

اثر اندرکنش خاک - سازه بر تقاضاهای لرزه‌ای سازه در روندهای طراحی و ارزیابی

جواد واثقی امیری^{۱*}، لیلا خان محمدی^۲، محمدعلی قناد^۳ و محمدرضا داودی^۴

| اطلاعات مقاله | چکیده |
|---|---|
| <p>واژگان کلیدی:</p> <p>اندرکنش خاک-سازه، سختی دینامیکی خاک، وابستگی فرکانسی سختی، نیروی برش پایه الاستیک، نیروی برش پایه غیرالاستیک، ضریب کاهش مقاومت، تقاضای شکل پذیری، نسبت تغییرمکان غیرالاستیک.</p> | <p>در این تحقیق، اثر شرایط خاک شامل هردو اثر ساختگاه و اندرکنش خاک-سازه روی تقاضاهای لرزه‌ای الاستیک و غیرالاستیک سازه مورد بررسی قرار گرفته است. تاکید بیشتر روی اثر اندرکنش خاک-سازه بوده و اثر ساختگاه با اعمال رکوردهای ثبت شده بر خاک‌های سایت کلاس C، D و E (INEHRP) که اثر اندرکنش در آن‌ها قابل ملاحظه می‌باشد، اعمال شده است. جهت انجام یک مطالعه آماری، سازه مورد بررسی، به صورت یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک و خاک زیر سازه یک نیم فضای همگن در نظر گرفته شده است. به منظور در نظر گرفتن وابستگی فرکانسی سختی خاک، این نیم فضای همگن بر اساس مفهوم مدل مخروطی به صورت یک سیستم سه درجه آزادی مدل شده است. سپس کل سیستم خاک-سازه تحت ۴۲ رکورد ثبت شده بر انواع سایت کلاس‌های عنوان شده تحلیل گردیده است. یک مطالعه پارامتریک برای محدوده وسیعی از پارامترهای بی بعد تاثیرگذار بر اندرکنش خاک-سازه انجام گرفته است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که اثر اندرکنش خاک-سازه موجب تفاوت‌های محسوس و در مواردی غیرمحافظه کارانه در تقاضاهای لرزه‌ای سازه به خصوص در سایت کلاس‌های با خاک خیلی نرم می‌گردد. در نتیجه در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه در روند تحلیل یا طراحی سازه امری اجتناب ناپذیر به نظر می‌رسد.</p> |

۱- مقدمه

واقعیت سازگاری دارد، اما در صورت قرار گرفتن سازه بر بستر ارتجاعی، پاسخ‌های دینامیکی سازه نسبت به حالت پایه صلب آن دستخوش تغییرات قابل ملاحظه‌ای می‌گردد. این اثرات، اندرکنش خاک-سازه نام دارد. چنانچه فنداسیون بر بستر انعطاف‌پذیر قرار داشته باشد، فنداسیون خود دارای چرخش و نیز تغییرمکان می‌باشد. میرایی و سختی سیستم خاک - فنداسیون می‌تواند توسط مدل‌سازی فنرها و میراگرهایی حاصل گردد. میراگرهای فنداسیون نمایانگر دو منبع تزریق میرایی به سیستم می‌باشند، میرایی ناشی از رفتار غیرالاستیک خاک اطراف

پاسخ دینامیکی سازه تحت زلزله، عموماً با تحلیل سازه‌ای با بستر صلب تحت رکورد ثبت شده بر سطح آزاد خاک سنجیده می‌شود. چنانچه بستر سازه، از جنس سنگ و یا خاک کاملاً متراکم باشد، این تحلیل تا حد زیادی با

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: vaseghi@nit.ac.ir

۱. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل
۲. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه پیام نور مازندران
۳. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
۴. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل

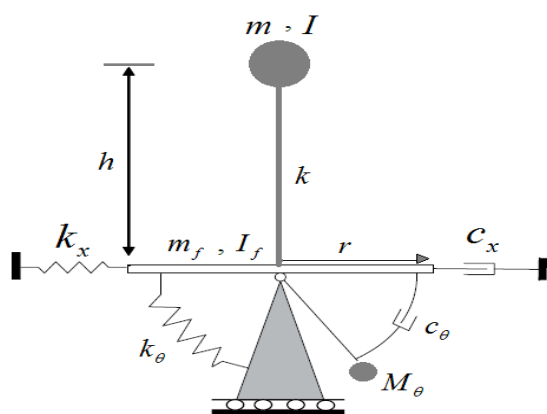
مبنای آن نتایج، Bielak [۸] بیان می‌دارد که در سازه‌هایی با منحنی رفتاری غیرخطی، بستر ارتجاعی فنداسیون می‌تواند منجر به تغییر مکان‌های بزرگ‌تری نسبت به حالت پایه صلب آن گردد. اما اثر اندرکنش بر تقاضای تغییر مکان یا شکل‌پذیری سازه مشخص نگردید. همچنین بیان شد از آنجا که اثر غیرخطی سازه، اختلاف سختی نسبی مابین خاک و سازه را کمتر می‌سازد، اثر اندرکنش در سازه‌های غیرالاستیک از اهمیت کمتری نسبت به حالت الاستیک آن برخوردار است.

مطالعات جامع‌تر در این زمینه توسط Aviles & Perez-Rocha [۹ و ۱۰] انجام شده‌است. این محققین رفتار یک سازه یک‌درجه‌آزادی با رفتار الاستوپلاستیک که روی یک پی صلب مدفون در خاک قرار گرفته را مورد بررسی قرار دادند. خاک یک محیط ویسکوالاستیک با ضخامت ثابت فرض شده که خود بر روی یک نیم فضای همگن ویسکوالاستیک قرار دارد. مطالعات آن‌ها بر مبنای تعریف یک نوسانگر معادل غیرخطی صورت پذیرفته است. در این روش، علاوه بر پی‌ود و میرائی معادل الاستیک سیستم اندرکنشی، شکل‌پذیری معادلی نیز تعریف شد که نماینده رفتار غیرخطی سازه می‌باشد. شرایط مورد بررسی شرایط محلی سایت SCT بوده و در نتیجه برخی از پارامترهای سیستم ثابت فرض شده است. همچنین برخلاف نتایج ارائه‌شده توسط Rodriguez & Mantes [۱۱] که اثر اندرکنش را در سازه‌های غیرالاستیک ناچیز برشمردند، این محققان اعلام داشتند که این امر در سازه‌های غیرخطی با نسبت لاغری بالا، اگر پی‌ودی کمتر از پی‌ود سایت داشته باشند نقش منفی و اگر پی‌ودی بیشتر از پی‌ود سایت دارا باشند، نقشی مثبت ایفا می‌کند. بر مبنای فرضیات و نتایج به دست آمده، این محققین اثر اندرکنش بر ضریب کاهش مقاومت را برای یک شکل‌پذیری هدف در طراحی سیستم اندرکنشی مورد بررسی قرار داده و در سال ۲۰۰۵ فرمول‌بندی مربوط به این نوسانگر معادل را وارد روند کد طراحی NEHRP [۱] نمودند.

فنداسیون و میرایی تابشی که به علت انتشار نیروهای دینامیکی سازه در محیط بی‌نهایت یا نیمه بی‌نهایت خاک حاصل می‌گردد. میزان میرایی مصالح به سطح کرنش ایجادشده در خاک بستگی دارد. اگر کرنش‌های ایجادشده در خاک زیاد باشد، میرایی مصالح می‌تواند مشارکت بالایی در محاسبات به خود اختصاص دهد، در غیر این صورت، میزان میرایی مصالح قابل صرف‌نظر کردن خواهد بود. در مقابل، میرایی تابشی، اثری ناشی از حجم و هندسه سیستم بوده و چه در سطح کرنش پایین و چه بالا، پارامتری اثرگذار است. برای سیستم‌های فنداسیون متداول، عموماً میرایی تابشی نسبت به میرایی مصالح غالب بوده و از میرایی مصالح صرف‌نظر می‌گردد.

مطالعات زیادی در مورد اثرات اندرکنش خاک- سازه در دهه‌های اخیر انجام شده‌است. اکثر این تحقیقات روی تقاضاهای الاستیک سازه بوده و به رفتار غیرخطی سازه در آن‌ها کمتر توجه شده است. در این تحقیقات دیدگاه کلی برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش این بود که خواص دینامیکی سیستم را به نحوی تغییر دهند تا به کمک رکوردهای ثبت‌شده بر سطح زمین پاسخ سیستم خاک- سازه با دقت مناسبی حاصل گردد. نتایج این دیدگاه مطالعات محققینی مانند Veletsos & Meek [۲] و Veletsos & Nair [۳] بود که با در نظر گرفتن یک نوسانگر یک‌درجه‌آزادی معادل با پی‌ود و نسبت میرایی اصلاح‌شده، اثرات اینرسیایی اندرکنش در سازه‌هایی با رفتار الاستیک را به‌طور مناسبی تقریب زدند. همچنین پی‌ود و نسبت میرایی‌های معادل مختلفی توسط سایر محققین مانند Wolf [۴] و Aviles & Perez-Rocha [۵] پیشنهاد شد. اثر اندرکنش خاک- سازه در آیین‌نامه ATC-3-06 [۶] و ضوابط آیین‌نامه‌های رایج مانند IBC [۷] و NEHRP [۱] نیز بر مبنای همین مطالعات صورت گرفته است. در دهه اخیر، رفتار غیرخطی سازه نیز مورد توجه برخی از محققین قرار گرفته است. اولین مطالعات صورت‌گرفته در این مهم توسط Bielak [۸] با بررسی پاسخ هارمونیک یک سازه با رفتار دوخطی انجام شد. بر

نیازمند مدل‌سازی خاک و سازه به‌صورت المان محدود می‌باشد، به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل‌های آن و دشوار ساختن انجام مطالعات پارامتریک استفاده نگردیده و از روش زیرسازه که در آن خاک توسط تعدادی جرم، فنر و میراگر مدل می‌گردد، استفاده شده است. در روش زیرسازه، خاک و سازه جداگانه مدل گردیده و سپس با یکدیگر ترکیب می‌شوند. این روش سرعت عملیات را افزایش می‌دهد و انجام مطالعات پارامتریک را امکان‌پذیر می‌سازد. مدل خاک-سازه مورد استفاده در این تحقیق در شکل ۱ نشان داده شده است. پارامترهای نشان داده شده در این شکل در ادامه معرفی خواهند شد.



