

پاسخ لرزه‌ای سازه شمع و عرشه چنددهانه به تحریکات افقی حوزه نزدیک و دور

امیر محمد دواچی عمومی^۱، مصطفی زین‌الدینی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های دریایی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

zeinoddini@kntu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۰۲/۱۴

تاریخ دریافت: ۱۳۸۹/۰۷/۲۸

چکیده- کشور ایران به دلیل داشتن خط ساحلی طولانی و داشتن منابع نفتی، احتیاج به احداث اسکله‌های زیادی دارد. سازه‌های شمع و عرشه سازه‌هایی شریانی و بسیار بارزش برای جابه‌جایی مواد، کالا و مواد خام است. این سازه‌های ساحلی هم‌چنین نقش بسیار مهمی در سیستم حمل و نقل در بعد و پیش از خرابی‌های طبیعی مانند زلزله و سونامی بازی می‌کنند. چون ایران کشوری زلزله‌خیز است، بررسی رفتار سازه شمع و عرشه اهمیت زیادی دارد. این مقاله به مقایسه ضرایب کاهش مقاومت سازه شمع و عرشه چنددهانه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور اختصاص دارد. در این مقاله نخست روابط بسته تحلیلی برای پاسخ دینامیکی غیرخطی یک مدل چند دهانه سازه شمع و عرشه با در نظر گرفتن آثار غیرخطی هندسی، آثار P- Δ و تغییر شکل‌های بزرگ استخراج شده است. سپس سازه تحت دو پالس (پالس عمود بر گسل و پالس در امتداد گسل)، تعدادی زلزله حوزه نزدیک و زلزله حوزه دور تحلیل است. در این مقاله، آثار سخت‌شوندگی کرنشی، تغییر ارتفاع عرشه و فاصله از مرکز زلزله روی ضریب کاهش مقاومت بررسی شده است. ضرایب مقاومت به‌دست آمده با مقادیر کلاسیک آن‌ها (تحقیقات) Newmark نیز مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: ضریب کاهش مقاومت، شکل‌پذیری، زلزله حوزه نزدیک، زلزله حوزه دور، اسکله شمع و عرشه.

۱- مقدمه

۱- استفاده از شمع‌های مایل: سختی زیاد شمع‌های مایل

باعث افزایش سختی کل سازه و در نتیجه افزایش تقاضای لرزه‌ای می‌شود [۱].

۲- طراحی نادرست به دلیل وجود ستون‌های کوتاه: ستون‌های کوتاه به دلیل داشتن سختی زیاد نسبت به

سازه شمع و عرشه یکی از متداول‌ترین سازه‌های دریایی است که توجه به مسائل لرزه‌ای و رفتار آن‌ها در زلزله ضروری است. از جمله دلایل ویرانی سازه‌های شمع و عرشه به موارد زیر می‌توان اشاره کرد:

ستون‌های بلند تقاضای لرزه‌ای بیش‌تری دارد [۲].

۳- طولانی‌بودن این نوع سازه‌ها: طولانی بودن این سازه‌ها باعث ایجاد حرکات ناهمگون در پایه‌های سازه می‌شود.

سازه‌های متکی به شمع به سه روش زیر تحلیل می‌شوند:

(۱) روش شبه‌استاتیکی: در این روش سازه مورد نظر به صورت یک سازه یک درجه آزادی مدل شده و تحلیل می‌شود.

(۲) روش شبه‌دینامیکی: در این نوع روش‌ها، روش‌های تحلیلی یک درجه آزادی و چند درجه آزادی معمولاً در ترکیب با روش تحلیلی Pushover برای ارزیابی ضریب شکل‌پذیری در سازه، استفاده می‌شود.

(۳) تحلیل دینامیکی: در این روش با اعمال بارهای لرزه‌ای به صورت تاریخچه زمانی، تحلیل عملکرد غیرخطی سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه انجام می‌گیرد.

نکته مهم دیگر در مورد اسکله شمع و عرشه محاسبه ضریب کاهش مقاومت این نوع سازه‌ها است. به عنوان یک نکته اساسی، برش پایه تولیدشده به وسیله آیین‌نامه‌های طراحی خیلی پایین‌تر از مقاومت مورد نیاز سازه برای باقی ماندن در محدوده الاستیک است. نسبت مقاومت مورد نیاز سازه برای باقی ماندن در حالت الاستیک به مقاومت جانبی سازه در حالت غیرالاستیک را ضریب کاهش مقاومت می‌نامند [۳].

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، f_0 مقاومت مورد نیاز سازه برای آنکه سازه در مرحله الاستیک باقی بماند و f_y مقاومت به کار رفته برای طراحی سازه است. شکل‌پذیری سازه پارامتری است که ضریب کاهش مقاومت وابستگی زیادی به آن دارد و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، u_m قدر مطلق حداکثر تغییر شکل سیستم الاستو-پلاستیک به علت زمین‌لرزه و u_y تغییر مکان تسلیم سازه است.

از سال ۱۹۶۰ تا به حال تحقیقات زیادی برای به دست آوردن ضریب کاهش مقاومت (R_y) سیستم یک درجه آزادی صورت گرفته است. در حالت کلی، این تحقیقات براساس یکی از دو روش زیر انجام شده است:

۱- تخمین مقدار R_y براساس پاسخ‌های تعداد زیادی از سیستم‌های یک درجه آزادی تحت تعدادی زمین‌لرزه.

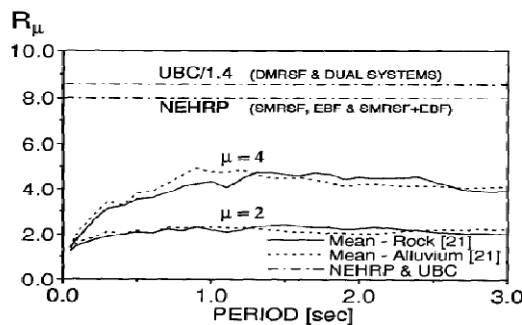
۲- استفاده از نمودارهای موجی ضربه‌ای برای ایجاد روابطی برای ضریب R_y که در طیف‌های الاستیک محاسبه شده برای حرکت‌های ثبت شده زمین قابل استفاده باشد.

