

مقایسه ارزیابی پتانسیل روانگرایی با روشهای مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) و اندازه‌گیری سرعت موج برشی (V_s) در جنوب تهران

Liquefaction Evaluation by Standard Penetration Tests and Shear Wave Velocity Measurements in South of Tehran

فرج‌اله عسکری^۱، روزبه دبیری^۲ و محمد کشاورز بخشایش^۱

۱- پژوهشکده ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۲- دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران، تهران، ایران

Email: askari@iiees.ac.ir

چکیده: ارزیابی پتانسیل روانگرایی آبرفت‌های جنوب تهران با استفاده از دو روش صحرایی آزمایش مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) و اندازه‌گیری سرعت موج برشی (V_s) و مقایسه نتایج حاصل از آنها هدف عمده این تحقیق بوده است. برای ارزیابی قابلیت روانگرایی خاکهای ماسه‌ای با استفاده از SPT از طرح ساده شده سید- ادریس [۱-۲] و برای خاکهای لای‌دار از آئین‌نامه طراحی پلهای شاهرهمی ژاپن [۳] استفاده شده است. در روش دوم نیز از طرح ارائه شده توسط انستیتو ملی تکنولوژی و تحقیقات آمریکا (NIST, 1999) بهره گرفته شده است [۴]. نتایج آزمایشهای مقاومت نفوذ استاندارد از اطلاعات ژئوتکنیکی ۲۳۹ گمانه ماشینی حفر شده در نواحی جنوبی تهران جمع‌آوری شده و سرعت موج برشی خاک نیز با استفاده از نتایج ۹ آزمایش لرزه‌نگاری درون چاهی و ۷۵ آزمایش لرزه‌نگاری سطحی که توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در گستره خاکهای تهران به انجام رسیده، استخراج شده است [۵]. مقایسه نتایج برآورد پتانسیل روانگرایی با استفاده از دو روش یادشده، مطابقت نسبی نتایج آنها را نشان می‌دهد، هرچند که این نتایج با فرض دارا بودن سمنتاسیون برای خاک به یکدیگر نزدیکتر است.

کلید واژه‌ها: ارزیابی پتانسیل روانگرایی، سرعت موج برشی، آزمایش مقاومت نفوذ استاندارد

Abstract: In this paper, results of Standard Penetration Test (SPT) and shear wave velocity (V_s) measurements have been compared for liquefaction potential evaluation in south of Tehran in Iran. Liquefaction potential by SPT was evaluated based on the simplified procedure of Seed and Idriss [1-2] and specifications for highway bridges [3] for sandy soils and silty soils respectively. On the other hand, the liquefaction potential assessed using the V_s measurements based on the method proposed by National Institute of Standards and Technology (NIST) in 1998 [4]. In this study, 118 borehole data were studied considering the soil type and ground water level. V_s data was obtained based on 9 downhole and 75 seismic refraction tests performed by the International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES) [5]. The safety factor at different depths and liquefaction Potential Index at different boreholes was compared. Generally, results of the two methods are in agreement, especially if the soil is considered to be cemented.

۱- مقدمه

روانگرایی می‌توان به بزرگای زلزله و مدت زمان آن، تخلخل، تراکم نسبی، درصد ریزدانه و نشانه خمیری خاک و دامنه تنش برشی اعمالی بر توده خاک در زمان زلزله اشاره نمود [۱]. در سالهای اخیر روشهای آزمایشگاهی و صحرایی متعددی جهت ارزیابی مقاومت روانگرایی خاکها ارائه شده است. از جمله روشهای ارزیابی صحرایی می‌توان به استفاده از آزمایش مقاومت نفوذ استاندارد (SPT)، آزمایش نفوذ مخروط (CPT) و آزمایشهای ژئوسایزومیک با اندازه‌گیری سرعت موج برشی اشاره نمود. در

افزایش فشار آب منفذی در خاکهای ماسه‌ای و لایه‌های سست اشباع در هنگام زلزله بر اثر تمایل خاک به کاهش حجم منجر به کاهش تنش همه جانبه در خاک می‌شود. در این حالت مقاومت برشی خاک به شدت کاهش می‌یابد و به مقدار صفر نزدیک می‌شود. به این پدیده روانگرایی می‌گویند. این پدیده خود را به صورت نشستهای قابل توجه، ایجاد ترک و بازشدگی، فوران گل و آب، جوشش ماسه و تراوش آب از خلل و فرج موجود در سطح زمین نشان می‌دهد. از عوامل مؤثر بر وقوع

