

پاسخ ضربه ساختمان‌های مجاور با ارتفاع غیر یکسان تحت حرکت قوی نزدیک گسل

معین رضایی بلوچی^۱، رضا صالح جلالی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

saleh@guilan.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۳/۳/۱]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۲/۹/۹]

چکیده- در این مقاله مدل ساده‌ای از ساختمان‌های مجاور یک و دو طبقه تحت مولفه‌های افقی و عمودی به دست آمده از حرکات عمود بر گسل و موازی گسل با بزرگا و اختلاف فازهای مختلف بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد: با جاری شدن ستون‌ها و ورود سیستم به ناحیه پلاستیک ضربه سبب افزایش چشم‌گیر جابه‌جایی نسبی و نیز تغییر شکل ماندگار به ویژه در طبقه بالای محل برخورد می‌شود. بیشینه نیروی ضربه و نیز کمینه فاصله مورد نیاز برای جلوگیری از ضربه ساختمان‌های مجاور تحت پالس عمود بر گسل چندین برابر بزرگتر از مقادیر مربوطه تحت پالس موازی گسل است. رفتار غیرخطی مصالح و تغییر شکل‌های پلاستیک بیشینه نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از ضربه را به شکل چشم‌گیری نسبت به حالت خطی کاهش می‌دهد. اختلاف فاز حرکات ورودی پایه‌ها می‌تواند سبب افزایش ۱٫۵ تا ۲ برابری بیشترین نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از ضربه شود که در این بزرگ‌نمایی مولفه افقی حرکت زمین نقش عمده را بازی کرده و مولفه‌های قائم و دورانی حرکت زمین نقش چندانی ندارند.

واژگان کلیدی: ضربه، حرکت زمین در نزدیک گسل، جهت‌گیری پیشرونده، حرکت پرتابی، ساختمان‌های مجاور.

۱- مقدمه

تحریک‌های لرزه‌ای متفاوت به تکیه‌گاه‌های سازه ایجاد می‌شود. یانکوفسکی [۱ و ۲] در مطالعاتی به ارائه طیف نیروی ضربه بین دو سازه مجاور هم با خواص دینامیکی متفاوت و آثار آن بر سازه‌ها پرداخت. طبیعی‌ترین راه برای جلوگیری از ضربه تأمین فاصله کافی بین سازه‌های مجاور یا اعضای سازه‌های طویل است از این‌رو در بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی کمینه فاصله لرزه‌ای بین سازه‌ای برای جلوگیری از ضربه تعیین شده است لیکن به دلیل تغییر شکل‌های بزرگ در سازه‌های نزدیک گسل مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه ناکافی به نظر می‌رسد. از طرف دیگر زمین لرزه‌های نزدیک گسل به

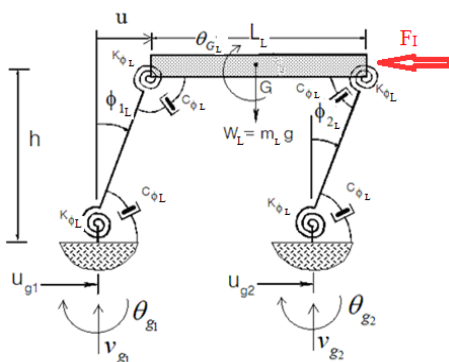
برخورد ساختمان‌های هم‌جوار با فاصله ناکافی و یا اجزای پل، بارها هنگام وقوع زمین لرزه مشاهده شده است؛ که از آن جمله می‌توان به زلزله‌های ۱۹۶۴ آلاسکا، ۱۹۷۱ سان فرناندو، ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی، ۱۹۸۹ لوما پریتا، ۱۹۹۹ آتن و ۱۹۹۵ کوبه اشاره نمود. دلیل اصلی برخورد بین ساختمان‌ها معمولاً ارتعاش غیر هم فاز آن‌ها است که این نوع ارتعاش به دلیل تفاوت در مشخصات دینامیکی ساختمان‌ها پدید می‌آید. از سوی دیگر در مورد سازه‌های طویل پدیده ضربه بین قسمت‌های فوقانی سازه بیشتر به دلیل اثر انتشار موج و اعمال

غیرخطی، که فرآیند برخورد را شبیه‌سازی می‌کند، به یکدیگر متصل شده‌اند. طبقات هر سازه متشکل از یک تیر صلب است که به وسیله‌ی ستون‌های بدون جرم و با صلبیت محوری نگه داشته شده است. ستون‌ها با فنرهای دورانی غیرخطی و میراگرهای دورانی بیانگر سختی خمشی ستون‌ها و میراگرهای دورانی نشان دهنده میرایی ساختمان است. روش تحلیل بر اساس اصول دینامیک سازه است، با این تفاوت که سختی خمشی ستون به وسیله‌ی فنرهای دورانی در بالا و پایین ستون متمرکز شده است. مدل به کار گرفته شده در شکل (۱) نیز در واقع نشان دهنده رفتار صفحه‌ای ساختمان‌های برشی سه بعدی بوده و تیرصلب معادل کف صلب است. این روش تحلیل در چندین مقاله به وسیله‌ی نویسنده دوم به کار گرفته شده و اعتبارسنجی شده است [۵]. برای تمییز دادن پارامترهای به کار گرفته شده، پارامترهای ساختمان یک طبقه دارای اندیس "L" است.

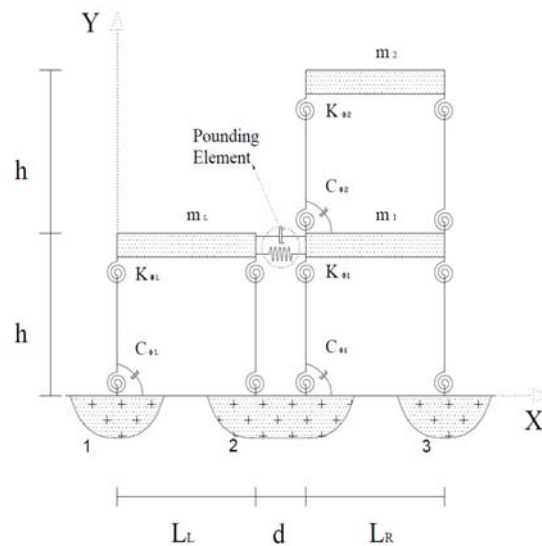
منظور فاصله کم بین محل شکست گسل که همان منبع تولید موج است و محل دریافت آن به لحاظ محتوای فرکانسی بالا بسیار غنی بوده و در عین حال پالس سرعت با پریود بالا نیز در رکورد آنها مشاهده می‌شود [۳]. پژوهش‌ها نشان داده که حرکات پالسی شکل زمین در نزدیک گسل و به ویژه دامنه و پریود پالس سرعت اثر چشم‌گیری بر عملکرد سازه‌ها دارد [۴]. از این رو برای طراحی سازه‌های مجاور تحت زلزله‌های نزدیک گسل با بزرگای مختلف نیاز است که ماکزیمم نیروی ضربه قابل انتظار در زمان زلزله و نیز کمینه فاصله لازم برای پیشگیری از برخورد شناخته شوند. در این راستا مدلی ساده از سازه‌های مجاور یک و دو طبقه در نظر گرفته شده و برخورد آنها تحت مولفه‌های افقی و عمودی حاصل از حرکات موازی گسل و عمود بر گسل با بزرگای مختلف و اختلاف فازهای مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این پژوهش بررسی بیشینه نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای پیشگیری از ضربه و نیز اثر اختلاف فاز و دوران حرکت زمین بر میزان نیروی ضربه مورد نظر است.

