

چکیده

یکی از مشکلات متداول در مسیر طراحی لرزه‌های سازه‌های زیرزمینی، نیاز به در اختیار داشتن پروفیل خاک محل است. لیکن به دست آوردن این اطلاعات، با توجه به طویل بودن بسیاری از این سازه‌ها، عموماً هزینه قابل ملاحظه‌ای را در بر دارد. در این شرایط چنانچه دورنمایی تقریبی از عمق بحرانی سنگ بستر در اختیار باشد، در قضاوت مهندسی طراح می‌تواند نقش راهگشایی داشته باشد. در این حالت طراح این امکان را خواهد داشت که بدون اطلاع از عمق لایه خاک قرار گرفته بر سنگ بستر، برآوردی محافظه کارانه از عمق بحرانی جهت استفاده در تحلیل‌های عددی در اختیار داشته باشد. در این راستا در پژوهش حاضر جستجویی جهت یافتن عمق بحرانی برای سازه‌های زیرزمینی با مقطع مستطیلی در حوزه خطی در یک ساختار دو مرحله‌ای انجام پذیرفته است. در بخش نخست تلاش شده ارتباط میان بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر و بیشینه جابه‌جایی درونی لایه قرار گرفته بر آن استخراج گردد. در بخش دوم این تحقیق، مدل‌های متعددی با استفاده از روش اجزای محدود برای سازه‌های زیرزمینی مستطیل شکل در نرم‌افزار آباکوس ساخته شده و تغییر مکان‌های به دست آمده در گام قبل از طریق مرزها به محیط خاک تک‌لایه، در قالب شکل مود اول لایه اعمال شده است. نتایج حاصل از این پژوهش حاکی از آن است که فرض کمترین عمق لایه در حوزه خطی، محافظه کارانه‌ترین فرض بوده و منجر به ایجاد بیشترین نیازهای لرزه‌ای در سازه می‌شود.

واژگان کلیدی: آنالیز لرزه‌ای، سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل، اندرکنش خاک-سازه، عمق لایه خاک، نسبت عمق لایه خاک به سرعت موج برشی خاک، نیازهای لرزه‌ای، کرنش موضعی سازه.

برآورد تقریبی عمق بحرانی لایه خاک در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل

حسین جهانخواه (نویسنده مسئول)

استادیار، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران،
h.jahankhah@iiees.ac.ir

امیرحسین پرینز

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش مهندسی زلزله، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

مرتضی بسطامی

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

مجید کیانی

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه جامع امام حسین (ع)، تهران، ایران

۱- مقدمه

و خطوط لوله وجود دارد، لیکن دامنه محدودتری از اطلاعات درباره نحوه رفتار سازه‌های زیرزمینی مستطیلی موجود است. کوسل [۱] در سال ۱۹۶۹، طرحی برای تونل‌های مستطیلی متروی سان‌فرانسیسکو ارائه نمود. پژوهش این محقق به چاپ یکی از نخستین مقالات با رویکرد نوین در زمینه اثر زلزله بر سازه‌های زیرزمینی انجامید. کوسل از تئوری انتشار موج برای تخمین کرنش اعوجاجی خمیدگی و برشی وارد شده به سازه استفاده نمود. روش در نظر گرفته شده در تحقیق مذکور شامل اثرات اندرکنش خاک-سازه نبوده و از این‌رو حوزه اعتبار نتایج حاصل

طراحی مقاوم سازه‌های زیرزمینی، به‌عنوان بخشی مهم از شریان‌های حیاتی شهری، از اهمیت بسزایی برخوردار است. اثرات زمین‌لرزه بر روی سازه‌های زیرزمینی عموماً از نقطه‌نظر تغییر شکل‌های محوری، خمیدگی و اعوجاجی مورد بررسی قرار می‌گیرد. این تغییر شکل‌ها در اثر عبور میدان موج‌های لرزه‌ای از سازه با جهت‌های انتشار مختلف ایجاد می‌شود. بیشتر گزارش‌های پیشین با محوریت آنالیز لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی، به‌صورت تئوریک بوده و برای ساختارهای خاصی انجام شده است. در این راستا، حجم قابل توجهی از مقالات در ارتباط با تونل‌های دایروی

اندرکنش خاک - سازه محاسبه می‌گردد. پنزین و وو [۶] در سال ۱۹۹۸، روشی را برای تخمین تغییر شکل‌های اعوجاجی سازه‌های زیرزمینی دارای مقاطع عرضی دایروی با فرض کرنش مسطح ارائه نمودند. آنها رابطه ضریب اعوجاج را برای مقاطع عرضی دایروی شکل، که نشان‌دهنده‌ی کرنش قطر در سازه نسبت به کرنش قطر محل احداث سازه در حالت میدان آزاد می‌باشد، استخراج نمودند. پنزین [۷] در سال ۲۰۰۰، از روش تئوری تقریب الاستیسیته برای ارزیابی تغییر شکل اعوجاجی تونل‌های مستطیلی و دایروی استفاده نمود که تحقیقات وی اثرات اندرکنش خطی خاک - سازه را نیز پوشش می‌داد. این روش از پروسه‌ی استفاده شده در تونل‌های دایروی توسط پنزین و وو [۶] در سال ۱۹۹۸ پیروی می‌کند. در تحقیق مذکور به دلیل اینکه ابعاد مقطع عرضی تونل در مقایسه با طول موج‌های حرکات زمین که ایجاد تغییر شکل‌های اعوجاجی می‌نمایند اندک است، فرض شده است که مقطع عرضی تونل، با خاکی که تحت میدان کرنش یکنواخت و شرایط اعمال برش ساده^۴ قرار دارد، در تماس است. از آنجا که نیروهای اینرسی سطح سازه و خاک پیرامون که تحت اثرات اندرکنش خاک - سازه ایجاد می‌شوند کوچک هستند، آنالیز شبه‌استاتیکی انجام شده است. تقریب مورد استفاده دیگر، صرف نظر کردن از تنش‌های نرمال روی سطح خاک و سازه است. پنزین با این فرضیات رابطه‌ای برای محاسبه ضریب اعوجاج بر حسب ضریب انعطاف‌پذیری که قبلاً توسط ونگک تعریف شده بود، استخراج نمود. وی بیان کرد که مشاهدات منتج از سازه‌های دارای مقاطع عرضی دایروی است قابل تعمیم به مقاطع عرضی مستطیلی نیز می‌باشد. پنزین بر این نکته تأکید نمود که در حفزه، اعوجاج نسبت به میدان آزاد می‌تواند ۲ تا ۳ برابر افزایش یابد. وی همچنین تناسب قابل قبولی بین نتایج خود و نتایج عددی حاصل از تحقیقات ونگک به دست آورد. نیشیاما و همکاران [۸] در سال ۲۰۰۰، آخرین تحقیقات روز را بر روی سازه‌های متروی ژاپن گزارش داده است. گزارش درباره خطوط ریلی است که در زلزله ۱۹۹۵ کوبه تخریب شدند. مشاهدات میز لرزه‌ای و آنالیزهای عددی در گزارش بیان شده‌اند. نتایج این بررسی‌ها نشان می‌دهد

تنها در بر گیرنده سازه‌های بسیار انعطاف‌پذیر نسبت به خاک اطراف بوده است. محقق مذکور دریافت که این سازه‌ها اغلب توان تحمل اعوجاج الاستیک تحت میدان موج حرکت میدان آزاد را دارا می‌باشند. هندرون و فرناندز [۲] در سال ۱۹۸۳ و مریت و همکاران [۳] در سال ۱۹۸۵، بیان داشتند که تغییر شکل‌ها و جابه‌جایی در حضور حفزه نسبت به میدان آزاد می‌تواند افزایش یابد. در نتیجه فرض کوسل مبنی بر تحمیل کرنش میدان آزاد غیر محافظه‌کارانه است. جان و زاهرا [۴] در سال ۱۹۸۷، مطالعات کوسل را بسط دادند و با تغییر معادلات او و در نظر گرفتن الگوهای موج‌برشی و رابلی از حرکات زمین، بیان داشتند که نتایج روش تحمیل تغییر شکل میدان آزاد، زمانی که خاک از سازه نرم‌تر است غیر واقعی می‌باشد. برای این حالات محققان مذکور روش آنالیز اجزای محدود را پیشنهاد کردند. در بازخوانی مطالعات کوسل، ونگک [۵] در سال ۱۹۹۳ بیان داشت که برخی پروفایل‌های تغییر شکل خاک و فرض‌های موجود، تنها برای سیستم متروی سان‌فرانسیسکو کارایی داشته است. این محقق، به منظور ارائه روشی ساده و کاربردی، پروسه‌ای برای طراحی سازه‌های مستطیلی زیرزمینی با استناد به ۳۶ آنالیز دینامیکی اجزای محدود و با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خطی خاک - سازه ارائه نمود. تحقیقات وی محدود به اثرات اعوجاج بر مقاطع عرضی سازه‌های مستطیلی الاستیک، با اتصالات صلب تحت انتشار عمودی امواج برشی می‌باشد. در این گزارش پنج سازه تک‌دهانه و دو دهانه با نسبت طول و عرض متفاوت انتخاب شده است. تحقیقات ونگک محدوده وسیعی از پارامترهای مدول برشی خاک و ارتفاع خاک بر روی سازه را در بر می‌گیرد. محقق مذکور پارامتری با نام ضریب انعطاف‌پذیری (FR)^۲ تعریف نمود که بیانگر انعطاف‌پذیری اعوجاجی سازه تقسیم بر انعطاف‌پذیری برشی خاک هم‌حجم سازه و یا به عبارت دیگر نسبت سختی خاک به سازه است. ونگک همچنین ضریب اعوجاج^۳ که نسبت تغییر مکان اعوجاجی سازه در هر یک متر ارتفاع سازه به کرنش برشی میانگین میدان آزاد خاک در طول ارتفاع سازه است را معرفی نمود. ضریب اعوجاج از نتایج آنالیز اجزای محدود میدان آزاد و

