

اثر تغییر پارامترهای مکانیکی خاک بر پاسخ لرزه‌ای تونل‌های دایروی شهری در تحلیل‌های شبه استاتیکی

جعفر بلوری بزاز^{۱*}، وهاب بشارت^۲

^۱ دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

^۲ دانشکده فنی و مهندسی، ژئوتکنیک، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

*مسئول مکاتبات- آدرس الکترونیکی: bolouri@um.ac.ir

(دریافت: ۸۷/۱۰/۱۹؛ پذیرش: ۸۹/۴/۲)

چکیده

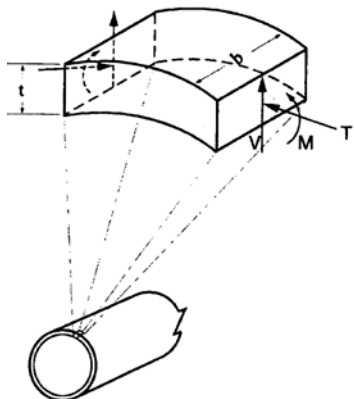
سازه‌های مدفون بسته به شکل هندسی، عمق دفن و پارامترهای مختلف ژئوتکنیکی و لرزه‌ای رفتار متفاوتی از خود در هنگام وقوع زلزله نشان می‌دهند. یکی از انواع سازه‌های مدفون، تونل‌های زیرزمینی بتنی با مقطع دایروی هستند که کاربردهای بسیار زیادی در زمینه حمل و نقل و انتقال آب داشته و اغلب توسط ماشین‌های حفر تونل (TBM) ایجاد می‌گردند. برای بررسی نیروهای ایجاد شده در پوشش نهایی تونل چندین روش حل بسته متفاوت در تحقیقات ارائه گردیده است. در این مطالعه، نخست روشهای مختلف تحلیلی و حل بسته نظیر روشهای Wang و Penzien برای کرنش‌های برشی ثابت بررسی شده و سپس با ایجاد یک مدل عددی بر پایه تئوری اجزاء محدود و به کمک نرم‌افزار PLAXIS نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی با روش عددی مقایسه گردیده است. به این منظور ۷ نوع خاک مختلف از رس نرم تا ماسه بسیار متراکم انتخاب شده و تحلیل انجام گردیده است. نتایج بیانگر وجود خطا در برخی روابط تحلیلی موجود می‌باشد. در ادامه، به منظور بررسی اثرات تغییر کرنش برشی حداکثر که ناشی از تغییرات پارامترهای مکانیکی خاک می‌باشد، تحلیل در این حالت مجدداً انجام گرفت. نتایج نشان می‌دهد که در اثر افزایش سختی خاک، تنش ایجاد شده در پوشش نهایی (برای نسبت‌های انعطاف‌پذیری خاص) کاهش می‌یابد. در انتها با مقایسه نتیجه حاصل از خروجی نرم افزار DEEP SOIL برای کرنش برشی حداکثر با روابط تحلیلی، پیشنهاداتی جهت حصول نتایج دقیق‌تر به کمک تلفیق روابط تحلیلی و روش‌های عددی ارائه گردیده است.

واژه‌های کلیدی: روابط حل بسته، روش عددی، کرنش برشی حداکثر، نسبت انعطاف‌پذیری

مقدمه

Wang (1993) بر اساس روابط ارائه شده توسط Peck در مورد تغییر شکل‌های بیضوی یک تونل، برای نسبت‌های فشردگی و انعطاف‌پذیری بر پایه روش تغییر مکان، روش حل بسته ارتجاعی شامل عبارات نیروی محوری، لنگرهای خمشی و تغییر مکان‌های تحت بارگذاری خارجی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و تونل را ارائه کرد (Peck et al. 1972). روش حل بسته ارتجاعی مشابهی نیز برای نیروهای محوری، برشی و لنگر خمشی در پوشش نهایی تونل ناشی از تغییر شکل‌های پیچشی ارائه گردید (Penzien & Wu 1998). Penzien در سال ۲۰۰۰ یک روش تحلیلی جهت تخمین تغییر شکل‌های پیچشی در تونل‌های دایروی ارائه کرد که مکمل نظریه قبلی او بود. در این نظریه نتایج تحلیل بر اساس نسبت برشی که همان نسبت تغییر قطر پوشش تونل به تغییر قطر حالت زمین آزاد است قابل محاسبه می‌باشد (Penzien 2000). Hashash در سالهای ۲۰۰۱

سازه‌های مدفون بسته به شکل هندسی، عمق دفن و پارامترهای مختلف ژئوتکنیکی و لرزه‌ای رفتار متفاوتی از خود در زمان وقوع زلزله نشان می‌دهند. اگرچه این سازه‌ها نسبت به سازه‌های سطحی هنگام وقوع زلزله تخریب کمتری را متحمل می‌شوند، اما تحقیقات نشان می‌دهد اینگونه سازه‌ها نیز هنگام اعمال بارهای لرزه‌ای دچار تخریب‌هایی خواهند شد. یکی از نکات اساسی در طراحی این سازه‌ها، عدم قطعیت در پارامترهای زلزله و نیز خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک‌ها می‌باشد. در تحقیق حاضر سعی شده است یک تونل مشخص با کمک روش‌های مختلف تحلیلی و حل بسته که توسط محققین مختلف ارائه شده (Wang 1993, Hashash et al. 2001, Hashash et al. 2005) برای گروه‌های مختلف خاک تحلیل گشته و نتایج آن با تحلیل عددی مقایسه گردد.



شکل ۱: نیروها و لنگرهای وارده به مقطع دایروی ناشی از انتشار امواج زلزله

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{d_{\text{lining}}} = \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\text{max}} \quad (۲)$$

$$T_{\text{max}} = \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1-\nu_m)} r \gamma_{\text{max}} \quad (۲)$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1-\nu_m)} r^2 \gamma_{\text{max}} \quad (۳)$$

در این روابط K_1 و F به ترتیب ضریب پاسخ پوشش نهایی و نسبت انعطاف پذیری در حالت لغزش کامل است که از معادلات زیر قابل محاسبه می باشد.

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} \quad (۴)$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_m^2)r^3}{6E_I I(1+\nu_m)} \quad (۵)$$

کرنش برشی حداکثر ایجاد شده ناشی از زلزله در محیط، γ_{max} ، به منظور تحلیل شبه استاتیکی برای خاکهای مختلف در دو روش اشاره شده و نیز در دو حالت کرنش برشی ثابت و کرنش برشی متغیر، از روابط زیر قابل محاسبه است (Hashash et al. 2005):

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} \quad (۶)$$

$$C_m = \sqrt{\frac{G_m}{\rho_m}} \quad (۷)$$

$$\gamma_{\text{max}} = \frac{Vs}{C_m} \quad (۸)$$

که $\rho_m = \gamma_s / g$ چگالی ویژه می باشد. فرض وجود لغزش کامل بین پوشش تونل و خاک معمولاً منجر به تخمین مقادیر کمتری از نیروی محوری می گردد. با در نظر گرفتن لغزش بین پوشش تونل و خاک، نیروی فشاری بیشینه T_{max} از رابطه زیر بدست می آید (Wang 1993):

$$T_{\text{max}} = \pm K_2 \tau_{\text{max}} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\text{max}} \quad (۹)$$

τ_{max} تنش برشی بیشینه ایجاد شده در پوشش بوده و K_2 که تابعی از F ، نسبت انعطاف پذیری (رابطه ۵) است از رابطه زیر بدست می آید:

(Hashash et al. 2001) و (Hashash et al. 2005) با مقایسه این روشها دریافت که نتایج ارائه شده توسط Wang و Penzien در نیروی محوری دارای اختلاف می باشد. این اختلاف توسط Park نیز گزارش شده است (Park et al. 2006).