شکل ۱- مدل خاک-سازه مورد استفاده در تحقیق

۲-۱- مدل سازه

سازه به‌صورت یک سیستم معادل یک‌درجه‌آزادی به جرم m و ممان اینرسی I می‌باشد و با مقدار پریرود حالت الاستیک خود تعریف می‌گردد که از روی جرم و سختی الاستیک سازه قابل محاسبه‌اند. سازه دارای رفتار دوخطی می‌باشد که سختی بعد از مرحله تسلیم به‌صورت ضریبی از سختی مرحله الاستیک تعریف می‌شود ($k_1 = \alpha k$). $\alpha = 0$ معرف رفتار الاستیک-پلاستیک کامل سازه می‌باشد. شاخص رفتار غیرخطی سازه نیز شکل‌پذیری (μ) و یا ضریب کاهش مقاومت (R) می‌باشد که با توجه به شکل ۲ به‌صورت زیر تعریف می‌گردند:

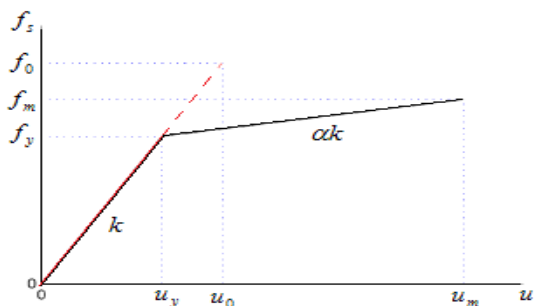
اثر اندرکنش بر رفتار غیرالاستیک سازه توسط Ghannad Ahmadnia & [۱۲] و Barcena & Esteva [۱۳] مورد بررسی قرار گرفته است. Khoshnoudian & Behmanesh [۱۴] روند موجود در آیین‌نامه FEMA-440 [۱۵] برای در نظر گرفتن اثر اینرسیایی اندرکنش برای سازه قرار گرفته روی پی صلب سطحی را مورد بررسی قرار داده و ایراداتی را به روش‌های بررسی سازه‌های موجود با احتساب اثر اندرکنش وارد نمودند. به عنوان نمونه‌ای دیگر از تحقیقات انجام شده در سال‌های اخیر می‌توان به تحقیق انجام‌شده توسط Tysh-Shang [۲۹] اشاره نمود که در آن پاسخ لرزه‌ای دیوار برشی لاغر RC تحت اثر اندرکنش خاک-سازه مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین در تحقیق Tileylioglu [۳۰] با استفاده از یک آزمایش میدانی، سختی و میرایی دینامیکی سازه تحت اثر اندرکنش خاک-سازه محاسبه گردید و در Clouteau [۳۱] روش محاسباتی برای اعمال اثر اندرکنش خاک-سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه دارای پی مدفون ارائه شد.

در این تحقیق، اثر اندرکنش خاک-سازه بر تقاضاهای لرزه‌ای الاستیک و غیرالاستیک سازه با در نظر گرفتن وابستگی فرکانسی سختی دینامیکی خاک در حوزه زمان و مدل‌سازی خاک بر اساس مفهوم مدل مخروطی در یک جامعه آماری وسیع مورد بررسی قرار خواهد گرفت. همچنین اثر ساختگاه با اعمال رکوردهای ثبت‌شده بر خاک‌های سایت کلاس C، D و E (معرفی شده در پیوست C، FEMA-440 [۱۵]) که اثر اندرکنش در آن‌ها بیشتر می‌باشد، اعمال می‌گردد.

۲- مدل خاک-سازه مورد استفاده

در این تحقیق اثر اندرکنش خاک-سازه با تعریف پارامترهای کلیدی کنترل‌کننده پدیده اندرکنش مورد بررسی قرار گرفته است. در نتیجه از روش مستقیم که

سیستم‌هایی نظیر خاک-سازه، دو بخش سیستم یعنی خاک و سازه دو سطح میرایی کاملاً متفاوت با یکدیگر دارند. بنابراین فرض تشکیل میرایی کلاسیک که در تحلیل مدال سازه‌ها از آن استفاده می‌کنیم، برای سیستم خاک-سازه امکان‌پذیر نمی‌باشد. با اینکه پیشتر تلاش‌هایی نظیر Bielak [۲۷]، Tsai [۲۸] در این زمینه صورت پذیرفته، اما همچنان تحقیقات بیشتری در این زمینه موردنیاز است. بخشی از تحقیقات انجام شده در این زمینه در فصل ۹ دستورالعمل FEMA-440 [۱۵] نیز آورده شده است.



شکل ۲- سیستم غیرخطی و سیستم خطی متناظر با آن

۲-۲- مدل پی و خاک

همان‌طور که بیان شد خاک به‌صورت مدل گسسته بر پایه روش مخروطی مدل گردیده است. در این روش ضرایب فنر، میراگر و جرم با استفاده از تئوری انتشار موج یک‌بعدی محاسبه می‌گردد که برای حالت‌های پیچیده‌ای که حل دقیق آن مستلزم محاسبات طولانی بوده و در اکثر موارد موجود نمی‌باشند، دارای دقت کافی می‌باشد [۱۷]. دو درجه آزادی افقی و گهواره‌ای به‌ترتیب به‌عنوان نماینده تحریک ورودی افقی و گهواره‌ای فونداسیون تعریف می‌گردد. برای مود حرکت انتقالی می‌توان خاک را به‌صورت فنر و میراگر موازی مدل نمود. اما برای مود حرکت گهواره‌ای، به دلیل وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس تحریک، عبارت کانولوشن در معادلات ظاهر می‌گردد که مدلسازی را کمی پیچیده‌تر می‌کند. در این حالت با معرفی یک درجه آزادی دورانی داخلی (θ_1),

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (1)$$

$$R = \frac{f_0}{f_y} \quad (2)$$

در روابط فوق، u_m ، u_y و f_0 و f_y به ترتیب حداکثر پاسخ سازه غیرالاستیک، پاسخ حد تسلیم سازه، نیروی برش پایه الاستیک و نیروی برش پایه غیرالاستیک سازه می‌باشند. در بخش‌های آتی نتایج به‌دست آمده از اثر حضور خاک بر خصوصیات سازه با رفتار غیرخطی در برابر پی‌یود سازه الاستیک رسم می‌گردند.

این مدل علاوه بر آنکه می‌تواند یک ساختمان یک طبقه باشد، می‌تواند نماینده یک سازه چند طبقه باشد که پی‌یود آن پی‌یود مد اول بوده و جرم و سختی و ارتفاع آن نیز مربوط به مقادیر مؤثر مد نخست خود در حالت پایه صلب می‌باشد. در حقیقت این مدل، پاسخ یک سازه چنددرجه‌آزادی را با دقت مناسبی به منظور مقاصد مهندسی به‌دست می‌دهد. مقایسه صورت‌گرفته بین پاسخ یک سازه چنددرجه‌آزادی متکی بر بستر نرم و سازه معادل یک‌درجه‌آزادی که مشخصات دینامیکی مد اول سازه را داراست، دلیلی بر این مدل‌سازی است [۱۶]. در روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی که روش متداول موجود در آیین‌نامه‌ها برای تحلیل سیستم‌های سازه‌ای است، نیز تنها مد اصلی ارتعاش را در فرآیند تحلیل در نظر می‌گیرند و از اثر مدهای بالاتر صرف‌نظر می‌کنند. حتی در روند اصلاح شده مدال پوش‌اور نیز فرض بر این است که رفتار مدهای بالاتر، رفتاری الاستیک بوده و تحلیل غیرخطی و پوش‌اور باید فقط برای مد اصلی سازه انجام گیرد. در هر حال اثردهی مدهای بالاتر در سیستم‌های خاک-سازه بحثی مفصل است که برای هر سازه خاص باید به‌طور جداگانه مورد بررسی قرار گیرد. نمونه‌ای از این مطالعات، تحقیق انجام‌شده توسط Kreslin & Fajfar [۲۶] می‌باشد. در مطالعات آماری که هدف، استخراج نتایج مربوط به طیف وسیعی از سازه‌هاست، نمی‌توان این اثرات را وارد نمود. به علاوه در

موارد در قالب تعریف پارامترهای بی بعد زیر مورد بررسی قرار می گیرند:

- نسبت بعدی سازه

این پارامتر نسبت ارتفاع سازه (h) به شعاع پی دایره ای معادل بوده و به صورت $\frac{h}{r}$ تعریف می گردد. $\frac{h}{r}$ بزرگ بیانگر سازه لاغر و $\frac{h}{r}$ کوچک نشان دهنده سازه چاق می باشد.

- فرکانس بی بعد

این پارامتر بیانگر نسبت سختی سازه به سختی خاک بوده و به صورت زیر تعریف می شود:

$$a_0 = \frac{2\pi h}{T_{fix} v_s} \quad (۶)$$

T_{fix} پریود سازه پایه صلب می باشد. مقدار این پارامتر برای سازه های ساختمانی متعارف، بین $a_0 = 0$ برای سازه های واقع بر بستر صلب تا $a_0 = 3$ برای موارد دارای شرایط غالب اندرکنشی متغیر است [۱۵].

- نسبت جرمی

این پارامتر بیانگر نسبت جرم سازه (m) به جرم خاک بوده و به صورت زیر تعریف می گردد:

$$\bar{m} = \frac{m}{\rho r^2 h} \quad (۷)$$

محدوده تغییرات این پارامتر برای ساختمان های معمولی و متداول کم بوده و بین 0.4 تا 0.6 متغیر است. در این تحقیق مقدار این پارامتر 0.5 در نظر گرفته شده است.

- نسبت جرم پی به جرم سازه

این پارامتر نشان دهنده نسبت جرم پی (m_f) به جرم سازه بوده و به صورت $\frac{m_f}{m}$ تعریف می شود و نسبت به دو پارامتر نخست از اهمیت کمتری برخوردار است. در این تحقیق، این مقدار 0.1 در نظر گرفته شده است.

وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس نیز در مسأله در نظر گرفته می شود. این درجه آزادی داخلی به ممان اینرسی جرمی M_θ که به صورت سری به میراگر دورانی متصل است اختصاص داده می شود. پی نیز به صورت یک دیسک دایره ای با جرم و ممان اینرسی دورانی (m_f و I_f) مدل گردیده است. در نتیجه مدل چهار درجه آزادی شکل ۱ برای در نظر گرفتن شرایط واقعی سیستم خاک-سازه مورد استفاده قرار گرفته است.

ضرایب فنرها و میراگرهای مربوط به درجات آزادی افقی و گهواره ای خاک که در شکل نشان داده شده، به صورت زیر تعریف می شوند [۱۷]:

$$k_x = \frac{8\rho v_s^2}{2-\nu}, \quad c_x = \pi\rho v_s r^2 \quad (۳)$$

$$k_\theta = \frac{8\rho v_s^2 r^3}{3(1-\nu)}, \quad c_\theta = \frac{\pi}{4} \rho v_p r^4 \quad (۴)$$

$$M_\theta = \frac{9\rho\pi^2 r^5 (1-\nu)}{32} \left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2$$

$$\Delta M_\theta = 0.3\pi\left(\nu - \frac{1}{3}\right)\rho r^5 \quad (۵)$$

که در آن ρ ، ν ، v_p و v_s به ترتیب جرم مخصوص، ضریب پوآسون، سرعت موج طولی و سرعت موج برشی کاهش یافته خاک بوده و Γ شعاع پی معادل دایره ای می باشد. استفاده از سرعت موج برشی کاهش یافته در معادلات فوق، تا حدی اثرات ورود خاک به فاز غیرخطی در محدوده کرنش های زیاد را وارد معادلات می کند [۱۵].

برای اصلاح اثر تراکم ناپذیری خاک به ازای $\nu > \frac{1}{3}$ ، یک جرم اضافی ΔM_θ به I_f اضافه می گردد.

