بررسي اثرات محلي ساختگاه روي جنبش‌هاي قوي زمين در منطقه‌ي عباس‌آباد(محدوده‌ي مصلي تهران)

سيد مجدالدين ميرحسيني[i]; سيد مهدي بابايي[ii]

چكيده

اثرات محلي ساختگاه نقش بسيار مهمي در مشخصات حركات لرزه‌اي و از آن طريق در حركات مبناي طرح زمين دارند زيرا مي‌توانند جنبش‌هاي لرزه‌اي را قبل از رسيدن به سطح زمين با شدت بزرگ (يا كوچك) نمايند.

هدف اين مقاله بررسي پاسخ محلي زمين در منطقه‌ي عباس‌آباد (محدوده‌ي مصلي تهران) است. براي انجام تحليل ديناميكي آبرفت ويژگي‌هاي ديناميكي لايه‌هاي خاك با استفاده از نتايج آزمايشات لرزه‌اي امواج نزولي در محل ٦ گمانه تعيين و پس از بررسي ويژگي‌هاي لرزه‌خيزي سنگ بستر منطقه، ١٥ شتابنگاشت از زمين‌لرزه‌هاي مختلف دنيا انتخاب شده است. با توجه به توپوگرافي و شرايط خاك محلي از تحليل يك‌بعدي خطي معادل استفاده شده و نتايج آن به صورت نقشه‌هاي ريزپهنه‌بندي بيشينه شتاب و سرعت زمين، بيشينه بزرگنمايي و طيف طرح ويژه‌ي ساختگاه ارائه شده است. نتايج نشان مي‌دهد كه حضور لايه‌هاي خاك دانه‌اي متراكم، با سختي بالا و ضخامت كم روي حركت لرزه‌اي سنگ بستر تاثير چندانی ندارد و كاربرد طيف نرمال طراحي آيين‌نامه زلزله ايران (٢٨٠٠) برای ساختگاه مورد بررسی، در زمان‌های تناوب بلند نتايج محافظه‌كارانه‌ای بدست می‌دهد.

كلمات كليدي

اثرات محلي ساختگاه, پاسخ محلي زمين, تحليل خطي معادل, ريزپهنه‌بندي.

An Investigation of Local Site Effects on Strong Ground Motions in Abbas-Abad (Tehran Mosalla) Region

S. M. Mirhoseini; S. M. Babaee

ABSTRACT

Local site effects play a very important role in characterizing seismic and design ground motions because they may strongly amplify (or deamplify) seismic motions before reaching the ground surface.

The purpose of this paper is to evaluate local ground response in ABASBAD region (around the TEHRAN MOSALLA). To perform dynamic analysis, soil layers dynamic characteristics is determined from seismic down-hole tests performed at 6 borehole stations. Bedrock Seismicity characteristics is evaluated and 15 accelerograms from various earthquakes around the world is selected. Considering the local topography and soil conditions, one dimensional equivalent linear analysis is performed and results is presented in form of microzonation maps of maximum ground acceleration and velocity, maximum amplification and site specific design spectra. The results indicate that presence of stiff shallow granular soil layers has no considerable affect on bedrock seismic motions and using Iranian earthquake code (2800) normalized design spectra for this site, is conservative at long periods.

KEYWORDS

Local Site Effect, Local Ground Response, Equivalent Linear Analysis, Microzonation.

تاريخ دريافت مقاله:١٣٨۶/١٢/٢٣

تاريخ اصلاحات مقاله:١٣٨٧/١١/٢٩

[i] *نويسنده مسئول و دانشيار دانشكده مهندسی عمران و محيط زيست، دانشگاه صنعتي اميركبير، تهران:
Email: mirh53@yahoo.com

[ii] دانشجوي كارشناسي ارشد مهندسی خاک و پي، دانشكده مهندسی عمران و محيط زيست، دانشگاه صنعتي اميركبير، تهران:
Email: sm.babaee @gmail.com

۱- مقدمه

سال‌هاست که اثر شرايط محلي زمين‌شناسي و خاک بر شدت لرزش‌هاي زمين و خرابي‌هاي زلزله شناخته شده است. Mac Murdo (۱۸۲٤) خاطر نشان ساخت که در زلزله‌ي ۱۸۱۹، Cutch در هندوستان، ساختمان‌هايي که بر سنگ مستقر بودند به اندازه‌ساختمان‌هايي که شالوده‌ي آنها به انتهاي لايه‌ي خاک نرسيده بود، تحت تأثير قرار نگرفتند. Wood (۱۹۰۸) و Reid (۱۹۱۰) نشان دادند که شدت زمين‌لرزه سانفرانسيسکو به شرايط محلي خاک و زمين‌شناسي مربوط بوده است[۹].

اثرات ساختگاهي زماني بيشتر مورد توجه قرار گرفت که طي زلزله سال ۱۹۸۵ ميچواکان مکزيک، بزرگنمايي به علت وجود لايه‌هاي نرم رس، باعث تخريب ساختمان‌هاي بلندمرتبه‌اي شد که در فواصل زيادي نسبت به مبدا زلزله قرار داشتند[۹].

زلزله‌ي سال ۱۹۸۹ لوماپريتا در محدوده‌ي خليج سانفرانسيسکو، خرابي گسترده‌اي در ساختگاه‌هاي رسي عادي تحکيم يافته، معروف به گل خليج جوان (Young Bay Mud) و خرابي‌هاي جزئي در ديگر نقاط به‌وجود آورده بود که الگوي خرابي بيانگر اهميت اثرات محلي لايه‌هاي رسي نرم است[۱۲].

Hough و همکاران در سال ۱۹۹۰، با مطالعه‌ي پاسخ گل خليج جوان ، آبرفت و سنگ طي پس‌لرزه‌هاي زلزله‌ي لوماپريتا، نتيجه گيري کردند که لايه سخت و عميق در زير لايه گل خليج جوان تاثير مهمي در افزايش پاسخ‌ها دارد[۵].

Dickenson در سال ۱۹۹۴، پاسخ ثبت شده‌ي ۱۰ ساختگاه رسي عميق طي زلزله‌ي سال ۱۹۸۹ لوماپريتا در ناحيه خليج سانفرانسيسکو را با پاسخ محاسبه شده با استفاده از تحليل خطي معادل و تحليل غيرخطي مورد مطالعه قرار داد[۷].

Chang در سال ۱۹۹۶ با بررسي پاسخ سه ساختگاه رسي بيش‌تحکيم يافته‌ي سخت و عميق با پاسخ محاسبه شده با استفاده از تحليل خطي معادل و تحليل غيرخطي نتيجه گرفت که لايه‌هاي سخت و عميق خاک رس به‌اندازه لايه‌هاي نرم رسي مي‌توانند درتشديد امواج زلزله موثر باشند[۵].