کارهای اولیه در زمینه محاسبه ضریب کاهش مقاومت به وسیله [۴] Newmark and Veletsos و [۵] Newmark and Hall انجام شده است. آن‌ها فرمول‌های ساده‌ای را برای محاسبه این ضریب که تابعی از بازه سازه و شکل‌پذیری سازه است، ارائه کردند. این پژوهشگران نشان دادند هنگامی که پریرود سازه زیاد باشد، ضریب کاهش مقاومت سازه به سمت شکل‌پذیری سازه میل می‌کند و در این حالت تغییر شکل الاستو-پلاستیک سازه با تغییر شکل الاستیک سازه برابر خواهد بود ($\frac{u_m}{u_0} = 1$) و در ناحیه سرعت ثابت ضریب کاهش مقاومت به $(2\mu - 1)^{1/2}$ میل می‌کند.

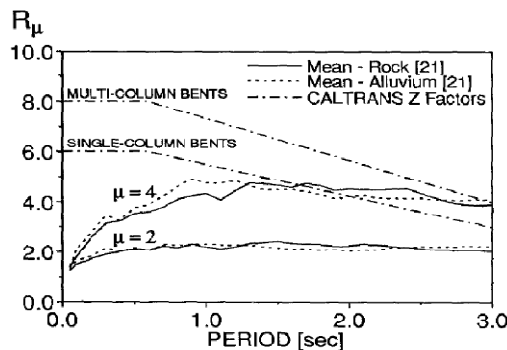
نیومارک و ریدل [۶]، نزاروکروینکلر و ویدیک [۷؛ ۸] اثر سخت‌شوندگی را در مدل یک درجه آزادی بررسی کردند. القدسی و مهرز [۹] اولین کسانی بودند که اثر شرایط خاک را روی ضریب کاهش مقاومت مطالعه و بررسی کردند. قناد و جهانخواه [۱۰] با تحلیل یک مدل ساده به بررسی دقیق آثار محل و اندرکنش خاک و سازه بر ضریب کاهش مقاومت پرداختند. جهانخواه و تریفوناک [۱۱] به بررسی آثار موج عبوری زلزله روی ضریب کاهش

(آیین نامه کشور آرژانتین)، آیین نامه طراحی پل ها در کشور نیوزلند و آیین نامه کشور شیلی را نام برد [۱۷؛ ۱۸؛ ۱۹؛ ۲۰]. شایان ذکر است که آیین نامه ژاپن بحث مفصلی در مورد این ضریب کرده است و فرمول استفاده شده در این آیین نامه به صورت زیر است [۲۱].

$$R_y = \sqrt{(2\mu - 1) + \alpha(\mu - 1)^2} \quad (3)$$



شکل (۱) مقایسه ضریب کاهش مقاومت محاسبه شده به وسیله مطالعات آماری و آیین نامه UBC [۱۶]



شکل (۲) مقایسه ضریب کاهش مقاومت محاسبه شده به وسیله مطالعات آماری و Caltrans [۱۶]

۲- مدل سازی

مدل دینامیکی بحث شده در این مقاله سازه ای دو بعدی، n دهانه، یک طبقه و متشکل از تیرها و ستون های صلب است که با فنرهای پیچشی به یکدیگر و در پایین ستون به زمین متصل است (شکل ۴). سختی فنرها براساس شکل ۳ از یک رابطه دوخطی پیروی می کند. در این مدل آثار اندرکنش

مقاومت پرداختند. جونا و همکارانش [۱۲] در سال ۲۰۱۰ به محاسبه ضریب کاهش مقاومت سازه تحت زلزله حوزه نزدیک پرداختند. آن ها در این تحقیق به مقایسه ضریب کاهش مقاومت سازه هایی که تحت زلزله حوزه نزدیک با داشتن آثار Forward Directivity است و زلزله های حوزه نزدیک که این نوع پالس را ندارند، پرداختند. نکته بسیار مهم این است که به جز مطالعاتی که به وسیله تاکادا و همکارانش [۱۳] انجام شده است، همه مطالعات گذشته وابستگی R_y به بازه سازه را تأیید کرده اند. تغییرات در R_y با تغییر در مقدار بازه نوسان به طور متحد در تهیه آیین نامه های آمریکایی. مقدار ضریب کاهش مقاومت مجاز عمدتاً وابسته به نوع سیستم سازه ای است. ضریب کاهش مقاومت توصیه شده در National Earthquake Hazard Reduction Program و ضریب کاهش توصیه شده به وسیله UBC در شکل ۱ آمده است [۱۴]. در این شکل مقایسه ای بین ضریب کاهش مقاومت به دست آمده از مطالعات میراندا و ضریب کاهش مقاومت توصیه شده به وسیله برخی آیین نامه های آمریکایی انجام شده است [۱۵]. براساس شکل ضریب کاهش مقاومت توصیه شده به وسیله آیین نامه ها بسیار بالاتر از ضریب کاهش مقاومت به دست آمده از مطالعات میراندا است [۱۵].

یکی از آیین نامه های آمریکا که ملاحظات وابستگی ضریب کاهش مقاومت به بازه سازه را منظور کرده است، ضوابط اداره حمل و نقل کالیفرنیا است [۱۶]. در این آیین نامه ضریب کاهش مقاومت برای تک ستون و مجموعه ای از ستون ها آمده است. در شکل ۲ مقایسه ای بین ضریب کاهش مقاومت به دست آمده از این آیین نامه و مطالعات آماری آورده شده است، از جمله آیین نامه هایی که در مورد وابستگی R_y به بازه بحث کرده است می توان آیین نامه های Mexico City Building Codes، CIRSOC103

$$C = -\frac{1}{3} \cos \Phi_1 - tg \Phi_2 \times \sin \Phi_1 \quad (7)$$

$$D = -\frac{1}{3} \cos \Phi_2 - tg \Phi_2 \times \sin \Phi_2 \quad (8)$$

$$E = -\frac{1}{3} \cos \Phi_3 - tg \Phi_3 \times \sin \Phi_3 \quad (9)$$

اگر در رابطه ۴ فرض شود که حرکت همه پایه‌ها یکسان است (اگر طول سازه نسبت به طول موج زمین کوچک بوده و یا این که موج برخوردی به سازه به شکل قائم باشد)، در این صورت رابطه به صورت زیر تبدیل خواهد شد:

$$\ddot{U} g_1 = \ddot{U} g_2 = \ddot{U} g_3 = \ddot{U} g \quad (10)$$

$$\ddot{\Phi}(t) + 2W n \xi \dot{\Phi}(t) + W n^2 F(\Phi) - \frac{g}{h} \sin \Phi(t) = \frac{\ddot{U} g}{h} \cos \Phi(t) \quad (11)$$

$$F(\Phi) = \begin{cases} \Phi & \text{when } |\Phi| < \Phi_y \\ \pm \Phi_y & \text{when } |\Phi| > \Phi_y \end{cases} \quad (12)$$

