

Seismic Response of Wind Turbines Supported by RC Mono-Pile in Liquefied Soil

Mehran Tirandazian

Ph.D. Candidate, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

Gholamreza Nouri*

Assistant Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

r.nouri@khu.ac.ir

Abstract

Recent growth in the construction of wind farms with concrete piles in seismic areas with liquefaction potential has necessitated the evaluation of the seismic performance of these structures. In this paper, the effect of liquefaction on the seismic response of wind turbines supported by reinforced concrete mono-pile is investigated. Nonlinear dynamic analysis has been performed by finite element method in OpenSees software. Beams on a nonlinear Winkler foundation method was applied. The responses of reinforced concrete mono-pile foundation was studied for two sets of far and near field earthquake record and four different groups were considered for liquefied sandy soils with different coefficients of internal friction, shear wave velocity, relative compaction percentage and porosity. The results showed that with increasing the coefficient of internal friction and soil compaction rate, the amount of excess pore pressure of the soil adjacent to the RC mono-pile decreases. Also, as the thickness of the liquefied layer increases, the pressure of the extra pore water around the mono-pile will decrease but the displacement of the mono-pile will increase.

Keywords: *Wind turbin, RC Monopile, Excess pore pressures, Farfield ertquake, Nearfield ertquake*

پاسخ لرزه‌ای تک شمع‌های بتنی توربین‌های بادی مستقر بر خاک‌های روانگرا

دریافت مقاله: ۱۳۹۹-۱۱-۲۵

پذیرش مقاله: ۱۳۹۹-۱۲-۲۵

مهران تیراندازیان

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

غلامرضا نوری*

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

چکیده

رشد اخیر در ساخت نیروگاه‌های بادی با شمع بتنی در مناطق لرزه خیز با احتمال روانگرایی، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها را ضروری کرده است. در این مقاله تأثیر پدیده روانگرایی بر پاسخ لرزه‌ای توربین‌های بادی تک شمع بتنی بررسی شده است. از روش اجزا محدود و روش مدل سازی همبسته تیر بروی بستر غیرخطی وینکلر به منظور شبیه سازی عددی استفاده شده است. با تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی، پاسخ تک شمع بتنی مسلح برای دو دسته رکوردهای زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. اثر پارامترهای مختلفی نظیر تغییر مشخصات و ضخامت لایه خاک روانگرا و اثر زلزله های حوزه دور و نزدیک بررسی شده است. چهار گروه مختلف برای خاک ماسه ای روانگرا در نظر گرفته شد که دارای ضرایب اصطکاک داخلی، سرعت موج برشی، درصد تراکم و تخلل متفاوت هستند. نتایج این تحقیق نشان می دهد که با افزایش ضریب اصطکاک داخلی و درصد تراکم خاک میزان فشار آب منفذی اضافی خاک مجاور شمع و میزان جابجایی شمع کاهش می یابد. همچنین با افزایش ضخامت لایه روانگرا، فشار آب منفذی اضافی اطراف شمع کاهش اما جابجایی شمع افزایش خواهد یافت.

کلمات کلیدی: شمع بتنی، نیروگاه، تک شمع، خاک روانگرا، زمین لرزه، حوزه دور، حوزه نزدیک.

اندرکنش بین خاک-شمع-سازه یک پدیده پیچیده است. در نتیجه، مدل‌های ساده‌شده‌ای که سعی بر ثبت جنبه‌های اصلی اندرکنش خاک-شمع-سازه دارد، توسعه‌یافته‌اند. از بین این مدل‌ها آن‌هایی که بر مبنای فنرهای غیرخطی وینکلر هستند، که به روش‌های P-y معروفند، اغلب اوقات برای بررسی اندرکنش خاک-شمع-سازه استفاده می‌شوند. بررسی دقیق پدیده اندرکنش، نیاز به مدل‌های سه‌بعدی جامع اجزا محدود دارد که از نظر محاسباتی به‌خصوص برای سازه‌های بزرگ نظیر سکوها در یابی بسیار پیچیده، زمان‌بر و نیازمند دقت بسیار زیاد در نحوه مدل‌سازی هستند. همچنین نیاز به اجزاء‌های تماسی^۱ دقیقی دارند که اثرات اندرکنشی شمع-خاک-سازه نظیر پدیده شکافت و لغزش^۲ بین شمع و خاک را در نظر بگیرند. به‌عنوان روشی جایگزین، مدل‌های اندرکنشی تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر در حوزه مهندسی بسیار کاربرد دارد. انتخاب نوع پی مناسب به عمق آب، شرایط خاک، هزینه ساخت و اجرای پی و سایر عوامل بستگی دارد. انواع عمده پی‌های مورد استفاده در توربین‌های انرژی باد تک‌شمع‌های بتن مسلح، پی‌های ثقیل و پی‌های سه و چهارپایه هستند [۱].

یکی از مخاطرات لرزه‌ای بنا بر آمارهای موجود در زلزله‌های اخیر، پدیده روانگرایی است. این پدیده در دنیا با دو زلزله نیگاتا و آلسکا در سال ۱۹۶۴ میلادی و در کشور ما با زلزله منجیل در سال ۱۳۶۹ شمسی به‌عنوان یک خطر لرزه‌ای مهم شناخته شده است. بررسی مسائل روانگرایی برای گسترش بنادر شمالی و جنوبی و اجزای سازه‌های ساحلی و فراساحلی در کشور ایران به دلیل قرار گرفتن در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی بالا و وجود خاک روانگرا در مناطق ساحلی و فراساحلی از اهمیت بیشتری برخوردار است [۲]. خاک‌های سطحی موجود در مناطق ساحلی و فراساحلی در بعضی مواقع از نوع ماسه‌ای سست و یا نیمه متراکم و یا از نوع سیلت‌های غیر چسبنده هستند که ضخامت آن‌ها به چندین متر می‌رسد. به همین علت در این نواحی سازه‌ها معمولاً بر روی شالوده‌های عمیق ساخته می‌شوند. شمع‌ها که به‌طور مطمئنی در عمق‌های بیشتر از آنچه روانگرایی ممکن است رخ دهد، دارای مقاومت هستند و می‌توانند تکیه‌گاه مطمئنی را فراهم آورند تا خطر جابجایی و نشست‌های غیرقابل قبول ناشی از پدیده روانگرایی را کاهش دهند. باید به این نکته توجه کرد که استفاده از پی‌های عمیق لزوماً جلوی رخداد صدمات در اثر تغییر مکان‌های جانبی غیریکنواخت در سازه را نمی‌گیرند [۲]. مشاهده تخریب و شکست پی‌های عمیق در اثر روانگرایی و گسترش جانبی در زلزله‌های جانبی گذشته لزوم شناخت کامل اثرات این پدیده را بر روی پی‌های عمیق آشکار ساخته است. تلاش‌های تحقیقاتی مهمی در این زمینه در طی چند سال گذشته انجام گرفته است که منجر به توسعه روش‌های تحلیلی همچون تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر، مدل‌سازی پیوسته دوبعدی و سه‌بعدی سیستم خاک-شمع-سازه شده است. این روش‌ها با محافظه‌کاری مناسبی می‌توانند بستر مناسبی برای تحلیل و طراحی پی‌های عمیق در خاک‌های روانگرا باشند.

تحقیقات متنوعی بر روی این روش مدل‌سازی در خاک‌های مستعد پدیده روانگرایی صورت پذیرفته است. لامبردی و همکاران (۲۰۱۴) [۳]، لامبردی و همکاران (۲۰۱۷) [۴]، روح‌الامین و همکاران (۲۰۱۷) [۵]، داش و همکاران (۲۰۱۷) [۶]، ژانگ و همکاران (۲۰۲۰) [۷]، اوزنر و همکاران (۲۰۲۰) [۸] به بررسی رابطه بین شرایط خاک و شرایط تنش با شروع روانگرایی و رفتار پس از روانگرایی انواع مختلف خاک‌های دانه‌ای پرداخته‌اند. بایرن و همکاران (۲۰۰۰) [۹]، چانگ و هاجینسون (۲۰۱۳) [۱۰]، جنالی‌زاده و زحمتکش (۲۰۱۵) [۱۱]، اسدی و همکاران (۲۰۱۷) [۱۲]، به مقایسه رفتار بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی و میدانی شالوده‌های قرار گرفته در خاک و بحث روانگرایی پرداخته‌اند. بادچاریا و ادیکاری (۲۰۱۱) [۱۳] در مطالعه‌ای به راستی‌آزمایی آزمایشگاهی تاثیرات اندرکنش

¹ Contact Element

² Splitting and slip

خاک- سازه را بر توربین‌های بادی دارای تک شمع بررسی نمودند. این محققین با مدلسازی کامل توربین و تک شمع و خاک به بررسی تاثیرات شالوده و اندرکنش بر روی فرکانس طبیعی سازه پرداختند. لمبردی و همکاران (۲۰۱۳) [۱۴] در مطالعه‌ای آزمایشگاهی اندرکنش دینامیکی خاک-سازه را برای تک شمع‌های توربین‌های بادی قرار گرفته در خاک‌های چسبنده بررسی کردند. ژانگ و همکاران (۲۰۱۵) در مطالعه‌ای عددی به بررسی تاثیر تک شمع‌ها بر توزیع فشار منفذی، تنش‌های خاک و روانگرایی پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که تک شمع تعبیه شده سبب کاهش عمق روانگرایی در اطراف سازه می‌شود و این تاثیر برای درجه اشباع بیشتر، نفوذپذیری بیشتر خاک و ارتفاع موج کوچکتر نسبتاً واضح‌تر است [۱۵]. کی‌نیا (۲۰۲۰) [۱۶] در مطالعه‌ای به بررسی اثرات اندرکنش سینماتیکی بر روی پاسخ لرزه‌ای توربین‌های بادی دریایی قرار گرفته بر تک شمع پرداخت. لویچکی و پرزولیچکی (۲۰۲۰) [۱۷] در مطالعه‌ای به بررسی تحلیل‌های اجزا محدودی سه بعدی انجام شده برای انواع شالوده توربین‌های بادی پرداختند. هامادا (۱۹۹۳) [۱۸] و بریل (۲۰۰۱) [۱۹] با مشاهدات، آزمایش‌های صحرایی و فنون عکس‌برداری، میزان و محل اصلی خرابی شمع‌ها، میزان نشست و دوران شالوده‌ها و میزان جابجایی خاک محل پس از وقوع روانگرایی را بررسی کرده‌اند.

لمباردی و باتپاریا (۲۰۱۶) [۲۰] به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مدل‌های مختلف شمع قرار گرفته در خاک روانگرا پرداختند. شیوکینگ و همکاران (۲۰۱۸) [۲۱] به بررسی اثرات زلزله نزدیک گسل بر روی شمع‌های قرار گرفته در خاک روانگرا پرداختند. این محققین ۷۲ رکود حوزه نزدیک بدون پالس و ۷۲ رکورد زلزله حوزه نزدیک پالس‌دار را برای این مطالعه به مدل سه بعدی اجزا محدودی اعمال کردند و پاسخ شمع را برای همه رکوردهای زلزله با یکدیگر مقایسه نمودند. وانگ و همکاران (۲۰۲۰) [۲۲] در مطالعه‌ای به بررسی عملکرد لرزه‌ای و مقایسه چند تک شمع جدید ترکیبی برای توربین‌های بادی در خاک‌های روانگرا پرداخته‌اند. وانگ و همکاران (۲۰۱۹) [۲۳] در مطالعه دیگری پاسخ لرزه‌ای توربین‌های بادی دریایی قرار گرفته بر تک شمع را با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ مورد بررسی قرار دادند. کاظمی و کی‌نیا (۲۰۲۰) [۲۴] در مطالعه‌ای به بررسی پاسخ لرزه‌ای تک شمع‌ها و پی‌های صندوقه‌ای توربین‌های بادی قرار گرفته در خاک روانگرا پرداختند. در این مقاله استفاده از مدل پیشرفته روانگرایی در ارزیابی پاسخ تک شمع‌ها و پی صندوقه‌ای برای توربین‌های بادی دریایی بررسی می‌شود. از نرم افزار FLAC3D و مدل SANISAND برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای توربین بادی استفاده شد. پاترا و هالدر (۲۰۲۰) [۲۵] در مطالعه‌ای اثر بارهای موجود و لرزه‌ای بر پاسخ دینامیکی طرفین توربین‌های بادی دریایی دارای تک شمع در خاک روانگرا را مورد بررسی دادند. آن‌ها از یک مدل دو بعدی اندرکنش خاک-سازه-شمع در OpenSees استفاده کرده‌اند. ژانگ و همکاران (۲۰۲۰) [۲۶] در یک مطالعه آزمایشگاهی به بررسی فشار آب و فشار منفذی تک شمع قرار گرفته در ماسه پرداختند. مالی و همکاران (۲۰۲۰) [۲۷] رویکردهای مدل‌سازی توربین‌های بادی دریایی قرار گرفته بر تک شمع را با روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه کرده و به بحث در مورد نحوه مدل‌سازی پرداخته‌اند. قربانی و همکاران (۲۰۲۰) [۲۸] به ارزیابی پتانسل روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای دارای تک شمع با در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت بار لرزه‌ای پرداختند. کو و لی (۲۰۲۰) [۲۹] در یک کار آزمایشگاهی پاسخ توربین‌های بادی تک شمع قرار گرفته بر گروه شمع و خاک روانگرا را با استفاده از آزمایش میز لرزان مورد تحلیل و بررسی قرار دادند.

