

مطالعه عددی روانگرایی در خاک های لایه ای تحت بارگذاری های سیکلی

یداله پشنگ پیشه^۱، سید مجدالدین میر محمد حسینی^۲

۱- دانشجوی دکترای مکانیک خاک و مهندسی پی دانشگاه صنعتی امیر کبیر، کارشناس دفتر فنی شرکت بلندپایه

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیر کبیر (پلی تکنیک تهران)

yadolah_p@yahoo.com

خلاصه

یکی از مهمترین علل بروز خسارات و خرابی ها به هنگام زلزله، روانگرایی خاک های ماسه ای سست و اشباع است. با این حال، در بسیاری از مناطقی که خاک سطحی آنها دارای پارامترهای مقاومتی مناسبی است پس از زلزله نشست ها و تغییر شکل های زیادی مشاهده می گردد. این مناطق که اغلب در نزدیکی دریاها و اقیانوسها جای گرفته اند در اعماق خود دارای لایه هایی رسوبی از ماسه های سست و نسبتاً پکنواخت هستند که به وسیله خاکی ریزدانه که اغلب از جنس رس یا لای می باشد احاطه شده اند. بدین ترتیب، نشست و تغییر شکل این مناطق به هنگام زلزله به روانگرا شدن این لایه های ماسه ای نسبت داده می شود. در مطالعه حاضر با بهره گیری از نتایج و دستاوردهای مطالعات قبلی و با استفاده از نرم افزار FLAC رفتار این لایه های ماسه ای سست در شرایط وقوع زلزله مورد مطالعه قرار گرفته و با در نظر گرفتن فرضیات مناسب، مکانیزم تغییر شکل خاک بر اثر وقوع روانگرایی در لایه مذکور بررسی شده است. مقایسه نتایج حاصل از این تحقیق با برخی از روابط و نمودارهای موجود، بیانگر تطابق مناسب این نتایج با نمودارهای تجربی می باشد.

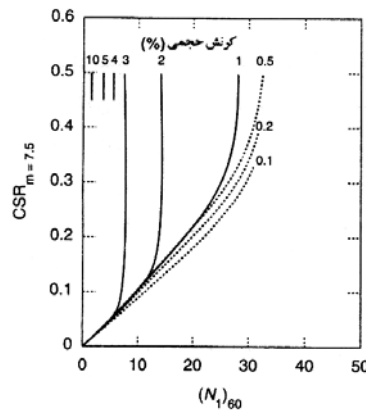
کلمات کلیدی: زلزله، خاک های لایه ای، روانگرایی، تغییر شکل

