

Amirkabir Jounrnal of Science & Research Civil and Enviromental Engineering (ASJR-CEE)



دوره ۴۸، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۵، صفحه ۱۹۹ تا ۲۰۵ Vol. 48, No. 2, Summer 2016, pp. 199-205

حل تحلیلی و عددی پوشش تونلها در اثر بارهای لرزهای و بررسی عوامل تاثیر گذار بر آن

شبنم ولى اسكويى^{ا*}، على لكى روحاني^٢

۱- کارشناسی ارشد، دانشگاه زنجان، دانشکده فنی، گروه عمران ۲- استادیار، دانشگاه زنجان، دانشکده فنی، گروه عمران

(دريافت: ١٣٩٢/٣/١٧، پذيرش: ١٣٩٤/٧/۶)

چکیدہ

سازههای زیرزمینی از جمله تونلها، عناصر مهمی در شبکههای حمل و نقل و سرویس هستند که به دلیل محصورشدگی در زمین و تحمل تنشهای برجای بزرگ رفتار لرزهای متفاوتی با سازههای سطحی از خود نشان می دهند. در این مقاله حلهای تحلیلی ارائه شده برای تونلهای دایروی، در مقابل بارهای استاتیکی و لرزهای نشان داده می شود. سپس برای یک مقطع از تونل شهری بانکوک، نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل با استفاده از حلهای تحلیلی بدست آمده و مورد ارزیابی قرار می گیرند. همان مساله به صورت عددی و با استفاده از روش تفاضل محدود و برای شتابهای افقی و قائم مختلف، نیز حل می شود و با حلهای تحلیلی مقایسه می گردد. مطابق با نتایج بدست آمده با افزایش ضریب شتاب افقی زلزله، نیروی محوری و انگر خمشی پوشش تونل افزایش می یابد. همچنین مشاهده شد که با افزایش عمق تونل، نیروی ایجاد شده در پوشش بتنی تونل، افزایش می یابد اما شتاب قائم زمین تاثیر کمی بر روی تنشها دارد. در مورد تاثیر نسبت تنشهای برجا، هر چه که این نسبت از محدوده عدد یک دورتر شود (کمتر یا بیشتر)، تنش ایجاد شده در پوشش افزایش می بد.

كلماتكليدى:

سازه های زیر زمینی، حل تئوری، حل عددی، ضریب شتاب افقی زلزله، نسبت تنشهای برجا

^{*} نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات: shabnam.valioskooyi@gmail.com

۱ – مقدمه

تونل ها به طور کلی عملکرد بهتری در مقابل بارهای لرزهای نسبت به سازههای سطحی دارند، بهطوری که تا قبل از سال ۱۹۹۵ در مقابل بارهای دینامیکی طراحی نمی شدند. اما زلزله های دهه ۱۹۹۰ میلادی باعث خرابی جدی برخی از تونل ها گردید. به عنوان مثال می توان به زلزله سال ۲۹۹۹ Chi Chi تایوان و خسارت وارده به تونل های کوهستانی، زلزله سال Duzce ۱۹۹۹ ترکیه و خرابی بخشی از تونلهای دوقلوی Bolu و زلزله سال ۲۹۹۵ Kobe ژاپن و ریزش متروی Diakia، اشاره كرد [٣]. بعد از این تاریخ توجه محققین مختلف به تحلیل دینامیكی تونل ها معطوف گردید. برای شناخت رفتار تونل ها در بارهای لرزهای، نیازی نیست که تونل در معرض شتابنگاشت خاصی قرار گیرد و رفتارش ارزیابی گردد، چون این کار نیازمند صرف هزینه بالایی است بلکه می توان بار معادل برشی را بر مرزهای محدوده مورد نظر اعمال کرد و اعوجاج و بیضی شدگی تونل را اندازه گیری و بر اساس آن نیرویهای وارد بر پوشش را بدست آورد. این مسیری است که اغلب محققین برای رسیدن به نیروی پوشش آن را طی کردهاند. به عنوان مثال Einstein و Schwartz (۱۹۷۹)، حلهای تحلیلی سادهای را برای نیرو و لنگرخمشی در پوشش تونل در معرض بارهای استاتیکی ارائه کردند [۲]. Wang (۱۹۹۳)، -Pen zien و Wu (۱۹۹۸) حل های بسته ای را برای محاسبه نیروها در پوشش تونل که در معرض تغییرشکل استاتیکی معادل قرار دارند، پیشنهاد کردند [۲۰۷] Hashash و همکارانش (۲۰۰۱و۲۰۰۹)، اختلاف مهمی را بین حلهای Wang و Penzien در محاسبه نیروها در پوشش تونل معرفی کردند که با یک روش عددی مقایسه شده بودند [۳و۴]. Bobet (۲۰۰۳)، روابط استاتیکی Einstein و Schwartz را برای تعیین بارهای لرزهای در پوشش تونل ها گسترش داد [۱]. حل تحلیلی دیگری معطوف به PTTO در سال ۲۰۰۹ توسط Kyung-Ho Park و همکارانش ارائه شد که با استفاده از ضریب انعطاف پذیری فنری به محاسبه روابط بین جابجاییها و نیروهای اندر کنش پوشش – خاک پرداخته است [۵].