۲-۳- پارامترهای کلیدی کنترل کننده مسأله

پاسخ یک سیستم خاک-سازه به ابعاد و خصوصیات دینامیکی سازه، مشخصات خاک و تحریک ورودی به سازه بستگی دارد. به منظور انجام یک مطالعه فراگیر، اثر این

مستقیم گام به گام β -Newmark تحت ۴۲ رکورد ثبت شده بر خاک سایت کلاس‌های C، D و E مورد تحلیل قرار گرفته است. این رکوردهای زلزله بر اساس رکوردهای موجود در پیوست C، FEMA-440 [۱۵] انتخاب شده‌اند. جزئیات مربوط به زلزله‌ها در جدول‌های ۱ تا ۳ آمده است.

پاسخ یک سازه الاستیک پایه صلب با داشتن پیوند و میرایی سازه قابل برآورد است. اگر سازه وارد مرحله غیرخطی خود شود، علاوه بر پیوند و میرایی، در روندهای ارزیابی، مقاومت تسلیم سازه (F_y) که عموماً با ضریب کاهش مقاومت (R) تعریف می‌شود و در روندهای طراحی، شکل پذیری سازه (μ) نیز مورد نیاز است. حال چنانچه سازه مذکور به جای بستر صلب، بر بستر انعطاف پذیر قرار گیرد، پارامترهای a_0 و $\frac{h}{r}$ نیز نقش بسیار مهمی را در تعیین پاسخ‌ها ایفا می‌کنند. در نتیجه در این تحقیق، یک مطالعه پارامتریک با در نظر گرفتن مقادیر متنوع از پارامترهای a_0 ، $\frac{h}{r}$ ، T و μ (برای بررسی روند طراحی و یا ارزیابی) انجام گرفته است.

برای هر زلزله بیش از ۲۰۰۰ سیستم خاک-سازه، شامل ۶۰ سازه یک‌درجه آزادی با پیوند الاستیک S 3-0.05، با سه نسبت بعدی ($\frac{h}{r} = 1, 3, 5$) و دو مقدار $a_0 = 1, 2$ برای سایت کلاس C و دو مقدار $a_0 = 1, 3$ برای سایت کلاس‌های D و E علاوه بر حالت پایه صلب مورد بررسی قرار گرفته است. در روند ارزیابی سازه‌هایی با ضریب رفتار ($R=3, 6$) و در روند طراحی سازه‌هایی با شکل‌پذیری ($\mu = 2, 4$) مورد بررسی قرار گرفته و مقادیر طیفی به ازای یک ضریب رفتار یا شکل‌پذیری خاص استخراج شده است.

- شکل پذیری سازه (μ)

μ به صورت نسبت حداکثر پاسخ غیرالاستیک به پاسخ حد تسلیم سازه بوده و از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

- ضریب کاهش مقاومت (R)

این پارامتر طبق رابطه (۲) به صورت نسبت حداکثر نیروی لازم برای الاستیک ماندن رفتار سازه به نیروی حد تسلیم سازه تعریف می‌شود.

- نسبت ضریب میرایی سازه

این نسبت ۵٪ میرایی بحرانی در نظر گرفته شده است.

- ضریب پوآسون خاک

مقدار این پارامتر با توجه به سایت کلاس مورد بررسی مقدار مشخصی دارد. در این تحقیق مقادیر زیر برای سایت کلاس‌های مورد بررسی استفاده شده است [۱۵]:

$$\nu = 0.33 : C$$

$$\nu = 0.45 : D \text{ و } E$$

برای بررسی اثر اندرکنش بر پاسخ سازه، به دو پارامتر نخست که پارامترهای کلیدی کنترل‌کننده اثر اندرکنش می‌باشند و پارامترهای R و μ که بیانگر سطح رفتار غیرخطی سازه هستند، با توجه به شرایط مورد بررسی مقادیر متنوعی اختصاص داده می‌شود.

۳- روش تحلیل

از آنجا که هدف، بررسی رفتار غیرخطی سازه در اثر اندرکنش می‌باشد، باید تحلیل‌ها در حوزه زمان انجام گیرد. مدل خاک-سازه معرفی شده قابلیت تحلیل در حوزه زمان را دارا بوده و به وسیله روش انتگرال‌گیری

جدول ۱- مشخصات زلزله های مورد استفاده در تحقیق ثبت شده روی خاک کلاس C [۱۵]

| فاصله (km) | PGD (cm) | PGA (cm/s ²) | جهت | ایستگاه | نام ایستگاه ثبت زلزله | نام زلزله | تاریخ وقوع | شماره |
|------------|----------|--------------------------|-----|---------|---------------------------------------|-----------------|------------|-------|
| 12.69 | 9.965 | 200.2 | 315 | 5051 | El Centro, Parachute Test Facility | Imperial Valley | 10/15/79 | C1 |
| 41.86 | 7.757 | 153.0 | 0 | 58378 | APEEL 7, Pulgas | Loma Prieta | 10/17/89 | C2 |
| 18.33 | 3.799 | 166.9 | 90 | 57383 | Gilroy #6, San Ysidro Microwave site | Loma Prieta | 10/17/89 | C3 |
| 8.50 | 16.246 | 494.5 | 0 | 58065 | Saratoga, Aloha Ave. | Loma Prieta | 10/17/89 | C4 |
| 9.96 | 6.363 | 349.1 | 67 | 47006 | Gilroy, Gavilon College Phys Sch Bldg | Loma Prieta | 10/17/89 | C5 |
| 18.41 | 3.831 | 433.1 | 360 | 58135 | Santa Cruz, University of California | Loma Prieta | 10/17/89 | C6 |
| 71.33 | 3.359 | 110.8 | 90 | 58130 | San Francisco, Dimond Heights | Loma Prieta | 10/17/89 | C7 |
| 39.51 | 5.429 | 121.6 | 0 | 57064 | Fremont, Mission San Jose | Loma Prieta | 10/17/89 | C8 |
| 44.35 | 1.417 | 71.60 | 0 | 47377 | Monterey, City Hall | Loma Prieta | 10/17/89 | C9 |
| 75.17 | 3.259 | 66.70 | 90 | 58163 | Yerba Buena Island | Loma Prieta | 10/17/89 | C10 |
| 20.26 | 7.692 | 239.40 | 270 | 1652 | Anderson Dam, Downstream | Loma Prieta | 10/17/89 | C11 |
| 14.84 | 0.875 | 95.0 | 67 | 47006 | Gilroy, Gavilon College Phys Sci Bldg | Morgan Hill | 04/24/84 | C12 |
| 9.86 | 6.131 | 280.4 | 90 | 57383 | Gilroy #6, San Ysidro Microwave Site | Morgan Hill | 04/24/84 | C13 |
| 14.24 | 1.064 | 129.0 | 45 | 5069 | Fun Valley | Palmsprings | 07/08/86 | C14 |

جدول ۲- مشخصات زلزله های مورد استفاده در تحقیق ثبت شده روی خاک کلاس D [۱۵]

| فاصله (km) | PGD (cm) | PGA (cm/s ²) | جهت | ایستگاه | نام ایستگاه ثبت زلزله | نام زلزله | تاریخ وقوع | شماره |
|------------|----------|--------------------------|-----|---------|--|-----------------|------------|-------|
| 10.45 | 8.981 | 269.6 | 225 | 5053 | Calexico, Fire Station | Imperial Valley | 10/15/79 | D1 |
| 21.98 | 5.771 | 136.2 | 230 | 5059 | El Centro #13, Strobel Residence | Imperial Valley | 10/15/79 | D2 |
| 11.07 | 7.152 | 394.2 | 0 | 47380 | Gilroy 2, Hwy 101 Bolsa Road Motel | Loma Prieta | 10/17/89 | D3 |
| 12.82 | 8.257 | 531.7 | 0 | 47381 | Gilroy 3, Sewage Treatment Plant | Loma Prieta | 10/17/89 | D4 |
| 24.57 | 12.635 | 163.1 | 0 | 57066 | Agnews, Agnews State Hospital | Loma Prieta | 10/17/89 | D5 |
| 52.68 | 3.893 | 166.5 | 0 | 58393 | Hayward, John Muir School | Loma Prieta | 10/17/89 | D6 |
| 13.69 | 2.094 | 207.9 | 90 | 47380 | Gilroy #2, Keystone Rd. | Morgan Hill | 04/24/84 | D7 |
| 13.02 | 3.457 | 189.8 | 90 | 47381 | Gilroy #3 Sewage Treatment Plant | Morgan Hill | 04/24/84 | D8 |
| 11.54 | 3.114 | 341.4 | 360 | 57382 | Gilroy #4, 2905 Anderson Rd | Morgan Hill | 04/24/84 | D9 |
| 12.07 | 2.051 | 183.0 | 0 | 57425 | Gilroy #7, Mantnilli Ranch, Jamison Rd | Morgan Hill | 04/24/84 | D10 |
| 26.73 | 2.288 | 393.3 | 0 | 90021 | Los Angeles, N. Westmoreland | Northridge | 01/17/94 | D11 |
| 21.2 | 12.426 | 207.0 | 90 | 135 | Los Angeles, Hollywood Storage Bldg. | San Fernando | 02/09/71 | D12 |
| 23.29 | 1.973 | 288.4 | 270 | 14403 | Los Angeles, 116th St School | WhittierNarrows | 10/01/87 | D13 |
| 20.82 | 3.952 | 193.2 | 180 | 14368 | Downey, County Maintenance Bldg | WhittierNarrows | 10/01/87 | D14 |

جدول ۳- مشخصات زلزله های مورد استفاده در تحقیق ثبت شده روی خاک کلاس E [۱۵]

| فاصله (km) | PGD (cm) | PGA (cm/s ²) | جهت | ایستگاه | نام ایستگاه ثبت زلزله | نام زلزله | تاریخ وقوع | شماره |
|------------|----------|--------------------------|-----|---------|---|-------------|------------|-------|
| 58.65 | 4.192 | 231.5 | 0 | 58223 | San Francisco, International Airport | Loma Prieta | 10/17/89 | E1 |
| 58.65 | 6.023 | 322.7 | 90 | 58223 | San Francisco, International Airport | Loma Prieta | 10/17/89 | E2 |
| 72.20 | 3.526 | 191.3 | 180 | 58224 | Oakland, Title & Trust Bldg. (2-story) | Loma Prieta | 10/17/89 | E3 |
| 72.20 | 7.238 | 239.4 | 270 | 58224 | Oakland, Title & Trust Bldg. (2-story) | Loma Prieta | 10/17/89 | E4 |
| 94.6 | 4.876 | 134.7 | 270 | 1590 | Larkspur Ferry Terminal | Loma Prieta | 10/17/89 | E5 |
| 94.6 | 3.267 | 94.6 | 360 | 1590 | Larkspur Ferry Terminal | Loma Prieta | 10/17/89 | E6 |
| 76.9 | 8.398 | 254.7 | 260 | 1662 | Emeryville, 6363 Christie Ave. | Loma Prieta | 10/17/89 | E7 |
| 76.9 | 3.790 | 210.3 | 350 | 1662 | Emeryville, 6363 Christie Ave. | Loma Prieta | 10/17/89 | E8 |
| 43.8 | 6.285 | 277.6 | 90 | 58375 | Foster City (APEEL 1; Redwood Shores) | Loma Prieta | 10/17/89 | E9 |
| 43.8 | 15.038 | 63.0 | 360 | 58375 | Foster City (APEEL 1; Redwood Shores) | Loma Prieta | 10/17/89 | E10 |
| 43.23 | 12.610 | 270.0 | 43 | 1002 | Redwood City (APEEL Array Stn. 2) | Loma Prieta | 10/17/89 | E11 |
| 43.23 | 6.839 | 222.0 | 133 | 1002 | Redwood City (APEEL Array Stn. 2) | Loma Prieta | 10/17/89 | E12 |
| 77.42 | 4.411 | 112.0 | 0 | 58117 | Treasure Island (Naval Base Fire Station) | Loma Prieta | 10/17/89 | E13 |
| 77.42 | 11.488 | 97.9 | 90 | 58117 | Treasure Island (Naval Base Fire Station) | Loma Prieta | 10/17/89 | E14 |