مقدمه

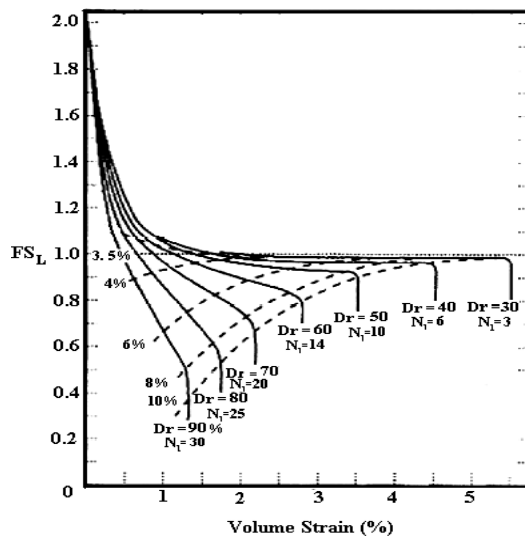
یکی از پدیده هایی که در طبیعت سبب بروز خسارات فراوانی می گردد گسیختگی زمین می باشد. این پدیده اغلب بر اثر وجود شکست ها و شکاف ها، حرکات نامتقارن زمین و نیز از دست رفتن مقاومت خاک بوقوع می پیوندد. یکی از عمده ترین دلایلی که سبب از دست رفتن مقاومت خاک های اشباع به خصوص خاک های دانه ای می شود افزایش تدریجی فشار منفذی در اثر اعمال تنش های سیکلی حاصل از انتشار امواج برشی زلزله است. این پدیده که روانگرایی نامیده می شود سبب کاهش و یا حتی از دست رفتن کامل مقاومت برشی خاک ها می گردد. منشاء اصلی نشست ها و تغییر شکل های بسیاری از مناطق به هنگام زلزله، روانگرایی لایه های ماسه ای سست و اشباعی است که بعضاً توسط توده ای از خاک ریزدانه نیز احاطه شده اند. بدین ترتیب لایه ماسه ای مذکور در توده ای از خاک غالباً ریزدانه مدفون شده است. از این رو داشتن شناخت کافی نسبت به نحوه روانگرایی خاک های لایه ای و نیز میزان تغییر شکل این خاکها بر اثر وقوع این پدیده ضروری به نظر می رسد. بنابراین در بخش ابتدایی تحقیق حاضر، روش های تخمین نشست لایه های ماسه ای بر اثر وقوع روانگرایی بیان شده و در بخش اصلی این مقاله با استفاده از مدلسازی عددی، مکانیزم روانگرایی لایه های ماسه ای مدفون با تراکم های مختلف مورد بررسی قرار گرفته و نشست های ناشی از روانگرایی چنین لایه ای مورد تحلیل قرار می گیرد. در نهایت، مقایسه ای بین نشست های حاصل از این تحقیق و نتایج بدست آمده از روابط و نمودارهای تقریبی تعیین نشست صورت می گیرد. لازم به ذکر است در این تحقیق از نرم افزار FLAC جهت مدلسازی عددی مساله مورد نظر استفاده شده است. نرم افزار FLAC، یک نرم افزار تفاضل محدود صریح است که به صورت تحلیل لاگرانژی عمل می نماید [۱] و [۲]. در این روش تحلیل، تغییر شکل های نموی به مختصات نقاط به گونه ای اضافه می گردند که شبکه نیز به همراه مصالح تغییر شکل داده و حرکت می نماید. از طرف دیگر روش حل صریح که در این نرم افزار به کار برده شده است برای سیستم هایی که دارای مشخصات رفتاری پیچیده و تغییر شکل های بزرگ (کرنش بزرگ) می باشند بسیار مناسب است. بنابراین استفاده از نرم افزار فوق جهت مدلسازی پدیده روانگرایی بسیار مناسب به نظر می رسد.

تخمین نشست لایه های ماسه ای روانگرا

تمایل خاک ها به متراکم شدن هنگامی که در معرض لرزش های زلزله قرار می گیرند به خوبی مطالعه و بررسی شده است [۳-۵]. متراکم شدن لایه های زیرسطحی خاک، در سطح زمین به شکل نشست ظاهر می شود. نشست حاصل از زلزله موجب خستگی سازه های مستقر بر پی های سطحی، آسیب رساندن به تأسیساتی که به سازه های مستقر بر شمع سرویس می دهند و صدمه زدن به شریان های حیاتی که معمولاً در اعماق کم مدفون شده اند می گردد. تعیین نشست حاصل از زلزله در ماسه مشکل است. خطاهایی در حدود ۲۵ درصد و بالاتر در پیش بینی نشست استاتیکی معمول است و حتی برای بارگذاری های پیچیده تر زلزله، این خطا بیشتر نیز می گردد. به هنگام بارگذاری دینامیکی، ماسه خشک خیلی سریع متراکم می شود و معمولاً نشست یک توده ماسه ای خشک در پایان زلزله کامل می گردد. اما نشست توده ماسه اشباع به زمان بیشتری نیاز دارد. این نشست تنها زمانی کامل می گردد که فشار منفذی ناشی از زلزله مستهلک گردد. مدت زمان لازم برای وقوع این نشست به نفوذ پذیری، تراکم پذیری خاک و طول مسیر زهکشی بستگی دارد. این زمان ممکن است بین چند دقیقه تا چندین روز در نوسان باشد. تراکم پس از زلزله در ماسه اشباع تحت تأثیر دانسیته ماسه، کرنش برشی ماکزیمم ایجاد شده و مقدار اضافه فشار منفذی حاصل از زلزله می باشد. آزمون های آزمایشگاهی نشان داده اند که کرنش حجمی پس از روانگرایی اولیه با دانسیته نسبی و کرنش برشی ماکزیمم تغییر می کند. سید و تاکیماتسو (Seed & Tokimatsu) از رابطه میان عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای میزان بازده انرژی ۶۰ درصد $(N_1)_{60}$ و نسبت تنش سیکلی (CSR) در زلزله ای با بزرگی $M=7.5$ ، جهت تهیه نموداری برای تعیین مستقیم کرنش حجمی استفاده نمودند [۵] که این نمودار در شکل (۱) نمایش داده شده است. در روشی دیگر، می توان هم از ضریب اطمینان روانگرایی (FS_L) و هم از کرنش برشی سیکلی ماکزیمم، به همراه دانسیته نسبی (D_r)، مقاومت SPT یا مقاومت CPT برای تعیین کرنش حجمی پس از روانگرایی استفاده نمود. نمودار تعیین کرنش حجمی به این روش که به روش Ishihara-Yoshimine معروف است، در شکل (۲) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است، سرعتی که در آن نشست گسترش می یابد به خصوصیات تحکیم مجدد خاک روان شده بستگی دارد. عموماً تحکیم مجدد از قسمت های پایین خاک روان شده شروع گشته و به سمت بالا گسترش می یابد.



