

## مطالعه‌ی اثر ضربه بر پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌ها با ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه

محمد حسین زاده\*، دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران دانشکده فنی، دانشگاه گیلان  
سعید پورزینلی، دانشیار سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

E-mail: M63hoseinzadeh@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۵/۰۵/۰۱- تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۹/۱۰

### چکیده

به منظور کاهش هزینه و زمان تحلیل‌های لرزه‌ای و نیز به دلیل عدم شناخت صحیح مشخصات سازه‌ها و نیروهای وارد بر آن‌ها، معمولاً در مدل‌سازی، از فرضیات ساده‌کننده‌ی استفاده می‌شود که می‌تواند موجب حصول پاسخ‌های غیر واقعی گردد. از جمله فرضیات ساده‌کننده در مدل‌سازی پل‌ها می‌توان به عدم لحاظ پدیده‌ی ضربه و اندرکنش خاک-سازه اشاره کرد. لذا، در این تحقیق، با مدل‌سازی سه پل سه دهانه، با دوره‌های تناوب مختلف، اثر پدیده‌ی ضربه که در محل درز انقطاع بین دو بخش از عرشه و یا عرشه و پایه‌های کناری (کوله) رخ می‌دهد بر پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌ها تحت شتابنگاشت‌های حوزه دور و نزدیک بررسی شده است. همچنین، اثر مشخصات دینامیک پل و اندرکنش خاک-سازه بر پدیده‌ی ضربه با محاسبه پارامترهای بیشینه نیروی ضربه و تعداد برخورد مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که مدل‌سازی اثر ضربه، به علت محدود کردن حرکات عرشه، موجب کاهش بیشینه جابجایی آن می‌گردد. به طوری که رفتار پایه‌ها در برخی تحلیل‌های انجام شده با این فرض در محدوده رفتار الاستیک قرار می‌گیرد. مقادیر کاهش جابجایی در پل‌های مختلف، حداقل برابر ۳۱٪ و حداکثر برابر ۴۸٪ می‌باشد. از سوی دیگر، ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه، حداکثر موجب افزایش ۴۰ و ۴۵ درصدی به ترتیب در مقادیر بیشینه جابجایی و بیشینه نیروی ضربه در پل‌های مورد مطالعه (نسبت به حالت بستر صلب) می‌گردد. همچنین، بررسی پاسخ‌ها از منظر نوع زلزله نشان می‌دهد که زلزله‌های حوزه نزدیک موجب ایجاد پاسخ‌های لرزه‌ای بزرگتری نسبت به زلزله‌های حوزه دور در پل‌ها می‌گردند.

واژه‌های کلیدی: پل، ضربه، اندرکنش خاک-سازه، زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

### ۱. مقدمه

سازه‌ها در آیین‌نامه‌ها مورد ملاحظه قرار نگرفته و یا به طور مختصر به آن‌ها پرداخته شده است. به علت عدم شناخت صحیح نیروهای وارده، بخصوص نیروهای دینامیک، شاهد خرابی‌های زیادی در پل‌های ساخته شده در طول دو قرن اخیر بوده‌ایم. یکی از عوامل مهمی

آیین‌نامه‌ها، نیروهای مختلفی را برای تحلیل و طراحی سازه‌ها، بر حسب نوع کاربرد و شرایط ساختگاه آن‌ها، تعیین می‌کنند، اما برخی از نیروهای وارد بر

انعطاف‌پذیر برای پایه‌های پل، حاکی از اثر این پدیده در پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌ها، به‌ویژه جابجایی کلی عرشه در جهت طولی به علت حرکات انتقالی و دورانی (راکینگ) در پی، می‌باشد. ماکریس و همکاران (۱۹۹۴) با ارائه روشی برای تحلیل مسئله اندرکنش خاک-شمع- فونداسیون- عرشه، اثر آن را در پل پریتر استریت<sup>۳</sup> در کالیفرنیا مورد بررسی قرار دادند. اسپیراکوس و ولاسیس (۲۰۰۲) اثر اندرکنش خاک-سازه در پاسخ پایه‌های پل با جداساز لرزه‌ای را ارزیابی نموده و روشی ساده برای ملاحظه‌ی این اثر در طراحی اولیه پل ارائه دادند. همچنین، راه‌هایی به منظور به-کارگیری مزیت‌های اندرکنش خاک-سازه برای ارتقاء سطح ایمنی و کاهش هزینه‌های طراحی پیشنهاد نمودند. از آنجایی که بسته شدن درزهای انقطاع و ایجاد ضربه در پل‌ها متأثر از جابجایی کلی عرشه در هر یک از قاب‌ها می‌باشد، در نتیجه، ملاحظه‌ی این اثر در تحلیل‌های دینامیک می‌تواند نتایج دقیق‌تری برای مطالعه‌ی پدیده‌ی ضربه ارائه نماید. چاو و هائو (۲۰۰۵) و (۲۰۰۸) تأثیر اندرکنش خاک-سازه و حرکات ناهمگون زمین<sup>۴</sup> بر پدیده‌ی ضربه بین دو شاه‌تیر یک پل را بدون ملاحظه‌ی اثر کوله‌ها مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که صرف‌نظر کردن از اثر اندرکنش خاک-سازه موجب پاسخ‌های لرزه‌ای غیرواقعی در پل مورد بررسی می‌گردد. لی و همکاران (۲۰۱۰) با استفاده از تئوری ارتعاشات تصادفی، تأثیر اندرکنش خاک-سازه در اندازه بحرانی درز انقطاع پل‌های دارای جداساز لرزه‌ای را بررسی نمودند. در مطالعه‌ی دیگر، بی و همکاران (۲۰۱۱) با در نظر گرفتن اثر حرکات ناهمگون و اندرکنش خاک-سازه به محاسبه حداقل مقدار درز انقطاع در پل با دهانه ساده به منظور جلوگیری از پدیده‌ی ضربه پرداختند. در این مطالعه، از

که در چند دهه اخیر بعد از وقوع زلزله‌هایی مانند نورتریج، کوبه و چی چی و مشاهده آثار مخرب آن‌ها بر پل‌ها مورد توجه محققین قرار گرفته است، پدیده‌ی ضربه (پاندینگ)<sup>۱</sup> می‌باشد. این پدیده، در اثر برخورد بین دو بخش از عرشه، و یا بین عرشه و پایه‌های کناری پل در محل درزهای انقطاع در هنگام زلزله رخ می‌دهد. ضربه در پل‌ها می‌تواند موجب خرابی در عرشه و کوله، و یا افتادن عرشه از روی پایه گردد (کوئی و همکاران، ۲۰۱۱؛ چاو و هائو، ۲۰۰۸؛ هائو، ۱۹۸۸).

در روش معمول تحلیل دینامیک سازه‌ها، حرکت زمین در بستر آزاد با فرض اینکه پای سازه کاملاً صلب و با زمین یکپارچه است، به آن اعمال می‌شود. یانکوفسکی و همکاران (۱۹۹۸) و ژو و همکاران (۲۰۰۲) اثر ضربه در پل‌های با ارتفاع زیاد را بدون ملاحظه‌ی اندرکنش خاک-سازه مورد مطالعه قرار دادند. همچنین، هائو (۱۹۹۸) در محاسبه طول مورد نیاز نشیمنگاه به منظور جلوگیری از افتادن عرشه پل از روی تکیه‌گاه، از اثر اندرکنش خاک-سازه صرف‌نظر نمود. بی و هائو (۲۰۱۳) با استفاده از مدل‌سازی سه بعدی پل و ملاحظه‌ی اثر ضربه به بررسی مکانیزم شکست<sup>۲</sup> در یک پل دو دهانه با تکیه‌گاه ساده تحت تحریک غیر یکنواخت پایه‌ها پرداختند. در این مطالعه نیز از اثر اندرکنش خاک-سازه صرف‌نظر شده است. از دیگر تحقیقات انجام شده در زمینه ضربه می‌توان به مطالعه‌ی ژانگ و همکاران (۲۰۱۵) اشاره کرد که با مدل‌سازی یک پل دو دهانه، بدون ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه، برخورد بین عرشه و کوله را مورد بررسی قرار دادند. لازم به ذکر است که فرض بستر صلب برای زمین‌های سنگی و صخره‌ای و یا نسبتاً سخت تقریباً صحیح می‌باشد. اما برای زمین‌های خاکی و نرم صادق نخواهد بود. تحقیقات مختلف، با در نظر گرفتن بستر

<sup>3</sup>- Printer Street

<sup>4</sup>- Spatial variation ground motions

<sup>1</sup>- Pounding

<sup>2</sup>- Damage mechanism

امواج نیز ارائه شده است). روش استریومکانیکال که به عنوان روش ضریب جبران<sup>۳</sup> نیز شناخته می شود، سعی بر مدل سازی ضربه های دینامیک در مقیاس ماکروسکوپی دارد. در این روش، فرض می شود که ضربه به صورت آنی وارد گشته و از اصل پایستگی مومنتم و ضریب جبران برای اصلاح سرعت اجسام بعد از ضربه استفاده می گردد (میسون و کسائی، ۱۹۹۰). به علت عدم لحاظ لحظه تماس در روش استریومکانیکال، کاربردهای این روش محدود می باشند و اگر مدت زمان ضربه به اندازه ای بزرگ باشد که تغییرات مهمی در ساختار سیستم اتفاق بیفتد، فرض ضربه آنی چندان صحیح نخواهد بود. از آنجایی که این روش بر پایه نیرو نمی باشد، نیروی ضربه در این روش برابر صفر در نظر گرفته می شود. لذا، این روش نمی تواند در نرم افزارهای تجاری موجود مورد استفاده قرار گیرد.

روش المان تماسی، یک روش بر پایه نیرو می باشد که پدیده ی ضربه را با استفاده از المان های فنر و میراگر مدل می کند. بر اساس این روش، چندین مدل ضربه ی خطی و غیر خطی برای مدل سازی یک بعدی ضربه نقطه به نقطه، شامل مدل فنر خطی<sup>۴</sup>، مدل ویسکوالاستیک خطی (مدل کلوین<sup>۵</sup>)، مدل الاستیک غیر خطی (هرتز<sup>۶</sup>)، مدل ویسکوالاستیک غیر خطی و مدل هرتز دمپ<sup>۷</sup> با میرایی غیرخطی مطرح شده اند (کوئی و همکاران، ۲۰۱۱؛ موتوکومار و لی، ۲۰۰۳). در مطالعه ی حاضر، از مدل ویسکوالاستیک غیرخطی یانکوفسکی برای ملاحظه ی اثر ضربه در پل ها استفاده می گردد. روابط محاسبه نیروی ضربه در این روش به صورت زیر می باشند (یانکوفسکی، ۲۰۰۵):

<sup>3</sup>- Coefficient of restitution

<sup>4</sup>- Linear spring model

<sup>5</sup>- Kelvin model

<sup>6</sup>- Hertz model

<sup>7</sup>- Hertz damp model

مدل سازی کوله ها صرف نظر شده است. وون و همکاران (۲۰۱۵) با ملاحظه ی اثر اندرکنش خاک-سازه به بررسی اثر ضربه در پل های چنددهانه با تکیه گاه ساده پرداختند. در این مطالعه، اثر ضربه با یک فنر خطی ویسکوالاستیک مدل سازی گردید. نتایج مطالعه نشان داد که عدم ملاحظه ی اثر ضربه موجب محاسبه پاسخ های جابجایی غیر واقعی و بزرگ در پایه پل ها می گردد. همچنین، می توان به دسته دیگری از مطالعات که در زمینه کاهش اثرات ضربه با استفاده از مهاربندها، ضربه گیرها و سیستم های کنترل انجام شده است، اشاره نمود (هئو و همکاران، ۲۰۱۷؛ گو و همکاران، ۲۰۰۹).