۴- رویکردهای مورد بررسی

در این تحقیق، چهار رویکرد جهت بررسی رفتار سازه واقع بر بستر نرم مورد بررسی قرار گرفته که به شرح زیر می‌باشد:

۴-۱- تحلیل سیستم خاک- سازه با فرض ثابت بودن شکل‌پذیری سازه

در این رویکرد، سیستم خاک- سازه برای مقادیر مختلف پارامترهای کلیدی مسأله تحلیل می‌شود و هر طیف برای مقادیر ثابتی از پارامترهای کلیدی مسأله به دست می‌آید. در این حالت، سیستم خاک- سازه تا رسیدن به یک شکل‌پذیری هدف در سازه تحلیل می‌شود. یعنی علاوه بر نیروی ارتجاعی سازه، با تعیین یک شکل‌پذیری (μ)، ضریب رفتار و مقاومت تسلیم برای سیستم خاک- سازه محاسبه می‌گردد. این رویکرد برای استخراج نتایج بخش ۱-۵ و ۲-۵ مورد استفاده قرار گرفته است.

۴-۲- طرح با مقاومت تسلیم بستر صلب و تحلیل در حالت بستر نرم

در این رویکرد که برای استخراج نتایج بخش ۳-۵ مورد استفاده قرار گرفته است، ابتدا سازه را برای یک شکل‌پذیری هدف بر بستر صلب تحلیل می‌کنیم. سپس مقاومت تسلیم (F_y) موردنیاز برای رسیدن به آن شکل‌پذیری را در نظر گرفته و این بار، سازه‌ای با مقاومت تسلیم به دست آمده از مرحله قبل را بر بستر نرم قرار داده و تحلیل می‌کنیم. آنگاه شکل‌پذیری موردنیاز به دست آمده را با شکل‌پذیری هدف در حالت بستر صلب مورد مقایسه قرار می‌دهیم.

۴-۳- تحلیل سیستم خاک- سازه با فرض ثابت بودن ضریب رفتار سازه

در این حالت سیستم خاک- سازه با تعریف یک ضریب رفتار مشخص برای سازه تحلیل می‌شود. یعنی علاوه بر

نیروی ارتجاعی سازه، با تعیین یک ضریب رفتار (R)، شکل‌پذیری و مقاومت تسلیم سازه واقع بر بستر نرم محاسبه می‌گردد. در این حالت نیز هر طیف برای مقادیر ثابتی از پارامترهای کلیدی مسأله به دست می‌آید. این رویکرد برای استخراج نتایج بخش ۴-۵ استفاده گردید.

۵- ارزیابی اثر اندرکنش بر تقاضاهای

لرزه‌ای سازه واقع بر بستر نرم

۵-۱- اثر اندرکنش بر نیروهای ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه

در این بخش اثر اندرکنش خاک- سازه بر نیروی برش پایه الاستیک (حداکثر نیروی طراحی لازم برای الاستیک باقی ماندن رفتار سازه) و نیروی برش پایه غیرالاستیک (نیروی طراحی لازم با پذیرش سطح معینی از شکل‌پذیری) مورد بررسی قرار گرفته است. تمام نتایج با حاصلضرب جرم سازه در ماکزیمم شتاب زمین نرمال شده‌اند. به عنوان نمونه، اثر اندرکنش خاک- سازه بر نیروی برش پایه طراحی سازه واقع بر خاک سایت کلاس E برای سطوح مختلفی از a_0 و $\frac{h}{r}$ در شکل ۳ نشان داده شده است. این نتایج، میانگین نتایج به دست آمده برای رکوردهای جدول ۳ می‌باشد. نتایج حاصل از ردیف بالای شکل ۳، کاهش کلی برش پایه الاستیک سازه واقع بر بستر نرم نسبت به بستر صلب را به جز در محدوده کوچکی از پیوندهای پایین، نشان می‌دهد. با غالب شدن اثر اندرکنش ($a_0 = 3$) و افزایش نسبت بعدی ($\frac{h}{r} = 3, 5$)، محدوده‌ی افزایش برش پایه الاستیک نسبت به حالت پایه صلب در پیوندهای پایین، وسیع‌تر شده و میزان اختلاف نتیجه با حالت پایه صلب افزایش می‌یابد. همین روند در نمودارهای مربوط به برش پایه غیرالاستیک (ردیف‌های میانی و پایین شکل ۳) نیز مشاهده می‌شود. اما در

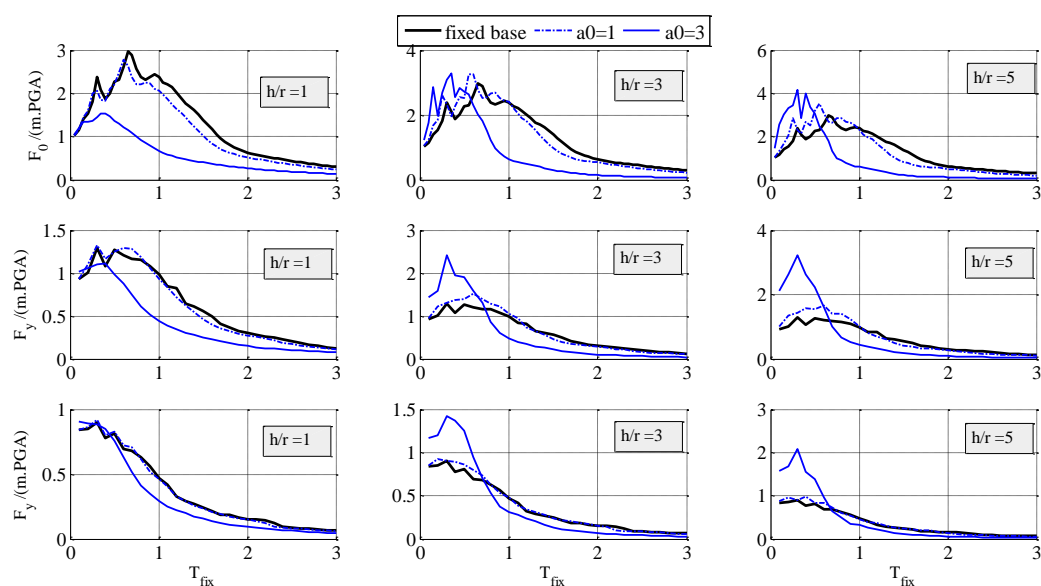
روی مقاومت الاستیک آن استخراج می‌شوند. اثر اندرکنش بر ضریب رفتار سازه واقع شده بر سایت کلاس‌های D و E با مقادیر مختلف a_0 ، $\frac{h}{r}$ و μ در شکل‌های ۴ و ۵ نشان داده شده است. این نتایج، به ترتیب میانگین نتایج به دست آمده برای رکوردهای مندرج در جدول‌های ۲ و ۳ می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۳ نیز مشاهده شده بود، با افزایش a_0 ، در محدوده پریودهای بالا میزان کاهش نیروی الاستیک ایجاد شده در سازه بیشتر از کاهش نیروی تسلیم سازه نسبت به حالت پایه متناظر بوده در حالی که در محدوده پریودهای پایین میزان افزایش نیروی الاستیک سازه نسبت به حالت پایه صلب، کمتر از میزان افزایش نیروی تسلیم آن بوده است. بنابراین، به‌طور کلی اندرکنش خاک-سازه، باعث کاهش ضریب رفتار سازه واقع بر بستر نرم می‌شود. کاهش ضریب رفتار به معنی آن است که برای فراتر نرفتن از یک شکل‌پذیری معین، مجاز به کاهش کمتری در نیروی الاستیک به وجود آمده در سازه برای طراحی هستیم.

نمودارهای برش پایه غیرالاستیک، محدوده پریودی که در آن برش پایه طراحی نسبت به حالت پایه صلب آن بیشتر است، افزایش یافته است. با مقایسه حالت‌های مشابه در ردیف‌های میانی و پایین شکل ۳ مشاهده می‌گردد که در سازه‌هایی با a_0 و $\frac{h}{r}$ یکسان، با افزایش شکل‌پذیری، میزان اختلاف پاسخ نسبت به حالت پایه صلب کمتر می‌شود. علت این امر را می‌توان به کاهش اختلاف سختی بین سازه با شکل‌پذیری بیشتر و بستر نرم نسبت داد.

از مقایسه نتایج ردیف‌های میانی و پایین شکل ۳ با ردیف بالای آن مشاهده می‌گردد که میزان کاهش یا افزایش در برش پایه غیرالاستیک و برش پایه الاستیک نسبت به حالت پایه صلب متناظر آن، متفاوت می‌باشد. این نتیجه حاکی از آن است که ضریب رفتار تقاضای سازه واقع بر بستر نرم می‌تواند متفاوت از ضریب رفتار سازه واقع بر بستر صلب با همان سطح شکل‌پذیری باشد.