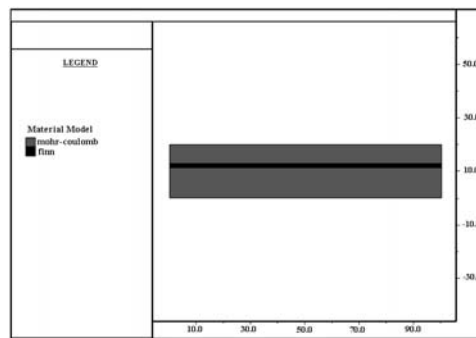
شکل ۱- نمودار تعیین کرنش حجمی در ماسه اشباع بر اساس نسبت تنش سیکلی و مقاومت SPT



شکل ۲- نمودار تعیین کرنش حجمی به روش Ishihara-Yoshimine

شکل مدل و مشخصات مصالح

به منظور شبیه سازی مسأله مورد نظر، شبکه ای به طول کلی ۱۰۰ متر و ارتفاع ۲۰ متر در نظر گرفته شده است. در این شبکه که ابعاد هر یک از المان های آن یک متر انتخاب گردیده، لایه ای ماسه ای به ضخامت ۲ متر در عمق ۷ متری خاک رس جای گرفته و سطح آب زیرزمینی نیز هم تراز با سطح زمین در نظر گرفته شده است. بنابراین کل توده خاک در حالت اشباع کامل می باشد. به این ترتیب ملاحظه می گردد که مدل مذکور دارای دو نوع خاک مختلف با خصوصیات رفتاری و پارامترهای مقاومتی متفاوت می باشد. شکل (۳) نمایش لایه های مختلف خاک و نیز خصوصیات رفتاری مورد استفاده در مدل مذکور را نشان می دهد. همان گونه که در این شکل ملاحظه می گردد، برای شبیه سازی رفتار خاک های رسی از مدل رفتاری موهر-کلمب استفاده نموده ایم. این مدل پیشرفته، برای بیان رفتار مصالح خاکی و سنگی و خرابی برشی در این مصالح کاربرد فراوان دارد و از طرفی نتایج حاصل از آن نیز با آنچه در طبیعت رخ می دهد تطابق نسبتاً خوبی دارد. خصوصیات مقاومتی و رفتاری خاک رس مورد استفاده در این مدل، مطابق با خاک رس با پلاستیسیته متوسط در نظر گرفته شده است. این مشخصات در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۳- نمایش لایه های مختلف خاک و مدل های رفتاری مربوطه

جدول ۱- مشخصات خاک رس مورد استفاده در آنالیز

E (MPa)	ν	Φ' (Deg.)	C' (KPa)	γ_{dry} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	n	K (m/sec)
۳۰	۰/۳	۱۰	۱۰	۱۵	۱۸	۰/۳	۱E-۶

در جدول فوق، E مدول الاستیسیته، ν ضریب پواسون، Φ' زاویه اصطکاک داخلی خاک، C' میزان چسبندگی خاک، γ وزن مخصوص، n پوکی و K میزان نفوذپذیری خاک رسی می باشد.