بررسی مطالعات پیشین نشان می دهد که در بسیاری از تحلیل های لرزه ای پل از اثر ضربه صرف نظر شده است. از سوی دیگر، در اغلب مطالعات در زمینه ضربه اثر اندرکنش خاک-سازه و یا مدل سازی کوله در نظر گرفته نشده است. لذا، در تحقیق حاضر، به منظور بررسی پدیده ی ضربه و اثر اندرکنش خاک-سازه، چندین مدل از پل با فرضیات مختلف تحت تحلیل های دینامیک غیرخطی قرار می گیرند. همچنین، با تقسیم شتابنگاشت های اعمالی به دو حوزه دور و نزدیک و نیز مدل سازی پل ها با دوره های تناوب مختلف، تأثیر نوع زلزله و دوره ی تناوب پل بر عوامل فوق ارزیابی می گردد.

## ۲. مدل سازی ضربه

ضربه (پاندینگ) که در اثر برخورد بین سازه های مجاور هم ایجاد می گردد، پدیده ای پیچیده و غیر خطی می باشد. روش استریومکانیکال<sup>۱</sup> و روش المان تماسی<sup>۲</sup> اصلی ترین روش های تحلیلی برای مدل سازی پدیده ی ضربه می باشند (همچنین، روش هایی بر پایه تئوری

<sup>1</sup>- Stereomechanical approach

<sup>2</sup>- Contact element approach

$$F(t) = K_p \delta^{1.5}(t) + C_p(t) \dot{\delta}(t) \quad \text{for} \quad \dot{\delta}(t) > 0, \quad \delta \geq 0 \quad (1-الف)$$

$$F(t) = K_p \delta^{1.5}(t) \quad \text{for} \quad \dot{\delta}(t) < 0, \quad \delta \geq 0 \quad (1-ب)$$

$$F(t) = 0 \quad \text{for} \quad \delta = (u_1 - u_2 - \text{Gap}) < 0 \quad (1-ج)$$

در رابطه‌ی فوق،  $e$  ضریب جبران می‌باشد که برای اجسام بتنی می‌توان برابر  $0/65$  در نظر گرفت و یا از رابطه زیر به دست آورد (یانکوفسکی، ۲۰۱۰):

$$e = -0.007v^3 + 0.069v^2 - 0.2529v + 0.7929 \quad (4)$$

که در آن  $v$  سرعت نسبی دو جسم در لحظه قبل از برخورد می‌باشد.

که در این روابط  $F(t)$  نیروی ضربه،  $K_p$  پارامتر سختی برخورد،  $\delta$  فاصله بین دو جسم (در لحظه برخورد بیان کننده تغییر شکل‌های ایجاد شده)،  $u_1$  و  $u_2$  به ترتیب تغییر مکان جسم اول و دوم،  $\text{Gap}$  اندازه درز انقطاع،  $\dot{\delta}(t)$  سرعت نسبی بین دو جسم و  $C_p(t)$  ضریب میرایی می‌باشد که از رابطه زیر به دست می‌آید (یانکوفسکی، ۲۰۰۵):

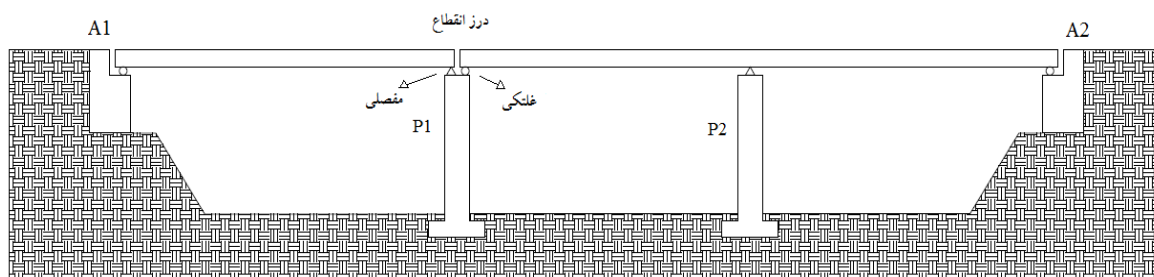
### ۳. مشخصات پل و مدل‌سازی آن

در تحقیق حاضر، با مدل‌سازی سه پل سه دهانه که به صورت شماتیک در شکل ۱ نشان داده شده‌اند، به بررسی اثر پدیده‌ی ضربه و اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌ها پرداخته می‌شود. مشخصات پل‌های مورد مطالعه و فرضیات مورد استفاده برای مدل‌سازی در ادامه بیان شده است.

$$C_p(t) = 2\bar{\xi} \sqrt{K_p \sqrt{\delta(t)} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2)$$

که در آن  $m_1$  و  $m_2$  جرم دو جسم مجاور و  $\bar{\xi}$  نسبت میرایی می‌باشد که از رابطه زیر محاسبه می‌شود (یانکوفسکی، ۲۰۰۶):

$$\bar{\xi} = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1 - e^2}{e(e(9\pi - 16) + 16)} \quad (3)$$



شکل ۱. نمای طولی پل مورد مطالعه

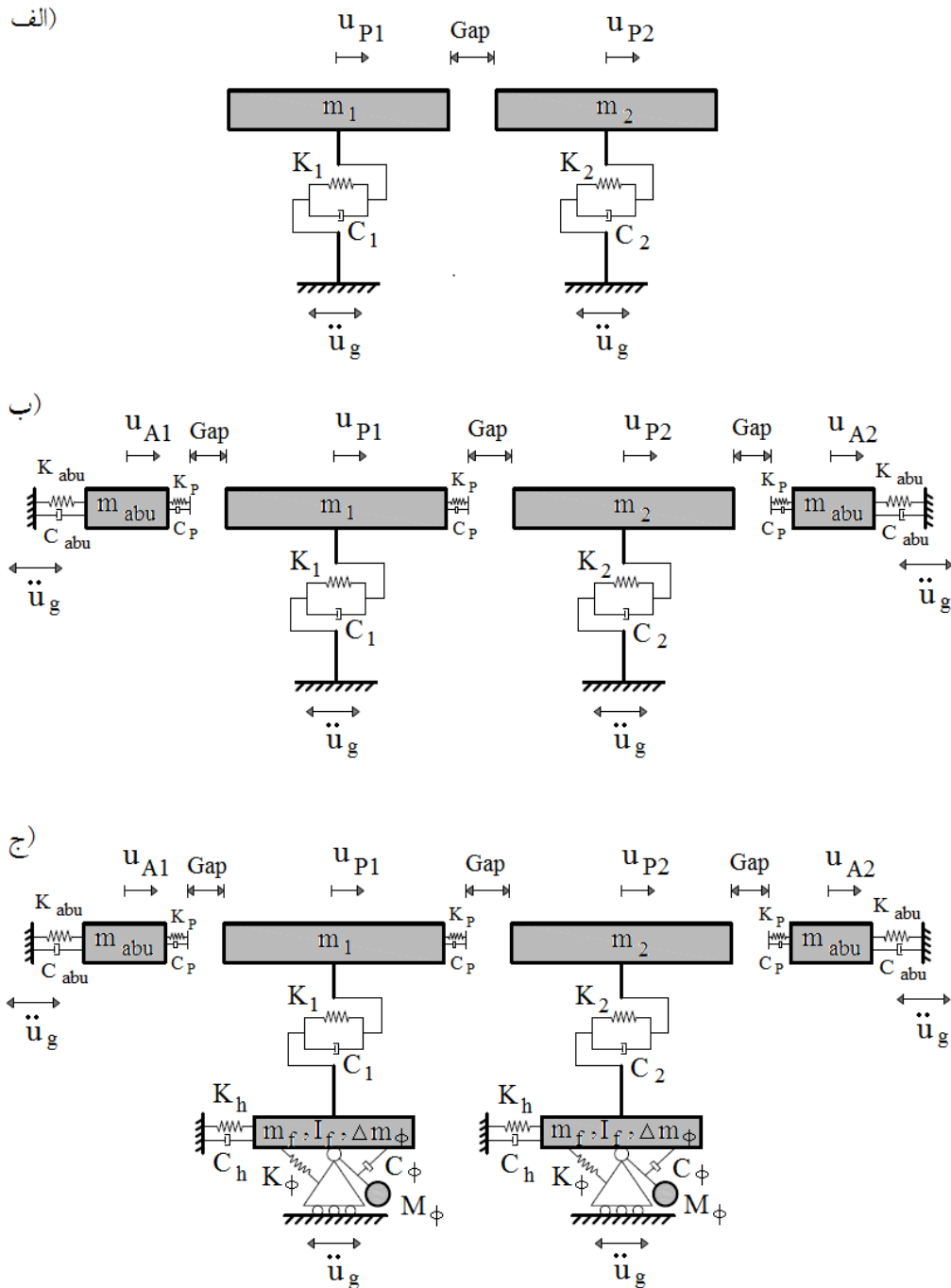
سیستم یک درجه آزادی مدل می‌گردد (شکل ۲). به منظور مدل‌سازی اثر اندرکنش پی پایه پل و خاک اطراف آن، از یک سیستم سه درجه آزادی شامل حرکات انتقالی و دورانی پی استفاده شده است. براساس مشخصات مصالح و ابعاد اجزای پل،

### ۳-۱. مدل‌سازی پایه و عرشه

تکیه‌گاه‌های عرشه به صورت یک‌سر مفصل و یک‌سر غلتک در نظر گرفته می‌شوند. جرم پل (شامل جرم عرشه و بخشی از پایه پل) در عرشه متمرکز شده و هر یک از پایه‌ها (به همراه عرشه) به صورت یک

پل‌های مورد مطالعه برابر ۰/۷ می‌باشد ( $\frac{T_1}{T_2} = 0.7$ ). مشخصات پل‌های فوق در جدول ۱ ارائه شده است.