تأثیر مشخصات زلزله حوزه نزدیک روی شالوده پل‌ها، ساختمان‌ها و سدها در مطالعات پیشین، مطالعه شده است. بسیاری از این مطالعات به وضوح نشان می‌دهد که زلزله حوزه نزدیک باعث آسیب جدی‌تر به شالوده‌های سازه‌ها شده است. با این حال، هنوز ابهاماتی مانند اثرات زلزله حوزه نزدیک بر شمع‌های قرار گرفته در خاک‌های مختلف وجود دارد و براساس تاریخچه بیان شده بیشتر مطالعات بر روی مشخصات شمع و خاک متمرکز بوده و اثر زلزله و نوع تحریکات وارده که یک عامل تاثیرگذار در بحث اندرکنش شمع و خاک و بحث روانگرایی به شمار می‌آید با

جزئیات کمتری مورد بررسی قرار گرفته است. در این مقاله اثر تغییر مشخصات خاک لایه روانگرا و نوع رکورد زلزله در عملکرد سازه‌ای- ژئوتکنیکی توربین‌های بادی تک شمع بتن مسلح قرار گرفته در یک ساختگاه چند لایه مورد بررسی قرار می‌گیرد. پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات مصالح لایه روانگرا، ضخامت لایه روانگرا و زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی خواهد شد. چهار گروه مختلف برای خاک ماسه‌ای روانگرا (لایه میانی) در نظر گرفته شده است که دارای ضرایب اصطکاک داخلی، سرعت موج برشی، درصد تراکم و تخلخل متفاوت هستند. با استفاده از ۱۴ رکورد زمین‌لرزه حوزه دور و نزدیک در نرم افزار OpenSees و روش مدل‌سازی همبسته تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر شبیه سازی عددی انجام شده است.

۲- مبانی تحلیلی و طراحی تک شمع بتنی

خاک در حالت اشباع به صورت یک محیط دوفازی (فاز جامد و سیال) است. برای خاک‌های اشباع زمانی که نفوذپذیری خاک بالا و سرعت بارگذاری پایین باشد، به علت رفتار زهکشی شده خاک می‌توان آن را به صورت یک محیط تک فازی در نظر گرفت. اما در حالتی که نفوذپذیری خاک پایین و سرعت بارگذاری بالا باشد (برای مثال هنگام اعمال بار زلزله) برای دستیابی به جواب‌های دقیق، خاک باید به صورت یک محیط دوفازی و با در نظر گرفتن اندرکنش فازهای جامد و سیال مدل‌سازی گردد. به این نوع تحلیل، تحلیل تنش مؤثر گفته می‌شود. تحلیل‌های تنش مؤثر به دو دسته همبسته و غیر همبسته تقسیم می‌شوند. در روش تحلیل غیر همبسته ابتدا تغییر شکل‌های خاک محاسبه می‌شود و سپس با استفاده از یک روش مناسب فشار آب حفره‌ای به دست می‌آید. اما در روش‌های همبسته تغییر شکل خاک و اضافه فشار آب حفره‌ای به صورت همبسته محاسبه می‌گردد. با توجه به تحقیقات گذشته می‌توان نتیجه گرفت که در تحلیل‌هایی که از فرمولاسیون همبسته استفاده می‌شود، نتایج بهتری به دست می‌آید. در این تحقیق براساس نظریه بیوت^۱ [۳۰] خاک اشباع به صورت یک محیط دوفازه در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی رفتار محیط متخلخل اشباع از فرمولاسیون $u-p$ استفاده شده است. این معادلات براساس روابط ارائه شده توسط چن^۲ [۳۱] قابل تعریف است. معادلات ۱ و ۲ به ترتیب معادله اندازه حرکت برای کل اجزا و معادل تعادل جرم برای فاز سیال است.

$$M\ddot{U} + \int B^T \sigma dV - QP - f^{(s)} = 0 \quad (1)$$

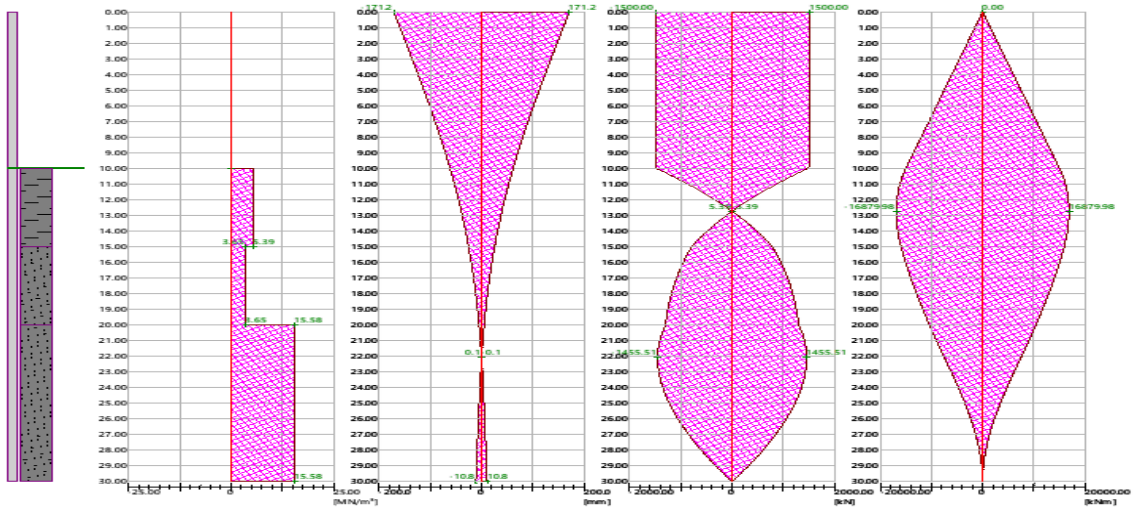
$$Q^T \dot{U} + HP + SP - f^{(p)} = 0 \quad (2)$$

که در آن M ماتریس جرم، Q ماتریس همبستگی دومعادله، B ماتریس کرنش-جابجایی، S ماتریس تراکم پذیری و H ماتریس نفوذپذیری می‌باشد. همچنین بردارهای $f^{(s)}$ و $f^{(p)}$ به ترتیب مربوط به اثرات نیروهای حجمی و سطحی تعریف شده در مرزها می‌باشند.

در این مطالعه مطابق با شکل (۱) طراحی شمع بتنی مسلح انجام شده است. بر اساس محاسبات انجام شده بیشترین جابه‌جایی نوک شمع ستون ۱۷۱ میلی‌متر طرح شده است. همچنین بیشترین نیروی برشی ایجاد شده در شمع و ستون و لنگر خمشی طراحی شمع و ستون به ترتیب ۱۵۰۰ و ۱۶۸۷۷ کیلونیوتن در متر محاسبه شد و براساس این لنگر شمع به قطر ۲ متر و ۶۳ میلگرد نمره ۳۶ (AIII) لازم طرح شده است.

¹ Biot

² Chen

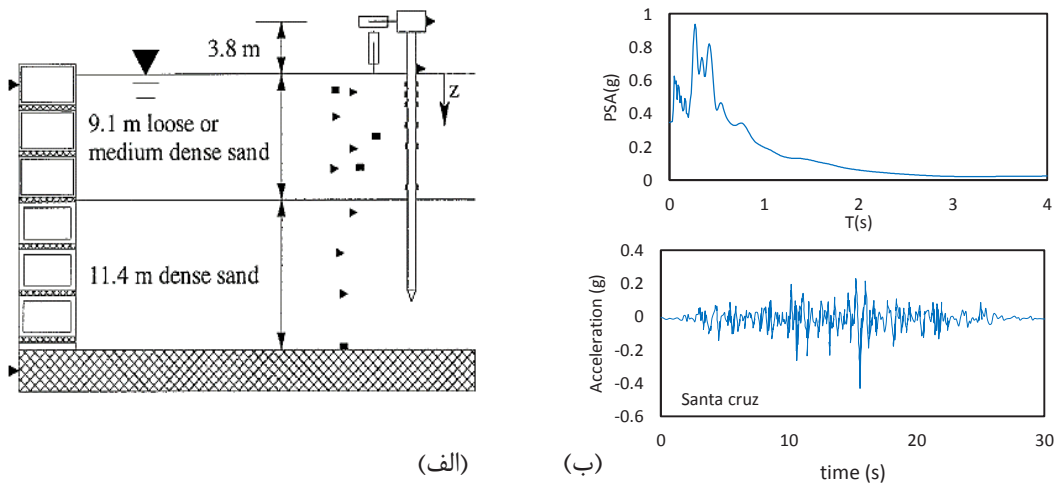


شکل ۱- نمودارهای طراحی شمع بتنی

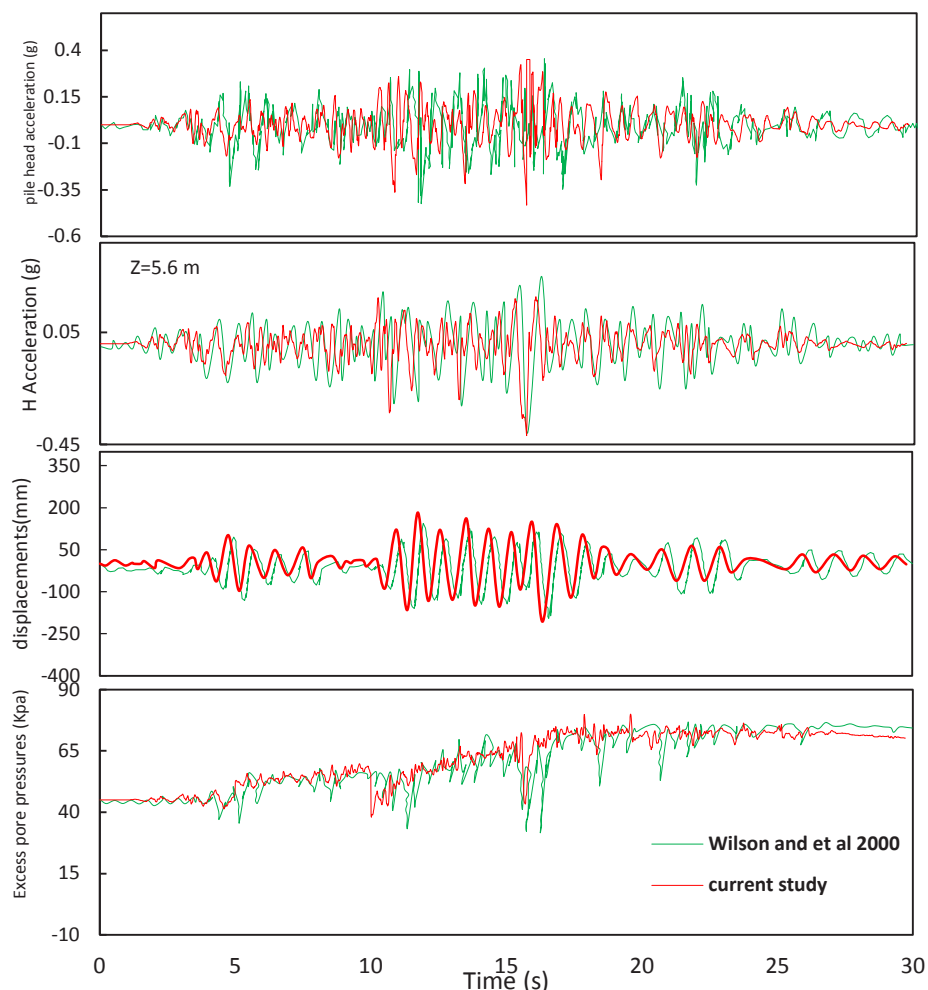
۳- مدل عددی

۳-۱- راستی آزمایی

همانطور که عنوان شد در این مقاله بررسی عملکرد لرزه‌ای تک‌شمع‌های بتن مسلح قرار گرفته در خاک‌های روانگرا مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای راستی‌آزمایی مدل‌های اصلی، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط ویلسون (۱۹۹۸) [۱۶] مورد مقایسه قرار گرفت. در مطالعه این محققین از ماسه یکنواخت نوادا با دو لایه نشان داده شده در شکل (۲-الف) استفاده شده است. ضخامت لایه پایین ۱/۴ متر (۸۰٪ D_r) و لایه سست فوقانی ۹/۱ متر ضخامت می‌باشد. پاسخ شمع تحت رکورد زلزله سانتاکروز مورد بررسی قرار گرفت. در شکل (۲-ب) تاریخچه زمانی و طیف رکورد زلزله سانتاکروز نشان داده شده است. مطابق با نمودارهای ارائه شده در شکل (۳) پاسخ‌های فشار آب منفذی اضافی، جابجایی و شتاب در بالای شمع و عمق ۵٫۶ متر با آزمایش سانتریفیوژ مقایسه شد که تطابق مناسب بین مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



