شود و حدود ظرفیتی تعریف شده را به ازای زلزله های با شدت کوچک می گذراند. بنابراین، می توان گفت که پاسخ شکنندگی به دست آمده برای تکیه گاه الاستومری چه در حالت FB و چه در حالت SSI عمدتاً تحت تأثیر پاسخ عرشه در راستای طولی پل است. برای به دست آوردن شکنندگی تکیه گاه الاستومری از مقادیر میانه (λ) سنججه شدت شتابنگاشت ها (PGV) در حالات حدی معرفی شده در جدول ۴ استفاده می گردد (عباسی و همکاران، ۲۰۱۵). واضح است که هرچه مقدار λ کوچکتر باشد، بدان معناست که تکیه گاه الاستومری به ازای زلزله با

همکاران (۲۰۰۲) مشاهده کردند که در نظر گرفتن SSI می تواند باعث کاهش تقاضا در اعضای سازه، چه از نظر نیرو و چه از نظر تغییر مکان، شوند. همچنین، جرمیک و همکاران (۲۰۰۴) مشخص کردند که در نظر گرفتن اثر SSI زمانی سودمند است که اولاً استهلاک انرژی کمتری در اعضا به وجود آید و ثانیاً تغییر مکان ماندگار در سازه به وجود نیاید. به عبارت دیگر، تغییر مکان کمتر عرشه پل به معنای سودمند بودن اثر اندرکنش خاک و سازه است. در نتیجه، بیشتر بودن مقادیر میانه در تکیه گاه الاستومری در شرایط SSI نسبت به FB بدین ترتیب توجیه می شود

باعث افزایش تقاضای تغییر مکان عرشه در قسمت کوله گردد. اما در اینجا باید توجه داشت که SSI به هر دو طریق روی اعضای پل تأثیر می گذارد: نیرو و تغییر مکان. در پل های FB، مفصل پلاستیک به ازای سنجه های شدت کوچکتری (نیروی زلزله کمتر) در ستون به وجود می آید و تقاضای تغییر مکان عرشه در فاز پلاستیک ستون ها افزایش می یابد. در مجموع، SSI ممکن است باعث افزایش یا کاهش تغییر مکان عرشه نسبت به کوله گردد. نتایج به دست آمده از پژوهش های پیشین نیز بر این موضوع صحت می گذارد. به عنوان مثال، کاپوس و

جدول ۵. مقادیر میانه سنجه شدت برای تکیه گاه الاستومری در CDT-1 (متر بر ثانیه)

$\lambda \theta=90^\circ$	$\lambda \theta=75^\circ$	$\lambda \theta=60^\circ$	$\lambda \theta=45^\circ$	$\lambda \theta=30^\circ$	$\lambda \theta=15^\circ$	$\lambda \theta=0^\circ$	مدل
۰/۲۲۰	۰/۲۲۵	۰/۲۲۰	۰/۲۲۰	۰/۲۲۸	۰/۲۳۳	۰/۲۳۴	FB
۰/۲۳۶	۰/۲۴۰	۰/۲۳۵	۰/۲۲۴	۰/۲۵۸	۰/۲۵۹	۰/۲۵۷	SSI
۰/۲۲۰	۰/۲۲۱	۰/۲۰۸	۰/۲۱۸	۰/۲۲۵	۰/۲۲۷	۰/۲۳۴	FB
۰/۲۴۰	۰/۲۳۹	۰/۲۳۷	۰/۲۵۰	۰/۲۶۴	۰/۲۶۴	۰/۲۶۱	SSI
۰/۲۱۸	۰/۲۱۸	۰/۲۱۶	۰/۲۱۷	۰/۲۲۵	۰/۲۲۶	۰/۲۲۹	FB
۰/۲۲۸	۰/۲۴۴	۰/۲۴۰	۰/۲۵۲	۰/۲۶۷	۰/۲۶۹	۰/۲۶۳	SSI
۰/۲۲۹	۰/۲۲۸	۰/۲۲۱	۰/۲۲۷	۰/۲۳۲	۰/۲۳۹	۰/۲۲۴	FB
۰/۲۵۲	۰/۲۶۲	۰/۲۵۹	۰/۲۶۴	۰/۲۷۵	۰/۲۸۵	۰/۲۵۷	SSI
۰/۲۲۷	۰/۲۲۲	۰/۲۱۹	۲۲۳	۰/۲۳۳	۰/۲۳۳	۰/۲۳۴	FB
۰/۲۶۳	۰/۲۶۰	۰/۲۶۱	۰/۲۷۰	۰/۲۸۴	۰/۲۸۶	۰/۲۸۶	SSI