ماتریس‌های جرم و سختی محاسبه می‌شوند. بدیهی است که با تغییر ارتفاع، قطر و تعداد پایه‌ها و نیز جرم عرشه، دوره‌ی تناوب هر قاب دچار تغییر می‌گردد. نسبت دوره‌ی تناوب قاب‌های مجاور در هر یک از



شکل ۲. مدل‌های ساده شده از پل: الف) مدل اول، ب) مدل دوم و ج) مدل سوم

۱. این نسبت برابر حداقل مقدار مجاز در آیین‌نامه کالترنس می‌باشد.

جدول ۱. مشخصات پل‌های مورد مطالعه

قاب سمت چپ (P1)		قاب سمت راست (P2)		پل
$T_1$ (s)	$m_1$ (ton)	$T_2$ (s)	$m_2$ (ton)	
۰/۵	۱۵۰۰	۰/۷	۳۰۰۰	A
۱	۱۵۰۰	۱/۴	۳۰۰۰	B
۱/۵	۱۵۰۰	۲/۱۴	۳۰۰۰	C

بردارهای جابجایی، سرعت و شتاب،  $\{r\}$  بردار تأثیر با درایه‌های واحد،  $\ddot{u}_g$  شتاب زلزله و  $\{F\}$  بردار نیروی ضربه ایجاد شده در محل برخورد می‌باشد. برای حل معادله حرکت فوق، از برنامه‌نویسی در محیط نرم‌افزار متلب استفاده شده است.

معمولاً پل‌ها تحت زلزله‌های متوسط الی شدید از ناحیه رفتار الاستیک خارج شده و وارد محدوده رفتار پلاستیک می‌گردند. مدل مفصل پلاستیک و مدل فایبر از جمله مدل‌های تحلیلی برای بررسی رفتار غیرالاستیک اعضا و سازه‌ها می‌باشند. در این مطالعه، با استفاده از روش مفصل پلاستیک و در نظر گرفتن مفصل در پای ستون، رفتار غیرخطی مصالح بتن مسلح در پایه پل با یک فنر دورانی در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین مشخصات مفصل، از منحنی ممان-انحنای استفاده می‌گردد که به وسیله آن می‌توان مقدار جابجایی در عضو را محاسبه نمود. مقدار جابجایی بالای پایه (سر آزاد) در لحظه تسلیم از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$D_y = \varphi_y \frac{L^2}{3} \quad (6)$$

که در آن  $\varphi_y$  انحنای تسلیم و  $L$  طول عضو می‌باشد. محققین برای بیان رفتار بتن مسلح تحت بارهای چرخه‌ای لرزه‌ای از مدل‌های هیستریسیس مختلفی استفاده می‌کنند که می‌توان به مدل‌های ساده الاستوپلاستیک و دوخطی، مدل‌هایی با ملاحظه‌ی کاهش سختی مانند تاکدا و Q-hyst و مدل Pivot که

در جدول ۱،  $T_1$ ،  $T_2$ ،  $m_1$  و  $m_2$  به ترتیب دوره‌ی تناوب و جرم قاب‌های اول و دوم پل می‌باشند. مطابق شکل ۲، هر یک از پل‌ها به سه صورت مدل‌سازی شده است: ۱- مدل اول که در آن پایه‌ها و عرشه مطابق فرضیات ذکر شده فوق مدل‌سازی می‌گردد. اما از مدل‌سازی کوله، اندرکنش خاک-سازه و پدیده‌ی ضربه صرف نظر می‌شود؛ ۲- مدل دوم که در آن پدیده‌ی ضربه و نیز اجزای پل شامل پایه‌ها، عرشه و کوله مدل‌سازی می‌گردد. اما اثر اندرکنش خاک-سازه صرف نظر شده است؛ ۳- مدل سوم که شامل فرضیات مدل‌سازی مدل دوم بعلاوه ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه می‌باشد. همچنین، در تمامی مدل‌ها، اندازه درز انقطاع برابر ۵ سانتی‌متر، نسبت میرایی سازه‌ی مصالح پل برابر ۰/۵ و ارتفاع پایه‌ها برابر ۱۰ متر در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که مشخصات پل‌های مورد مطالعه بر اساس مشخصات پل‌های متداول راه انتخاب گردید که طراحی اولیه این پل‌ها بر مبنای آیین‌نامه آشتو و آیین‌نامه بارگذاری پل‌های ایران (نشریه شماره ۱۳۹) و به صورت تیرهای پیش‌ساخته بتنی I شکل انجام شده است.

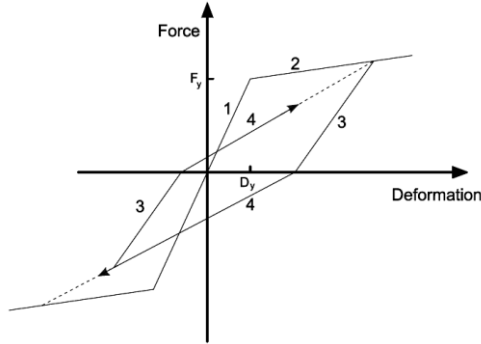
معادله‌ی حرکت پل را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} + \{F\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g \quad (5)$$

در رابطه‌ی فوق،  $[K]$ ،  $[C]$  و  $[M]$  به ترتیب ماتریس‌های سختی، میرایی و جرم،  $\{u\}$ ،  $\{\dot{u}\}$  و  $\{\ddot{u}\}$  به ترتیب

که در آن  $D_y$  جابجایی تسلیم،  $D_{max}$  حداکثر جابجایی انجام شده و  $\alpha$  پارامتر کاهش سختی باربرداری می‌باشد. مقدار  $\alpha$  برابر  $0/4$  در نظر گرفته شده است.

۴- بارگذاری، افزایش نیرو که پس از مرحله باربرداری رخ می‌دهد.



شکل ۳. مدل رفتاری Q-hyst

### ۲-۳. مدل‌سازی کوله

روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی کوله پیشنهاد شده که از آن جمله می‌توان به روش‌های آیین‌نامه‌ای مانند FHWA و کالترنس و روش Duncan اشاره نمود. در روش FHWA، رفتار کوله در جهت عرضی و قائم، الاستیک و در جهت طولی به صورت دو خطی در نظر گرفته می‌شود. در این روش، می‌توان با ملاحظه‌ی سختی خاک پشت کوله، سختی پی‌های کوله و دیوار جناحی و با فرض حرکت صلب کوله، سختی آن را در جهت طولی با یک فنر انتقالی معادل نمود (FHWA، ۱۹۸۶).

در روش Duncan، رفتار غیرخطی کوله توسط یک رابطه هذلولی بیان می‌گردد (دانکن و موکوا، ۲۰۰۱). همچنین، روش‌های ساده‌ی دیگری نیز توسط محققین برای ارزیابی سختی غیرخطی کوله ارائه شده است.

آیین‌نامه کالترنس بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط مارونی (۱۹۹۵) یک مدل الاستوپلاستیک را برای مدل‌سازی کوله‌ها پیشنهاد

اثرات کاهش سختی، زوال مقاومت و پینچینگ<sup>۱</sup> را در نظر می‌گیرد، اشاره نمود (ساعتچی‌اُغلو و اُزچب، ۱۹۸۹؛ موتوکومار و لی، ۲۰۰۳).

پدیده‌ی زوال مقاومت در بارهای محوری و پینچینگ در اعضا با تغییرشکل‌های برشی مشاهده می‌گردد. در حالی که اعضا با تغییرشکل‌های غالب خمشی تقریباً حلقه‌های هیستریسیس پایداری از خود نشان می‌دهند (ساعتچی‌اُغلو و اُزچب، ۱۹۸۹). در مطالعه‌ی حاضر با ملاحظه‌ی رفتار خمشی پایه‌ها از مدل Q-hyst (سعیدی و سوزن، ۱۹۷۶) برای بیان مدل رفتاری بتن مسلح استفاده می‌گردد. قوانین حاکم بر این مدل شامل چهار قسمت می‌باشد که در شکل ۳ نشان داده شده است:

۱- ناحیه رفتار الاستیک، که در این مطالعه سختی الاستیک پایه پل از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$K = \frac{3EI_{eff}}{L^3} \quad (7)$$

که در آن  $E$  مدول الاستیسیته بتن و  $I_{eff}$  ممان اینرسی مؤثر مقطع می‌باشد. بر اساس آیین‌نامه کالترنس، ممان اینرسی مؤثر برابر  $0/35$  ممان اینرسی مقطع در نظر گرفته شده است.

۲- سخت‌شدگی کرنشی که پس از نقطه تسلیم روی می‌دهد و به صورت نسبتی از سختی اولیه بیان می‌گردد (سخت‌شدگی پس از نقطه تسلیم):

$$K_{yu} = \beta K \quad (8)$$

که در آن  $K$  سختی اولیه و  $\beta$  پارامتر سخت‌شدگی کرنشی می‌باشد. مقدار  $\beta$  معمولاً بین  $0/01$  الی  $0/2$  قرار دارد که در این مطالعه  $0/05$  انتخاب شده است.

۳- باربرداری، در هنگام باربرداری سختی سیستم نسبت به سختی اولیه آن کاهش می‌یابد:

$$K_r = K \left( \frac{D_y}{D_{max}} \right)^\alpha \quad (9)$$

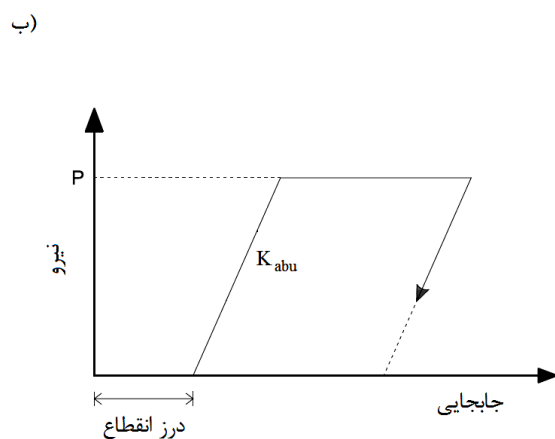
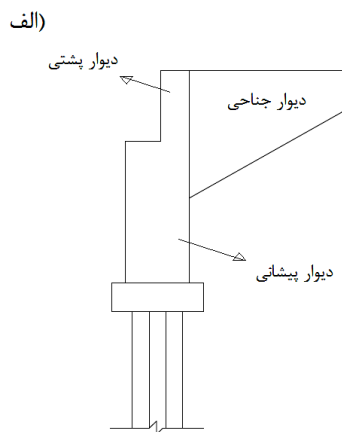
<sup>۱</sup> Pinching

$$K_{abu} = K_i w \left( \frac{h}{1.7} \right) \quad (10)$$

$$P = 239hw \left( \frac{h}{1.7} \right) \quad (11)$$

که در آنها  $K_i$  سختی اولیه (مقدار آن برای خاک‌های پستی منطبق بر معیارهای کالترنس ۲۸/۷ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود)،  $w$  عرض مؤثر دیوار پستی  $h$ ، (m) ارتفاع دیوار پستی،  $K_{abu}$  سختی معادل کوله و  $P$  حداکثر نیروی فشاری مقاوم می‌باشد.