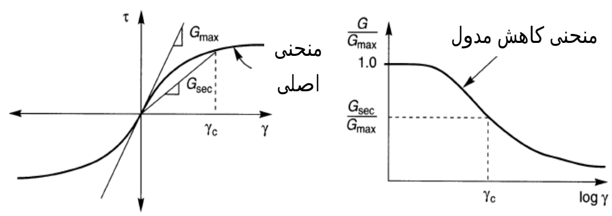
Chang و همکاران در سال ۱۹۹٦ با بررسي پاسخ زمين طي زلزله‌ي ۱۹۹٤ نورتريج و مقايسه با نتايج تحليل‌هاي خطي معادل و غيرخطي، بر اهميت لايه‌هاي آبرفتي عميق و سخت (بيشتر ماسه‌اي) در تشديد حرکات زمين تاکيد کردند[٦].

در اين مقاله پس از مروري بر ويژگي‌هاي ديناميکي خاک‌ها و تئوري تحليل خطي معادل، پاسخ محلي زمين در منطقه عباس‌آباد (محدوده مصلي امام خميني (ره)) با استفاده از تئوري تحليل يک بعدي خطي معادل مورد بررسي قرار خواهد گرفت.

۲- مروري بر خواص ديناميکي خاک‌ها

بطور کلی دو پارامتر ديناميکي خاک که با شدت به سطح کرنش برشي وابسته و در تحليل پاسخ زمين مورد نياز هستند عبارتند از: ۱- مدول برشي ديناميکي (G) و ۲- ميرايي.

در کرنش‌هاي کم، پوش نقاط متناظر با نقاط فوقاني حلقه‌هاي هيسترزيس متعلق به کرنش‌هاي سيکلي مختلف، منحني اصلي (Backbone Curve) ناميده مي‌شود. شکل (۱) تغييرات ضريب مدول با کرنش برشي را که بصورت ترسيمي بوسيله منحني کاهش مدول بيان شده است نشان مى‌دهد[۹].



شکل (۱): منحني اصلي و تغييرات تيپ G_{SEC} با کرنش برشي[۹] .

۲-۱- مدول برشي ماکزيمم (Gmax)

مدول برشي ماکزيمم هم از طريق آزمايش‌هاي لرزه‌اي و هم بر اساس پارامترهاي خاک (بدست آمده از مطالعات آزمايشگاهي يا صحرايي) قابل بازيافت است. از آنجا که اغلب آزمايشات ژئوفيزيکي لرزه‌اي کرنش برشي کمتر از ۰/۰۰۰۳ درصد توليد مي‌نمايند و مشکل دست‌خوردگي نمونه‌ها حين نمونه برداری نيز وجود ندارد، سرعت‌هاي موج برشي اندازه‌گيري شده براي محاسبه G_{max} قابل استفاده مي‌باشند[۹]:

$$G_{\max} = \rho V_s^{\,2} \qquad (۱)$$

۲-۲- منحني‌هاي نسبت مدول و ميرايي

منحني‌هاي استاندارد نسبت مدول و ميرايی بيشتر از دو راه به‌دست آمده‌اند. اول، منحني‌هايي که حاصل مطالعات آزمايشگاهي سيکلی است و براي خاک‌هاي چسبنده حساس به پلاستيسيته خاک و بيش‌تحکيم يافتگي و براي خاک‌هاي دانه‌اي حساس به فشار محصور کننده است. دوم، منحني‌هايي که حاصل آناليز برگشتي رکوردهاي حرکات زمين است[۷] [۱۳].

منحني‌هاي به‌دست آمده از مطالعات آزمايشگاهي، در محدوده کرنش ۰/۰۰۱ درصد تا ۱ درصد، براي تنش سربار موثر کمتر از ۳ اتمسفر و در فرکانس بارگذاری يک هرتز(Hz)

تعريف شده‌اند. وقتي شرايط ميداني متفاوت از شرايطي باشد كه منحني‌هاي استاندارد تحت آن به‌دست آمده‌اند، نياز به انجام آزمايش‌هاي ويژه براي تعيين خواص خاک است[۱۳].

۲-۲-۱ -نسبت مدول (G/Gmax)

اثرات دامنه‌ي خميري و فشار محدودكننده‌ي موثر بر رفتار نسبت مدول‌ها توسط Ishibashi و Zhang در سال ۱۹۹۳ به صورت رابطه (۲) تركيب شده است[۸]:

$$G/G_{\max} = K(\gamma, PI)\,(\sigma'_m)^{m(\gamma,PI)\_m_o} \qquad (۲)$$

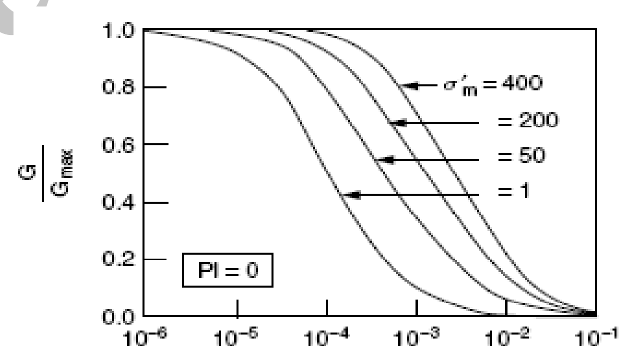
كه در آن

$$k(\gamma,PI) = 0.5\left\{1 + tgh\left[\ln\left[\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma}\right]^{0.492}\right]\right\}$$

$$m(\gamma,PI) - m_o = 0.272\left\{1 - tgh\left[\ln\left[\frac{0.000556}{\gamma}\right]^{0.4}\right]\right\}\exp(-0.0145\,PI^{1.3})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & PI = 0 \\ 3.37\times10^{-6}\,PI^{1.404} & 0 < PI \le 15 \\ 7.0\times10^{-7}\,PI^{1.976} & 15 < PI \le 70 \\ 2.7\times10^{-5}\,PI^{1.115} & PI > 70 \end{cases}$$

اثر فشار محدود كننده بر رفتار نسبت مـدول بـراي خـاک‌هـاي غير پلاستيک مطـابق روابـط Ishibashi و Zhang در شـكل (۲) نشان داده شده است.

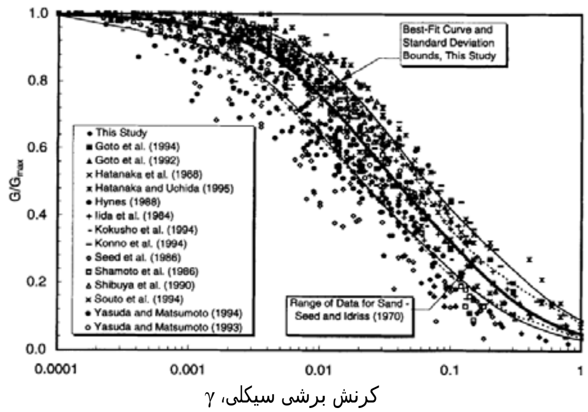


شكل (۲): اثر فشار محدودكننده‌ي موثر متوسط بر منحني‌هاي نسبت مدول براي‌خاک غير پلاستيک *(PI=0)* [۹].