نرمال و برشی ایجاد شده در محیط سازه ارائه نمودند. وود [۱۳] در سال ۲۰۰۷، در ادامه مطالعات قبلی خود [۱۰] ضرایب اعوجاج را با احتساب اندرکنش غیرخطی خاک-سازه محاسبه نمود. همچنین وی نتایج ضرایب اعوجاج خود را با در نظرگیری اندرکنش غیرخطی خاک-سازه با دیگر محققین مقایسه کرده است. ازسیب [۱۴] سال ۲۰۰۹، به‌وسیله آنالیز عددی اجزای محدود دینامیکی یک رابطه برای محاسبه ضریب اعوجاج سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل ارائه کرده‌اند. ایشان فرض خاک و سازه الاستیک خطی و رفتار کرنش مسطح را در تحلیل‌ها لحاظ نمودند. حشاش و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۱۰، با جمع‌آوری و به‌روز نمودن مقالات پیشین خود [۹، ۱۱]، در زمینه روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی، نیازها و محدودیت آنها را مورد بررسی قرار دادند. دیبسی و همکاران [۱۶] در سال ۲۰۱۳، مطالعات گسترده‌ای را تحت دو آنالیز استاتیکی و دینامیکی اجزای محدود انجام دادند. رفتار خاک و سازه به‌صورت الاستیک خطی و شرایط کرنش مسطح از فرضیات آن تحقیق بوده است. تحقیق مذکور از معدود پژوهش‌هایی بوده است که در آن اثر رفتار غیرخطی تماسی سازه با دیواره حفره و نیز چرخش صلب سازه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحقیق فوق طبق تحقیقات گذشته، در قالب منحنی ضریب اعوجاج سازه بر حسب ضریب انعطاف‌پذیری ارائه شده است. پنچی و همکاران [۱۷-۱۸] در سال‌های ۲۰۱۳ و ۲۰۱۴، به بررسی تأثیر وجود حفره‌های دایروی شکل کامل و ناقص، بر پاسخ لرزه‌ای سطح آزاد و توپوگرافی‌های روسطحی پرداختند. روش تحقیق بر اساس روش متداول المان مرزی و نیز روش المان مرزی بهبود یافته بوده است. از مهم‌ترین نتایج این تحقیق کاهش پاسخ لرزه‌ای در توپوگرافی دره‌ای سطح زمین به‌واسطه‌ی حضور حفره‌ی زیر سطحی است. فونتس [۱۹] در سال ۲۰۱۵ به‌صورت تحلیلی به بررسی توزیع نیروی داخلی در سازه‌های زیرزمینی پرداخته است. تحقیقات وی بیشتر بر روی شمع‌ها استوار بوده است. فرضیات پژوهش به‌صورت الاستیک خطی بوده است. نتایج ارائه شده در تحقیق مذکور به‌صورت لنگر خمشی و انحنا در سازه بوده و

که پارامترهای زیادی باید در تحلیل این نمونه سازه‌ها بررسی شوند. هرچند نتایج بررسی به‌صورت یک روال طراحی مناسب ارائه نشده است، لیکن برای صحت‌سنجی مطالعات عددی آینده می‌توانند مفید واقع شوند. حشاش و همکاران [۹] در سال ۲۰۰۱، جمع‌بندی جامعی از رفتار لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی ارائه کرد. وی بر اهمیت در نظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه و تأثیر آن بر پاسخ سازه تأکید نمود. وود [۱۰] در سال ۲۰۰۴، به‌منظور ارزیابی سازه‌های زیرزمینی با مقاطع عرضی مستطیلی شکل، به روش آنالیز دینامیکی اجزای محدود و با در نظرگیری اندرکنش خطی خاک-سازه نزدیک به ۲۰۰ آنالیز انجام داد. پروسه‌ی آنالیز بسیار شبیه به روش ونگ می‌باشد، لیکن به دلیل انجام آنالیز مودال و بررسی میدان کرنش تنها در مود اول تغییر شکل خاک، آنالیز وود نسبت به روش ونگ ساده‌سازی شده است. نتایج تحقیق نشان‌دهنده‌ی آن است که هر چه قدر ضریب انعطاف‌پذیری به صفر نزدیک‌تر می‌شود، سازه به تغییر مکان‌های صلب تمایل پیدا می‌کند. در ضریب انعطاف‌پذیری برابر با یک از آنجایی که سختی اسمی سازه و خاک برابر است، اعوجاج سازه نزدیک به اعوجاج خاک در میدان آزاد است. برای ضریب انعطاف‌پذیری بزرگ‌تر از یک، سازه در مقایسه با خاک انعطاف‌پذیرتر می‌باشد، در نتیجه اعوجاج سازه نسبت به اعوجاج خاک در میدان آزاد بیشتر است. حشاش و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۰۵، به بررسی دو روش تحلیلی ارائه شده توسط ونگ و پنزین برای مقاطع عرضی دایروی پرداختند. ایشان همچنین با انجام آنالیز عددی استاتیکی به‌صورت دو بعدی و در نظر گرفتن اندرکنش خطی خاک-سازه، نتایج به‌دست‌آمده را با روش‌های تحلیلی مقایسه نمودند. هو و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۰۶، به‌وسیله روش تحلیلی استاتیکی، علاوه بر در نظر گرفتن میدان برشی ثابت ایجاد شده در محیط سازه در اثر اندرکنش خاک-سازه، تنش‌های برج‌های ایجاد شده را نیز در نظر گرفتند. این محققان بیان داشتند که تنش‌های برج‌ها در مواردی که سختی خاک بیشتر از سختی سازه می‌باشد، تأثیرگذارتر است. در نتیجه برای این حالات ایشان ضریب اعوجاج بزرگ‌تری نسبت به پژوهش‌های قبل به دست آوردند و همچنین روابطی برای تنش

حاکمی از تأثیر بسزای ضریب انعطاف‌پذیری در رفتار این گونه سازه‌هاست. جهانخواه و همکاران [۲۰] در سال ۲۰۱۶ با استفاده از آنالیز عددی اجزا محدود به بررسی حرکت میدان حفاری شده در دیواره‌ها تحت اثر تغییر زاویه مواجهه با میدان موج برشی و مقایسه آن با حرکت میدان آزاد پرداخته‌اند. فرضیات پژوهش به صورت الاستیک خطی و آنالیزها به صورت دو بعدی بوده است. پریز و همکاران [۲۱] در سال ۲۰۱۶ با استفاده از آنالیز عددی اجزای محدود استاتیکی و دو بعدی به بررسی و مقایسه تغییر شکل‌ها در سه حالت میدان آزاد، میدان حفاری شده و سازه پرداخته‌اند. همچنین آنها بیان داشتند که زاویه مواجهه میدان موج با سازه تأثیر بسزایی در نیازهای داخلی ایجاد شده در سازه دارد.

۲- طرح مسئله

در بخش قبل خلاصه‌ای از تلاش‌های انجام شده در ادبیات فنی جهت برآورد رفتار لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل ارائه شد. در فرآیندهای طراحی لرزه‌ای، عموماً شتاب سنگ بستر، و در حالت کامل تر طیف پاسخ سنگ بستر، از تحلیل خطر لرزه‌ای در دست است. همچنین بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر از فرآیند مذکور قابل محاسبه می‌باشد. بنابراین اطلاعات ورودی در دست طراح، پارامترهای حرکت ورودی از سنگ بستر می‌باشد. مشکلی که معمولاً در مسیر طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی در عمل وجود دارد، نیاز به در اختیار داشتن پروفیل خاک محل تا عمق مناسب جهت مدل‌سازی سیستم خاک - سازه زیرزمینی است. لیکن این برداشت عموماً هزینه قابل ملاحظه‌ای را در بر دارد و با توجه به طول بودن بسیاری از این سازه‌ها، نیاز به تعدد گمانه‌های شناسایی است. از سوی دیگر قرارگیری سازه‌های مذکور در عمق، منجر به افزایش عمق گمانه‌های مورد نیاز شده و باعث می‌شود این هزینه روند افزایشی به خود گیرد. در این شرایط چنانچه دورنمایی، هر چند اولیه، از عمق بحرانی سنگ بستر در اختیار باشد، در قضاوت مهندسی و طراحی صحیح این سازه‌ها می‌تواند نقش بسیار راهگشایی را ایفا نماید. در این حالت طراح این امکان را خواهد

داشت که بدون اطلاع از عمق لایه خاک قرار گرفته بر سنگ بستر، برآوردی محافظه کارانه از عمق بحرانی جهت استفاده در تحلیل‌های عددی در اختیار داشته باشد. در این راستا در پژوهش حاضر در نظر است، جهت کمک به ترسیم دورنمای تقریبی مذکور، جستجویی جهت یافتن پارامتریک عمق بحرانی برای سازه‌های زیرزمینی با مقطع مستطیلی در حوزه خطی انجام پذیرفته و اطلاعات اولیه‌ای در خصوص رویکرد طراحی محافظه کارانه در اختیار قرار دهد. برای این منظور ساختار تحقیق حاضر در دو بخش سامان یافته است. در بخش نخست تلاش شده ارتباط میان بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر و بیشینه جابه‌جایی درونی لایه قرار گرفته بر بستر سنگی استخراج گردد. قابل ذکر است که در سازه‌های زیرزمینی، تغییر مکان‌های درونی میدان خاک به سازه وارد شده و پس از یک فرآیند اندرکنشی، خاک و سازه در کنار یکدیگر به تعادل می‌رسند. از این رو بیشینه جابه‌جایی درونی لایه خاک، نقشی کلیدی در تعیین نیازهای لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی بازی می‌نماید. پس از محاسبه رابطه تقریبی جابه‌جایی نسبی لایه برحسب پارامترهای ورودی سنگ بستر، در بخش دوم این تحقیق، مدل‌های متعددی با استفاده از روش اجزای محدود برای سازه‌های زیرزمینی مستطیل شکل در نرم‌افزار آباکوس ساخته شده و تغییر مکان‌های به دست آمده در گام قبل از طریق مرزها به محیط خاک تک‌لایه، در قالب شکل مود اول لایه اعمال شده است. در حقیقت به صورت تقریبی فرض شده است که تمامی جابه‌جایی نسبی لایه مربوط به مود اول خاک است. سپس بیشینه کرنش‌های خمشی، برشی و محوری ایجاد شده درون سازه محاسبه شده و در برابر مقادیر مختلف پارامتر H/V_s نمایش داده شده است. در این پارامتر H عمق لایه و V_s سرعت موج برشی خاک است. این فرآیند برای سازه‌هایی با نسبت‌های مختلف انعطاف‌پذیری، FR و نسبت‌های ابعادی مختلف (AR)^۵ به انجام رسیده است. همچنین تأثیر پارامتر h/H در این فرآیند مورد بررسی قرار گرفته است. در این پارامتر h بعد قائم سازه می‌باشد. بدین ترتیب روند تغییرات کرنش‌های تحمیلی به سازه و عمق بحرانی لایه خاک که منجر