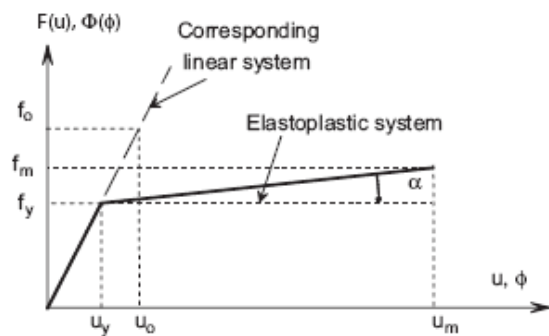
می‌توان ثابت کرد که رابطه ۱۱ برای هر تعداد دهانه زمانی که حرکت پایه‌ها یکسان باشد، صحیح است.

۳- روش آنالیز

مدل توضیح داده شده در قسمت قبل تحت دو پالس سرعت (پالس عمود بر گسل و پالس در امتداد گسل) که ویژگی تحریک زلزله حوزه نزدیک است و ۱۰۸ زلزله قرار داده شده است. شکل ۵ گسل و حرکات آن را نشان می‌دهد. حرکت d_F بیانگر یک پالس عمود بر گسل (رابطه ۱۳) و d_N بیانگر یک پالس عمود بر گسل (رابطه ۱۴) است. زلزله‌های استفاده‌شده در این تحقیق در چهار دسته‌بندی زیر قرار می‌گیرند:

شمع و خاک در نظر گرفته نشده است و روابط حرکت به‌دست آمده وابسته به بازه سازه بوده و از روابط، سختی فنرها حذف شده و به جای آن بازه سازه قرار گرفته است.

در این تحقیق، نخست معادله حرکت دینامیکی یک سازه دوده‌نه که آثار تاخیر زمانی در رسیدن امواج زلزله به پایه‌ها، آثار $P-\Delta$ ، تاثیر غیرخطی هندسی و تغییر شکل‌های بزرگ در آن دیده شده است، به‌دست آورده شده است. معادلات حاکم بر این سازه در روابط (۴ تا ۶) آمده است.



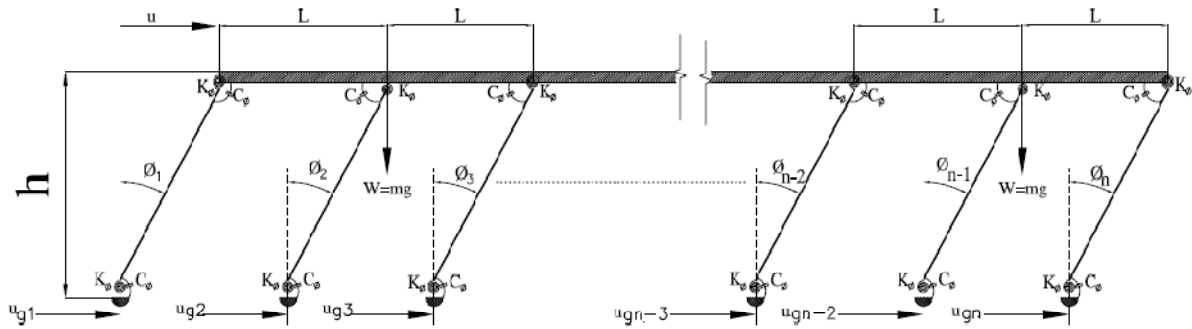
شکل (۳) مدل سختی دورانی دوخطی

$$\begin{aligned} & \left(C + \frac{S' \cos \Phi_1 - S'' \sin \Phi_1}{S' \cos \Phi_2 - S'' \sin \Phi_2} \times D \right. \\ & + \left. \frac{r' \cos \Phi_1 - r'' \sin \Phi_1}{r' \cos \Phi_3 - r'' \sin \Phi_3} \times E \right) \times \Phi_1 + \\ & \left(F - \frac{S''}{S' \cos \Phi_2 - S'' \sin \Phi_2} \times D \right. \\ & \left. - \frac{r''}{r' \cos \Phi_3 - r'' \sin \Phi_3} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

$$(L + U g_2 + h \sin \Phi_2 - U g_1 - h \sin \Phi_2)^2 + h^2 (\cos \Phi_2 - \cos \Phi_1)^2 = L^2 \quad (5)$$

$$(2L + U g_3 + h \sin \Phi_3 - U g_1 - h \sin \Phi_3)^2 + h^2 (\cos \Phi_3 - \cos \Phi_1)^2 = 4L^2 \quad (6)$$

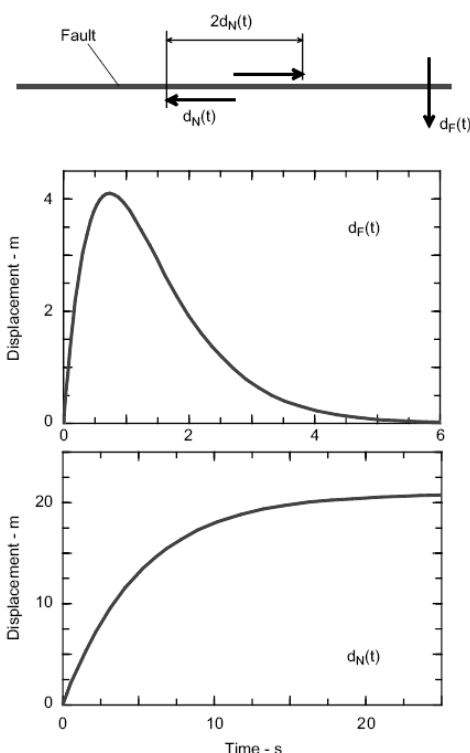
ضرایب استفاده شده در روابط بالا به صورت زیر است:



شکل (۴) مدل سازه‌ای یک طبقه متشکل از تیر صلب و ستون‌های صلب بدون جرم همراه با فنر و میراگرهای پیچشی تحت حرکت ناهمگون پایه‌ها

۴-۱- اثر سخت‌شوندگی کرنشی

در این پژوهش، سه مقدار برای سخت‌شوندگی $(\alpha=0, 0.1, 0.2)$ بررسی و سازه تحت کلیه بارگذاری‌های ذکر شده در قسمت قبل تحلیل شد. در این قسمت سه مقدار برای شکل‌پذیری در نظر گرفته شده است $(\mu=2, 4, 6)$. در این مقاله فقط نمودارهای ضریب کاهش مقاومت برای شکل‌پذیری $\mu=6$ آورده شده است.