جهت شبیه سازی رفتار لایه ماسه ای مورد نظر نیز از مدل رفتاری Finn استفاده نموده ایم. با بهره گیری از این مدل رفتاری که در نرم افزار FLAC فقط در حالت دینامیکی فعال می باشد، مدلسازی پدیده روانگرایی به خوبی امکان پذیر است. این مدل مکانیزم های اساسی را که منجر به وقوع روانگرایی در ماسه های اشباع می شوند در بر می گیرد [۶]. همچنین به منظور ارزیابی دقیقتر مسأله، از چندین نوع خاک ماسه ای با تراکم های مختلف استفاده کرده و هر بار با تغییر تراکم لایه ماسه ای و تحلیل مربوطه، سعی خواهیم نمود دامنه وسیعتری از نتایج را مورد بررسی قرار دهیم. بدین منظور، دانسیته نسبی لایه ماسه ای (D_r) به ترتیب برابر با ۳۳، ۴۰، ۴۷، ۵۸ و ۶۵ درصد در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است، مقادیر مدول برشی و حجمی حداکثر خاک در تراکم های مختلف، بر اساس روش سید و ادریس [۷]، مورد محاسبه قرار گرفته است. این مقادیر به همراه پارامترهای مقاومتی و وزنی خاک در جدول (۲) ارائه شده اند.

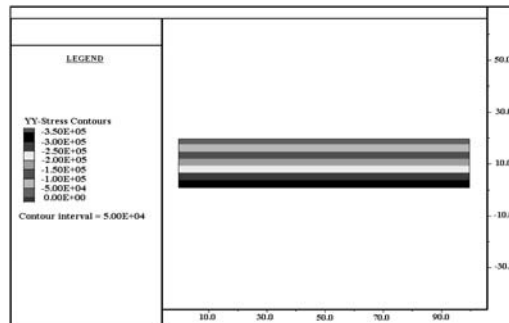
جدول ۲- مشخصات خاک ماسه ای مورد استفاده در آنالیزها

Dr (%)	$(N_i)_{60}$	γ_{dry} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	E (MPa)	ν	Φ' (Deg.)	K_{2max}	G_{max} (MPa)	B_{max} (MPa)
۳۳	۵	۱۴	۲۰	۱۲	۰/۳	۲۶	۳۵	۵۰	۱۰۸
۴۰	۷	۱۴	۲۰	۱۵	۰/۳	۲۸	۴۰	۵۸	۱۲۵
۴۷	۱۰	۱۴/۵	۲۰/۵	۲۳	۰/۳	۲۹	۴۴	۶۳	۱۳۶
۵۸	۱۵	۱۵	۲۰/۵	۳۵	۰/۳	۳۱	۵۰	۷۲	۱۵۶
۶۵	۲۰	۱۵/۵	۲۰/۵	۴۵	۰/۳	۳۳	۵۵	۷۹	۱۷۱

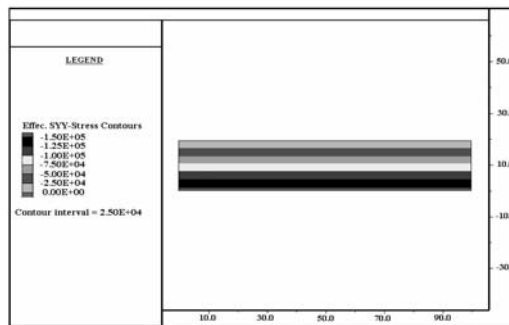
که در جدول فوق، D_r درصد تراکم نسبی، K_{2max} عدد مدول برشی، G_{max} مدول برشی حداکثر و B_{max} مدول حجمی حداکثر می باشد.

آنالیز استاتیکی

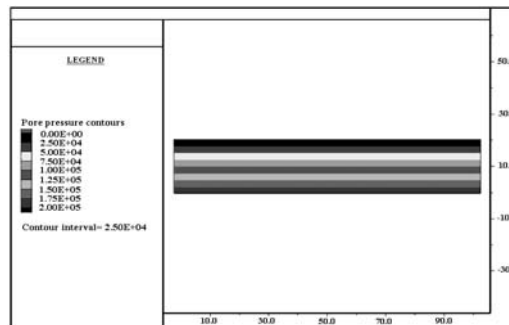
در ابتدا لازم است تنش های اولیه و همچنین فشار آب حفره ای در نقاط مختلف مدل محاسبه شوند. بدین ترتیب، مدل مذکور تنها تحت اثر وزن مصالح به صورت استاتیکی تحلیل شده که نتایج حاصل از آن به صورت کنترهای تنش کل، تنش موثر و نیز فشار آب حفره ای در شکل های (۴) تا (۶) ارائه شده است.