می‌کند که در شکل ۴ نشان داده شده است. این روش، بر مبنای طراحی دیوار پستی به صورت کلید برشی قرار دارد که در آن دیوار پستی در اثر برخورد عرشه از کوله جدا گردیده و از خرابی و جابجایی سازه اصلی کوله، شامل دیوار پیشانی و پی‌ها، جلوگیری می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر، با توجه به متداول بودن روش کالترنس، از این روش در مدل‌سازی کوله استفاده می‌گردد. روابط در این مدل به صورت زیر می‌باشند (کالترنس، ۲۰۱۳):



شکل ۴. الف) شکل شماتیک کوله و ب) مدل رفتاری پیشنهادی کالترنس برای کوله‌ها

معمولاً موجب افزایش پیروی مؤثر سازه نسبت به حالت پای صلب می‌شود؛ ۲- اتلاف انرژی ارتعاشی: بخش عظیمی از انرژی القایی زلزله توسط میرایی تشعشعی (هندسی<sup>۲</sup>) به صورت تشعشع امواج از شالوده و همین‌طور میرایی در مصالح (داخلی<sup>۳</sup>) به صورت تغییرشکل‌های غیر الاستیک و عمل پسماند مستهلک می‌شود؛ ۳- همچنین، افزایش تغییرمکان‌های جانبی در سازه و اثر P-δ (وُلف، ۱۹۸۵ و ۱۹۹۴؛ چوپرا و گوتیرز، ۱۹۷۴).

آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مختلف، ملاحظه‌ی اثر اندرکنش را با توجه به مشخصات زمین و سازه در

### ۳-۳. مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه<sup>۱</sup>

به علت تغییرشکل‌پذیری مصالح زمین در تماس با پی سازه، ارتعاش القایی به سازه (بالای زمین) تحت تأثیر قرار خواهد گرفت و متقابلاً، تغییرشکل‌های پی سازه تحت تأثیر ارتعاش سازه بالای زمین خواهد بود. به این عمل مشترک زمین و سازه، اندرکنش خاک-سازه گفته می‌شود (مگردیچیان، ۱۳۸۵).

به‌طور کلی، در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه موجب تغییرات زیر نسبت به حالت پی صلب می‌شود:

- ۱- تغییر در شکل مودها و پیروی سازه: به‌علت حرکات انتقالی و راکینگ در شالوده، اندرکنش خاک-سازه

<sup>۲</sup> Radiation or geometrical damping

<sup>۳</sup> Material or internal damping

<sup>۱</sup> Soil-structure interaction



پیچیده شدن تحلیل سازه‌ها با در نظر گرفتن پارامترهای وابسته به فرکانس، محیط خاک را با فنرها و میراگرهای خطی مستقل از فرکانس مدل می‌کنند که در مقایسه با حل دقیق، این فرض برای فرکانس‌های کوچک و تا حدودی بیشتر از فرکانس همگامی معتبر است. ولی برای فرکانس‌های خیلی بزرگ، فرض مزبور منجر به جواب‌های غیر قابل قبول می‌گردد (مگر دچیپان، ۱۳۸۵؛ ولف، ۱۹۹۴).

در مطالعه‌ی حاضر، از مدل جرم، فنر و میراگر برای مدل‌سازی خاک و ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه استفاده می‌گردد (شکل ۲). ضرایب و پارامترها در این مدل با استفاده از مفهوم مدل مخروطی و به صورت زیر محاسبه می‌گردند (وولف، ۱۹۹۴). در این روابط، ضریب میرایی با فرض میرایی تشعشعی به دست آمده و از اثر میرایی داخلی مصالح خاک صرف نظر شده است:

$$K_h = \frac{8Gr}{2-v} \quad (12)$$

$$K_\phi = \frac{8Gr^3}{3(1-v)} \quad (13)$$

$$C_h = \pi\rho V_s r^2 \quad (14)$$

$$C_\phi = \frac{1}{4}\pi\rho V_p r^4 \quad (15)$$

$$M_\phi = \frac{9\pi^2\rho r^5(1-v)}{32} \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 \quad (16)$$

$$\Delta M_\phi = 0.3\pi\rho r^5 \left( v - \frac{1}{3} \right) \quad \text{if } v > \frac{1}{3} \quad (17)$$

همچنین

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (18-الف)$$

$$V_p = \sqrt{2\frac{G}{\rho}\frac{1-v}{1-2v}} \quad (18-ب)$$

که در آن‌ها  $K_h$  و  $C_h$  به ترتیب ضریب سختی و میرایی انتقالی،  $K_\phi$  و  $C_\phi$  به ترتیب ضریب سختی و میرایی دورانی،  $M_\phi$  و  $\Delta M_\phi$  ممان اینرسی جرمی،  $\rho$

برخی موارد ضروری می‌دانند. نشریه شماره ۳۶۰ (۱۳۹۲) ملاحظه‌ی اندرکنش خاک-سازه را در مواردی که افزایش پریود در آن‌ها موجب افزایش شتاب‌های طیفی سازه شود (مانند سایت‌های حوزه نزدیک و خاک‌های نرم)، پیشنهاد می‌کند و در موارد دیگر، در نظر گرفتن این اثر را الزامی نمی‌داند. همچنین، مطابق دستورالعمل فوق، در روش‌های تحلیل استاتیک خطی (و دینامیک طیفی) استفاده از روش ساده محاسبه زمان تناوب مؤثر و نسبت میرایی مؤثر برای سیستم خاک-سازه امکان‌پذیر می‌باشد. در حالی که در سایر روش‌ها باید از روش مدل‌سازی صریح استفاده نمود (البته به جای مدل‌سازی صریح میرایی می‌توان از ضریب میرایی مؤثر استفاده کرد).

آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای اروپا (۲۰۰۴) ملاحظه‌ی اثرات اندرکنش را در موارد زیر پیشنهاد می‌کند: ۱- سازه‌هایی که اثرات مرتبه دوم ( $P-\delta$ ) نقش مهمی در پاسخ‌های لرزه‌ای آن‌ها بازی می‌کنند؛ ۲- سازه‌هایی با فونداسیون‌های سنگین یا عمیق مانند پل‌ها و سیلوها؛ ۳- سازه‌های بلند و باریک؛ ۴- سازه‌های قرار گرفته روی خاک‌های نرم با میانگین سرعت موج برشی کمتر از ۱۰۰ متر بر ثانیه.

برای پل‌ها، آیین‌نامه کالترنس با تقسیم‌بندی خاک‌ها به سه دسته: خاک‌های مناسب، خاک‌های متوسط یا حاشیه‌ای و خاک‌های ضعیف، فرض پی صلب را برای دو دسته اخیر مناسب نمی‌داند.

روش‌های مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند: ۱- روش مستقیم که در آن خاک و سازه با استفاده از روش‌های اجزای محدود به طور همزمان مدل می‌گردند و ۲- روش زیر سازه که خاک و سازه به طور جداگانه مدل می‌شوند. مدل جرم، فنر و میراگر جزو دسته اخیر می‌باشد. معمولاً به علت

۱- مطابق FEMA 356

مختلف متفاوت می‌باشد). با این وجود، مشخصه‌ی اصلی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک وجود پالس‌های قوی در رکوردهای سرعت آنها می‌باشد که باعث ورود ناگهانی مقدار زیادی انرژی به سازه و خرابی آنها می‌گردد. همچنین، به دلیل فیلتر نشدن فرکانس‌های بالا در زلزله‌های حوزه نزدیک، این زلزله‌ها دارای محتوای فرکانسی بالاتری می‌باشند. از دیگر مشخصات این نوع زلزله، می‌توان به اثر جهت‌پذیری<sup>۴</sup> و جابجایی ماندگار<sup>۵</sup> اشاره کرد که این آثار موجب تشکیل پالس‌هایی در رکوردهای سرعت و جابجایی (به دلیل آنکه نسبت به شتاب دارای دوره‌ی تناوب بالاتری می‌باشند) می‌شوند. لذا، زلزله‌های حاوی اثرات فوق دارای نسبت  $(\frac{PGV}{PGA})$ <sup>۶</sup> بزرگتری (نسبت به زلزله‌های حوزه دور) می‌باشند (علوی و کراوینکلر، ۲۰۰۰؛ داودی و همکاران، ۱۳۸۹). مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این تحلیل در جدول ۳ ارائه شده است. تمامی شتابنگاشت‌ها برای خاک نوع سخت<sup>۷</sup> بوده و به بیشینه شتاب 0.4g مقیاس شده‌اند. زلزله‌های حوزه نزدیک به دو مؤلفه عمود و موازی با امتداد گسل تجزیه، و از مؤلفه عمود بر امتداد گسل (شامل اثر جهت‌پذیری) در انجام تحلیل‌ها استفاده می‌گردد. شکل‌های ۵، ۶ و ۷ به ترتیب تاریخچه زمانی شتاب، تاریخچه زمانی سرعت و طیف دامنه فوریه را برای چهار زلزله، شامل دو زلزله حوزه دور و دو زلزله حوزه نزدیک نشان می‌دهند. وجود پالس‌های قوی سرعت برای زلزله‌های حوزه نزدیک در شکل ۶ کاملاً مشهود است.

<sup>۴</sup>- Directivity Effect

<sup>۵</sup>- Fling-Step Effect

<sup>۶</sup>- Peak ground velocity, peak ground acceleration

<sup>۷</sup>- خاک نوع D بر اساس آیین نامه ASCE-7

### جدول ۳. مشخصات شتابنگاشت‌های حوزه دور و نزدیک<sup>۸</sup>

$V_p$  و  $V_s$  به ترتیب چگالی، نسبت پواسون، سرعت موج برشی و سرعت موج طولی خاک،  $\Gamma$  شعاع دایره‌ی معادل پی و  $G$  مدول برشی خاک است که با توجه به نوع خاک و لرزه خیزی منطقه ۰/۵ الی ۱ برابر مدول برشی اولیه خاک ( $G_0$ ) در نظر گرفته می‌شود. در این مدل، افزودن ممان اینرسی جرمی  $M_\phi$  به وسیله یک میراگر به دیسک، موجب وابستگی سختی و میرایی سیستم به فرکانس بار اعمالی می‌شود. همچنین، پارامترهای  $m_f$  و  $I_f$  در شکل ۲، به ترتیب جرم و ممان اینرسی پی می‌باشند. خاک مورد مطالعه از نوع سخت<sup>۱</sup> بوده و مشخصات آن در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲. مشخصات خاک

چگالی ( $\text{kg/m}^3$ )	ضریب پواسون	$\frac{G}{G_0}$	$G_0$ ( $\text{N/m}^2$ )
۱۸۰۰	۰/۳	۰/۵	$115 \times 10^6$