در این جا یک تونل دایرهای به شعاع R در معرض شتابهای افقی و قائم ناشی از بارگذاری لرزهای در نظر گرفته شده است. در حالت کلی وضعیت تنشها در محیط پیرامون تونل به صورت زیر بیان می گردد [۶]:

$$\sigma_{v} = (1 - k_{v})\gamma H \tag{1}$$

$$\sigma_h = K \left(1 - k_v \right) \gamma H \tag{7}$$

$$\tau = -k_{h}\gamma H \tag{(f)}$$

در این روابط $\sigma_{\rm v} \ e_{\rm h} \ \sigma_{\rm h} \ e_{\rm h} \$

نیروی برشی τ، که به طور مستقیم از شتاب افقی زمین بدست میآید و نماینده بارهای لرزهای است.



لازم به ذکر است که برخلاف پیشنهاد ارائه شده در بالا برای تنش برشی، در مطالعات گذشته مثل حل Penzien و Wu (۱۹۹۸) و همچنین Hashash و همکارانش (۲۰۰۱ و ۲۰۰۵)، این تنش با استفاده از کرنش برشی میدان آزاد (شکل ۲) به دست آورده می شد.



شکل ۲: کرنش برشی میدان آزاد (γ)

$$\tau = \frac{E_s \gamma_c}{2(1 + \nu_s)} \tag{(f)}$$

$$\gamma_c = \frac{V_{\text{max}}}{V_s} \tag{(\Delta)}$$

در این روابط V_{max} سرعت موج برشی ذره، V_{s} سرعت موج برشی زمین، E_{s} مدول یانگ محیط (خاک) و v_{s} ضریب پواسون محیط (خاک) می باشند.

صرفنظر از اینکه تنش برشی از چه رابطهای استخراج شود، در نهایت نیروی محوری و لنگرخمشی با جمع نیروها و لنگرهای خمشی حالتهای (۱) و (۲) بدست میآید:

$$T = T_s + T_e \tag{6}$$

$$M = M_s + M_e \tag{(Y)}$$

در این روابط $T_s e_s M_s$ نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری استاتیکی و $T_e = M_s$ نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری لرزهای می باشند.

۲۰۰ | نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر – مهندسی عمران و محیط زیست، دوره ۴۸، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۵

شبنم ولی اسکویی، علی لکی روحانی

بسیاری از مقالات بدان پرداخته شده، صرف نظر گردیده است و فقط به دو رابطه Bobet و PTTO[°] در تحلیل لرزهای اشاره شده است.