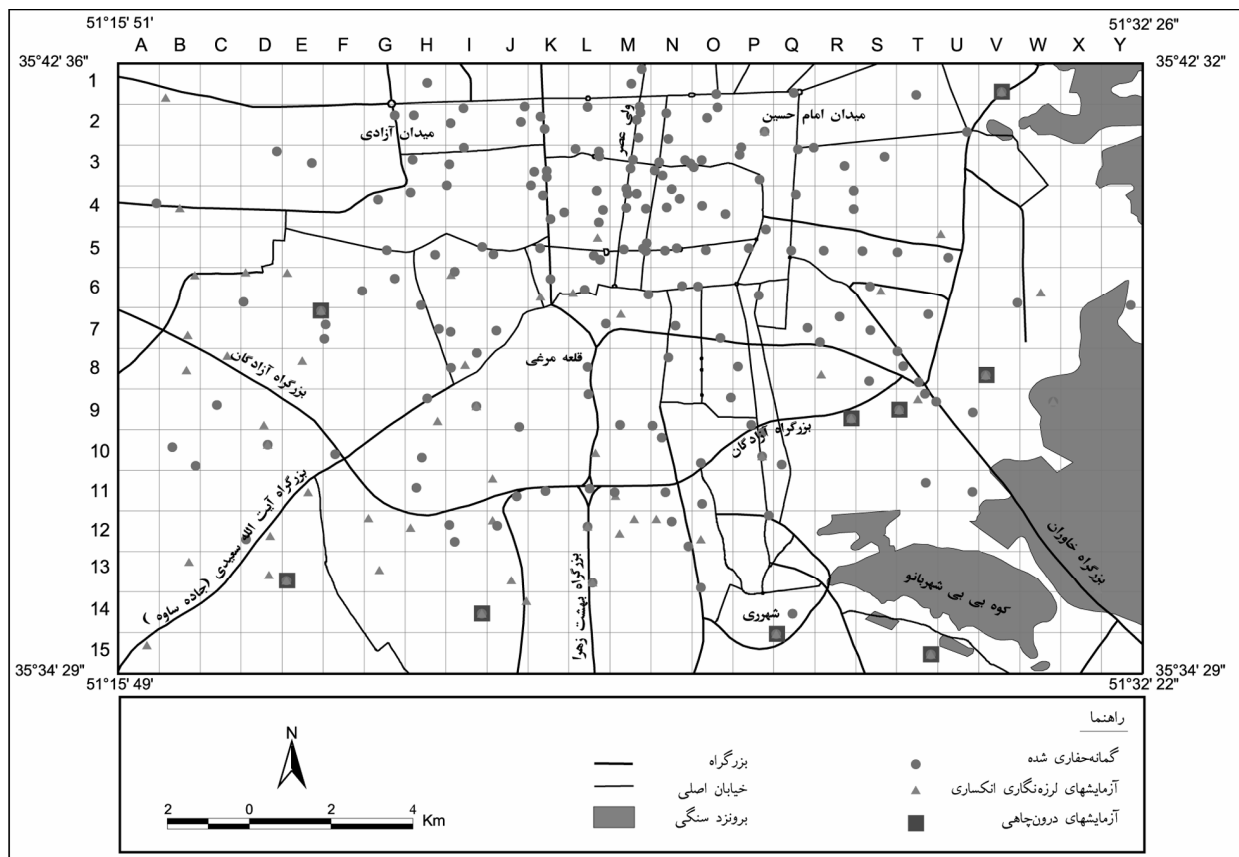
انتخاب شده در این تحقیق توصیف گردیده و سپس ضمن ارائه خلاصه‌ای از دو روش مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در برآورد پتانسیل روانگرایی، نتایج دو روش مذکور در محدوده مورد مطالعه با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

۲- شرایط عمومی و لایه‌بندی خاک

به منظور ارزیابی نتایج و کاربرد دو روش صحرایی برآورد پتانسیل روانگرایی، اطلاعات ژئوتکنیکی ۲۳۹ گمانه حفاری شده در نواحی جنوب تهران جمع‌آوری و مورد استفاده قرار گرفته است. این گمانه‌ها در گستره مناطق شهرداری ۹ الی ۲۱ قرار داشته و عموماً به روش ماشینی حفاری شده‌اند. در بررسی‌های مقدماتی، از مجموع ۲۳۹ لوگ گمانه موجود در محدوده مورد مطالعه تعداد ۷۵ گمانه با توجه به جنس خاک (شنی و رسی) و ۴۶ گمانه بدلیل پایین بودن سطح ایستابی، غیرمستعد جهت وقوع روانگرایی تشخیص داده شده و تعداد ۲۰ گمانه به جهت قابل اطمینان نبودن نتایج کنار گذاشته شده است. در نهایت ۹۸ گمانه با توجه به عمق آب زیرزمینی و نوع خاک (ماسه و لای) مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. موقعیت گمانه‌های یاد شده در شکل (۱) نشان داده شده است.

عمق سطح ایستابی یکی از عوامل اساسی در ارزیابی‌های

این تحقیق، دو روش مقاومت نفوذ استاندارد و اندازه‌گیری سرعت موج برشی (V_s) جهت ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاکهای جنوب تهران مورد استفاده قرار گرفته است. روش اصلاح شده سید و همکاران [۱-۲] و آئین‌نامه طراحی پلهای شاهراهی ژاپن [۳] برای ارزیابی روانگرایی خاک با استفاده از SPT، بدلیل اعتبار و معمول بودن آنها در مطالعات روانگرایی در ایران و سایر کشورها بکارگرفته شده است. برای برآورد روانگرایی خاک با استفاده از V_s ، روش ارائه شده توسط انستیتو ملی تکنولوژی و تحقیقات آمریکا (NIST, 1999) مورد استفاده قرار گرفته است [۴]. این انستیتو در سال ۱۹۹۹ ضمن بررسی کلیه مطالعات آزمایشگاهی [۵-۱۱]، مطالعات تحلیلی [۱۲-۱۴]، روابط میان نتایج آزمایشهای نفوذ استاندارد و سرعت موج برشی [۲، ۱۵، ۱۶، ۱۷] و داده‌های صحرایی و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در محل [۱۸-۲۰] تا آن زمان و با مقایسه نتایج حاصل از روابط بین نسبت مقاومت تناوبی (CRR) و سرعت موج برشی اصلاحی (V_{s1}) که توسط روبرتسون و همکاران [۱۸]، کاین و همکاران [۱۹]، لودز [۱۵] و آندروس و همکاران [۲۰] بدست آمده بود منحنی‌هایی را ارائه نمود که به لحاظ جامعیت، در مطالعات حاضر از آنها استفاده شده است. در ادامه ابتدا شرایط عمومی و لایه‌بندی خاک در محدوده



شکل ۱- موقعیت گمانه‌ها و آزمایشات لرزه‌نگاری در محدوده جنوب تهران [۲].