۵-۲- اثر اندرکنش بر ضریب رفتار سازه

ضریب رفتار سازه‌ها که طبق معادله (۲) تعریف می‌شوند، برای تخمین مقاومت غیرالاستیک سازه از



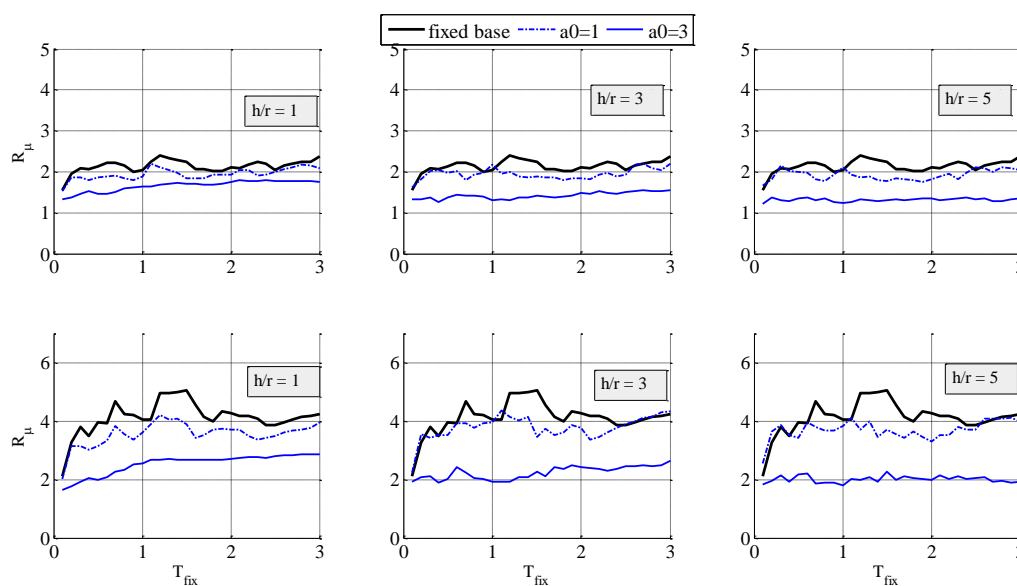
شکل ۳- طیف برش پایه الاستیک و غیرالاستیک سازه واقع بر سایت کلاس E نرمال شده به وسیله (m.PGA)

(ردیف بالا) $\mu = 1$ ، (ردیف میانی) $\mu = 2$ ، (ردیف پایین) $\mu = 4$

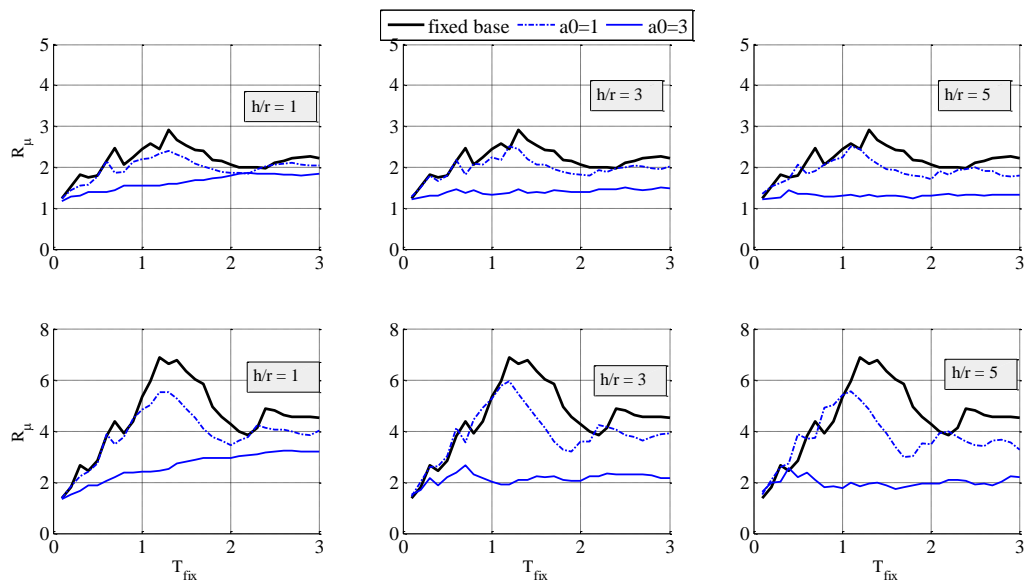
کاهش $\frac{h}{r}$ ، نقطه اوج منحنی ضریب رفتار به سمت چپ انتقال می‌یابد. علت امر این است که وقتی سازه به جای بستر صلب، بر بستر انعطاف‌پذیر قرار می‌گیرد، تنها با در اختیار داشتن سختی و جرم سازه نمی‌توان پیوند ارتعاش سیستم را تعیین کرد و پارامترهای بی‌بعد معرفی شده در بخش ۲-۳ نقش تعیین‌کننده‌ای در ماتریس جرم و سختی و در نتیجه پیوند سیستم خاک- سازه خواهند داشت. در این حالت با محاسبه مقادیر ویژه ماتریس‌های جرم و سختی سیستم خاک- سازه نیز قابل محاسبه است. پیوند سیستم خاک- سازه به‌علت نرمی بیشتر، چیزی بیش از پیوند سیستم بستر صلب است و در صورتی که نمودار ضریب رفتار، مانند آنچه که در شکل ۵ نشان داده شده، در برابر پیوند سازه واقع بر بستر صلب رسم شود، نقطه اوج در موقعیت عقب‌تری (به سمت چپ) در نمودار رخ می‌دهد. نکته قابل توجه دیگر اینکه با افزایش اثر اندرکنش ($a_0 = 3$) و در نتیجه کاهش ضریب رفتار، این نقطه اوج در طیف ضریب رفتار دیده نمی‌شود. برای درک این مطلب طیف ضریب رفتار مربوط به زلزله‌های E1 و E11 که در برابر پیوند سیستم خاک- سازه رسم شده‌اند، در شکل ۶ نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد در این نمودارها دیگر شاهد انتقال نقطه اوج منحنی ضریب رفتار به سمت چپ نخواهیم بود.

روند کاهش ضریب رفتار سازه با افزایش اثر اندرکنش (افزایش a_0) تشدید می‌شود، به‌طوری‌که در حالت حدی ($a_0 = 3$) و در خاک سایت کلاس E که افزایش اثر اندرکنش قابل‌ملاحظه است، ضریب رفتار به کمتر از یک‌سوم ضریب رفتار سازه روی بستر صلب می‌رسد. با این توضیحات واضح است که نمی‌توان با ضریب رفتار مربوط به بستر صلب، نیروی الاستیک مربوط به بستر نرم را جهت رسیدن به نیروی تسلیم کاهش داد. چون در این صورت مقاومت‌های تسلیم به‌دست‌آمده بسیار کمتر از میزان موردنیاز خواهد بود. بنابراین همواره استفاده از این روند در طراحی که همان روند موجود در آیین‌نامه‌های ATC3-06 [۶] و NEHRP [۱] برای در نظرگیری اثر اندرکنش خاک- سازه است، باعث ایجاد شکل‌پذیری‌هایی بیش از شکل‌پذیری هدف در سازه می‌شود.

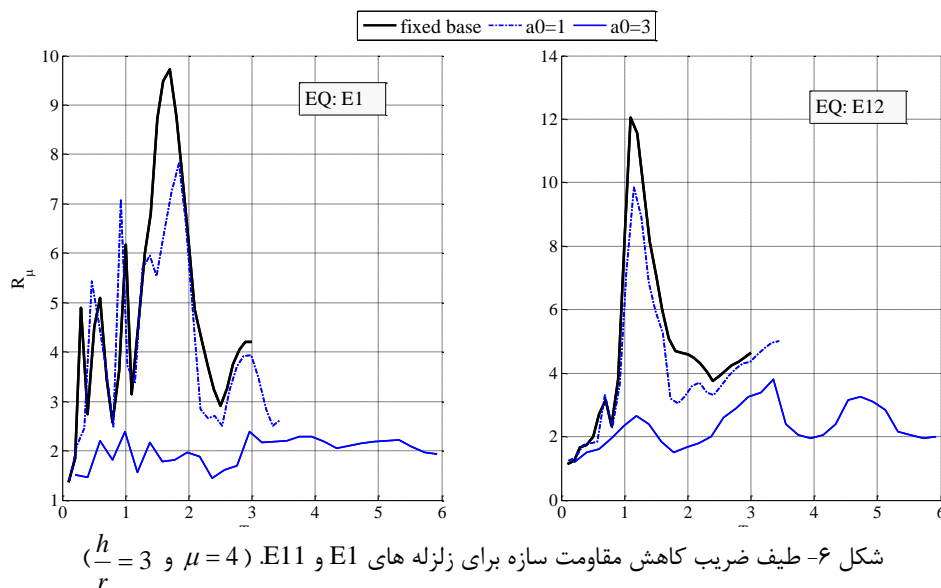
زمانی که پیوند سیستم تقریباً برابر پیوند غالب سایت موردبررسی باشد، نقطه اوجی در طیف ضریب رفتار خاک سایت کلاس E مشاهده می‌شود. این موضوع اولین بار در نتیجه تحقیقات انجام شده توسط Meli & Avila [۱۹] و Miranda [۲۰] برای بررسی اثر ساختگاه بر ضریب رفتار مشاهده شد. با توجه به شکل ۵، این پیوند برای سایت کلاس E تقریباً برابر $1/2$ ثانیه می‌باشد. نکته قابل توجه در نمودارهای شکل ۵ این است که با افزایش a_0 و



شکل ۴- طیف ضریب کاهش مقاومت سازه واقع بر سایت کلاس D. (ردیف بالا) $\mu = 2$ ، (ردیف پایین) $\mu = 4$



شکل ۵- طیف ضریب کاهش مقاومت سازه واقع بر سایت کلاس E. (ردیف بالا) $\mu = 2$ ، (ردیف پایین) $\mu = 4$



شکل ۶- طیف ضریب کاهش مقاومت سازه برای زلزله های E1 و E11. ($\mu = 4$ و $\frac{h}{r} = 3$)

به دست آمده برای رکوردهای جدول های ۱، ۲ و ۳ می باشد.

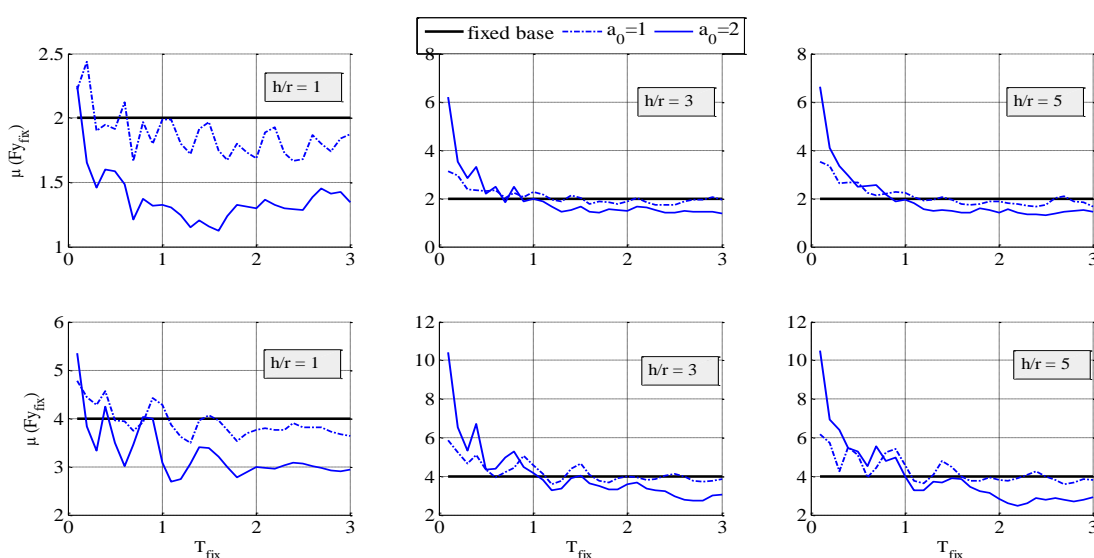
نتایج شکل ۷ برای سایت کلاس C نشان می دهد که پیروید آستانه ای وجود دارد که قبل از این پیروید، شکل پذیری تقاضای سازه واقع بر بستر نرم بیشتر از شکل پذیری حالت بستر صلب با نیروی تسلیم یکسان، است و بعد از این پیروید آستانه، شکل پذیری تقاضای سازه واقع بر بستر نرم، کاهش یافته و در پیرودهای بالا بسیار کمتر از شکل پذیری سازه واقع بر بستر صلب خواهد بود. با افزایش