انتخابی نماینده مناسبی از رکوردهای سنگ بستر مهندسی باشند. مشخصات رکوردهای انتخابی در جدول (۱) نمایش داده شده است. سپس این رکوردها در حوزه فرکانس در تابع تبدیل لایه خاک با فرض H/V_s مشخص ضرب شده و تبدیل فوریه حرکت سطح زمین استخراج شده است. رابطه تابع تبدیل تک لایه قرار گرفته بر بستر صلب به فرم شناخته شده رابطه (۱) می‌باشد [۲۲].

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos\left[\frac{\omega H}{V_s}(1+i\xi)\right]} \quad (1)$$

در این رابطه $F(\omega)$ تابع تبدیل، ω فرکانس تحریک و ξ درصد میرایی خاک بوده که در این تحقیق برابر ۵ درصد در نظر گرفته شده است. همچنین i واحد شناخته شده در محیط اعداد مختلط می‌باشد.

به بیشترین کرنش درونی سازه می‌گردد محاسبه شده و مورد بحث قرار گرفته است. لازم به ذکر است تحقیق حاضر تنها ناظر به تحلیل‌های خطی بوده و برای دستیابی به برآوردهای دقیق‌تر نیاز است تحلیل‌های غیرخطی انجام پذیرد.

۳- مدل سازی و صحت‌سنجی

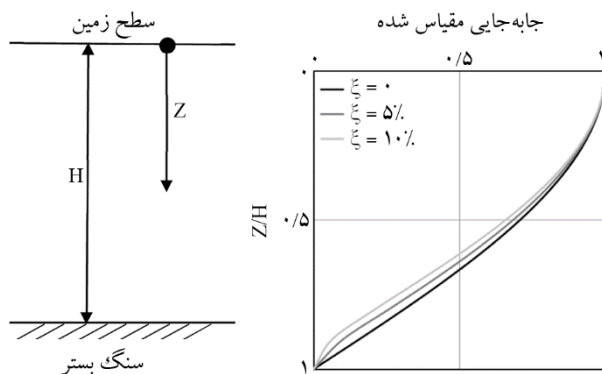
۳-۱- مدل سازی تغییر شکل درونی لایه خاک

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، در مسیر برآورد عمق بحرانی لایه، نیاز است رابطه میان تغییر شکل مود اول لایه خاک و بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر برقرار گردد. جهت دستیابی به این هدف ابتدا ۲۰ رکورد ثبت شده بر روی بستری با سرعت موج برشی بین ۷۰۰ تا ۸۰۰ متر بر ثانیه انتخاب شده‌اند. بدین صورت سعی شده است رکوردهای

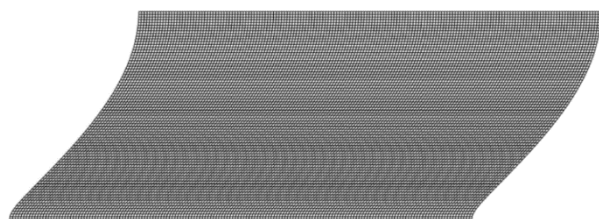
جدول (۱): مشخصات رکورد.

شماره	منطقه ثبت شده	ایستگاه	تاریخ	بزرگی زلزله	شتاب ماکزیمم (g)	سرعت ماکزیمم (سانتی‌متر بر ثانیه)	جابه‌جایی ماکزیمم (متر)
۱	مورگان- هیل	Gavilan Coll Gilroy	۱۹۸۴/۴/۲۴	۶/۱۹	۰/۱۲	۳/۲۷	۰/۰۰۷
۲	مورگان- هیل	UCSC Lick Observatory	۱۹۸۴/۴/۲۴	۶/۱۹	۰/۰۴	۱/۹۸	۰/۰۰۴
۳	لوماپریتا	Gilroy-Gavilan Coll	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۶/۹۳	۰/۳۸	۲۶/۸۱	۰/۰۷۰
۴	لوماپریتا	Hayward City Hall -North	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۶/۹۳	۰/۰۵	۴/۷۹	۰/۰۳۷
۵	لوماپریتا	UCSC	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۶/۹۳	۰/۲۲	۵/۴۴	۰/۰۱۹
۶	لوماپریتا	UCSC Lick Observatory	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	۶/۹۳	۰/۴۵	۱۹/۰۸	۰/۰۵۰
۷	نورث‌ریج-۰۱	LA - Chalon Rd	۱۹۹۴/۱/۱۷	۶/۶۹	۰/۲۳	۸/۳۳	۰/۰۱۰
۸	نورث‌ریج-۰۱	LA 00	۱۹۹۴/۱/۱۷	۶/۶۹	۰/۱۱	۲/۹۵	۰/۰۰۵
۹	نورث‌ریج-۰۱	Santa Susana Ground	۱۹۹۴/۱/۱۷	۶/۶۹	۰/۲۴	۱۷/۲۹	۰/۰۵۲
۱۰	چی - چی (تایوان-۰۵)	HWA002	۱۹۹۹/۹/۲۲	۶/۲	۰/۰۳	۳/۰۵	۰/۰۱۶
۱۱	چی - چی (تایوان-۰۵)	TCU102	۱۹۹۹/۹/۲۲	۶/۲	۰/۰۶	۳/۷۰	۰/۰۰۸
۱۲	چی - چی (تایوان-۰۵)	TTN032	۱۹۹۹/۹/۲۲	۶/۲	۰/۰۳	۴/۱۳	۰/۰۱۲
۱۳	چی - چی (تایوان-۰۶)	TCU102	۱۹۹۹/۹/۲۵	۶/۳	۰/۰۵	۴/۸۷	۰/۰۱۳
۱۴	توتوری (ژاپن)	OKYH12	۱۹۹۹/۱۰/۶	۶/۶۱	۰/۰۷	۲/۲۵	۰/۰۰۹
۱۵	توتوری (ژاپن)	OKYH14	۱۹۹۹/۱۰/۶	۶/۶۱	۰/۴۷	۱۸/۲۷	۰/۰۴۴
۱۶	توتوری (ژاپن)	SMNH05	۱۹۹۹/۱۰/۶	۶/۶۱	۰/۰۹	۳/۳۶	۰/۰۲۶
۱۷	توتوری (ژاپن)	HRSH08	۱۹۹۹/۱۰/۶	۶/۶۱	۰/۰۴	۲/۵۳	۰/۰۲۱
۱۸	توتوری (ژاپن)	SMN013	۱۹۹۹/۱۰/۶	۶/۶۱	۰/۰۳	۱/۳۷	۰/۰۰۸
۱۹	نیگاتا (ژاپن)	TCGH08	۲۰۰۴/۱۰/۲۳	۶/۶۳	۰/۰۴	۱/۵۲	۰/۰۰۷
۲۰	ایوات (ژاپن)	MYGH12	۲۰۰۸/۶/۱۳	۶/۹	۰/۰۶	۱/۷۳	۰/۰۰۶

که میدان تنش در مرزها در در تحلیل استاتیکی متأثر از سازه نباشد. در بحث سازه‌های زیرزمینی عموماً نیروهای اینرسی ملاک نیست، بلکه تغییر شکل تحمیلی از سوی خاک پیرامون به سازه در اثر انتشار میدان موج از اهمیت زیادی برخوردار است. سازه‌ای که در درون خاک قرار می‌گیرد، به دلیل اینکه توخالی است، سبب کاهش جرم و چگالی متوسط در ناحیه قرارگیری خود می‌گردد. بنابراین سهم نیروی اینرسی در نیروی اعمال شده به سازه تحت آنالیز اندرکنش خاک-سازه در سطح تماس، بسیار کاهش می‌یابد. از این رو در این تحقیق شرایط تکیه گاهی و بار خارجی به گونه‌ای اثر داده شده است که تغییر شکل مود اول خاک به صورت کامل حاصل شود. در شکل (۲) به صورت شماتیک الگوی تغییر شکل لایه خاک با میرایی‌های ۰، ۵ و ۱۰ درصد در فرکانس پایه لایه خاک (تغییر شکل مود اول)، نشان داده شده است. در این شکل جابه‌جایی‌ها نسبت به ماکزیمم جابه‌جایی در فرکانس پایه لایه خاک (مود اول تغییر شکل) مقیاس شده است. در این مقاله میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. در شکل (۳) نیز تغییر شکل مود اول خاک در مدل‌سازی این تحقیق نشان داده شده است.



شکل (۲): الگوی تغییر شکل لایه خاک با میرایی ۵ درصد در فرکانس پایه لایه خاک.



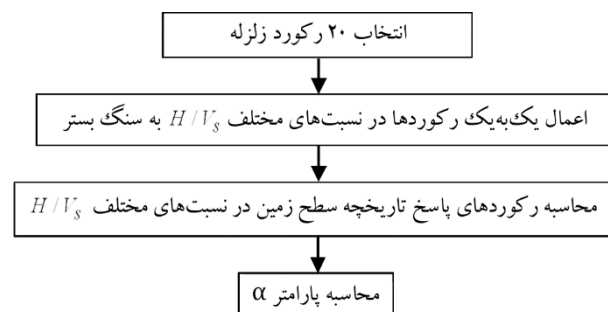
شکل (۳): تغییر شکل مدل اجزای محدود در مود اول خاک در حالت میدان آزاد به صورت بزرگنمایی شده.