شتاب در سطح زمین (دوره بازگشت ۴۷۵ سال و عمر مفید ۵۰ ساله) استفاده شده است [۲]. شکل (۲) نقشه ارائه شده توسط این پژوهشگاه را نشان می‌دهد. در تحلیل گمانه‌ها با استفاده از سرعت موج برشی، مقادیر سرعت موج برشی براساس آزمایشهای ژئوسایزیک انکساری، درون چاهی و آنالیز طیفی امواج سطحی به دست آمده است. سرعت موج برشی خاک در گمانه‌هایی که آزمایش درون چاهی در آنها انجام شده بود مستقیماً از نتایج این آزمایشات بدست آمده است. تعداد این گمانه‌ها ۹ حلقه بوده است. برای سایر مناطق از نقشه هم سرعت موج برشی ارائه شده توسط پژوهشگاه استفاده شده است.

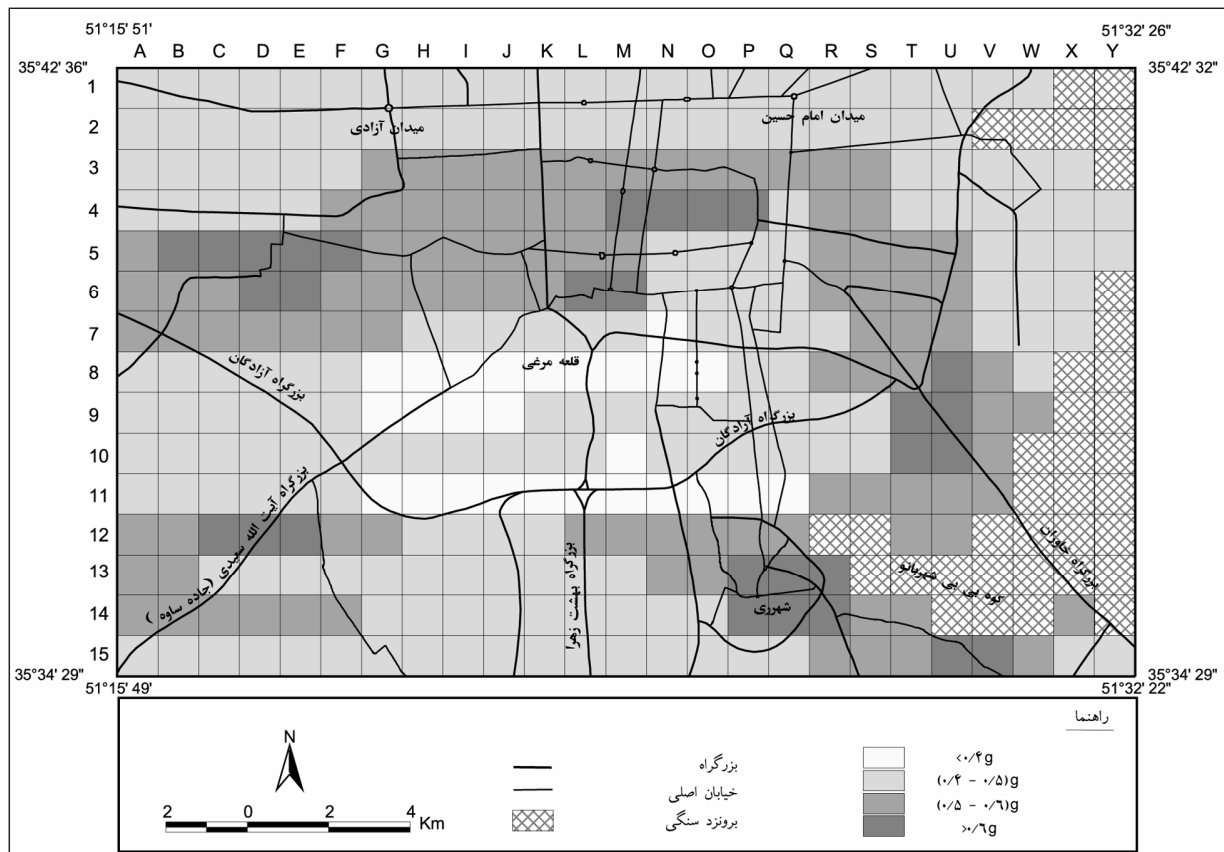
۳-۱- ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از روش مقاومت نفوذ استاندارد (SPT)

در ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاکهای ماسه‌ای با استفاده از نتایج آزمایش SPT ابتدا مقدار نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) براساس نتایج آزمایش SPT پس از اعمال ضرایب اصلاحی (جدول ۱) و بکارگیری نمودار شکل (۳) که توسط سید و همکاران [۲] در سال ۱۹۸۳ ارائه شده بدست می‌آید. بدین منظور بزرگای زمینلرزه برابر ۷/۵ فرض شده است. جزئیات روابط جهت محاسبه CRR در این روش، در پیوست ارائه شده است.

پتانسیل روانگرایی محسوب می‌شود. برای ارزیابی سطح آب زیرزمینی در گمانه‌ها از نقشه‌های هم عمق آب زیرزمینی دشت تهران که در سالهای مختلف توسط سازمان آب و فاضلاب تهران برای فصول بهار و پاییز تهیه می‌گردد، استفاده شده است [۳]. همچنین گزارش سطح آب زیرزمینی در موقع حفر گمانه نیز در ارزیابی اولیه سطح ایستابی گمانه‌ها مد نظر قرار گرفته است. علاوه بر سطح ایستابی، نوع و ویژگیهای فیزیکی و مکانیکی خاکها از عوامل مؤثر در میزان قابلیت روانگرایی آنها می‌باشد. خاکهای رسی بدلیل چسبندگی ذاتی و خاکهای شنی به علت مستهلک کردن سریع فشار آب منفذی به هنگام زلزله از قابلیت روانگرایی بسیار کمی برخوردار هستند. خاکهای ماسه‌ای ریز و لای‌دار سست، بدلیل نداشتن چسبندگی قابل‌ملاحظه، تمایل خاک به کاهش حجم بر اثر ارتعاشات ناشی از زلزله و عدم زهکشی مناسب مستعد روانگرایی می‌باشند.