در این تحقیق یک مدل عددی بر اساس فرضیات حل بسته و بر پایه فرضیه اجزاء محدود و با کمک نرم افزار PLAXIS ایجاد گشته و نتایج آن با نتایج حاصل از روابط تحلیلی مقایسه و ارزیابی گشته است. همچنین با انجام آنالیز حساسیت بروی پارامترهای مکانیکی خاک، اثر قرار گیری تونل در خاک های مختلف و نیز تاثیر آن بر حداکثر کرنش برشی ایجاد شده در محیط اطراف تونل مورد بررسی قرار گرفته است.

روش تحلیلی (حل بسته)

تغییر شکل های بیضوی پوشش نهایی یک تونل مدفون در خاک ناشی از نیروی زلزله تابعی از سربار، ضریب فشار در حالت سکون خاک K_0 ، نسبت فشردگی (Compressibility ratio) و نسبت انعطاف پذیری (Flexibility ratio) سازه می باشد. نیروی محوری، لنگرهای خمشی و تغییر مکان های ایجاد شده با استفاده از روش حل بسته قابل محاسبه است (Peck et al. 1972). روش حل بسته بر اساس وجود لغزش بین خاک و پوشش تونل بنا نهاده شده که از متداول ترین آنها روش ارائه شده توسط Wang و Penzien می باشد (Penzien, Wang 1993) 2000. باید اشاره کرد که روشهای تحلیلی مطرح شده بر اساس فرضیات زیر ارائه گردیده اند:

- تونل های دایروی دارای ضخامت یکنواخت و بدون هیچ جداشدگی می باشند.
- خاک و پوشش تونل بدون جرم بوده و رفتار الاستیک خطی دارند.
- رفتار کرنشی مسطح برای هر دو مصالح حاکم است.
- در راستای عمود بر پوشش، خاک و تونل به طور کامل به هم پیوسته و در تماس هستند.

رابطه Wang

نیروها و لنگر خمشی ناشی از انتشار امواج زلزله در پوشش نهایی تونل در شکل ۱ نشان داده شده است. بدیهی است با فرض شرایط لغزش کامل و بدون جدایی، نیروی برشی مماسی وجود نخواهد داشت. در این حال کرنش قطری پوشش $\Delta d_{\text{lining}} / d_{\text{lining}}$ ، نیروی فشاری بیشینه T_{max} و لنگر خمشی بیشینه M_{max} بر اساس فرضیه Wang از روابط زیر قابل محاسبه است (Wang 1993):

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{d_{\text{lining}}} = \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\text{max}} \quad (۱)$$

تأثیر حالت تنش ناشی از حفاری مرحله ای در نظر گرفته نشده است.

امکان به کار بردن این روش در خاکهای لایه ای وجود ندارد.

مقایسه نتایج روش عددی با روابط حل بسته در حالت

کرنش برشی ثابت

با توجه به اختلافی که نتایج روشهای تحلیلی در حالت عدم لغزش با یکدیگر دارند، در این قسمت ابتدا بر اساس فرضیات روابط تحلیلی یک مدل عددی ایجاد گردیده و نتایج در این مدل که تونل مینا نامیده شده با نتایج بدست آمده از روشهای مختلف مقایسه شده است.

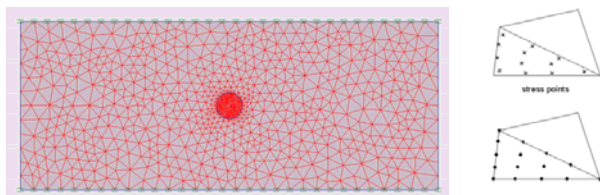
ایجاد مدل عددی

به منظور ارزیابی روش های تحلیلی تغییر شکل‌های برشی تونل‌های دایروی، از یک تحلیل عددی بر اساس روش اجزای محدود و با استفاده از نرم افزار Plaxis استفاده شده است (Plaxis 2002). فرضیات استفاده شده در روش عددی مشابه روش تحلیلی است، که عبارتست از:

الف) وجود حالت کرنش مسطح

ب) رفتار ارتجاعی خطی و بدون جرم خاک و پوشش نهایی تونل

در مدل عددی کرنش برشی حداکثر تبدیل به تغییر شکل‌های برشی شده و این تغییر شکل‌های برشی به مدل اعمال می‌شود. لازم به یادآوری است که نرم افزار PLAXIS فقط قادر به شبیه‌سازی شرایط عدم لغزش بین پوشش نهایی و محیط اطراف می‌باشد. به منظور افزایش دقت در تحلیل، برای ایجاد مدل از عناصر ۱۵ گرهی و مش بندی ریز (Fine) استفاده شده است. جهت اعمال خصوصیات تونل در مرز انتخابی، در مراحل بعدی از اصلاح مش استفاده شده تا تغییر شکل‌ها بهتر نمایش داده شود. نحوه مش بندی ایجاد شده به همراه نوع المان در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: نحوه مش بندی و عنصر مثلثی استفاده شده در تحلیل

اکنون باید برای اعمال تغییر شکل‌های برشی به مدل به گونه‌ای که شرایط برش خالص ایجاد شود روش مناسبی انتخاب گردد. به این منظور ابتدا به دو مرز عمودی تغییر شکل‌های برشی اعمال می‌شود. Hashash et al. 2001 این تغییر شکل‌ها باید به گونه‌ای باشند که شرایط ایجاد شده در شکل ۳ را با توجه به حداکثر کرنش برشی

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-v_m) - (1-2v_m)C] - \frac{1}{2}(1-2v_m)^2 + 2}{F[(3-2v_m) + (1-2v_m)C] + C[\frac{5}{2} - 8v_m + 6v_m^2] + 6 - 8v_m} \quad (10)$$

C نیز از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$C = \frac{E_m(1-v_f^2)r}{E_1 t(1+v_m)(1-2v_m)} \quad (11)$$

رابطه Penzien

فرضیه Penzien بر اساس نسبت تغییر شکل برشی پوشش نهایی تونل - خاک بنا شده که با رابطه زیر قابل بیان است (Penzien 2000):

$$R = \frac{\Delta_{Structure}}{\Delta_{Free-Field}} \quad (12)$$

در تونل‌های دایروی، R نسبت تغییر شکل قطری پوشش نهایی به تغییر شکل قطری در حالت پاسخ آزاد می‌باشد. با فرض شرایط لغزش کامل، نیروهای محوری، لنگرها و نیروهای برشی در پوشش نهایی تونل‌های دایره‌ای هنگام وقوع لرزه از روابط زیر قابل تعیین است.

$$\Delta d_{lining}^n = R^n \Delta d_{free-field} \quad (13)$$

$$T(\theta) = \frac{12E_1 I \Delta d_{lining}^n}{d^3(1-v_m^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (14)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_1 I \Delta d_{lining}^n}{d^3(1-v_m^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (15)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_1 I \Delta d_{lining}^n}{d^3(1-v_m^2)} \sin 2(\theta + 45) \quad (16)$$

در این روابط R^n و θ به ترتیب نسبت تغییر شکل برشی پوشش - خاک در اثر بارهای قائم و زاویه برخورد موج با تونل است. به عبارتی روابط فوق در صورت چشم پوشی اثر لغزش به صورت زیر درمی آیند:

$$R^n = \frac{4(1-v_m)}{\alpha^n + 1} \quad (17)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_1 I (5 - 6v_m)}{d^3 G_m (1 - \gamma^2)} \quad (18)$$

$$\Delta d_{lining} = R \Delta d_{free-field} \quad (19)$$

$$T(\theta) = \frac{24E_1 I \Delta d_{lining}}{d^3(1-v_1^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (20)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_1 I \Delta d_{lining}}{d^3(1-v_1^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (21)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_1 I \Delta d_{lining}}{d^3(1-v_1^2)} \sin 2(\theta + 45) \quad (22)$$

روابط تحلیلی اشاره شده در فوق دارای محدودیت‌هایی نیز می‌باشند که در اینجا به چند مورد از آنها اشاره می‌شود:

برای تونل‌های دارای شکل هندسی نامنظم و یا تونل‌های دایروی با ضخامت غیر یکنواخت به کار برده نمی‌شوند.