شکل ۴- نمایش کنترهای تنش کل قائم اولیه در مدل



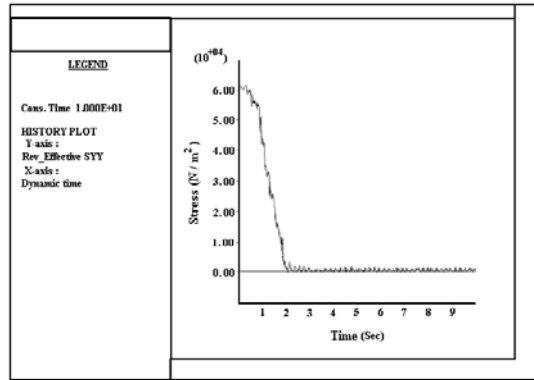
شکل ۵- نمایش کنترهای تنش موثر قائم اولیه در مدل



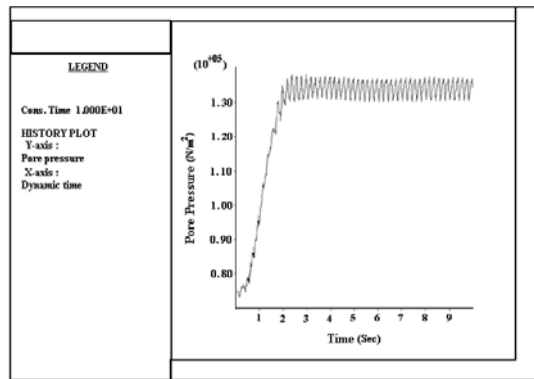
شکل ۶- نمایش کنترهای فشار آب حفره ای اولیه در مدل

آنالیز دینامیکی

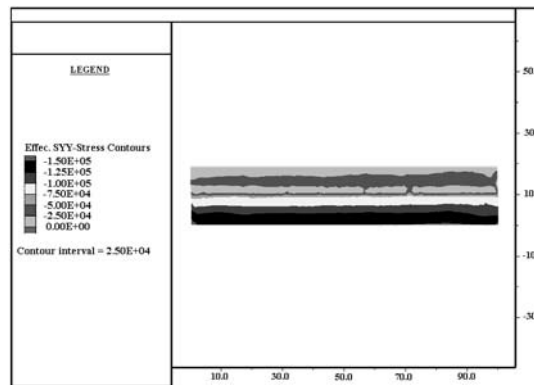
در این مرحله، یک موج شتاب از نوع سینوسی با دامنه $0.3g$ و با فرکانسی برابر با 5 هرتز، به مدت 10 تا 15 ثانیه به بستر مدل اعمال می نمایم تا لایه ماسه ای کاملاً روانگرا شده و تغییر شکل های ناشی از آن تحت این بارگذاری سیکلی ثبت گردد. بدین ترتیب، پنج مدل مختلف با خصوصیات خاک رس مشابه ولی با خصوصیات متفاوت خاک ماسه ای، تحت تأثیر موج یاد شده قرار گرفته و نتایج حاصل از آن، مورد بررسی قرار گرفته است. در این قسمت به عنوان نمونه، نتایج تحلیل دینامیکی مدل خاک رس حاوی لایه ماسه ای با دانسیته نسبی 40% ($(N_1)_{60}=7$) را بررسی می نمایم. همان گونه که در شکل (۷) ملاحظه می گردد، تنش موثر در لایه ماسه ای پس از گذشت زمان $t=2$ ثانیه از اعمال بار (10 سیکل)، به صفر می رسد و در این لحظه، لایه ماسه ای کاملاً روانگرا می گردد. نحوه تغییرات فشار آب حفره ای نیز در شکل (۸) نمایش داده شده است. همانگونه که ملاحظه می گردد، تغییرات فشار آب حفره ای در لایه ماسه ای روند صعودی داشته و در لحظه $t=2$ ثانیه از اعمال بار به حداکثر خود رسیده و پس از آن سیر ثابتی را طی می نماید. شکل (۹) نیز نمایش کنترهای تنش موثر قائم را پس از ایجاد روانگرایی در لایه ماسه ای، نشان می دهد.