۳-۲- تحلیل گمانه‌ها جهت ارزیابی پتانسیل روانگرایی

برای تحلیل گمانه‌ها و برآورد پتانسیل روانگرایی بایستی برآوردی از شتاب حداکثر سطح زمین صورت گیرد. بدین منظور از نتایج مطالعات پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در سال ۱۳۸۰ در ارتباط با پهنه‌بندی مقدار

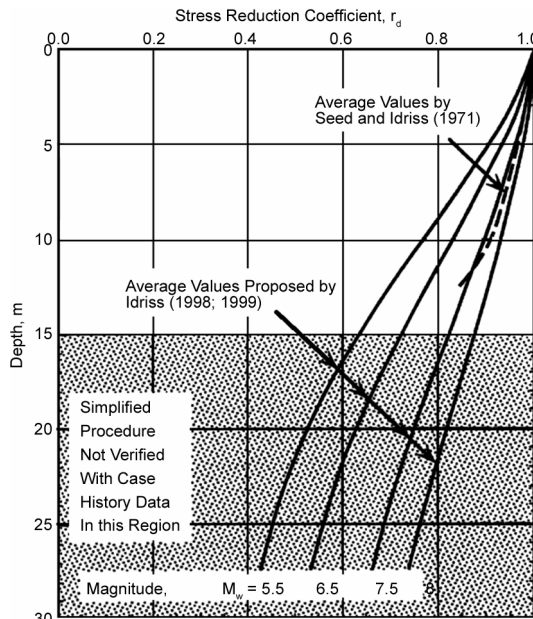


شکل ۲- پهنه‌بندی مقدار شتاب در سطح زمین [۲].

جدول ۱: ضرایب اصلاح عدد SPT [۴].

عامل	مشخصات تجهیزات	عبارت	ضریب تصحیح
فشار سربار		C_N	(p_d / σ'_v) $C_N \leq 2$
نسبت انرژی	چکش دونات چکش safety چکش دونات از نوع اتوماتیک	C_E	۰/۵-۱ ۱۷-۱/۲ ۰/۸-۱/۳
قطر گمانه	۶۵ تا ۱۱۵ میلی‌متر ۱۵۰ میلی‌متر ۲۰۰ میلی‌متر	C_B	۱ ۱/۰۵ ۱/۱۵
طول میله	۳ الی ۴ متر ۴ الی ۶ متر ۶ الی ۱۰ متر ۱۰ الی ۳۰ متر بیش از ۳۰ متر	C_R	۰/۷۵ ۰/۸۵ ۰/۹۵ ۱ < ۱
روش نمونه‌گیری	نمونه‌گیری استاندارد نمونه‌گیر بدون پوشش	C_S	۱ ۱/۱-۱/۳

تنش کل در عمق مورد مطالعه = σ_v
 تنش مؤثر در عمق مورد مطالعه = σ'_v
 شتاب ثقل زمین = g
 ضریب کاهش تنش = r_d
 مقدار ضریب کاهش تنش براساس نمودار شکل (۴) بدست می‌آید [۲۱].
 نسبت CRR/CSR به نوعی معرف مقدار ضریب اطمینان است که در بخش ۳-۴ به آن خواهیم پرداخت.



شکل ۴- نحوه ارزیابی مقدار ضریب کاهش تنش [۳].

جهت ارزیابی خاکهای از نوع لای از آئین‌نامه پلهای شهرهای ژاپن [۳] استفاده شده است. این روش توسط ایواساکی در سال ۱۹۷۸ پیشنهاد شده و مشابه روش سید و ادريس است و همان مراحل فوق را طی می‌کند [۲۲]. جزئیات روابط جهت محاسبه CRR در این روش، در پیوست ارائه شده است.

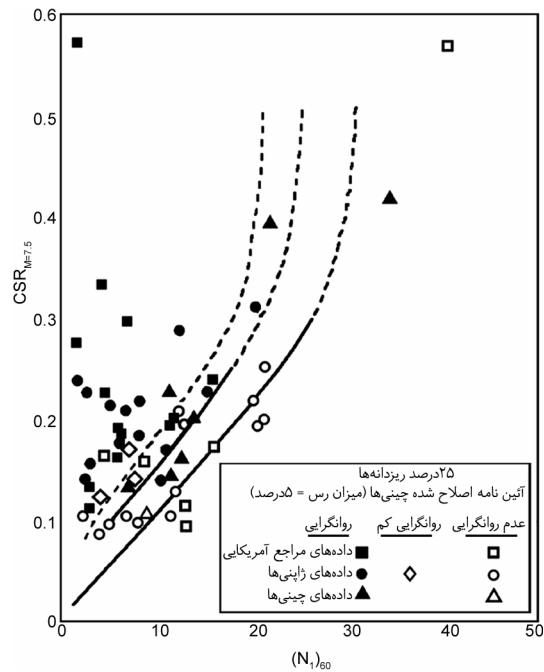
در این روش مقدار تنش برشی تناوبی توده خاک (CSR) در زمان وقوع زلزله در عمق z از روابط (۲) و (۳) محاسبه می‌شود:

$$CSR = \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times r_d \quad (2)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (3)$$

۳-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از اندازه‌گیری سرعت موج برشی

ارزیابی خاکهای مستعد روانگرایی (ماسه و لای) با استفاده از مقدار سرعت موج برشی در مقایسه با روش SPT ، روشی جدید است و از این رو مطالعات انجام‌یافته در این زمینه نیز محدود است. در این روش به جای استفاده از عدد SPT ، از مقدار سرعت موج



شکل ۳- نمودار تخمین مقاومت برشی تناوبی خاک در روش SPT [۴].