امکان در نظر گرفتن رفتار غیر خطی خاک، تونل و فصل مشترک در آنها وجود ندارد.

$$\frac{\Delta d_{non-perforated}}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad \text{زمین بدون حفره}$$

$$\Delta d_{non-perforated} = \pm \frac{0.00622}{2} \times 6.6 \Rightarrow$$

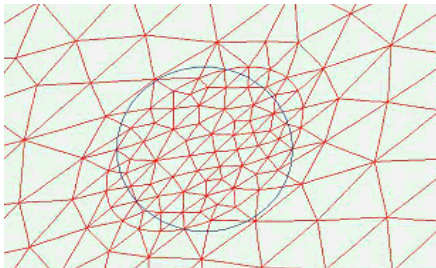
$$\Delta d_{non-perforated} = 0.0205 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta d_{perforated}}{d} = \pm \gamma_{max} (1 - v_m) \quad \text{زمین حفره دار:}$$

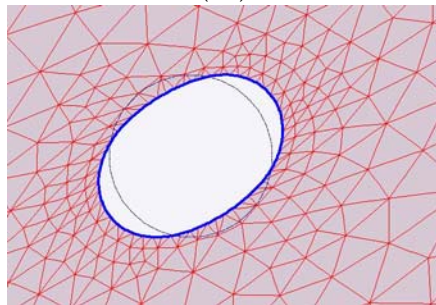
$$\Delta d_{perforated} = \pm 2 \times 0.00622 (1 - 0.32) \times 6.6$$

$$\Delta d_{perforated} = 0.0558 \text{ m}$$

هنگام مدل نمودن تونل در PLAXIS دیدی است نتایج متاثر از طول و ارتفاع مرزهای محیط می باشد. بنابراین به منظور تشابه کامل بین نتایج حاصل از حل بسته و مدل ایجاد شده در PLAXIS، ابعاد مختلف برای هندسه مدل انتخاب شده و تحلیل جهت بدست آوردن هندسه بهتر انجام گردید. مدل ایجاد شده برای این دو حالت در شکل ۵ و نتایج تحلیل نیز برای ابعاد مختلف مدل در جدول ۱ ارائه شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۵- مدل ایجاد شده در PLAXIS برای حالت الف: زمین بدون حفره و

ب: زمین حفره دار

با توجه به نتایج تحلیل، مدل 40×100 (۴۰ متر عرض و ۱۰۰ متر ارتفاع برای محدوده مدل) استفاده شده است. میزان خطای مدل را نسبت به نتایج حل بسته به گونه زیر می توان محاسبه نمود:

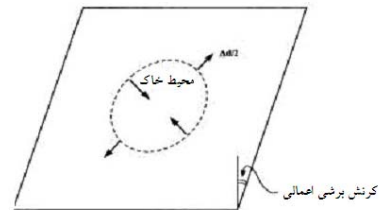
زمین بدون حفره $\approx 3\% = (0.02143 - 0.0205) / 0.02143 \times 100$ خطا

زمین حفره دار $\approx 1.9\% = (0.05498 - 0.0558) / 0.0558 \times 100$ خطا

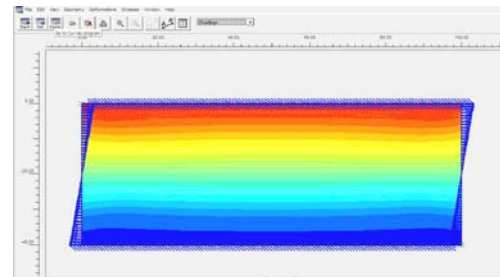
همانگونه که ملاحظه می شود اختلاف بین حالت تحلیلی و روش عددی برای مدل انتخابی (40×100) کمتر از ۳ درصد بوده که بیانگر تغییر شکل های مشابه مدل عددی با حالت تحلیلی است.

اعمالی، ایجاد نمایند.

با توجه به توزیع غیر یکنواخت تغییر شکل ها در مدل برای این نوع بارگذاری، روش های مختلف دیگر نحوه اعمال تغییر شکل ها به مدل، مورد آزمایش قرار گرفت. در تحلیل حالت نهایی، این تغییر شکل ها هم به طرفین و هم به بالا و پایین مرزها اعمال شده به گونه ای که نصف مقادیر حداکثر در بالا با مقدار مثبت و نصف دیگر در پایین و با مقدار منفی اعمال می شود تا شرایط برش خالص به طور مناسب ایجاد گردد. شکل ۴ که کنترهای تغییر شکل مدل را پس از اعمال کرنش برشی را نشان می دهد بیانگر توزیع یکنواخت تغییر شکل ها (حالت برش خالص) می باشد.



شکل ۳: تغییر شکل برشی محیط و تونل



شکل ۴- کنترهای تغییر شکل محیط در تحلیل نهایی

تغییر شکلهای برشی ایجاد شده در زمین به دو حالت قابل اندازه گیری هستند. این دو حالت یکی مربوط به زمین بدون حفره و زمین حفره دار است. تغییر قطر حفره فرضی در حالت زمین بدون سوراخ و یا تغییر قطر حفره سوراخ شده در زمین که تابعی از کرنش برشی حداکثر زمین آزاد هستند به ترتیب توسط روابط ۲۳ و ۲۴ ارائه شده است.

$$\frac{\Delta d_{non-perforated}}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (23)$$

$$\frac{\Delta d_{perforated}}{d} = \pm 2 \gamma_{max} (1 - v_m) \quad (24)$$

اکنون با توجه به روابط حل بسته و نیز مقادیر $d=6.6 \text{ m}$ ، $\gamma_{max} = 0.00622$ و $v_m = 0.32$ که بر اساس تونل مینا (بخش ۳-۲) انتخاب شده، تغییر قطر در دو حالت زمین بدون حفره و حفره دار برای تونل مینا محاسبه می شود.

برای تونل مبنا 0.062 محاسبه گردیده که پس از تبدیل آن به تغییر شکل های برشی به مدل عددی اعمال گشته است. نتایج تحلیل با استفاده از روش Wang, Penzien و نیز تحلیل عددی (در حالت عدم لغزش) برای نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به ازای تغییرات زاویه برخورد موج با تونل، θ ، در شکل ۶ رسم شده است.

همانگونه که مشاهده می‌شود بین مقادیر نیروی برشی و لنگر خمشی محاسبه شده با استفاده از روش حل بسته و روش عددی انطباق نسبی کاملی وجود دارد. اما نیروی محوری محاسبه شده از روش Penzien، به ویژه در زاویه حداکثر، مقادیر متفاوتی را با روش Wang نشان می‌دهد.