Rollins و همكاران در سال ۱۹۹۸ با استفاده از نتايج ۱۵ تحقيق مختلف، منحني‌هاي شكل (٤) را براي خاک‌هاي شني پيشنهاد كردند. همانطور كه مشخص است، نتايج برابری خوبي با منحنی Seed و Idriss در سال ۱۹۷۰ براي ماسه دارد. آنها در ادامه نتيجه گرفتند وقتي فشار محدود كننده افزايش مي‌يابد، مقادير از باند پايين به سمت باند بالا افزايش مي‌يابد[۱۰].

۲-۲-۲ - ميرايي

Ishibashi و Zhang در سال ۱۹۹۳ رابطه‌ي (۳) را براى ضريب ميرايي خاک‌هاي خميري و غير خميري ارائه دادند.

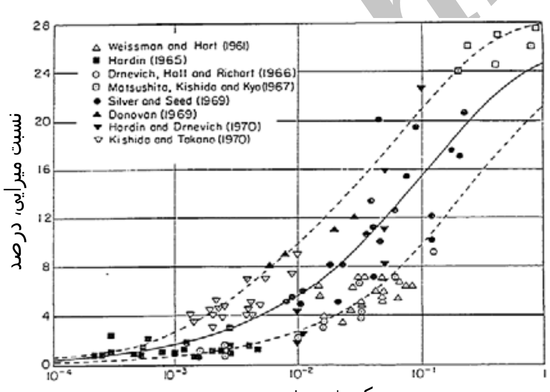


شكل (۳): منحني نسبت مدول برحسب كرنش براي شن بر اساس نتايج مطالعات ۱۵ محقق مختلف، به همراه منحني پيشنهاد شده توسط سيد و ادريس در سال ۱۹۷۰ [۱۰].

با استفاده از رابطه‌ي (۲) براي محاسبه نسبت مدول G/G_{max}، ضريب ميرايي چنين خواهد شد[۸].

$$\xi = 0.333\frac{1+\exp(-0.0145\,PI^{1.3})}{2}\,[0.586\left[\frac{G}{G_{\max}}\right]^2 - 1.547\frac{G}{G_{\max}} + 1] \qquad (۳)$$

Seed و Idriss در سال‌های ۱۹۷۰ و ۱۹۸٦ منحنـي شـكل (۵) را براي ضريب ميرايي خاک‌هاي غير چسبنده ارائه كردند [۱۱].



شكل (۴): تغييرات ضريب ميرايي خاک‌هاي غير چسبنده (ماسه‌ای و شنی) با كرنش برشي سيكلي [۱۱].

۳- مروري بر تئوري انتشار يک بعدي امواج

با فرض معادله يک بعدي حركت براي موج برشي كه به‌صورت قائم منتشر مي‌شود و مدلسازی خاک به‌صورت

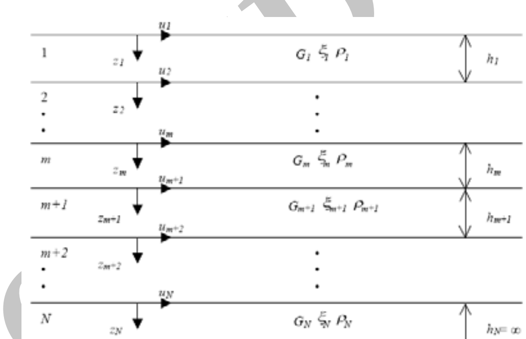
المان‌ها با مدل رفتاري Kelvin-Voigt، رابطه‌ی جابجایی در هر زمان و مکان برای بارگذاری هارمونیک به صورت رابطه (۴) بیان می‌شود:

$$u(z,t) = Ee^{i(\omega t + K^{*}z)} + Fe^{i(\omega t - K^{*}z)} \qquad (۴)$$

که در آن E و F دامنه‌ي موج بالا رونده و پایین رونده وابسته به شرایط مرزي بوده، $K^{*} = \omega / v_s^{*}$ عدد موج مختلط و v_s^{*} سرعت موج برشي مختلط و طبق رابطه‌ی (۵) برابر است با:

$$v_s^{*} = \sqrt{\frac{G^{*}}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1+i\xi) = v_s(1+i\xi) \qquad (۵)$$

حال یک سیستم خاک لایه بندي‌شده شامل N لایه افقي را در نظر بگیرید که N امین لایه سنگ بستر است (شکل (۵))[٤].



شکل (۵): مشخصات خاک لایه‌اي واقع بر بستر سنگي [۱۲].

رابطه‌ی جابجایي در هر زمان و مکان مطابق رابطه‌ي (٤) و تنش برشي از رابطه‌ي (۶) به‌دست مي‌آید:

$$\tau(z,t) = G^{*}\frac{\partial u}{\partial z} = (G + i\omega\eta)\frac{\partial u}{\partial z} = G(1+2i\xi)\frac{\partial u}{\partial z} \qquad (۶)$$

از طرفي جابجایي و تنش برشي در مرز لایه‌ها باید سازگار باشد. پس از اعمال شرط سازگاري و انجام عملیات ساده‌سازي ریاضي، معادلات برگشتي (۷) و (۸) حاصل مي‌شود:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2}E_m(1+\alpha_m^{*})e^{iK_m^{*}h_m} + \frac{1}{2}F_m(1-\alpha_m^{*})e^{-iK_m^{*}h_m} \qquad (۷)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2}E_m(1-\alpha_m^{*})e^{iK_m^{*}h_m} + \frac{1}{2}F_m(1+\alpha_m^{*})e^{-iK_m^{*}h_m} \qquad (۸)$$

که در این روابط α_m^{*} ضریب امپدانس مختلط در مرز میان لایه‌هاي m و $m+1$ و بر طبق رابطه‌ی (۹) برابراست با:

$$\alpha_m^{*} = \frac{K_m^{*}G_m^{*}}{K_{m+1}^{*}G_{m+1}^{*}} = \frac{\rho_m(v_s^{*})_m}{\rho_{m+1}(v_s^{*})_{m+1}} \qquad (۹)$$

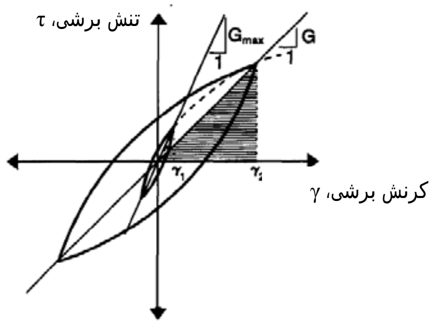
الگوریتم برگشتي از سطح زمین آغاز مي‌شود که تنش برشي در آن صفر است $(E_1=F_1)$ و روابط برگشتي براي لایه‌هاي ۲ تا m به‌کار مي‌رود. تابع تبدیل A_{mn} که جابجایي، سرعت و شتاب در سطح لایه‌هاي m و n را به‌هم مرتبط مي‌سازد و بر طبق رابطه‌ی (۱۰) برابر است با:

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \qquad (۱۰)$$

رابطه‌ی (۱۰) نشان مي‌دهد که با دانستن حرکت در یک نقطه از خاک مي‌توان حرکت در نقاط دیگر را به‌دست آورد[٤].