انتخاب پارامتر H/V_s از آن جهت است که با در اختیار داشتن آن، تغییرات تابع تبدیل لایه خاک، قابل ترجمه برحسب فرکانس بوده و امکان اثرگذاری آن بر تبدیل فوریه رکورد سنگ بستر و تبدیل آن به رکورد سطح زمین در حوزه فرکانس فراهم می‌شود. در ادامه رکوردهای محاسبه شده سطح زمین در حوزه فرکانس، به حوزه زمان برگشت داده شده‌اند و عملاً تاریخچه رکوردهای سطح زمین به دست آمده‌اند. سپس تفاضل هر رکورد سطح زمین از رکورد سنگ بستر متناظر آن محاسبه شده و بیشینه تغییر مکان نسبی لایه تحت رکورد مذکور به دست آمده است. در ادامه بیشینه‌های حاصل به بیشینه تغییر مکان سنگ بستر نرمال شده و پارامتر α را مطابق رابطه (۲) شکل داده است. یادآوری می‌شود با در دست داشتن مقادیر این پارامتر و نیز بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر که از فرآیند تحلیل خطر لرزه‌ای قابل محاسبه است، جابه‌جایی نسبی لایه که مؤلفه اصلی تأثیرگذار در نیروهای وارد بر سازه‌های زیرزمینی است حاصل می‌گردد.

$$\alpha = \max\left(\frac{SD_t - BD_t}{PBD}\right) \quad (2)$$

در این رابطه SD_t جابه‌جایی سطح زمین در لحظه t BD_t جابه‌جایی سنگ بستر در لحظه t و PBD بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر می‌باشد. فلوچارت مراحل محاسبه پارامتر α در شکل (۱) نشان داده شده است.

در این مقاله لایه خاک قرار گرفته بر بستر صلب به صورت یک محیط مستطیلی شکل ایزوتروپیک، همگن و خطی در نظر گرفته شده است. ابعاد عرضی مدل به گونه‌ای انتخاب شده است



شکل (۱): فلوچارت مراحل محاسبه پارامتر α .

۴- تحلیل و تفسیر نتایج

در این بخش تحلیل‌ها و تفسیر نتایج در دو قسمت ارائه شده است. قسمت نخست مربوط به محاسبه بیشینه تغییر شکل درونی لایه بر حسب بیشینه دامنه جابه‌جایی سنگ بستر می‌باشد. در این قسمت مقادیر پارامتر α ، که جهت محاسبه تغییر شکل مود اول در مدل‌سازی مورد نیاز می‌باشد، استخراج گردیده است. در قسمت دوم نیز تغییر شکل‌های محاسبه شده در قسمت اول به مدل‌ها اعمال شده، نتایج مربوط به کرنش‌های خمشی، برشی و محوری ایجاد شده درون سازه و روند تغییرات کرنش‌های تحمیلی به سازه بررسی شده است. در نهایت عمق بحرانی لایه خاک که منجر به بیشترین کرنش درونی سازه می‌گردد، ارائه شده است.

۴-۱- محاسبه دامنه شکل مود اول لایه بر حسب تحریک سنگ بستر

در شکل (۶) نحوه تغییرات پارامتر α در برابر تغییرات H/V_s برای ۲۰ رکورد مورد بحث، نمایش داده شده است. نمودار میانگین پارامتر α با استفاده از خط مشکی پررنگ بر روی شکل (۶) مشخص شده است. همچنین نتایج مربوط به هر یک از رکوردها با رنگ خاکستری در شکل نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود میانگین مقادیر پارامتر α در کل بازه تغییرات H/V_s حدود واحد است. این بدان معنی است که میانگین بیشینه جابه‌جایی نسبی تحمیل شده به لایه خاک در حدود بیشینه جابه‌جایی سنگ بستر تغییر می‌نماید. لازم به ذکر است که پراکندگی پارامتر α برای رکوردهای مختلف و برای تمامی مقادیر H/V_s نسبتاً چشمگیر بوده و برای مقادیر کم H/V_s این پراکندگی به بیشترین حد خود می‌رسد. هر چند در حالتی که پراکندگی نتایج برای یک پارامتر آماری چشمگیر باشد، مقادیر میانگین انعکاس کاملی از رفتار پارامتر نخواهد داشت، لیکن روند کلی نتایج را در اختیار کاربر قرار می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌گردد علی‌رغم پراکندگی زیاد نتایج برای رکوردهای مختلف، در هر رکورد روند تغییرات نتایج برای گستره وسیعی از مقادیر H/V_s تقریباً یکسان و یکنواخت

این مدل طی تحلیل استاتیکی دو بعدی به روش اجزای محدود، تحت بار لرزه‌ای ناشی از تغییر شکل مود اول قرار گرفته است. المان خاک به صورت المان چهار گره‌ای با فرض کرنش مسطح و المان سازه به صورت المان تیر و بعد درون صفحه آن واحد در نظر گرفته شده است. مراحل مدل‌سازی این قسمت از پژوهش طی یک فلوچارت در شکل (۴) نشان داده شده است. در شکل (۵) نیز یک نمونه از مدل حفاری شده و سازه‌گذاری شده همراه با کانتور برای نسبت عمق لایه خاک به سرعت موج برشی برابر با $H/V_s = 0.04$ به صورت بزرگنمایی شده نشان داده شده است. لازم به ذکر است که صحت روند تحلیل‌های استاتیکی در مراجع [۲۰-۲۱] نشان داده شده است. در این صحت‌سنجی‌ها مقادیر ضریب اعوجاج در مقاطع مستطیلی و دایروی مورد بررسی قرار گرفته است.

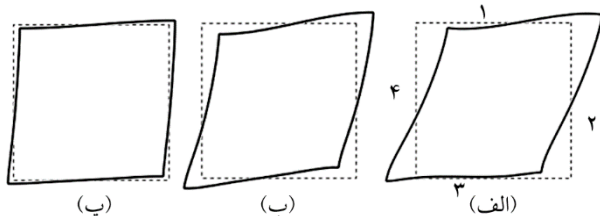


شکل (۴): مراحل ساخت و تحلیل و انجام پژوهش در طی بخش مدل‌سازی اجزای محدود.



شکل (۵): تغییر شکل مدل حفاری شده و سازه‌گذاری شده همراه با کانتور برای نسبت عمق لایه خاک به سرعت موج برشی، $H/V_s = 0.04$.

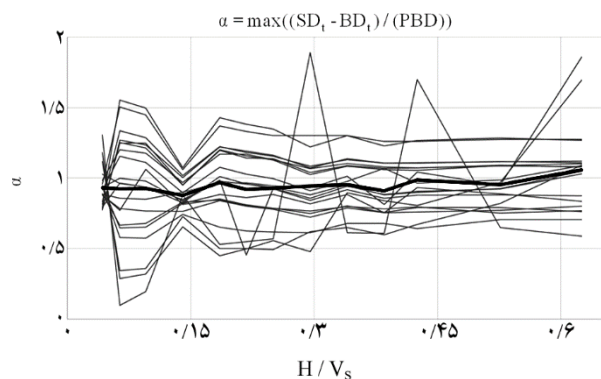
در شکل (۷) به عنوان نمونه برای سه نسبت H/V_s نمایش داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، با افزایش نسبت عمق لایه خاک به سرعت موج برشی، تغییر شکل ایجاد شده در سازه کاهش می یابد. لازم به ذکر است هر چند مقادیر نسبت H/V_s هم به سرعت موج برشی لایه و هم به عمق آن وابسته است، لیکن با توجه به محدودیت بازه تغییرات سرعت موج برشی در خاک ها، عملاً مقادیر بسیار کم H/V_s می تواند نشانگر عمق کم برای لایه خاک باشد. به طور مثال در این مقاله کران سرعت موج برشی برای خاک ۸۰۰ متر بر ثانیه فرض شده و برای بستر سنگی مقادیر بالاتر از این در نظر گرفته شود، در چنین حالتی H/V_s برابر با ۰/۰۴ می تواند به عمق لایه کوچک تر از ۳۲ متر اشاره داشته باشد.



شکل (۷): شکل اعوجاج یافته سازه به صورت بزرگنمایی شده برای نسبت ابعادی یک به یک و $FR=25$ در نسبت های مختلف عمق لایه خاک به سرعت موج برشی. (الف) $H/V_s = 0.04$ با بزرگنمایی ۱۰۰ برابر، (ب) $H/V_s = 0.14$ با بزرگنمایی ۴۰۰ برابر و (پ) $H/V_s = 0.25$ با بزرگنمایی ۴۰۰ برابر.