جدول ۱: نتایج تغییر قطر زمین حفره دار و بدون حفره برای تعیین هندسه مناسب

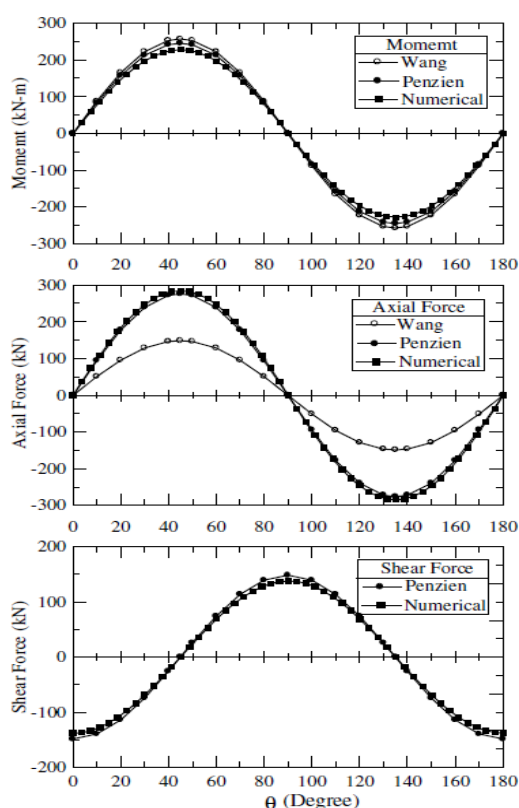
ابعاد مدل (ارتفاع×عرض)	بدون حفره $\Delta d_{non-perforated}$	حفره دار $\Delta d_{perforated}$
۳۰×۳۰	۰/۰۲۱۲۷	۰/۰۵۰۸۶
۲۰×۲۰	۰/۰۲۶۱۲	۰/۰۴۴۴۹
۲۰×۳۰	۰/۰۲۲۵۲	۰/۰۵۰۴۰
۳۰×۵۰	۰/۰۲۲۴۳	۰/۰۵۵۳۵
۳۰×۶۰	۰/۰۲۱۹۷	۰/۰۵۴۳۸
۴۰×۶۰	۰/۰۲۲۶۵	۰/۰۵۵۴۱
۴۰×۸۰	۰/۰۲۱۹۸	۰/۰۵۶۲۹
۴۰×۹۰	۰/۰۲۱۶۸	۰/۰۵۵۵۲
۴۰×۱۰۰	۰/۰۲۱۴۳	۰/۰۵۴۹۸

بررسی نتایج برای خاک های طبقه بندی شده

اکنون جهت بررسی بیشتر تغییر پارامترهای مقاوتی خاک بر نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی پوشش، خاک های طبقه بندی شده با دامنه تغییرات ضریب ارتجاعی و ضریب پواسون همزمان انتخاب شد. مقادیر حد بالا و حد پایین وزن مخصوص، ضریب ارتجاعی و ضریب پواسون برای خاک‌های مختلف انتخاب شده شامل رس، لای، ماسه و شن از ریزدانه تا درشت دانه و نیز برای حالات سخت، متوسط و نرم در جدول ۲ ارائه گردیده است نمود (Das 2002). مدول ارتجاعی از 2 تا 500 mPa و ضریب پواسون از ۰/۲ تا ۰/۴ تغییر کرده است که با بررسی این دسته از خاک در حالت رطوبت طبیعی به طور نسبی تمام حالات محتمل برای خصوصیات خاک مورد بررسی قرار خواهد گرفت. به منظور بررسی اثر تغییر پارامترهای خاک، کرنش برشی بیشینه ثابت و معادل $\gamma_{max}=0.002206$ در نظر گرفته شده است که یک مقدار متوسط برای خاک های نرم و سخت می باشد. نتایج تحلیل با استفاده از روش های حل بسته Wang و Penzien و نیز روش عددی در جدول

بررسی نتایج تحلیل در تونل مبنا

مشخصات تونل مبنا که در این تحقیق استفاده شده بر اساس مشخصات کلی تونل های مترو تبریز و اصفهان می باشد. مقطع مورد بررسی از این تونل در عمق تقریبی ۱۵ متر از سطح زمین و با شعاع $3/3$ متر می‌باشد. سایر مشخصات تونل مبنا عبارتند از $\gamma_m=20.5$ $E_1=2.48 \times 10^7$ ، $t=0.3$ m، $E_m=27167$ kN/m²، $\nu_m=0.32$ ، kN/m³ $v_1=0.2$ ، kN/m² $a_{max}=0.35g$ در اینجا به این نکته باید اشاره کرد که در مدل مبنا و نیز سایر مدل های معرفی شده تراز آب پایین تر از تراز قرارگیری تونل فرض شده است. بنابراین اثر آب و فشار منفذی ایجاد شده ناشی از آن در نظر گرفته نشده و از وزن مخصوص مرطوب (و نه وزن مخصوص اشباع) در تحلیل ها استفاده گردیده است.



شکل ۶- تغییرات مقادیر تحلیل با زاویه بر روی پوشش نهایی تونل

پس از انتخاب مدل در حالت پاسخ زمین آزاد باید اثر قرارگیری پوشش نهایی تونل در خاک و نیز نیروهای به وجود آمده در آن را تحت اثر تغییر شکل های برشی بررسی کرد. برای این کار ابتدا باید در مدل ساخته شده مقطع تونل مورد نظر را در مرکز مدل معرفی کرده و در طی مراحل ساخت، بطور همزمان پوشش نهایی این تونل فعال و خاک درون آن غیر فعال شود. با کمک روابط تحلیلی ۶ تا ۸، کرنش برشی

است. در این جدول ΔT ، ΔV و ΔM ، به ترتیب میزان خطا در نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی بین روش های حل بسته و روش عددی است. اندیس P-N و W-N به ترتیب اشاره به میزان خطا بین روش Penzien و Wang با روش عددی دارد.

۳ ارائه شده است. در این جدول T ، V و M به ترتیب نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی پوشش است. اندیس P، W و N به ترتیب اشاره به روش مورد استفاده Wang، Penzien و عددی دارد. با توجه به نتایج تحلیل، خطای محاسباتی بین روش های تحلیلی و عددی تعیین شده که نتایج در جدول ۴ ارائه شده

جدول ۲- مشخصات خاک های طبقه بندی شده

حد بالای پارامترهای خاک				حد پایین پارامترهای خاک				نوع خاک	نام مدل
F	γ_m	E_m (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	F	γ_m	E_m (kN/m ²)	γ (kN/m ³)		
۰/۳۸۱	۰/۴	۵۱۸۰	۱۶	۰/۱۵۲	۰/۴	۲۰۷۰	۱۶	رس نرم	S1
۰/۷۶۲	۰/۴	۱۰۳۵۰	۱۶	۰/۳۸۱	۰/۴	۵۱۸۰	۱۶	رس متوسط	S2
۱/۸۴	۰/۳۵	۲۴۱۵۰	۱۸	۰/۷۶۲	۰/۴	۱۰۳۵۰	۱۶	رس سخت	S3
۴/۲۱	۰/۳۵	۵۵۲۰۰	۲۰	۲/۶۲	۰/۳۵	۳۴۵۰۰	۱۸	ماسه متراکم	S4
۱۴/۲۲	۰/۲۵	۱۷۲۵۰۰	۲۰	۵/۴۷	۰/۳	۶۹۰۰۰	۲۰	ماسه و شن	S5
۲۴/۷۳	۰/۲۵	۳۰۰۰۰۰	۲۲	۱۶/۴۹	۰/۲۵	۲۰۰۰۰۰	۲۲	ماسه و شن متراکم	S6
۴۲/۹۴	۰/۲	۵۰۰۰۰۰	۲۲	۳۴/۳۵	۰/۲	۴۰۰۰۰۰	۲۲	ماسه بسیار متراکم	S7