۲- ۱- حلهای تحلیلی برای نیرو و لنگر خمشی در مقابل بارهای استاتیکی

(الف) حل Einstein و Schwartz's (الف)

بر اساس روابط سختی نسبی، حل هایی را برای نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری استاتیکی پیشنهاد کردند: در شرایط بدون لغزش در سطح مشترک خاک– یوشش،

$$T_{s} = \frac{1}{2}(\sigma_{v} + \sigma_{h}) (1 + C_{1})R$$

$$+ \frac{1}{2}(\sigma_{v} - \sigma_{h})(1 + 2C_{2})R\cos 2\theta \qquad (A)$$

$$M_{s} = \frac{1}{2}(\sigma_{v} - \sigma_{h})(1 - 2C_{2} + 3C_{3})R^{2}\cos 2\theta \qquad (9)$$

$$C_{1} = \frac{C^{*}F^{*}(1 - v_{s})}{C^{*} + F^{*} + C^{*}F^{*}(1 - v_{s})}$$
(\.)

$$C_2 = \beta C_3 \tag{11}$$

$$\beta = \frac{(F^* + 6)C^*(1 - v_s) + 2F^*v_s}{3F^* + 3C^* + 2C^*F^*(1 - v_s)}$$
(17)

$$C_{3} = \frac{C^{*}(1-v_{s})}{2[C^{*}(1-v_{s})+4v_{s}-6\beta-3\beta C^{*}(1-v_{s})]} \quad (1\%)$$

$$C^{*} = \frac{E_{s}R(1-v_{c}^{2})}{E_{c}A_{c}(1-v_{s}^{2})}$$
(14)

$$F^* = \frac{E_s R^3 (1 - v_c^2)}{E_c I_c (1 - v_s^2)}$$
(10)

الف) حل Bobet (۲۰۰۳)

برای به دست آوردن نیرو و لنگر خمشی در تحلیلهای لرزهای در زمین خشک استفاده می شود (شرایط بدون لغزش در اندرکنش بین پوشش- خاک):

$$T_e = (1 - C_3) R \tau \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \tag{19}$$

$$M_{e} = \frac{1}{2} \left(1 + C_{2} + C_{3} \right) R^{2} \tau \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4})$$
(17)

 $C_{2} = (-2) \frac{(1-v_{s})^{2}C^{*} + (1-v_{s}) - \frac{3[(1-v_{s})C^{*} + 4]}{F^{*}}}{(1-v_{s})^{2}C^{*} + (1-v_{s})(3-2v_{s}) + \frac{3[(1-v_{s})(5-6v_{s})C^{*} + 4(3-4v_{s})]}{F^{*}}}{(1 \wedge)}$

$$C_{3} = \frac{1}{3} \frac{(1 - v_{s})C^{*} - 2 - C_{2} \{(1 - v_{s})C^{*} + 4v_{s}\}}{(1 - v_{s})C^{*} + 2}$$
(19)

در این روابط $T_e e_{\rm g}$ نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری لرزهای می باشند.

PTTO (Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, ب) (ب) حل (۲۰۰۹) (Bituporn Tontavanich, Adisorn Owatsiriwong

در اندرکنش خاک – سازه، جابجایی نسبی سازه با توجه به خاک می تواند رخ دهد.

در روشهای عددی، سطح مشترک یا المانهای اتصال با استفاده از مدل مشخصه الاستیک خطی و خمیری کامل، اجازه حرکت خاک و سازه را در اندرکنش خاک- سازه میدهد. در مدل الاستیک خطی و خمیری کامل، سختی برشی و قائم الاستیک، برای شبیه سازی رفتار الاستیک مورد استفاده قرار می گیرد. در این قسمت، ضریب انعطاف پذیری برشی D برای در نظر گرفتن شرایط اندرکنش در سطح مشترک خاک- پوشش معرفی شده است.

و همکارانش در سال ۲۰۰۹ با استفاده از ضریب Kyung-Ho Park انعطاف پذیری برشی (D) و با در نظرگیری روابط بین جابجاییها و نیروها در سطح مشترک بین پوشش- خاک و اثرات لغزش در این سطح، حل تحلیلی جدیدی ارائه کردند [۵]:

هنگامی که D=0 (شرایط بدون لغزش در سطح مشترک خاک– هنگامی که D=0 (شرایط بدون لغزش)،

$$\frac{T_e}{G_s \gamma_c R} = -\frac{4(1-\nu_s)}{\Delta'} \left\{ F + \left(\frac{1}{2} - \nu_s\right)C + 2 \right\} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (\Upsilon \cdot)$$

$$\frac{M_e}{G_s \gamma_c R^2} = -\frac{4(1-v_s)}{\Delta'} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2} - v_s\right) C \right\} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (\Upsilon 1)$$