۲-۱- معادلات حرکت ساختمان یک طبقه تحت حرکات ناهمگون پایه‌ها

شکل (۲) ساختمان یک طبقه متشکل از تیر صلب به جرم mL ممان اینرسی جرمی I_L ، طول L ، و ارتفاع ستون h تحت نیروی ضربه F_I و تحریکات ناهمگون پایه‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۴) و نوشتن معادلات تعادل تیر و ستون خواهیم داشت



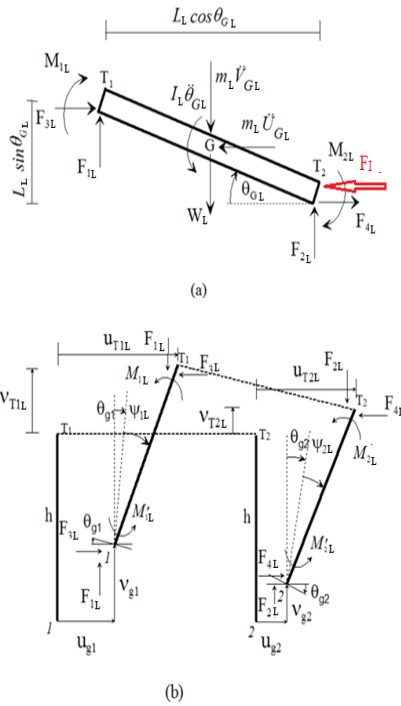
شکل (۲) مدل ساختمان یک طبقه



شکل (۱) مدل دینامیکی ساختمانهای مجاور

۲-۲ مدل دینامیکی

شکل (۱) مدل دینامیکی ساختمان‌های یک و دو طبقه همجوار را نشان می‌دهد که به وسیله‌ی المان ویسکوالاستیک



شکل (۴) (a) دیاگرام آزاد تیر (b) دیاگرام آزاد ستون

۲-۲- معادلات حرکت ساختمان دو طبقه تحت حرکات ناهمگون پایه‌ها

شکل (۵) ساختمان دو طبقه تحت نیروی ضربه F_I و تحریکات ناهمگون پایه‌ها را نشان می‌دهد. با نوشتن معادلات تعادل تیر و ستون در طبقه دوم خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \sum F_X = 0 &\Rightarrow -m_2 \ddot{U}_{G_2} + F_{23} + F_{24} = 0 \\ \sum F_Y = 0 &\Rightarrow -m_2 \ddot{V}_{G_2} + F_{21} + F_{22} - W_2 = 0 \\ \sum M_{G_2} = 0 &\Rightarrow M_{21} + M_{22} - I_2 \ddot{\theta}_{G_2} + \frac{L_R}{2} \cos \theta_{G_2} (F_{21} - F_{22}) \\ &+ \frac{L_R}{2} \sin \theta_{G_2} (F_{23} - F_{24}) = 0 \\ \sum M_{11} = 0 &\Rightarrow -M_{21} - M'_{21} + F_{21} h \sin(\theta_{G_1} + \phi_{21}) \\ &- F_{23} h \cos(\theta_{G_1} + \phi_{21}) = 0 \\ \sum M_{12} = 0 &\Rightarrow -M_{22} - M'_{22} + F_{22} h \sin(\theta_{G_1} + \phi_{22}) \\ &- F_{24} h \cos(\theta_{G_1} + \phi_{22}) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum F_X = 0 &\Rightarrow -m_L \ddot{U}_{GL} + F_{3L} + F_{4L} - F_I = 0 \\ \sum F_Y = 0 &\Rightarrow -m_L \ddot{V}_{GL} + F_{1L} + F_{2L} - W_L = 0 \\ \sum M_{(G)} = 0 &\Rightarrow L_L \sin \theta_{GL} (F_{3L} + F_I - F_{4L}) / 2 \\ &+ L_L \cos \theta_{GL} (F_{1L} - F_{2L}) / 2 + M_{1L} + M_{2L} - I_L \ddot{\theta}_{GL} = 0 \\ \sum M_{(1)} = 0 &\Rightarrow -M_{1L} - M'_{1L} + F_{1L} h \sin \phi_{1L} \\ &- F_{3L} h \cos \phi_{1L} = 0 \\ \sum M_{(2)} = 0 &\Rightarrow -M_{2L} - M'_{2L} + F_{2L} h \sin \phi_{2L} \\ &- F_{4L} h \cos \phi_{2L} = 0 \end{aligned}$$

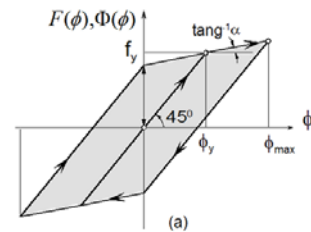
که لنگرهای داخلی $M'_{1L}, M'_{2L}, M_{2L}, M_{1L}$ با روابط زیر تعیین می‌شوند

$$\begin{aligned} M_{1L} &= k_{\phi L} F (\phi_{1L} - \theta_{GL}) + c_{\phi L} (\dot{\phi}_{1L} - \dot{\theta}_{GL}) \\ M_{2L} &= k_{\phi L} F (\phi_{2L} - \theta_{GL}) + c_{\phi L} (\dot{\phi}_{2L} - \dot{\theta}_{GL}) \\ M'_{1L} &= k_{\phi L} F (\phi_{1L} - \theta_{g1}) + c_{\phi L} (\dot{\phi}_{1L} - \dot{\theta}_{g1}) \\ M'_{2L} &= k_{\phi L} F (\phi_{2L} - \theta_{g2}) + c_{\phi L} (\dot{\phi}_{2L} - \dot{\theta}_{g2}) \end{aligned}$$

که $F(\phi)$ تابع غیر خطی مطابق شکل (۳) می‌باشد. با ترکیب روابط بالا و با توجه به صلبیت تیر معادله مستقل حرکت به شکل زیر به دست می‌آید

$$z_1 \ddot{\phi}_L + z_2 = 0 \quad (1)$$

که Z_1 و Z_2 توابعی غیرخطی از $\phi_{1L}, \dot{\phi}_{1L}, \phi_{2L}, \dot{\phi}_{2L}$ فرکانس ساختمان (ω_L) ، نیروی ضربه (F_I) و حرکات ورودی زمین است.