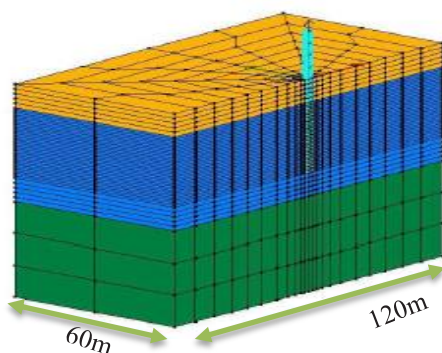
۲- الف) آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط ویلسون و همکاران (۱۹۹۸) [۱۶]، ب) تاریخچه زمانی و طیف زلزله سانتاکروز شکل



ویلسون و همکاران (۱۹۹۸) [۱۶] تحت زلزله سانتاکروز شکل ۳- مقایسه نتایج مدل عددی و مدل آزمایشگاهی

۳-۳- شبیه سازی عددی

مدل‌های مورد نظر برای ساختگاه، دارای ابعاد ۱۲۰ متر × ۱۲۰ متر با عمق ۲۵ متر می‌باشند (شکل ۴) که در نرم افزار opensees مدل‌سازی شده‌اند. ساختگاه مورد نظر سه لایه، و لایه میانی مشخصات یک خاک روانگرا را دارد. لایه فوقانی از خاک رس به ضخامت ۵ متر تشکیل شده است، لایه خاک میانی، ماسه روانگرا با ضخامت‌های متغیر (۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) است. لایه زیرین از شن و ماسه متراکم با ضخامت ۱۵ متر تشکیل شده است. ابعاد شبکه خاک و شرایط مرزی به گونه‌ای تعیین می‌شود که خاک در مرزهای انتهایی مانند میدان آزاد رفتار کند، به طوری که آن‌ها از وجود ستون شمع تحت تأثیر قرار نخواهند گرفت. ستون شمع بتن مسلح انتخاب شده با قطر دو متر طراحی شده است. میلگردهای طولی با قطر ۳۶ میلی‌متر (پوشش ۷۵ میلی‌متر) و میلگردهای عرضی با قطر ۲۲ میلی‌متر (با فاصله ۵۰ میلی‌متر) در نظر گرفته شده است. ارتفاع ستون شمع بتن مسلح طراحی شده ۳۰ متر است که ۲۰ متر از آن در زمین و ۱۰ متر دیگر به صورت طره در خارج از زمین است.



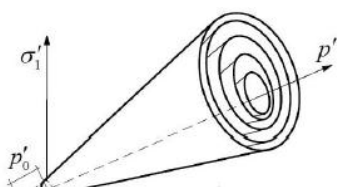
شکل ۴- ابعاد هندسی و نحوه مدل‌سازی شمع و لایه های خاک لایه

۳-۴- پارامترهای مدل‌سازی

۳-۴-۱- مشخصات مصالح

برای تعریف مصالح خاک رسی در میدان آزاد از ماده چند تسلیمی مستقل از فشار (PIMY) استفاده شده است. این مصالح برای شبیه‌سازی پاسخ یک‌جهته و سیکلی موادی که رفتار برشی آن‌ها به تغییر محصور شونده حساس نیست، به کار می‌رود. بعلاوه، از روش مدل‌سازی همبسته تیر بروی بستر غیرخطی وینکلر در خاک‌های ماسه‌ای مستعد پدیده روانگرایی استفاده می‌شود. مدل رفتاری در نظر گرفته شده برای ماسه بر پایه مطالعات انجام شده توسط پروست (۱۹۸۵) [۳۲] است که در آن از رویکرد چند صفحه‌ای برای شبیه‌سازی رفتار سیکلی خاک استفاده شده است. این مدل رفتاری توسط ال‌جمال و همکاران (۲۰۰۳) [۳۳] برای در نظر گرفتن اثرات روانگرایی اصلاح شده است. برای کسب جزئیات بیشتر به مطالعات ال‌جمال (۲۰۰۳) [۳۳] و [۳۴] مراجعه شود. این مدل رفتاری در کتابخانه نرم‌افزار OpenSees بانام ماده چندتسلیمی وابسته به فشار نوع ۲ (PDMY02) شناخته می‌شود و در شکل (۵) سطوح تسلیم آن نشان داده شده است. این ماده یک ماده کشسان-خمیری برای شبیه‌سازی خصوصیات مواد حساس به فشار تحت حالت‌های بارگذاری عمومی است. انبساط یا انقباض حجم در اثر برش و وقوع پدیده روانگرایی، که در ماسه‌ها و لایه‌ها در طول بارگذاری یک‌جهته یا دوره‌ای اتفاق می‌افتد، از خصوصیات این ماده هستند. در زمان اعمال بار ثقلی، رفتار این ماده الاستیک خطی در طول تحلیل دینامیکی، با به‌روز کردن رفتار ماده، پاسخ تنش-کرنش ماده کشسان-خمیری می‌گردد. رفتار این ماده به انتخاب پارامترهای آن بسیار حساس است. از این‌رو در این تحقیق پارامترهای انتخاب شده برای تعریف پارامترهای این ماده از کالیبراسیون انجام شده در مرجع [۳۵] استفاده شده است. مصالح استفاده شده برای اعضای سازه‌ای و شمع‌ها فولاد می‌باشد. برای تعریف مصالح فولاد، از مصالح Steel 02، استفاده شده است.

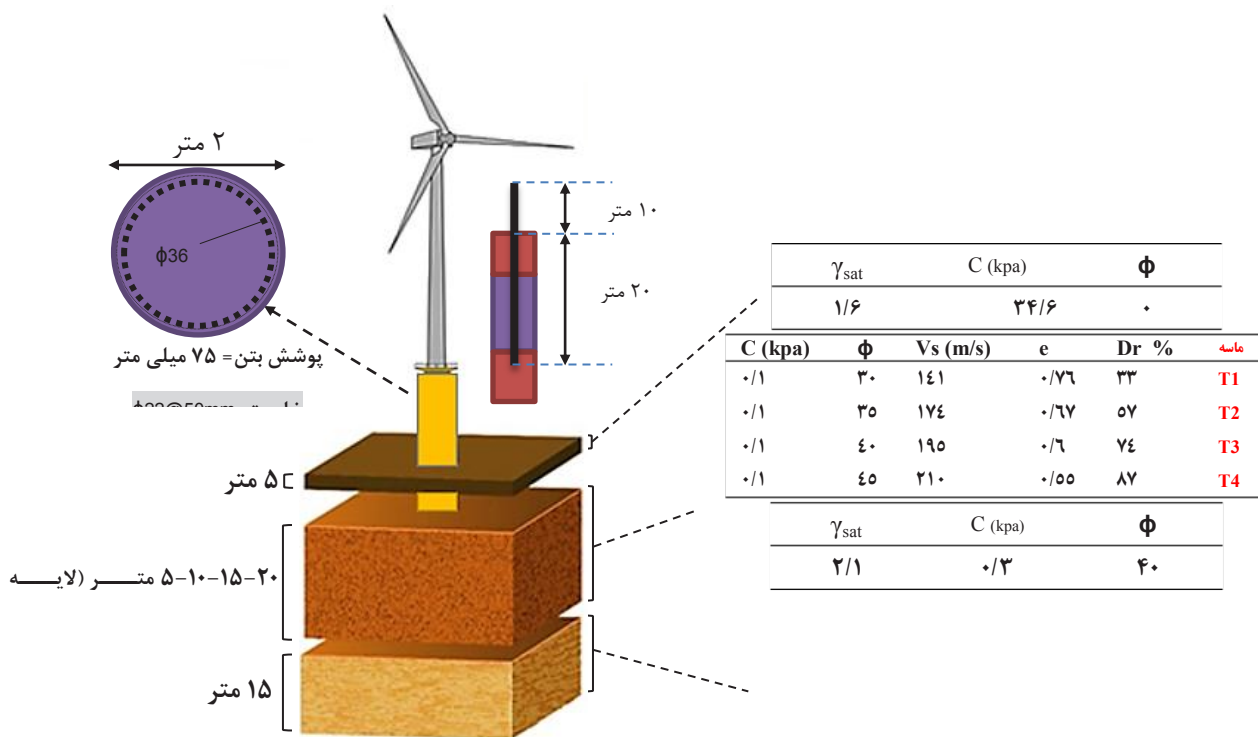
چهار گروه مختلف (T1 تا T4) برای خاک ماسه‌ای روانگرا مطابق با جداول ارائه شده در شکل (۶) در نظر گرفته شده است. مقادیر مختلفی برای ضریب اصطکاک داخلی، درصد تراکم و سرعت موج برشی فرض شده است. مشخصات سایر لایه‌ها و پارامترهای هندسی مورد نیاز شبیه‌سازی شمع در شکل (۶) نمایش داده شده است. همچنین مشخصات در نظر گرفته شده برای مصالح شمع (بتن) در جدول (۱) آورده شده است. جدول (۲) مشخصات کلی مدل‌های بررسی شده را نشان می‌دهد.



۵- سطوح تسلیم تو در تو در مدل رفتاری انتخابی [۳۳] شکل

جدول ۱- مشخصات بتن تک شمع

25.00	MPa	مقاومت فشاری استوانه‌ای
2.60	MPa	مقاومت کششی
31000.00	MPa	مدول یانگ
12917.00	MPa	مدول برشی



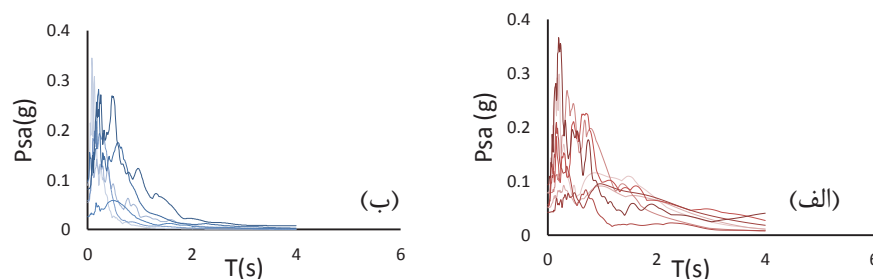
۶- مشخصات مصالح و هندسی لایه‌های خاک، شمع بتنی و توربین شکل

جدول ۲- مشخصات کلی مدل‌های بررسی شده

نام رکورد زلزله	تیپ ماسه							Z (m)	نام مدل
	C (kpa)	ϕ	V_s (m/s)	e	D_r (%)	ماسه	مدل		
FAR7 \pm FAR1 NER7 \pm NER1 براساس جدول ۳	۰/۱	۳۰	۱۴۱	۰/۷۶	۳۳	T1	H10-1 H05-1 H20-1 H15-1	5 10 15 20	H05 H10 H15 H20
	۰/۱	۳۵	۱۷۴	۰/۶۷	۵۷	T2	H10-2 H05-2 H20-2 H15-2		
	۰/۱	۴۰	۱۹۵	۰/۶	۷۴	T3	H10-3 H05-3 H20-3 H15-3		
	۰/۱	۴۵	۲۱۰	۰/۵۵	۸۷	T4	H10-4 H05-4 H20-4 H15-4		

۲-۴-۳- انتخاب رکورد زلزله

تعداد ۷ رکورد زلزله حوزه دور و ۷ رکورد زلزله نزدیک انتخاب شده است (جدول ۳).