مرحله دوم در ارزیابی پتانسیل روانگرایی، تعیین نسبت تنش برشی تناوبی توده خاک (CSR)، ایجاد شده توسط زلزله در عمق مورد مطالعه، با استفاده از رابطه (۱) که توسط سید و ادريس در سال ۱۹۷۱ ارائه شده می‌باشد [۱]:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \times r_d \quad (1)$$

تنش برشی متوسط ایجاد شده بر اثر وقوع زمین‌لرزه در عمق مورد مطالعه = τ_{av}

برشی خاک برای ارزیابی مقاومت روانگرایی آن استفاده می‌شود. چنانکه گفته شد یکی از مهمترین مراجع موجود در این روش، نمودارهای ارائه شده توسط انستیتو ملی تحقیقات و تکنولوژی آمریکا که در سال ۱۹۹۹ منتشر شده می‌باشد و این مرجع در مطالعات حاضر مورد استفاده قرار گرفته است [۴]. مراحل و اصلاحات مورد نیاز برای استفاده از این روش به اجمال در ادامه آورده شده است. مقدار سرعت موج برشی بوسیله آزمایشهای صحرایی ژئوسایزیمیک انکساری، درون چاهی و آنالیز طیفی امواج سطحی بدست می‌آید. مطابق طرح مذکور، مقدار سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در عمقهای مورد مطالعه باید با استفاده از رابطه (۴) نسبت به تنش مؤثر قائم در همان عمق اصلاح شود:

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (4)$$

در رابطه فوق، V_{S1} سرعت موج برشی اصلاح شده، p_a فشار اتمسفر (برابر با 100 kPa) و σ'_v مقدار تنش مؤثر قائم در عمق مورد مطالعه است.

مقدار مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) با استفاده از رابطه اندروس-استوک که در سال ۱۹۹۸ توسط $NIST$ تعمیم داده شده محاسبه می‌شود [۴]:

$$CRR = \left\{ 0.022 \left(\frac{cV_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - cV_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right\} MSF \quad (5)$$

در رابطه (۵)، V_{S1}^* حداکثر سرعت موج برشی برای وقوع روانگرایی است که به صورت زیر بر اساس درصد ریزدانه (FC) بدست می‌آید:

$$V_{S1}^* = 200 \text{ m/s} \quad FC \geq 35\% \\ V_{S1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} \quad 5\% \leq FC \leq 35\% \quad (6)$$

$$V_{S1}^* = 215 \text{ m/s} \quad FC \leq 5\%$$

پارامتر MSF ، فاکتور مقیاس بزرگای زلزله است که بوسیله رابطه (۷) محاسبه می‌شود:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (7)$$

در مطالعه مذکور بدلیل آنکه مقدار $M_w = 7/5$ فرض شده، فاکتور مقیاس برابر ۱ می‌شود.

ضریب c ، پارامتری است که مربوط به درجه سمنتاسیون خاک است. اگر سن توده‌های خاک بیشتر از ۱۰۰۰۰ سال باشد مقدار پارامتر c بین ۰/۶ تا ۰/۸ متغیر است که در مطالعه حاضر مقدار $c = 0/7$ در نظر گرفته شده است. در صورتیکه خاک بدون سمنتاسیون و یا سن آن کمتر از ۱۰۰۰۰ سال باشد، مقدار c برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

طبق طرح ارائه شده توسط $NIST$ ، مقدار تنش برشی تناوبی ایجاد شده (CSR) بر اثر وقوع زلزله در عمق مورد مطالعه، مانند روش مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) با استفاده از رابطه (۱) به دست می‌آید.

۳-۳- اصلاح نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR)

شایان ذکر است که در ارزیابی پتانسیل روانگرایی صورت گرفته بر اساس دو روش مورد استفاده در این مقاله، مقدار مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) در عمق مورد مطالعه، به شرط آنکه در آن عمق مقدار تنش قائم مؤثر از 100 kPa تجاوز کند، با استفاده از رابطه (۸) اصلاح شده است [۲۰]:

$$CRR_j = k_{\sigma} CRR \quad (8)$$

در این رابطه، CRR مقدار مقاومت برشی تناوبی توده خاک در عمق مورد مطالعه و CRR_j مقاومت برشی تناوبی اصلاح شده توده خاک است. پارامتر k_{σ} ، ضریبی است که تابع سست یا متراکم بودن خاک است و می‌توان از رابطه (۹) مقدار آن را بدست آورد.

$$k_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^{f-1} \quad (9)$$

برای خاکهای سست $f = 0/8$ ؛ برای خاکهای با تراکم متوسط $f = 0/7$ و برای خاکهای بسیار متراکم $f = 0/6$ می‌باشد.

۳-۴- ضریب اطمینان

مقدار ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی در هر دو روش مورد بررسی با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود:

$$FS = \frac{CRR_j}{CSR} \quad (10)$$

ضریب اطمینان کمتر از یک نشان‌دهنده احتمال وقوع روانگرایی در عمق مورد بررسی می‌باشد.