شتابنگاشت مشاهده نمی شود و حداقل مقدار میانه سنجه شدت در زاویه ۶۰ درجه و مدل BM2 به دست می آید. همچنین، حداکثر اختلاف به وجود آمده در مقادیر میانه سنجه شدت ناشی از تغییر زاویه اعمال شده به مدل های FB برابر با ۱۲٪ مربوط به مدل BM2 در حالت حدی CDT-0 و ۱۳٪ مربوط به مدل BM4 در حالت حدی CDT-1 می باشد. به طور کلی، می توان نتیجه گرفت که تأثیر تغییر زاویه شتابنگاشت ها روی تکیه گاه الاستومری

با توجه به جدول ۵ مشخص می شود که رویکرد مدل سازی و زاویه اعمال شتابنگاشت در تعیین کمینه مقدار میانه مؤثر است. در مدل های SSI اغلب در زوایای ۶۰، ۷۵ و ۹۰ درجه، کاهش مقادیر میانه اتفاق افتاده است. اختلاف بین بزرگترین و کوچکترین مقدار میانه سنجه شدت به دلیل تغییر زاویه اعمال شده به یک مدل برابر با ۱۸٪ در سطح ظرفیتی CDT-1 و ۲۱٪ در سطح ظرفیتی CDT-0، هر دو مربوط به مدل BM3 می باشد. در مدل های FB الگوی خاصی در ارتباط با زوایای اعمال

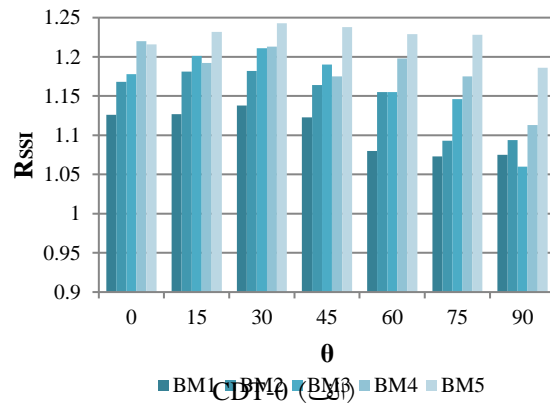
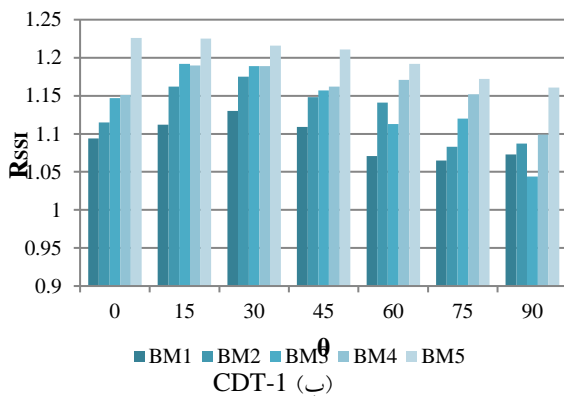
حالت حدی CDT-0 برابر با ۱/۲۴ مربوط به مدل BM5 در زاویه اعمال شتابنگاشت ۳۰ درجه حاصل می شود. نسبت R_{SSI} در اینجا به عنوان شاخصی برای بررسی تأثیر اندرکنش خاک و سازه در زوایای اعمال تحریکات لرزه ای به کار برده شده است. همچنین، پیشینه R_{SSI} برای حالت حدی CDT-1 برابر با ۱/۲۳ است که از مدل BM5 در زاویه صفر درجه به دست می آید. به طور کلی، از مقایسه R_{SSI} در زوایای مورد نظر نتیجه می شود که این ضریب در مدل های نامنظم مقدار بزرگتری نسبت به مدل منظم BM1 است. این بدان معناست که تأثیر رویکرد اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ شکنندگی تکیه گاه الاستومری در همه زوایای اعمال شتابنگاشت برای مدل های نامنظم چشمگیرتر از تأثیر آن در مدل فاقد نامنظمی است. در اغلب زوایای اعمال تحریکات لرزه ای، مقدار R_{SSI} از BM1 تا BM5 افزایش می یابد (شکل ۶).

برای مدل های FB کوچکتر از تأثیر آن برای مدل های SSI است.