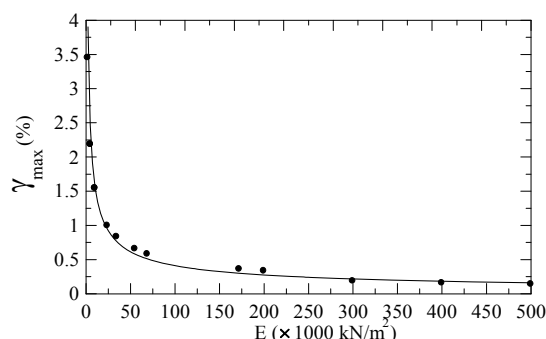
جدول ۳: نتایج تحلیل حل بسته و حل عددی برای خاک های مختلف

نام مدل	عددی			Wang (1993)		Penzien (2000)		
	M_N kN.m	V_N kN	T_N kN	M_W kN.m	T_W kN	M_P kN.m	V_P kN	T_P kN
S1	۱۳/۲۵	۸/۰۴	۵/۵۷	۱۴/۶	۸/۸	۱۳/۷	۸/۳	۸/۳
	۲۸/۹۰	۱۷/۵۳	۱۲/۶۶	۳۱/۷	۲۱/۰	۲۹/۹	۱۸/۱	۱۸/۱
S2	۲۸/۹۰	۱۷/۵۳	۱۲/۶۶	۳۱/۷	۲۱/۰	۳۹/۹	۱۸/۱	۱۸/۱
	۴۷/۵۸	۲۸/۸۶	۲۲/۲۲	۵۱/۶	۳۹/۷	۴۹/۲	۲۹/۸	۲۹/۸
S3	۴۷/۵۸	۲۸/۸۶	۲۲/۲۲	۵۱/۶	۳۹/۷	۴۹/۲	۲۹/۸	۲۹/۸
	۷۶/۵۶	۴۷/۶۷	۴۳/۲۱	۸۴/۸	۸۶/۸	۸۱/۱	۴۹/۱	۴۹/۱
S4	۹۰/۹۸	۵۵/۲۲	۵۵/۵۴	۹۷/۷	۱۲۱/۱	۹۴/۳	۵۷/۱	۵۷/۱
	۱۰۵/۵۷	۶۴/۱۱	۷۷/۲۲	۱۱۲/۷	۱۸۴/۸	۱۰۹/۸	۶۶/۵	۶۶/۵
S5	۱۱۷/۰۸	۷۱/۱۱	۹۶/۸۶	۱۲۶/۲	۲۳۸/۷	۱۲۲/۷	۷۴/۴	۷۴/۴
	۱۴۳/۱۸	۸۷/۰۶	۲۱۳/۶۴	۱۵۵/۶	۶۰۳/۴	۱۵۳/۳	۹۲/۹	۹۲/۹
S6	۱۵۴/۴۴	۸۸/۴۶	۲۴۱/۹۲	۱۵۸/۰	۶۹۵/۱	۱۵۵/۹	۹۴/۵	۹۴/۵
	۱۵۰/۴	۹۱/۵۵	۳۴۳/۳۳	۱۶۳/۳	۱۰۲۳/۸	۱۶۱/۷	۹۸/۰	۹۸/۰
S7	۱۶۰/۵۳	۹۷/۷۲	۴۸۱/۳۸	۱۷۶/۷	۱۴۲۸/۷	۱۷۵/۲	۱۰۶/۲	۱۰۶/۵
	۱۶۲/۲۹	۹۸/۸۲	۵۸۹/۴۴	۱۷۸/۶	۱۷۶۰/۸	۱۷۷/۴	۱۰۷/۵	۱۰۷/۱

محوری و لنگرخمشی از روش Wang و برای محاسبه نیروی برشی باید از روش Penzien جهت انجام محاسبات لرزه‌ای استفاده شود. برای درک بهتر این مساله میزان خطای ایجاد شده در حالات مختلف در مقایسه با روشهای عددی، در شکل ۷ ارائه شده است. با دقت در نمودار های فوق می توان پیشنهاد نمود که اگر برای استفاده از نتایج تحلیل، تا خطای ۱۰٪ قابل قبول باشد، استفاده از روش های عنوان شده فوق از روش های حل بسته برای چهار رده اول یعنی تغییرات از رس نرم تا ماسه متراکم قابل قبول می باشد. در سایر موارد یعنی خاکهای سخت و خاکهایی که نسبت انعطاف پذیری آنها از ۴ بیشتر است روش های حل بسته، نتایج محافظه کارانه تری خواهند داد.

همانگونه که مشاهده می شود اختلاف نتایج بین روش عددی و روش های تحلیلی در مورد نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی متفاوت است. به جز نیروی محوری محاسبه شده از روابط Penzien که با افزایش مقدار E از 2 mN/m^2 تا 500 mN/m^2 و تغییر مقدار γ از $0/4$ تا $0/2$ ، اختلاف آن مقدار قابل توجه است اما در سایر موارد اختلاف به حدود ۲۰٪ می رسد. سخت تر شدن محیط اطراف تونل باعث می شود تا مقادیر حاصل از روش های تحلیلی اختلاف بیشتری را با روش عددی در حالت شبه استاتیکی از خود نشان دهد. با توجه به نتایج ارائه شده بدیهی است برای بدست آوردن نتایج دقیق تر جهت محاسبه نیروی

تغییر می‌کند. در این روش ورودی زلزله حداکثر شتاب حرکت زمین در محل احداث سازه می‌باشد که با در اختیار داشتن شتاب در سطح زمین و ساختار لایه‌های سطحی قابل محاسبه است. در این قسمت با فرض $a_{max}=0.35g$ برای سطح زمین، γ_{max} با توجه به خصوصیات خاک محاسبه می‌شود. شکل ۸ تغییرات γ_{max} را با ضریب ارتجاعی نشان می‌دهد. همانگونه که ملاحظه می‌گردد با افزایش ضریب ارتجاعی، تغییرات γ_{max} در ابتدا بسیار شدید بوده و در مقادیر بالای ضریب ارتجاعی، کرنش برشی حداکثر تقریباً ثابت می‌ماند.



شکل ۸: تغییرات کرنش برشی حداکثر نسبت به تغییرات مدول

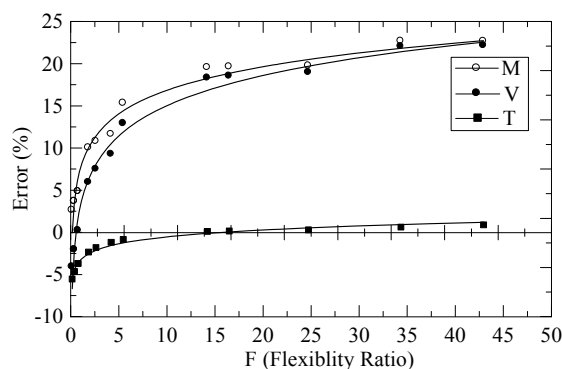
اکنون تحلیل‌های روش حل بسته را که قبلاً با کرنش برشی ثابت در بخش ۳ انجام شده بود با مشخصات زلزله ثابت انجام خواهد شد بدین معنی که با در نظر گرفتن زلزله ای معین با شتاب ثقل و بزرگی ثابت، کرنش برشی حداکثر، γ_{max} با توجه به تغییر پارامترهای خاک محاسبه می‌شود. این تحلیل برای روش‌های برگزیده حل بسته یعنی نیروی محوری Wang و لنگر خمشی و نیروی برشی Penzien انجام گرفته که نتایج آن در شکل ۹ آمده است.