شکل (۳) مدل سختی دوخطی برای فنرهای دورانی

۲-۳- معادلات حاکم بر کل سیستم

با ترکیب معادلات حرکت (۱) و (۲) معادلات حاکم بر کل سیستم به دست می‌آید

$$\begin{cases} z_{11}\ddot{\phi}_{11} + z_{12}\ddot{\phi}_{21} + z_{13} = 0 \\ z_{21}\ddot{\phi}_{11} + z_{22}\ddot{\phi}_{21} + z_{23} = 0 \\ z_{31}\ddot{\phi}_{1L} + z_{32} = 0 \end{cases} \quad (3)$$

رابطه (۳) سیستم معادلات دیفرانسیل غیر خطی درگیر حاکم بر دو ساختمان مجاور است که به روش عددی قابل حل است. در این مقاله از روش رانگ-کوتای مرتبه چهار برای حل آن استفاده شده است. برای شبیه سازی نیروی ضربه (F_I) از مدل ویسکوالاستیک غیرخطی [۶] استفاده شده است. در این مدل نیروی برخورد بین جرم‌های چپ (m_L) و راست (m_R) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$F_I(t) = 0 \quad \text{for} \quad \delta(t) \leq 0$$

$$F_I(t) = \bar{\beta}\delta^{3/2}(t) + \bar{\alpha}(t)\dot{\delta}(t) \quad \text{for} \quad \delta(t) > 0, \dot{\delta}(t) > 0$$

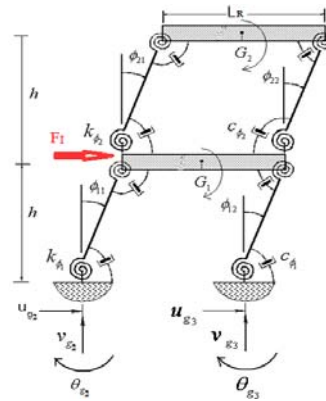
$$F_I(t) = \bar{\beta}\delta^{3/2}(t) \quad \text{for} \quad \delta(t) > 0, \dot{\delta}(t) \leq 0$$

$$\delta(t) = u_{T_{2L}}(t) - u_{T_{11}}(t) - d$$

که در آن $u_{T_{11}}$ و $u_{T_{2L}}$ به ترتیب جابه‌جایی جرم‌های m_L و m_R بوده و d نیز فاصله اولیه بین آن‌ها است، $\bar{\beta}$ بیانگر سختی ضربه و بستگی به سختی مصالح دارد؛ $\bar{\alpha}(t)$ بیانگر میرایی مدل بوده و در هر لحظه به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\bar{\alpha}(t) = 2\bar{\xi}\sqrt{\bar{\beta}\sqrt{\delta(t)}\frac{m_L m_R}{m_L + m_R}}$$

$\bar{\xi}$ نسبت میرایی برخورد بوده که تابعی از میزان اتلاف انرژی در طول برخورد (e) است. یک رابطه تقریبی بین $\bar{\xi}$



شکل (۵) مدل ساختمان دو طبقه

معادلات تعادل تیر و ستون در طبقه اول نیز به صورت زیر خواهد بود:

$$\sum F_X = 0 \Rightarrow -m_1\ddot{U}_{G_1} - F_{23} - F_{24} + F_{13} + F_{14} + F_I = 0$$

$$\sum F_Y = 0 \Rightarrow -m_1\ddot{V}_{G_1} - F_{21} - F_{22} + F_{11} + F_{12} - W_1 = 0$$

$$\begin{aligned} \sum M_{G_1} = 0 \Rightarrow & M'_{21} + M'_{22} + M_{11} + M_{12} - I_1\ddot{\theta}_{G_1} \\ & + \frac{L_R}{2}\cos\theta_{G_1}(F_{11} - F_{21} + F_{22} - F_{12}) \\ & + \frac{L_R}{2}\sin\theta_{G_1}(F_{13} - F_{23} + F_{24} - F_{14} + F_I) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{01} = 0 \Rightarrow & -M_{11} - M'_{11} \\ & + F_{11}h\sin\phi_{11} - F_{13}h\cos\phi_{11} = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{02} = 0 \Rightarrow & -M_{12} - M'_{12} \\ & + F_{12}h\sin\phi_{12} - F_{14}h\cos\phi_{12} = 0 \end{aligned}$$

با ترکیب روابط بالا و با توجه به صلیبیت تیرها معادلات مستقل حرکت به شکل زیر به دست می‌آید

$$\begin{cases} z_{11}\ddot{\phi}_{11} + z_{12}\ddot{\phi}_{21} + z_{13} = 0 \\ z_{21}\ddot{\phi}_{11} + z_{22}\ddot{\phi}_{21} + z_{23} = 0 \end{cases} \quad (7)$$

که Z_{ij} توابعی غیرخطی از $\phi_{11}, \phi_{12}, \phi_{21}, \phi_{22}$ ، فرکانس اصلی ساختمان (ω_R)، نیروی ضربه (F_I) و حرکات ورودی زمین است.

$$d_N(t) = \frac{A_N}{2} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_N}} \right) \quad (5)$$