با اعمال میدان جابه جایی از حفره به سازه، نیاز لرزه ای در قالب کرنش های ایجاد شده در سازه محاسبه شده است. نتایج این بخش در حوزه کرنش های محوری و کرنش های برشی مورد بررسی قرار می گیرد. منشأ کرنش های محوری دو عامل نیروی محوری و لنگر خمشی می باشند. در حالی که منشأ کرنش برشی تنها نیروی برشی است. نمونه ای از کرنش های لرزه ای به صورت نمودار برای نسبت ابعادی $AR=1$ و ضریب انعطاف پذیری $FR=25$ از سازه در نسبت های $H/V_s = 0.04$ ، $H/V_s = 0.14$ و $H/V_s = 0.25$ ، به ترتیب در شکل های (۸-الف)، (۸-ب) و (۸-پ) نشان داده شده است. هر کدام از این سه بخش شامل سه نمودار است. این نمودارها که با شماره های ۱ الی ۳ در سه ردیف شماره گذاری شده اند به ترتیب نمایشگر

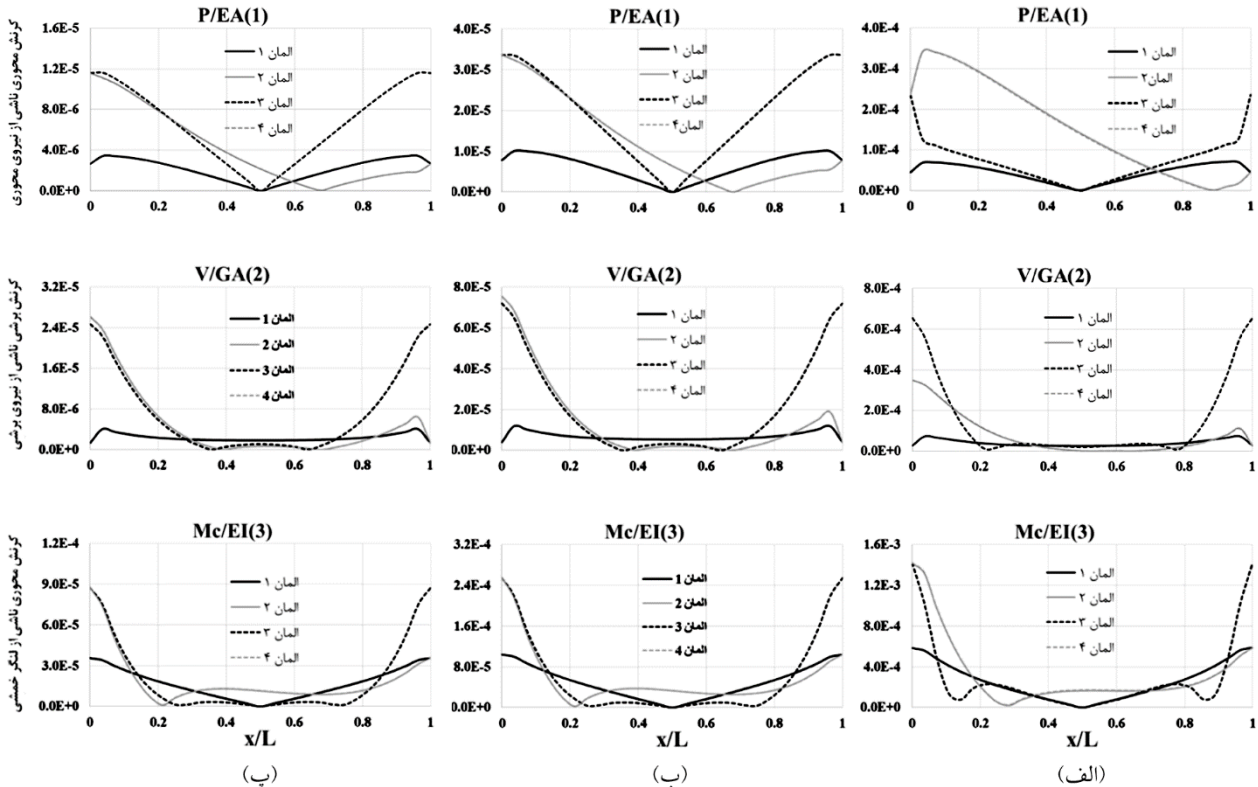
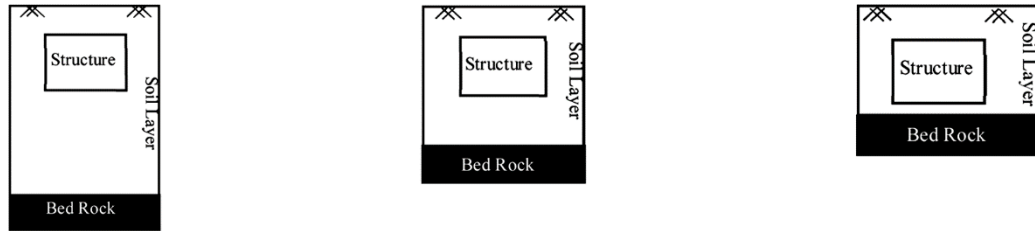
است. با توجه به توضیحات فوق در ادامه این تحقیق مقدار پارامتر α برابر واحد در نظر گرفته شده است. گفتنی است در دستیابی به هدف اصلی این مقاله که معرفی عمق بحرانی لایه برای سازه زیرزمینی است، روند تغییرات پارامتر α نقش اصلی را ایفا می نماید و نه مقادیر آن.



شکل (۶): تغییرات پارامتر α برای مجموعه ۲۰ رکورد در برابر تغییرات نسبت H/V_s .

۴-۲- محاسبه پاسخ سازه تحت شکل مود نخست لایه خاک

در این بخش تحلیل ها برای نسبت های مختلف عمق لایه خاک به سرعت موج برشی (H/V_s) برابر با ۰/۰۴، ۰/۰۶، ۰/۱، ۰/۱۴، ۰/۱۹، ۰/۲۶، ۰/۳، ۰/۳۴، ۰/۳۹، ۰/۴۳، ۰/۵۳ و ۰/۶۳ انجام شده است. لازم به ذکر است با توجه به شکل (۶) در هر نسبت H/V_s ، سه ضریب α شامل مینیمم، میانگین و ماکزیمم یافت می گردد. در این تحلیل ها از ضریب α میانگین استفاده شده است. هر چند به دلیل اینکه در این پژوهش روند تغییرات حائز اهمیت بوده، در صورت استفاده از α ماکزیمم تنها مقدار عددی نتایج دستخوش تغییر شده و روند تغییرات با نوسان چندانی مواجه نمی شود. تحلیل ها و نتایج در این قسمت برای دو ضریب انعطاف پذیری ۲۵، $FR=0.1$ و همچنین دو نسبت ابعادی $AR=1$ ، ۴ از سازه استخراج گردیده است. دو مقدار انتخابی برای FR می تواند به عنوان کران های بالا و پایین برای نسبت سختی خاک به سازه محسوب شوند. همچنین دو نسبت ابعادی مورد اشاره به ترتیب نماینده فضاهای زیرزمینی مربعی و مستطیلی لاغر می باشند. شکل اعوجاج یافته بر روی شکل اعوجاج نیافته سازه



شکل (۸): نمودار کرنش‌های لرزه‌ای ایجاد شده در طول المان‌های سازه برای نسبت ابعادی یک‌به‌یک سازه و ضریب انعطاف‌پذیری $FR = 25$ در نسبت‌های مختلف عمق لایه خاک به سرعت موج برشی، (الف) $H/V_s = 0.14$ ، (ب) $H/V_s = 0.14$ ، (پ) $H/V_s = 0.25$ به ترتیب برای (۱) نمودار کرنش محوری ناشی از نیروی محوری، (۲) نمودار کرنش برشی ناشی از نیروی برشی و (۳) نمودار کرنش محوری ناشی از لنگر خمشی.

عمق لایه خاک به سرعت موج برشی (H/V_s) کرنش‌های لرزه‌ای ایجاد شده در سازه کاهش می‌یابد. نیروهای V ، P و M ایجاد شده برای حالات $H/V_s = 0.14$ و $H/V_s = 0.25$ اگرچه از نظر مقدار تفاوت دارند، از روند مشابهی پیروی می‌کنند. لیکن در حالت $H/V_s = 0.14$ روند تغییرات نیازهای لرزه‌ای نسبت به دو حالت دیگر متفاوت است. این امر نشان دهنده‌ی میدان تنش اطراف سازه در حالت وجود مقادیر کم H/V_s نسبت به دو حالات دیگر متفاوت است. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، در حالتی که V_s ثابت باشد، مقادیر کم H/V_s می‌تواند به کم بودن ضخامت لایه تعبیر شود. - بیشینه مقادیر کرنش‌های ناشی از نیروهای محوری، برشی و