برای آنکه بتوان مقایسه بهتری در ارتباط با نتایج شکنندگی به دست آمده از مدل های SSI با مدل های FB انجام داد، از شاخصی به نام R_{SSI} در این مقاله استفاده می شود (رابطه ۴):

$$R_{SSI} = \frac{\lambda (SSI)}{\lambda (FB)} \quad (4)$$

که در آن $\lambda (SSI)$ مقدار میانه سنجه های شدت متناظر با یک سطح آسیب عضو، به دست آمده از تحلیل با لحاظ کردن اثر اندرکنش می باشد، و $\lambda (FB)$ مقدار میانه سنجه های شدت متناظر با یک سطح آسیب عضو، به دست آمده از تحلیل بدون در نظر گرفتن اندرکنش و با فرض پای گیردار ستون ها می باشد. اگر نسبت مقادیر میانه به دست آمده از مدل های SSI به مدل های FB در هر زاویه مورد بررسی قرار داده شود (R_{SSI})، حداکثر این نسبت در



شکل ۶. مقادیر R_{SSI} در زوایای مختلف و دو سطح آسیب تکیه گاه الاستومری

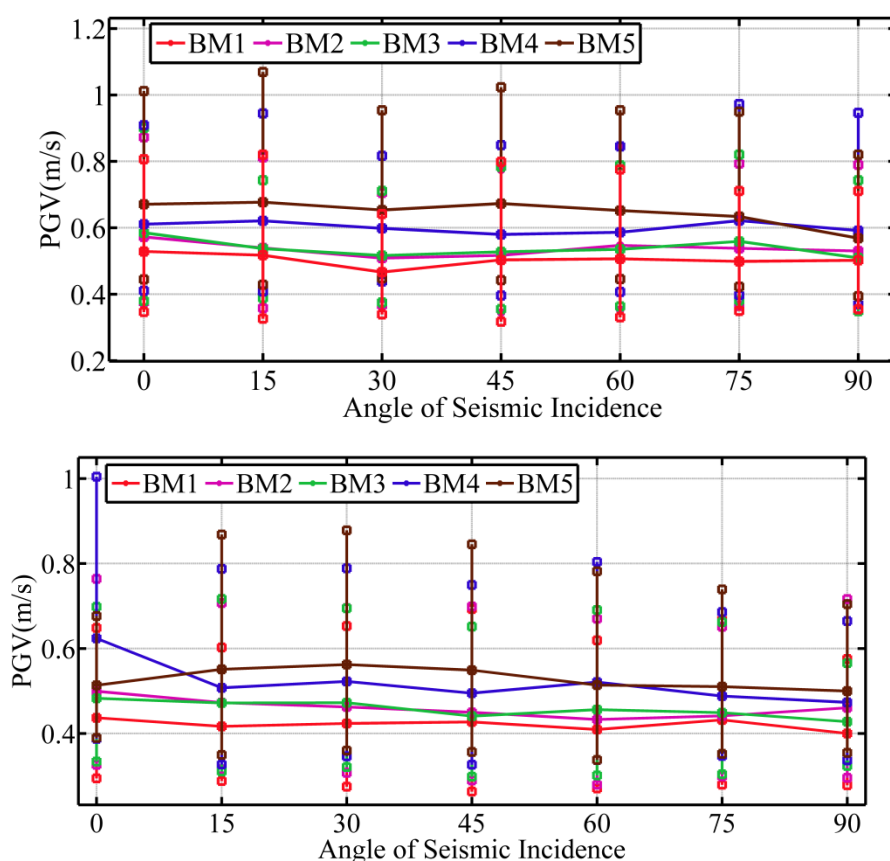
ستون ها در هر پایه ثابت است، سختی این سازه ها تابعی از ارتفاع پایه ها می باشد. افزون بر این، با توجه به زمان تناوب های ارائه شده در جدول ۲ و شکل نامنظمی پل ها می توان دریافت نمود که سختی پایه های میانی از BM1 تا BM5 در حال کاهش است. کوتسوغلو و پانتازوپولو (۲۰۰۷) به این نتیجه رسیدند که پایه های پل با سختی بیشتر در نیروهای کوچکتری دچار تسلیم می گردند و این

۲-۵. شکنندگی خاک و شمع کوله

نیروی وارده از عرشه به دیواره کوله به مجموعه شمع و خاک منتقل و باعث فعال سازی رفتار مقاوم خاک و بسیج شدن آن در مقابله با نیروهای وارده از سازه می شود. در این پژوهش، تعداد پنج پل با زیرسازه های دارای سختی مختلف ارائه شده است. با توجه به اینکه مقطع تمام

گذرانده‌اند. بنابراین، مشابه آنچه کوتسوغلو و پانتازوپولو (۲۰۰۷) اعلام کردند، در مدل پل‌های سخت‌تر، آسیب وارده بر خاک کوله بیشتر می‌باشد. این بدان معناست که معیار شکنندگی رفتار مقاوم کوله در برابر نیروهای لرزه-ای وارده از عرشه در مدل BM1 بیشتر است. ولی آسیب-پذیری این المان با افزایش نامنظمی کاهش می‌یابد. این الگو تقریباً در تمام زوایای اعمال شتابنگاشت قابل رؤیت است و در هر دو شرایط در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی صادق می‌باشد.