که مقادیر A_N و τ_N به ازای بزرگای مختلف زلزله در جدول (۲) آورده شده‌اند. از آنجایی که رکوردهای ثبت شده محدود به بزرگای $M=5,6$ است پس مقادیر A_F و α_F و همچنین A_N و τ_N به ازای $M=7$ در جداول (۱) و (۲) در داخل پرانتز نشان داده شده و مقادیر آن‌ها از طریق رگرسیون به دست آمده‌اند [۱۴]. دامنه‌های d_F و d_N در تحلیل‌های رگرسیون متعددی بر اساس مشاهده لغزش گسل و استفاده از روابط کاهندگی مورد مطالعه قرار گرفته است. لغزش گسل بیشتر بر اساس متوسط جابه‌جایی گسل، \bar{u} ، و به صورت $\bar{u} = 2d_N$ تعریف می‌شود (شکل ۶). در شکل (۷) ناحیه قرمز رنگ که با $p=0.5$ مشخص شده متوسط بیشینه جابه‌جایی زمین، d_{max} ، را بر حسب بزرگای زلزله و در مرکز زلزله ($R=0$) برای تمام خاکها از نوع رسوبی ($s=0$) تا خاکهای صخره‌ای ($s=2$) نشان می‌دهد. ناحیه خاکستری رنگ بیشینه جابه‌جایی زمین را با احتمال وقوع ۹۰ درصد ($p=0.9$) نشان می‌دهد [۱۵ و ۱۶]. در این شکل بیشینه دامنه d_F یعنی $d_{F,max}$ که در جدول ۱ آورده شده به صورت منحنی خط چین نشان داده شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود دامنه $d_{F,max}$ با نتایج حاصل از رگرسیون اطلاعات ثبت شده در دور از گسل تطابق خوبی دارد. شکل (۸) متوسط دامنه جابه‌جایی گسل، $\bar{u} = 2d_N$ ، بر حسب بزرگای زلزله را نشان می‌دهد. علائم مختلف به کار رفته در شکل نتایج حاصل از مطالعات دیگر پژوهشگران را نشان می‌دهد [۱۵ و ۱۷ و ۱۸]. در حالی که محدوده بین دو ناحیه خاکستری رنگ بیشینه دامنه $\bar{u} = 2d_N$ را با قابلیت اعتماد ۸۰ درصد و بر اساس مدل رگرسیون (G4RM) نشان می‌دهد [۹ و ۱۹-۲۲] منحنی خط چین دامنه $2d_{N,max}$ به کار رفته در این مقاله، که در جدول ۲ آورده شده، را نشان می‌دهد که تطابق خوبی با دیگر نتایج دارد. خاصیت فیزیکی مهم توابع d_F و d_N به کار

و e در مدل ویسکوالاستیک غیرخطی به شکل زیر ارائه شده است [۶].

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

مقادیر پارامترهای ضربه به صورت زیر در نظر گرفته شده است [۶].

$$\bar{\beta} = 2.75 \times 10^9 \quad N/m^{3/2}$$

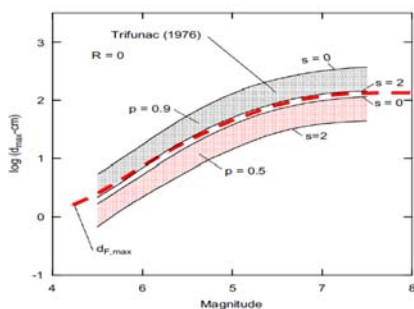
$$\bar{\xi} = 0.35 \quad (e=0.65)$$

۳- حرکت زمین در نزدیک گسل

حرکت زمین در نزدیک گسل به علت توزیع نامنظم لغزش، توزیع غیر یکنواخت صلیبیت در اطراف گسل، توزیع غیر یکنواخت تنش بر سطح گسل و فرآیند پیچیده و غیر خطی گسلش، بسیار پیچیده بوده بنابراین امکان پیش‌بینی جزئیات حرکت گسل وجود ندارد [۷ و ۸]. در این مقاله از روشی ساده استفاده شده و حرکت گسل با پالس‌هایی که به وسیله دامنه و مدت زمان آنها بر اساس مشاهدات و رکوردهای ثبت شده کالیبره شده‌اند مدل شده است [۹ و ۱۰]. شکل (۶) گسل و حرکات آن را نشان می‌دهد. حرکت d_N بیانگر افزایش تدریجی جابه‌جایی در امتداد گسل و به سمت جابه‌جایی استاتیکی دائمی است در حالی که d_F بیانگر پالس در امتداد عمود بر گسل است [۱۱]. انگیزه انتخاب اینگونه پالس‌ها را می‌توان در پژوهش‌های نویسنده دوم مشاهده کرد [۱۲ و ۱۳]. حرکت عمود بر گسل با رابطه زیر تعریف می‌شود [۱۴].

$$d_F(t) = A_F t e^{-\alpha_F t} \quad (4)$$

که مقادیر A_F و α_F به ازای بزرگه‌های مختلف زلزله در جدول (۱) نشان داده شده‌اند. برای حرکت در امتداد گسل نیز از رابطه زیر استفاده شده است [۱۴]

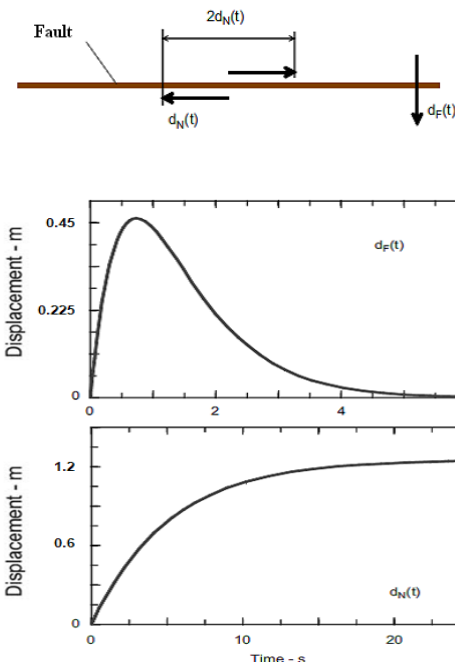


شکل (۷) دامنه تغییرات بیشینه جابجایی زمین تعیین شده به وسیله آنالیز رگرسیون رکوردهای ثبت شده [۱۶]

رفته در این مقاله سرعت اولیه آنها است. می‌توان نشان داد

که $\dot{d}_F \sim \sigma\beta / \mu$ ، برابر تنش موثر بر روی سطح گسل، β سرعت موج برشی در ناحیه گسلش و μ صلبیت ناحیه اطراف گسل است. برای \dot{d}_N می‌توان نشان داد که

در زمان $t=0$ ، $\dot{d}_N = 0.5C_0\sigma\beta / \mu$ و مقادیر C_0 برابر ۰،۶۵،۱،۰ و ۱،۵۲ برای بزرگای زلزله ۵، ۶ و ۷ است [۹] و [۲۱]. بزرگترین مقدار سرعت مشاهده شده تاکنون برابر 170 cm/s است که حدود ۵ تا ۱۰ کیلومتری بالاتر از گسل و طی زلزله نورث‌ریچ کالیفرنیا در سال ۱۹۹۴ ثبت شده است [۲۳]. از آنجا که هیچگونه اندازه‌گیری سرعت بر روی سطح گسل وجود ندارد بنابراین بیشینه سرعت \dot{d}_F و \dot{d}_N را می‌توان فقط به شکل غیر مستقیم بر حسب تنش ارزیابی کرد. دقت اندازه‌گیری تنش بستگی به فرضیه‌ها و روش‌های به کار گرفته شده برای تفسیر رکوردهای ثبت شده دارد. بنابراین با حل معادلات بالا بر حسب σ ، می‌توان از $\sigma \sim 2\mu\dot{d}_N / (\beta C_0)$ برای حرکت در امتداد گسل (خطوط نقطه‌چین در شکل ۹) و $\sigma \sim \mu\dot{d}_F / \beta$ برای حرکت عمود بر گسل (خطوط پیوسته در شکل ۹) برای مقایسه با دیگر مطالعات انجام شده بر روی تنش استفاده نمود. شکل (۹) این مقایسه را به ازای مقادیر معمول μ و β نشان می‌دهد.