در این روابط

$$C = \frac{E_s R (1 - v_c^2)}{E_c A_c (1 + v_s)(1 - 2v_s)}$$
(YY)

$$F = \frac{E_s R^3 (1 - v_c^2)}{6E_c I_c (1 + v_s)}$$
(YY)

۳- حل تحلیلی وعددی متروبانکوک (مدل سازی و صحت سنجی)

به منظور ارزیابی روش های ارائه شده در بخش های قبل، مقطعی از تونل متروی خط بلو (Blue) در شهر بانکوک با مشخصات پروفیل خاک نشان داده شده در شکل ۳ در نظر گرفته شد. برای این مقطع نیروهای ایجاد شده در پوشش شامل نیروی محوری و لنگرهای خمشی در حالت

¹ Kyung-Ho Park , Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich, Adisorn Owatsiriwong

استاتیکی و دینامیکی برای مقادیر ضرائب مختلف شتاب افقی و قائم زلزله مورد بررسی قرار گرفت. از آنجائیکه در روابط تحلیلی نمی توان پروفیل خاک را به صورت لایه بندی در نظر گرفت، از یک مشخصات میانگین به صورت جدول (۱) استفاده می شود.

| .ول ۱: مشخصات خاک در روش تحلیلی | جد |
|---------------------------------|----|
|---------------------------------|----|

| ضريب فشار جانبى | وزن مخصوص | ضريب پواسون | مدول الاستيسيته |
|-----------------|-------------------------------|----------------|-----------------|
| K | γ (KN/m ³) | v _s | $E_s(MN/m^2)$ |
| ١ | ۱۹/۵ | •/۴٣ | ٩٠ |

فرضيات اوليه مدل سازي: ١- شرايط كرنش مسطح برقرار است ٢-مدل رفتاری خاک و پوشش بتنی، الاستیک خطی و بدون جرم می باشد.

برای مدلسازی، از روش تفاضل محدود و نرم افزار استفاده شده است. در یک مدل ابتدا تنش-های فشاری به تمام مرزهای خارجی اعمال شده و سپس در مدلی دیگر تنش برشی اعمال می گردد. نحوه اعمال بار در شکلهای (۴) و (۵) نشان داده شده است. در نهایت نیرو و لنگر خمشی حاصل از این دو تحلیل با یکدیگر جمع می شوند. تنها شرایط بدون لغزش بین پوشش تونل و خاک اطراف در نظر گرفته می شود. مشخصات خاک و پوشش تونل در جدول های (۲) و (۳) اورده شده است. شکلهای (۶)، (۷)، (۸) و (۹) نیروها و لنگرهای خمشی پوشش تونل را در دوحالت نبود و وجود ضریب شتاب قائم، هنگامی که تونل در عمق ۲۰ متری قرار دارد، نشان میدهند.

| مشخصات خاک | :۲ | جدول |
|------------|----|------|
|------------|----|------|

| وزن مخصوص | ضريب پواسون | مدول الاستيسيته | |
|-------------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| γ (KN/m ³) | v _s | $E_s(MN/m^2)$ | لا يەھا |
| ۱۸ | ۰/۳۸ | ۱۰/۸ | خاكريز |
| ۱۶/۵ | •/4٣ | ۵ | رس نرم |
| ۱۷/۵ | ۰/۳۸ | ۱۵/۴ | رس متوسط |
| ۱۹/۵ | ۰/۴۶ | 44/4 | رس متراکم |
| ۱۹/۵ | ۰/۴۶ | ۱۱۰ | ماسه متوسط |
| ۲۰/۵ | •/44 | 88 | رس بسیار متراکم |
| ۱٩/۵ | •/۴۴ | ۱۵۰ | ماسه متراكم |
| ۲۰/۵ | •/44 | 88 | رس بسیار متراکم |

| دول ۳: مشخصات خاک |
|-------------------|
|-------------------|

| ضريب پواسون | مدول الاستيسيته | ضخامت | تنش مجاز بتن |
|-------------|-------------------|-------|-------------------|
| ν_{c} | $E_{c}(MN/m^{2})$ | t (m) | $f_{c}(KN/m^{2})$ |
| ٠/٢ | ۳۱۰۰۰ | ۰/٣ | ۳۰۰۰۰ |