۳-۵- شاخص پتانسیل روانگرایی

جهت برآورد شدت روانگرایی احتمالی در محدوده مورد مطالعه، در هر دو روش مورد بررسی از رابطه (۱۱) ارائه شده توسط ایواساکی و همکاران (۱۹۸۲) استفاده شده است [۲۲]:

$$p_L = \int_0^{20} (1 - FS)(10 - 0.5Z) dZ \quad (11)$$

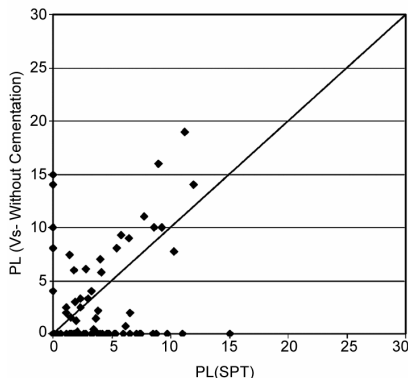
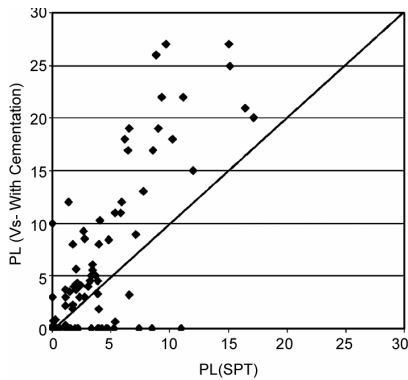
در رابطه فوق، p_L شاخص پتانسیل روانگرایی و FS ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی در عمق Z می‌باشد. مقدار p_L بین صفر تا ۱۰۰ می‌باشد. جدول (۲) پتانسیل روانگرایی را با توجه به شاخص پتانسیل روانگرایی به چهار گروه طبقه‌بندی می‌کند.

پ- شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L) در محدوده مورد مطالعه با استفاده از روش اندازه‌گیری سرعت موج برشی با دو فرض خاک بدون سمنتاسیون و دارای سمنتاسیون، در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵: شاخص پتانسیل روانگرایی با استفاده از سرعت موج برشی (با فرض خاک بدون سمنتاسیون).

شاخص پتانسیل روانگرایی	$P_L = 0$	$0 < P_L < 15$	$15 < P_L < 50$	$P_L > 15$
تعداد	۳۹	۲۶	۱۷	۱۶
درصد	۴۰	۲۷	۱۷	۱۶
(با فرض خاک دارای سمنتاسیون)				
تعداد	۶۳	۱۵	۱۱	۹
درصد	۶۴/۳	۱۵/۳	۱۱/۲	۹/۲

نمودارهای مربوط به شاخص‌های پتانسیل روانگرایی در دو روش (SPT) و سرعت موج برشی (V_s) در شکل (۵) با فرض بدون سمنتاسیون و دارای سمنتاسیون برای خاک ارائه شده است. به منظور مقایسه بهتر، درصد موارد مطابقت و عدم مطابقت نتایج حاصل از این دو روش در عمقهای مشترک، با توجه به مقدار ضریب اطمینان حاصل از هر یک از دو روش در آن عمق، در جدول (۶) آورده شده است.



شکل ۵- مقایسه نتایج ارزیابی شاخص روانگرایی با استفاده از دو روش SPT و V_s با فرض حالت سیمانی (نمودار الف) و غیرسیمانی (نمودار ب).

جدول ۲: تعیین میزان خطر روانگرایی بر اساس شاخص روانگرایی (P_L) [۱۰].

$P_L = 0$	خطر روانگرایی خیلی کم است و عموماً نیاز به تحقیقات و مطالعات دقیق نمی‌باشد.
$0 < P_L \leq 5$	خطر روانگرایی کم است، با این حال نیاز به تحقیقات و مطالعات دقیق برای سازه‌های مهم می‌باشد.
$5 < P_L \leq 15$	خطر روانگرایی زیاد است و نیاز به تحقیقات و مطالعات دقیق برای انواع سازه‌ها می‌باشد. استفاده از روشهای کاهش مخاطرات روانگرایی معمولاً ضرورت دارد.
$P_L > 15$	خطر روانگرایی خیلی زیاد است و نیاز به تحقیقات و مطالعات دقیق می‌باشد. استفاده از روشهای کاهش مخاطرات روانگرایی ضروری است.

۶-۲- تحلیل نتایج

نتایج حاصل از دو روش مختلف ارزیابی را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

الف- در ۹۸ لوگ گمانه بررسی شده، نوع خاک در ۱۲۰ مورد ماسه و در ۱۱۴ مورد لای بوده است. در جدول (۳) نتایج کلی برآورد پتانسیل روانگرایی روشهای (SPT) و (V_s) در عمقهای مختلف ارائه شده است؛

ب- شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L) با استفاده از روش مقاومت نفوذ استاندارد برای گمانه‌های بررسی شده در جدول (۴) ارائه شده است؛

جدول ۳: نتایج برآورد پتانسیل روانگرایی در اعماق مختلف با روش SPT و V_s .

جنس خاک	نوع خاک	تعداد موارد			
		روانگرا در روش SPT	روانگرا در روش V_s	غیرروانگرا در روش SPT	غیرروانگرا در روش V_s
ماسه	بدون سمنتاسیون	۱۱۸	۵۹	۲	۶۱
ماسه	دارای سمنتاسیون	۱۱۸	۹۱	۲	۲۹
لای	بدون سمنتاسیون	۱۱۴	۴۳	۰	۷۱
لای	دارای سمنتاسیون	۱۱۴	۸۲	۰	۳۲

جدول ۴: شاخص پتانسیل روانگرایی با استفاده از نتایج آزمایش SPT.