۷- طیف پاسخ رکورد های زلزله انتخابی الف) حوزه دور ب) حوزه نزدیک شکل

جدول ۳- مشخصات زلزله های حوزه دور و نزدیک

	Record	Name	Year	Station	Pga(m/s ²)	t(s)
Far Field	FR1	Bishop (Rnd Val)	1984	McGee Creek - Surface	0.107g	7
	FR2	Whittier Narrows-02	1987	LA - Hollywood Stor FF	0.162g	39
	FR3	Lytle Creek	1970	Cedar Springs Pumphouse 126	0.203g	10
	FR4	Borah Peak	1983	CEM	0.346g	37
	FR5	Coyote Lake	1979	SJB Overpass Bent 3 g.l	0.539g	27
	FR6	Chalfant Valley	1986	Bishop - LADWP South St	0.569g	40
	FR7	Morgan Hill	1984	Corralitos	0.63g	28
Near Field	NR1	Northridge	1994	Sylmar - SCS	0.45g	20
	NR2	Manjil	1990	Abbar Station	0.51g	20
	NR3	Erizacan	1992	ERZ	0.51g	20
	NR4	Loma Prieta	1989	Los Gatos (LGP)	0.563g	20
	NR5	Bam	2003	BAM	0.79g	30
	NR6	Kobe	1995	KJM	0.821g	20
	NR7	Tabas	1978	TAB	0.852g	30

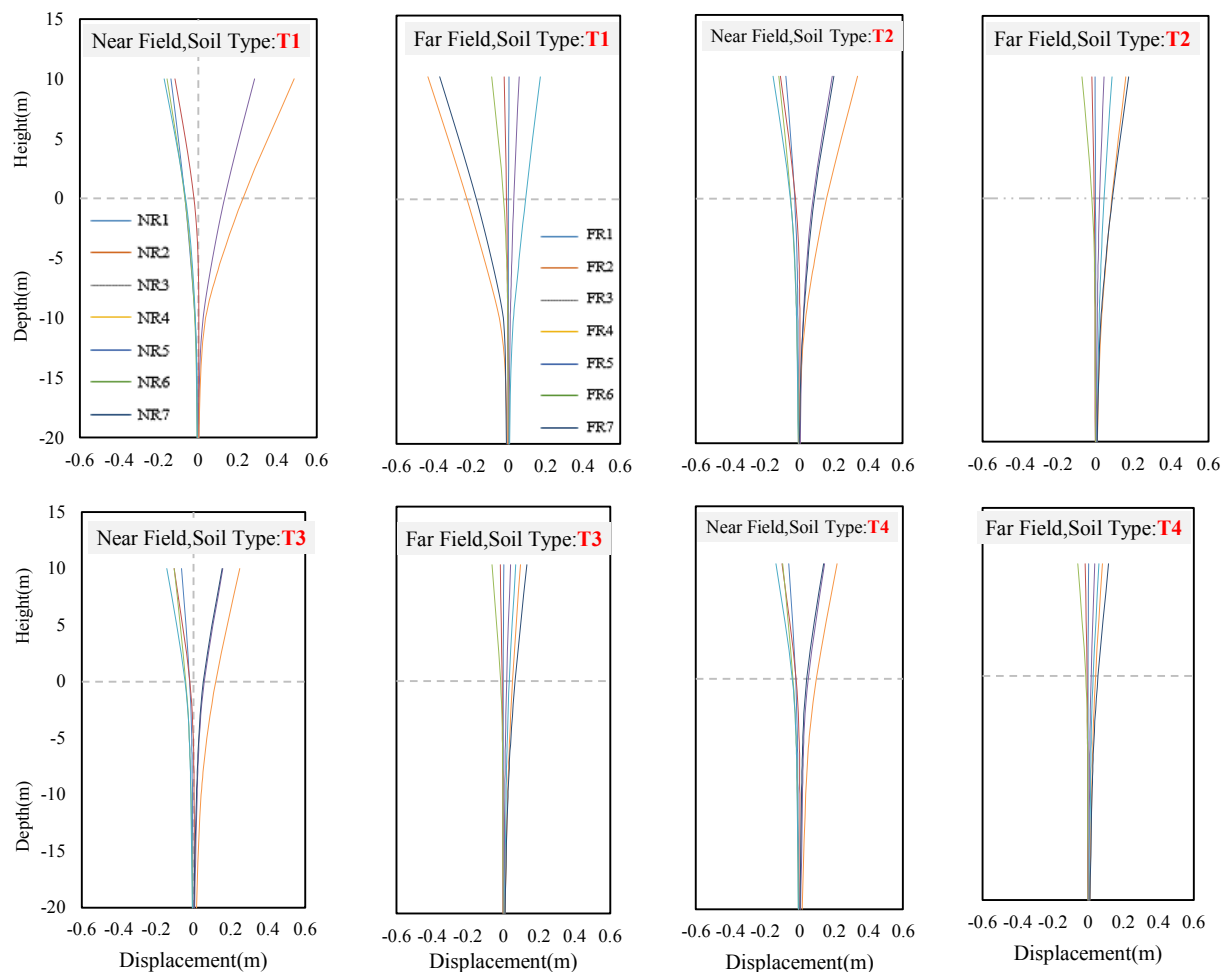
این رکوردها بر روی سنگ بستر بوده و رکوردهای با فاصله بیشتر از ۱۵ کیلومتر به عنوان حوزه دور و کمتر از آن به عنوان حوزه نزدیک در نظر گرفته شده است. طیف پاسخ این رکوردها در شکل (۷) نمایش داده شده است.

۳-۵- تحلیل نتایج

۳-۵-۱- بررسی تغییرات جابجایی شمع - ستون

در قسمت‌های قبلی بیان شد که برای ارزیابی لرزه‌ای تک شمع‌های بتن مسلح قرار گرفته در خاک‌های چند لایه (که لایه میانی آن‌ها روانگرا می‌باشد) پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات مصالح لایه روانگرا، ضخامت لایه روانگرا و زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. برای بحث تاثیر مشخصات مصالح چهار گروه مختلف برای خاک ماسه‌ای روانگرا (لایه میانی) که مشخصات آن در شکل (۶) مشخص شده است، در نظر گرفته شد. این چهار گروه از خاک که همگی ماسه بوده و در لایه میانی مدل قرار گرفته‌اند دارای ضرایب اصطکاک داخلی متغیر، سرعت موج برشی متغیر، درصد تراکم و تخلخل متفاوت هستند. در ادامه به بررسی تاثیر هر کدام از پارامترها بر روی پاسخ لرزه ای تک شمع‌های مدل شده پرداخته شده است. در شکل (۸) نمودارهای تغییر مکان شمع - ستون نشان داده شده است. در هر مدل، ۷ رکورد زلزله حوزه دور و ۷ رکورد حوزه نزدیک به مدل اعمال شده است. نتایج تا عمق ۲۰ متری از سطح خاک نمایش داده شده است. براساس نمودارها مشاهده می‌شود که بیشترین جابجایی مربوط به شمع قرار گرفته در خاک T1 می‌باشد که کمترین زاویه اصطکاک داخلی ($\phi = 30^\circ$) و کمترین درصد تراکم را دارد. جابجایی نوک شمع در این خاک حدود ۴۵ سانتی متر بدست آمد. نکته دیگری که در نتایج مشاهده شد اینست که زلزله‌های حوزه نزدیک جابجایی بیشتری نسبت به حوزه دور بر شمع اعمال می‌کنند. همچنین نتایج نشان داد که در همه خاک‌ها نمودارهای جابجایی شمع تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه و لوماپریتا (NR4 و NR6) به صورت قابل توجهی بیشتر از سایر زلزله‌هاست.

در خاک T2 جابجایی حداکثر در اثر اعمال زلزله حوزه نزدیک حدود ۰٫۳۸ متر و این مقدار در اثر اعمال زلزله حوزه دور کمتر از ۰٫۲ متر خواهد بود. در خاک T3 جابجایی حداکثر در اثر اعمال زلزله حوزه نزدیک حدود ۰٫۲۵ متر و این مقدار در اثر اعمال زلزله حوزه دور کمتر از ۰٫۲ متر خواهد بود و در حالت کلی میزان جابجایی در خاک T3 کمتر از خاک T1 و T2 است. در خاک T4 نیز جابجایی حداکثر در اثر اعمال زلزله حوزه نزدیک حدود ۰٫۲۲ متر و این مقدار در اثر اعمال زلزله حوزه دور کمتر از ۰٫۱۵ متر خواهد بود. همچنین نتایج به دست آمده نشان داد میزان جابجایی در خاک T4 کمتر از سایر خاک‌هاست.

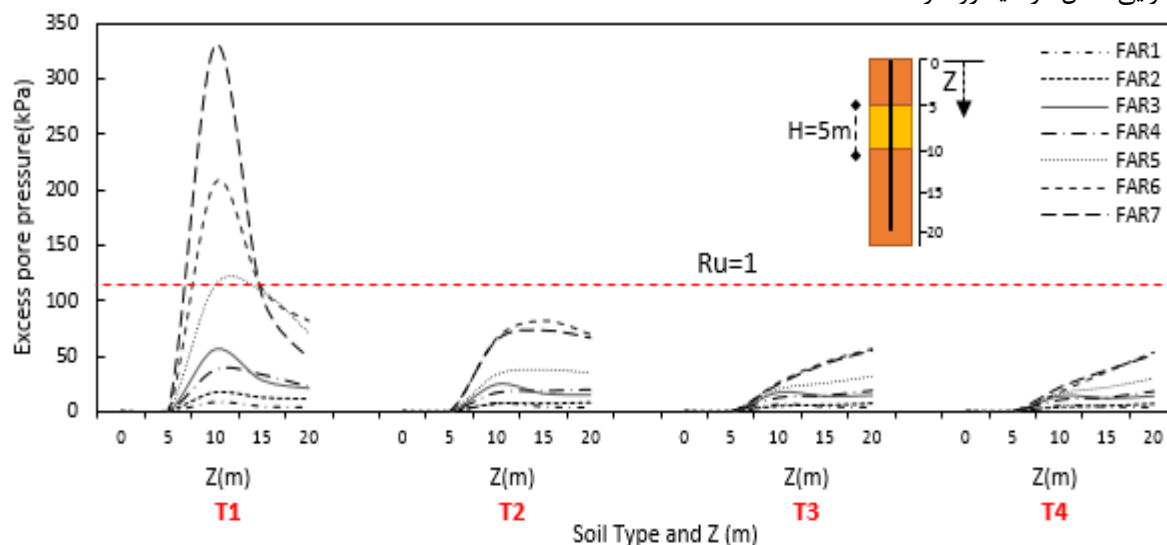


۸- حداکثر جابجایی شمع تحت رکوردهای زلزله حوزه دور و نزدیک در خاک‌های مختلف شکل

۲-۵-۳- بررسی تغییرات فشار آب منفذی

اعمال بارهای لرزه‌ای سبب ایجاد فشار آب منفذی اضافی در خاک‌های روانگرا خواهد شد و در صورتیکه شدت زمین لرزه و مدت زمان آن به حد کافی باشد این فشار منفذی اضافی با تنش موثر همه جانبه بین دانه‌های خاک ماسه‌ای برابر خواهد شد و این امر سبب از بین رفتن اندرکنش‌های بین دانه‌ها خواهد شد و عملاً روانگرایی اتفاق می‌افتد. ذکر این نکته ضروری است که گاهی به دلایل بیان شده در فوق ممکن است روانگرایی کامل اتفاق بیفتد و نسبت فشار آب منفذی اضافه بیشتر از ۱ باشد ($Ru > 1$) و همچنین امکان دارد روانگرایی به صورت کامل اتفاق نیفتد اما در این حالت نیز فشار آب منفذی اضافه ایجاد می‌شود و میزان تنش‌ها و جابجایی‌ها تغییر می‌کند. به دلیل اهمیتی که فشار آب منفذی اضافی در مطالعات روانگرایی دارد در ادامه تغییرات فشار آب منفذی برای همه مدل‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. در شکل (۹) مقادیر حداکثر فشار آب منفذی با اعمال ۷ رکورد زلزله حوزه دور در مجاورت شمع نشان داده شده است. در این حالت عمق لایه روانگرا ۵ متر در نظر گرفته شده است و همانطور که از شکل مشخص است قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع در لایه‌های غیر روانگرا قرار دارند. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۱۰، ۱۵، ۲۰ متر) نشان داده شده است. با توجه به نمودارها می‌توان گفت که در خاک T1 که کمترین ضریب اصطکاک داخلی و تراکم را دارد مقادیر فشار آب منفذی اضافی از سایر خاک‌ها به طور قابل توجهی بیشتر است و مقدار آن به ۳۲۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۵ تا ۱۰ متر از سطح زمین خواهد رسید. این درحالیست که برای سایر خاک‌ها که

ضریب اصطکاک و درصد تراکم بیشتری دارند برای هیچ کدام از رکوردها روانگرایی به طور کامل اتفاق نیفتاده است و همه مقادیر فشار آب منفذی اضافی کمتر از مقدار لازم برای روانگرایی ($Ru = 1$) بدست آمد. همچنین می‌توان گفت که شدت زلزله هم بسیار تاثیر گذار بوده و زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله‌های (FAR6، FAR5 و FAR7) که دارای $PGA > 0.5$ هستند نسبت به سایر زلزله فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده‌اند.