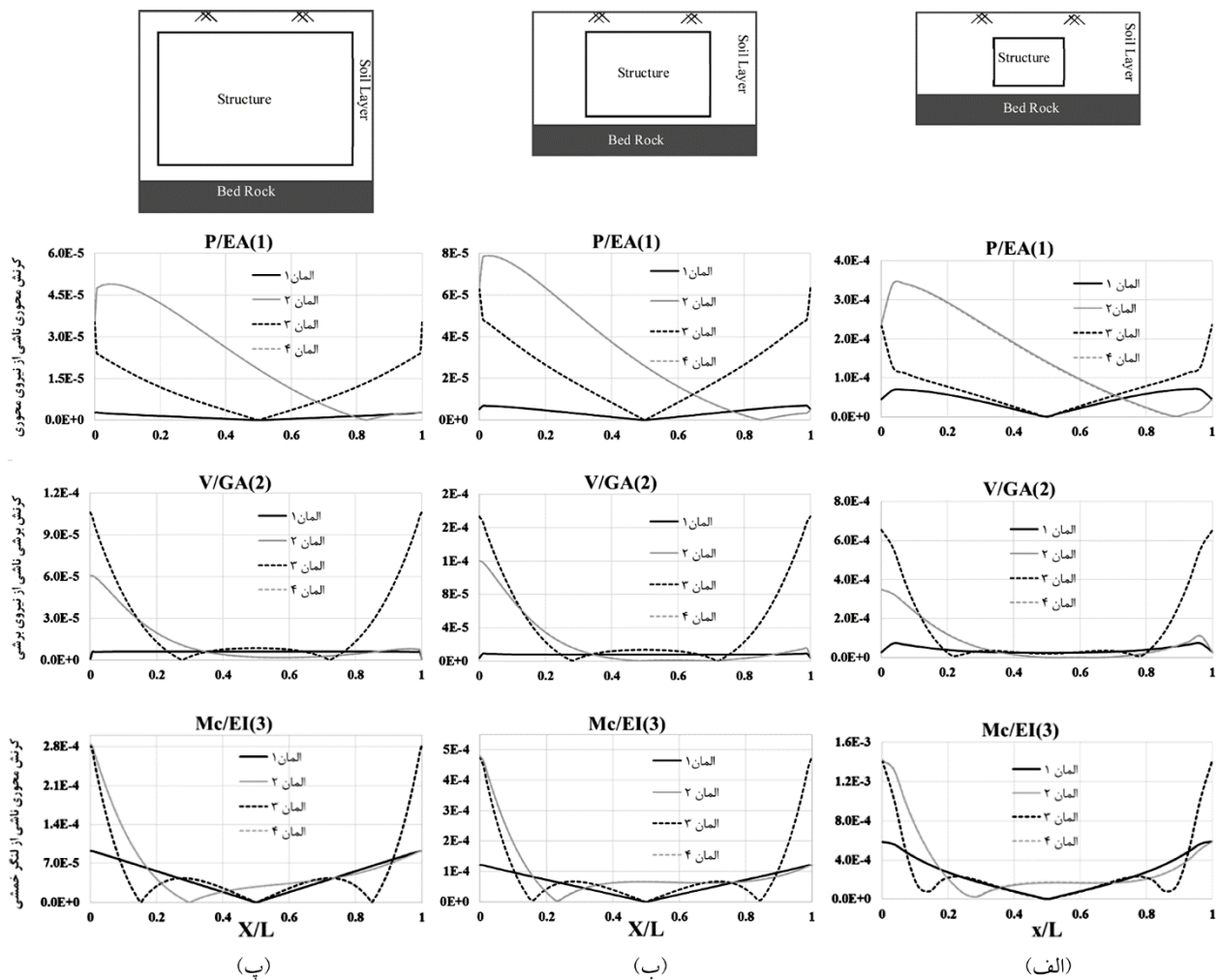
کرنش‌های محوری ناشی از نیروی محوری (P/EA) ، کرنش‌های برشی (V/GA) و کرنش‌های محوری ناشی از لنگر خمشی (Mc/EI) می‌باشند. در روابط فوق P ، V و M به ترتیب معرف نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی است. A ، E ، I و c نیز به ترتیب سطح مقطع، مدول الاستیسیته، ممان اینرسی و فاصله دورترین نقطه مقطع از تار خنثی می‌باشد. در هر یک از نمودارها نتایج برای چهار المان سازه که در شکل (۷-الف) مشخص شده، ترسیم گردیده است. در تمامی نمودارها محور افقی، حداصل اعداد صفر تا یک مدرج شده است که هر عدد نشان‌دهنده‌ی فاصله از ابتدای ضلع تقسیم بر طول کل ضلع است. نتایج زیر از شکل (۸) قابل استخراج است: - همان‌طور که در شکل (۸) مشخص است، با افزایش نسبت

بیشتری را به خود اختصاص داده است. به طور مشابه برای نیازهای خمشی، مطابق شکل های (۸-۳)، نیازهای لرزه‌ای در برخی نواحی طول عضو (۱)، مقادیر بیشتری را نسبت به سایر اعضا به خود اختصاص داده است.

سه حالت مقایسه شده در شکل (۸) سیستم‌های دارای پارامترهای h/H و H/V_s های متفاوت و FR و AR مشابهی بودند. برای نشان دادن اثر مشابهت h/H بر پاسخ، در شکل (۹) سه حالت جدید با H/V_s های متفاوت و FR و AR مشابه مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای مورد بررسی، همان پارامترهای شکل (۸) بوده و تنها منشأ تفاوت با نتایج شکل (۸) مشابهت h/H برای سه حالت است.

خمشی برای $H/V_s = 0.04$ بیش از ده برابر مقادیر پارامترهای مشابه برای حالت $H/V_s = 0.14$ می‌باشد. همچنین برای حالت $H/V_s = 0.14$ پارامترهای مذکور مقادیری بیش از دو برابر حالت $H/V_s = 0.25$ را اتخاذ می‌کنند. تغییرات مذکور این روند را به ذهن متبادر می‌کند که با کاهش عمق لایه، تغییر مکان‌های درونی لایه به صورت چشمگیری نیازهای لرزه‌ای را افزایش می‌دهد.

در هر سه مقدار H/V_s بیشینه‌های نیاز لرزه‌ای در نواحی انتهایی اعضا رخ می‌دهند. همچنین المان (۱) که نزدیک به سطح زمین است، در نواحی انتهایی نیاز لرزه‌ای کمتری را نسبت به سه ضلع دیگر نشان می‌دهد. هرچند برای نیازهای برشی، مطابق شکل های (۸-۲)، بخش میانی المان (۱) مقادیر



شکل (۹): نمودار کرنش‌های لرزه‌ای ایجاد شده در طول المان‌های سازه برای نسبت ابعادی یک‌به‌یک سازه $AR=1$ و ضریب انعطاف‌پذیری $FR=25$ در نسبت‌های مختلف عمق لایه خاک به سرعت موج برشی، (الف) $H/V_s = 0.04$ ، (ب) $H/V_s = 0.14$ و (پ) $H/V_s = 0.25$ ، در نسبت ثابت $h/H = 0.82$ برای هر سه حالت، به ترتیب برای (۱) نمودار کرنش محوری ناشی از نیروی محوری، (۲) نمودار کرنش برشی ناشی از نیروی برشی و (۳) نمودار کرنش محوری ناشی از لنگر خمشی.

در ادامه برای نشان دادن اثر برابری هر چهار پارامتر AR ، FR ، h/H و H/V_s بر روی نتایج چه از نظر روند تغییرات و چه از نظر مقادیر، مقایسه‌ای در شکل (۱۰) انجام شده است. در این شکل دو سیستم با مشخصات زیر مقایسه شده‌اند.

$$H = 56m; h = 14m; V_s = 400m/s \quad (\text{الف})$$

$$H = 84m; h = 21m; V_s = 600m/s \quad (\text{ب})$$

در هر دو سیستم مقادیر پارامترهای بی‌بعد به صورت زیر است.

$$\frac{H}{V_s} = 0.14; \frac{h}{H} = 0.25; AR = 1; FR = 25$$

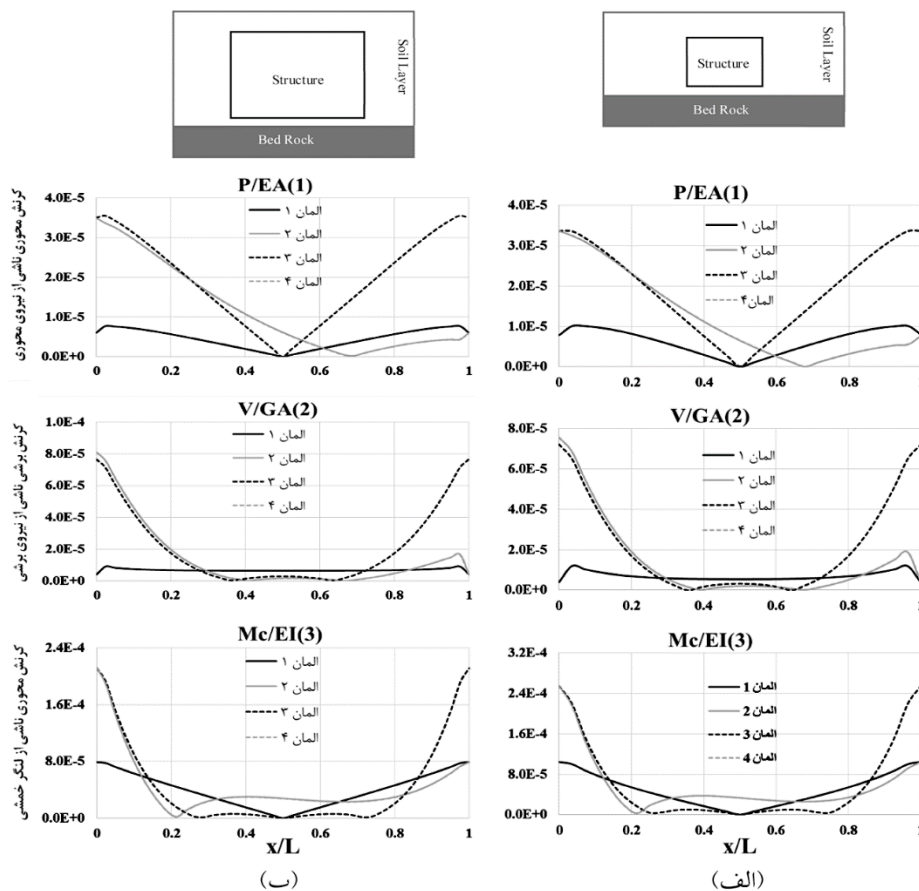
نتایج در قالبی مشابه با شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود برای تمامی کرنش‌های مورد بررسی، هم روند و هم مقادیر پاسخ‌ها نزدیک به یکدیگر می‌باشد. این بدان معناست که انتظار می‌رود گزاره‌های مورد اشاره در این

نتایج زیر از این قیاس قابل برداشت است:

- روند تغییرات کرنش‌ها در طول تیر برای هر سه حالت کرنش‌های محوری، برشی و خمشی تقریباً مشابه است. از این رو می‌توان انتظار داشت در صورت مشابهت سه پارامتر AR ، FR و h/H محل رخداد بیشینه‌های کرنش در طول المان‌های سیستم تقریباً مشابه باشد.

- علی‌رغم مشابهت روند نتایج، مقادیر کرنش‌ها با افزایش H/V_s کاهش می‌یابد. به گونه‌ای که بیشترین کرنش‌ها مربوط به کمترین مقدار H/V_s می‌باشد.

- در مقایسه با شکل (۸)، با افزایش مقدار h/H کرنش‌های ایجاد شده در درون سازه افزایش یافته است. به عبارت دیگر با حفظ مقادیر AR ، FR و H/V_s چنانچه h/H افزایش یابد کرنش‌ها روند افزایش به خود می‌گیرد.