۳-۵ اثر اندرکنش بر شکل پذیری تقاضای سازه طرح شده با نیروی تسلیم بستر صلب

طیف شکل پذیری سازه طرح شده با نیروی تسلیم بستر صلب با در نظر گرفتن مقادیر مختلف a_0 و $\frac{h}{r}$ ، با فرض شکل پذیری $\mu = 2, 4$ برای سازه های واقع بر بستر صلب برای سایت کلاس های C، D و E در شکل های ۷ تا ۹ نمایش داده شده است. این نتایج، به ترتیب میانگین نتایج

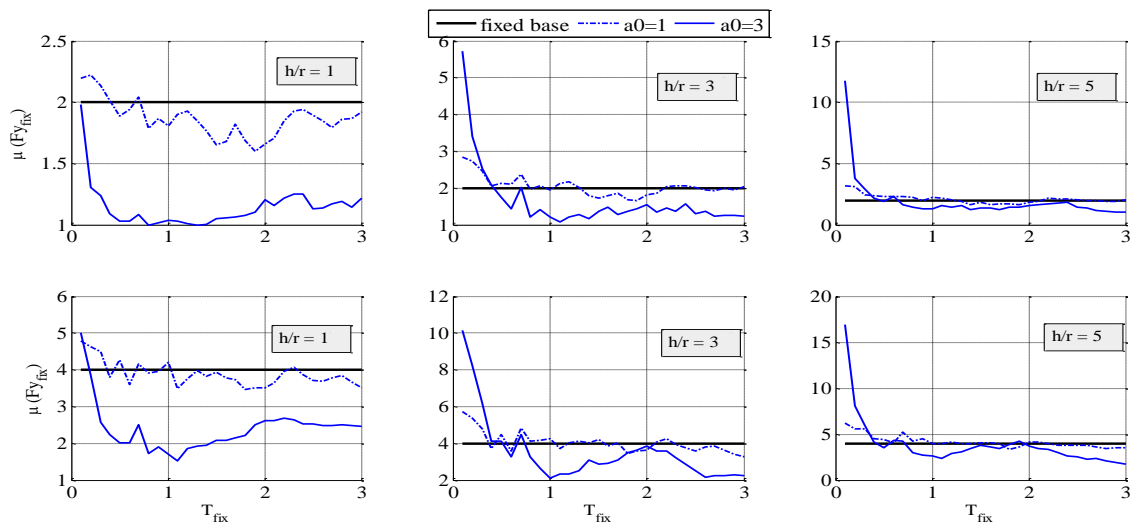
نمودارها به سمت پایین و چپ شیفت پیدا می‌کنند. علت این امر در میرایی معادل این سیستم نهفته است. همان‌طور که می‌دانیم با افزایش انعطاف‌پذیری سیستم خاک-سازه و کاهش نسبت بعدی، میرایی سیستم افزایش می‌یابد. در نتیجه‌ی این افزایش میرایی در سازه‌های مربعی، پاسخ سازه کاهش یافته و افزایش پاسخ ناشی از اثر اندرکنش در پریرودهای پایین جبران می‌شود. با توجه به شکل ۹ تنها در سایت کلاس E که به علت نرمی خاک، اثر اندرکنش در آن بیشتر از دو سایت کلاس دیگر است، افزایش پاسخ ناشی از اثر اندرکنش در پریرودهای پایین در محدوده کوچکی از پریرودها همچنان مشاهده می‌گردد. در نتیجه همچنان باید به روند طراحی سازه‌های متوسط و کوتاه احداث‌شده روی خاک‌های خیلی نرم، توجه ویژه نمود. نتایج به‌دست‌آمده حاکی از آن است که سازه‌های با نسبت بعدی بیشتر که نیروی تسلیم (برش پایه) آن‌ها بدون در نظرگیری اندرکنش خاک-سازه به‌دست آمده و طرح شده‌اند، حین زلزله بسته به پریرودشان باید شکل‌پذیری‌هایی تا حدود سه برابر بیشتر از شکل‌پذیری طراحی خود را تحمل کنند که عوارض بسیار نامطلوبی را به دنبال خواهد داشت.

a_0 و $\frac{h}{r}$ این پریرود آستانه و شکل‌پذیری تقاضای حالت بستر نرم افزایش می‌یابد. در شکل‌های ۸ و ۹ که نتایج مربوط به سایت کلاس‌های D و E را نشان می‌دهند نیز همین روند یعنی افزایش شکل‌پذیری قبل از پریرود آستانه و کاهش آن بعد از این پریرود، قابل‌مشاهده است. اما مقدار این پریرود آستانه در سایت کلاس‌های مختلف متفاوت است. دلیل این امر تفاوت فرکانس غالب سایت و محتوای فرکانسی رکوردهای ثبت‌شده بر این سایت کلاس‌ها می‌باشد. مقدار این پریرود آستانه در سایت کلاس C حدود ۱، در سایت کلاس D حدود ۰/۵ و در سایت کلاس E، حدود ۰/۸ ثانیه می‌باشد. همچنین، اختلاف سطح شکل‌پذیری تقاضای بستر نرم نسبت به بستر صلب به‌ترتیب در سایت کلاس E بیشتر از D و C می‌باشد. به‌طوریکه شکل‌پذیری تقاضای سازه با پریرود کم واقع بر سایت کلاس E گاه به سه برابر شکل‌پذیری تقاضای سازه واقع بر بستر صلب با همان تنش تسلیم می‌رسد. با توجه به نمودارهای (۷) و (۸) مربوط به سایت کلاس C و D، یک نکته قابل‌توجه در ساختمان‌های مربعی با نسبت بعدی ($\frac{h}{r} = 1$) وجود دارد و آن اینکه در این ساختمان‌ها، افزایش شکل‌پذیری در پریرودهای پایین وجود نداشته و



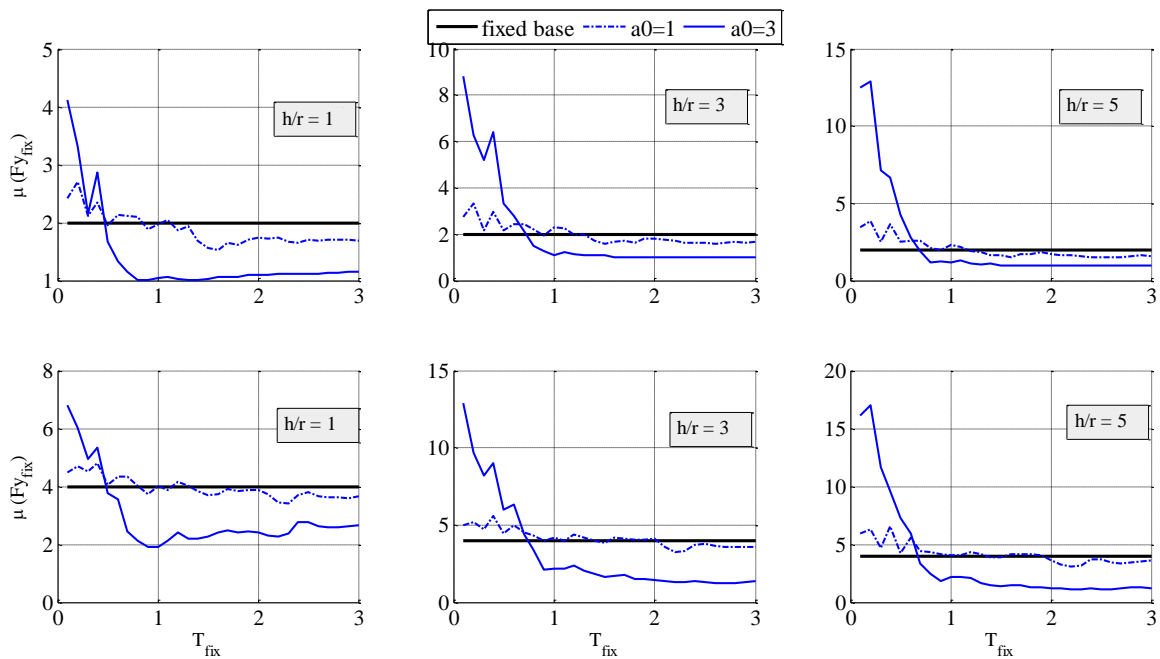
شکل ۷- شکل‌پذیری تقاضای سازه واقع بر خاک سایت کلاس C طرح شده با نیروی تسلیم بستر صلب

$$\mu_{fixed} = 2 \text{ (ردیف بالا)}, \mu_{fixed} = 4 \text{ (ردیف پایین)}$$



شکل ۸- شکل پذیری تقاضای سازه واقع بر خاک سایت کلاس D طرح شده با نیروی تسلیم بستر صلب

(ردیف بالا) $\mu_{fixed} = 2$ ، (ردیف پایین) $\mu_{fixed} = 4$



شکل ۹- شکل پذیری تقاضای سازه واقع بر خاک سایت کلاس E طرح شده با نیروی تسلیم بستر صلب

(ردیف بالا) $\mu_{fixed} = 2$ ، (ردیف پایین) $\mu_{fixed} = 4$

مقاومت موردنیاز سازه محاسبه می‌شود. درحالی‌که در روندهای ارزیابی با در اختیار داشتن پارامترهای مقاومت و سختی سازه، شکل‌پذیری و تغییرمکان سازه و در نتیجه آن سطح عملکرد سازه و میزان مقاومسازی متناظر، مشخص می‌گردد. با توجه به شکل ۲، با در اختیار داشتن

۴-۵ اثر اندرکنش بر نسبت تغییرمکان غیرالاستیک سازه (C_R)

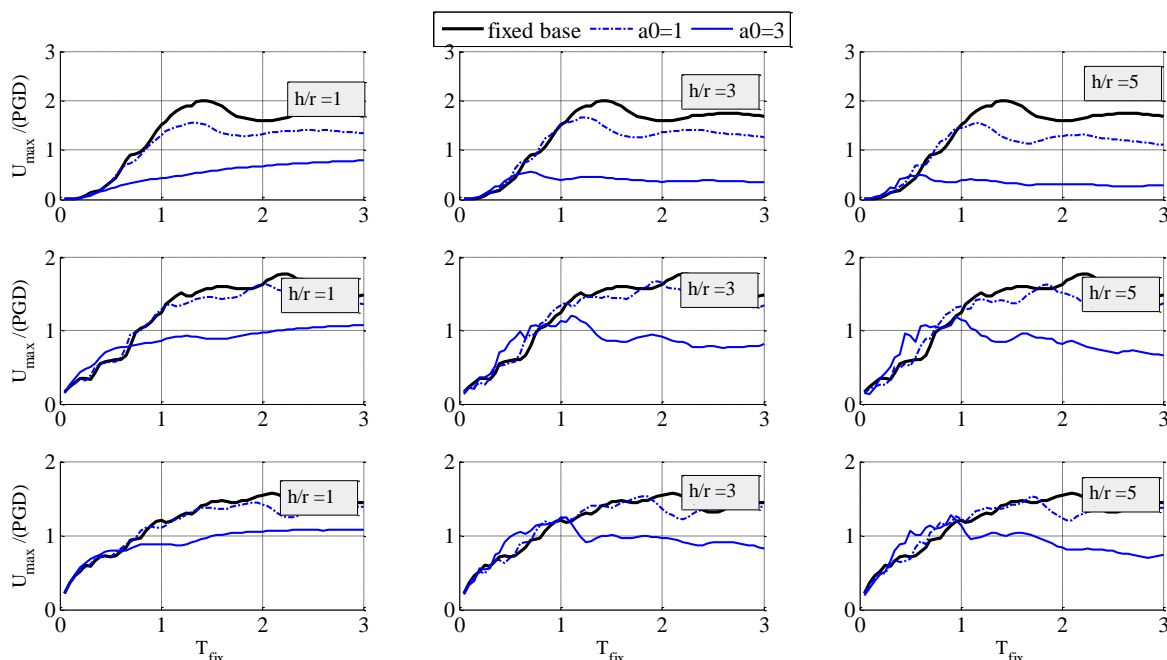
در روندهای طراحی، با در نظر گرفتن یک سطح از شکل‌پذیری یا تغییرمکان دلخواه برای سازه، سختی و