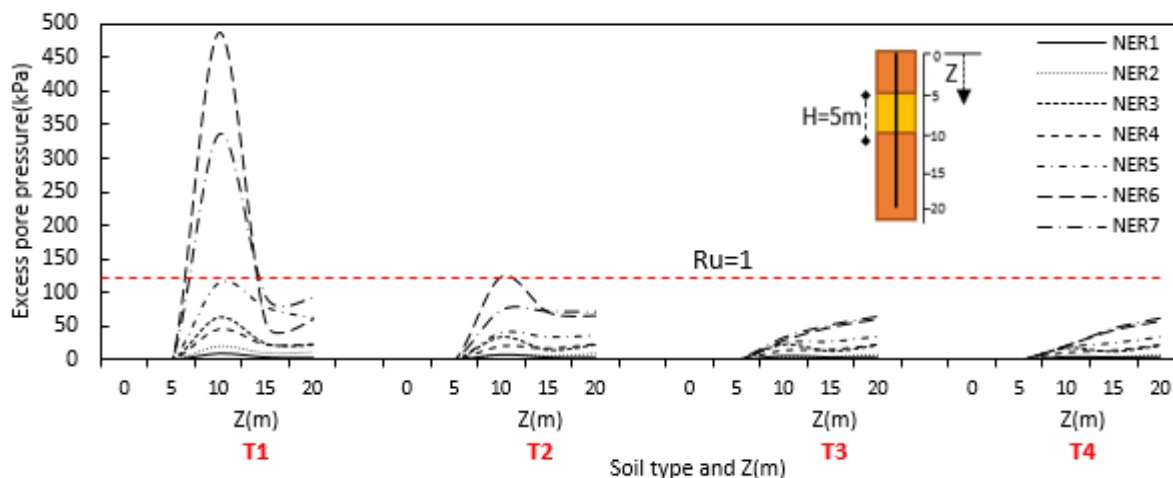


شکل ۹- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=5m$ تحت زلزله‌های حوزه دور

در شکل (۱۰) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزله‌های حوزه نزدیک در مجاورت شمع نشان داده شده است. در این حالت نیز عمق لایه روانگرا ۵ متر بوده و قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع در لایه‌های غیر روانگرا قرار گرفته‌اند. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت هم نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در خاک T1 که کمترین ضریب اصطکاک داخلی و تراکم را دارد مقادیر فشار آب منفذی اضافی از سایر خاک‌ها به طور قابل توجهی بیشتر است و مقدار آن به ۴۷۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۵ تا ۱۰ متر از سطح زمین خواهد رسید. ملاحظه می‌شود که در حالت حوزه نزدیک فشار آب منفذی ایجاد شده بیشتر از حوزه دور است. در سایر خاک‌ها که ضریب اصطکاک و درصد تراکم بیشتری دارند ملاحظه شد برای خاک T2 و با برای زلزله FAR7 نیز خاک به طور کامل روانگرا شده است. اما در خاک‌های T2 و T3 همچنان روانگرایی به طور کامل اتفاق نیفتاده است و مقادیر فشار آب منفذی اضافی کمتر از مقدار لازم برای روانگرایی ($Ru = 1$) بدست آمد. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیر گذار بوده و رکورد زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله‌های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند، نسبت به سایر رکوردها فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده‌اند.

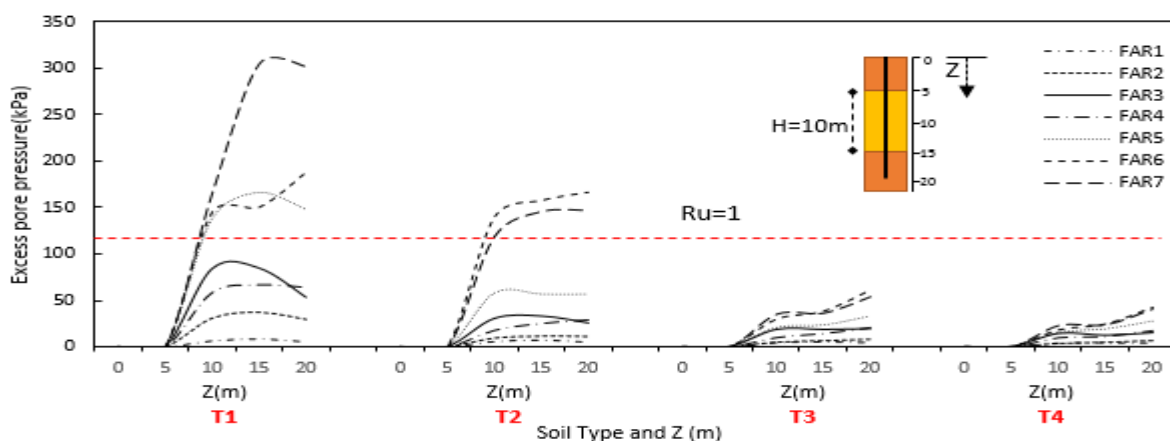
در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در مجاورت شمع در مدلی که ضخامت لایه روانگرا ۱۰ متر فرض شد، نشان داده شده است. در این حالت نیز قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع در لایه‌های غیر روانگرا قرار گرفته‌اند اما تفاوت آن نسبت به مدل قبلی این است که طول بیشتری از شمع در خاک روانگرا قرار دارد. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت هم نشان داده شده است. با افزایش عمق لایه روانگرا خاک T2

هم همانند خاک T1 در چند زلزله روانگرایی کامل را تجربه کرد. اما نکته قابل توجه این است که مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در این حالت کمتر از مدل با ضخامت لایه روانگرایی ۵ متری است.

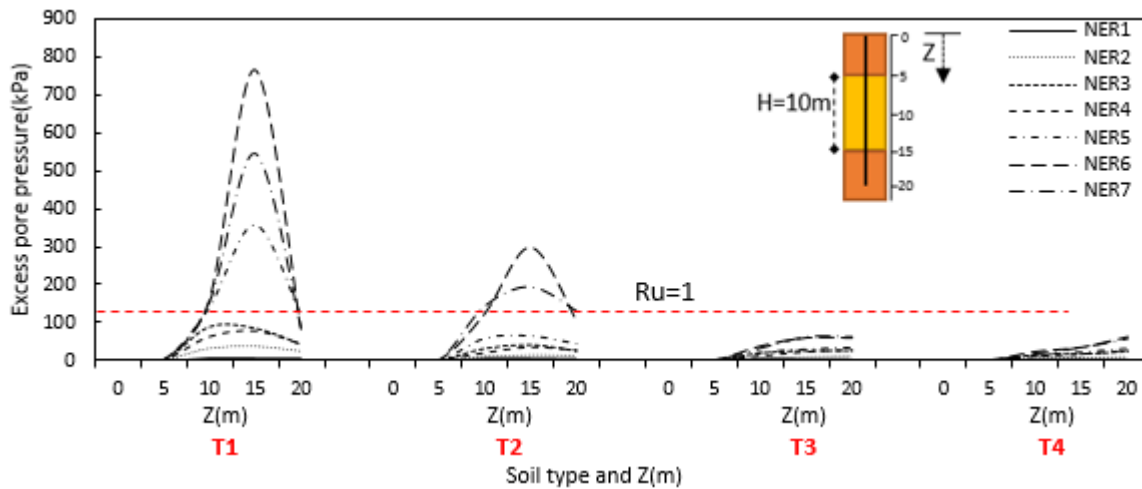


شکل ۱۰- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=5m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

مقدار حداکثر فشار آب منفذی در خاک T1 برابر با ۳۱۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین رسید. در خاک T2 نیز مقدار حداکثر فشار آب منفذی برابر با ۱۷۵ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین رسید. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیر گذار بوده و زلزله های با شدت بالاتر یعنی زلزله های (NER5، NER6، و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند، نسبت به سایر زلزله فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده اند. نکته بسیار مهمی که از نمودارها مشخص است در خاک T1 و T2 تحت زلزله حوزه دور و نزدیک محل وقوع بیشترین فشار آب منفذی و وقوع روانگرایی جابجا شده است. یعنی برای یک ضخامت یکسان برای لایه روانگرا (۱۰ متر)، مقدار حداکثر فشار آب منفذی اضافی در حالت دور در یک سوم انتهایی خاک اطراف شمع اتفاق می افتد. این در حالی است که در حالت اعمال رکورد زلزله های حوزه نزدیک در یک سوم میانی شمع اتفاق می افتد. در واقع در حالت اعمال زلزله حوزه دور نمودار حداکثر فشار آب منفذی سیری تقریبی صعودی را در طول شمع تجربه خواهد کرد.

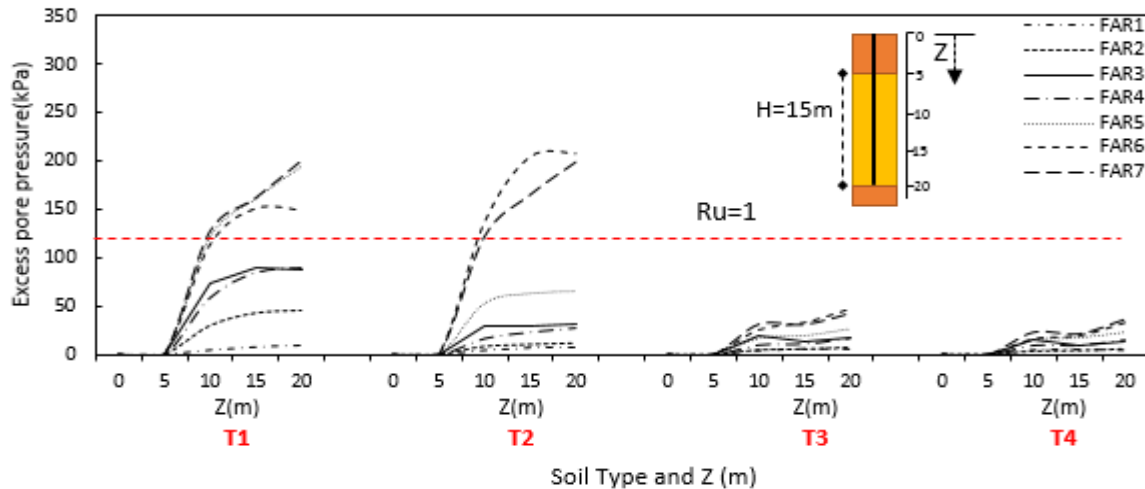


شکل ۱۱- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=10m$ تحت زلزله های حوزه دور