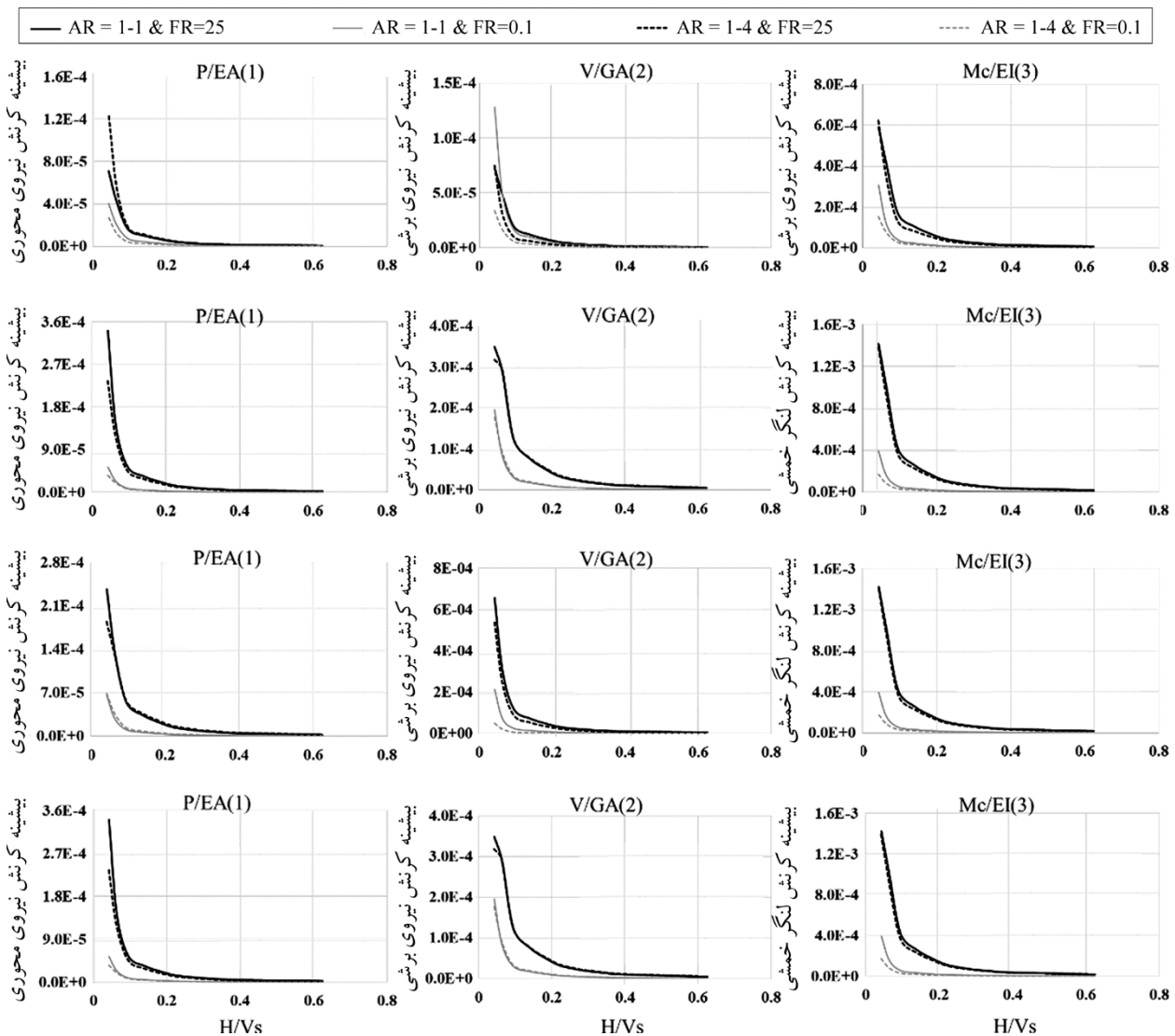


شکل (۱۰): نمودار کرنش‌های لرزه‌ای ایجاد شده در طول المان‌های سازه برای دو سیستم دارای پارامترهای بی‌بعد یکسان $AR=1$; $FR=25$; $h/H=0.25$; $H/V_s=0.14$. (الف) $V_s=400$ متر بر ثانیه؛ $h=14$ متر؛ $H=56$ متر و (ب) $V_s=600$ متر بر ثانیه؛ $h=21$ متر؛ $H=84$ متر، به ترتیب برای (۱) نمودار کرنش محوری ناشی از نیروی محوری، (۲) نمودار کرنش برشی ناشی از نیروی برشی و (۳) نمودار کرنش محوری ناشی از لنگر خمشی.

مواجه می‌باشد. جهت وضوح بیشتر این موضوع و جهت وسعت بخشی به تحلیل‌های پارامتریک، با نسبت‌های ابعادی یک‌به‌یک ($AR=1$) و یک‌به‌چهار ($AR=4$) برای سازه و همچنین ضرایب انعطاف‌پذیری $FR=0.1$ و $FR=25$ ، در تمامی نسبت‌های مختلف H/V_s ، به مانند شکل (۸) تحلیل‌ها انجام پذیرفته و نتایج استخراج شده است. مقادیر ماکزیمم کرنش‌های لرزه‌ای ایجاد شده در سازه محاسبه شده است. در شکل‌های (۱۱-الف)، (۱۱-ب)، (۱۱-پ) و (۱۱-ت) نمودار ماکزیمم نیازهای لرزه‌ای در نسبت‌های مختلف H/V_s به ترتیب برای المان‌های شماره‌گذاری شده سازه مطابق شکل (۷-الف)، ترسیم شده است.

پژوهش برای هر سیستم دیگری که دارای پارامترهای بی‌بعد مشابه باشد قابل تعمیم است. لازم به ذکر است در این پژوهش نسبت بعد سازه به عمق لایه به صورت ساده شده با پارامتر h/H مشخص شده است. در حالت دقیق‌تر لازم است علاوه بر این پارامتر، نسبت فاصله سازه تا سطح خاک به عمق لایه نیز به صورت یک پارامتر بی‌بعد تعریف شود. در این حالت انتظار می‌رود مطابقت نتایج به دست آمده برای سیستم‌هایی که پارامترهای بی‌بعد مشابه دارند از نتایج ارائه شده در شکل (۱۰) نیز بیشتر باشد.

با توجه به نتایج حاصله مشاهده می‌شود که سازه قرار گرفته در لایه کم‌عمق با نیاز بیشتری نسبت به سازه‌های دارای عمق بیشتر



شکل (۱۱): نمودار ماکزیمم کرنش‌های لرزه‌ای ایجاد شده در طول ضلع سازه برای نسبت‌های مختلف عمق لایه خاک به سرعت موج برشی (H/V_s) در المان‌های: (الف) ۱ از سازه، (ب) ۲ از سازه، (پ) ۳ از سازه و (ت) ۴ از سازه به ترتیب برای (۱) نمودار بیشینه کرنش نیروی محوری، (۲) نمودار بیشینه کرنش نیروی برشی و (۳) نمودار بیشینه کرنش لنگر خمشی.

دو بعدی بررسی شده است. همچنین سعی شده است برآوردی هرچند تقریبی از عمق بحرانی سنگ بستر جهت طرح اولیه لرزه‌ای سازه زیرزمینی ارائه گردد. اطلاع از این عمق می‌تواند، در حالت عدم اطلاع دقیق از عمق سنگ بستر، طراح را به سمت انتخاب محافظه کارانه برای عمق لایه سوق دهد. این تحقیق در دو بخش انجام شده است. در بخش نخست برآوردی از تغییر مکان‌های داخلی لایه خاک نسبت به تغییر مکان بیشینه سنگ بستر در حوزه خطی و با بهره‌گیری از ۲۰ رکورد واقعی سنگ بستر با سرعت موج برشی بیش از ۷۰۰ متر بر ثانیه و نیز استفاده از حل بسته تابع تبدیل یک لایه تهیه شده است. نتایج این بخش حاکی از آن است که میانگین تغییر مکان درونی لایه خاک تحت مجموعه رکوردهای انتخابی تقریباً برابر میانگین تغییر مکان‌های سنگ بستر می‌باشد. دیگر آنکه این میانگین با تغییر پارامتر H/V_s تغییر چندانی نمی‌کند. نتایج به دست آمده در این بخش به عنوان ورودی بخش دوم این مقاله مورد استفاده قرار گرفته است. در بخش دوم ناحیه‌ای از خاک اطراف سازه در قالب یک مدل دو بعدی به صورت ایزوتروپیک و همگن تحت بار لرزه‌ای ناشی از میدان تغییر شکل مود اول خاک قرار گرفته است. شرایط تکیه‌گاهی و بار خارجی به گونه‌ای اثر داده شده است که شرایط مود اول تغییر شکل خاک به صورت کامل حاصل شود و تغییر مکان بیشینه مود اول خاک به صورت تقریبی برابر با تغییر مکان‌های به دست آمده از بخش اول تحقیق در نظر گرفته شده‌اند. تحلیل‌ها به روش اجزای محدود و برای نسبت‌های مختلف عمق لایه خاک به سرعت موج برشی (H/V_s) انجام پذیرفته و سازه‌های مورد استفاده به گونه‌ای در نظر گرفته شده که نسبت سختی خاک به سازه دو مقدار کران بالا و پایین ۲۵ و ۰/۱ را اختیار نمایند. همچنین نسبت ابعادی سازه‌های مورد استفاده برابر ۱ و ۴ در نظر گرفته شده است. از طرفی فاصله سازه از سطح زمین برابر مقداری ثابت در نظر گرفته شده و نیازهای لرزه‌ای در سازه محاسبه شده است. مطابق نتایج، هرچه فاصله سازه با سنگ بستر کمتر گردد و به عبارتی در حالت فاصله ثابت سازه از سطح زمین، عمق لایه کمتر شود

هر یک از این شکل‌ها دارای سه بخش بوده که نشان‌دهنده‌ی ماکزیمم کرنش محوری ناشی از نیروی محوری (P/EA) ، ماکزیمم کرنش برشی ناشی از نیروی برشی (V/GA) و ماکزیمم کرنش محوری ناشی از لنگر خمشی (Mc/EI) هستند. هر نمودار شامل چهار حالت مختلف از ترکیب نسبت‌های ابعادی سازه و ضرایب انعطاف‌پذیری در نظر گرفته شده در این پژوهش می‌باشد. نتایج زیر از گراف‌های ارائه شده در شکل (۱۱) قابل استخراج است:

- در اغلب نمودارها، کرنش‌های ایجاد شده در سازه‌های دارای $FR = ۲۵$ دارای مقادیری بالاتری نسبت به حالت $FR = ۰/۱$ بوده‌اند. دلیل این امر آن است که در حالت $FR = ۲۵$ نسبت سختی خاک به سازه بسیار بیشتر از حالت $FR = ۰/۱$ بوده و خاک توان بالاتری در تحمیل تغییر شکل‌های خود به سازه دارد. - علی‌رغم اینکه روند نزول نیازهای لرزه‌ای با افزایش H/V_s برای المان‌های ۱ تا ۴ مشابه است، تنها برای نیروی برشی و المان‌های ۲ و ۳، نرخ کاهش کرنش برشی کمتر از المان‌های ۱ و ۴ می‌باشد.