شکل (۵) حرکت در امتداد گسل و حرکت عمود بر گسل

• زلزله حوزه نزدیک با بزرگی بین ۴ تا ۶

• زلزله حوزه نزدیک با بزرگی بین ۶ تا ۸

• زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۴ تا ۶

• زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۶ تا ۸

مشخصات تعدادی از زلزله‌های بالا در جدول‌های ۱ و

۲ آمده است.

نکته قابل توجه در جدول‌های ۱ و ۲ این است که هر

کدام از زلزله‌ها دو مؤلفه عمود بر هم دارند و در این جدول‌ها فقط نام زلزله مورد نظر آورده شده است.

$$d_f(t) = A_f t e^{-\alpha_f t} \quad (13)$$

$$d_N(t) = \frac{A_N}{2} (1 - e^{-\frac{t}{T_N}}) \quad (14)$$

ضرایب استفاده شده در روابط (۵ و ۶) در تحقیقات

آمده است [۲۲].

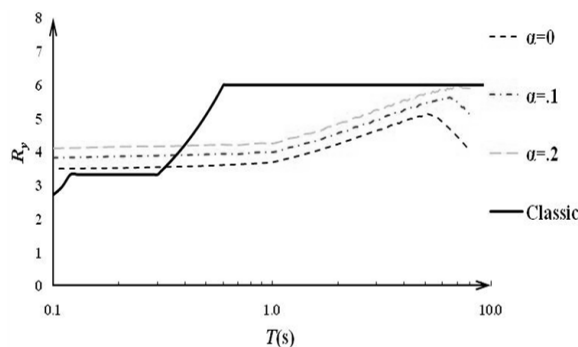
۴- نتایج تحلیل‌های انجام‌شده روی مدل

در این قسمت به بررسی آثار سخت‌شوندگی کرنشی، تغییر ارتفاع سازه و فاصله از مرکز زلزله بر ضریب کاهش مقاومت سازه پرداخته شده است. معادله حرکت دینامیکی سازه به روش تفاضل مرکزی تحلیل شده است. تعداد سازه‌های تحلیل شده در این تحقیق برابر با ۱۲۳۲۴۰ است.

کلاسیک غیرمحافظة کارانه است.

در شکل ۸ تا شکل ۱۱ نیز ضریب کاهش مقاومت برای سازه تحت تمامی زلزله‌های توضیح داده شده در بخش ۳ آمده است. با توجه به این شکل‌ها نتیجه می‌شود که با افزایش مقدار سخت‌شوندگی، ضریب کاهش مقاومت در همه پریودها افزایش پیدا می‌کند و در تمامی پریودها به استثنای پریودهای خیلی زیاد نمودار کلاسیک محافظه کارانه است.

همان‌طور که مشخص است، با افزایش مقدار شکل‌پذیری و افزایش بزرگی پالس، آثار سخت‌شوندگی مشخص‌تر است.



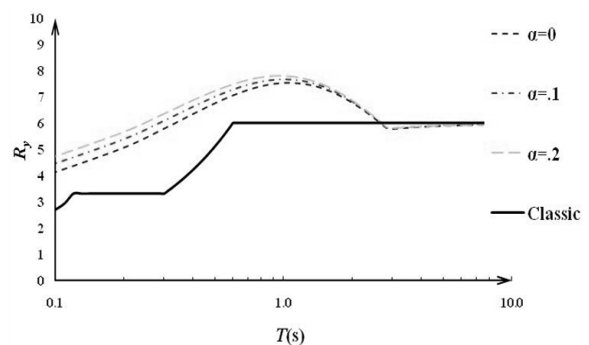
شکل (۷) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با سخت‌شوندگی‌های مختلف و $\mu=6$ ، تحت پالس با بزرگی $M=6$

۴-۲- اثر ارتفاع سازه

در شکل ۱۲ ضریب کاهش مقاومت برای سازه تحت پالس در امتداد گسل با ارتفاع‌های مختلف آمده است. همان‌طور که مشخص است، با افزایش ارتفاع سازه مقدار ضریب کاهش مقاومت برای سازه‌ها با پریود زیاد افزایش پیدا می‌کند، ولی در سازه‌ها با پریود کم و متوسط افزایش ارتفاع تاثیری در مقدار ضریب کاهش مقاومت ندارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در سازه‌ای با شکل‌پذیری $\mu=6$ نمودار کلاسیک کاملاً غیرمحافظة کارانه است.

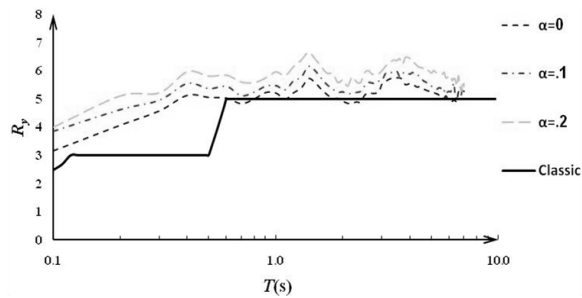
در شکل ۱۳ تا ۱۶ ضریب کاهش مقاومت سازه زمانی که تحت زلزله قرار می‌گیرد، نشان داده شده است.

در شکل ۶ ضریب کاهش مقاومت برای سخت‌شوندگی‌های مختلف ($\alpha=0, 1/2, 1$ و 2)، شکل‌پذیری $\mu=6$ و بزرگی ۶ تحت پالس عمود بر گسل آمده است. این شکل نشان می‌دهد که با افزایش مقدار سخت‌شوندگی کرنشی، ضریب کاهش مقاومت سازه افزایش پیدا می‌کند و در کلیه حالات، ضریب کاهش مقاومت محاسبه‌شده بیش‌تر از مقادیر کلاسیک آن است. نکته قابل توجه این است که با افزایش مقدار پریود سازه، آثار سخت‌شوندگی قابل صرف‌نظر کردن است. این موضوع به دلیل کم‌بودن مدت تداوم پالس عمود بر گسل است. هم‌چنین، با افزایش مقدار شکل‌پذیری و افزایش بزرگی پالس، آثار سخت‌شوندگی مشخص‌تر می‌شود.