شاخص پتانسیل روانگرایی	$P_L = 0$	$0 < P_L < 5$	$5 < P_L < 15$	$P_L > 15$
تعداد	۲۲	۵۲	۲۳	۱
درصد	۲۲/۵	۵۳	۲۳/۵	۱

شامل روش مقاومت نفوذ استاندارد (SPT) و اندازه‌گیری سرعت موج برشی (V_s) مورد بررسی قرار گرفته است. مقایسه ضرائب اطمینان و شاخص پتانسیل روانگرایی دو روش فوق در بخشهایی از جنوب شهر تهران حاکی از آن است که بطور کلی شاخص پتانسیل روانگرایی محاسبه شده در روش مقاومت نفوذ استاندارد نسبت به روش سرعت موج برشی کمتر است. با فرض سمنتاسیون برای خاک، مقدار شاخص پتانسیل روانگرایی در روش مقاومت نفوذ استاندارد به مقدار این شاخص در روش سرعت موج برشی نزدیکتر می‌شود (جدول ۳). نتایج حاصل از مقایسه ضرائب اطمینان هر دو روش در یک عمق مشترک نیز بیانگر مطابقت بهتر آنها در خاکهای دارای سمنتاسیون می‌باشد (جدول ۴).

بدلیل تجربه محدود استفاده از V_s برای ارزیابی روانگرایی خاک، پیشنهاد می‌شود تا مطالعات بیشتری برای ارزیابی قابلیت استفاده از آن صورت گیرد. این امر از آن جهت حایز اهمیت است که ارزیابی سرعت موج برشی خاک در مقایسه با SPT ، ارزاتر بوده و برآورد آن کمتر از برآورد عدد SPT تابع شرایط متفاوت از نظر حفاری و اصلاحات مربوطه می‌باشد.

مراجع

1. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *J. of the Soil Mechanics and Found. Div., ASCE*, **97**(SM9), 1249-1273.
2. Seed, H.B., Idriss, I.M., and Arango, I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *J. of Geotech. Eng., ASCE*, **109**(3), 458-482.
3. جعفری، محمدکاظم (۱۳۸۰). گزارش نهایی مطالعات تکمیلی ریز پهنه‌بندی لرزه‌ای جنوب تهران، برنامه ملی تحقیقات، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
4. Andrus, R.D., Stokoe K.H., and Chung, R.M. (1999). "Draft Guidelines for Evaluating Liquefaction Resistance Using Shear Wave Velocity Measurements and Simplified Procedures", Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology (NIST).
5. Dobry, R., Stokoe, K.H., II, Ladd, R.S., and

جدول ۴: درصد موارد مطابقت نتایج حاصل از دو روش در عمقهای مشترک.

جنس خاک	ماسه		لای	
	دارای سمنتاسیون	بدون سمنتاسیون	دارای سمنتاسیون	بدون سمنتاسیون
درصد موارد همخوانی	۶۷	۴۵	۷۰	۳۴
درصد موارد غیرهمخوانی	۳۳	۵۵	۳۰	۶۶

با توجه به نتایج ملاحظه می‌شود که همخوانی دو روش در خاکهای دارای سمنتاسیون بیشتر است. یادآوری می‌شود که در هر دو روش از فرضیاتی استفاده شده که برخی از مهمترین آنها که ممکن است تفاوت نتایج در دو روش ناشی از آنها باشد عبارتند از:

الف- جهت اصلاح عدد SPT از ضرایبی استفاده شده که بعضاً ممکن است فرضیات بکار برده شده در محاسبه این ضرائب از دقت کافی برخوردار نباشند؛

ب- ممکن است مقدار V_{SI}^* (حداکثر سرعت موج برشی برای وقوع روانگرایی) توصیه شده توسط $NIST$ ، برای محدوده مورد مطالعه مناسب نباشد؛

پ- در تعیین مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) در روش سرعت موج برشی، پارامتر c براساس درجه سمنتاسیون خاک محاسبه می‌شود. مقدار این پارامتر به توصیه $NIST$ برابر با ۰/۷ در نظر گرفته شده که ممکن است برای محدوده مورد مطالعه مناسب نباشد.

ت- از جمله محدودیتهای SPT می‌توان به محدودیت استفاده از آن در نهشته‌های شنی اشاره نمود. این امر از آن جهت حایز اهمیت است که معمولاً در طبیعت، خاکهای ماسه‌ای با رسوبات درشت دانه همراه هستند و این رسوبات باعث افزایش غیرعادی نتایج این آزمایش می‌شود.

ث- برای ارزیابی سرعت موج برشی غالباً از اندازه‌گیریهای سطحی استفاده می‌شود. در این حالت بر خلاف آزمایش SPT که در آن عدد SPT مستقیماً در عمقی مشخص اندازه‌گیری می‌شود، سرعت موج برشی در عمقی خاص با اندازه‌گیری کلی سرعت موج برشی در لایه‌ای از خاک بدست می‌آید. استفاده از نتایج اندازه‌گیریهای درون چاهی می‌تواند برای حل این محدودیت مؤثر باشد.