٤- مروري بر تئوري تحلیل خطي معادل

شکل شماتیک حلقه‌ي هیسترزیس یک نمونه خاک در شکل (٦) نشان داده شده است.



شکل (۶): مدول برشي تانژانت (G_{max}) و مدول برشي سکانت (G)

این منحني بوسیله پارامترهایي که شکل عمومي آنرا بیان مي‌کنند قابل توصیف است، به این صورت که مدول برشي معادل خطي، G، به‌صورت مدول برشي سکانت فرض مي‌شود.

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \qquad (۱۱)$$

که τ_c و γ_c به ترتیب دامنه‌هاي تنش و کرنش برشي مي‌باشند و ضریب میرایي معادل خطي، ξ، به‌صورت ضریب میرایي که اتلاف انرژي یکساني با آن‌چه که منحني هیسترزیس متعلق به یک سیکل واقعي ایجاد مي‌نماید، در نظر گرفته مي‌شود.

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi}\frac{A_{loop}}{G_{sec}\ \gamma_c^2} \qquad (۱۲)$$

که در آن W_D انرژي مستهلک شده، W_s حداکثر انرژي کرنشي (برابر با مساحت مثلث هاشور خورده در شکل(٦)) و A_{loop} سطح منحني هیسترزیس مي‌باشد.

تراز کرنش در آزمون‌هاي آزمایشگاهي که از آنها منحني‌هاي کاهش مدول و ضریب میرایي به دست آمده تحت بارگذاري‌هاي هارمونیک تعیین شده است و با ماکزیمم تاریخچه زماني کرنش برشي ناشي از بارگذاري زلزله متفاوت است. در نتیجه، معمولا کرنش برشي موثر را بصورت درصدی از کرنش برشي ماکزیمم در نظر مي‌گیرند[۹].

Idriss و Sun در سال ۱۹۹۲ رابطه‌ی (۱۳) را براي نسبت کرنش پیشنهاد کردند:

$$R_\gamma = \frac{M-1}{10} \quad (۱۳)$$

در رابطه‌ی (۱۳) R_γ نسبت کرنش برشي موثر به کرنش ماکزیمم و M بزرگاي زلزله است. به‌طور کلي به‌نظر مي‌رسد مقدار $R_\gamma = ۰/۶۵$ براي زلزله‌هاي متوسط($M < ۷$) و حوزه دور بزرگ باشد و با در نظر گرفتن $R_\gamma = ۰/۳۵-۰/۵۵$ براي بزرگي $M_s = ۶-۷$ و $R_\gamma = ۰/۵۵-۰/۷$ براي بزرگي $M_s = ۷-۸$ مي‌توان نتايج تحليل را بهبود بخشيد [۷].

از آنجاکه تراز کرنش محاسبه شده به‌مقادير خواص خطي معادل بستگي دارد، کاربرد يک روند تکراري ضروري است[۹].

Youshida در سال ۱۹۹٤ و Youshida و همکاران در سال ۲۰۰۲، ضعف‌هاي عمده روش خطي معادل را لحاظ نکردن توليد و توزيع فشار آب حفره‌اي، بيش تخمين زدن شتاب ماکزيمم و تنش برشي در حرکات قوي زمين و کم تخمين زدن تابع تشديد در فرکانس‌هاي بالا بيان کرده‌اند[۱٤] [۱۵].

۵- بررسي پاسخ محلي زمين در محدوده‌ي مصلي تهران

۵-۱- مشخصات خاک محدوده‌ي مصلي تهران

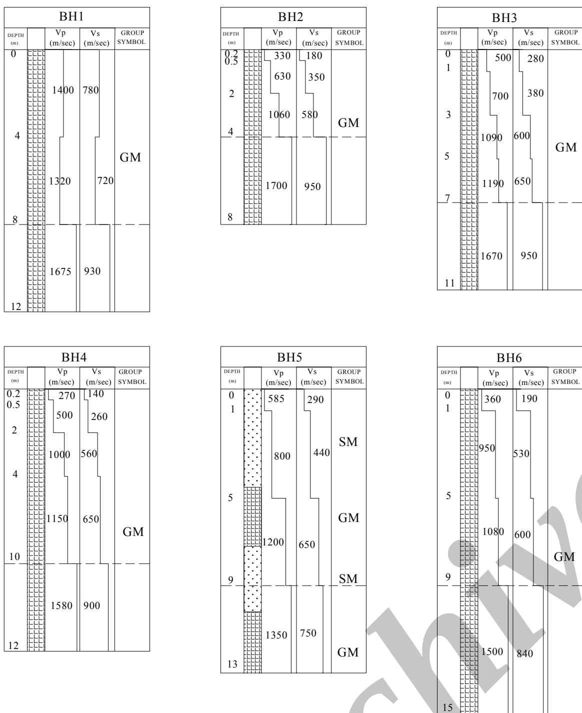
لايه‌بندي خاک محدوده طرح، متعلق به سازند A و اغلب شن و ماسه سيلت دار با مقادير متفاوت قلوه سنگ است و در هيچ يک از گمانه‌ها تا عمق کاوش، به آب زيرزميني برخورد نشده است. وزن مخصوص خشک نمونه‌هاي اخذ شده به‌صورت مغزه بين ۱/۷۴ تا ۱/۹۲ گرم بر سانتيمتر مکعب و وزن مخصوص تر نمونه‌ها بين ۱/۸۴ تا ۱/۹۹ گرم بر سانتيمتر مکعب گزارش شده است. مقدار چسبندگي خاک ناچيز و مقدار زاويه اصطکاک داخلي خاک (φ) اغلب بين ۳۷ تا ۳۸ درجه قرار دارد[۳].

سنگ بستر لرزه‌اي زمين شناختي داراي سرعت موج برشي بزرگتر از ۲۵۰۰ متر بر ثانيه است، اما دست‌يابي به چنين سرعتي در لايه‌هاي سطحي خاک دور از دسترس مي‌نمايد. در تحقيق حاضر، مطابق با ويژگي‌هاي لايه‌هاي سنگي مندرج در آيين‌نامه زلزله ايران (استاندارد۲۸۰۰)، لايه‌هايي به عنوان سنگ بستر لرزه‌اي مهندسي در نظر گرفته شده‌اند که سرعت موج برشي در آنها ۷۵۰ متر برثانيه يا بيشتر باشد.