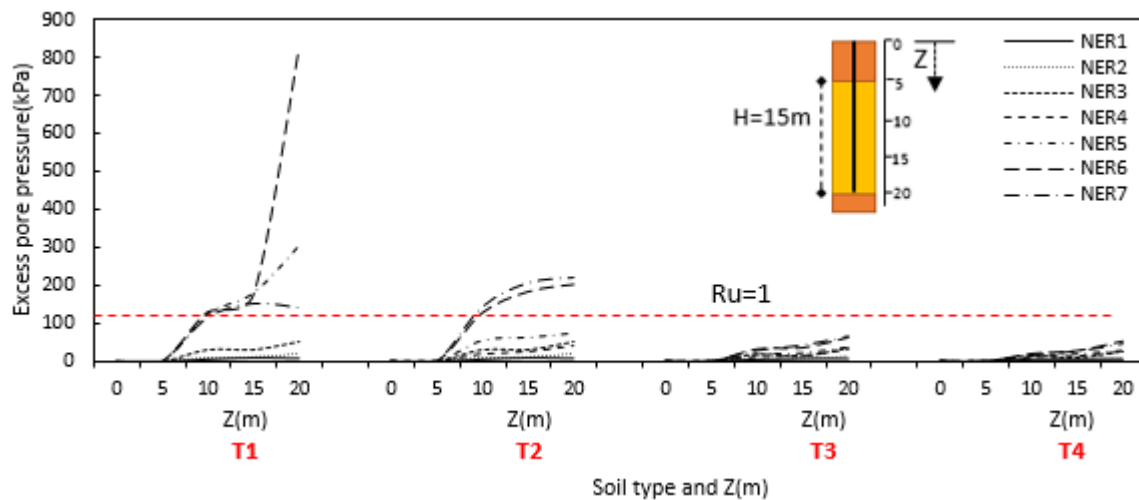


شکل ۱۲- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=10m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

در شکل‌های (۱۳ و ۱۴) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در مجاورت شمع در مدلی که ضخامت لایه روانگرا ۱۵ متر فرض شد، نشان داده شده است. در این حالت قسمت فوقانی شمع در خاک غیر روانگرا و قسمت تحتانی شمع در مرز لایه‌های غیر روانگرا و روانگرا قرار گرفته است. در این حالت هم طول بیشتری از شمع در خاک روانگرا قرار دارد. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت نشان داده شده است. با افزایش عمق لایه روانگرا خاک T2 هم همانند خاک T1 در چند زلزله روانگرایی کامل را تجربه کرده است. اما نکته قابل توجه این است که در این حالت کم کم زلزله‌های با شدت کمتر (مخصوصاً در حالت حوزه دور) نیز سبب تغییرات نسبتاً قابل توجه در مقادیر فشار آب منفذی اطراف شمع شده‌اند و به خط مرزی $RU = 1$ نزدیک‌تر می‌شوند. در این حالت مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در یک سوم انتهایی شمع قرار گرفته‌اند. اما نکته قابل توجه این است که مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در این حالت کمتر از مدل با ضخامت لایه روانگرای ۵ و ۱۰ متر است. مقدار حداکثر فشار آب منفذی در خاک T1 برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین رسید. در خاک T2 نیز مقدار حداکثر فشار آب منفذی برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال در عمقی بین ۱۵ تا ۲۰ متر از سطح زمین رسید. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیر گذار بوده و زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله‌های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند، نسبت به سایر زلزله‌ها فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده‌اند.

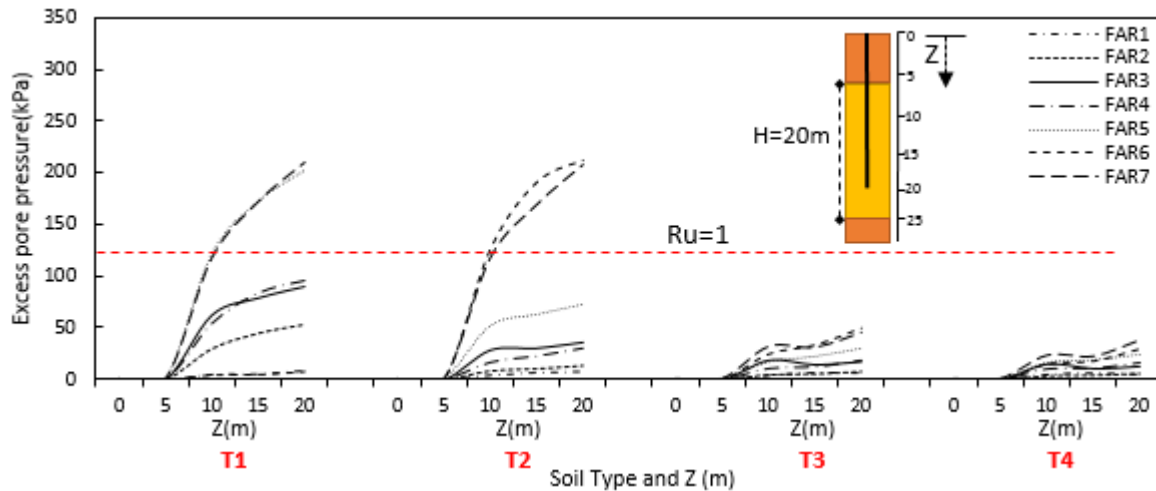


شکل ۱۳- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=15m$ تحت زلزله های حوزه دور

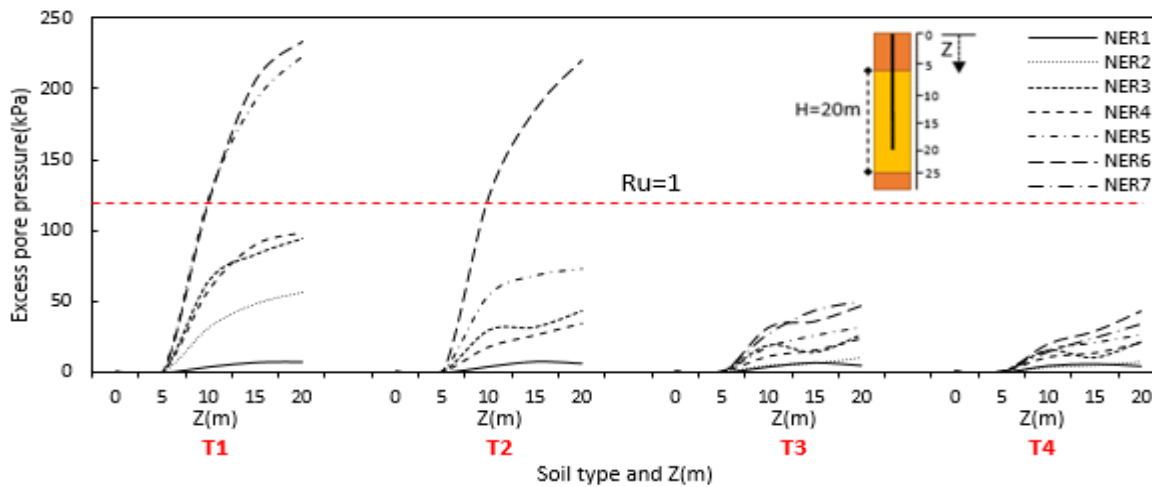


شکل ۱۴- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=15m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

در شکل‌های (۱۵ و ۱۶) حداکثر فشار آب منفذی برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در مجاورت شمع در مدلی که ضخامت لایه روانگرا ۲۰ متر فرض شد نشان داده شده است. در این حالت قسمت فوقانی شمع در خاک غیر روانگرا و قسمت تحتانی شمع در خاک غیر روانگرا قرار گرفته است. در این حالت هم طول بیشتری از شمع در خاک روانگرا قرار دارد. مقادیر حداکثر فشار آب منفذی برای ۴ گروه خاک (T1 تا T4) و همچنین در عمق‌های مختلفی از خاک (۰، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متر) برای این حالت نشان داده شده است. نتایج نشان داد با افزایش عمق لایه روانگرا خاک T2 هم همانند خاک T1 در چند زلزله روانگرایی کامل را تجربه کرده است. در این حالت مقادیر حداکثر فشار آب منفذی در یک سوم انتهایی شمع قرار گرفته اند. مقدار حداکثر فشار آب منفذی در خاک T1 برابر با ۲۱۰ کیلوپاسکال در عمق ۲۰ متر از سطح زمین رسید. در خاک T2 نیز مقدار حداکثر فشار آب منفذی برابر با ۲۰۹ کیلوپاسکال در عمق ۲۰ متر از سطح زمین رسید. مانند حالت قبل نتایج نشان داد که شدت زلزله بسیار تاثیرگذار بوده و زلزله‌های با شدت بالاتر یعنی زلزله های (NER5، NER6 و NER7) که دارای PGA بیشتری هستند نسبت به سایر زلزله فشار منفذی اضافی بیشتری را ایجاد کرده‌اند و سبب روانگرایی کامل در لایه روانگرا شده اند.



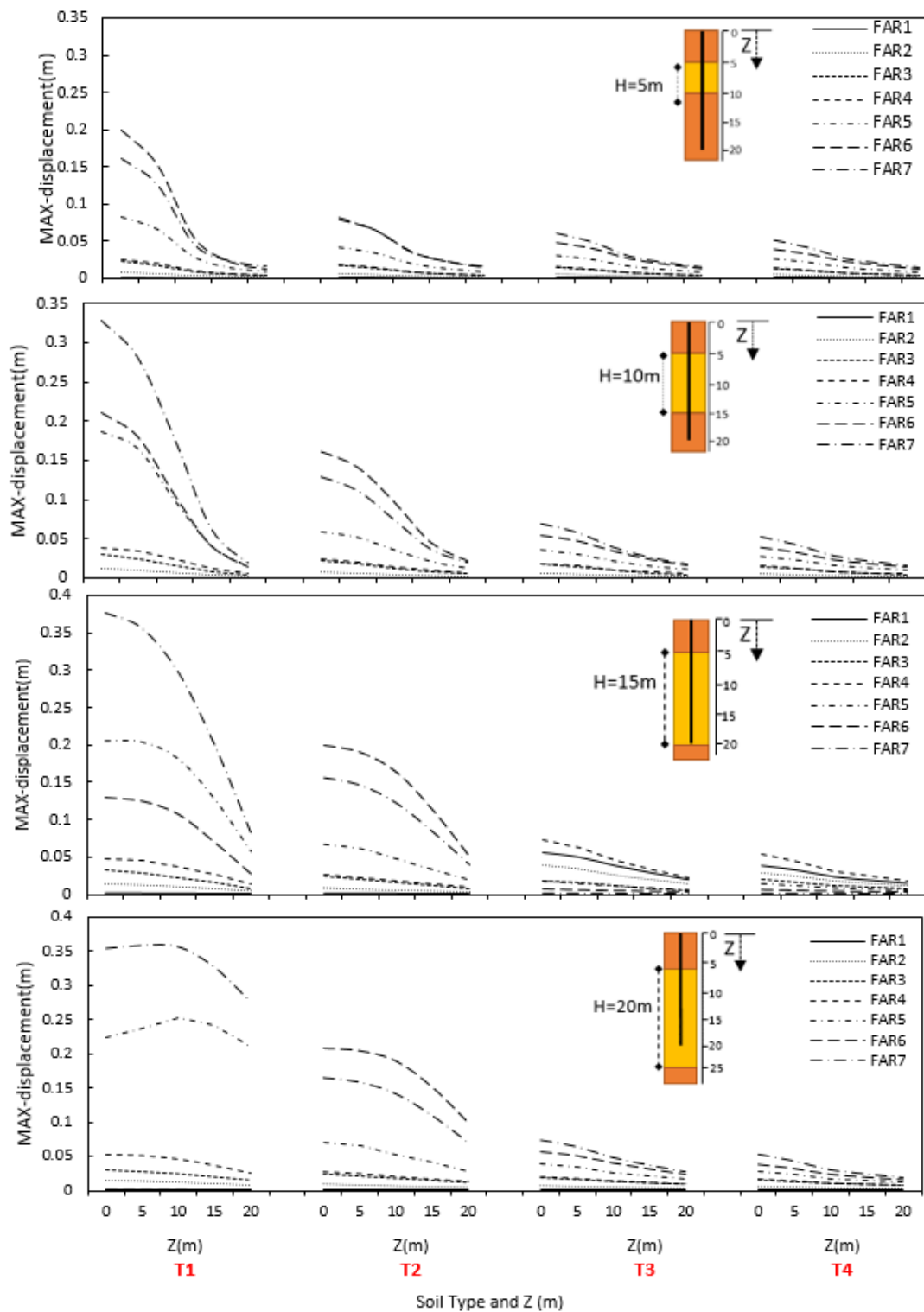
شکل ۱۵- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=20m$ تحت زلزله های حوزه دور



