

مقایسه روش‌های آزمون مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) و سرعت موج برشی (Vs) در تعیین میزان خطر روان‌گرایی در امتداد خط ۲ متروی تبریز

دلارا اشنویه، روزبه دبیری*؛

دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، گروه مهندسی عمران

تاریخ: دریافت ۹۵/۱۰/۲۹ پذیرش ۹۶/۰۲/۲۶

چکیده

پس از وقوع روان‌گرایی، نشست‌هایی در سطح زمین و درون لایه‌های خاکی ایجاد می‌شود که سبب آسیب رساندن به سازه‌های مستقر بر روی آن‌ها یا سازه‌های مدفون و شریان‌های حیاتی می‌شود. در دو دهه اخیر روش‌های نیمه‌تجربی مختلفی برای تعیین میزان کرنش حجمی (نشست) و کرنش برشی حداکثر بر اساس داده‌های صحرایی و آزمایشگاهی ارائه شده است. هدف اصلی در تحقیق حاضر، مقایسه نتایج ارزیابی پتانسیل وقوع روان‌گرایی از دیدگاه شدت خطر وقوع و میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی برمبنای استفاده از نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) و سرعت موج برشی (Vs) در امتداد مسیر خط ۲ متروی شهر تبریز است. در این تحقیق، ابتدا تعداد ۵۴ حلقه گمانه در امتداد خط ۲ متروی ذکر شده جمع‌آوری و بررسی شده است. سپس، پتانسیل روان‌گرایی در محدوده بررسی شده براساس روش‌های پیشنهاد شده انجام شده و شاخص خطر روان‌گرایی (LPI) در آن‌ها برآورد شده است. سپس میزان نشست احتمالی در لایه‌های خاکی ناشی از وقوع روان‌گرایی براساس نتایج حاصل از دو روش پیشنهادی انجام گرفته است. نتایج به‌دست آمده از تحقیق نشان می‌دهد که دو روش تطابق مناسبی نداشته و خطر وقوع روان‌گرایی حاصل از روش SPT در مقایسه با روش Vs دارای میزان کم‌تری است. همچنین پیش‌بینی میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی برمبنای روش سرعت موج برشی در مقایسه با روش آزمون مقاومت نفوذ استاندارد مقدار بیش‌تری دارد.

واژه‌های کلیدی: روان‌گرایی، نشست، خط ۲ متروی تبریز، آزمون مقاومت نفوذ استاندارد (SPT)، سرعت موج برشی (Vs).

*نویسنده مسئول rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir

مقدمه

ماسه‌های سست هنگامی که در معرض تکان‌های لرزه‌ای قرار می‌گیرند، تمایل به تراکم و نشست دارند. تراکم لایه‌های زیرین خاک به صورت نشست در سطح زمین آشکار می‌شود که می‌تواند سبب خرابی سازه‌های قرار گرفته بر سطح زمین شود. در ماسه‌های خشک، نشست در طی تکان‌های لرزه‌ای تحت شرایط تنش مؤثر ثابت و خیلی سریع رخ می‌دهد؛ از این رو نشست نهشته ماسه‌ای خشک معمولاً پیش از انتهای زلزله کامل می‌شود. اما اگر ماسه اشباع بوده و زهکشی در آن محدود شده باشد، شرایط حجم ثابت برقرار است و اثر عمده تکان‌های لرزه‌ای تولید اضافه فشار منفذی است. در این حالت نشست هم‌زمان با استهلاک اضافه فشار منفذی اتفاق می‌افتد که می‌تواند پس از اتمام زلزله نیز ادامه یابد. بنابراین نشست نهشته ماسه‌ای اشباع به زمان بیش‌تری نیاز دارد که این زمان بسته به نفوذپذیری و تراکم پذیری خاک و هم‌چنین طول مسیر زهکشی می‌تواند از چند دقیقه تا چند روز تغییر کند. اگرچه تخمین نشست ماسه‌ها تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای مشکل است و خطای موجود در آن حتی از مقادیر متداول خطا در تخمین نشست ایستایی ۲۵ تا ۵۰ درصد نیز بیش‌تر است. هدف اصلی در تحقیق حاضر بررسی امکان ارزیابی میزان نشست احتمالی در لایه‌های خاکی در امتداد خط ۲ متروی تبریز است که در ادامه به شرح آن می‌پردازیم.

روانگرایی و نشست

اگر نهشته‌ای ماسه‌ای اشباع تحت ارتعاش قرار گیرد تمایل به تراکم و کاهش حجم پیدا می‌کند در این حالت اگر امکان زهکشی برقرار نباشد نتیجه کار افزایش فشار حفره‌ای است. اگر به علت ارتعاش پیوسته فشار حفره‌ای آب در نهشته‌های ماسه‌ای افزایش یابد گاهی مواقع مقدار آن ممکن است مساوی فشار سرباره شود. بر اساس مفهوم تنش مؤثر می‌توان نوشت:

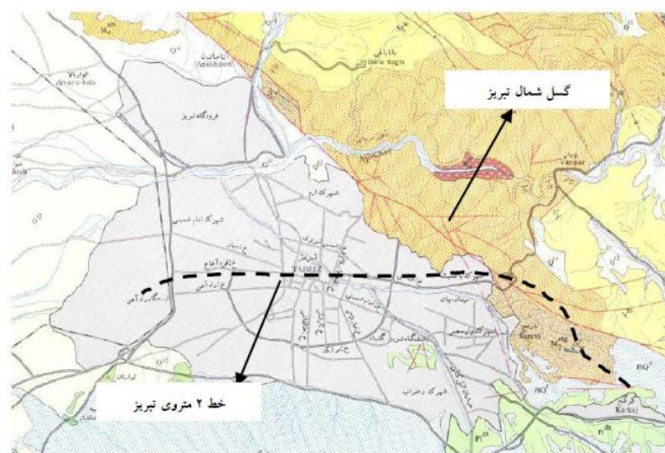
$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

که در این رابطه σ' تنش مؤثر، σ فشار سرباره و u فشار آب حفره‌ای است. اگر مساوی u شود در این صورت σ' مساوی صفر می‌شود. تحت این شرایط ماسه هیچ‌گونه مقاومت برشی

نخواهد داشت و به حالت مایع درمی‌آید. به چنین وضعی روان‌گرایی می‌گویند. روان‌گرایی ماسه‌های اشباع در حین زلزله عامل خسارات زیادی به ساختمان‌ها، سدهای خاکی و سازه‌های حائل بوده است. [۱]. در سال‌های اخیر، روش‌های مختلف آزمایشگاهی و صحرایی برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی خاک‌ها ارائه شده است. از جمله روش‌های صحرایی می‌توان به استفاده از آزمون‌های مقاومت نفوذ استاندارد [۲]، [۳]، [۴]، مقاومت نفوذ مخروط [۵] و آزمایش‌های ژئوفیزیکی با اندازه‌گیری سرعت موج برشی [۶]، [۷] اشاره کرد. تمایل ماسه‌ها به متراکم شدن هنگامی که در معرض لرزش‌های زلزله قرار می‌گیرند به خوبی مطالعه و بررسی شده است. متراکم شدن لایه‌های زیر سطحی خاک، در سطح زمین به شکل نشست ظاهر می‌شود. معمولاً نشست یک توده ماسه خشک در پایان زلزله کامل می‌شود. اما نشست توده ماسه اشباع به زمان بیش‌تری نیاز دارد. این نشست تنها زمانی رخ می‌دهد که فشار منفذی ناشی از زلزله مستهلک شود. مدت زمان لازم برای وقوع این نشست به نفوذپذیری و تراکم‌پذیری خاک و طول مسیر زهکشی شده بستگی دارد، این زمان ممکن است بین چند دقیقه تا چند روز در نوسان باشد. تعیین نشست حاصل از زلزله در ماسه مشکل است و خطاهای بین ۲۵٪ تا ۵۰٪ در پیش‌بینی نشست استاتیکی معمول است و حتی برای بارگذاری‌های پیچیده‌تر زلزله، این خطاها بیش‌تر نیز می‌شود [۸]. میزان نشست در لایه‌های ماسه‌ای بر اساس نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد در دو حالت لایه‌های خشک و اشباع [۹]، [۱۰]، [۱۱]، [۱۲]، [۱۳]، [۱۴] و سرعت موج برشی [۱۵] صورت می‌گیرد. در ادامه، ابتدا شرایط عمومی و لایه‌بندی خاک در محدوده بررسی شده در این تحقیق انتخاب و توصیف شده و سپس ضمن ارائه خلاصه‌ای از روش‌های مقاومت نفوذ استاندارد و سرعت موج برشی برای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی، نحوه برآورد میزان نشست احتمالی در لایه‌های خاکی پس از وقوع روان‌گرایی با استفاده از آزمون مقاومت نفوذ استاندارد در دو شرایط خشک و اشباع و با استفاده از روش سرعت موج برشی در دو حالت سیمتاسیون و غیرسیمتاسیون در محدوده بررسی شده بیان می‌شود. در انتها نتایج به‌دست آمده از تحقیق را شرح می‌دهیم.