٧m

1



مطابق با دو نمودار (۶) و (۷) انطباق نسبتا خوبی بین حلهای تحلیلی و روش عددی مشاهده می شود. همچنین دیده می شود که با افزایش ضریب شتاب افقی زلزله نیروهای ایجادی در پوشش (نیروی محوری و لنگر خمشی) افزایش یافته اما ضریب شتاب قائم فقط بر روی نيروى محورى موثر است. كه البته مطابق با روابط پايه تحليلي اين نتايج دور از انتظار نیست.

۲۰۲ | نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر – مهندسی عمران و محیط زیست، دوره ۴۸، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۵



در اینجا t ضخامت پوشش، σ_{θ}^{-1} تنش محیطی و ϵ_{θ}^{-3} کرنش محیطی می باشد.

با بدست آوردن تنش و کرنش در پوشش برای مقادیر مختلف عوامل موثر در مساله و مقایسه با تنش و کرنش مجاز میتوان به تخمین اولیه ای از ضخامت پوشش دست پیدا کرد و یا اینکه شکست احتمالی پوشش را برای ضخامت فعلی مورد بررسی قرار داد. به عنوان مثال برای مساله مورد نظر شکلهای (۱۰)، (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) مقدار این تنش و کرنشها را به همراه مقادیر مجاز برای ضرائب شتاب افقی و قائم مختلف احتمالی نشان میدهند.

مطابق با این نمودارها، با افزایش k_h یا ضریب شتاب افقی زلزله، تنشها به سرعت به تنش مجاز نزدیک می شوند به طوری که با رسیدن این ضریب به مقدار ۰/۵۵ پوشش تونل در آستانه شکست قرار می گیرد. اما در همین حالت کرنشها همچنان در پایینتر از حد مجاز می باشند. بسته به اینکه از چه معیاری می خواهیم برای طراحی پوشش استفاده کنیم





2100 D·Bobet/kh=0.2) PTTO(kh=0.2) ΔΔ 2000 Δ Numerical –급 – Bobet(kh=0.4) –★ – PTTO(kh=0.4) 1900 Δ Numerical 1800 Bobet(kh=0.6) \wedge 1700 1700 1600 1600 PTTO(kh=0.6) Δ Numerical 1500 Δ Ø... ⊠ △ △[⊠] 1400 Δ 8 1300 1200 1100 10 40 50 Degree 20 70

شکل ۶: توزیع نیروی محوری کل برای مقادیر مختلف k_h در عمق ۲۰ متری



شکل ۷: توزیع لنگر خمشی کل برای مقادیرمختلف k_h در عمق ۲۰ متری



شکل ۸: توزیع نیروی محوری کل برای مقدار ثابت k_h=0.2 و مقادیر مختلف k_v در عمق ۲۰ متری

از طرفی میتوان تنشها و کرنشهای محیطی را به کمک روابط زیر به دست آورد:

$$\sigma_{\theta}^{\ l} = \frac{T}{A_l} \pm \frac{Mt}{2I_l} \tag{(14)}$$



و البته دانستن حداکثر شتاب افقی محتمل در منطقه می توان ضخامت اولیه پوشش را تعیین کرد. نکته دیگر در مورد ضریب شتاب قائم است که دیده می شود برای مقادیر مختلف آن، تنش و کرنش ها، پایینتر از حد مجاز هستند.

۳- ۱- تاثیر عمق قرارگیری تونل

در این قسمت اثرعمق قرار گیری تونل با در نظر گرفتن اعماق ۱۵ ۲۰، ۲۵، ۳۵، ۴۵، ۴۵، ۵۹، ۵۰ و ۵۵ متری مورد بررسی قرارگرفته است. شکلهای ۱۴و ۱۵ نشان میدهند که با افزایش عمق، مقادیر تنشها و کرنشهای محیطی افزایش مییابند و عمق قرارگیری تونل عامل مهم دیگر میباشد.