### ۴. مشخصات شتابنگاشت‌ها

مطالعه شتابنگاشت‌ها نشان داده که با افزایش فاصله از منبع تولید امواج، مشخصات امواج لرزه‌ای دچار تغییر می‌گردد که بر این اساس، زلزله‌ها به دو دسته کلی حوزه نزدیک<sup>۲</sup> و حوزه دور<sup>۳</sup> تقسیم می‌گردند. مطابق یکی از متداول‌ترین تعاریف، به زلزله‌هایی که فاصله ایستگاه ثبت از تصویر گسل روی سطح زمین کمتر از ۱۵ کیلومتر باشد زلزله‌های حوزه نزدیک اطلاق می‌شود (البته مقدار این فاصله بین ۱۰ تا ۶۰ کیلومتر در منابع

<sup>۱</sup>- خاک نوع D بر اساس آیین نامه ASCE-7 ( $183 < V_s < 366 \text{ m/s}$ )

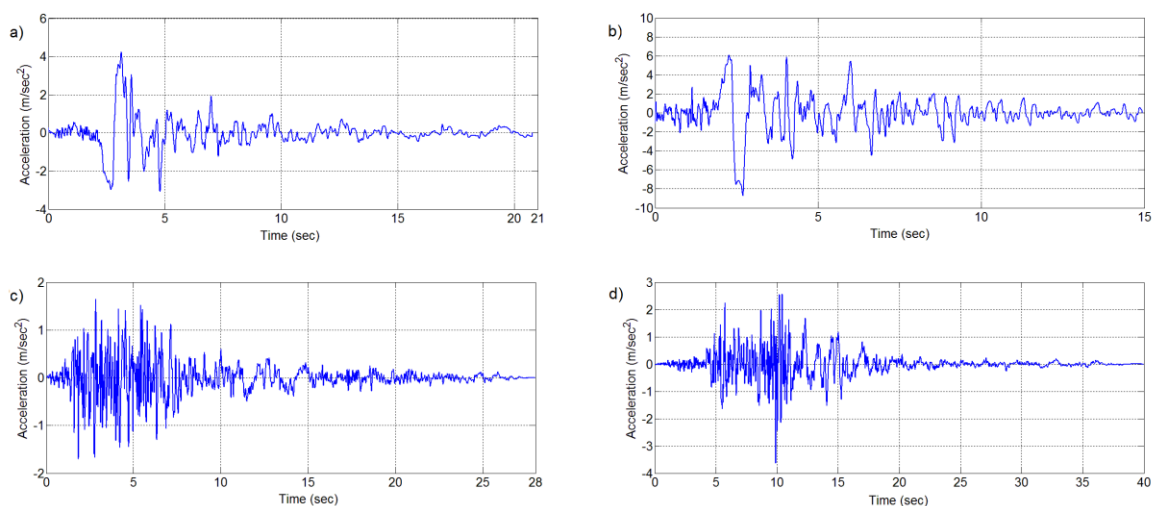
<sup>۲</sup>- Near Field

<sup>۳</sup>- Far Field

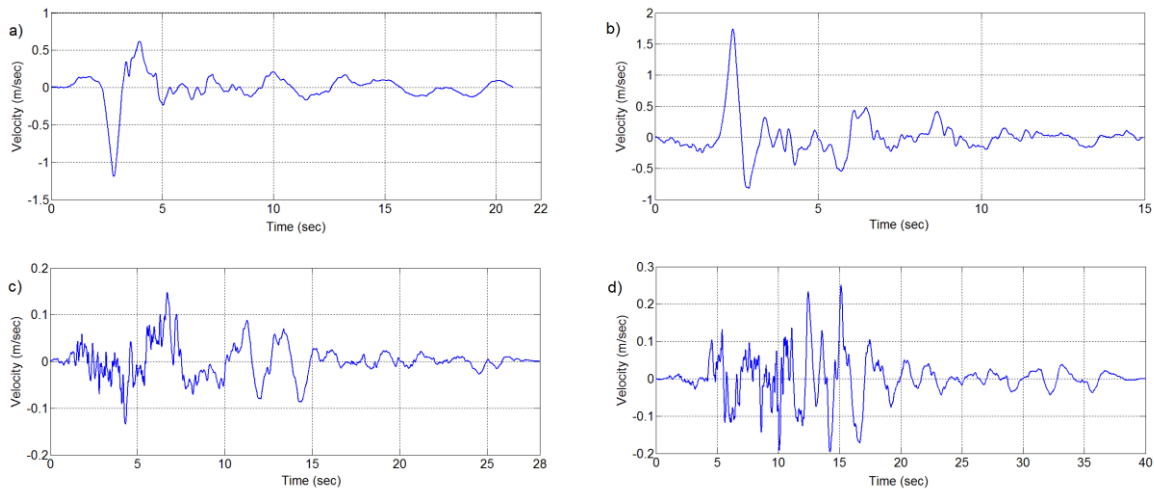
<sup>۸</sup>- مشخصات شتابنگاشت‌ها حوزه دور و نزدیک به ترتیب از <http://www.csuchico.edu> ، <http://www.sacsteel.org> اخذ شده است.

$\frac{PGV}{PGA}$ (s)	PGA ( $m/s^2$ )	بزرگی ( $M_w$ )	فاصله (km)	نوع زلزله	ایستگاه*	نام زلزله (سال)
۰/۱۲	۸/۸	۷/۴	۱/۲	نزدیک گسل	-	Tabas (1978)
۰/۲۸	۴/۲	۶/۷	۲	نزدیک گسل	-	Erzincan (1992)
۰/۲	۶/۲	۷/۱	۸/۵	نزدیک گسل	-	Cape Mendocino (1992)
۰/۲۱	۸/۷	۶/۷	۷/۵	نزدیک گسل	Rinaldi	Nothridge (1994)
۰/۱۷	۷/۱	۶/۷	۶/۴	نزدیک گسل	Olive View	Nothridge (1994)
۰/۲۲	۷/۷	۶/۹	۴/۳	نزدیک گسل	Takatori	Kobe (, 1995)
۰/۱۹	۷/۰	۷/۳	۱/۱	نزدیک گسل	-	Landers (1992)
۰/۲۴	۷/۰	۷	۳/۵	نزدیک گسل	Los Gatos	Loma Prieta (1989)
۰/۰۷	۴/۶	۶/۷	۲۱/۲	دور از گسل	LA-Saturn St	Northridge(1994)
۰/۰۷	۳/۵	۶/۷	۱۷/۳	دور از گسل	Santa Monica City Hall	Northridge (1994)
۰/۰۹	۳/۴	۶/۵	۲۲	دور از گسل	Delta	Imperial Valley (1997)
۰/۱۹	۱/۴	۷/۳	۲۳/۶	دور از گسل	Yermo Fire Station	Landers (1992)
۰/۲۱	۲/۷	۶/۹	۲۷/۴	دور از گسل	Hollister City Hall	Loma Prieta (1989)
۰/۰۸	۱/۶	۶/۶	۲۲/۸	دور از گسل	LA-Hollywood	San Fernando (1971)
۰/۱۶	۲/۳	۶/۹	۱۹/۱	دور از گسل	Shin-Osaka	Kobe (1995)
۰/۱۴	۲/۰	۶/۹	۷۴/۲	دور از گسل	Oakland-Outer Harbor Wharf	Loma Prieta (1989)

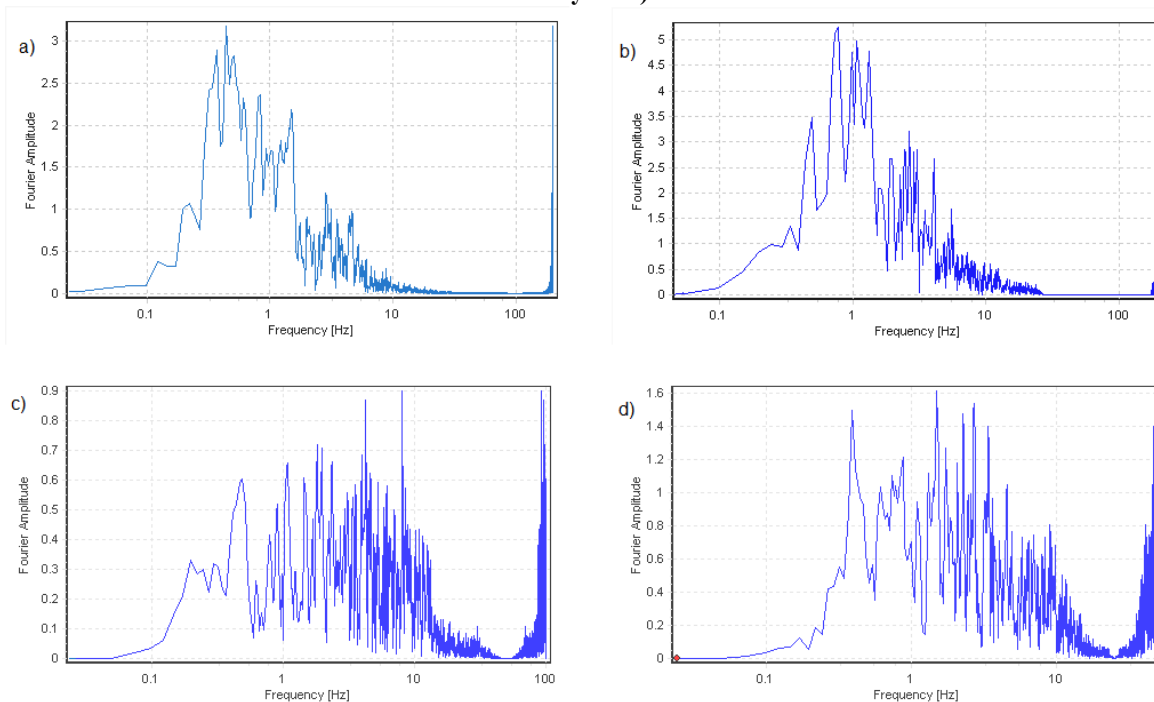
\* ایستگاه برخی از زلزله‌های حوزه نزدیک در سایت SAC درج نشده است.