شرایط عمومی و لایه‌بندی خاک

به منظور ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی لایه‌های خاکی و میزان نشست حاصل از آن، اطلاعات ژئوتکنیکی تعداد ۵۴ حلقه گمانه حفاری شده در امتداد خط ۲ متروی تبریز جمع‌آوری و استفاده شده است. طول مسیر حدود ۱۴ کیلومتر است که موقعیت آن در شکل ۱ قابل مشاهده است. سطح آب زیرزمینی یکی از عوامل اساسی در ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی خاک‌ها محسوب می‌شود. نتایج پژوهش‌های انجام شده نشان می‌دهد که میزان تغییرات سطح آب زیرزمینی در مجموع عمق آب زیرزمینی بین ۲ تا بیش از ۳۰ متر است. برای ارزیابی سطح ایستابی در گمانه‌ها در محدوده بررسی شده از نقشه‌های هم‌عمق آب زیرزمینی دشت تبریز و گزارش سطح آب زیرزمینی در موقعیت حفر گمانه‌ها استفاده شده است (شکل ۲).

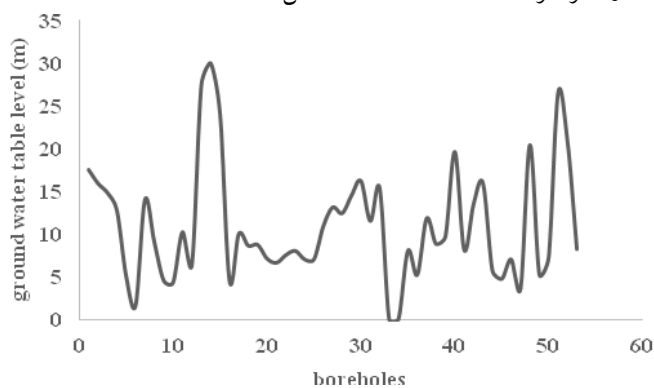


شکل ۱. نقشه گسل‌های فعال ناحیه شمال تبریز. خط ۲ متروی تبریز

تحلیل گمانه‌ها برای ارزیابی نشست در لایه‌های خاکی حاصل از وقوع روان‌گرایی

برای تحلیل گمانه‌ها و تعیین پتانسیل روان‌گرایی برای برآورد میزان نشست در لایه‌های خاکی باید برآوردی از شتاب حداکثر سطح زمین صورت گیرد. با توجه به این که گسل شمال تبریز یکی از مهم‌ترین و فعال‌ترین گسل‌های منطقه است که در فاصله کم‌تر از ۵۰۰ متری خط

۲ قطار شهری قرار دارد. بنابراین طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران-ویرایش چهارم میزان حداکثر شتاب سطحی برابر $0.35g$ (دوره بازگشت ۴۷۵ سال و عمر مفید ۵۰ ساله) و بزرگای زلزله برابر $7/5$ در نظر گرفته شده است [۱۶] (شکل ۱).



شکل ۲. نقشه تغییرات سطح آب زیرزمینی در محدوده بررسی شده در شهر تبریز

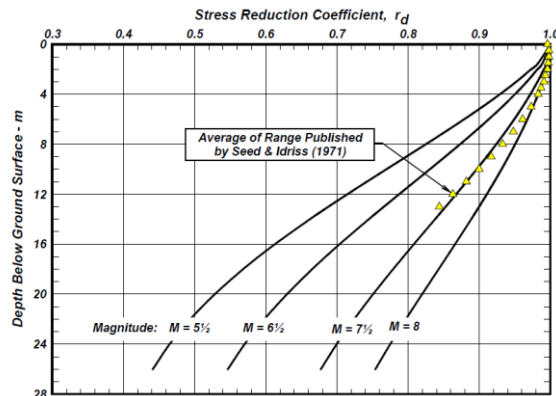
۱. ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی بر اساس نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد در ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی خاک‌ها در محدوده بررسی شده با استفاده از نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد از روش ساده شده که ادریس و بولانجر در سال ۲۰۱۰ [۴] ارائه کرده‌اند استفاده شده است. به طوری که، ابتدا مقدار نسبت تنش تناوبی (CSR-Cyclic Stress Ratio) که بیان‌کننده میزان شدت بارگذاری لرزه‌ای در بزرگای $7/5$ است با استفاده از رابطه (۲) برآورد شد:

$$CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF} \quad (2)$$

در این رابطه، a_{max} حداکثر شتاب سطحی، g شتاب ثقل، σ_v تنش کل در عمق بررسی شده، σ'_v تنش مؤثر در عمق بررسی شده، r_d ضریب کاهش تنش با استفاده از شکل ۵ برآورده شده و MSF فاکتور مقیاس بزرگای زلزله است که بر اساس تحقیقات آندروس و استوکی در سال ۱۹۹۷ [۶] با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می‌شود در رابطه (۳) Mw بزرگای زلزله است:

1. Magnitude Scale Factor

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-3.3} \quad (۳)$$



شکل ۴. نحوه تعیین ضریب کاهش تنش [۱۷]

به منظور تعیین مقدار پارامتر نسبت مقاومت تناوبی خاک C_{RR} که بیان‌کننده مقاومت خاک در برابر وقوع روان‌گرایی است طبق روش ساده شده و اصلاح شده سید و ادیس در سال ۱۹۷۱ [۱] و ادیس و بولانجر در سال ۲۰۱۰ [۴]، از نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد استفاده می‌شود. بدین منظور ابتدا نتایج حاصل از آزمون مقاومت نفوذ استاندارد بر اساس رابطه (۴) با کاربرد پارامترهای ارائه شده اسکمپتون در سال ۱۹۸۶ [۱۸] در جدول ۱ اصلاح می‌شود:

$$(N_1)_{60} = NSPT \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (۴)$$

در رابطه (۴)، $NSPT$ عدد آزمون مقاومت نفوذ استاندارد، C_N ضریب اصلاح برای فشار سربار، C_E ضریب اصلاح انرژی چکش، C_S ضریب اصلاح قاشق نمونه‌گیر، C_B ضریب اصلاح قطر گمانه، C_R ضریب اصلاح طول میله نمونه‌گیر و $(N_1)_{60}$ عدد اصلاح شده آزمون مقاومت نفوذ استاندارد است. سپس، براساس پیشنهاد ارائه شده ادیس و بولانجر (۲۰۱۰) [۴]،

ضریب اصلاح تنش سربار (C_N) با کاربرد رابطه (۵) تعیین شود:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v} \right)^m \leq 1.7, P_a = 100kPa \quad (۵)$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}$$

1. Cyclic Resistance Ratio

که در این رابطه، $P_a=100kPa$ ، فشار اتمسفر است و σ_v' تنش مؤثر در عمق بررسی شده و $(N_1)_{60}$ عدد اصلاح شده آزمون مقاومت نفوذ استاندارد است. پس از اصلاح عدد آزمون مقاومت نفوذ استاندارد، مقدار معادل آن برای ماسه تمیز $(N_1)_{60CS}$ تعیین شده و با استفاده از آن مقدار نسبت مقاومت تناوبی با کاربرد رابطه‌های زیر برآورد می‌شود: در رابطه (۶)، FC درصد خاک ریزدانه در عمق بررسی شده در لایه خاکی است.

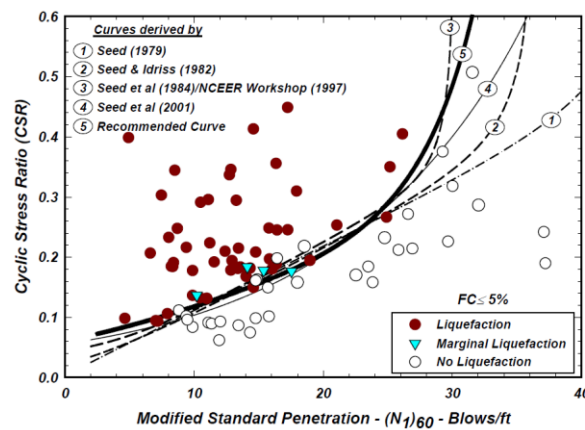
$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (6)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = 1.63 + \exp\left(1 + \frac{9.7}{FC + 0.1}\right) - \left(\frac{15.7}{FC + 0.1}\right)^2$$

$$CRR = \exp\left(\left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1}\right) + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

جدول ۱. ضرایب اصلاحی عدد آزمون مقاومت نفوذ استاندارد [۱۸]

| ضریب تصحیح | عبارت | مشخصات تجهیزات | ضریب‌ها |
|----------------------------------|-------|--|----------------|
| ۰/۵-۱ ۱/۲-۱/۷ ۰/۸-۱/۳ | C_E | چکش دونات چکش Safety چکش دونات از نوع اتوماتیک | نسبت انرژی |
| ۱ ۱/۰۵ ۱/۱۵ | C_B | ۱۱۵ تا ۶۵ ۱۵۰-۱۱۵ ۲۰۰-۱۵۰ | قطر گمانه |
| ۰/۷۵ ۰/۸۵ ۰/۹۵ ۲۱ <۱ | C_R | ۳-۴ متر ۶-۴ متر ۶-۱۰ متر ۱۰-۳۰ متر بیش از ۳۰ متر | طول میله |
| ۱ ۱/۱-۱/۳ | C_S | نمونه‌گیری استاندارد نمونه‌گیری بدون پوشش | روش نمونه‌گیری |