باعث ایجاد تغییر مکان بزرگ و آسیب زیاد در قسمت خاک کوله می‌شود. آن‌ها همچنین پیشنهاد دادند که برای کنترل این آسیب با سنجیدن تمهیداتی، از سختی پایه‌های میانی کاسته شود. شکل ۷ مقادیر میانه و پراکندگی خاک کوله در حالت حدی CDT-0 را در شرایط SSI و FB نمایش می‌دهد. مقادیر پراکندگی در اینجا منظور اختلاف مقادیر میانه ۱۶ و ۸۴ درصدی است. از این شکل پیداست که پل‌های با نامنظمی کمتر (سختی بیشتر) به ازای سنجه-های شدت به مراتب کوچکتری سطح آسیب مذکور را



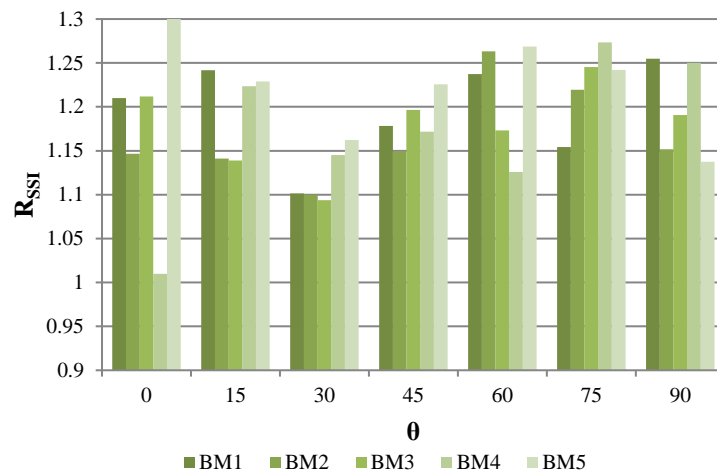
شکل ۷. مقادیر میانه و پراکندگی سنجه شدت رفتار مقاوم خاک کوله به ازای مدل‌های نامنظمی در زوایای اعمال زلزله

یک مدل بر اثر دوران دادن شتابنگاشت‌ها در هفت زاویه مورد بررسی برابر با ۱۹٪ مربوط به BM5 در حالت SSI و برابر با ۳۲٪ مربوط به BM4 در شرایط FB است.

به‌طور کلی، بیشینه یا کمینه مقادیر میانه و پراکندگی برای هر مدل بستگی به زاویه اعمال زلزله‌ها داشته و می‌تواند در هر زاویه متفاوت باشد. حداکثر اختلاف به‌وجود آمده در پاسخ شکنندگی رفتار مقاوم خاک در

درجه حاصل می شود. از این شکل می توان متوجه شد که در R_{SSI} در مورد خاک کوله علاوه بر این که بستگی به مدل نامنظمی پل دارد، به زاویه اعمال شتابنگاشت نیز وابسته است. اگرچه بیشترین مقدار R_{SSI} در اغلب زوایای برخورد تحریکات لرزه ای از مدل های نامنظم، خصوصاً $BM5$ حاصل می شود، اما فاکتور نامنظمی خود به تنهایی الگوی خاصی را به دست نمی دهد و با تغییر از یک زاویه به زاویه دیگر الگوهای متفاوتی در قبال R_{SSI} مشاهده می شود.