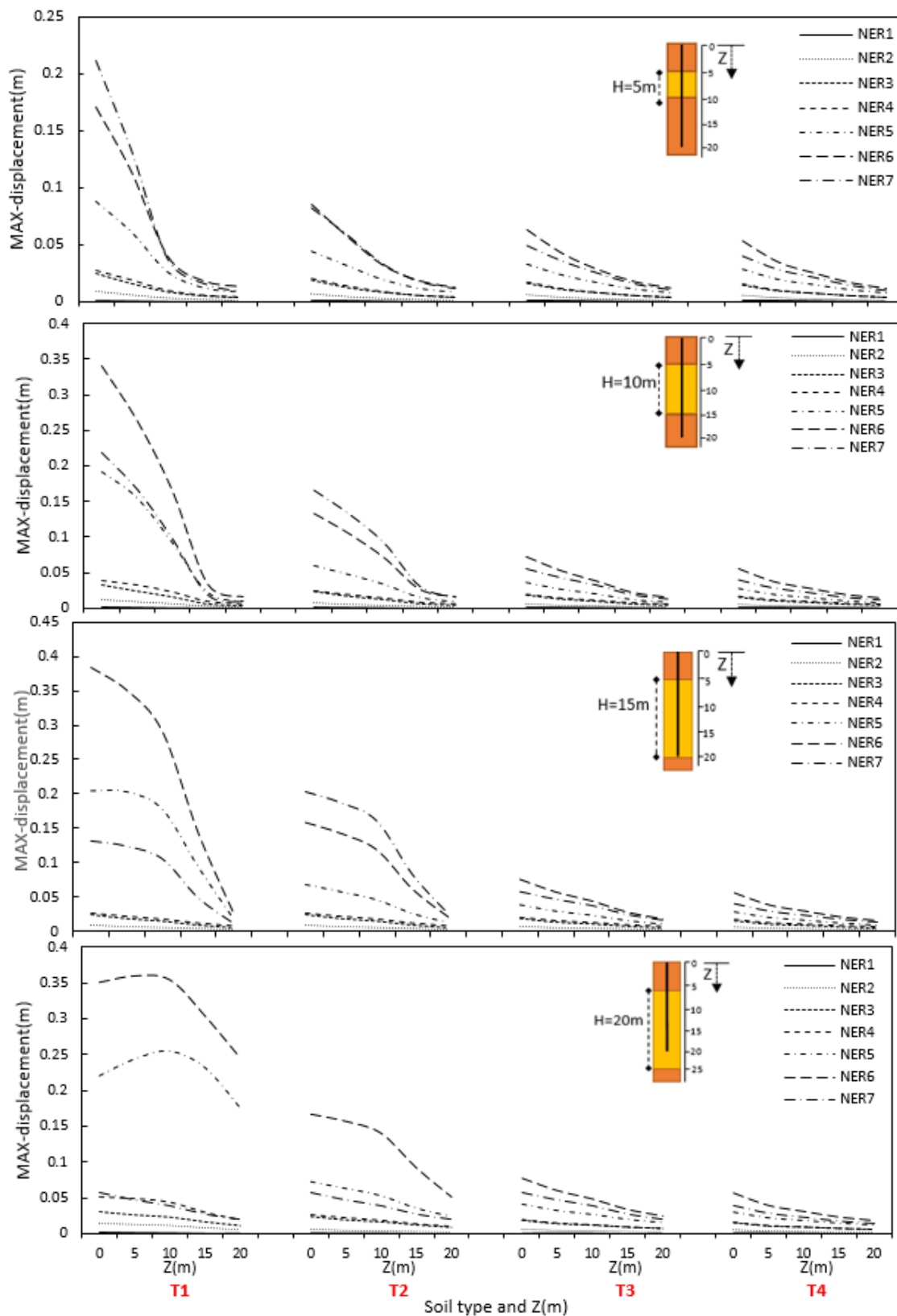
شکل ۱۶- مقادیر حداکثر فشار آب منفذی اضافی در اطراف شمع برای مدل با $H=20m$ تحت زلزله های حوزه نزدیک

۳-۵-۳- بررسی جابجایی حداکثر شمع

پس از بررسی مقادیر فشار آب منفذی در اعمال مختلف و برای مدل های مختلف خاک حال به بررسی جابجایی های حداکثر ایجاد شده در تک شمع های بتن مسلح خواهیم پرداخت. در واقع با بررسی پاسخ های شمع می توان تاثیر نوع زلزله، نوع خاک، عمق خاک روانگرایی و همچنین تاثیر وقوع یا عدم وقوع روانگرایی را بررسی نمود. برای تمامی مدل های شرح داده شده در فوق مقادیر حداکثر جابجایی تک شمع بتن مسلح در عمق های مختلف و به ازای تیپ های مختلف خاک روانگرا (T1 تا T4) برای ضخامت های مختلف لایه روانگرا ($H=5m$ تا $H=20m$) و زلزله های مختلف تحلیل ها انجام شد. در شکل (۱۷ و ۱۸) مقادیر حداکثر جابجایی شمع تحت اعمال زلزله های حوزه دور و نزدیک نشان داده شده است. در شکل (۱۶) که نتایج مربوط به اعمال زلزله حوزه دور است ملاحظه می شود که شمع برای همه ضخامت های لایه روانگرا ($H=5$ تا $H=20$)، خاک T1 بیشترین جابجایی را تجربه می کند و می توان گفت با افزایش درصد تراکم و ضریب اصطکاک داخلی مقادیر جابجایی برای سایر مدل ها کاهش می یابد.



۱۷- مقادیر حداکثر جابجایی شمع برای همه مدل‌ها تحت زلزله‌های حوزه دور شکل

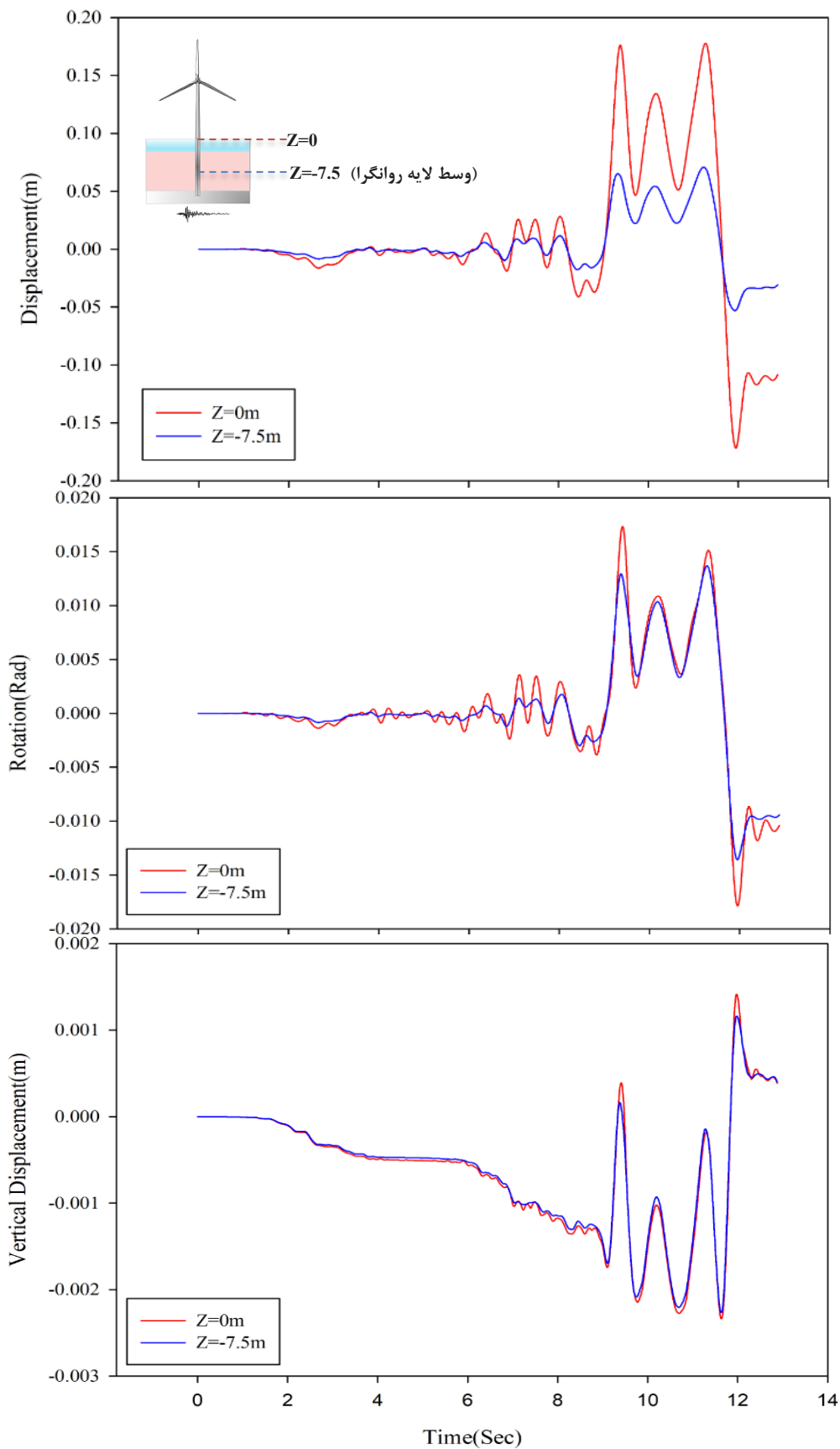


شکل ۱۸- مقادیر حداکثر جابجایی شمع برای همه مدل‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

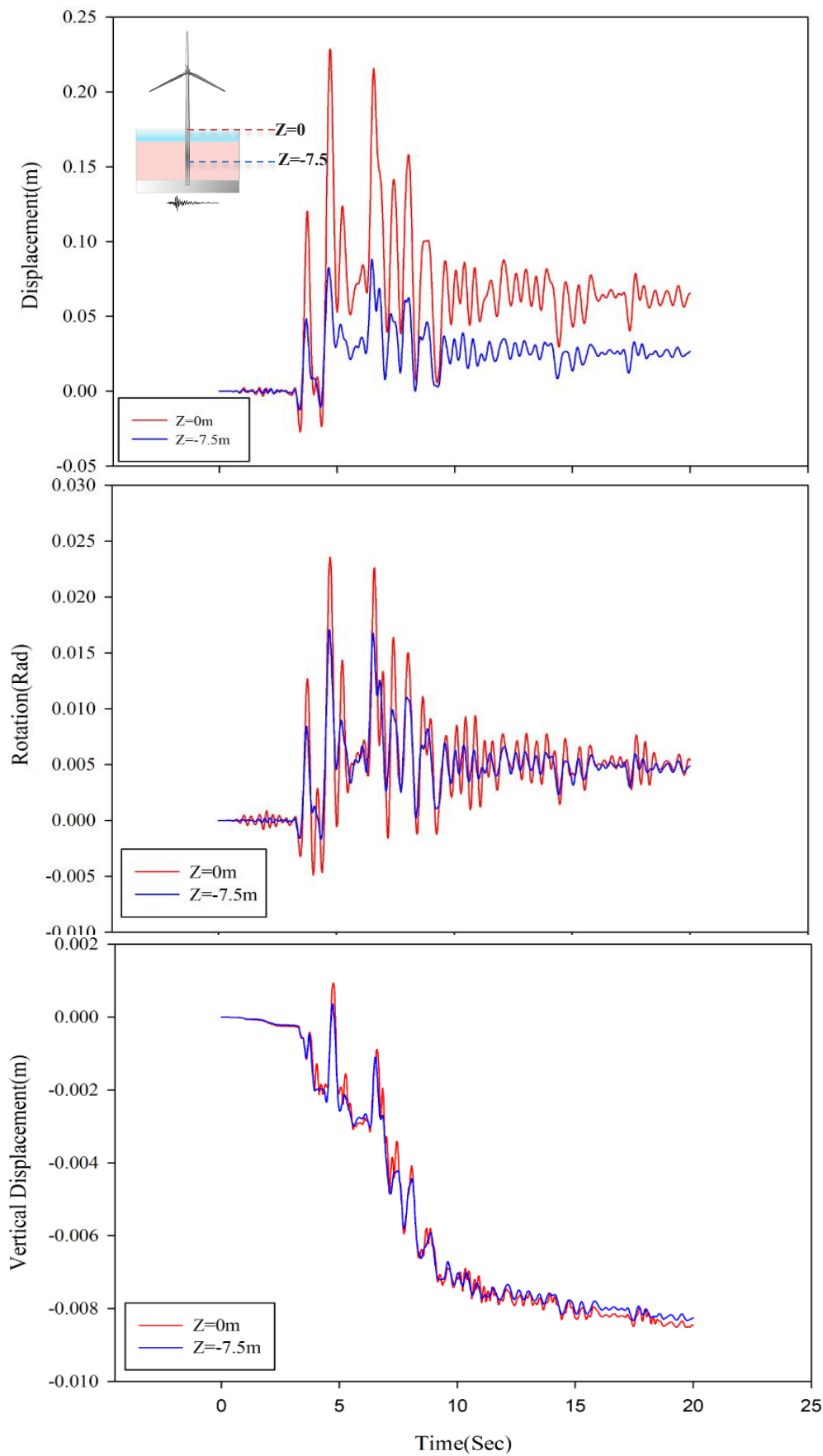
بعلاوه با بررسی مدل‌های چهارگانه نمایش داده شده در شکل (۱۷ و ۱۸) می‌توان دریافت که با افزایش ضخامت لایه روانگرا مقادیر جابجایی در نوک شمع و حتی در انتهای شمع دچار افزایش می‌شود. به صورتی که در مدل با ضخامت ضخامت لایه روانگرا برابر ۵ متر حداکثر جابجایی در نوک شمع برای ۰,۲ متر است و این مقدار برای مدل با ضخامت لایه روانگرا ۲۰ متر به ۰,۳۵ متر می‌رسد. این اختلاف با مقدار کمتری در انتهای شمع نیز ملاحظه می‌شود و با افزایش عمق لایه روانگرا به تدریج انتهای شمع به صورت آزادتری عمل می‌کند و تقریباً در حدود ۰,۲ تا ۰,۳ متر جابجا می‌شود. ذکر این نکته هم ضروری است که با افزایش شدت زلزله مقادیر جابجایی افزایش پیدا می‌کنند.