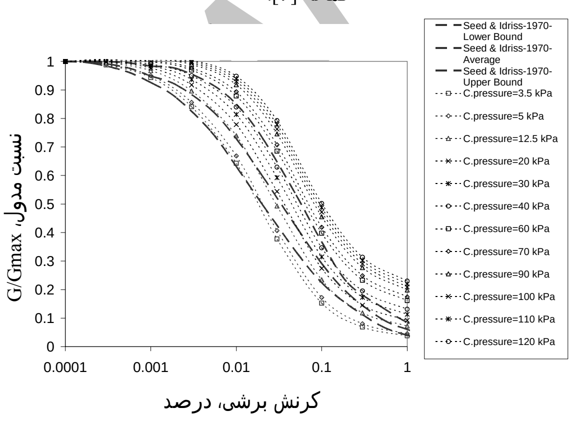
آزمايش‌هاى لرزه‌اي امواج نزولي در محل ۶ گمانه انجام شده است[۳]. در شکل (۷) پروفيل خاک و سرعت امواج حجمي بدست آمده از آزمايش‌هاي لرزه‌اي و سطح لايه سنگ بستر لرزه‌اي مهندسي (به کمک خط چين) نشان داده شده است.

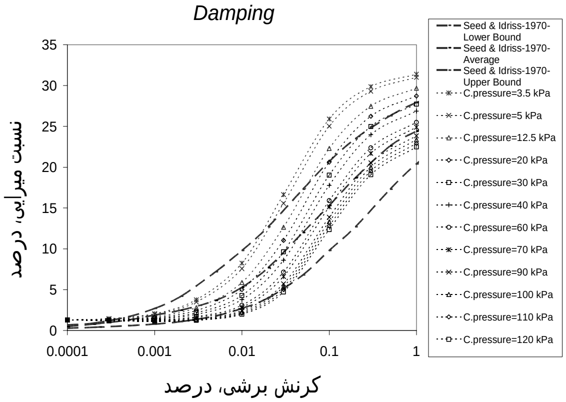
۵-۲- منحني‌هاي نسبت مدول و ميرايي خاک محدوده‌ي مصلي تهران

منحني‌هاي نسبت مدول و ميرايي براي فشارهاي محدودکننده در اعماق مختلف با استفاده از روابط Ishibashi و Zhang در شکل (۸) نشان داده شده است. براي مقايسه، منحني‌هاي Seed و Idriss براى خاک‌هاى ماسه‌اى نيز در نمودار آورده شده است. همان‌طور که ديده مي‌شود، روند کلي منحنى‌هاي Ishibashi و Zhang منطبق با منحنى‌هاى Seed و Idriss است و باند بالا و پايين آنها را به‌خوبي پوشش مي‌دهد.



شکل (۷): پروفيل و مشخصات خاک محدوده مصلي در محل ٦ گمانه [۳].





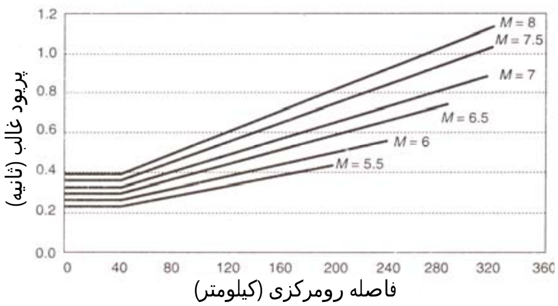
شكل (۸): منحنيهاي نسبت مدول و ميرايي بر حسب درصد كرنش براي استفاده در تحليل ديناميكي آبرفت

۵-۳- برآورد جنبش قوي زمين بر روي سنگ بستر

براي برآورد جنبش قوي زمين، از ۱۵ شتابنگاشت ثبت شده زلزلههاي مختلف سراسر دنيا استفاده شده است. با توجه به لرزهخیزی بالای شهر تهران از زمینلرزههای قوی با بزرگای گشتاور (M_w) بین ٦ تا ۷/۵ استفاده شده است. با توجه به موقعیت گسلهای اطراف تهران، فاصله رومرکزي زمینلرزههای انتخابی کمتر از ۵۰ کیلومتر انتخاب شده است[۲]. با استفاده از اطلاعات لرزه زمينساختي منطقه، حداكثر عمق كانوني زمينلرزهها در محدوده طرح حدود ۲۰ كيلومتر انتخاب گرديد[۲]. با داشتن فاصله رومركزي و محدوده بزرگي زلزلههاي مورد انتظار ، ميتوان محدوده پريود غالب را از روابط يا منحنيهاي كاهيدگي تعيين كرد. بر اساس شكل (۹)، محدوده پريود غالب زلزلههای شهر تهران بين ۰/۲ تا ۰/۳۵ ثانيه بدست میآيد.

با توجه به سازوکار گسلش گسلهای تهران، مکانیسم گسلش زلزلههای انتخابی معکوس است[۱].

همه شتابنگاشتهاي انتخابي در رخنمون ساختگاههاي سنگي و سخت ثبت شدهاند. برای کنترل درستی این امر، فارغ از سرعت موج برشي، محتوي فركانسي و پريود غالب شتابنگاشتها به كمک طیف فوریه هموار شده آنها بدست آمده است. مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی در جدول (۱) ارائه شده است.



شكل (۹): تغییرات پريود غالب در رخنمون سنگی با بزرگای و فاصله، پيشنهاد شده توسط Seed در سال ۱۹۶۹ [۹].

۵-٤- تحليل ديناميكي آبرفت

براي تحليل ديناميكي آبرفت از روش تحليل خطي معادل و كدنويسي در برنامه MATLAB استفاده شده است. براي سنجش درستی كد نوشته شده، از مثالي كه در MANUAL نرمافزار SHAKE موجود است استفاده ميشود. از اين مثال بارها برای سنجش درستی برنامهها در نرمافزارهاي مختلف تحليل خطي معادل مانند EERA و ... استفاده شده است[۴].

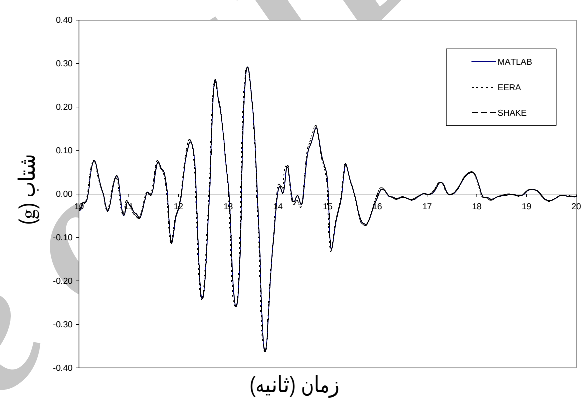
پروفيل خاک مثال مورد نظر یک پروفیل خاک ۱۷ لايهاي با تناوبی از لایههای ماسهای و رسی است. براي تحليل از شتابنگاشت زلزله لوماپريتا، جزيره Treasure استفاده شده است.