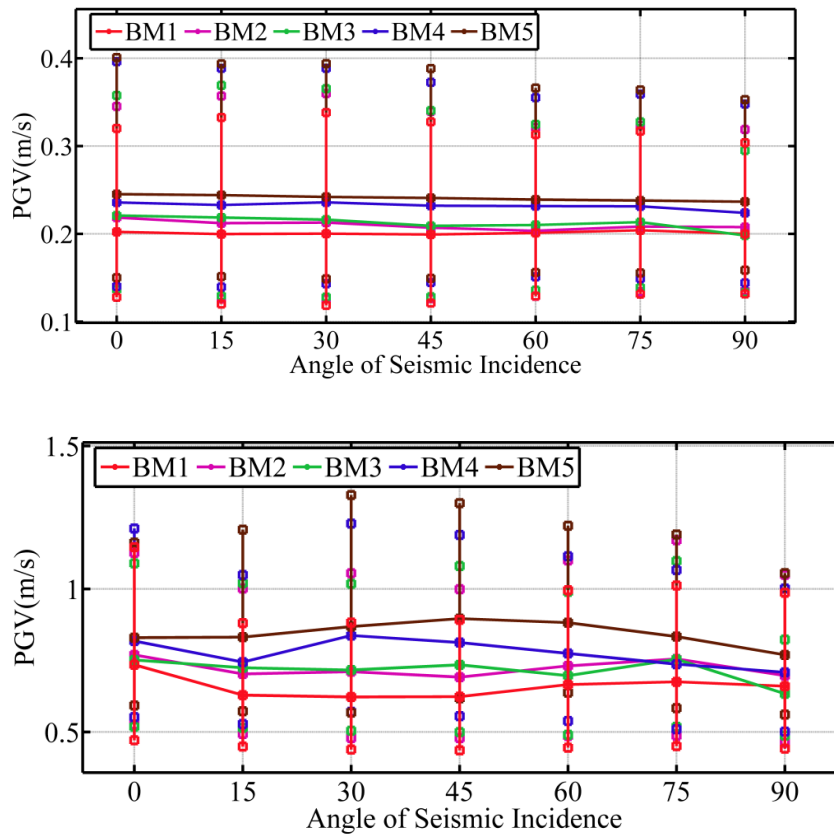
مشابه آنچه برای تکیه گاه الاستومری مشاهده شد، با تغییر شرایط تکیه گاهی از حالت FB به SSI مقادیر میانه سنجه شدت افزایش می یابد. در حالت SSI که در واقع رویکرد مدل سازی واقع بینانه تری تلقی می شود، نتایج دست پایین تری نسبت به حالت FB به دست آمده است. شکل ۸ نمودار تغییرات R_{SSI} را برای پنج مدل پل مورد مطالعه تحت تأثیر هفت زاویه اعمال شتابنگاشت به تصویر می کشد. همان طور که از این شکل پیداست، در حالت حدی $CDT-0$ ، بیشترین نسبت R_{SSI} برابر با $1/31$ بوده که از مدل $BM5$ در زاویه تحریکات لرزه ای صفر



شکل ۸. مقادیر R_{SSI} در زوایای مختلف برای آسیب پذیری خاک کوله مدل های مختلف پل

تغییر مکان شمع کوله یک مدل بر اثر تغییر زاویه اعمال تحریکات لرزه ای برابر با 11% برای مدل $BM3$ در شرایط SSI و 7% مربوط به همین مدل در شرایط FB است. به عبارت دیگر، مدل تغییر مکان شمع کوله بیشترین حساسیت به تغییر زاویه اعمال زلزله را در مدل $BM3$ دارد. در سطح ظرفیتی $CDT-1$ ، حداکثر اختلاف در مقادیر میانه تغییر مکان شمع کوله بر اثر تغییر زاویه اعمال تحریکات لرزه ای 19% مربوط به مدل $BM3$ در حالت SSI ، و برابر با 22% مربوط به $BM2$ در حالت تکیه گاهی FB است. این نتیجه تقریباً به ازای همه زوایای اعمال شتابنگاشت زلزله در هر دو حالت حدی بررسی شده گویا است.

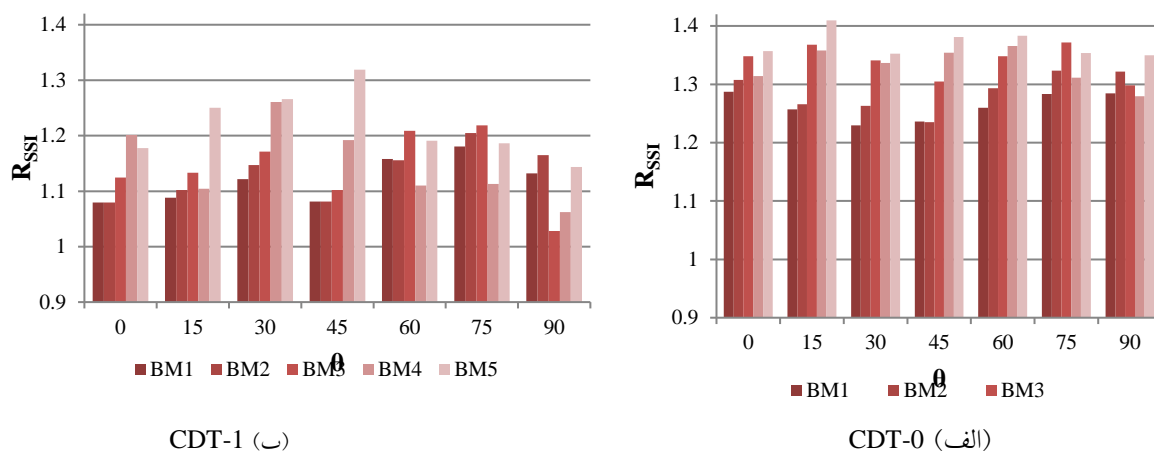
تقاضای لرزه ای شمع های کوله نیز الگوی مشابهی را در مورد میانگین سنجه شدت ها به دست می دهد. شکل ۹ نشان می دهد که با افزایش میزان نامنظمی در پل ها، آسیب پذیری شمع های کوله کاهش می یابد. بزرگترین مقادیر میانه سنجه شدت در هر دو سطح آسیب $CDT-1$ و $CDT-0$ ، مطابق شکل ۹ مربوط به مدل $BM5$ و کوچکترین مقدار آن برای مدل $BM1$ است. نتایج مشابهی از نظر حساسیت مقادیر میانه سنجه شدت به نامنظمی پل ها، برای مدل های با پای ثابت (FB) به دست می آید. از مقایسه حساسیت مقادیر شکنندگی به زاویه برخورد مؤلفه های افقی زلزله در حالت حدی $CDT-0$ مشخص می شود که حداکثر اختلاف در مقادیر میانه