۴-۵-۳- بررسی تغییرات دوران، جابجایی قائم و افقی شمع بتنی

در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) به ترتیب پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل تک شمع بتن مسلح تحت رکورد زلزله حوزه دور مورگان هیل (FR7) و تحت رکورد زلزله حوزه نزدیک کوبه (NR6) نشان داده شده است. پارامترهایی نظیر دوران، جابجایی افقی و قائم در شمع بتنی در ناحیه وسط لایه روانگرا ($Z=7.5m$) و در در سطح خاک ($Z=0$) تحت این زلزله‌ها در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که جابجایی افقی تک شمع در سطح زمین مقدار بیشتری را برای هر دو زلزله نشان می‌دهد. اما دو پارامتر دیگر یعنی جابجایی قائم و دوران در هر دو عمق تقریباً یکسان هستند. هر چند که مقدار دوران در سطح زمین اندکی بیشتر از دوران در وسط لایه روانگراست. اما با مقایسه نمودارهای مذکور برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک ملاحظه می‌شود که بعد از ثانیه ۹ از زلزله حوزه دور و بعد از ثانیه ۵ در زلزله حوزه نزدیک میزان پاسخ‌ها به صورت ناگهانی دچار افزایش شده است. ملاحظه می‌شود که میزان جابجایی هم در سطح خاک و هم در وسط لایه روانگرا تحت زلزله حوزه نزدیک بیشتر از حوزه دور بدست آمده است. در سطح زمین و تحت زلزله حوزه دور جابجایی افقی حداکثر تقریباً ۱۵ سانتی‌متر در حالیکه این مقدار برای زلزله حوزه نزدیک چیزی حدود ۲۲ سانتی‌متر بدست آمد. برای نقطه میانی لایه روانگرا هم به ترتیب ۵ و ۸,۵ سانتی‌متر تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مذکور بدست آمد. میزان دوران و جابجایی قائم مدل تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه در ترازهای ارتفاعی مذکور نیز بیشتر از حوزه دور بود.



شکل ۱۹- جابجایی افقی، جابجایی قائم و دوران در شمع بتن مسلح تحت زلزله FR7 در خاک TI



شکل ۲۰- جابجایی افقی، جابجایی قائم و دوران در شمع بتن مسلح تحت زلزله NR7 در خاک T1

۴- جمع بندی و نتیجه گیری

هدف اصلی این تحقیق بررسی عملکرد توربین بادی تک شمع بتن مسلح تحت اثر زمین لرزه در خاک‌های مستعد روانگرایی بود که با استفاده از مدل اجزا محدود در نرم افزار OpenSees صورت گرفت. تمامی تحلیل‌ها برای دو گروه رکورد زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفت. اثر پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات مصالح لایه روانگرا، ضخامت لایه روانگرا و زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مورد بررسی شد. چهار گروه مختلف برای خاک ماسه‌ای روانگرا (لایه میانی) در نظر گرفته شد که دارای ضرایب اصطکاک داخلی متغیر، سرعت موج برشی متغیر، درصد تراکم و تخلل متفاوت بودند. نتایج نشان داد، بیشترین جابجایی مربوط به تک شمع بتن مسلح قرار گرفته در خاک T1 می‌باشد که کمترین زاویه اصطکاک داخلی ($\phi=30^\circ$) و کمترین درصد تراکم را دارد. جابجایی نوک شمع در این خاک حدود ۴۵ سانتی متر بدست آمد. نکته دیگری که در نتایج مشاهده شد این است که زلزله‌های حوزه نزدیک جابجایی بیشتری نسبت به حوزه دور بر شمع اعمال می‌کنند. شدت زلزله عامل بسیار تاثیرگذاری در ارزیابی پاسخ لرزه ای شمع های قرار گرفته در خاک روانگرا هستند به طوری که در این مطالعه تنها زلزله‌های دارای $PGA > 0.5$ بودند که روانگرایی کامل را در خاک ایجاد کردند. همچنین زلزله‌های حوزه نزدیک مقادیر فشار آب منفذی بیشتری را اضافه نمودند. با افزایش ضخامت لایه روانگرا فشار آب منفذی اضافی اطراف شمع کاهش می‌یابد اما جابجایی شمع با افزایش ضخامت لایه روانگرا دچار افزایش خواهد شد.

مراجع

- [1] Sewell, D. (2012). *Wave loads on multi-member offshore wind turbine sub-structures (Doctoral dissertation, University of Delaware)*.
- [2] *Guideline for Assessment of Soil Liquefaction Potential, Consequences and Mitigation Methods*. No. 525. (2012) Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs. (In persian)
- [3] Lombardi D, Bhattacharya S, Hyodo M, Kaneko T. (2014). Undrained behaviour of two silica sands and practical implications for modelling SSI in liquefiable soils. *Soil Dyn Earthq Eng*; 66:293–304. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.010>.
- [4] Lombardi D, Dash SR, Bhattacharya S, Ibrahim E, Wood DM, Taylor CA. (2017). Construction of simplified design $p - y$ curves for liquefied soils; 1:216–27.
- [5] Rouholamin, M., Bhattacharya, S., & Orense, R. P. (2017). Effect of initial relative density on the post-liquefaction behaviour of sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 25-36.
- [6] Dash, S., Rouholamin, M., Lombardi, D., & Bhattacharya, S. (2017). A practical method for construction of py curves for liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 478-481.
- [7] Zhang X ling, Li X yu, Xu C shun. (2020). Study on the corrected hyperbolic model of liquefaction evaluation for fine-grained sand. *Soil Dyn Earthq Eng*; 139. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.106424>.
- [8] Özener PT, Greenfield MW, Sideras SS, Kramer SL. (2019). Identification of time of liquefaction triggering. *Soil Dyn Earthq Eng* 2020;128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn..105895>.
- [9] Byrne PM, Puebla H, Chan DH, Soroush A, Morgenstern NR, Cathro DC, (2000). CANLEX full-scale experiment and modelling; 562:543–62.
- [10] Chang, B. J., & Hutchinson, T. C. (2013). Experimental evaluation of $p-y$ curves considering development of liquefaction. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 139(4), 577-586.
- [11] Lin Z, Pokrajac D, Guo Y, Liao C, Tang T. (2020). Near-trapping effect of wave-cylinders interaction on pore water pressure and liquefaction around a cylinder array. *Ocean Eng*; 218:108047. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.108047>.
- [12] Asaadi, A., Sharifipour, M., & Ghorbani, K. (2017). Numerical simulation of piles subjected to lateral spreading and comparison with shaking table results. *Civil engineering infrastructures journal*, 50(2), 277-292.
- [13] Bhattacharya S, Adhikari S. (2011). Experimental validation of soil – structure interaction of offshore wind turbines. *Soil Dyn Earthq Eng*; 31:805–16. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.01.004>.
- [14] Lombardi D, Bhattacharya S, Muir D. (2013). Dynamic soil – structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil. *Soil Dyn Earthq Eng*; 49:165–80. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.01.015>.

- [15] Bagheri P, Kim JM. (2019). Evaluation of cyclic and monotonic loading behavior of bucket foundations used for offshore wind turbines. *Appl Ocean Res*;91:101865. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.101865>.
- [16] Kaynia, A. M. (2020). Effect of kinematic interaction on seismic response of offshore wind turbines on monopiles. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- [17] Iwicki, P., & Przewłócki, J. (2020). Short review and 3-D FEM analysis of basic types of foundation for offshore wind turbines. *Polish Maritime Research*, 27(3), 31-39.
- [18] Hamada, M., & O'Rourke, T. D. (1992). 'Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes. Volume 1, Japanese Case Studies. Technical Rep. NCEER-92, 1, 1-28.
- [19] Berrill, J. B., Christensen, S. A., Keenan, R. P., Okada, W., & Pettinga, J. R. (2001). Case study of lateral spreading forces on a piled foundation. *Geotechnique*, 51(6), 501-517.
- [20] Lombardi, D., & Bhattacharya, S. (2016). Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(6), 1019-1038.
- [21] Hui, S., Tang, L., Zhang, X., Wang, Y., Ling, X., & Xu, B. (2018). An investigation of the influence of near-fault ground motion parameters on the pile's response in liquefiable soil. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(4), 729-745.
- [22] Wang, X., Zeng, X., Li, X., & Li, J. (2020). Liquefaction characteristics of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation via centrifuge modelling. *Renewable Energy*, 145, 2358-2372.
- [23] Wang, X., Zeng, X., Yang, X., & Li, J. (2019). Seismic response of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation based on centrifuge modelling. *Applied Energy*, 235, 1335-1350.
- [24] Kazemi P, Kaynia AM. (2020). Earthquake response of monopiles and caissons for Offshore Wind Turbines founded in liquefiable soil. *Soil Dyn Earthq Eng*;136:106213. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106213>.
- [25] Patra SK, Haldar S. (2020). Fore-aft and the side-to-side response of monopile supported offshore wind turbine in liquefiable soil. *Mar Georesources Geotechnol*;0:1-22. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2020.1843570>.
- [26] Zhang Q, Zhai H, Wang P, Wang S, Duan L, Chen L. (2020). Experimental study on irregular wave-induced pore-water pressures in a porous seabed around a mono-pile. *Appl Ocean Res*;95:102041. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.102041>.
- [27] Van der Male P, Vergassola M, van Dalen KN. (2020). Decoupled modelling approaches for environmental interactions with monopile-based offshore wind support structures. *Energies*;13. <https://doi.org/10.3390/en13195195>.
- [28] Ghorbani A, Jahanpour R, Hasanzadehshooili H, Ghorbani A. (2019). Evaluation of liquefaction potential of marine sandy soil with piles considering nonlinear seismic soil – pile interaction ; A simple predictive model nonlinear seismic soil – pile interaction ; A simple predictive model. *Mar Georesources Geotechnol*;0:1-22. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1550543>.
- [29] Ko, Y. Y., & Li, Y. T. (2020). Response of a scale-model pile group for a jacket foundation of an offshore wind turbine in liquefiable ground during shaking table tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(15), 1682-1701.
- [30] Biot MA. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *J Appl Phys*;33:1482-98. <https://doi.org/10.1063/1.1728759>.
- [31] Chan, A. H. C. (1988). A unified finite element solution to static and dynamic problems of geomechanics (Doctoral dissertation, Swansea University).
- [32] Prevost JH. (1985). A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. *Int J Soil Dyn Earthq Eng*;4:9-17.
- [33] Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., & Ragheb, A. (2003). Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils. *International Journal of Plasticity*, 19(6), 883-905.
- [34] Elgamal, A., Yang, Z., & Parra, E. (2002). Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(4), 259-271.
- [35] Gholami, R. Aghakouchak, A. (2015), Seismic performance evaluation of jacket type offshore platforms using nonlinear dynamic analysis and considering of the effects of liquefaction in sandy soil layers. Tarbiat Modares University. (In persian)