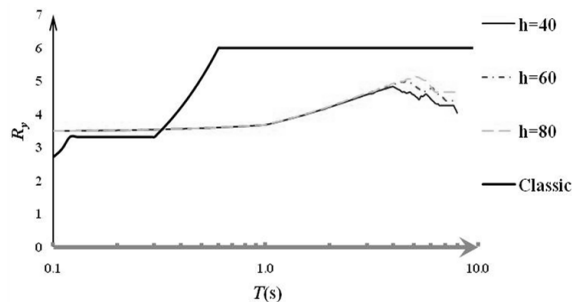


شکل (۶) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با سخت‌شوندگی‌های مختلف و $\mu=6$ ، تحت پالس با بزرگی $M=6$

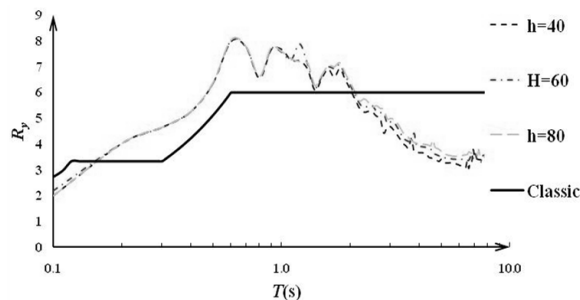
در شکل ۷ ضریب کاهش مقاومت را برای سازه‌ای که تحت پالس در امتداد گسل است، نشان می‌دهد. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت که در تمامی پریودها با افزایش مقدار سخت‌شوندگی کرنشی، ضریب کاهش مقاومت افزایش پیدا می‌کند و این مسئله به دلیل زیاد بودن مدت تداوم پالس در امتداد گسل است. با توجه به این شکل، مشخص است که در این نوع بارگذاری نمودار کلاسیک در همه پریودها محافظه کارانه نیست و برای شکل‌پذیری $\mu=6$ از پریودها حدود 0.3 ثانیه به بعد نمودار



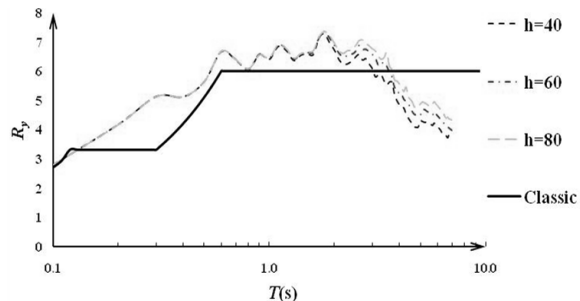
شکل (۱۱) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با سخت‌شوندگی‌های مختلف و $\mu=5$ ، تحت زلزله حوزه نزدیک با بزرگی بین ۶ تا ۸ ($6 < M < 8$)



شکل (۱۲) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با ارتفاع مختلف و شکل‌پذیری $\mu=6$ ، تحت پالس با بزرگی $M=6$

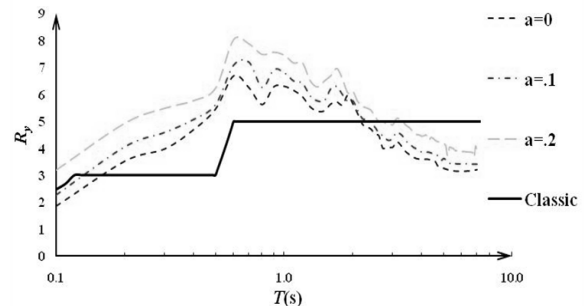


شکل (۱۳) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با ارتفاع مختلف و شکل‌پذیری $\mu=6$ ، تحت زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۴ تا ۶ ($4 < M < 6$)

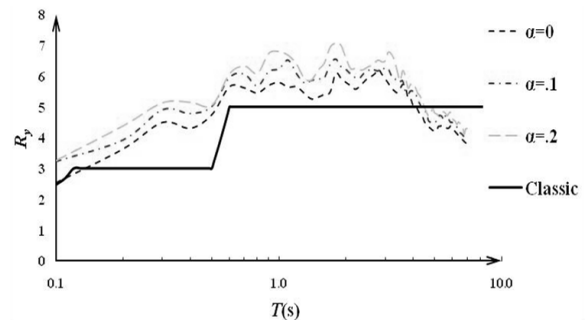


شکل (۱۴) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با ارتفاع مختلف و شکل‌پذیری $\mu=6$ ، تحت زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۶ تا ۸ ($6 < M < 8$)

همان‌طور که از این شکل‌ها مشخص است، همانند زمانی که سازه تحت پالس قرار می‌گیرد، در پریودهای زیاد با افزایش ارتفاع سازه در پریود ثابت، ضریب کاهش مقاومت افزایش پیدا می‌کند و در پریودهای کم آثار تغییر ارتفاع قابل چشم‌پوشی است. هم‌چنین واضح است که در پریودهای زیاد نمودارهای کلاسیک محافظه‌کارانه نیست.

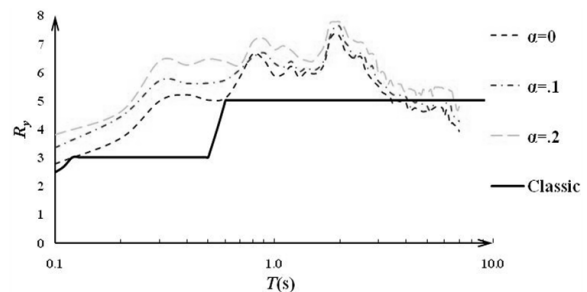


شکل (۸) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با سخت‌شوندگی‌های مختلف و $\mu=5$ ، تحت زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۴ تا ۶ ($4 < M < 6$)



شکل (۹) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با سخت‌شوندگی‌های

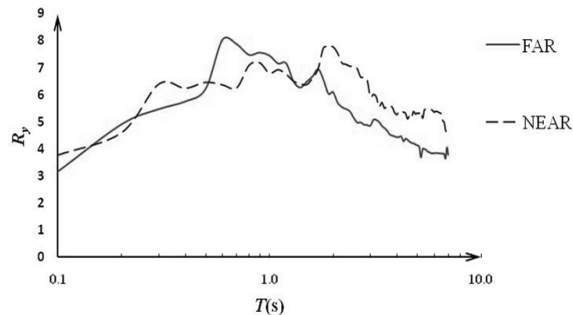
مختلف و $\mu=5$ ، تحت زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۶ تا ۸ ($6 < M < 8$)