شکل ۹. مقادیر میانه و پراکندگی سنج شدت شمع کوله به ازای مدل‌های نامنظمی در زوایای اعمال زلزله (SSI)

اندرکنش خاک و سازه بیشتر روی پل‌های نامنظم مطرح می‌باشد. چنین نتیجه‌ای در مورد تکیه‌گاه الاستومری نیز به دست آمده است که در شکل ۶ قابل رؤیت است. در شکل ۱۰، مدل پلی که بیشترین درجه نامنظمی را دارد (BM3 و BM5)، بیشترین مقدار R_{SSI} در یک زاویه را نیز به دست می‌دهد. علاوه بر این، با مقایسه دو نمودار مربوط به حالت‌های حدی CDT-0 و CDT-1 می‌توان دریافت که به ازای همه مدل‌ها و در تمامی زوایای تحریکات لرزه‌ای مقادیر R_{SSI} برای سطح ظرفیتی CDT-0 بیشتر از مقدار آن برای سطح ظرفیتی CDT-1 است. به تعبیر دیگر، تأثیر در نظر گرفتن اثر اندرکنش بر تقاضای شمع‌های کوله در سطوح آسیب کم و سنج‌های شدت به مراتب کوچکتر، چشمگیرتر از تأثیر آن در سطوح آسیب بیشتر است.

همچنین، برای این عضو، همانند سایر اعضای بررسی شده، تأثیر رویکرد مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی پایه‌های میانی مشاهده می‌شود. برای بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ شکنندگی شمع‌های کوله، تغییرات R_{SSI} نسبت به زاویه اعمال تحریکات لرزه‌ای متناظر با دو سطح ظرفیتی CDT-0 و CDT-1 در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. به طوری که بیشترین مقدار R_{SSI} در حالت حدی CDT-0 برابر با $1/41$ بوده و مربوط به مدل BM5 تحت زاویه تحریکات لرزه‌ای ۱۵ درجه می‌باشد. این مقدار برای CDT-1 برابر $1/31$ است که همچنان از مدل BM5 تحت زاویه تحریکات ۴۵ درجه حاصل می‌شود. در مورد این عضو نیز نتایج نشان می‌دهد که در حالات حدی مختلف و زوایای گوناگون اعمال شتاب‌نگاشت، مدل‌های نامنظم‌تر دارای نسبت R_{SSI} بیشتری هستند. این شکل همچنین نشان می‌دهد که تأثیر



شکل ۱۰. مقادیر R_{SSI} در زوایای مختلف و دو سطح آسیب شمع حمایت کننده کوله

این مقاله بررسی شد، صدق می‌کند. در واقع لحاظ نکردن اندرکنش خاک و سازه در پایه‌های میانی باعث می‌شود، پاسخ به دست آمده برای اعضای کوله محافظه کارانه باشد. علاوه بر این مشخص شد که تأثیر اندرکنش خاک و سازه در مدل‌های نامنظم بیشتر از تأثیر آن در مدل منظم است. اختلاف مقادیر میانه به دست آمده برای اعضای کوله از حالت SSI و FB، بخصوص تکیه‌گاه الاستومری و شمع‌های حمایت کننده، مشخص می‌کند که حساسیت این اعضا به ملاحظه اندرکنش خاک و سازه در پل‌های نامنظم تر بیشتر از حساسیت آن‌ها به اثر اندرکنش در پل‌های منظم است.