شکل ۵. نمودار تعیین نسبت مقاومت تناوبی براساس نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده [۴]

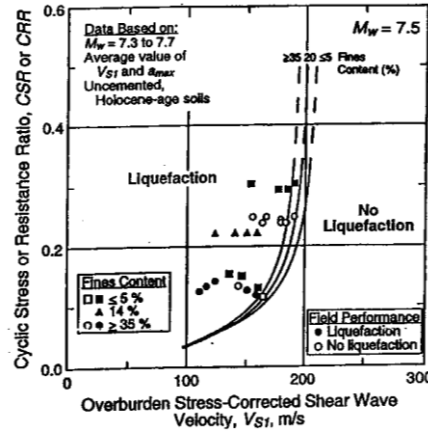
۲. ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی بر اساس سرعت موج برشی

ارزیابی خاک‌های مستعد روان‌گرایی (ماسه و لای) با استفاده از مقدار سرعت موج برشی (V_S) روش جدیدی است. از این رو پژوهش‌های انجام شده در این زمینه محدود است. در ایران می‌توان به تحقیقات انجام‌شده شفیع‌ی و همکاران (۱۳۸۷) [۱۹] و دبیری و همکاران (۲۰۱۱) [۲۰] اشاره کرد. در این روش به‌جای عدد SPT از میزان سرعت موج برشی برای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی استفاده می‌شود. در تحقیق حاضر، از روش و نتایج بررسی‌های انجام‌شده اندروس و استوکی و جانگ (۲۰۰۴) [۲۱] استفاده شده است. مقدار سرعت موج برشی به‌وسیله آزمایش‌های صحرایی ژئوسایزیمیک انکساری، درون چاهی و آنالیز طیفی امواج سطحی به‌دست می‌آید. مطابق روش مذکور، مقدار سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در عمق‌های بررسی شده باید با استفاده از رابطه (۷) نسبت به تنش مؤثر قائم در همان عمق اصلاح می‌شود:

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \cdot \left(\frac{0.5}{K'_0} \right)^{0.125} \quad (7)$$

که در رابطه مذکور، V_S سرعت موج برشی در عمق لایه‌ی خاکی بررسی شده، V_{S1} سرعت موج برشی اصلاح شده، P_a فشار اتمسفر (برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال) σ'_v تنش مؤثر در عمق

بررسی شده و K_0 ضریب فشار خاک در حال سکون است که در این پژوهش برابر 0.3 فرض شده است. میزان مقاومت برشی تناوبی (CRR) توده خاک با استفاده از رابطه (۸) و نمودارهای شکل ۶ محاسبه می‌شود.



شکل ۶. ارتباط بین سرعت موج برشی اصلاحی (V_{s1}) و نسبت مقاومت تناوبی (CRR) برای خاک‌های بدون سمتاسیون در درصد‌های مختلف ریزدانه و برای بزرگای زلزله $7/5$ (اندروس و استوکی و جانگ (۲۰۰۴) [۲۱])

$$CRR = K_{a2} \left\{ 0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1} - K_{a1} V_{s1}^*} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} MSF \quad (8)$$

در این رابطه، V_{s1}^* حداکثر سرعت موج برشی برای وقوع روان‌گرایی است که براساس

تغییرات میزان درصد ریزدانه بدین صورت تعیین می‌شود:

$$V_{s1}^* = 215 \quad FC \leq 5\% \quad (a) \quad (9)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \quad 5 < FC < 35\% \quad (b)$$

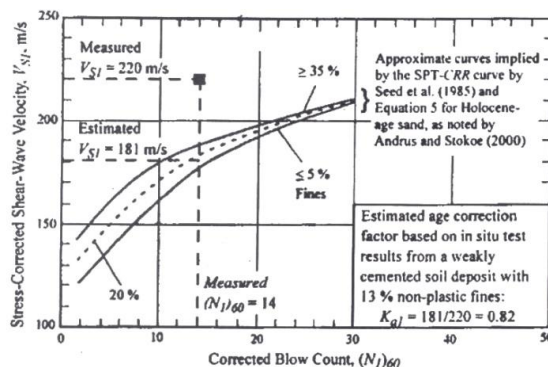
$$V_{s1}^* = 200 \quad FC \geq 35\% \quad (c)$$

MSF ، فاکتور مقیاس بزرگا زلزله است که با استفاده از رابطه (۹) محاسبه می‌شود:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (10)$$

در این پژوهش به دلیل آن‌که میزان $M_w = 7/5$ فرض شده است بنابراین فاکتور مقیاس بزرگا برابر یک می‌شود. پارامترهای K_{a1} و K_{a2} به ترتیب ضریب‌های تأثیر سیمنتاسیون خاک

بر سرعت موج برشی (V_s) و نسبت مقاومت تناوبی هستند که به ترتیب مطابق شکل ۷ و جدول ۲ تعیین می‌شوند.



شکل ۷. نمودار پیشنهادی برای برآورد ضریب سمنتاسیون خاک (K_{a1}) با استفاده از سرعت موج برشی اصلاحی (V_{s1}) و عدد نفوذ استاندارد $SPT-(N_1)_{60}$ (اندروس و استوکی و جانگ-۲۰۰۴) [۲۱]

مطابق شکل ۸ نحوه برآورد ضریب K_{a1} با توجه به نتایج آزمایش SPT برای خاک‌های با سیمتاسیون ضعیف که دارای ۵ درصد و ۱۰ درصد و ۳۵ درصد ریزدانه باشند ارائه شده است. چنان که در این شکل ملاحظه می‌شود، مقدار K_{a1} از حاصل تقسیم مقدار سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده از نمودار به مقدار سرعت اندازه‌گیری شده در محل به دست می‌آید.

جدول ۲. تعیین پارامتر (K_{a2}) با استفاده از سن زمین‌شناسی (اندروس و استوکی و جانگ-۲۰۰۴) [۲۱]

| زمان (سال) | K_{a2} |
|------------|----------|
| < ۱۰۰۰۰ | ۱ |
| ۱۰۰۰۰ | ۱/۱ |
| ۱۰۰۰۰۰ | ۱/۳ |
| ۱۰۰۰۰۰۰ | ۱/۵ |

در مناطقی که خاک آن‌ها دارای سیمتاسیون و سن بیش‌تر از ۱۰۰۰۰ سال باشد، سیمتاسیون باعث افزایش مقدار سرعت موج برشی (V_s) اندازه‌گیری شده در آزمایش‌های لرزه‌ای می‌شود و بنابراین سرعت موج برشی با استفاده از ضریب K_{a1} اصلاح می‌شود. ضریب K_{a1} بین ۰/۶ تا ۰/۸ متغیر است بدیهی است اگر خاک ارزیابی شده، بدون سیمتاسیون و سن آن کم‌تر از

۱۰۰۰۰ سال باشد، مقدار ضریب K_{a2} برابر یک می‌شود. درحالتی که وضعیت خاک نامشخص باشد و یا اطلاعات مقاومت نفوذ استاندارد در خاک قابل دسترسی نباشد، مقدار K_{a2} برابر $0/6$ فرض می‌شود. در این پژوهش با توجه به این‌که نمودارهای شکل ۸ با داده‌های بررسی شده تطابق نداشته است بنابراین پارامتر K_{a1} برای فرض شرایط سیمتاسیون برای خاک برابر $0/7$ در نظر گرفته شده است.

۳. اصلاح نسبت مقاومت تناوبی توده خاک

شایان ذکر است که در ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی انجام شده براساس دو روش استفاده شده در این مقاله، مقدار برشی تناوبی توده خاک (CRR) در عمق بررسی شده، به شرط آن‌که مقدار تنش مؤثر قائم از ۱۰۰ کیلوپاسکال تجاوز کند با استفاده از رابطه (۱۱) اصلاح شده است (هاینس و اولسن-۱۹۹۸) [۲۲]:

$$CRR_j = K_{\sigma} \cdot CRR \quad (11)$$

در رابطه (۱۱)، CRR_j نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک اصلاح شده، CRR نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک در عمق بررسی شده و K_{σ} ضریبی است که تابع سستی و متراکم بودن خاک است که با استفاده از رابطه (۱۲) مقدار آن را به دست آورد:

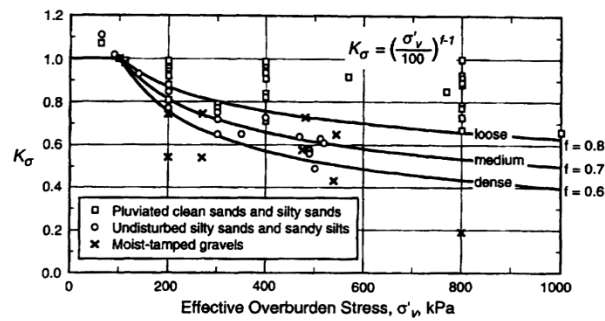
$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^{f-1} \quad (12)$$

در این رابطه، مقدار f بسته به میزان تراکم خاک بدین‌صورت در نظر گرفته می‌شود، به‌طوری‌که، برای خاک‌های شل $f=0/8$ ، برای خاک‌های با تراکم متوسط $f=0/7$ و برای خاک‌های با تراکم زیاد $f=0/6$ است. همچنین، از نمودار ارائه شده در شکل ۸ نیز می‌توان برای تعیین K_{σ} استفاده کرد.