شکل ۷- نحوه تغییرات تنش موثر قائم در لایه ماسه ای در خلال بارگذاری



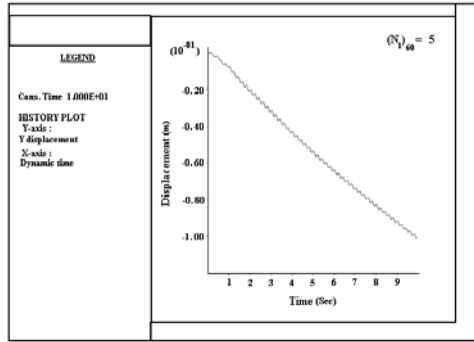
شکل ۸- نحوه تغییرات فشار آب حفره ای در لایه ماسه ای در خلال بارگذاری



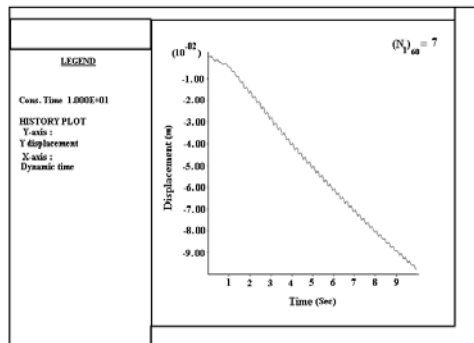
شکل ۹- نمایش کنتورهای تنش موثر قائم پس از وقوع روانگرایی

بدین ترتیب ملاحظه می گردد، نحوه افزایش فشار آب حفره ای و نیز کاهش تنش موثر در لایه ماسه ای تا رسیدن به حالت روانگرایی، مناسب بوده و یک سیر منطقی را دنبال می نماید.

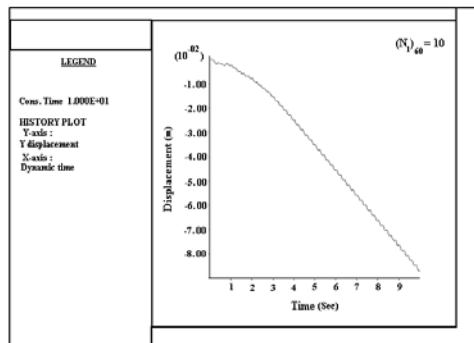
نتایج تغییر شکل لایه ماسه ای در خلال بارگذاری دینامیکی، برای پنج مدل مذکور با تراکم های متفاوت ماسه مورد استفاده ($D_r = 33\% - 65\%$)، در شکل های (۱۰) تا (۱۴) نمایش داده شده است. همانگونه که ملاحظه می گردد، با افزایش تراکم لایه ماسه ای و در نتیجه افزایش دانسیته مصالح و کاهش تخلخل خاک، نقطه تغییر شیب منحنی تغییرشکل، که در واقع نقطه آغاز روانگرایی این لایه می باشد به سمت جلو حرکت کرده و از طرف دیگر میزان تغییر شکل کلی این لایه نیز کاهش می یابد. همچنین، با افزایش دانسیته نسبی لایه ماسه ای، زمان بیشتری برای رسیدن نسبت فشار آب حفره ای به مقدار واحد لازم بوده و به عبارت دیگر، تعداد سیکل های لازم برای ایجاد پدیده روانگرایی در این لایه افزایش می یابد.



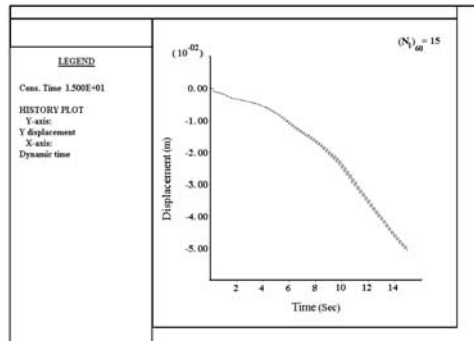
شکل ۱۰- نمودار تغییر شکل لایهٔ ماسه ای برای $(N_1)_{60} = 5$