(ب) زاویه بحرانی برخورد تحریکات لرزه‌ای با تغییر مدل‌ها و حالت‌های حدی تغییر می‌کند. تأثیر تغییر زاویه اعمال شتابنگاشت‌ها در هفت زاویه بررسی شده برای اعضای مختلف کوله متفاوت است. بیشترین اثرگذاری زاویه برخورد تحریکات روی تغییر شکل خاک کوله با شرایط SSI به دست آمده است. به عبارت دیگر، عضوی که بیشترین تأثیرپذیری را از سوئگی دارد، خاک کوله در سطح ظرفیتی CDT-0 است. بزرگترین اختلاف پاسخ به دست آمده از مقادیر میانه سنجه شدت بر اثر سوئگی، ۱۹ و ۳۲ درصد به ترتیب از مدل‌های SSI و FB به دست

۶. نتیجه گیری

در این مقاله، تأثیر رویکرد مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی پل‌های نامنظم بر اعضای مهم تشکیل دهنده کوله در زوایای مختلف اعمال شتابنگاشت زلزله مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور، مدل‌های سه‌بعدی پنج پل دارای نوع و درجه نامنظمی مختلف، تحت ۲۲ جفت شتابنگاشت زلزله که هر کدام در ۷ زاویه تحریکات لرزه-ای دوران داده شده‌اند، مورد تحلیل دینامیک افزایشده واقع شد. بیش از ۱۴۵۰۰ عدد تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی برای رساندن سیستم پل‌های معرفی شده به آسیب حد فروپاشی انجام شد و با توجه به حالات ظرفیتی تعریف شده، عملکرد اعضای کوله اعم از تکیه‌گاه الاستومری، کلید برشی، خاک و شمع‌ها مورد ارزیابی‌های لرزه‌ای قرار گرفت. برخی از مهم‌ترین نتایج عبارتند از:

(الف) اندرکنش خاک و سازه در پایه‌های میانی بر روی اعضای کوله تأثیرگذار است، به طوری که مدل‌های FB پاسخ شکنندگی بحرانی‌تری را نسبت به مدل‌های SSI برای اعضای کوله به دست می‌دهند و از آسیب‌پذیری بیشتری برخوردار هستند. این نتیجه برای تمامی اعضای کوله تحت همه زوایای اعمال تحریکات لرزه‌ای که در

د) شکست یا عدم شکست کلید برشی طی یک تحلیل دینامیک افزاینده تا رساندن آسیب پل به حد فروپاشی، تحت تأثیر خصوصیات ذاتی زلزله‌های انتخاب شده می‌باشد. برخی از زلزله‌ها در سنجه‌های شدت کوچکتر باعث شکسته شدن کلید برشی می‌شوند. در حالی که برخی دیگر در سنجه‌های شدت بیشتر تنها باعث ایجاد تغییرشکل‌های کوچک در آن می‌شود. همچنین، زاویه اعمال شتاب‌نگاشت و رویکرد شرایط مدل‌سازی بر تعداد شتاب‌نگاشت‌هایی که منجر به شکسته شدن کلید برشی در تحلیل دینامیک افزاینده می‌شوند، اثرگذار است.

می‌آید. یکی دیگر از نتایجی که از مقایسه عملکردی اعضای کوله در سطوح آسیب مختلف حاصل شده این است که بیشترین اختلاف بین مقادیر میانه به دلیل تغییر زاویه اعمال زلزله در شرایط SSI روی مدل‌های دارای درجه نامنظمی ۳ بیشتر است و این اختلاف در شرایط FB روی درجه نامنظمی ۲ بیشتر به چشم می‌خورد. ج) شکنندگی خاک کوله و شمع‌های حمایت کننده آن تحت تأثیر سختی پایه‌های میانی و به تبع آن زمان تناوب پل‌های نامنظم می‌باشد. به طوری که با افزایش سختی و کاهش میزان نامنظمی زیرسازه، آسیب‌پذیری این اعضا افزایش می‌یابد. این نتیجه برای هر دو رویکرد مدل‌سازی SSI و FB در نظر گرفته شده برقرار است.