۴- بحث و نتیجه‌گیری

در مطالعات حاضر دو روش صحرایی ارزیابی پتانسیل روانگرایی

- Potential of Sands from Shear Wave Velocity”, *Proc. Ninth World Conf. on Earthquake Engrg.*, Tokyo, Japan, **III**, 213-218.
14. Andrus, R.D. (1994). “In Situ Characterization of Gravelly Soils that Liquefied in the 1983 Borah Peak Earthquake” Ph.D. Dissertation, The Univ. of Texas at Austin., p. 533.
 15. Lodge, A.L. (1994). “Shear Wave Velocity Measurements for Subsurface Characterization”, Ph.D. Dissertation, Univ. of Calif. at Berkeley.
 16. Kayabali, K. (1996). “Soil Liquefaction Evaluation Using Shear Wave Velocity”, *Engrg. Geology*, Elsevier Publisher, New York, NY., **44**(4), 121-127.
 17. Rollins, K.M. Diehl, N.B., and Weaver, T.J. (1998b). “Implications of V_s -BPT- $(N_1)_{60}$ Correlations for Liquefaction Assessment in Gravels”, *Geotech. Earthquake Engineering and Soil Dyn. III*, Geotech. Special Pub. No. 75, P. Dakoulas, M. Yegian, and B. Holtz, Eds., *ASCE*, **1**, 506-517.
 18. Robertson, P.K., Woeller, D.J., and Finn, W.D.L. (1992). “Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading”, *Canadian Geotech. J.*, **29**, 686-695.
 19. Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B., Lodge, A., Nishio, S. and Coutinho, R. (1992). “Evaluation of SPT., CPT., and Shear Wave-Based Methods for Liquefaction Potential Assessment Using Loma- Prieta Data”, *Proc. Fourth Japan. U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-92-0019, M. Hamada and T.D. O’Rourke, Eds., Held 27-29 May, Honolulu, Hawaii, Nat. CTR. For Earthquake Eng. Res. Res. Buffalo. NY, **1**, 177-204.
 20. Andrus, R.D. and Stokoe, K.H. KK (1997). “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., 4-5 Jan. 1996, Nat. Ctr. for Earthquake Eng. Res., Buffalo, NY, 89-128.
 6. Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel F.Y., Chung, R.M., and Powell, D. (1982). “Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands during Earthquake by the Cyclic Strain Method”, NBS. 138, Nat. Bureau of Standards, Gaithersburg, MD, p 152.
 7. De Alba, P. Baldwin K., Janoo, V., Roe, G., and Celikkol, B. (1984), “Elastic-Wave Velocities and Liquefaction Potential”, *Geotech. Testing J., ASTM*, **7**(2), 77-87.
 8. Hynes, M.E. (1988). “Pore Pressure Generation Characteristics of Gravel under Undrained Cyclic Loading, Ph.D. Dissertation, Univ. of Calif., Berkeley.
 9. Tokimatsu, K. and Uchida, A. (1990). “Correlation Between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity”, *Soils and Found., Japanese Society of Soil Mechanics and Found Engrg.*, **30**(2), 33-42.
 10. Tokimatsu, K., Kuwayama, S., and Tamura, S. (1991a). “Liquefaction Potential Evaluation Based on Rayleigh Wave Investigation and its Comparison with Field Behavior,” *Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engrg. and Soil Dyn.*, S. Prakash, Ed., 11-15 Mar, St. Louis, MO, Univ. of Missouri at Rolla, **1**, 357-364.
 11. Rashidian, M. (1995). “Undrained Shearing Behavior of Gravelly Sands and its Relation with Shear Wave Velocity”, Thesis, Geotech. Engrg. Lab, Dept. of Civil Engrg. Univ. of Tokyo, Japan.
 12. Bierschwale, J.G. and Stoke, K.H., II (1984). “Analytical Evaluation of Liquefaction Potential of Sands Subjected to the 1981 Westmorland Earthquake”, *Geotech. Engrg. Report GR-84-15*, Th Univ. of Texas at Austin.
 13. Stokoe, K.H., II, Roesset, J.M., Bierschwale, J.G., and Aouad, M. (1988c). “Liquefaction

$$C_B = \text{ضریب اصلاح قطر گمانه}$$

$$C_R = \text{ضریب اصلاح طول میله}$$

مقدار ضریب اصلاح فشار سربار از رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0.5} p_a = 100kpa \quad (2)$$

مقادیر ضرایب دیگر براساس جدول (۱) بدست می‌آید.

– محاسبه نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) [۲۳]

در این روش که به روش ایواساکی نیز موسوم است مقدار مقاومت برشی تناوبی خاک (CRR) از جمع سه فاکتور مربوط به فشار سربار، دانه‌بندی و مقدار ریزدانه خاک تبعیت می‌کند که به شرح زیر می‌باشد:

$$CRR = R_1 + R_2 + R_3 \quad (3)$$

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N_j}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (4)$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & 0.02mm < D_{50} < 0.05mm \\ 0.225 \log \frac{0.35}{D_{50}} & 0.05mm < D_{50} < 0.6mm \\ -0.05 & 0.6mm < D_{50} < 2mm \end{cases} \quad (5)$$

$$R_3 = \begin{cases} 0 & \%0 \leq FC \leq 40\% \\ 0.004FC - 0.16 & 40\% \leq FC \leq 100\% \end{cases} \quad (6)$$

$$N_j = 0.833(N_1)_{60} \quad (7)$$

$N_j =$ عدد SPT (براساس آئین‌نامه ژاپن)

$D_{50} =$ اندازه متوسط دانه‌ها

$\sigma'_v =$ تنش مؤثر قائم در عمق مورد مطالعه (kg/cm^2)

$FC =$ مقدار درصد ریزدانه

21. Sykora, D.W. (1987b), "Creation of a Data Base of Seismic Shear Wave Velocities for Correlation Analysis", Geotechnical Laboratory Miscellaneous Paper GL.

۲۲. دبیری، روزبه (۱۳۸۲). "ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از سرعت موج برشی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران.

23. "Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land" (1997). Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan.

پیوست

– محاسبه نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) در روش سید و همکاران [۲]

نسبت مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) در روش سید و همکاران [۲] با استفاده از نمودار شکل (۳) بدست می‌آید. در نمودار مذکور مقدار پارامتر $(N_1)_{60}$ تابعی از تنش مؤثر، نوع چکش دستگاه، طول میله و قطر گمانه و نمونه‌گیر است و از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$(N_1)_{60} = N \times C_N \times C_E \times C_S \times C_R \times C_B \quad (1)$$

که در رابطه فوق:

$N =$ SPT تعداد ضربات

$C_N =$ ضریب اصلاح برای فشار سربار

$C_E =$ ضریب اصلاح انرژی چکش

$C_S =$ ضریب اصلاح نمونه‌گیر