ملاحظه می‌شود که در حالت کرنش برشی متغیر، با افزایش سختی خاک مقدار نیروی محوری افزایش می‌یابد این در حالی است که با همان تغییرات در سختی، مقادیر لنگر خمشی و نیروی برشی پس از طی نرخ افزایشی کوتاه، تا انتها با نرخ کاهشی مواجه است. حال با توجه به این افزایش و کاهش در مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی به بررسی وضعیت کلی پوشش نهایی تونل بر اثر تغییرات سختی خاک پرداخته خواهد شد. نتایج نیروها و لنگرهای بدست آمده در تحلیل به صورت تنش و کرنش در طراحی نهایی پوشش نهایی تونل اثر می‌گذارند. تنش ایجاد شده در پوشش نهایی تونل که به نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت همزمان وابسته است با رابطه زیر قابل بیان است (Park et al. 2006):

$$\sigma_{\theta} = \frac{T}{A_l} \pm \frac{Mt}{2I_l} \quad (25)$$

جدول ۴: میزان خطای محاسباتی میان روش حل بسته و عددی برای خاک های مختلف

نام مدل	Wang (1993)		Penzien (2000)		
	ΔM_{W-N} (%)	ΔT_{W-N} (%)	ΔM_{P-N} (%)	ΔV_{P-N} (%)	ΔT_{P-N} (%)
S1	۲/۶	-۵/۵	-۴/۱	-۴/۱	-۱۲/۰
	۳/۷	-۴/۶	-۲/۱	-۲/۱	-۲۱/۵
S2	۳/۷	-۴/۶	-۲/۱	-۲/۱	-۲۱/۵
	۴/۸	-۳/۷	-۰/۳	-۰/۳	-۳۷/۸
S3	۴/۸	-۳/۷	-۰/۳	-۰/۳	-۳۷/۸
	۱۰/۰	-۲/۳	۵/۹	۱/۸	-۸۰/۸
S4	۱۰/۸	-۱/۸	۷/۵	۷/۴	-۱۱۴/۲
	۱۱/۶	-۱/۲	۹/۳	۹/۰	-۱۸۱/۰
S5	۱۵/۳	-۰/۹	۱۲/۹	۱۲/۷	-۲۳۳/۶
	۱۹/۵	۰/۱	۱۸/۳	۱۷/۵	-۵۴۸/۸
S6	۱۹/۶	۰/۳	۱۸/۵	۱۷/۷	-۶۳۴/۳
	۱۹/۷	-۰/۳	۱۹/۰	۱۷/۶	-۹۴۰/۴
S7	۲۲/۷	۰/۶	۲۲/۰	۲۰/۳	-۱۲۳۶



شکل ۹: خطای موجود بین روش های تحلیلی و مقایسه آن با روش

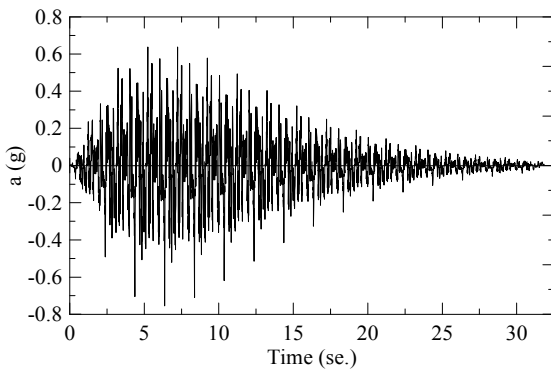
مقایسه نتایج روش عددی با روابط حل بسته در حالت کرنش برشی متغیر

تحلیل و آنالیز حساسیت نتایج انجام گرفته در مراحل قبل، با فرض ثابت بودن کرنش برشی حداکثر (γ_{max}) مانند سایر پارامترهای زلزله و سازه می‌باشد. در بخش بعد تحلیل‌های انجام گرفته بر اساس تغییر نمودن کرنش برشی حداکثر با توجه به خصوصیات خاک می‌باشد.

استفاده از روابط تحلیلی

در روابط ارائه شده در قسمت ۲-۳ ملاحظه گردید که کرنش برشی حداکثر به پارامترهایی همچون سرعت موج برشی و همچنین حداکثر سرعت ذرات در محیط وابسته است. پارامتر V_s به مقادیر ورودی زلزله همچون سرعت حداکثر و شتاب حداکثر وابسته است، C_m نیز به پارامترهای مکانیک خاک و ژئوتکنیکی همچون وزن مخصوص و مدول برشی وابسته است که خود مدول برشی نیز وابسته به مدول ارتجاعی و ضریب پواسون می‌باشد. بنابراین با تغییر E و ν مدول برشی G و C_m نیز تغییر خواهد کرد و با تغییر C_m ، کرنش برشی حداکثر نیز

و یا روش های عددی استفاده کرد. در این قسمت هدف، محاسبه کرنش برشی حداکثر بر اساس این دو روش و مقایسه نتایج آنها و همچنین تاثیر انتخاب این روش بر نتایج نهایی تحلیل می باشد. محاسبه کرنش های برشی حداکثر، به مقدار زیادی وابسته به نوع شتابنگاشت اعمالی و نیز خصوصیات خاک دارد و استفاده از مقادیر شتاب حداکثر به جای اعمال شتابنگاشت در سنگ بستر و تبدیل آن به شتابنگاشت در عمق دفن تونل، از دقت کافی برخوردار نیست. از آنجا که در روابط حل بسته از پارامتر کرنش برشی حداکثر به جای شتاب حداکثر استفاده می شود، به منظور دستیابی به دقت بیشتر با استفاده از روش های عددی، باید کرنش برشی حداکثر ایجاد شده در یک پروفیل خاک در اثر اعمال یک زلزله به صورت شتابنگاشت محاسبه شود. روابط تحلیلی که جهت محاسبه کرنش برشی حداکثر مورد استفاده قرار گرفته است در روابط (۶) تا (۸) ارائه گردیده است. جهت استفاده از روش عددی از نرم افزار Deep Soil (2005) استفاده می شود. شتابنگاشت استفاده شده در این تحقیق از تحلیل خطر سایت متروی تبریز بدست آمده که در عمق ۴۰ متری از سطح زمین در محل سنگ بستر اعمال می گردد. این شتابنگاشت در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: تاریخچه زمانی شتاب استفاده شده در مدل عددی

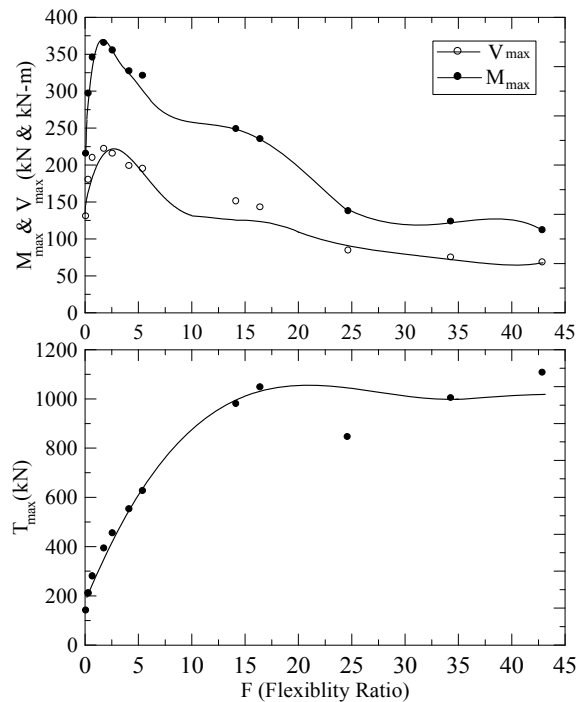
با توجه به شتابنگاشت تولید شده در عمق ۱۵ متر که عمق دفن تونل می باشد، کرنش برشی حداکثر محاسبه می شود. در اینجا با اعمال شرایط ساختمانی مشابه تونل مینا و شتابنگاشت موجود، کرنش برشی حداکثر $\gamma_{max} = 0.00123$ توسط نرم افزار Deep Soil محاسبه گردیده است.