جدول (۱): مشخصات شتابنگاشتهای انتخاب شده

زلزله	شماره	سرعت موج برشي (m/s)	عمق كانوني (km)	فاصله رومركزي (km)	M_w	مكانيزم گسلش	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)	پريود غالب(s)
MANJIL	۱	۷۲۴	۱۹	۴۰/۴۳	۷/۳۷	معکوس	۰/۵۲	۴۳/۲۰	۱۵/۱۰	۰/۳۴
LOMA PRIETA	۲	۷۳۰	۱۷/۵	۲۸/۹۸	۶/۹۳	معکوس	۰/۳۶	۲۸/۶۰	۶/۳۶	۰/۳۵
	۳	۱۴۲۸	۱۷/۵	۲۸/۶۴	۶/۹۳	معکوس	۰/۴۱	۳۱/۶۰	۶/۳۱	۰/۳۵
	۴	۶۶۳	۱۷/۵	۴۹/۵۲	۶/۹۳	معکوس	۰/۱۷	۱۴/۲۰	۳/۷۵	۰/۲۵
	۵	۶۸۵	۱۷/۵	۴۹/۳۹	۶/۹۳	معکوس	۰/۰۷	۳/۵۰	۱/۴۰	۰/۲۵
	۶	۷۱۴	۱۷/۵	۱۶/۳۴	۶/۹۳	معکوس	۰/۴۵	۱۸/۷۰	۳/۷۱	۰/۲۵
NORTHRIDGE	۷	۷۰۶	۱۷/۵	۱۴/۴۱	۶/۶۹	معکوس	۰/۳۹	۳۸/۰۰	۴/۵۶	۰/۲۶
	۸	۸۲۲	۱۷/۵	۴۵/۷۷	۶/۶۹	معکوس	۰/۲۳	۷/۷۰	۰/۷۰	۰/۲۰

	۹	۷۱۵	۱۷/۵	۱۴/۶۶	۶/۶۹	معکوس	۰/۲۹	۱۶/۷۰	۴/۶۳	۰/۲۶
WHITTIER NARROWS	۱۰	۷۴۰	۱۴/۶	۳۷/۱۰	۵/۹۹	معکوس	۰/۰۲	۱/۱۰	۰/۱۲	۰/۳۱
SAN FERNANDO	۱۱	۶۸۵	۱۳	۲۹/۴۱	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۱	۶/۴۳	۱/۰۸	۰/۲۴
	۱۲	۶۸۵	۱۳	۴۵/۸۶	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۵	۴/۷۵	۲/۳۱	۰/۲۱
NAHANI	۱۳	۶۶۰	۸	۶/۸۰	۶/۷۶	معکوس	۱/۱۰	۴۶/۰۰	۱۴/۰۰	۰/۳۵
SAN FRANCISCO	۱۴	۸۷۴	۸	۱۱/۱۳	۵/۲۸	معکوس	۰/۱۰	۳/۹۳	۰/۱۹	۰/۲۶
CHI-CHI	۱۵	۶۴۴	۶/۸	۱۴/۱۶	۷/۵۲	معکوس	۰/۹۶	۶۸/۸۰	۳۱/۱۰	۰/۲۵

پس از تحلیل، تاریخچه زمانی شتاب در سطح زمین محاسبه شده و در شکل (۱۰) با مقادیر به‌دست آمده از نرم‌افزار SHAKE و EERA مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، شتابنگاشت‌هاي به‌دست آمده از کد MATLAB و نرم‌افزارهای SHAKE و EERA برهم منطبق است.



شکل (۱۰): تاریخچه زمانی شتاب در سطح زمین، مقایسه نتایج کد نوشته شده با نتایج SHAKE و EERA

با توجه به بزرگي زلزله‌هاي انتخاب شده، نسبت کرنش (R_γ) برابر ۰/٦ درنظرگرفته شده است. با توجه به در دست نبودن مطالعات رسمی لرزه‌خیزی شهر تهران، ۵ سطح شتاب براي لرزش سنگ بستر فرض شده (۰/۲۵، ۰/۳، ۰/۳۵، ۰/٤ و ۰/٤٥ در واحد g) و در هر سطح شتاب، ابتدا کلیه شتاب نگاشت‌ها براي آن سطح شتاب مفروض به مقیاس در آمده‌اند، سپس تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابجایی در سطح زمین، تاریخچه زمانی کرنش برشی در لایه‌ها و طیف بزرگنمایی و پریود غالب پروفیل خاکی برای هر گمانه محاسبه شده است.

۵-٤-۱ -ریزپهنه‌بندي بر اساس شتاب بیشینه سطح زمین (PGA)

در جدول (۲) متوسط شتاب بیشینه سطح زمین براي سطوح مختلف لرزش سنگ بستر، در ٦ گمانه مورد بررسي نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه مي‌گردد، به علت سختي بالاي لايه‌هاي خاک، تشدید قابل ملاحظه‌اي صورت نپذیرفته است.

نکته قابل توجه، یکسان بودن تقریبي مقادیر درصد تشدید در همه سطوح لرزش است. این به این معناست که به علت سختي بالاي پروفیل خاک، در سطوح لرزش بالا هم رفتار غیر خطي چنداني ملاحظه نمي‌گردد و کرنش‌ها چندان بالا نیست.

نقشه‌ی ریزپهنه‌بندي براي سطح شتاب سنگ بـستر ۰/۳۵ g در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

جدول (۲): متوسط بیشینه‌ي شتاب سطح زمین (g)

گمانه	amax =۰/۲۵g	amax =۰/۳۰g	amax =۰/۳۵g	amax =۰/۴۰g	amax =۰/۴۵g
BH-۱	۰/۲۵۹	۰/۳۱۱	۰/۳۶۳	۰/۴۱۵	۰/۴۶۷
BH-۲	۰/۲۶۸	۰/۳۲۲	۰/۳۷۶	۰/۴۲۹	۰/۴۸۳
BH-۳	۰/۲۹۱	۰/۳۵۰	۰/۴۰۹	۰/۴۶۸	۰/۵۲۷
BH-۴	۰/۳۰۱	۰/۳۶۲	۰/۴۲۳	۰/۴۸۳	۰/۵۴۴
BH-۵	۰/۲۸۴	۰/۳۴۱	۰/۳۹۸	۰/۴۵۴	۰/۵۱۱
BH-۶	۰/۲۹۶	۰/۳۵۵	۰/۴۱۴	۰/۴۷۳	۰/۵۳۲

۵-٤-۲ -ریزپهنه‌بندي بر اساس سرعت بیشینه سطح زمین (PGV)

در جدول (۳) متوسط سرعت بیشینه سطح زمین براي سطوح مختلف لرزش سنگ بستر، در ٦ گمانه مورد بررسي نشان داده شده است. نقشه‌ي ریزپهنه‌بندي براي سطح شتاب سنگ بستر ۰/۳۵ g در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

جدول (۳): متوسط بیشینه‌ي سرعت سطح زمین(cm/s)