شکل ۵. (a) نمودار تاریخچه زمانی شتاب زلزله Erzincan، (b) نمودار تاریخچه زمانی شتاب زلزله Rinaldi، (c) نمودار تاریخچه زمانی شتاب زلزله San Fernando و (d) نمودار تاریخچه زمانی شتاب زلزله Northridge (Santa Monica City Hall)



شکل ۶. (a) نمودار تاریخچه زمانی سرعت زلزله Erzincan، (b) نمودار تاریخچه زمانی سرعت زلزله Rinaldi، (c) نمودار تاریخچه زمانی سرعت زلزله San Fernando و (d) نمودار تاریخچه زمانی سرعت زلزله Northridge (Santa Monica City Hall)



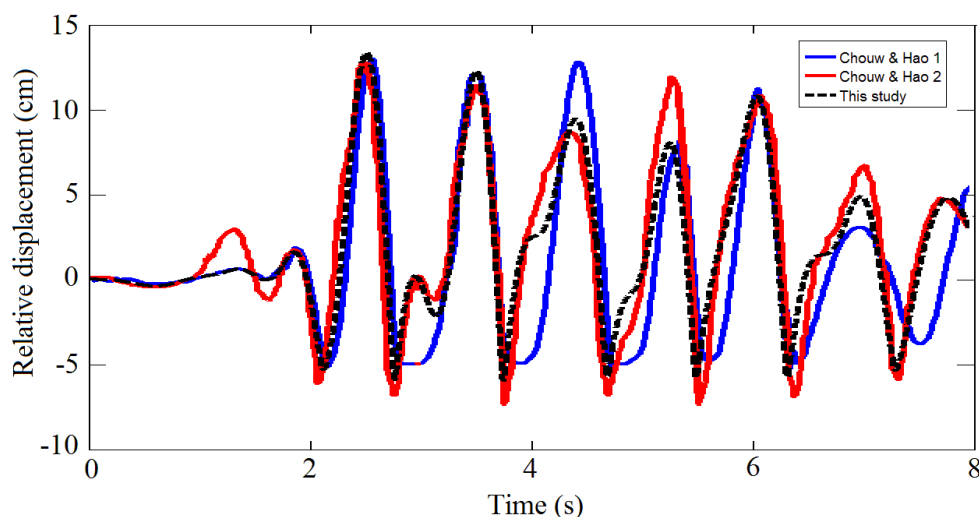
شکل ۷. (a) طیف دامنه فوریه زلزله Erzincan، (b) طیف دامنه فوریه زلزله Rinaldi، (c) طیف دامنه فوریه زلزله San Fernando و (d) طیف دامنه فوریه زلزله Northridge (Santa Monica City Hall)

به صورت یک سیستم دو درجه آزادی (مشابه شکل ۲- الف) با فرکانس‌های ۱ و ۱/۵ هرتز و جرم‌های ۱۲۰۰ و ۲۴۰۰ تن مدل‌سازی گردید. مشخصات کامل مدل در چاو و هائو (۲۰۰۸) ارائه شده است. مقایسه‌ی نتایج جابجایی نسبی بین جرم‌های پل تحت ۸ ثانیه آغازین

۵. صحت‌سنجی مدل و برنامه نوشته شده  
در ابتدا، صحت نحوه مدل‌سازی و برنامه نوشته شده با استفاده از نتایج ارائه شده توسط چاو و هائو (۲۰۰۸) مورد ارزیابی قرار گرفت. بدین منظور، یک پل

مدل‌سازی ضربه، اختلاف‌های کوچکی در مقادیر نمودارها مشاهده می‌گردد که قابل صرف‌نظر است.

زلزله‌السترو<sup>۱</sup> در شکل ۸ ارائه شده است. مطابق این شکل، نتایج به‌دست آمده دارای همگرایی مناسبی می‌باشند. اما با توجه به متفاوت بودن نوع تحلیل و



شکل ۸. نمودار جابجایی نسبی به‌دست آمده از سیستم دو درجه آزادی پل به منظور صحت‌سنجی برنامه

تاریخچه زمانی جابجایی به‌دست آمده برای پل B (جدول ۱) را تحت یک شتابنگاشت حوزه دور و یک شتابنگاشت حوزه نزدیک نشان می‌دهد. در این شکل  $P_1$  و  $P_2$  به ترتیب بیانگر قاب‌ها با پایه‌های  $P_1$  و  $P_2$  می‌باشند. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، در این مدل، هر یک از قاب‌ها با توجه به عدم لحاظ اثر ضربه به صورت یک سیستم یک درجه آزادی به‌طور مستقل ارتعاش کرده و تحت تأثیر حرکات قاب‌های مجاور قرار نمی‌گیرد. میانگین بیشینه جابجایی به‌دست آمده از پاسخ‌های پل تحت مجموعه شتابنگاشت‌های اعمالی در شکل ۱۰ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش دوره‌ی تناوب پل، مقادیر جابجایی افزایش می‌یابد. همچنین، پل‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک تغییر مکان‌های بزرگتری نسبت به زلزله‌های حوزه دور از خود نشان می‌دهند.

## ۶. مطالعات عددی

در این مطالعه، با استفاده از مدل‌سازی‌های مختلف و محاسبه پارامترهای بیشینه جابجایی مطلق عرشه، بیشینه نیروی ضربه<sup>۱</sup> و نرخ تعداد ضربه<sup>۲</sup> برای هر یک از پل‌ها تحت شتابنگاشت‌های مختلف و میانگین‌گیری از آن‌ها برای مجموعه شتابنگاشت‌های اعمالی، اثر اندرکنش خاک-سازه، پدیده‌ی ضربه و نوع زلزله (حوزه دور و نزدیک) بررسی شده است.

### ۶-۱. مدل اول

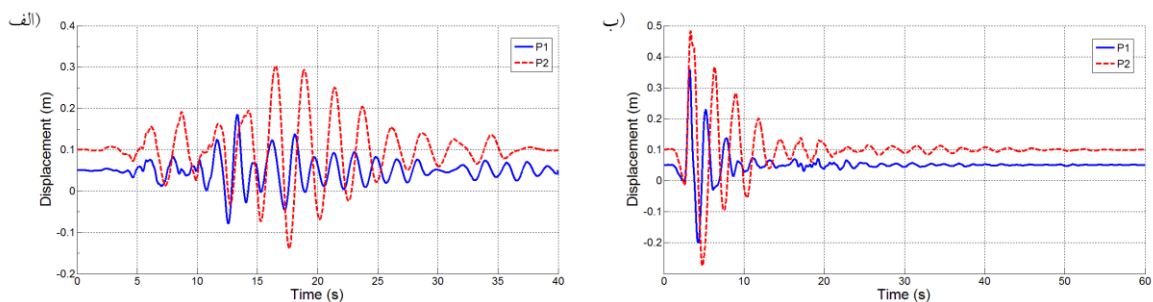
در این حالت، تنها پایه‌های پل که تحت تأثیر وزن عرشه‌ها قرار دارند مدل‌سازی شده و از اثر ضربه و اندرکنش خاک-سازه صرف‌نظر می‌شود. شکل ۹ نتایج

<sup>۱</sup> - بیشینه نیروی ضربه ایجاد شده در محل درز انقطاع برای زلزله مورد

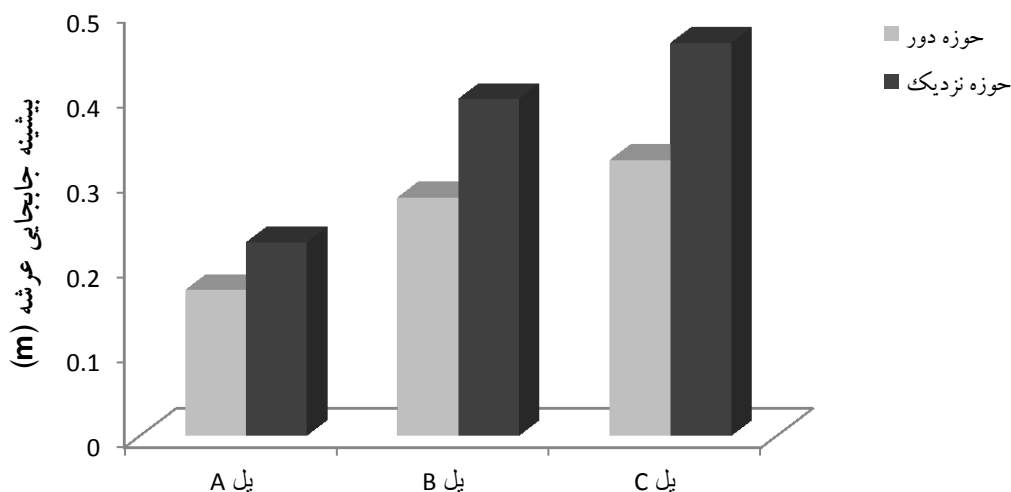
بررسی

<sup>۲</sup> - تعداد ضربه‌های ایجاد شده در درزهای انقطاع تقسیم بر زمان مؤثر

زلزله



شکل ۹. تاریخچه زمانی جابجایی پل B تحت زلزله: الف) Northridge (Santa Monica City Hall) (حوزه دور) و ب) Cape Mendocino (حوزه نزدیک)



شکل ۱۰. نمودار بیشینه جابجایی عرشه در پل‌های مدل اول

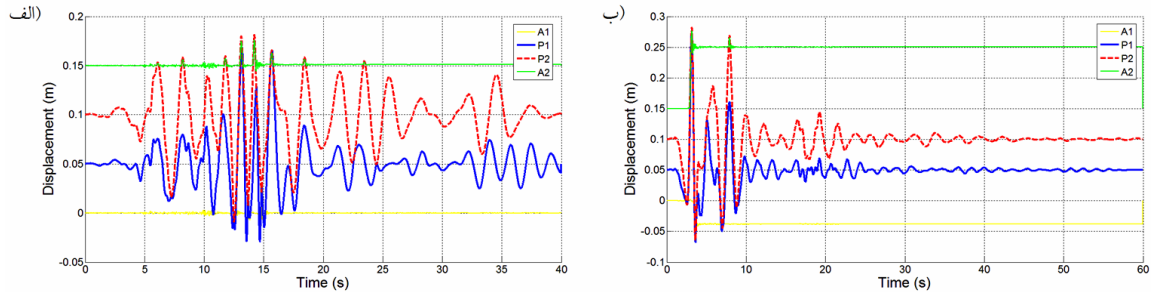
یا عرشه با کوله‌ها اتفاق می‌افتد. لذا، می‌توان گفت که برخوردهای شدید عرشه به کوله‌ها با ایجاد نیروهای ضربه بزرگ می‌تواند موجب جدا شدن دیوار پشتی از دیوار پیشانی و در نتیجه رفتار غیرالاستیک و جابجایی ماندگار در کوله‌ها گردد (شکل ۱۱-ب). شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ به ترتیب بیشینه جابجایی عرشه، بیشینه نیروی ضربه و نرخ تعداد برخورد را برای سه پل مورد مطالعه تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک نشان می‌دهند. مشاهده می‌گردد که ملاحظه‌ای اثر ضربه موجب محدود شدن حرکت عرشه‌ها و کاهش پاسخ جابجایی آن‌ها نسبت به مدل اول می‌گردد. مقادیر این کاهش برای پل