- همان‌گونه که مشاهده می‌شود با افزایش نسبت عمق لایه خاک به سرعت موج برشی، ماکزیمم نیاز لرزه‌ای ایجاد شده در سازه کاهش می‌یابد. بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت در سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل هر چه میزان نسبت H/V_s کمتر فرض شود، آنالیز لرزه‌ای این سازه‌ها محافظه کارانه‌تر خواهد بود. گفتنی است این مشاهده، با فرض فاصله ثابت سازه زیرزمینی از سطح زمین در تمامی مدل‌ها حاصل شده است. لازم به ذکر است این تحقیق به عنوان گام نخست در زمینه یافتن عمق بحرانی سنگ بستر محسوب شده و جهت افزایش دقت و بررسی زوایای دقیق‌تر مسئله نیاز به تحلیل‌های بیشتر از جمله تحلیل‌های غیرخطی، هم در حوزه برآورد تغییر شکل‌های درونی لایه و هم اندرکنش غیرخطی خاک - سازه می‌باشد.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر ارتفاع لایه خاک قرار گرفته بر روی سنگ بستر بر نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در سازه‌های مستطیلی شکل

10. Wood, J.H. (2004) Earthquake design procedures for rectangular underground structures. *Earthquake Commission Research Foundation*, EQC No 01/470.
11. Hashash, Y.M., Park, D., John, I., and Yao, C. (2005) Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **20**(5), 435-441.
12. Huo, H., Bobet, A., Fernandez, G., and Ramírez, J. (2006) Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **21**(6), 613-625.
13. Wood, J.H. (2007) Earthquake design of rectangular underground structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **40**(1), 1-6.
14. Ozcebe, A.G. (2009) *A Comparative Assessment of available Methods for Seismic Performance Evaluation of Buried Structures*. Master Thesis, Middle East Technical University.
15. Hashash, Y.M.A., Karina, K., Koutsoftas, D., and O'Riordan, N. (2010) Seismic design considerations for underground box structures. *Earth Retention Conference*, **3**, 620-637.
16. Debiassi, E., Gajo, A., and Zonta, D. (2013). On the seismic response of shallow-buried rectangular structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **38**, 99-113.
17. Panji, M., Kamalian, M., Asgari Marnani, J., and Jafari, M.K. (2013) Transient analysis of wave propagations problems by half-plane BEM. *Geophysical Journal International*, **194**, 1849-1865.
18. Panji, M., Kamalian, M., Asgari Marnani, J., and Jafari, M.K. (2014) Analyzing Seismic Convex Topographies by a Half-plane Time-Domain BEM. *Geophysical Journal International*, **197**(1), 591-607.
19. Fuentes, R. (2015) Internal forces of underground structures from observed displacements. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**(4), 247-293.
- کرنش‌های ایجاد شده در سازه افزایش می‌یابد. این امر می‌تواند به دلیل قرارگیری سازه در منطقه‌ای با گرادیان تغییر مکانی بیشتر در نزدیکی سنگ بستر باشد. در نتیجه چنانچه اطلاع کافی از شرایط لایه‌بندی خاک در دست نیست پیشنهاد می‌گردد با فرض کمترین عمق برای لایه خاک، که عملاً برابر با ارتفاع سازه بعلاوه ارتفاع خاک بالای سازه می‌باشد، بیشینه تقریبی برای نیاز لرزه‌ای جهت طرح اولیه سازه زیرزمینی حاصل گردد.

مراجع

1. Kuesel, T.R. (1969) Earthquake design criteria for subways. *Journal of the Structural Division*, ASCE, **ST6**, 1213-1231.
2. Hendron, A.J. and Fernandez, G. (1983) Dynamic and static design considerations for underground chambers. In: Howard, T.R. (Ed.), *Seismic Design of Embankments and Caverns*, 157-197, New York.
3. Merritt, J.L., Monsees, J.E., and Hendron, A.J., Jr. (1985) Seismic design of underground structures. *Rapid Excavation Tunneling Conf.*, **1**, 104-131.
4. St. John, C.M. and Zahrah, T.F. (1987) Aseismic design of underground structures. *Tunneling Underground Space Technol*, **2**(2), 165-197.
5. Wang, J.N. (1993) Seismic design of tunnels: a simple state-of-the-art design approach. Parsons Brinckerhoff, Monograph No. 7, New York.
6. Penzien, J. and Wu, C.L. (1998) Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **27**(3), 283-300.
7. Penzien, J. (2000) Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **29**(5), 683-691.
8. Nishiyama, S., Kawama, I., Muroya, K., Haya, H., and Nishimura, A. (2000) Experimental study of seismic behavior of box type tunnel constructed by open cutting method. *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland.
9. Hashash, Y.M., Hook, J.J., Schmidt, B., John, I., and Yao, C. (2001) Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**(4), 247-293.

and *Underground Space Technology*, **49**, 50-66.

20. Jahankhah, H., Pariz, A.H., and Bastami, M. (2016) An investigation on seismically induced local distortions to underground rectangular 2D cavities: the case of shear wave field of motion with different incident angles. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **3**(1), 41-53 (in persian).
21. Pariz, A.H., Jahankhah, H., and Bastami, M. (2016) A study on the effect of seismic wave incident angle on lining strains imposed to underground rectangular 2D structures. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **3**(3), 31-47 (in Persian).
22. Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey.

واژه‌نامه

Seismic Demands	۱- نیازهای لرزه‌ای
Flexibility Ratio (FR)	۲- ضریب انعطاف پذیری
Racking Coefficient	۳- ضریب اعوجاج
Simple Shear Stress Condition	۴- شرایط اعمال برش ساده
Aspect Ratio (AR)	۵- نسبت‌های ابعادی

Approximate Estimation of Critical Bedrock Depth to be Implemented in Preliminary Seismic Design of Underground Structures

Hossein Jahankhah^{1*}, Amir Hossein Pariz², Morteza Bastami³, and Majid Kiani⁴

1. Assistant Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: h.jahankhah@iiees.ac.ir
2. M.Sc. Graduate, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran
3. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran
4. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Imam Hossein University, Tehran, Iran

In seismic design of engineering structures, usually bedrock acceleration-displacement response spectra are within hand. The crucial issue in seismic design of underground structures is the serious need for the geotechnical logs to be used in numerical simulations. However, large dimensions of typical sub-surface structures like tunnels, subways and sewage water transporting routes, require considerable logging efforts based on notable budgets. As such structures would lay several ten meters under the ground surface, the mentioned efforts and budgets expand with respect to that of required for over ground systems. Hence, any approximate estimation on critical bedrock depth can help to draw reasonable engineering design judgments. Providing such information, regardless of precise log information, guide the designer to implement conservative assumptions and reach upper bound estimations on seismic demands. To approach this goal, here, an investigation is conducted to find such critical depth parametrically. The structures are considered as box shaped long embedded systems for which 2D rectangular cross sections are studied linearly and a simple procedure for fast and conservative seismic design is proposed. To this end, the article constitutes of two parts. At first, the approximate relation between maximum bedrock displacement (DB) and maximum internal drift of the soil layer over the bedrock (DL) is explored. It is notable that in underground soil-structure interaction, the soil deformation field surrounds the structure and through an interaction procedure, both soil and structure converge to an equilibrium state. So, maximum internal deformation of the soil layer, in which the structure is embedded, plays an important role in seismic demands of subsurface structures. In this part, a set of 20 real bedrock records is utilized to reach the approximate DB-DL relation through a linear well-known closed form equation for single layer transfer function. The bedrock histories were all selected from the sites with shear wave velocity, V_s , over 700 m/s. The results of this part show that the average value of DL, for the selected set of records, is approximately close to the value of DB. In the second part, various Finite Element (FE) models were developed in ABAQUS software including different structures. Then, the resulted DL from previous step was applied to the boundaries of FE models, in first-mode-shape of each layer. It is supposed that the total layer deformation comes from its first mode shape. Next, the uppermost flexural, shear and axial strains are tabulated and sketched against the parameter H/V_s , where H is the soil layer depth. This process was repeated for structures with different values of flexibility ratio, FR, and aspect ratio, AS. The effect of h/H ratio is also reviewed where h is the structure vertical dimension. The depth of the structure from ground surface is set to a constant value and just a single layer over the bedrock is taken into account. The trends of strain demands and critical layer depths are the explored and discussed. It is shown that, as the distant of the structure and the bedrock diminishes, the strain demands increase. This happens as the maximum gradient of soil deformation occurs near the bedrock surface. This makes clear that, in the absence of enough information on soil layers, it is suggested that the minimum stratum layer depth to be considered for a conservative analysis. Such depth, which can be assumed as the overburden depth plus structural vertical height,

is expected to produce the upper most seismic demands for preliminary design of underground structures. It should be noted that this research is based on linear analysis and complementary investigations, considering different types of nonlinearities, are required to reach more precise conclusions with more reasonable safety factors.

Keywords: Critical Bedrock Depth, Seismic Design, Box Shaped Structures, Underground.