گمانه	a_{max} =۰/۲۵g	a_{max} =۰/۳۰g	a_{max} =۰/۳۵g	a_{max} =۰/۴۰g	a_{max} =۰/۴۵g
BH-۱	۱۵/۱۶۵	۱۸/۱۹۸	۲۱/۲۳۱	۲۴/۲۶۴	۲۷/۲۹۶
BH-۲	۱۵/۱۹۲	۱۸/۲۳۱	۲۱/۲۷۰	۲۴/۳۱۰	۲۷/۳۵۰
BH-۳	۱۵/۴۵۲	۱۸/۵۴۷	۲۱/۶۴۲	۲۴/۷۳۹	۲۷/۸۳۶
BH-۴	۱۵/۵۴۱	۱۸/۶۵۱	۲۱/۷۶۱	۲۴/۸۷۲	۲۷/۹۸۴
BH-۵	۱۵/۴۰۵	۱۸/۴۸۷	۲۱/۵۶۸	۲۴/۶۴۹	۲۷/۷۳۰
BH-۶	۱۵/۴۹۸	۱۸/۵۹۹	۲۱/۷۰۰	۲۴/۸۰۲	۲۷/۹۰۴

۵-٤-۳ -ريزپهنه‌بندي بر اساس بيشينه دامنه طيف بزرگنمايي

اگر در هر فركانس، مقدار طيف فوريه‌ي حركت سطح زمين به مقادير متناظر آن در طيف فوريه‌ي حركت ورودي رخنمون سنگي تقسيم شود، طيف حاصل را طيف تشديد يا بزرگنمايي مي‌نامند.

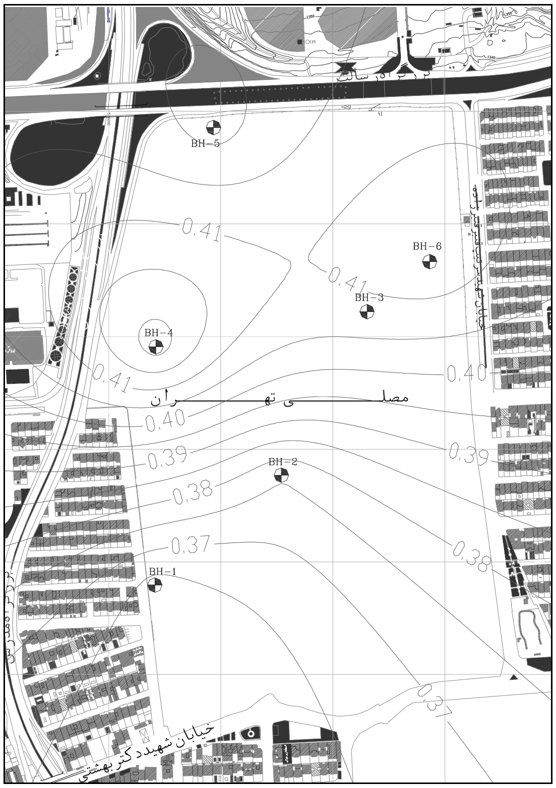
درجدول (٤) متوسط بيشينه‌ي دامنه‌ي طيف تشديد براي سطوح مختلف لرزش سنگ بستر، در ٦ گمانه مورد بررسي نشان داده شده است. همان‌طور كه از جدول مشخص است، مقادير بزرگ‌نمايي در سطوح مختلف لرزش تغيير چنداني نكرده كه بيانگر اين مطلب است كه رفتار غيرخطي خاك، چشمگير نيست. نقشه ريزپهنه‌بندي براي سطح شتاب سنگ بستر g ۰/۳۵ در شكل (۱۳) نشان داده شده است.

جدول (۴): متوسط بيشينه‌ي دامنه‌ي طيف بزرگنمايي

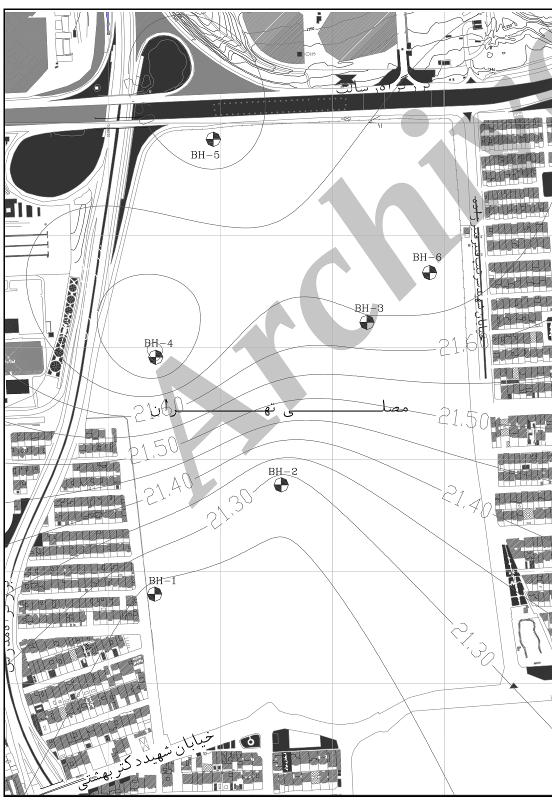
گمانه	a_{max} =۰/۲۵g	a_{max} =۰/۳۰g	a_{max} =۰/۳۵g	a_{max} =۰/۴۰g	a_{max} =۰/۴۵g
BH-۱	۱/۲۲۰	۱/۲۲۰	۱/۲۱۹	۱/۲۱۸	۱/۲۱۶
BH-۲	۲/۲۴۵	۲/۲۴۳	۲/۲۴۱	۲/۲۴۰	۲/۲۳۸
BH-۳	۲/۳۳۸	۲/۳۲۳	۲/۳۰۶	۲/۲۸۹	۲/۲۷۲
BH-۴	۲/۹۶۹	۲/۹۵۰	۲/۹۲۹	۲/۹۰۷	۲/۸۸۳
BH-۵	۱/۸۸۸	۱/۸۷۷	۱/۸۶۷	۱/۸۵۶	۱/۸۴۵
BH-۶	۲/۸۴۶	۲/۸۳۳	۲/۸۱۹	۲/۸۰۶	۲/۷۹۳

۵-٤-٤ طيف طراحي ويژه ساختگاه

در شكل (١٤) طيف پاسخ سرعت متوسط و در شكل (١٥) طيف پاسخ شتاب متوسط نرمال شده براي تمامي سطوح لرزش و گمانه‌ها به همراه طيف‌هاي طراحي پيشنهادي نيومارك – هال نشان داده شده است. همان‌طور كه ديده مي‌شود، مقادير پاسخ شتاب در پريودهاي بلند كمتر از مقادير طيف نرمال استاندارد زلزله‌ايران (۲۸۰۰) و منطبق بر طيف طراحي ميانگين است و در پريودهاي كوتاه به سمت طيف طراحي ميانگين + يک انحراف معيار متمايل است. به‌نظر مي‌رسد استفاده از طيف طرح ميانگين كه مقدار اوج آن افزايش يافته است، مناسب ساختگاه مصلي باشد.