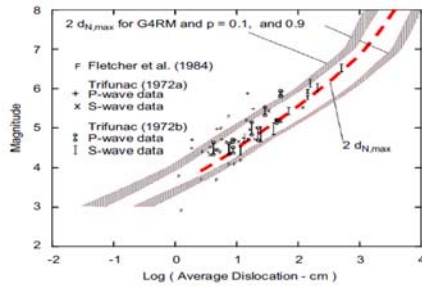
شکل (۶) حرکت در امتداد گسل، $d_N(t)$ ، و حرکت عمود بر گسل، $d_F(t)$ ، برای بزرگای $M=6$ [۱۴]

جدول ۱- ویژگیهای جابجایی عمود بر گسل [۱۴]

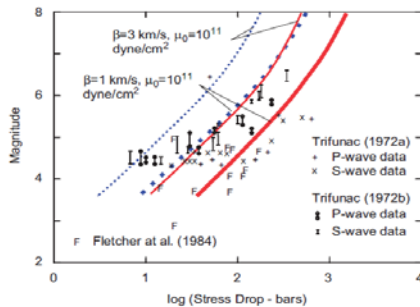
M	α_F	A_F	$d_{F,max}$	$\dot{d}_{F,max}$
	(1/s)	(cm/s)	(cm)	(cm/s)
5	7.90	151.61	7.06	151.61
6	4.44	546.97	45.32	546.97
7	(2.50)	(860.34)	(126.6)	(860.34)

جدول ۲- ویژگیهای جابجایی در امتداد گسل [۱۴]

M	τ_N	A_N	$d_{N,max}$	$\dot{d}_{N,max}$
	(s)	(cm)	(cm)	(cm/s)
5	1.2	29.2	14.6	12.17
6	1.8	245.5	122.75	68.19
7	(3.0)	(1288.0)	(644.0)	(214.7)



شکل (۸) مقایسه بین بیشینه دامنه جابه‌جایی حرکت زمین در امتداد گسل محاسبه شده به وسیله مدل‌های رگرسیون G4RM و با استفاده از دامنه رکوردهای ثبت شده (ناحیه خاکستری رنگ به ازای $p=0.1$ و $p=0.9$) با دامنه $2d_{N,max}$ (جدول ۲) به کار گرفته شده در این مقاله (منحنی خط چین) [۱۶]



شکل (۹) اندازه‌گیری میزان افت تنش در سطح گسل با استفاده از رکوردهای ثبت شده در نزدیکی آن و مقایسه آن با میزان افت تنش حاصل از \dot{d}_F (خطوط پیوسته: جدول ۱) و \dot{d}_N (خطوط نقطه‌چین - جدول ۲) به کار گرفته شده در این مقاله [۱۶]

نسبت میرایی مود اول ساختمانها ۵ درصد فرض شده و در تحلیل‌های غیر خطی نیز رفتار فنرهای دورانی طبقات بصورت الاستو-پلاستیک با حد تسلیم $\phi_y = 0.01$ در نظر گرفته شده است. ساختمان‌های مجاور تحت اثر هم‌زمان حرکات نزدیک گسل، نیروی ضربه ناشی از برخورد و نیروی وزن قرار گرفته و رفتار غیر خطی مصالح و اثر تغییر شکل‌های بزرگ نیز در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است با توجه به فرضیات و محدودیت‌های مدلسازی نتایج به دست آمده برای شرایط مورد بررسی در این مقاله می‌تواند صادق باشد. در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) چگونگی

۴- پاسخ لرزه ای ساختمانهای مجاور تحت حرکات نزدیک گسل

در این مقاله فرض شده که ساختمان‌های مجاور در نزدیکی گسل و تحت مولفه‌های افقی و عمودی حرکت زمین قرار داشته و اثر اختلاف فاز تحریکات پایه‌ها بر بیشینه نیروی ضربه و کمینه فاصله برای جلوگیری از برخورد مورد بررسی قرار گرفته است. محور طولی سازه‌های مجاور یعنی محور X منطبق بر محور انتشار موج یعنی محور Z از منبع زمین‌لرزه بوده و تحریکات زمین لرزه جابه‌جایی متفاوتی در پای ستون‌ها ایجاد می‌کند. در شکل (۱) انتشار امواج زمین لرزه از سمت چپ (پایه ۱) به سمت راست (پایه ۳) فرض شده و تحریکات در پای ستون‌ها دارای دامنه‌های مشابه ولی با اختلاف فاز است. خاطر نشان می‌شود اختلاف فاز (تاخیر زمانی) بین حرکت پایه‌ها، به فاصله آن‌ها و سرعت فاز افقی موج عبوری (C_x) بستگی دارد. در این مقاله مقدار سرعت فاز افقی بین 400 m/s و بینهایت فرض شده است. ارتفاع طبقات برابر 3.5 متر بوده و پرپود ساختمان یک طبقه برابر 0.1 ، 0.2 و 0.3 ثانیه و پرپود مود اول ساختمان دو طبقه نظیر به نظیر برابر 0.2 ، 0.4 و 0.6 ثانیه فرض شده است. در ساختمان دو طبقه سختی طبقات برابر بوده و جرم طبقات نیز یکسان و برابر جرم ساختمان یک طبقه در نظر گرفته شده است ($m_L = m_1 = m_2 = 1 \times 10^6 \text{ kg}$).