ضریب C که در حقیقت همان رابطه $(R - \mu - T)$ است، در انواع سایت کلاس‌های خاک انجام شده که از جمله مهمترین آن‌ها روابط استخراج شده توسط Ruiz-Garcia Chopra & Chintapankdaee.[۲۲] and Miranda [۲۳] و Ruiz-Garcia and Miranda [۲۴] می‌باشد. اما اثر اندرکنش خاک- سازه در این روابط مورد توجه قرار نگرفته است. بنابراین برای ارزیابی اثر اندرکنش بر ضریب C_R ، ابتدا تقاضای تغییرمکان الاستیک (u_0) و تقاضای تغییرمکان غیرالاستیک (u_m) سازه واقع بر بستر انعطاف‌پذیر با ضریب کاهش مقاومت ثابت $R=3$ و $R=6$ ، با مقادیر متناظر آن در سازه واقع بر بستر صلب مورد ارزیابی قرار گرفته است. اثر اندرکنش بر این پارامترها، برای خاک سایت کلاس E در شکل ۱۰ نشان داده شده است. تمام نتایج به‌وسیله ماکزیمم تغییرمکان زلزله نرمال شده است.

ضریب کاهش مقاومت و شکل‌پذیری سازه می‌توان تغییرمکان ماکزیمم سیستم غیرالاستیک (u_m) را از روی تغییرمکان سیستم الاستیک (u_0) با استفاده از فرمول (۸) محاسبه نمود:

$$C = \frac{u_m}{u_0} = \frac{u_m}{u_y} \frac{u_y}{u_0} = \frac{\mu}{R} \quad (۸)$$

در رابطه فوق، u_y تغییرمکان حد تسلیم سازه است. ضریب C با نام نسبت تغییرمکان غیرالاستیک شناخته می‌شود. در روندهای ارزیابی که ضریب کاهش مقاومت سازه مشخص است، این ضریب به C_R معروف است. همان‌طور که می‌دانیم، در یکی از روندهای تحلیل استاتیکی غیرخطی با نام روش ضرایب که در FEMA-356 [۲۱] یا FEMA-440 [۱۵] برای ارزیابی سازه‌های موجود معرفی شده است، نیز حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک سازه با استفاده از ضریب (C_R) از روی حداکثر تغییرمکان الاستیک سازه تخمین زده می‌شود. مطالعات زیادی به منظور استخراج رابطه مناسب برای

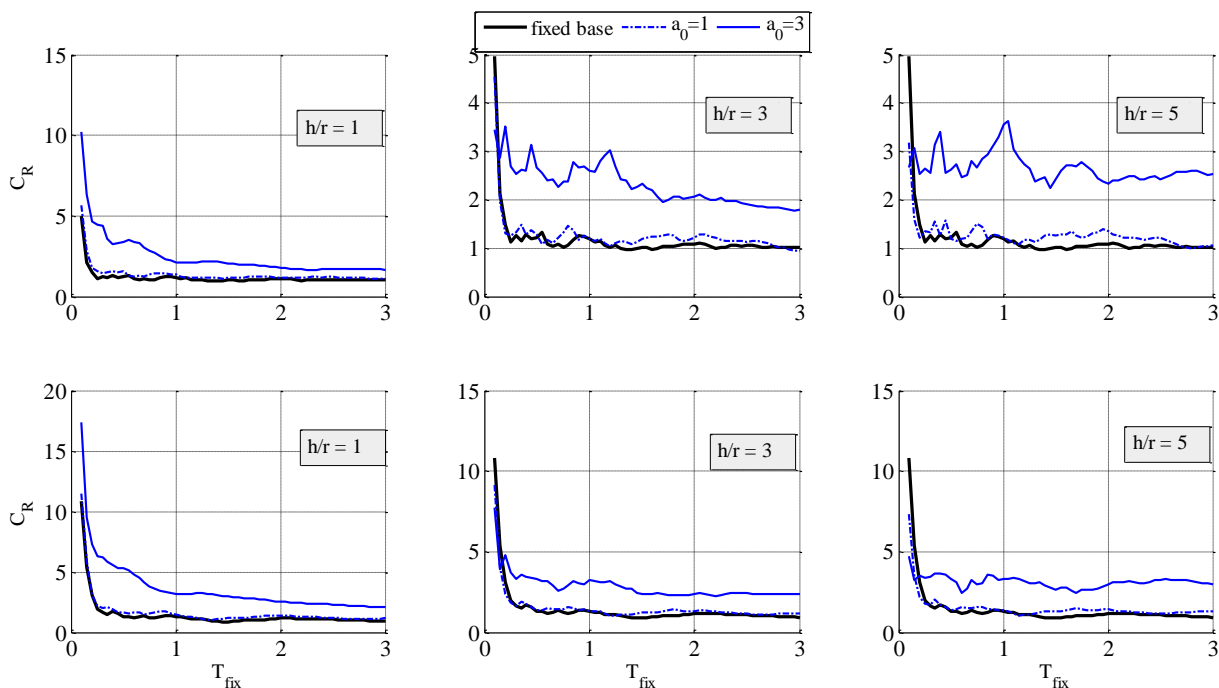


شکل ۱۰- تغییرمکان تقاضای الاستیک و غیرالاستیک سازه واقع بر خاک سایت کلاس E نرمال شده به‌وسیله (PGD) (ردیف بالا) $R=1$ ، (ردیف میانی) $R=3$ ، (ردیف پایین) $R=6$

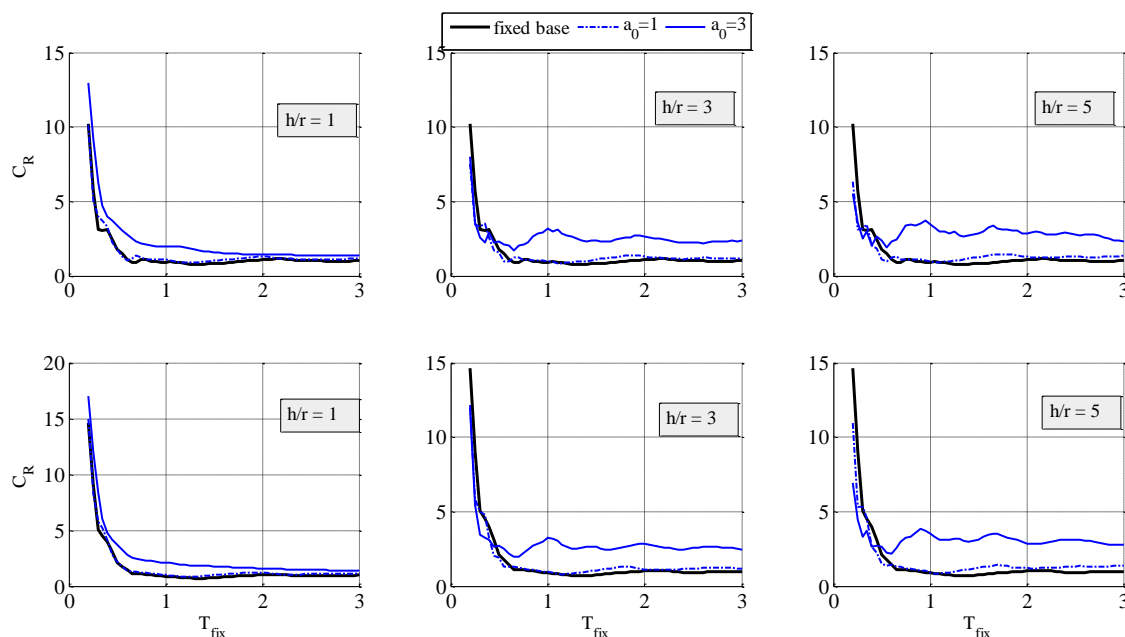
این پدیده به این معنی نیست که حداکثر پاسخ غیرالاستیک سازه واقع بر بستر نرم بسیار بیشتر از سازه واقع بر بستر صلب است، بلکه بدین معنی است که اگر حداکثر پاسخ غیرالاستیک سازه از ضرب حداکثر پاسخ الاستیک آن در ضریب C_R استخراج شده برای بستر صلب محاسبه شود نتایج بسیار غیرمحافظة کارانه خواهند شد. از نمودارها به وضوح مشخص است که قانون تغییرمکان برابر در حالت الاستیک و غیرالاستیک ($C_R=1$) ارائه شده توسط Veletsos and Newmark [۲۵] که برای پیوندهای بالای سازه در حالت پایه صلب صدق می‌کند به هیچ عنوان برای سیستم خاک-سازه معتبر نیست. اختلاف نتیجه نسبت به حالت بستر صلب، با غالب شدن اثر اندرکنش (افزایش a_0) و همچنین افزایش نسبت بعدی سازه بیشتر می‌شود. اما حساسیت تغییرات نتایج نسبت به تغییر نسبت بعدی سازه بسیار کمتر می‌باشد. روند ذکر شده تقریباً در هر دو سایت کلاس تکرار می‌گردد.

نمودار شکل ۱۰ نشان می‌دهد که اثر اندرکنش، پاسخ الاستیک سازه را کاهش داده و میزان این کاهش با افزایش اثر اندرکنش بیشتر می‌شود. اما پاسخ غیرالاستیک سازه در بازه پیوندهای کم، افزایش و در بازه پیوندهای بلندتر کاهش می‌یابد و میزان تغییرات آن کمتر از تغییرات پاسخ الاستیک سازه می‌باشد. با افزایش رفتار غیرخطی سازه، به علت کاهش اختلاف سختی بین سازه و خاک، تفاوت پاسخ‌ها با حالت پایه صلب کاهش می‌یابد. حساسیت پاسخ‌ها به تغییرات نسبت بعدی کمتر بوده و در هر سه سطح از نسبت بعدی، اختلاف پاسخ‌ها روند مشابهی را طی می‌کنند.