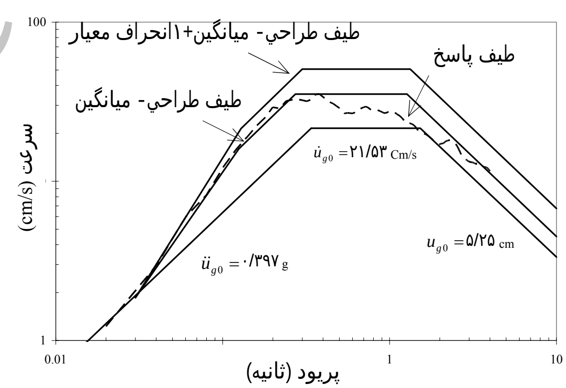


شكل (۱۱): نقشه هم تراز بيشينه شتاب سطح زمين در واحدg – ماكزيمم شتاب سنگ بستر = g ۰/۳۵

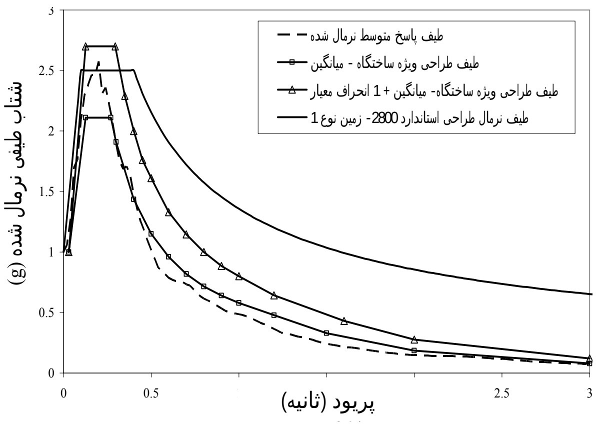


شكل (۱۲): نقشه هم تراز بيشينه سرعت سطح زمين در واحد cm/s – ماكزيمم شتاب سنگ بستر = g ۰/۳۵

شکل (۱۳): نقشه هم تراز بیشینه طیف بزرگنمایی – ماکزیمم شتاب سنگ بستر = ۰/۳۵ g



شکل (۱۴): مقايسه طيف پاسخ و طراحي (روش نيومارک - هال)



شکل (۱۵): مقايسه طيف‌هاي پاسخ و طراحي و طيف نرمال ۲۸۰۰

۶- نتيجه‌گيري

در مقاله‌ي حاضر پاسخ محلي زمين در محدوده‌ي مصلي تهران با استفاده از تحليل يک‌بعدي تئوري خطي معادل مورد بررسي قرار گرفته است.

همان‌طور که در بخش‌هاي قبل بيان شد، پروفيل خاک محدوده مصلي تهران، از خاک‌هاي شني و ماسه‌اي با سرعت موج برشي بالا تشکيل شده است. به علت سختي بالاي لايه‌هاي خاک دانه‌اي کم‌عمق، مقادير تشديد شتاب و سرعت بيشينه زمين و دامنه‌ي طيف بزرگنمايي چشمگير نبوده و دامنه کرنش‌ها کوچک است. بنابراين با توجه به سطح هموار منطقه طرح و ناچيز بودن رفتار غيرخطی خاک، مدل يک‌بعدي تحليل خطي معادل از دقت کافی برای پيش‌بينی رفتار خاک برخوردار است.

طيف طرح ويژه‌ي ساختگاه در پريودهاي بلند، مقادير طيفي بسيار کمتري نسبت به طيف طراحي استاندارد ۲۸۰۰ ايران نشان مي‌دهد . کاهش مقادير طيف طرح ويژه ساختگاه در مقايسه با طيف نرمال آيين‌نامه ۲۸۰۰، نشانگر اهميت مطالعات ويژه ساختگاه در اقتصادي بودن طرح‌هاست.

۷- تقدير و تشکر

نگارندگان مراتب تقدير و تشکر خود را از مسئولين طرح توسعه‌ی مصلي امام خميني(ره) براي در اختيار گذاشتن داده‌هاي ژئوتکنيکي محدوده‌ي مصلي، اعلام مي‌دارند.

۸- مراجع

[۱] بربريان، م.، قريشي، م.، ارژنگ‌روش، ب. و مهاجراشجعي، پژوهش و بررسي ژرف نوزمين ساخت، خطر زمين‌لغزه، گسلش در گستره تهران و پيرامون، گزارش شماره ۵۶، سازمان زمين‌شناسي کشور، ۱۳۷۱.

[۲] جعفري، م.ک.، مطالعات تکميلي ريزپهنه‌بندي لرزه‌اي شمال تهران از ديدگاه شرايط ساختگاه، برنامه‌ي ملي تحقيقات به- شماره‌ي ۵۰۱۸، پژوهشگاه بين‌المللي زلزله‌شناسي و مهندسي زلزله، تهران، ۱۳۸۱.

[۳] گزارش ژئوتکنیک محدوده مصلي تهران، شرکت مهندسان مشاور پژوهش عمران راهوار، ۱۳۸٤.

[٤] BARDET, J. P, ICHII K., and LIN C. H., "EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analysesof Layered Soil Deposits", University of California press,2000.

[٥] Chang, S.W. "Seismic response of deep stiff soil deposits", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1996.

[٦] Chang, S.W., Bray, J.D., and Seed, R.B. "Engineering implications of ground motions from the Northridge earthquake", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 86, pp. 270-288, 1996.

[۷] Dickenson, S.E, "The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1994.

[۸] Ishibashi, I. and Zhang, X. "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191, 1993

[۹] Kramer, Steven L**.,** Geotechnical Earthquake Engineering, 1^{th} ed., New Jersey, Prentice-Hall, 1996.

[۱۰] Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B., and Daily, W.D. "Shear modulus and damping relationships for gravels", J. Geotech. Geoenv. Engrg., ASCE, 124 (5), 1998.

[۱۱] Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils," J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 112 (11), PP. 1016-1032, 1986.

[۱۲] Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A., and Lysmer, J. "Relationships between soilconditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of September 19 ,1985", Rpt. No. UCB/EERC-87/15, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, 1987.

[۱۳] Stewart, J.P., Chio, S-J., Bray, J.D., Graves, R.W, Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A., "Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design", Rpt. No. PEER-2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California., 2001

[۱٤] Yoshida, N. "Aplicability of conventional computer code SHAKE to nonlinear problem", Proc. of the Symposium on Amplification of Ground Shaking in Soft Ground, JSSMFE, p.p. 14-31, 1994.

[۱٥] Youshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miuara, K. "Unified Equivalent linear method considering frecuency dependent characteristics of stiffness and damping", Soil Dynamics and Earthquake Eng., Vol. 22, pp. 205-222, 2002