۴. ضریب اطمینان

مقدار ضریب اطمینان در مقابل روان‌گرایی برای هر دو روش بررسی شده با استفاده از رابطه (۱۲) محاسبه می‌شود ضریب اطمینان کم‌تر از یک نشان‌دهنده احتمال وقوع روان‌گرایی در عمق بررسی شده است.

$$F_s = \left(\frac{CRR_j}{CSR} \right) \quad (13)$$



شکل ۹. نمودار تعیین K_{σ} بر حسب تنش مؤثر قائم [۲۲]

۵. شاخص پتانسیل روان‌گرایی (LPI)

برای برآورد شدت روان‌گرایی احتمالی در محدوده بررسی شده در هر دو روش مورد پژوهش از رابطه (۱۴) ارائه شده به وسیله ایواساکی و همکاران (۱۹۷۸ و ۱۹۸۲) [۲۳]، [۲۴] استفاده شده است:

$$LPI = \int_0^{20} F(Z) \cdot W(Z) \cdot dz \quad (14)$$

$$\text{for } F_s \leq 1 F(Z) = 1 - F_s ; \text{ and for } F_s > 1 F(Z) = 0 \quad (15)$$

$$W(Z) = 10 - 0.5Z \quad (16)$$

در روابط مذکور، LPI شاخص پتانسیل روان‌گرایی، F_s ضریب اطمینان در مقابل روان‌گرایی در عمق بررسی شده، Z عمق بررسی شده است. مقدار LPI بین صفر تا ۱۰۰ متغیر است و جدول ۳ پتانسیل روان‌گرایی را بر اساس شاخص پتانسیل روان‌گرایی به چهار قسمت طبقه‌بندی می‌کند.

جدول ۳. تعیین میزان خطر روان‌گرایی (ایواساکی و همکاران-۱۹۸۲) [۲۳]، [۲۴]

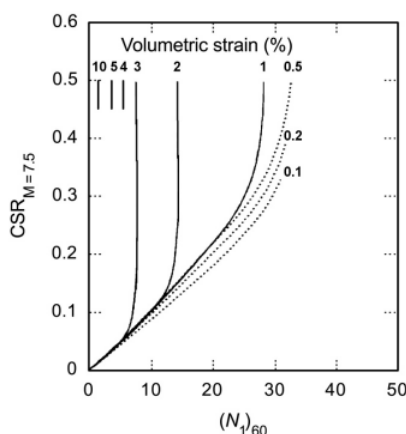
| | |
|--|----------------|
| خطرپذیری روان‌گرایی خیلی اندک است. تحقیقات، پژوهش‌ها و اندازه‌گیری‌های جزئی نیاز نیست | $LPI = 0$ |
| خطرپذیری روان‌گرایی اندک است. تحقیقات بیش‌تری مورد نیاز است. اندازه‌گیری‌های روان‌گرایی مورد نیاز است. | $0 < LPI < 5$ |
| خطرپذیری روان‌گرایی زیاد است. تحقیقات بیش‌تری مورد نیاز است. اندازه‌گیری‌های روان‌گرایی مورد نیاز است. | $5 < LPI < 15$ |
| خطرپذیری روان‌گرایی خیلی زیاد است. تحقیقات و اندازه‌گیری‌های زیادی مورد نیاز است. | $LPI > 15$ |

۶. ارزیابی میزان نشست در لایه‌های خاکی به علت روان‌گرایی

در تحقیق حاضر، محاسبه وقوع میزان نشست یا در واقع کرنش حجمی در خاک‌ها پس از وقوع روان‌گرایی با استفاده از نتایج حاصل از دو روش بر مبنای نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد و سرعت موج برشی در لایه‌های خاکی پایین سطح ایستابی (یعنی در حالت اشباع) بررسی شده است که در ادامه به شرح آن می‌پردازیم.

۶-۱. ارزیابی میزان نشست با استفاده از روش مقاومت نفوذ استاندارد

به منظور تعیین میزان نشست خاک‌ها در پایین سطح آب زیرزمینی در لوگ گمانه‌های محدود بررسی شده از روش توکیماتسو و سید [۱۰] استفاده شده است (شکل ۱۰). در تحقیق حاضر، به میزان کرنش حجمی (ϵ_v) و نشست در لایه‌های زیرین سطح آب زیرزمینی در لوگ گمانه‌ها (تعداد ۵۴ حلقه گمانه) در محدوده خط ۲ متروی تبریز از آن استفاده شده است.



شکل ۱۰. نمودار تعیین میزان کرنش حجمی در ماسه اشباع بر اساس نسبت تنش تناوبی و عدد مقاومت نفوذ استاندارد [۱۰]

۶-۲. ارزیابی نشست پس از روان‌گرایی با استفاده از سرعت موج برشی

به منظور ارزیابی میزان نشست پس از روان‌گرایی در لایه‌های خاکی اشباع بر اساس میزان سرعت موج برشی از روش و تحقیقات انجام شده به وسیله ایشهارا و یوشیمینه (۱۹۹۲) [۱۳]، یوشیمینه و همکاران (۲۰۰۶) [۱۴] و یی (۲۰۰۹) [۱۵] استفاده شده است. روند تحلیل و ارزیابی بدین شرح بندها قابل ارائه است:

۱. در این روش، ابتدا میزان سرعت موج برشی اصلاح شده در لایه‌های خاکی با استفاده از رابطه (۶) برآورد می‌شود. سپس میزان سرعت موج برشی اصلاح شده معادل ماسه تمیز $(V_{s1})_{cs}$ با استفاده از رابطه (۲۰) ارزیابی می‌شود:

$$(V_{s1})_{cs} = K_{cs} \cdot (V_{s1}) = K_{cs} \left(\frac{P_a}{\sigma_v} \right)^{0.25} \quad (20)$$

که در این رابطه، K_{cs} با توجه به رابطه (۲۱) و با توجه به درصد ریزدانه تعیین می‌شود. در روابط (۲۱) FC برحسب درصد قرار داده می‌شود:

$$K_{cs} = 1 \quad \text{for } FC \leq 5\% \quad (a) \quad (21)$$

$$K_{cs} = 1 + T(FC - 5) \quad \text{for } 5\% < FC < 35\% \quad (b)$$

$$K_{cs} = 1 + 30T \quad \text{for } FC \geq 35\% \quad (c)$$

$$(T = 0.009 - 0.109 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.038 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2) \quad (d)$$

۲. در ادامه میزان تراکم نسبی خاک با استفاده مقدار سرعت موج برشی اصلاح شده معادل ماسه تمیز با استفاده از رابطه (۲۲) برآورد می‌شود:

$$D_r = 17.94 \left[\frac{(V_{s1})_{cs}}{100} \right]^{1.976} (\%) \quad (22)$$

۳. میزان کرنش برشی حداکثر برای وقوع روان‌گرایی و میزان نشست (γ_{max}) با توجه به مقادیر ضریب اطمینان در مقابل روان‌گرایی و سرعت موج برشی اصلاح شده ماسه تمیز براساس رابطه (۲۳) تعیین می‌شود:

$$\gamma_{max} = 0 \quad \text{for } FS > 2 \quad (a) \quad (23)$$

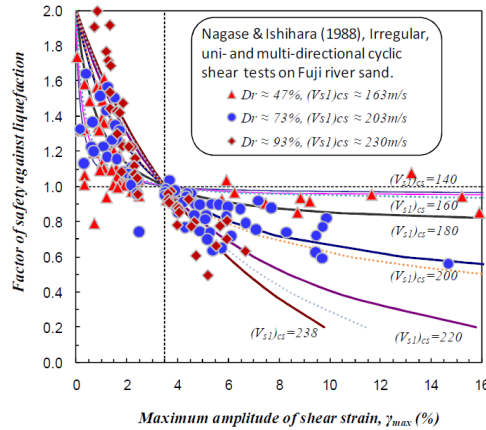
$$\gamma_{max} = 0.035(2 - FS) \left(\frac{1 - F_\alpha}{FS - F_\alpha} \right) \quad \text{for } F_\alpha \leq FS < 2 \quad (b)$$

$$\gamma_{max} = \infty \quad FS < F_\alpha \quad (c)$$

$$F_\alpha = 0.032 + 0.836 \left(\frac{(V_{s1})_{cs}}{100} \right)^{1.976} - 0.19 \left(\frac{(V_{s1})_{cs}}{100} \right)^{3.952} \quad (d)$$

$$\text{for } (V_{s1})_{cs} \geq 140 \text{ m/s}$$

لازم بذکر است که در رابطه (۲۳) یک ضریب اطمینان حدی موجود است. (F_α) در شرایطی که میزان سرعت موج برشی اصلاح شده ماسه تمیز بیش از ۱۴۰ متر بر ثانیه باشد محاسبه می‌شود.