در این قسمت اثر اندرکنش بر ضریب C_R نسبت به حالت پایه صلب مورد ارزیابی قرار گرفته است. این نتایج برای سایت کلاس‌های D و E در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده است. همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌گردد، نسبت C_R برای سازه واقع بر بستر نرم به‌طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از حالت پایه صلب آن می‌باشد. البته



شکل ۱۱- نسبت تغییرمکان غیرالاستیک سازه واقع بر خاک سایت کلاس D. (ردیف بالا) $R=3$ ، (ردیف پایین) $R=6$



شکل ۱۲- نسبت تغییرمکان غیرالاستیک سازه واقع بر خاک سایت کلاس E. (ردیف بالا) $R=3$ ، (ردیف پایین) $R=6$

پاسخ سازه‌های غیرالاستیک (نسبت به سازه‌های الاستیک) که بیشتر به سطح تغییرمکان‌های غیرالاستیک خود وارد می‌شوند، تاثیر بسیار کمتری خواهد داشت. در نتیجه این واقعیات و طبق رابطه (۲) که در آن ضریب کاهش مقاومت به صورت نسبت حداکثر نیروی لازم برای الاستیک ماندن رفتار سازه به نیروی حد تسلیم سازه تعریف می‌شود، در حالت پایه انعطاف‌پذیر، میزان کاهش برش پایه غیرالاستیک (مخرج کسر در رابطه (۲)) کمتر از کاهش برش پایه الاستیک (صورت کسر در رابطه (۲)) نسبت به حالت پایه صلب متناظر به دست می‌آید. این امر موجب می‌گردد تا ضریب رفتار تقاضای سازه واقع بر بستر نرم متفاوت از ضریب رفتار سازه واقع بر بستر صلب با همان سطح شکل‌پذیری باشد. این اثر برای سازه واقع بر سایت کلاس E با خاک خیلی نرم بیشتر بوده و غیرقابل صرف‌نظر کردن می‌باشد. در نتیجه برای اعمال اثر اندرکنش، استفاده از روند موجود در آیین‌نامه‌های ATC3-06 [۶] و NEHRP [۱]، که در آن‌ها جهت رسیدن به نیروی تسلیم موردنیاز سازه واقع بر بستر نرم، نیروی برش پایه الاستیک سازه واقع بر بستر نرم را با ضریب رفتار مربوط به بستر صلب کاهش می‌دهند، موجب

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق، با تعریف یک سیستم چهار درجه آزادی و در نظر گرفتن وابستگی فرکانسی سختی خاک در مود حرکت گهواره‌ای، اثر اندرکنش خاک-سازه بر پارامترهای لرزه‌ای سازه واقع بر بستر نرم نسبت به حالت پایه صلب آن برای انواع سایت کلاس‌های C تا E مورد ارزیابی قرار گرفت و مشخص گردید که پارامترهایی چون برش پایه الاستیک و غیرالاستیک، ضریب رفتار، شکل‌پذیری و نسبت تغییرمکان غیرالاستیک وابستگی شدیدی به پارامترهای تاثیرگذار در اندرکنش مانند فرکانس بی‌بعد و نسبت بعدی داشته و در نظر نگرفتن اثر اندرکنش در روندهای تحلیل یا طراحی موجب اختلاف قابل توجه و حتی در مواردی غیرمحافظة کارانه نسبت به شرایط واقعی خواهد شد. در این تحقیق بر اساس یک مطالعه آماری جامع، نتایج زیر به دست آمده‌اند:

۱- نتایج، کاهش کلی برش پایه الاستیک و غیرالاستیک سازه واقع بر بستر نرم نسبت به بستر صلب را به جز در محدوده‌ای از پیوندهای پایین سازه، نشان می‌دهند. از آنجا که اثر غیرخطی سازه، اختلاف سختی نسبی مابین خاک و سازه را کمتر می‌سازد، اندرکنش خاک - سازه بر

سایت و محتوای فرکانسی رکوردهای ثبت شده بر این سایت کلاس‌ها، متفاوت می‌باشد. نتایج به دست آمده از این بخش، حاکی از آن است که سازه‌های واقع بر بستر نرم با نسبت بعدی بالا که در محاسبه نیروی برش پایه طراحی آن‌ها از اثر اندرکنش خاک-سازه صرف نظر شده است، باید شکل‌پذیری‌هایی تا حدود سه برابر بیشتر از شکل‌پذیری طراحی خود را تحمل کنند.

۴- اثر اندرکنش بر ضریب C_R نیز نسبت به حالت پایه صلب متناظر آن مورد ارزیابی قرار گرفت و مشخص گردید که نسبت C_R در پیوندهای بالا برای سازه واقع بر بستر نرم به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از حالت پایه صلب آن می‌باشد. در نتیجه حداکثر پاسخ غیرالاستیک سازه که از ضرب حداکثر پاسخ الاستیک سازه واقع بر بستر نرم در ضریب C_R استخراج شده برای بستر صلب محاسبه شود، به طور غیرقابل قبولی غیرمحافظه کارانه خواهد بود. در نتیجه مشخص شد که قانون تغییرمکان برابر در پیوندهای بالا (ارائه شده توسط Veletsos and Newmark [۲۵]) برای سازه واقع بر بستر نرم معتبر نیست. اختلاف نتیجه نسبت به حالت بستر صلب، با غالب شدن اثر اندرکنش (افزایش a_0) بیشتر شده اما حساسیت تغییرات نتایج نسبت به تغییر نسبت بعدی سازه بسیار کم می‌باشد.

می‌شود تا نیروهای طراحی به دست آمده بسیار کمتر از میزان مورد نیاز باشند.

۲- همان طور که در طیف ضریب رفتار خاک خیلی نرم (سایت کلاس E) مشاهده گردید، نقطه اوج طیف به سمت چپ حرکت می‌کند. علت این امر افزایش پیوند سیستم خاک-سازه، با افزایش a_0 و کاهش $\frac{h}{r}$ می‌باشد. در نتیجه، اگر منحنی ضریب رفتار به جای پیوند سیستم خاک-سازه، در برابر پیوند سازه رسم گردد نقطه اوج نمودار به سمت چپ انتقال می‌یابد. اما در حالت غالب اندرکنشی ($a_0 = 3$) به علت کاهش ضریب رفتار این نقطه اوج در طیف مشاهده نمی‌گردد.

۳- برای ارزیابی رفتار سازه‌های موجود واقع بر بستر نرم، تقاضای شکل‌پذیری سازه واقع بر بستر نرم که با نیروی برش پایه بستر صلب طرح شده بود، محاسبه گشته و مشاهده گردید که در طیف‌های شکل‌پذیری این سازه‌ها، پیوند آستانه‌ای وجود دارد که قبل از آن پیوند، تقاضای شکل‌پذیری سازه واقع بر بستر نرم بیشتر از شکل‌پذیری سازه واقع بر بستر صلب بوده و بعد از این پیوند آستانه، شکل‌پذیری سازه واقع بر بستر نرم نسبت به حالت پایه صلب آن کاهش می‌یابد. اما مقدار این پیوند آستانه در سایت کلاس‌های مختلف، به دلیل تفاوت فرکانس غالب

۷- مراجع

- [1] BSSC (2003). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures". FEMA 450, Washington.
- [2] Veletsos, A.S., Meek, J.W. (1974). "Dynamic Behavior Building-Foundation Systems". Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 34, pp.121-138.
- [3] Veletsos, A.S., Nair, V.V.D. (1975). "Seismic Interaction of Soil on Hysteretic foundation". Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 101, pp. 109-129.
- [4] Wolf, J.P. (1985). "Dynamic Soil-structure Interaction". Prentice Hall, New Jersey.
- [5] Aviles, J., Perez-Rocha, L.E. (1999). "Diagrams of Effective Periods and Damping of Soil-structure Systems". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, pp. 711-715.
- [6] Applied Technology Council (ATC), (1978). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings". ATC Publication, ATC3-06.
- [7] IBC (2000). "International Building Code". The International Conference of Building Officials (I.C.B.O.), USA.

- [8] Bielak, J. (1978). "Dynamic Response of Non-linear Building-foundation Systems". *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 6, pp. 17-30.
- [9] Aviles, J., Perez-Rocha, L.E. (2003). "Soil-structure Interaction in Yielding Systems". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 1749-1771.
- [10] Aviles, J., Perez-Rocha, L.E. (2005). "Design Concepts for Yielding Structures on Flexible Foundation". *Engineering Structure*, Vol. 27, pp. 443-454.
- [11] Rodriguez, M. E., Montes, R., (2000). "Seismic Response and Damage Analysis of Buildings Supported on Flexible Soils". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 647-665.
- [12] Ghannad, M.A., Ahmadnia, A. (2006). "The Effect of Soil-structure Interaction on Inelastic Structural Demands". *Journal of European Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp. 23-35.
- [13] Barcena, A., Esteva, L. (2007) "Influence of Dynamic Soil Structure Interaction on the Nonlinear Response and Seismic Reliability of Multistory Systems". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 327-346.
- [14] Khoshnoudian, F., Behmanesh, I. (2010). "Evaluation of FEMA-440 for including soil-structure interaction". *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 9, pp. 397-408.
- [15] FEMA-440 (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Procedures". ATC-55 Draft, Washington.
- [16] Ghannad, M.A., Fukuwa, N., Nishizaka, R. (1998). "A Study on the Frequency and Damping of Soil-structure System Using a Simplified Model". *Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of JAPAN, AIJ*, Vol. 44B, pp. 85-93.
- [17] Wolf, J.P. (1994). "Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models". Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [18] Ghannad, M.A., Jahnkhah, H., (2006). "Discussion of Influence of Foundation Flexibility on R_{μ} and C_{μ} Factors by Javier Aviles and Luis Eduardo Perez-Rocha". *Journal of Structural Engineering*, JUNE, pp. 99-110.
- [19] Meli, R., and Avila, J. (1988). "Analysis of building response." *Earthquake Spectra*, Vol. 5(1), pp. 1-18.
- [20] Miranda, E. (1993). "Site-dependent strength reduction factors". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119(12), pp. 3503-3519.
- [21] FEMA-356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". Federal Emergency Management Agency.
- [22] Ruiz-Garcia, J., Miranda, E. (2003). "Inelastic Displacement Ratios for Evaluation of Existing Structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 1237-1258.
- [23] Chopra, A.K., Chintanapakdee, C. (2006). "Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130 (9), pp. 1309-1319.
- [24] Ruiz-Garcia, J., Miranda, E. (2006). "Inelastic Displacement Ratios for Evaluation of Structures Built on Soft Soil Sites". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 679-694.
- [25] Veletsos, A.S., Newmark, N.M. (1960). "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions". 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Tokyo, pp. 895-912.
- [26] Kreslin, M., Fajfar, P. (2011). "The extended N2 Method Taking in to Account Higher Mode Effects in Elevation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, pp. 1571-1589.
- [27] Bielak, J. (1976). "Modal Analysis for Building Soil Interaction". *Journal of the Engineering Mechanics*, Vol. 102, pp. 771-786.
- [28] Tasi, N. (1974). "Modal Damping for Soil Structure Interaction". *Journal of the Engineering Mechanics*, Vol. 100, pp. 323-341.

- [29] Tang, Y., Jian Zhang, J. (2011). "Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects". *Journal of Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 218-229.
- [30] Tileylioglu, S., Stewart, J. P., Nigbor, R. L. (2011). "Dynamic Stiffness and Damping of a Shallow Foundation from Forced Vibration of a Field Test Structure". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 137, No. 4, pp. 344-353.
- [31] Clouteau, D., Broc, D., Deve'sa, G., Guyonvarh, V., Massin, P. (2012). "Calculation methods of Structure-Soil-Structure Interaction(3SI) for embedded buildings: Application to NUPEC tests". *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 32, pp. 129-142.