۷. مراجع

- AASHTO. 2012. "Bridge design specifications". Association of State Highway and Transportation Officials-LRFD, Washington, DC.
- Abbasi, M., Zakeri, B. and Amiri, G. G. 2015. "Probabilistic seismic assessment of multiframe concrete box-girder bridges with unequal-height piers". J. Perform. Constr. Facilities, 30(2): 04015016.
- American Petroleum Institute. 2007. "Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms". API Recommended Practice 2A-WSD, 21st Edition.
- Aviram, A., Mackie, K. R. and Stojadinovic, B. 2008. "Effect of abutment modeling on the seismic response of bridge structures". Earthq. Eng. Eng. Vib., 7(4): 395-402.
- Baker, J. W. 2005. "Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis". Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Baker, J. W. 2015. "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis". Earthq. Spectra, 31(1): 579-599.
- Baker, J. W., Eeri, M., Cornell, C. A. and Eeri, M. 2006. "Which spectral acceleration are you using?". Earthq. Spectra, 22(2): 293-312.
- Banerjee, S. and Shinozuka, M. 2011. "Effect of ground motion directionality on fragility characteristics of a highway bridge". Adv. Civ. Eng., 2011: 1-12.
- Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W. and Abghari, A. 1999. "Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses". J. Geotech. Geoenviron. Eng., 125(9): 750-759.
- Caltrans, S. D. C. 2013. "Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.7". California Department of Transportation, Sacramento, California.
- Choi, E. 2002. "Seismic analysis and retrofit of mid-America bridges". Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- CSI, Bridge. 2015. "Integrated finite element analysis and design of structures: Basic analysis reference manual". Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- FEMA, P695. 2009. "Quantification of building seismic performance factors". Federal Emergency Management Agency.
- Goel, R. K. and Chopra, A. K. 2008. "Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones". J. Bridge Eng., 13(4).
- Jara, J. M., Reynoso, J. R., Olmos, B. A. and Jara, M. 2015. "Expected seismic performance of irregular medium-span simply supported bridges on soft and hard soils". Eng. Struct., 98: 174-185.

- Jeremić, B., Kunnath, S. and Xiong, F. 2004. "Influence of soil–foundation–structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct". *Eng. Struct.*, 26(3): 391-402.
- Kappos, A. J., Manolis, G. D. and Moschonas, I. F. 2002. "Seismic assessment and design of R/C bridges with irregular configuration, including SSI effects". *Eng. Struct.*, 24(10): 1337-1348.
- Kaviani, P., Zareian, F. and Taciroglu, E. 2012. "Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments". *Eng. Struct.*, 45: 137-150.
- Kotsoglou, A. and Pantazopoulou, S. 2007. "Bridge–embankment interaction under transverse ground excitation". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 36(12): 1719-1740.
- Mander, J., Priestley, M. and Park, R. 1988. "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *J. Struct. Eng.*, 114(8): 1804-1826.
- Martin, G. R. and Yan, L. 1995. "Modeling passive earth pressure for bridge abutments". *Earthquake-Induced Movements and Seismic Remediation of Existing Foundations and Abutments*, ASCE, San Diego, pp. 1-16. ASCE.
- McKenna, F., Fenves, G. and Scott, M. 2010. "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)". Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA.
- Megally, S. H., Silva, P. F. and Seible, F. 2002. "Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments". Final Report Submitted to Caltrans under Contract No. 59A0051, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Muthukumar, S. 2003. "A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges". Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- Mylonakis, G. 2000. "Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?". *J. Earthq. Eng.*, 4(3): 277.
- Nielson, B. G. 2005. "Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones". Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- PEER. 2015. "NGA-West2 final products". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Ramanathan, K. N. 2012. "Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy". Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- Restrepo, J. C. O. 2006. "Displacement-based design of continuous concrete bridges under transverse seismic excitation". Università degli Studi di Pavia.
- Shamsabadi, A. 2007. "Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges". University of Southern California.
- Shamsabadi, A. and Yan, L. 2008. "Closed-form force-displacement backbone curves for bridge abutment-backfill systems". Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress, ASCE, pp. 1-10.
- Tehrani, P. and Mitchell, D. 2013. "Incremental dynamic analysis (IDA) applied to seismic risk assessment of bridges". PP. 561-596. *In: Tesfamariam, S. and Goda, K. (Eds.), Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems.*
- Tonias, D. E. 1994. "Bridge Engineering: Design, Rehabilitation and Maintenance Modern Highway Bridges".
- Torbol, M. and Shinozuka, M. 2014. "The directionality effect in the seismic risk assessment of highway networks". *Struct. Infrastruct. Eng.*, 10(2): 175-188.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. 2002. "Incremental dynamic analysis". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 31(3): 491-514.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. 2004. "Applied incremental dynamic analysis". *Earthq. Spectra*, 20(2): 523-553.
- Wang, Z., Padgett, J. E., Dueñas-Osorio, L., Eeri, M. and Eeri, M. 2013. "Influence of vertical ground motions on the seismic fragility modeling of a bridge-soil-foundation system". *Earthq. Spectra*, 29(3): 937-962.