## ۲-۶. مدل دوم

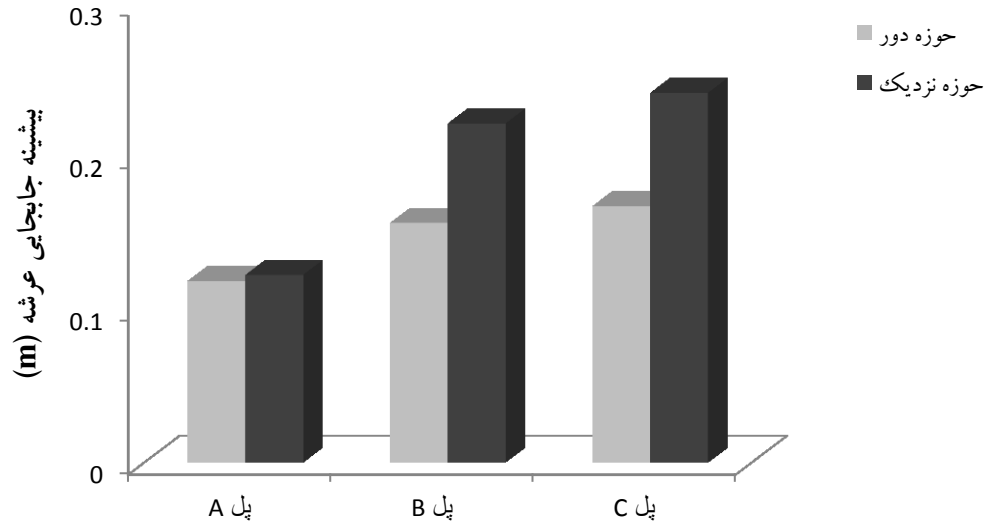
در این مدل، با مدل‌سازی کوله‌ها و در نظر گرفتن المان‌های تماسی در محل درزهای انقطاع، اثر ضربه در پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. شکل ۱۱ پاسخ تاریخچه زمانی جابجایی پل B را که با فرضیات این بخش مدل‌سازی شده است تحت دو زلزله نشان می‌دهد. در این شکل،  $A_1$  و  $A_2$  به ترتیب بیانگر کوله سمت چپ و کوله سمت راست و همچنین  $P_1$  و  $P_2$  به ترتیب بیانگر قاب‌ها با پایه‌های  $P_1$  و  $P_2$  می‌باشند. همان‌طور که بیان گردید، با بسته شدن درزهای انقطاع، پدیده‌ی ضربه بین دو بخش از عرشه و

۱/۳۲ و ۱/۲۸، در پل B برابر ۱/۲ و ۱/۱۳ و در پل C برابر ۱/۱۸ و ۱/۰۶ می‌باشند. نتایج فوق بیانگر اهمیت زلزله‌های حوزه نزدیک در پدیده‌ی ضربه می‌باشد و افزایش مقادیر نیرو و تعداد ضربه موجب افزایش امکان خرابی در پل‌ها می‌گردد.

A تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب ۳۱ و ۴۶ درصد، برای پل B برای هر دو نوع زلزله تقریباً ۴۴ درصد و برای پل C برابر ۴۸ درصد می‌باشد. همچنین، نسبت بیشینه نیروی ضربه و نرخ تعداد برخورد برای زلزله‌های حوزه نزدیک به دور به ترتیب در پل A برابر

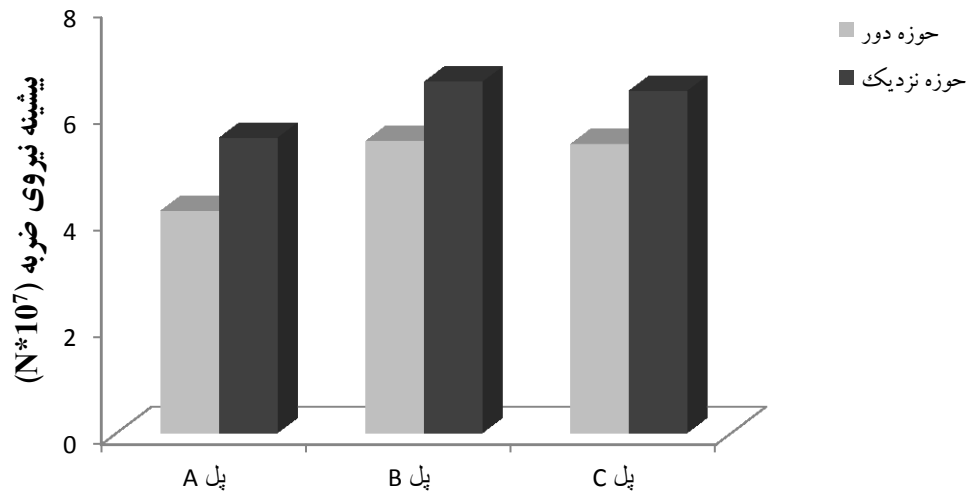


شکل ۱۱. تاریخچه زمانی جابجایی پل B تحت زلزله‌های: الف) Northridge (Santa Monica City Hall) (حوزه دور) و ب) Cape Mendocino (حوزه نزدیک)

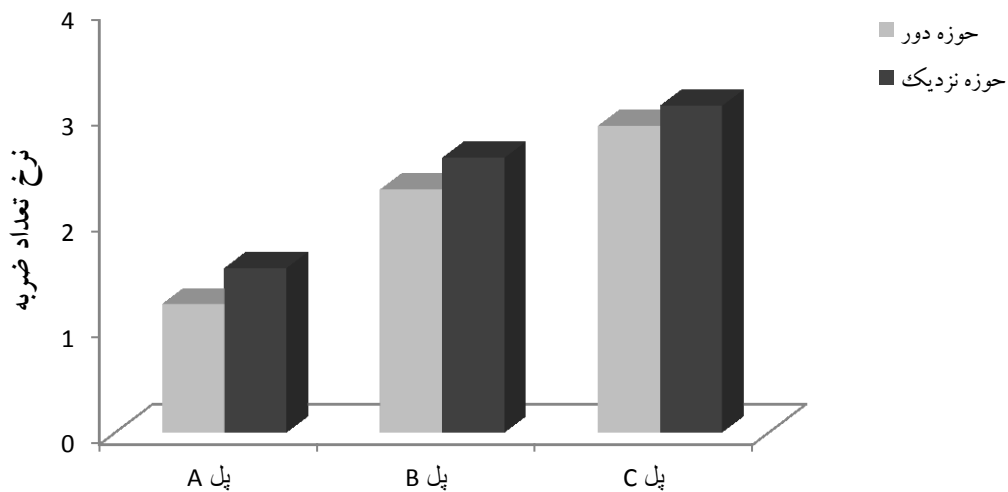


شکل ۱۲. نمودار بیشینه جابجایی عرشه در پل‌های مدل دوم

مطالعه‌ی اثر ضربه بر پاسخ‌های لرزه‌ای پل‌ها با ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه



شکل ۱۳. نمودار بیشینه نیروی ضربه در پل‌های مدل دوم

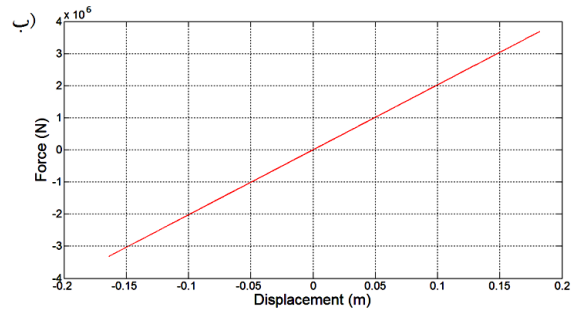
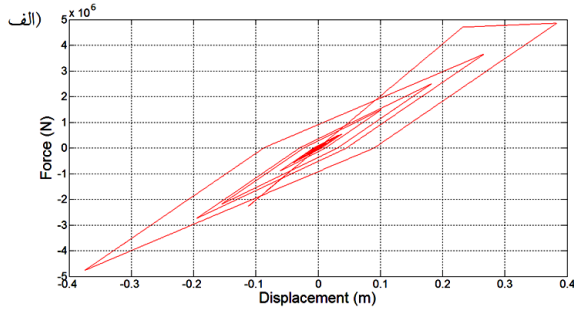


شکل ۱۴. نمودار نرخ تعداد برخورد در پل‌های مدل دوم

این حقیقت می‌باشد که فرض رفتار الاستیک خطی مصالح در انجام تحلیل‌ها برای آن‌ها می‌تواند صحیح باشد (شکل ۱۵).

از سوی دیگر، ملاحظه‌ی اثر ضربه و در نتیجه‌ی آن، کاهش جابجایی عرشه، موجب حذف پاسخ‌های غیرالاستیک پایه‌ها در برخی تحلیل‌ها می‌گردد که بیانگر



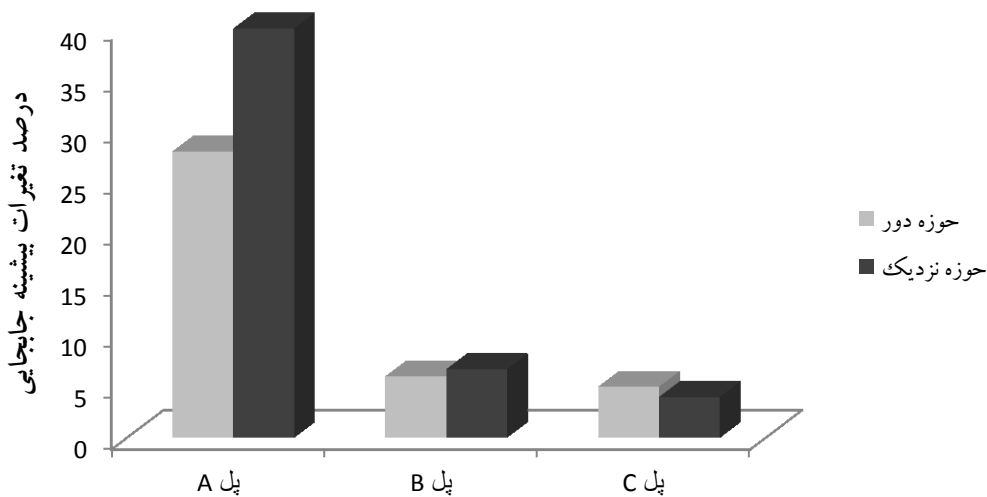


شکل ۱۵. نمودار هیسترسیس پایه P2 پل C تحت زلزله Cape Mendocino برای دو مدل مختلف از پل: الف) مدل اول و ب) مدل دوم

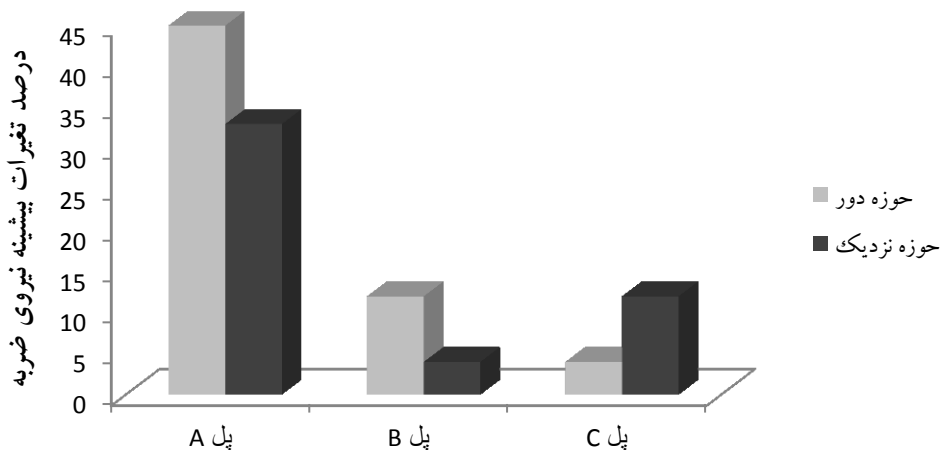
تناوب پل‌ها، تأثیر پدیده‌ی اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ‌ها کاهش می‌یابد. ملاحظه‌ی اثر اندرکنش موجب افزایش بیش از دو برابری نرخ تعداد ضربه در پل A گردید. همچنین، بیشینه مقدار جابجایی عرشه در این پل تحت زلزله‌های حوزه نزدیک ۴۰٪ افزایش می‌یابد. لذا، عدم مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه موجب پاسخ‌های غیر واقعی در پل A می‌گردد. در حالی که تأثیر این پدیده بر پاسخ‌های پل‌های B و C بسیار کمتر می‌باشد.