با توجه به روابط تحلیلی ارائه شده و بر اساس فرضیات تونل مینا حداکثر کرنش برشی محاسبه شده برابر است با:

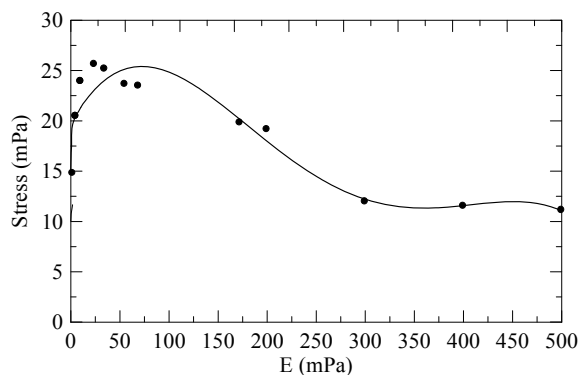
$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} = \frac{27167}{2(1+0.32)} = 10290 \text{ kN/m}^2$$

$$C_m = \sqrt{\frac{G_m}{\rho_m}} = \sqrt{\frac{10290.2}{2.05}} = 70.85$$

روند تغییرات تنش در پوشش تونل که در شکل ۱۰ نشان داده شده است، مشابه تغییرات لنگر خمشی می باشد که نشان می دهد با سخت تر شدن خاک (افزایش ضریب ارتجاعی)، میزان تنش ایجاد شده در پوشش نهایی تونل برای $F > 2$ همواره کاهش می یابد و سپس روند تغییرات آن تقریباً ثابت می شود.



شکل ۹: تغییرات نتایج تحلیل در حالت کرنش برشی متغیر



شکل ۱۰: تنش ایجاد شده در پوشش تونل در اثر تغییرات مدول ارتجاعی خاک در حالت کرنش برشی متغیر

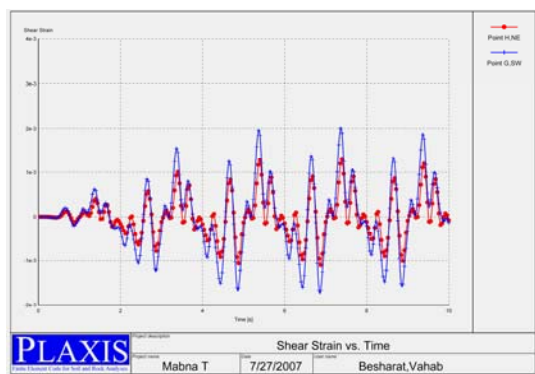
استفاده از روش عددی

به طور کلی یکی از عوامل تاثیر گذار بر نتایج تحلیل لرزه ای سازه های زیرزمینی، مقدار کرنش برشی حداکثر استفاده شده در تحلیل ها می باشد. جهت محاسبه این کرنش می توان از روابط ساده تحلیلی موجود

روش تحلیل دینامیکی در پروژه های مختلف نیاز به صرف هزینه و وقت زیادی دارد و از طرفی استفاده از روش عددی نتایج دقیق تری را ارائه می دهد بنابراین بهتر است که از روابط تحلیلی منتخب به همراه روش های عددی استفاده شود. با توجه به مطالب عنوان شده در این قسمت می توان بیان نمود که در مقایسه نتایج سه روش تحلیلی، عددی بر مبنای تئوری تحلیل یک بعدی آبرفت و تحلیل دینامیکی به روش اجزاء محدود برای محاسبه کرنش برشی حداکثر، روش های عددی و دینامیکی نتایج مشابه و قابل قبول تری نسبت به روش تحلیلی ارائه می کنند. جهت بررسی اثر انتخاب روش، نتایج تحلیل با انواع روشهای عنوان شده در این بخش در جدول ۵ آورده شده است. در این جدول M ، V ، T و γ_{max} به ترتیب نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی پوشش و کرنش برشی حداکثر است.

جدول ۵: نتایج تحلیل از روش های گوناگون

نوع روش	γ_{max}	T kN	V kN	M kN-m
روابط تحلیلی	۰/۰۰۶۲۰	۲۷۷/۱۱	۱۴۹/۱۱	۲۵۸/۱۲
روش عددی	۰/۰۰۱۲۳	۵۴/۹۷	۲۹/۵۸	۵۱/۳۱
تحلیل دینامیکی	۰/۰۰۱۶۲	۷۲/۴۱	۳۸/۹۶	۶۷/۴۴



شکل ۱۲: تغییرات کرنش برشی در نقاط انتخابی تونل مبنا

نتیجه گیری

با توجه به مطالب عنوان شده در فوق که بر پایه تحقیقات و مطالعات بر روی تونل مبنا و نیز خاکهای مختلف با روش های تحلیلی و عددی انجام شده می توان به موارد زیر به عنوان نتیجه گیری اشاره کرد. با مقایسه نتایج روش عددی با روشهای حل بسته مشخص می گردد که اختلافی بین نیروی محوری در روش Wang در نتایج روش عددی وجود ندارد ولی اختلاف زیادی با روش Penzien دارد و این نشان می دهد که روش Penzien در حالت عدم لغزش جواب درستی برای نیروی محوری ارائه نمی دهد و جوابهای بدست آمده از این روش در