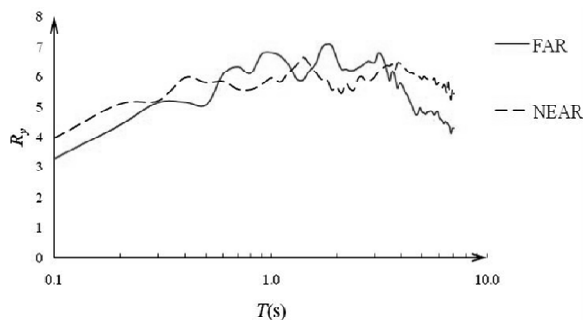
شکل (۱۰) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با سخت‌شوندگی‌های

مختلف و $\mu=5$ ، تحت زلزله حوزه نزدیک با بزرگی بین ۴ تا ۶ ($4 < M < 6$)

درصد نیز می‌رسد و در پریودهای دیگر این مسئله برعکس می‌شود.



شکل (۱۷) مقایسه ضریب کاهش مقاومت سازه با سخت‌شوندگی $\alpha=0.2$ تحت زلزله حوزه نزدیک و دور با بزرگی بین ۴ تا ۶ ($4 < M < 6$)



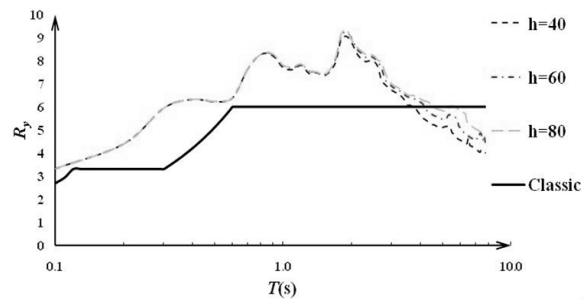
شکل (۱۸) مقایسه ضریب کاهش مقاومت سازه با سخت‌شوندگی $\alpha=0.2$ تحت زلزله حوزه نزدیک و دور با بزرگی بین ۶ تا ۸ ($6 < M < 8$)

در جدول ۳ خلاصه‌ای از مقایسه بین نمودارهای به‌دست آمده در این تحقیق و نمودارهای کلاسیک آمده است.

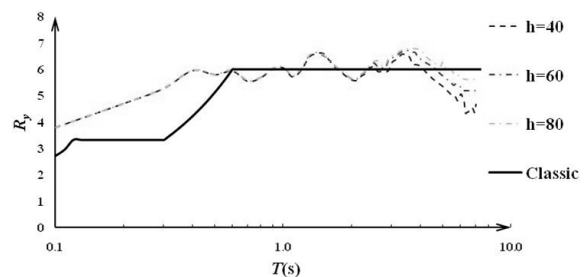
۵- منظور کردن اندرکنش شمع و خاک

برای منظور کردن اندرکنش شمع، سازه و خاک (SSI^1) در تحلیل لرزه‌ای سازه، استفاده از یک روش سه مرحله‌ای (شکل ۲۲)، براساس آنچه کاسل و همکارانش [۲۵] پیشنهاد کردند، بسیار متداول است.

در مرحله اول فرض می‌شود پی و سازه فاقد جرم است. سپس طی آنچه تحلیل کینماتیکی اندرکنش خوانده



شکل (۱۵) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با ارتفاع مختلف و شکل پذیری $\mu=6$ ، تحت زلزله حوزه نزدیک با بزرگی بین ۴ تا ۶ ($4 < M < 6$)



شکل (۱۶) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت با ارتفاع مختلف و شکل پذیری $\mu=6$ ، تحت زلزله حوزه نزدیک با بزرگی بین ۶ تا ۸ ($6 < M < 8$)

۴-۳ اثر فاصله کانونی

در شکل ۱۷ ضریب کاهش مقاومت به‌دست آمده تحت زلزله حوزه نزدیک و زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۴ تا ۶ نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است، در پریودهای بین $0.7/s$ تا $1.2/s$ ضریب کاهش مقاومت سازه تحت زلزله حوزه نزدیک کم‌تر از زمانی است که سازه تحت زلزله حوزه دور قرار می‌گیرد و این تفاوت در بعضی از پریودها به حدود ۳۰ درصد می‌رسد و در پریودهای دیگر این مسئله برعکس می‌شود. در شکل ۱۸ ضریب کاهش مقاومت به‌دست آمده تحت زلزله حوزه نزدیک و زلزله حوزه دور با بزرگی بین ۶ تا ۸ نشان داده شده است و همان‌طور که مشخص است در پریودهای بین $0.7/s$ تا $3/s$ ضریب کاهش مقاومت سازه تحت زلزله حوزه نزدیک کم‌تر از زمانی است که سازه تحت زلزله حوزه دور قرار می‌گیرد و این تفاوت در بعضی از پریودها به حدود ۲۰

۱- اگر مدل ساده سازه شمع و عرشه n دهانه تحت پالس (پالس عمود بر گسل، پالس در امتداد گسل) یا زلزله با هر بزرگی و هر مقدار فاصله کانونی قرار گیرد، با افزایش مقدار سخت‌شوندگی کرنشی، ضریب کاهش مقاومت در همه پریودها افزایش پیدا می‌کند، البته قابل ذکر است زمانی که سازه تحت پالس عمود بر گسل باشد این اتفاق فقط در بازه‌های کم می‌افتد، با افزایش شکل‌پذیری سازه تفاوت در ضریب کاهش مقاومت سازه بدون سخت‌شوندگی و سازه با سخت‌شوندگی مشخص‌تر خواهد بود.

۲- اگر مدل توضیح داده شده تحت زلزله حوزه نزدیک و حوزه دور با بزرگی ۴ و $6 < M < 8$ قرار گیرد، در پریودهای $0.7 < T < 1.2$ ثانیه، ضریب کاهش مقاومت سازه‌ای که تحت زلزله حوزه نزدیک است، کم‌تر از سازه‌ای خواهد بود که تحت زلزله حوزه دور است.

۳- اگر مدل توضیح داده شده تحت زلزله حوزه نزدیک و حوزه دور با بزرگی ۶ و $8 < M < 9$ قرار گیرد، در پریودهای $3 < T < 0.7$ ثانیه، ضریب کاهش مقاومت سازه‌ای که تحت زلزله حوزه نزدیک است، کم‌تر از سازه‌ای خواهد بود که تحت زلزله حوزه دور است.