برای ساده سازی در این مقاله، حرکت قائم زمین برابر با حرکت افقی و در دو جهت بالا و پائین فرض شده است $[v_{g_1}(t) = \pm u_{g_1}(t)]$. مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل حرکت افقی زمین ($u_{g_i}(t)$) به ترتیب به وسیله معادلات (۴) و (۵) تعریف می‌شوند. طول هر کدام از ساختمانها $L_L = L_R = 20$ متر بوده و به ازای سرعت فازهای مختلف اختلاف فازهای متفاوتی در نظر گرفته شده است ($\tau = 0.0, .03, .05, .07, .1 \text{ sec}$).

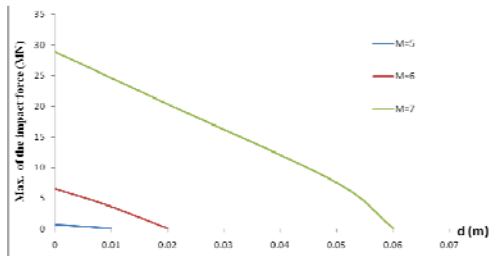
همان‌گونه که مشاهده می‌شود رفتار غیرخطی مصالح و تغییرشکل‌های پلاستیک بیشینه نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم جهت جلوگیری از ضربه را بشکل چشمگیری نسبت به حالت خطی کاهش می‌دهد. همچنین در این حالت منحنی تغییرات بیشینه نیروی ضربه بر حسب فاصله اولیه ابتدا صعودی و سپس نزولی است. به عبارت دیگر بیشینه نیروی ضربه در فاصله $d > 0$ اتفاق می‌افتد در حالی‌که بیشینه نیروی ضربه در حالت خطی در $d = 0$ رخ می‌دهد. شکل‌های (۱۵) و (۱۶) اثر هم‌زمان اختلاف فاز حرکات ورودی پایه‌ها (τ) و فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور (d) بر ماکزیمم نیروی ضربه را نشان می‌دهد. ساختمان‌های مجاور در شکل (۱۵) تحت مولفه افقی حرکت عمود بر گسل (u) و در شکل (۱۶) تحت هم‌زمان مولفه‌های افقی و قائم حرکت عمود بر گسل ($u \pm v$) قرار گرفته‌اند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود اختلاف فاز حرکات ورودی پایه‌ها می‌تواند سبب افزایش ۱.۵ تا ۲ برابری ماکزیمم نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از ضربه، نسبت به حالتیکه $\tau = 0$ است، شود، که در این بزرگ‌نمایی مولفه افقی حرکت زمین (u) نقش عمده‌ای دارد. به عبارت دیگر با مقایسه شکل‌های (۱۵) و (۱۶) می‌توان دریافت که برای مدل‌های در نظر گرفته شده مولفه‌های قائم و دورانی حرکت زمین نقش چندانی در بزرگ‌نمایی ماکزیمم نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از ضربه ایفا نمی‌کنند.

۵- نتیجه گیری

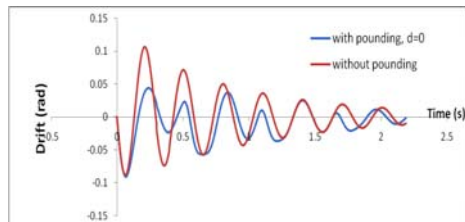
در این مقاله مدل ساده‌ای از ساختمان‌های مجاور یک و دو طبقه تحت مولفه‌های افقی و عمودی حاصل از حرکات عمود بر گسل و موازی گسل با بزرگا و اختلاف فازهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. در مدل‌های سازه‌ای در نظر گرفته شده هر طبقه شامل یک تیر صلب و دو ستون بدون جرم دارای صلبیت محوری بوده که با دو فنر دورانی غیرخطی و دو میراگر دورانی خطی به طبقه دیگر یا زمین

تغییرات بیشینه نیروی ضربه بر حسب فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور با پریودهای $T_L = 0.1, T_R = 0.2$ تحت پالس‌های عمود برگسل و موازی گسل و در حالت خطی نشان داده شده است. همان‌طوریکه انتظار می‌رود با افزایش بزرگای زلزله بیشینه نیروی ضربه ناشی از برخورد و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از برخورد افزایش می‌یابد. همچنین به علت سرعت بالای پالس‌های عمود بر گسل نسبت به پالس‌های موازی گسل (جداول ۱ و ۲) بیشینه نیروی ضربه و نیز کمینه فاصله مورد نیاز برای جلوگیری از ضربه ساختمان‌های مجاور تحت پالس عمود بر گسل چندین برابر بزرگتر از مقادیر مربوطه تحت پالس موازی گسل است. همچنین بیشینه نیروی ضربه به ازای $d = 0$ اتفاق افتاده و مقدار آن با افزایش فاصله بین ساختمان‌ها کاهش می‌یابد. لازم به توضیح است که مقادیر نیروی ضربه نشان داده شده با فرض $(m_L = m_1 = m_2 = 1 \times 10^6 \text{ kg})$ به دست آمده و طبعاً با تغییر جرم مقادیرشان تغییر خواهد کرد. با توجه به اینکه مقدار نیروی ضربه به پریود ساختمان‌های مجاور نیز بستگی دارد پس پاسخ ساختمان‌های مجاور با پریودهای بالاتر نیز بررسی شده است. شکل‌های (۱۲) و (۱۳) تاریخچه زمانی پاسخ ساختمان‌های مجاور با پریودهای $T_L = 0.3, T_R = 0.6$ را تحت پالس عمود برگسل با بزرگای $M=7$ و به ترتیب برای حالت خطی و غیرخطی نشان می‌دهد. اگر چه در حالت رفتار خطی اثر ضربه در افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات خیلی قابل توجه نبوده لیکن با جاری شدن ستون‌ها و ورود سیستم به ناحیه پلاستیک، ضربه سبب افزایش چشمگیر جابه‌جایی نسبی و نیز تغییرشکل ماندگار خصوصاً در طبقه بالای محل برخورد (طبقه دوم) می‌شود و این روند برای حالت‌های $T_L = 0.2, T_R = 0.4$ و $T_L = 0.1, T_R = 0.2$ نیز مشاهده می‌گردد. در شکل (۱۴) چگونگی تغییرات بیشینه نیروی ضربه بر حسب فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور در حالت‌های خطی و غیر خطی مقایسه شده است.

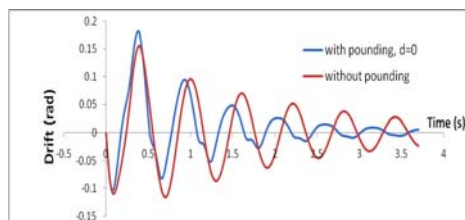
بزرگنمایی مولفه افقی حرکت زمین نقش عمده را بازی نموده و مولفه‌های قائم و دورانی حرکت زمین نقش چندانی ندارند.