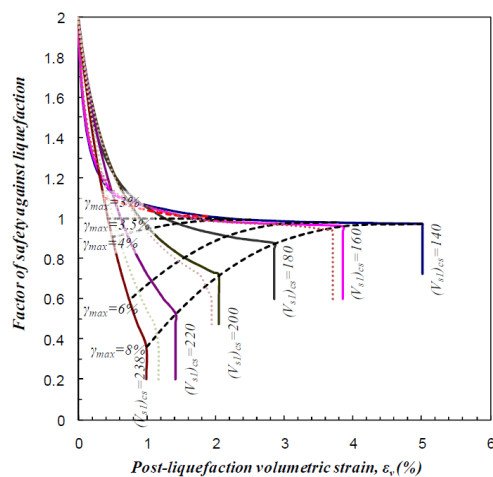
شکل ۱۱. نمودار اتباط بین حداکثر کرنش برشی (γ_{max}) و ضریب اطمینان در مقابل روان‌گرایی با توجه به سرعت موج برشی (یی-۲۰۰۹) [۱۵]

۴. با توجه به تحقیقات ایشیهارا و یوشیمینه در سال ۱۹۹۲، مشاهده شده است که میزان کرنش حجمی در ماسه تمیز پس از وقوع روان‌گرایی تابعی از کرنش برشی حداکثر است. براین اساس یی در سال ۲۰۰۹ و بر اساس پژوهش‌های یوشیمینه (۲۰۰۶) رابطه تجربی (۲۴) و (۲۵) را برای برآورد میزان کرنش حجمی با استفاده از سرعت موج برشی ارائه کرده است (شکل‌های ۱۲ و ۱۳):

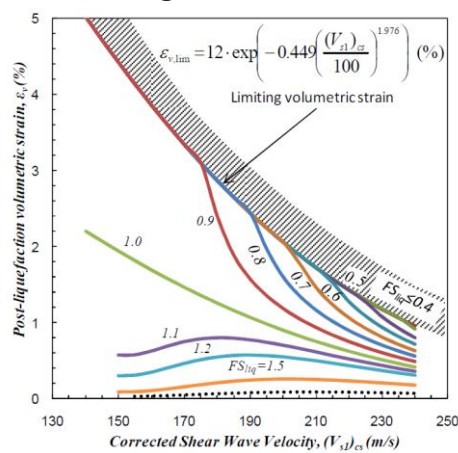
$$\varepsilon_v = 1.5 \times \exp\left(-0.449 \left(\frac{(V_{s1})_{CS}}{100}\right)^{1.976}\right) \times \min(0.08, \gamma_{max}) (\%) \quad (24)$$

$$\varepsilon_{v\lim} = 12 \times \exp\left[-0.449 \left(\frac{(V_{s1})_{CS}}{100}\right)^{1.976}\right] (\%) \quad \text{for } FS \leq 0.4 \quad (25)$$

۵. در انتها، پس از محاسبه میزان کرنش حجمی (ε_v) در هر لایه خاکی از لوگ گمانه‌ها میزان نشست هر لایه بر حسب متر تعیین شده است و برای هر گمانه، مجموع میزان نشست برای لایه‌های زیر سطح آب زیرزمینی محاسبه شده است.



شکل ۱۲. نمودار اتباط بین ضریب اطمینان در مقابل روان‌گرایی با کرنش حجمی در لایه خاکی پس از روان‌گرایی با توجه به سرعت موج برشی (بی-۲۰۰۹) [۱۵]



شکل ۱۳. نمودار اتباط بین کرنش حجمی در لایه خاکی پس از روان‌گرایی با سرعت موج برشی اصلاح شده معادل ماسه تمیز (بی-۲۰۰۹) [۱۵]

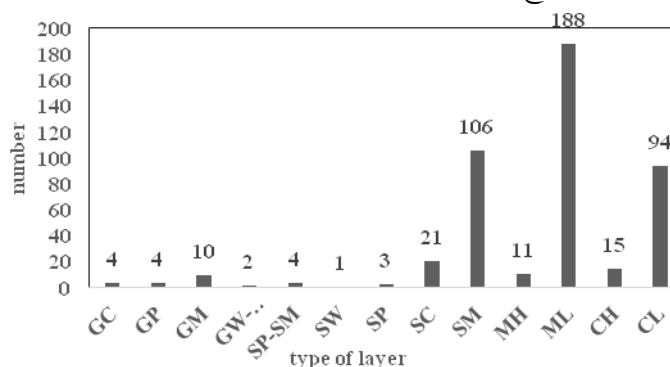
نتایج حاصل از تحلیل داده‌ها

نتایج حاصل از تحقیق حاضر را می‌توان در دو بخش بدین صورت می‌توان اشاره کرد:

الف) نتایج حاصل از ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی در امتداد خط ۲ متروی تبریز را می‌توان

بدین صورت زیر بیان کرد:

۱. در ۵۴ حلقه لوگ گمانه بررسی شده در امتداد مسیر خط ۲ متروی تبریز تا عمق ۲۰ که عمق هر لایه نیز متفاوت است و تعداد کل لایه‌ها ۴۶۴ عدد بوده است، لایه‌ها بر اساس جنس خاک بدین شرح است:

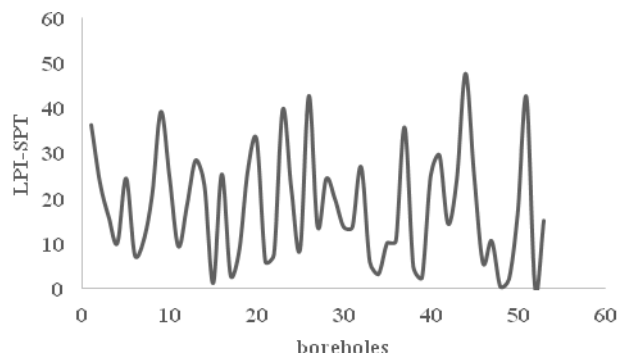


شکل ۱۴. میزان فراوانی نوع لایه‌های خاکی در محدوده بررسی شده

۲. میزان خطر پتانسیل روان‌گرایی در لایه‌های خاکی (LPI) طبق معیار ایواساکی و همکاران بر اساس نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد نشان می‌دهد که تقریباً ۶۵ درصد لایه‌ها در محدوده خطر روان‌گرایی کم تا زیاد قرار گرفته‌اند. هم‌چنین تقریباً ۲ درصد لایه‌ها در محدوده خطر روان‌گرایی زیاد قابل مشاهده‌اند. خلاصه این نتیجه در جدول ۵ قابل مشاهده است و هم‌چنین میزان تغییرات شاخص خطر پتانسیل روان‌گرایی در تمامی گمانه‌های بررسی شده مطابق شکل ۱۵ قابل مشاهده است.

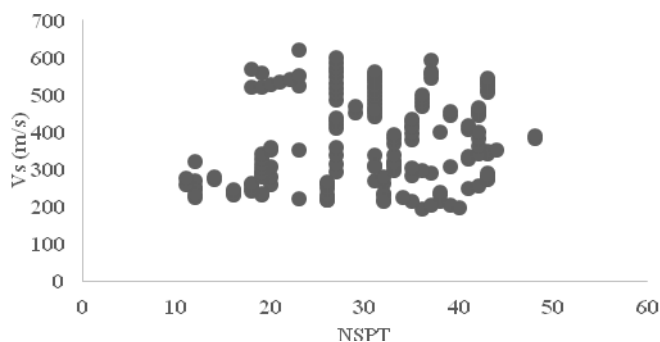
جدول ۵. تعداد و درصد شاخص پتانسیل روان‌گرایی براساس آزمایش SPT

| شاخص خطر پتانسیل روان‌گرایی | LPI = ۰ | 0 < LPI ≤ 5 | 5 < LPI ≤ 15 | LPI > 15 |
|-----------------------------|---------|-------------|--------------|----------|
| تعداد لایه | ۱۵۵ | ۲۵۸ | ۴۳ | ۸ |
| درصد | ۳۳/۴۱ | ۵۵/۶ | ۹/۲۷ | ۱/۷۲ |

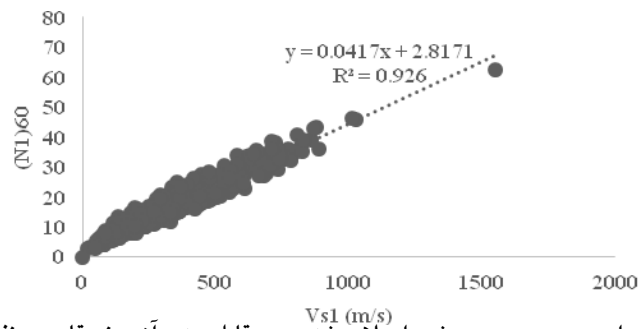


شکل ۱۵. تغییرات شاخص خطر روان‌گرایی در لوگ گمانه‌های ارزیابی شده در محدوده بررسی شده بر مبنای نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد

۳. در تحقیق حاضر، از مجموع ۵۴ حلقه گمانه ارزیابی شده در ۱۰ حلقه گمانه هم‌زمان با آزمون مقاومت نفوذ استاندارد آزمایش درون چاهی انجام شده بود. تغییرات سرعت موج برشی در مقابل عدد آزمون مقاومت نفوذ استاندارد مطابق شکل ۱۶ قابل مشاهده است. سپس با اعمال ضرائب اصلاحی مقادیر سرعت موج برشی اصلاح شده و عدد آزمون مقاومت نفوذ اصلاح شده تعیین شد که ارتباط بین آن دو مطابق شکل ۱۷ قابل ارائه شده است. با توجه به رابطه تعیین شده مقادیر سرعت موج برشی اصلاح شده در بقیه گمانه‌ها تعیین شد.