جدول (۸) زلزله حوزه نزدیک و حوزه دور با بزرگی بین ۴ تا ۶

Earthquake	M	Near field		Far field	
		R(km)	PGA(g)	R(km)	PGA(g)
Anza	4/9	13	0/11	40/6	0/047
Lytle Creek	5/4	15/4	0/162	107	0/021
Coyoto Lake	5/7	3/1	0/434	31/2	0/039
Liver Mor	5/8	17/6	0/154	31	0/072
Whittier Narrows	5/7	10/5	0/137	26/8	0/2

جدول (۹) زلزله حوزه نزدیک و حوزه دور با بزرگی بین ۶ تا ۸

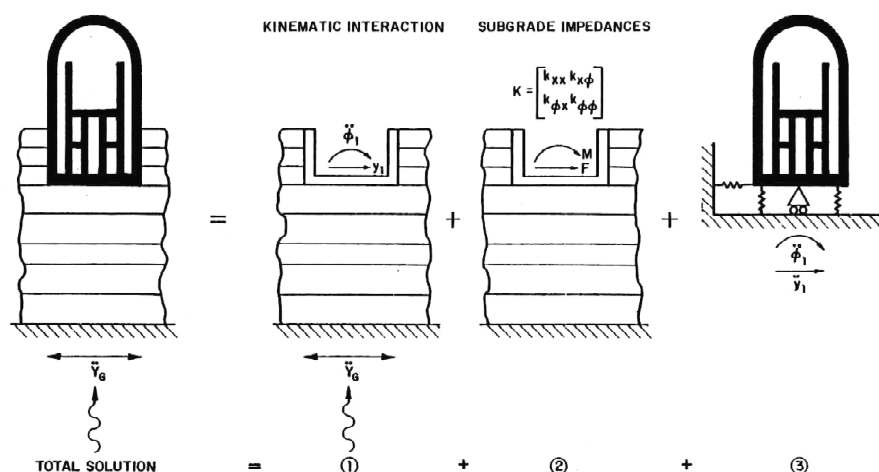
Earthquake	M	Near field		Far field	
		R(km)	PGA(g)	R(km)	PGA(g)
Whittier Narrows	6	7	0/199	52/4	0/06
Cupe Mendocino	7/1	8.5	1/039	44/6	0/154
Kocaeli Turkey	7/4	17	0/244	66/6	0/045
Landers	7/3	1/1	0/721	141/6	0/041
Super Stitin Hilld(B)	6/7	4/3	0/682	21	0/121
Cape Mendocino	7/1	8/5	1/039	33/8	0/229

می‌شود، حرکت لرزه‌ای زمین در تراز پی محاسبه می‌شود. در مرحله دوم، آنچه مقاومت ظاهری پی یا سختی فنرهای خاک نامیده می‌شود، تعیین می‌شود. در این مرحله، رفتار خاک به صورت مجموعه‌ای از فنرهای غیرخطی و متمرکز که در تراز پی عمل می‌کنند، ساده‌سازی می‌شود. در مرحله سوم، پاسخ سازه در حالی که سازه بر فنرهای خاک اتکا دارد و این فنرها با جابه‌جایی‌های محاسبه‌شده در مرحله اول تحریک شده‌اند، تحلیل می‌شود.

در این تحقیق به این دلیل که هدف به‌دست آوردن یک معادله حرکت و حل بسته برای سازه شمع و عرشه بوده است، از تحلیل کینماتیکی اندرکنش صرف‌نظر شده است. بنابراین فرض شده است که تحریک وارد به پایه‌ها به طور صرف افقی بوده و برابر همان تحریک (رکورد) زلزله در تراز سنگ بستر است. سختی فنرهای قائم بی‌نهایت منظور شده و چون مسئله دوبعدی است، به طور صرف یک فنر دورانی (در صفحه قاب) در تراز پایینی پایه‌ها عمل می‌کند. رفتار این فنر غیرخطی (دوخطی) در نظر گرفته شده است. جزئیات محاسبات مقاومت ظاهری پی یا سختی فنرهای خاک - که خود مسئله‌ای وابسته به فرکانس است - و لحاظ کردن مستقیم آن‌ها در معادلات حاکم بر مسئله خارج از محدوده این مقاله است که خود بخشی از فعالیت‌های آینده محسوب می‌شود.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، نخست معادله حرکت مدل ساده‌شده سازه شمع و عرشه با در نظر گرفتن تأثیرات غیرخطی هندسی، آثار $P-\Delta$ و تغییر شکل‌های بزرگ استخراج شده و سپس سازه تحت دو پالس (پالس عمود بر گسل و پالس در امتداد گسل) و بیش از ۱۰۰ زلزله حوزه نزدیک و زلزله حوزه دور تحلیل شده است و از انجام این تحلیل‌ها مشاهده شد:



شکل (۱۹) نمایش شماتیک روش سه مرحله‌ای برای منظورکردن اندرکنش سازه و خاک (SSI) در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها کاسل و همکاران [۲۳]

جدول (۳) مقایسه بین ضریب کاهش مقاومت محاسبه‌شده در این تحقیق و مقادیر کلاسیک

مقایسه ضریب کاهش مقاومت محاسبه‌شده با مقادیر کلاسیک	شکل پذیری	بزرگی	بارگذاری
نمودار کلاسیک برای همه پریودها محافظه‌کارانه است	$\mu=2, 4, 6$	$M=5$ و 6	پالس عمود بر گسل
نمودار کلاسیک از پریود 0.3 ثانیه به بعد غیرمحافظه‌کارانه است	$\mu=6$	$M=6$	پالس درامتداد گسل
نمودار کلاسیک از پریود $2/3$ ثانیه به بعد غیرمحافظه‌کارانه است	$\mu=5$	$4 < M < 6$	زلزله حوزه دور
نمودار کلاسیک از پریود $4/5$ ثانیه به بعد غیرمحافظه‌کارانه است	$\mu=5$	$6 < M < 8$	زلزله حوزه دور
نمودار کلاسیک از پریود 4 ثانیه به بعد غیرمحافظه‌کارانه است	$\mu=5$	$4 < M < 6$	زلزله حوزه نزدیک
نمودار کلاسیک برای همه پریودها محافظه‌کارانه است	$\mu=3, 4, 5$	$6 < M < 8$	زلزله حوزه نزدیک

[3] Riddell, R., Newmark, N.M., "Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes," Structural Research Series No. 468, Dept. of Civ. Engrg., University of Illinois, Urbana, 1979.