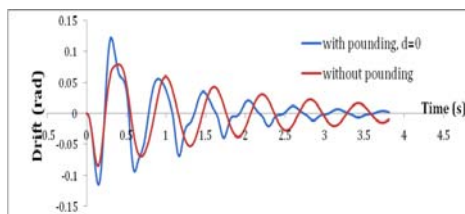
شکل (۱۱) تغییرات بیشینه نیروی ضربه بر حسب فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور با پربودهای $T_L = 0.1, T_R = 0.2$ تحت پالس‌های موازی گسل و در حالت خطی



الف) تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی ساختمان یک طبقه



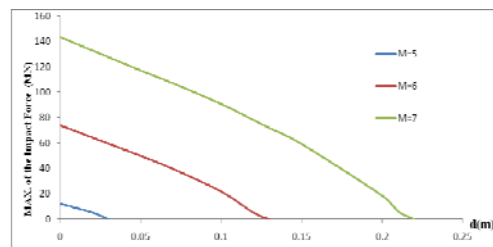
ب) تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی طبقه اول ساختمان دو طبقه



ج) تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی طبقه دوم ساختمان دو طبقه

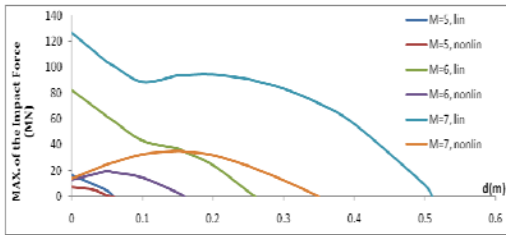
شکل (۱۲) تاریخچه زمانی پاسخ ساختمان‌های مجاور با پربودهای $T_L = 0.3, T_R = 0.6$ تحت پالس عمود بر گسل با بزرگای $M=7$ و در حالت خطی

متصل است. برای مدل کردن نیروی ضربه بین ساختمان‌ها از مدل ویسکوالاستیک غیرخطی استفاده شده است. سیستم معادلات دیفرانسیل درگیر حاکم بر مدل به روش رانگ-گوتای مرتبه چهارم حل شده است. برای مدل‌های در نظر گرفته شده نتایج نشان می‌دهد: ۱- اگر چه در حالت رفتار خطی مصالح اثر ضربه در افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات خیلی قابل توجه نبوده لیکن با جاری شدن ستون‌ها و ورود سیستم به ناحیه پلاستیک، ضربه سبب افزایش چشمگیر جابه‌جایی نسبی و نیز تغییرشکل ماندگار خصوصا در طبقه بالای محل برخورد (طبقه دوم) می‌شود. ۲- به علت سرعت بالای پالس‌های عمود بر گسل نسبت به پالس‌های موازی گسل بیشینه نیروی ضربه و نیز کمینه فاصله مورد نیاز برای جلوگیری از ضربه ساختمان‌های مجاور تحت پالس عمود بر گسل چندین برابر بزرگتر از مقادیر مربوطه تحت پالس موازی گسل است. ۳- رفتار غیرخطی مصالح و تغییرشکل‌های پلاستیک بیشینه نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از ضربه را به شکل چشمگیری نسبت به حالت خطی کاهش می‌دهد. همچنین در این حالت بیشینه نیروی ضربه در فاصله $d > 0$ اتفاق می‌افتد در حالی که بیشینه نیروی ضربه در حالت خطی در $d = 0$ رخ می‌دهد.



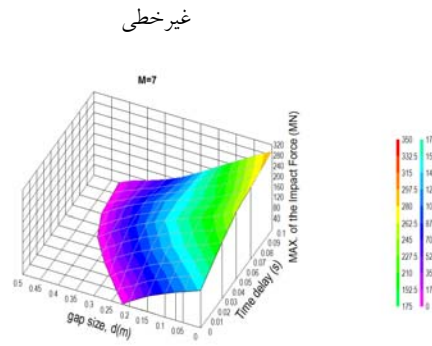
شکل (۱۰) تغییرات بیشینه نیروی ضربه بر حسب فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور با پربودهای $T_L = 0.1, T_R = 0.2$ تحت پالس‌های عمود بر گسل و در حالت خطی

۴- اختلاف فاز حرکات ورودی پایه‌ها می‌تواند سبب افزایش ۱.۵ تا ۲ برابری ماکزیمم نیروی ضربه و کمینه فاصله لازم برای جلوگیری از ضربه شود که در این

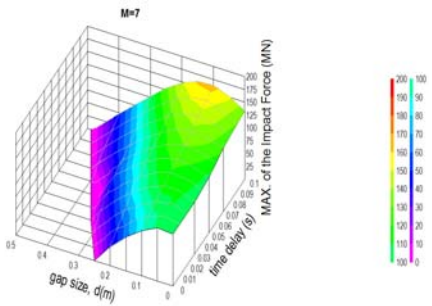


ج) $T_L = 0.3, T_R = 0.6$ پرپود

شکل (۱۴) تغییرات بیشینه نیروی ضربه بر حسب فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور تحت پالس عمود بر گسل در دو حالت خطی و غیرخطی

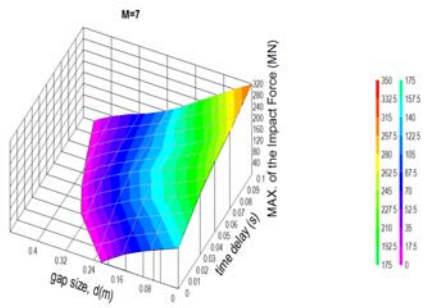


الف) حالت خطی

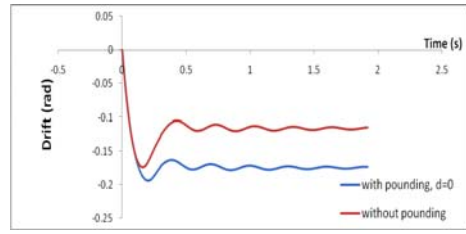


ب) حالت غیر خطی

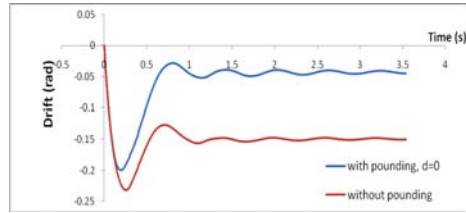
شکل (۱۵) تحت مولفه افقی (u)