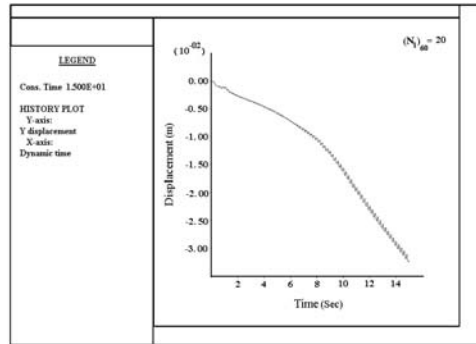
شکل ۱۱- نمودار تغییر شکل لایهٔ ماسه ای برای $(N_1)_{60} = 7$



شکل ۱۲- نمودار تغییر شکل لایهٔ ماسه ای برای $(N_1)_{60} = 10$



شکل ۱۳- نمودار تغییر شکل لایهٔ ماسه ای برای $(N_1)_{60} = 15$



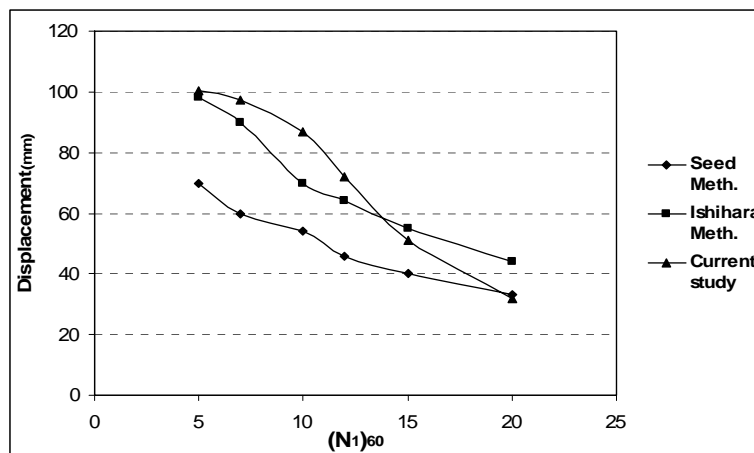
شکل ۱۴- نمودار تغییر شکل لایه ماسه ای برای $(N_1)_{60} = 20$

مقایسه با سایر روش ها

در این قسمت، تغییر شکل های ایجاد شده بر اثر وقوع روانگرایی در لایه ماسه ای مذکور با تراکم های مختلف، با استفاده از روابط و نمودارهای تجربی که در ابتدای این مقاله تشریح گردید، مورد محاسبه قرار گرفته و با نتایج تغییر شکل های حاصل از مطالعه حاضر، مقایسه می گردند. مقادیر تغییر شکل های محاسبه شده بر اساس دو روش سید (Seed) و ای شی هارا (Ishihara)، به همراه نتایج حاصل از این تحقیق در جدول (۳) مشاهده می گردد. همچنین جهت مقایسه بهتر این روش ها، نتایج این سه روش به صورت نمودارهای کمی در شکل (۱۵) نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می گردد، نتایج حاصل از تحقیق حاضر با نتایج حاصل از دو روش تخمینی Seed و Ishihara تطابق خوبی داشته که این امر به همراه نتایج منطقی و مناسبی که در مورد نحوه تغییرات و کاهش تنش موثر و نیز افزایش فشار آب حفره ای در قسمت های قبل بدست آمد، می تواند تأییدی بر صحت مدل سازی صورت گرفته در شبیه سازی رفتار تنش- تغییر شکلی خاک های ماسه ای روانگرا باشد. از طرف دیگر، با دقت در شکل (۱۵) مشاهده می گردد که تغییر شکل های حاصل از این تحقیق در تراکم های پایین با روش Ishihara تطابق خوبی داشته و با افزایش تراکم لایه ماسه ای، منحنی مربوطه به مقادیر روش Seed نزدیکتر می گردد.