شکل ۱۶. تغییرات سرعت موج برشی در مقابل عدد آزمون مقاومت نفوذ استاندارد در ۱۰ حلقه گمانه بررسی شده



شکل ۱۷. تغییرات سرعت موج برشی اصلاح شده در مقابل عدد آزمون مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده در ۱۰ حلقه گمانه بررسی شده

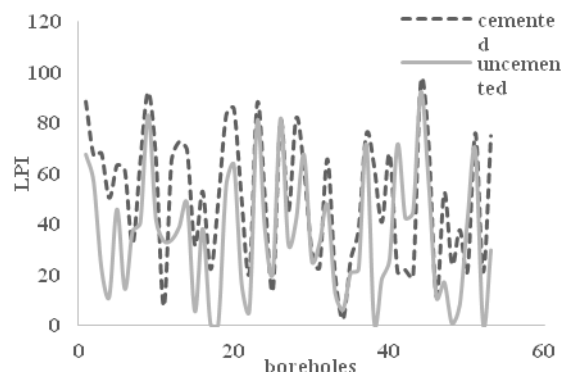
۴. میزان خطر پتانسیل روان‌گرایی در لایه‌های خاکی (LPI) طبق معیار ایواساکی و همکاران بر اساس روش سرعت موج برشی با فرض حالت سیمتاسیون و غیرسیمتاسیون به ترتیب نشان می‌دهند که تقریباً ۶۷ و ۵۱ درصد لایه‌ها در محدوده خطر روان‌گرایی کم تا زیاد قرار گرفته‌اند. هم‌چنین تقریباً ۱۰ و ۶ درصد لایه‌ها به ترتیب در حالت سیمتته و غیرسیمتته در محدوده خطر روان‌گرایی زیاد قابل مشاهده‌اند. خلاصه این نتایج در لایه‌ها مطابق جدول‌های ۶ و ۷ قابل مشاهده است. هم‌چنین تغییرات شاخص خطر روان‌گرایی در لو گمانه‌ها در حالت‌های سیمتاسیون و غیرسیمتاسیون لایه‌های خاکی مطابق شکل ۲۰ و ۲۱ قابل مشاهده‌اند. چنان‌که مشاهده می‌شود میزان خطر روان‌گرایی با فرض سیمتته بودن خاک‌ها دارای میزان بیش‌تری است.

جدول ۶. تعداد و درصد شاخص پتانسیل روان‌گرایی براساس آزمایش Vs در حالت سیمتته

| شاخص خطر پتانسیل روان‌گرایی | LPI = 0 | 0 < LPI ≤ 5 | 5 < LPI ≤ 15 | LPI > 15 |
|-----------------------------|---------|-------------|--------------|----------|
| تعداد لایه | ۱۰۸ | ۲۰۱ | ۱۰۸ | ۴۷ |
| درصد | ۲۳/۸ | ۴۳/۲۲ | ۲۳/۲۸ | ۱۰/۱۲ |

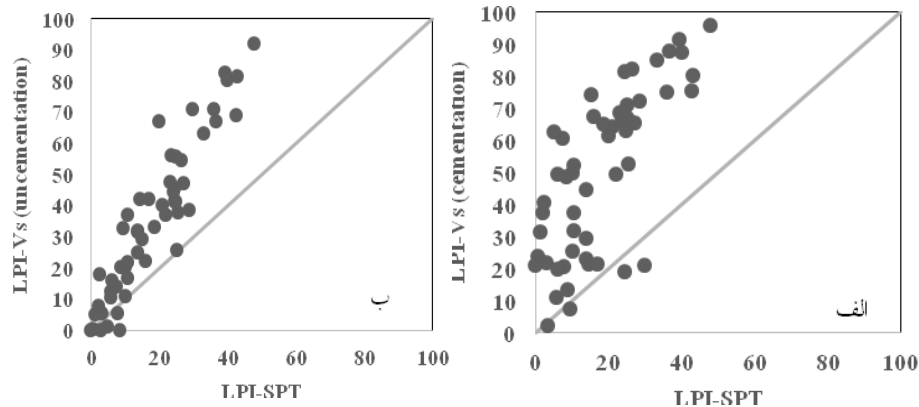
جدول ۷. تعداد و درصد شاخص پتانسیل روان‌گرایی براساس آزمایش Vs در حالت غیرسیمتته

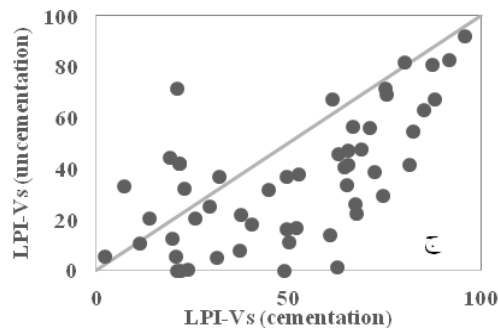
| شاخص خطر پتانسیل روان‌گرایی | LPI = 0 | 0 < LPI ≤ 5 | 5 < LPI ≤ 15 | LPI > 15 |
|-----------------------------|---------|-------------|--------------|----------|
| تعداد لایه | ۱۹۷ | ۱۴۷ | ۹۰ | ۳۰ |
| درصد | ۴۲/۴۶ | ۳۱/۶۸ | ۱۹/۴ | ۶/۴۶ |



شکل ۲۰. تغییرات شاخص خطر روان‌گرایی در لوگ گمانه‌های ارزیابی شده در محدوده بررسی شده بر مبنای نتایج آزمون اندازه سرعت موج برشی (با فرض حالت سیمتاسیون و غیرسیمتاسیون در لایه‌های خاکی)

۵. مطابق شکل ۲۱ مقادیر شاخص خطر روان‌گرایی حاصل از ارزیابی لایه‌های خاکی اشباع بر اساس روش‌های آزمون مقاومت نفوذ استاندارد و سرعت موج برشی (با فرض حالت‌های سیمتاسیون و غیرسیمتاسیون) مقایسه شده‌اند. بر اساس نتایج به دست آمده در می‌یابیم که میزان خطر روان‌گرایی بر اساس روش اندازه سرعت موج برشی (با فرض سیمتاسیون بودن خاک‌ها) در مقایسه با روش آزمون مقاومت نفوذ استاندارد مقدار بیش‌تری دارد. هم‌چنین با فرض سیمتاسیون بودن لایه‌های خاکی خطر وقوع روان‌گرایی در مقایسه با فرض غیرسیمتاسیون بودن لایه‌های خاکی در روش اندازه سرعت موج برشی میزان بیش‌تری دارد.

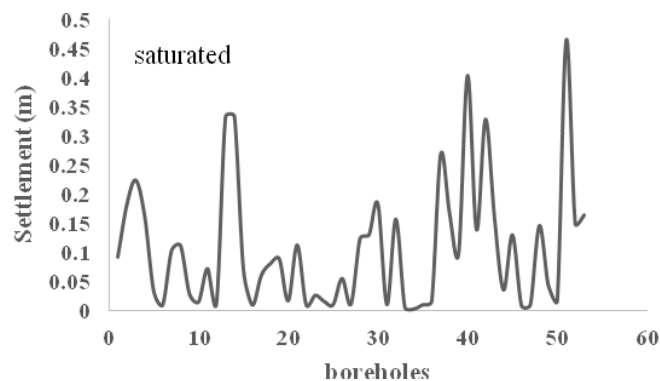




شکل ۲۱. مقایسه تغییرات شاخص خطر روان‌گرایی در لوگ گمانه‌های ارزیابی شده در محدوده بررسی شده: الف) بر مبنای نتایج آزمون‌های مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی (با فرض سیمتاسیون)، ب) بر مبنای نتایج آزمون‌های مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی (با فرض غیرسیمتاسیون)، ج) بر مبنای نتایج آزمون اندازه سرعت موج برشی (با فرض حالت‌های سیمتاسیون و غیرسیمتاسیون)

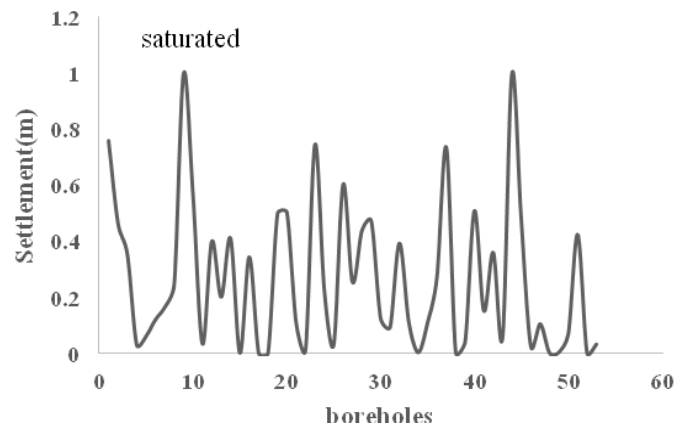
ب) نتایج حاصل از ارزیابی نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی در امتداد خط ۲ متروی تبریز را می‌توان بدین صورت بیان کرد:

۱. مقادیر نشست احتمالی پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی زیرسفره آب زیرزمینی براساس روش توکیماتسو و سید (۱۹۸۷) در محدوده بررسی شده و لوگ گمانه‌ها مطابق شکل ۲۲ قابل مشاهده است. بر این اساس می‌توان دریافت که حداکثر میزان وقوع نشست احتمالی برابر ۰/۴۵ متر است.