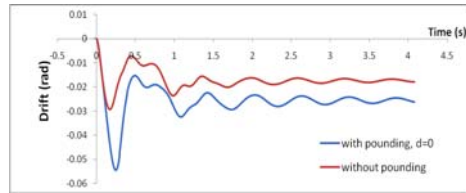
الف) حالت خطی



الف) تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی ساختمان یک طبقه

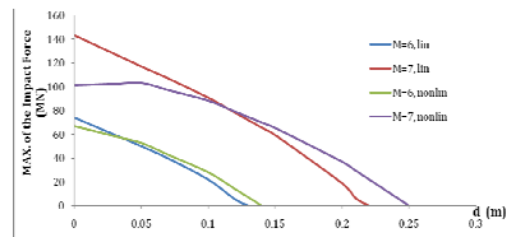


ب) تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی طبقه اول ساختمان دو طبقه

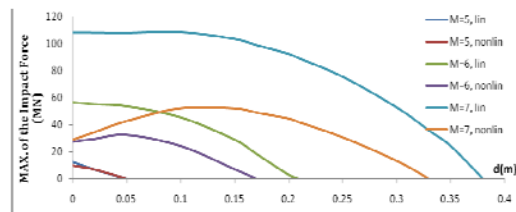


ج) تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی طبقه دوم ساختمان دو طبقه

شکل (۱۳) تاریخچه زمانی پاسخ ساختمان‌های مجاور با پرپودهای $T_L = 0.3, T_R = 0.6$ تحت پالس عمود بر گسل با بزرگای $M=7$ و در حالت غیرخطی



الف) پرپود $T_L = 0.1, T_R = 0.2$



ب) پرپود $T_L = 0.2, T_R = 0.4$

Inelastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(9), 2004, 1023–1049.

[8] Trifunac, M.D., "A Three-Dimensional Dislocation Model for the San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64(1), 1974, 149-172.

[9] Aki, K., "Seismic displacement near a fault", *Journal of Geophysical Research*, 73(16), 1968, 5359–5376.

[10] Brune, J. N., "Tectonic Stress and the Spectra of Seismic Shear Waves from Earthquakes", *Journal of Geophys. Research*, 75(26), 1970, 4997-5009.

[11] Haskell, N.A., "Elastic displacements in the near-field of a propagating fault", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59(2), 1969, 865–908.

[12] Jalali, R.S., Bahari Jokandan, M., and Trifunac, M.D., "Earthquake response of three-span, simply supported bridge to near-field pulse and permanent-displacement step" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 43, 2012, 380-397.

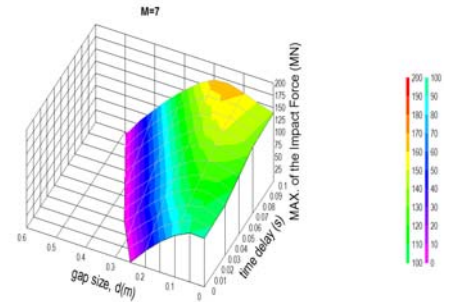
[13] Jalali, R.S., Bahari Jokandan, M., and Trifunac, M.D., "Earthquake response of three-span bridge, with mid-span supported by isolators, to near-field pulse and permanent-displacement step" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 48, 2013, 89-103.

[14] Trifunac, M.D., "Broad band extension of Fourier amplitude spectra of strong motion acceleration", Report CE 93-01, Dept. of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, California, 1993.

[15] Trifunac, M.D., "Tectonic Stress And Source Mechanism Of The Imperial Valley, California Earthquake Of 1940", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62(5), 1972, 1283-1302.

[16] Jalali, R.S and Trifunac, M.D., "Strength-reduction factors for structures subjected to near-source differential strong ground motions", *ISET Journal of Earthquake Technology*, 44(1), 2007, 285–304.

[17] Trifunac, M.D., "Stress estimates for San Fernando, California earthquake of February 9, 1971: Main event and thirteen aftershocks", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62(3), 1972, 721-750.



ب) حالت غیر خطی

شکل (۱۶) تحت مولفه‌های افقی و قائم $(u \pm v)$

تغییرات ماکزیمم نیروی ضربه بر حسب اختلاف فاز و فاصله اولیه بین ساختمان‌های مجاور با پیوندهای $T_L = 0.1, T_R = 0.2$ تحت حرکت عمود بر گسل با

بزرگای $M=7$

۶- مراجع

[1] Jankowski, R., "Pounding force response spectrum under earthquake excitation" *Engineering Structures* 28, 2006, 1149–1161.

[2] Jankowski, R., "Earthquake-induced pounding between equal height buildings with substantially different dynamic properties" *Engineering Structures* 30, 2008, 2818–2829.

[3] Ghobarah, A., "Response of Structures to Near-Fault Ground Motion" 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Vancouver, B.C., Canada, Aug. 1-6, 2004, Paper No.1031, 1-9.

[4] Hall, J., Heaton, T., Halling, M., and Wald, D., "Near-Source Ground Motion and its Effects on Flexible Buildings", *Earthquake Spectra*, 11(4), 1995, 569-605.

[5] Jalali, R.S., and Trifunac, M.D., "A note on strength reduction factors for design of structures near earthquake faults", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28(3), 2008, 212-222.

[6] Jankowski, R., "Non linear viscoelastic modelling of earthquake induced structural pounding" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34(6), 2005, 595-611.

[7] Mavroeidis, G.P., Dong, G. and Papageorgiou, A.S., "Near-fault Ground Motions and the Response of Elastic and

- [21] Trifunac, M.D., "Stresses And Intermediate Frequencies Of Strong Motion Acceleration", *Geofizika*, 14, 1998, 1-27.
- [22] Trifunac, M.D., "The Role Of The Brune Spectrum In Earthquake Engineering", *Journal Of Seismology And Earthquake Engineering*, 7(2), 2005, 63-82.
- [23] Trifunac, M.D., Todorovska, M.I., Lee, V.W., "The Rinaldi Strong Motion Accelerogram Of The Northridge, California, Earthquake Of 17 January, 1994", *Earthquake Spectra*, 4(1), 1998, 225-239.
- [18] Fletcher, J., Boatwright, J., Haar, L., Hanks, T. and McGarr, A., "Source parameters for aftershocks of Oroville, California, Earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 74(4), 1984, 1101-1123.
- [19] Trifunac, M.D., "Fourier Amplitude Spectra Of Strong Motion Acceleration: Extension To High And Low Frequencies", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(4), 1994, 389-411.
- [20] Trifunac, M.D., "Response Spectra Of Strong Motion Acceleration : Extension To High And Low Frequencies", *Proceedings 10th European Conference Of earthquake engineering*, Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 203-208.