(K₀) اتاثیر ضریب فشار جانبی زمین (K

اثر ضریب فشار جانبی زمین بر نیروهای پوشش تونل مورد مطالعه قرار گرفته و نتایج در نمودارهای (۱۶) و (۱۷) نشان داده شدهاند. همانطور که در دو شکل زیر دیده میشود تقریباً در حالت تنشهای برجای ایزوتروپ، کمترین تنش در پوشش ایجاد میشود و با دور شدن از این حالت تنشها افزوده می گردند.

٤- نتيجه گيري

در ابتدای این مقاله مروری بر روند حل تحلیلی تونل ها تحت

۲۰۴ | نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست، دوره ۴۸، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۵

شبنم ولی اسکویی، علی لکی روحانی

بتنی وجود دارد. دو پارامتر موثر دیگر شتاب قائم زمین و همچنین ضریب فشار جانبی است. شتاب قائم زمین تاثیر کمی بر روی تنشها دارد، اما در مورد ضریب فشار جانبی دیده شد که هر چه این ضریب از محدوده عدد یک دورتر باشد یا به عبارتی تنشهای برجا از حالت ایزوتروپ فاصله بگیرند، آنگاه تنش ایجاد شده در پوشش افزایش می یابد.

٥- مراجع

- Bobet, A; "Effect of Pore Water Pressure on Tunnel Support During Static and Seismic Loading", Tunnelling and Underground Space Technology 18, pp. 377- 393, 2003.
- [2] Einstein, H.H. and Schwartz, C.W; "Simplified Analysis for Tunnel Supports", Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE 105, 1979.
- [3] Hashash, Y.M.A, Hook, J.J, Schmidt, B. and Yao, J.I.C; "Seismic Design and Analysis of Underground Structures", Tunnelling and Underground Space Technology 16, pp. 247- 293, 2001.
- [4] Hashash, Y.M.A, Park, D. and Yao, J.I.C; "Ovaling Deformations of Circular Tunnels under Seismic Loading: an update on seismic design and analysis of underground structures", Tunnelling and Underground Space Technology 20, pp. 435-441, 2005.
- [5] Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich, Adisorn Owatsiriwong ; "Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit", Tunnelling and Underground Space Technology 24, pp. 231–235, 2009.
- [6] Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich; "Analytical Solution for Seismic Design of Tunnel Lining in Bangkok MRT Subway", International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling, Bangkok, Thailand, 2006.
- [7] Penzien, J. and Wu, C.L; "Stresses in Linings of Bored Tunnels", Earthquake Engineering and Structural, 1998.
- [8] Wang, J.N; "Seismic Design of Tunnels", Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc, NY, Monograph 7, 1993.



شکل ۱۶: تنش محیطی بیشینه با k_h=0.2 با تغییر ضریب فشار



شکل ۱۷: کرنش محیطی بیشینه با k_h=0.2 با تغییر ضریب فشار جانبی زمین

تنش های برجای افقی، قائم و برشی که بر پایه تئوری الاستیسیته و مقدار بیضی شدگی مقاطع دایروی تونل ها می باشد، ارائه شد. تنش های برشی به طور مستقیم از حرکات جانبی زمین ناشی می شوند و نماینده بارهای لرزهای هستند. همچنین گفته شد که این روابط پایه اگرچه اختلافات محدودی با یکدیگر دارند اما می توانند برای تخمین اولیه ضخامت پوشش را در کنار حل عددی برای نشان دادن جنبه کاربردی این روابط، آنها استفاده قرار دادیم و تاثیرچهار عامل شتاب افقی و قائم زلزله، عمق قرار گیری تونل و ضریب فشار جانبی زمین را ارزیابی کردیم. مشاهده شد که شتاب افقی زلزله و عمق قرار گیری تونل دو پارامتر مهم در مقدار نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل ها هستند و با افزایش آنها به راحتی تنش ها به آستانه تنش مجاز می رسند و امکان شکست در پوش