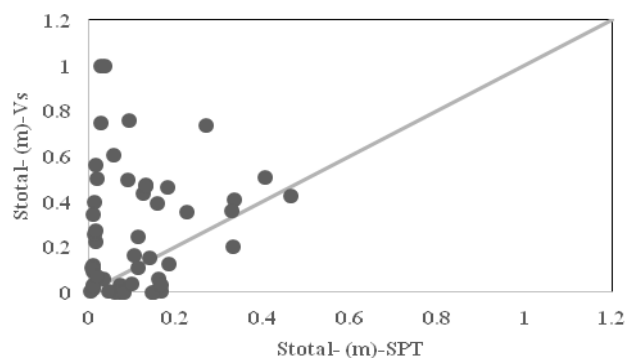
شکل ۲۲. تغییرات میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی اشباع در محدوده بررسی شده بر مبنای نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد

۲. مقادیر نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی زیرسفره آب زیرزمینی با استفاده از سرعت موج برشی در لوگ گمانه‌ها و در محدوده بررسی شده براساس روش یی (۲۰۰۹) در شکل ۲۳ مشاهده می‌شود. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان دریافت که احتمال وقوع نشست در محدوده بررسی شده تا یک متر نیز می‌رسد.



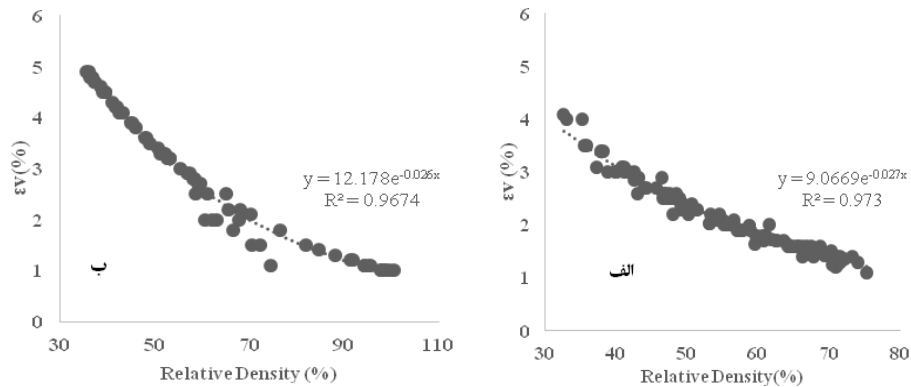
شکل ۲۳. تغییرات میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی اشباع در محدوده بررسی شده بر مبنای نتایج آزمون اندازه سرعت موج برشی

۳. مطابق شکل ۲۴ مقایسه‌ای بین مقادیر نشست احتمالی در لایه‌های خاکی اشباع بر مبنای دو روش مذکور انجام شده است. براین اساس می‌توان دریافت که روش سرعت موج برشی میزان نشست بیش‌تری را در مقایسه روش آزمون مقاومت نفوذ استاندارد پیش‌بینی می‌کند.



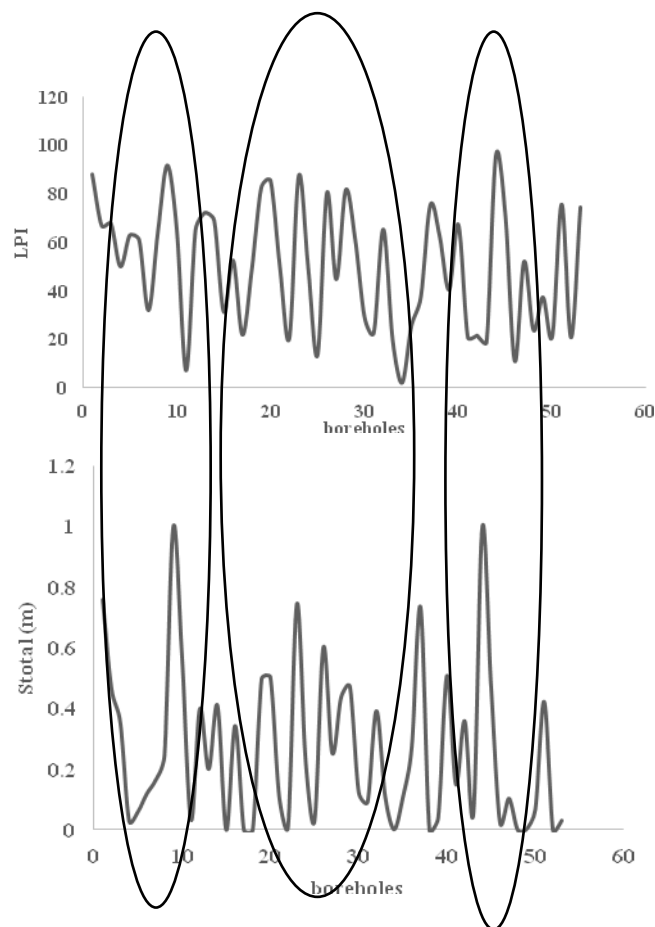
شکل ۲۴. مقایسه تغییرات میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی اشباع در محدوده بررسی شده بر مبنای نتایج آزمون‌های مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی

۴. نظور بررسی تأثیر میزان تراکم نسبی بر مقدار کرنش حجمی لایه‌های خاکی در پایین سفره آب زیرزمینی بر اساس نتایج آزمون نفوذ استاندارد روش اندازه سرعت موج برشی مطابق شکل ۲۵ الف و ب مقایسه‌ای انجام شده است. بر مبنای نتایج به دست آمده می‌توان دریافت که در هر دو روش میزان کرنش حجمی با افزایش میزان تراکم نسبی کاهش می‌یابد. همچنین کرنش حجمی برآورد شده به وسیله سرعت موج برشی دارای میزان بیش‌تری در مقایسه با نتایج حاصل از آزمون مقاومت نفوذ استاندارد دارد.



شکل ۲۵. مقایسه تغییرات میزان کرنش حجمی پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی در محدوده بررسی شده الف) روش آزمون مقاومت نفوذ استاندارد، ب) روش اندازه سرعت موج برشی

۵. مطابق شکل ۲۶ به منظور بررسی میزان هم‌بستگی و تطابق بین مقادیر شاخص خطر روان‌گرایی (با فرض حالت سیمتاسیون) و نشست در لایه‌های خاکی اشباع پس روان‌گرایی حاصل از روش سرعت موج برشی مقایسه‌ای صورت گرفته است. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان دریافت که بین دو فاکتور بررسی شده هماهنگی و تطابق مناسبی وجود دارد.



شکل ۲۶. مقایسه تغییرات میزان خطر پتانسیل وقوع روان‌گرایی با میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی در محدوده بررسی شده براساس روش اندازه سرعت موج برشی

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

چنان‌که در بخش‌های قبل اشاره شد، هدف اصلی در تحقیق حاضر، مقایسه نتایج ارزیابی پتانسیل وقوع روان‌گرایی از دیدگاه شدت خطر وقوع و میزان نشست پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی برمبنای استفاده از نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) و سرعت موج برشی (Vs) در امتداد مسیر خط ۲ متروی شهر تبریز است. به‌طوری‌که ابتدا بر اساس

نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) با کاربرد روش ارائه شده ادريس و بولانجر (۲۰۱۰) [۴] و سپس بر اساس روش سرعت موج برشی (Vs) با استفاده از روش ارائه شده اندروس و استوکی و جانگ (۲۰۰۴) [۷] ارزیابی شد. سپس با تعیین میزان نشست احتمالی پس از وقوع روان‌گرایی لایه‌های خاکی بر اساس روش آزمون نفوذ استاندارد با استفاده از نتایج پژوهش‌های توکیماتسو و سید (۱۹۸۷) [۱۰] و بر اساس روش سرعت موج برشی با استفاده از نتایج تحقیقات یی (۲۰۰۹) [۱۵]، ارتباط بین شدت خطر روان‌گرایی و میزان نشست بررسی شده. نتایج به‌دست آمده از تحقیق حاضر را می‌توان بدین‌صورت بیان کرد:

۱. در مقایسه نتایج حاصل از دو روش بر مبنای مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی در برآورد میزان پتانسیل روان‌گرایی در لایه‌های خاکی مشاهده می‌شود که تطابق مناسبی بین آن‌ها موجود نیست و با فرض سیمنته بودن خاک‌ها شاخص خطر برمبنای اندازه سرعت موج برشی میزان بیش‌تری را در مقایسه با روش مقاومت نفوذ استاندارد را ارائه می‌کند. علت‌های این شرایط را بدین‌صورت می‌توان بیان کرد:

الف) چنان‌که آشکار است، برای اصلاح عدد (SPT) از یک‌سری ضرائبی استفاده می‌شود. با توجه به نوع دستگاه حفاری و راندمان انرژی مصرفی و دقت انجام آزمایش، عدم قطعیت‌هایی به‌وجود می‌آید که بر نتایج به‌دست آمده تأثیر می‌گذارد. یکی از موارد تأثیرگذار ضریب اصلاح انرژی دستگاه است. بنابراین پیشنهاد می‌شود که ضریب مربوط به نسبت انرژی حداقل برای یک یا دو گمانه از گمانه‌هایی که در یک ساختگاه در ایران حفر می‌شود، با سنسورهای مربوطه اندازگیری شود تا میزان دقیق آن برآورد شود.