جدول ۳- مقادیر محاسبه شده تغییر شکل ها بر اساس روش های Seed، Ishihara و تحقیق حاضر

$(N_1)_{60}$	Dr (%)	CSR	CRR	FS_L	Disp-Seed (mm)	Disp-Ishihara (mm)	Disp-Curr.Stu. (mm)
۵	۳۳	۰/۴۲	۰/۰۶	۰/۱۴	۷۰	۹۸	۱۰۰/۵۰
۷	۴۰	۰/۴۲	۰/۰۷	۰/۱۷	۶۰	۹۰	۹۷/۵۲
۱۰	۴۷	۰/۴۲	۰/۱۲	۰/۲۹	۵۴	۷۰	۸۶/۷۹
۱۲	۵۲	۰/۴۲	۰/۱۴	۰/۳۳	۴۶	۶۴	۷۱/۷۹
۱۵	۵۸	۰/۴۲	۰/۱۷	۰/۴۰	۴۰	۵۵	۵۱/۰۴
۲۰	۶۵	۰/۴۲	۰/۲۳	۰/۵۵	۳۳	۴۴	۳۲/۰۷



شکل ۱۵- مقایسه تغییر شکل ها بر اساس روش های Seed، Ishihara و تحقیق حاضر

نتیجه گیری

از عمده ترین دلایلی که سبب از دست رفتن مقاومت خاک های اشباع به خصوص خاک های دانه ای می شود افزایش تدریجی فشار منفذی در اثر اعمال تنش های سیکی حاصل از امواج برشی زلزله است. این پدیده سبب کاهش و یا حتی از دست رفتن کامل مقاومت برشی خاک ها می گردد. بدین ترتیب منشاء اصلی تغییر شکل های بسیاری از مناطق به هنگام زلزله روانگرایی لایه های ماسه ای سست و اشباعی است که بعضاً توسط توده هایی از خاک ریزدانه احاطه شده اند. نحوه تولید و توزیع فشار آب حفره ای در چنین لایه های ماسه ای به هنگام وقوع پدیده روانگرایی با استفاده از آزمایش های تجربی مشخص شده است. همچنین روابط و نمودار های تقریبی مختلفی نیز جهت تخمین میزان نشست لایه روانگرا ارائه شده است. در تحقیق حاضر با استفاده از نرم افزار FLAC مکانیزم روانگرایی لایه های ماسه ای مدفون در خاک های ریزدانه مورد ارزیابی قرار گرفت و نشست های حاصل از وقوع این پدیده در لایه های ماسه ای بررسی گردید. بدین ترتیب با توجه به بررسی های انجام شده نتایج زیر حاصل شده اند:

- با افزایش تراکم لایه ماسه ای و در نتیجه افزایش دانسیته مصالح و کاهش تخلخل خاک تعداد سیکل های لازم برای ایجاد پدیده روانگرایی در لایه ماسه ای افزایش می یابد.
- با افزایش دانسیته نسبی لایه ماسه ای نقطه تغییر شیب منحنی تغییر شکل که در واقع نقطه آغاز روانگرایی این لایه می باشد به سمت جلو حرکت کرده و از طرف دیگر میزان تغییر شکل کلی این لایه کاهش می یابد.
- نتایج حاصل از تحقیق حاضر در مورد تغییر شکل های لایه ماسه ای روانگرا تطابق خوبی را با دو روش تخمینی Seed و Ishihara نشان می دهد.
- تغییر شکل های حاصل از تحقیق حاضر در تراکم های پایین منطبق بر مقادیر روش Ishihara بوده و با افزایش تراکم لایه ماسه ای منحنی مذکور به مقادیر روش Seed نزدیک می گردد.

مراجع

1. Cundall, P. (1976) Explicit Finite Difference Methods in Geomechanics in Numerical Methods in Engineering. Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 1, 132-150.
2. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969) Finite Dynamic Modeling for Infinite Media. Journal of Engineering Mechanics, 95(EM4), 859-877.
3. Fiegel, G.L. and Kutter, B.L. (1994) Liquefaction Mechanism for Layered Soils. Journal of the Geotechnical Engineering, Div., ASCE, 120, (4), 737-755.
4. Seed, H.B. (1968) Landslides during Earthquakes due to Soil Liquefaction. Journal of the Soil Mechanics and Foundation, Div., ASCE, 94, SM5, 1053 - 1112
5. میرحسینی، سید مجدالدین و عارف پور (۱۳۷۸). مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای. انتشارات موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ایران.
6. Martin, G.R., Finn, W.D. and Seed, H.B. (1975) Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading. Journal of the Geotechnical Engineering, Div. ASCE, 101(GT5), 423-438.
7. Seed, H.B. and Idriss, I. (1969) Influence of Soil Conditions on Ground Motion during Earthquakes. Journal of the Soil Mechanics and Foundation, Div. ASCE, 98, 13-26.