$$\gamma_{max} = \frac{Vs}{C_m} = \frac{0.441}{70.85} = 0.00622 = 0.62\%$$

با مقایسه کرنش برشی حداکثر بدست آمده از نرم افزار و نیز مقدار محاسبه شده از روابط تحلیلی $\gamma_{max} = 0.00622$ ملاحظه می شود اختلاف زیادی بین نتایج این دو روش وجود دارد. علت این اختلاف در این است که در روش عددی انتخابی که بر اساس تئوری تحلیل یک بعدی آبرفت صورت گرفته تغییرات شتاب نسبت به زمان به صورت کامل در نظر گرفته شده و در این تحلیل نحوه توزیع امواج در آبرفت که متاثر از خصوصیات آبرفت و عمق آن می باشد لحاظ گردیده است، در حالی که در روش تحلیلی، پارامتر کرنش برشی حداکثر فقط وابسته به شتاب انتخابی، سرعت موج برشی و سرعت حرکت ذرات بوده و هیچ گونه تغییراتی نسبت به عمق نیز ندارد. علاوه بر موارد عنوان شده، در نظر گرفتن میرایی و لحاظ کردن سازگاری آن با روش معادل خطی با کرنش های برشی نیز عامل عمده کاهش حداکثر کرنش برشی در آبرفت است. این اختلاف توسط سایر محققین (Hashash et al. 2001 و Park et al. 2006) نیز گزارش شده که توصیه آن محققین نیز استفاده از روش عددی بر اساس تحلیل یک بعدی آبرفت به جای روابط تحلیلی بوده است. اکنون جهت ارزیابی جواب محاسبه شده با روش عددی که مبتنی بر کرنش برشی حداکثر می باشد، نتیجه حاصل با کرنش برشی حداکثر ایجاد شده در محیط خاک و تونل در تحلیل دینامیکی مقایسه می گردد. برای این کار مشابه مدل ایجاد شده در تحلیل شبه استاتیکی، تونل در نرم افزار PLAXIS مدل شده و با استفاده از شتابنگاشت استفاده شده در نرم افزار Deep Soil تحلیل دینامیکی صورت گرفته است. مدل استفاده شده در این تحلیل ارتجاعی خطی بوده تا بیشترین همخوانی را با روش های تحلیلی موجود و مدل های شبه استاتیکی داشته باشد. پس از انجام تحلیل های متوالی و گام به گام جهت رسیدن به کرنش برشی γ ، و مدول سختی متناظر، کرنش برشی حداکثر ایجاد شده در مدل $\gamma_{max} = 0.00162$ محاسبه گردید است (DEEP SOIL 2005 و Kramer 2006). مقدار محاسبه شده در شکل ۱۲ نشان داده شده است (بشارت ۱۳۸۶).

با مقایسه کرنش برشی حداکثر ایجاد شده در تحلیل دینامیکی و مقدار بدست آمده از روابط تحلیلی مشخص می گردد اختلاف زیادی بین این دو مقدار وجود دارد که این اختلاف در جهت افزایش نیرو های وارد بر خاک و پوشش تونل در روش تحلیلی خواهد بود. از طرفی مشاهده می شود که مقادیر بدست آمده از نرم افزار Deep Soil تطابق بهتری با نتایج تحلیل دینامیکی دارد. اختلاف مشاهده شده در نتایج این دو روش عددی ممکن است به دلیل عدم امکان مدل نمودن پوشش تونل در نرم افزار Deep Soil می باشد. از آنجا که استفاده از

G_m : مدول برشی خاک
 I : ممان اینرسی پوشش تونل در واحد عرض برای تونل‌های دایروی
 K_1 : ضریب پاسخ پوشش در حالت لغزش کامل
 K_2 : ضریب پاسخ پوشش در حالت عدم لغزش
 M : لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش
 r : شعاع (قطر) پوشش تونل
 R : نسبت تغییر شکل برشی خاک - تونل
 T_{max} : نیروی محوری و نیروی محوری بیشینه ایجاد شده در واحد طول پوشش
 t : ضخامت پوشش تونل
 V_s : حداکثر سرعت ذرات ناشی از اعمال امواج S
 a_{max} : شتاب طراحی حداکثر
 α : ضریب به کار رفته در محاسبات نسبت برشی تونل - خاک در تونل‌های دایروی
 α^n : ضریب نسبت برشی تونل - خاک در تحت اثر بارهای قائم
 $\Delta_{structure}$: تغییر شکل برشی مقطع تونل
 $\Delta d_{free-field}$: تغییر شکل قطری میدان آزاد در زمین بدون حفره
 Δd_{lining} : تغییر قطر تونل
 Δd_{lining}^n : تغییر قطر پوشش فقط تحت بارگذاری قائم
 γ_{max} : حداکثر کرنش برشی میدان آزاد محیط خاک
 σ_θ : تنش محیطی در پوشش تونل دایروی
 U_l : ضریب پواسون پوشش
 U_m : ضریب پواسون محیط خاکی

مورد این نیرو در جهت برآورد ضریب اطمینان کمتر می‌باشد که بایستی حتماً مدنظر قرار گرفته و از این روش در حالت عدم لغزش استفاده نشود.

از آنجا که روشها و روابط تحلیلی به خوبی نمی‌توانند توزیع کرنش برشی در حین زلزله را در توده خاک مشخص نمایند بهتر است از روش‌های عددی مانند نرم‌افزارهای SHAKE 91 و یا DEEP SOIL جهت محاسبه کرنش برشی حداکثر در توده خاک ناشی از اعمال شتابنگاشت مربوط به زلزله استفاده کرده آنگاه مقدار کرنش برشی حداکثر بدست آمده را در روابط Wang برای نیروی محوری و لنگرخمشی و Penzien برای نیروی برشی بکار برد. نتایج بدست آمده در این حالت اختلاف کمی را با نتایج تحلیل دینامیکی نشان می‌دهد. از آنجا که نحوه تغییرات لنگر و برش و نیروی محوری در اثر تغییرات نسبت انعطاف‌پذیری یکسان نیست، لذا تغییرات تنش را می‌توان به عنوان مقدار تعیین کننده برای تحلیل و طراحی پوشش نهایی در نظر گرفت. همانطور که ملاحظه شده است تغییرات تنش، تغییراتی مشابه لنگر را دارد و این مطلب حاصل می‌شود که هر چه خاک اطراف تونل سخت‌تر باشد مقادیر نیروی دینامیکی اعمالی که نتیجه آن تنش می‌باشد، کمتر خواهد شد لذا می‌توان عنوان کرد که با تثبیت خاک اطراف تونل می‌توان مقادیر تنش اعمالی را به مقدار زیادی کاهش داد به خصوص اگر نسبت انعطاف‌پذیری بین ۳ تا ۲۵ باشد.

نمادها

C_m : سرعت موج برشی
 E_l : مدول ارتجاعی پوشش تونل
 E_m : مدول ارتجاعی محیط خاکی
 F : نسبت انعطاف‌پذیری پوشش تونل

منابع

بشارت و. ۱۳۸۶: بررسی روشهای تحلیل لرزه ای تونل های دایروی کم عمق در محیط خاکی، پایان نامه کارشناسی ارشد، گرایش خاک و پی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد.

Das B. M. 2002: "Principles of geotechnical engineering", 2nd Edition, The University of Texas (Publisher).

DEEP SOIL 2005: *Deep Soil version 2.6, One-dimensional site response analysis program*, Tutorial and User Manual.

Hashash Y.M. A., Hook J.J., Schmidt B., Yao J.I. 2001: "Seismic design and analysis of underground structure", Tunneling and Underground Space Technology. **16**: 247-293.

Hashash Y. M. A., Park D., Yao J.I. 2005: "Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading: an update on seismic design and analysis of underground structures", Tunneling and Underground Space Technology. **20**: 435-441.

Kramer, S. 2006: "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, Upper Saddle River

Park K., Tantayopin K., Tontavanich B. 2006: "Analytical solutions for seismic design of tunnel lining in Bangkok MRT subway", Proceedings of the International Symposium on Underground Excavation and Tunneling, Bangkok, Thailand. 541-550.

Peck R.B., Hendron A.J., Mohraz B. 1972: "State of the art in soft ground tunneling." Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference.

Penzien J. 2000: "Seismically induced racking of tunnel linings", Int. J. Earthquake Eng. Structural Dynamics. **29**: 683-691.

Penzien J., Wu C. 1998: "Stresses in linings of bored tunnels", Int. J. Earthquake Eng. Structural Dynamics. **27**: 283-300.

PLAXIS-B.V. 2002: "Plaxis: Finite element package for analysis of geotechnical structures", Delft, Netherland.

Wang J. N. 1993: "Seismic design of tunnels: A state of the art approach", Parsons Brinkerhoff Quad & Douglas Inc., New York, NY, Monograph 7.