### ۳-۶. مدل سوم

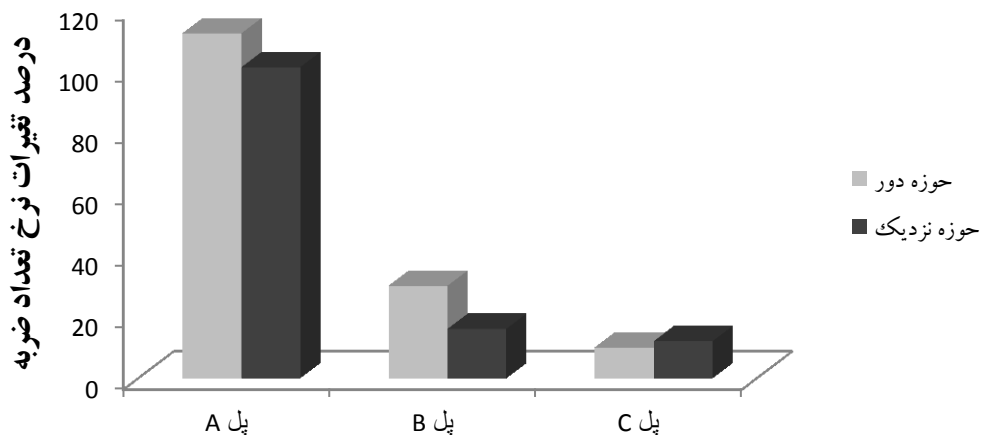
به منظور بررسی اثر اندرکنش خاک-سازه بر مقادیر جابجایی و پدیده‌ی برخورد، در این مدل، برای هر یک از پایه‌ها در محل اتصال به زمین یک درجه آزادی انتقالی افقی و یک درجه آزادی دورانی در نظر گرفته شده است. شکل‌های ۱۶ تا ۱۸ به ترتیب تغییرات بیشینه جابجایی عرشه، بیشینه نیروی ضربه و نرخ تعداد ضربه را در مدل سوم نسبت به مدل دوم نشان می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، با افزایش زمان دوره‌ی



شکل ۱۶. تغییرات بیشینه جابجایی در مدل سوم (با ملاحظه‌ی اندرکنش) نسبت به مدل دوم (بدون ملاحظه‌ی اندرکنش)



شکل ۱۷. تغییرات بیشینه نیروی ضربه در مدل سوم (با ملاحظه‌ی اندرکنش) نسبت به مدل دوم (بدون ملاحظه‌ی اندرکنش)



شکل ۱۸. تغییرات نرخ تعداد ضربه در مدل سوم (با ملاحظه‌ی اندرکنش) نسبت به مدل دوم (بدون ملاحظه‌ی اندرکنش)

## ۷. نتیجه‌گیری

به‌طوری که رفتار پایه‌ها در برخی تحلیل‌های انجام شده در محدوده الاستیک خطی قرار می‌گیرد. لذا، فرض رفتار خطی مصالح در این حالت برای تحلیل‌های دینامیک لرزه‌ای چندان دور از واقعیت نمی‌باشد.

۲- مقایسه مقادیر بیشینه جابجایی پل‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد که با افزایش دوره‌ی تناوب در پل‌ها، مقادیر فوق دارای یک روند افزایشی می‌باشند.

۳- ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک-سازه در پل با دوره‌ی تناوب کوچک موجب افزایش مقادیر پاسخ‌ها می‌گردد. در حالی که تأثیر چندانانی بر پاسخ پل‌ها با

در این پژوهش، اثر ضربه و اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ‌های لرزه‌ای پل شامل بیشینه جابجایی مطلق در عرشه، بیشینه نیروی ضربه و تعداد ضربه برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور، سه پل با دوره‌های تناوب مختلف مدل‌سازی گردید. نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیک غیرخطی به شرح زیر می‌باشد:

۱- مدل‌سازی کوله‌ها و اثر ضربه به علت محدود کردن حرکات عرشه، موجب کاهش جابجایی آن می‌گردد.

دوره‌ی تناوب بزرگ (بزرگتر از یک ثانیه) ندارد. زلزله‌های حوزه نزدیک موجب پاسخ‌های لرزه‌ای به‌طوری که می‌توان از مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه بزرگتر (نسبت به زلزله‌های حوزه دور) در پل‌های مورد در پل‌های اخیر صرف‌نظر نمود. بررسی می‌گردند. در نتیجه، آثار تخریبی بیشتری بر پل‌ها دارند.

## ۸. مراجع

داودی، م.، فیضی، ر. و هادیانی، ن. ۱۳۸۹. "بررسی اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور بر رفتار لرزه‌ای چند نوع سازه مختلف". پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳(۳ و ۴): ۲۱-۹.

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. ۱۳۷۹. "آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها". نشریه شماره ۱۳۹.

مگردیچیان، آ. ۱۳۸۵. "دینامیک سازه‌ها و مهندسی زلزله". روزبهان، تهران.

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور. ۱۳۹۲. "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود". نشریه شماره ۳۶۰.

- AASHTO. 2010. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications". Fifth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.
- Alavi, B. and Krawinkler, H. 2000. "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design". Proc. 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.
- Bi, K., Hao, H. and Chouw, N. 2011. "Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 40: 1027-1043.
- Bi, K. and Hao, H. 2013. "Numerical simulation of pounding damage to bridge structures under spatially varying ground motions". Eng. Struct., 46: 62-76.
- Caltrans SDC. 2013. "Caltrans Seismic Design Criteria version 1.7". California Department of Transportation, Sacramento, California.
- CEN. 2004. "EN 1998-1: 2004. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". European Committee for Standardization, Brussels.
- Chopra, A. K. and Gutierrez, J. A. 1974. "Earthquake response analysis of multistory buildings including foundation interaction". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 3: 65-77.
- Chouw, N. and Hao, H. 2005. "Study of SSI and non-uniform ground motion effect on pounding between bridge girders". Soil Dyn. Earthq. Eng., 25: 717-728.
- Chouw, N. and Hao, H. 2008. "Significance of SSI and non-uniform near-fault ground motions in bridge response. I: Effect on response with conventional expansion joint". Eng. Struct., 30(1): 141-153.
- Cui, L. L., Guo, A. X. and Li, H. 2011. "Investigation of the parameters of Hertz impact model for the pounding analysis of highway bridge". Procedia Eng., 14: 2773-2778.
- Duncan, J. M. and Mokwa, R. L. 2001. "Passive earth pressure: Theories and tests". ASCE, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(3): 248-257.
- FHWA. 1986. "Seismic Design of Highway Bridge Foundations, Vol. II: Design Procedures and Guidelines". Report No. FHWA/RD-86/102, Federal Highway Administration.
- Guo, A., Li, Z., Li, H. and Ou, J. 2009. "Experimental and analytical study on pounding reduction of base-isolated highway bridges using MR dampers". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 38: 1307-1333.
- Hao, H. 1998. "A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 27(1): 91-103.
- Heo, G., Kim, C., Jeon, S., Lee, C. and Seo, S. 2017. "A study on a MR damping system with lumped mass for a two-span bridge to diminish its earthquake-induced longitudinal vibration". Soil Dyn. Earthq. Eng., 92: 312-329.
- Jankowski, R. 2005. "Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 34: 595-611.
- Jankowski, R. 2006. "Analytical expression between the impact damping ratio and the coefficient of restitution in the non-linear viscoelastic model of structural pounding". Earthq. Eng. Struct. Dyn., 35: 517-524.

- Jankowski, R. 2010. "Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 39: 343-354.
- Jankowski, R., Wilde, K. and Fujino, Y. 1998. "Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 27(5): 487-502.
- Li, Z., Zhou, L. and Yue, F. 2010. "Effects of spatial variation of ground motion and soil-foundation interaction on critical pounding gap length of seismic isolated bridges". *China Civil Eng. J.*, 43(7): 85-90.
- Maison, B. F. and Kasai, K. 1990. "Analysis for type of structural pounding". *Struct. Eng.*, 116: 957-977.
- Makris, N., Badoni, D., Delis, E. and Gazetas, G. (1994). "Prediction of observed bridge response with soil-pile-structure interaction". *Struct. Eng.*, 120(10): 2992-3011.
- Maroney, B. H. 1995. "Large scale abutment tests to determine stiffness and ultimate strength under seismic loading". PhD Dissertation, University of California, Davis.
- Muthukumar, S. 2003. "Contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges". PhD Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- Saatcioglu, M. and Ozecebe, G. 1989. "Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading". *ACI Struct. J.*, 86(1): 3-12.
- Saiidi, M. and Sozen, M. A. 1979. "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures". Report No. UILU-ENG-79-2013, Structural Research Series No. 465, University of Illinois, Urbana.
- Spyrakos, C. C. and Vlassis, A. G. 2002. "Effect of soil-structure interaction on seismically isolated bridges". *Earthq. Eng.*, 6(3): 391-429.
- Wolf, J. P. 1985. "Dynamic Soil-Structure Interaction". Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Wolf, J. P. 1994. "Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models". Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Won, J. H., Mha, H. S. and Kim, S. H. 2015. "Effects of the earthquake-induced pounding upon pier motions in the multi-span simply supported steel girder bridge". *Eng. Struct.*, 93: 1-12.
- Zheng, Y., Xiao, X., Zhi, L. and Wang, G. 2015. "Evaluation on impact interaction between abutment and steel girder subjected to nonuniform seismic excitation". *Shock Vib.*, 2015: Article ID 981804, <http://dx.doi.org/10.1155/2015/981804>.
- Zhu, P., Abe, M. and Fujino, Y. 2002. "Modelling of three-dimensional non-linear seismic performance of elevated bridges with emphasis on pounding of girders". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(11): 1891-1913