ب) با توجه به این که درصد کم‌تری تطابق در مورد روان‌گرا و غیرروان‌گرا بودن خاک بین دو روش مشاهده می‌شود در روش ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی با استفاده از سرعت موج برشی، میزان حداکثر سرعت موج برشی برای وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی (V_{S1}^*) برای وقوع روان‌گرایی که بر اساس مقدار درصد ریزدانه خاک تعیین می‌شود و از آن در محاسبه مقاومت برشی تناوبی (CRR) استفاده می‌شود ممکن است شرایط مرزی موجود در رابطه با خصوصیات ژئوتکنیکی موجود در محدوده بررسی شده مطابقت نداشته باشد.

ج) در تعیین مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) پارامتر (C) براساس نوع خاک (سیمنتاسیون یا غیرسیمنتاسیون) محاسبه می‌شود. این امکان وجود دارد که مقدار این پارامتر که اندروس و استوکی (۱۹۹۷) توصیه کرده‌اند برای محدوده بررسی شده مناسب نباشد.

د) لازم بذکر است که در تحقیق حاضر، میزان حداکثر شتاب سطحی برابر $0.35g$ و بزرگای زلزله برابر $7/5$ در نظر گرفته شده است. بنابراین مناسب است به دلیل نزدیکی خط ۲ متروی تبریز به گسل شمال تبریز در تحقیقات آینده با به‌طور مناسب تحلیل خطر وقوع زلزله با توجه به تاریخچه زلزله‌های موجود در منطقه، صورت گرفته است و بیشینه شتاب حداکثر و بزرگای زلزله محاسبه شده و بر آن اساس میزان خطر وقوع روان‌گرایی و شدت آن ارزیابی شود.

۲. در مقایسه نتایج حاصل از دو روش بر مبنای مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی در برآورد میزان نشست در لایه‌های خاکی پس از وقوع روان‌گرایی در لایه‌های خاکی اشباع مشاهده می‌شود که تطابق مناسبی بین آن‌ها موجود نیست و میان نشست خاک‌ها بر مبنای اندازه سرعت موج برشی میزان بیش‌تری را در مقایسه با روش مقاومت نفوذ استاندارد را ارائه می‌کند. اگرچه در هر دو روش بین میزان خطر وقوع روان‌گرایی و میزان نشست هماهنگی مناسب مشاهده شده است. علت‌های این شرایط را می‌توان بدین‌صورت بیان کرد:

الف) میزان نشست در لایه‌های خاکی حالت اشباع بر مبنای روش آزمون نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی تابع پارامترهای مختلفی مانند میزان تراکم نسبی خاک، کرنش برشی حداکثر و ساختار دانه‌بندی است. به‌طوری‌که هرچه خاک متراکم‌تر است میزان نشست خاک و پتانسیل روان‌گرایی آن کاهش می‌یابد. با افزایش تراکم نسبی میزان کرنش حجمی کاهش می‌یابد. اگرچه میزان کرنش حجمی براساس روش اندازه سرعت موج برشی در مقایسه با نتایج آزمون مقاومت نفوذ استاندارد تعیین شده است.

ب) با توجه به این‌که در ارزیابی میزان نشست در لایه‌های خاکی پس از وقوع روان‌گرایی با استفاده از سرعت موج برشی در مراحل اولیه تحقیق است مناسب است که در این زمینه تحقیقات گسترده‌تری به‌صورت عددی و آزمایشگاهی انجام شود.

ج) با توجه به این‌که در هردو روش ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی و میزان نشست در لایه‌های خاکی معرفی شده در تحقیق حاضر تمامی دیاگرام‌ها و نمودارهای استفاده شده براساس نتایج پژوهش‌های صحرایی انجام شده پس از وقوع روان‌گرایی است. مناسب است که تحقیقاتی به‌صورت گسترده و مناسب انجام شود تا برای خاک‌هایی که تا به امروز روان‌گرایی در آن‌ها مشاهده نشده ولی دارای پتاسیل وقوع براساس مشاهدات صحرایی هستند نمودارهایی ارائه شود.

د) اگرچه ارزیابی پتاسیل روان‌گرایی در لایه‌های خاکی اشباع براساس اندازه سرعت موج برشی یک روش جدید است و بر آن اساس میزان نشست در لایه‌های خاکی اشباع نیز می‌توان تعیین کرد. لیکن با توجه به این‌که مقدار سرعت موج برشی در خاک‌ها با آزمون‌های آزمایشگاهی نیز برآورد می‌شود. بنابراین پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آینده با برقراری ارتباط بین نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و صحرایی میزان سرعت موج برشی یک رابطه مناسب برای پیش‌بینی میزان نشست در لایه‌های خاکی در اثر وقوع روان‌گرایی ارائه شود.

منابع

1. Seed H. B., Idriss I. M., "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. 97 (9) (1971) 1249-1273.
2. Seed H. B., Tokimatsu K., Harder L. F., Chung R. M., "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, 111 (12) (1985) 1425-1445.
3. Idriss I. M., Boulanger R. W., "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 26 (2006) 115-130.

4. Idriss I. M., Boulanger R. W., "SPT-based liquefaction triggering procedures, Report no. UCD/CGM-10/02, Center for Geotechnical Modeling", University of California, Davis (2010).
5. Robertson P. K., Wride C. E., "Evaluation Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test", Canadian Geotechnical Journal, 35 (3) (1998) 442-459.
6. Andrus R. D., Stokoe K. H., "Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity", NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, T.L. Youd and I. M. Idriss, Eds, Held 4-5 January 1996, Salt lake City, UT, NCEER, Buffalo, NY (1997)88-128.
7. Andrus R. D., Piratheepan P., Ellis B. S., Zhang J., Juang H. C., "Comparing Liquefaction Evaluation Methods Using Penetration Vs Relationship", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24 (2004) 713-721.
8. Askari F., Dabiri D., Shafiee A., Jafari M. k., "Effects of Non-Plastic Fines Content on Cyclic Resistance and Post Liquefaction of Sand-Silt Mixtures Based on Shear Wave Velocity", Journal of seismology and earthquake engineering, 12(1, 2) (2010) 13-24.
9. Idriss I. M., Boulanger R. W., "Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes", Journal of soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, 26 (2006) 115-130.
10. Tokimatsu K., Seed H. B., "Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 113(8) (1987) 861-878.

11. Tokimatsu K., Seed H. B., "Evaluation of Settlements in Sand Due to Earthquake Shaking", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 113 (8) (1987) 861-878.
12. Cetin K. O., Unutmaz B., "Probabilistic Models for the Assessment of Post Cyclic Soil Deformations", 9th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, 1 (2004) 20-31.
13. Ishihara K., Yoshimine M., "Evaluation of Settlement in Sand Deposits Flowing Liquefaction during Earthquakes", Journal of Soils and Foundations, 32(1) (1992) 173-188.
14. Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K., Hosono Y., "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of Flow slide of infinite slope", Soil Dynamic. and Earthquake Engineering., 26(2-4) (2006) 253-264.
15. Yi F., "Procedure to Evaluate Seismic Settlement in Dry Sand Based on Shear Wave Velocity", Manuscript Submitted to the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering (9USN/10CCEE), Toronto, Canada, July 25-29 (2009b) 1-10.
16. Amiranlou H., Pourkermani M., Dabiri R., Qoreshi M. and Bouzari S., "The Stochastic Finite- Fault Modeling based on Dynamic Corner Frequency Simulating of Strong Ground Motion for Earthquake Scenario of Tabriz North Fault", Open journal of Earthquake Research (2016) 1-9.
17. Idriss I. M. "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", In: Proceedings, TRB workshop on new approaches to liquefaction, publication no. FHWARD-Federal Highway Administration (1999) 99-165.

18. Skempton A. K., "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Partical Size, Aging and over consolidation", *Journal of Geotechnique*, 36(3) (1986) 425-447.
۱۹. شفیعی علی، عسکری فرج ا...، دبیری روزبه، "بررسی آئین‌نامه اتحادیه اروپا (Euro code 8) در ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی خاک‌ها در جنوب شرق تهران"، پژوهش‌نامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، شماره سوم، پاییز، شماره ۳، (۱۳۸۷) ۱۶.
20. Dabiri D., Askari F., Shafiee A., Jafari M. K., "Shear wave velocity based Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: deterministic versus probabilistic approach", *Iranian journal of science and technology, Transactions of civil engineering*, 35 (C2) (2011) 199-215.
21. Andrus R. D., Stokoe K. H., Juang C. H., "Guide for Shear-Wave-Based Liquefaction Potential Evaluation", *Earthquake Spectra* (2004) 20-45.
22. Hynes M. E., Olsen R. S., "Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance", *Proceeding, International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, held 10-11 September 1998, Baltimore, M.D., A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands* (1998).
23. Iwasaki T., Tokida K., Tatsuko F., Yasuda S., "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan", *Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco* (1978) 885—896.
24. Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S., Sato H., "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", *Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation, Seattle*, (1982) 1319-1330.