[4] Veletos AS, Newmark NM. Effects of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. Proceedings of the second world conference on earthquake engineering, Tokyo 1960:895-912.

[5] Newmark NM, Hall WJ. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Building Research Series NO. 46, National Bureau of Standards, US Department of Commerce, Washington, DC, 1973. P.209-36

[6] Riddell, R., and Newmark, N.M., "Statistical Analysis of The Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes," Structural Research Series No. 468, Dept. of Civ. Engrg., University

اگر مدل توضیح داده شده تحت پالس (پالس عمود بر گسل، پالس در امتداد گسل) یا زلزله با هر بزرگی و هر مقدار فاصله کانونی قرار گیرد، در بازه‌های زیاد با افزایش ارتفاع سازه در پریود ثابت، ضریب کاهش مقاومت سازه کم شده است.

۷- مراجع

[۱] فاخرع، مطالعه مشکلات شمع‌های مایل در عملکرد لرزه‌ای شمع و عرشه، ۱۳۸۷.

[2] Goutam. M., Durgesh.C, "Performance of Harbor Structures in Andaman Islands During 2004 Sumatra Earthquake", 18 March 2007.

- [16] Bridge Design Specifications, California Department of Transportation, Sacramento, California, 2004.
- [17] Rosenblueth, E., "Seismic Design Requirements in a Mexican 1976 Code" Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol. 7, pp. 49-61, 1979
- [18] Sonzogni, V.E., Cardona, A. and Idelsohn, S.R., "Inelastic Seismic Analysis of a Building Structure Designed by Argentine Codes," Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol. 12, pp. 721-736, 1984.
- [19] Berrill, J.B., Priestley, M.J.N. and PPeek, R., "Further Comments on Seismic Design Loads for Buildings," Bulletin of the New Zealand Natl. Soc for Earthquake Engrg., Vol. 14, pp. 5861-5866, 1992.
- [20] Bertero, V.V., Anderson, J.C., Krawinkler, H. and Miranda, E., "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits," Report No. UCB/EERC-91/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July 1991.
- [21] Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan, The Overseas Coastal Area Development Institute of Japon 3-2-4-Kasumigaseki, Chiyoda-Ku, Tokyo, 100-0013, Japan.
- [22] Trifunac, M.D., "Broad Band Extension of Fourier Amplitude Spectra of Strong Motion Acceleration," Dept of Civil Eng. Report CE 93-01, Univ of Southern California, Los Angeles, CA 1993.
- [23] Kausel, E., R.V. Whitman, J.P. Morray and F. Elsabee (1978) "The Spring Method For Embedded Foundations", Nuclear Engineering and Design, Vol. 48, pp. 377-392.
- of Illinois, Urbana, 1979.
- [7] Nassar, A.A. and Krawinkler, H., "Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems," Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, 1991.
- [8] Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M., "A Procedure for Determining Consistent Inelastic Design Spectra," Proc. Workshop on Nonlinear Seismic Analysis of RC Structures, Bled, Slovenia, July 1992.
- [9] Elghadamsi, F.E. and Mohraz, B., "Inelastic Earthquake Spectra," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, PP. 91-104, 1987.
- [10] Ghanad, M.A. and Jahankhah, H., "Site-Dependent Strength Reduction Factors Soil-Structure Systems," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, PP 99-110, 2007.
- [11] Jalali, R.S. and Trifunac, M.D. and Ghodrati Amiri, G. Zahedi, M., "Wave-Passage Effects on Strength-Reduction Factors for Design of Structures Near Earthquake Faults," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, PP 703-711,, 2007.
- [12] Joanna L. Gillie, Adrian Rodriguez-Marek., "Strength-Reduction Factors for Near-Fault Forward-Directivity Ground Motions," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, PP 273-285, 2010.
- [13] Takada, T., Hwang, H.H.M. and Shinozuka, M., "Response Modification Factor for Multiple-Degree-of-Freedom System," Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engng., Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. V, PP. 129-134, 1988.
- [14] NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Buildings Seismic Safety Council, Washington, D.C., 1988.
- [15] Miranda, Vitelmo and Bertero, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design," Earthquake Engineering Research Center, University of California, Vol. 10, No.2, 1994.

«Research Note»

Seismic Response of a Multi-Span Pile and Deck Structure to Near and Far Field Horizontal Excitations

A.M. Davachi¹, M. Zeynoddini^{2*}

1- M.Sc. in Marine Structures, K.N.Toosi University

2- Associated Professor in Civil Engineering

zeynoddini@kntu.ac.ir

Abstract:

During the past decades, there has been an ever increasing demand for construction of new wharves and port facilities in Iran. This is partly because of the recent rapid demographic, social and economic developments, increase in offshore oil and gas activities and also long coastlines available in the country. Wharves, Piers and jetties are lifeline structures, which provide a cost effective means for transporting large quantities of goods and raw materials into and out of a region. Harbor structures also play a central role in management of an abnormal condition such as an earthquake.

For long structures such as wharves and jetties, transient ground deformations induced by seismic wave passage and effects from the spatial difference in ground motion become important. On the other hand, if a port facility is located close to the seismic source, it will become subject to the near field pulse type excitations.

An analytical approach has been used to address the problem. Linear and non-linear response of simplified structural models to near-fault and far-fault strong ground motions is investigated. The model approximates a structure by an equivalent oscillator consisting of a rigid beam supported by several rigid mass-less columns. Bi-linear rotational springs connect the columns to the deck and the base of the structure. The system has been studied under two pulses type (fault-normal pulse and fault-parallel pulse) and 108 near field and far field earthquake excitations.

In this study closed form solutions for the dynamic response of multi span pile and deck structures have been developed. Material non-linearity, large deformations and $P-\Delta$ effects are taken into consideration. The central difference method is employed to solve the nonlinear equations of motion. The model is then used to analyse the structure under incident pulse type near-field excitations. Effects from strain-hardening, columns height, the seismic source distance, magnitude of the excitation, type of the excitation (pulse or random), have been investigated and compute the reduction factor and compare with the common design rules. In general it has been found that the classic design criteria for the strength reduction factors provide non-conservative results in a number of occasions.

Keywords: Strength Reduction Factor, Ductility, Near Field Earthquake, Far Field Earthquake and Wharf