

### ارزیابی تحلیلی تاثیر عوامل مختلف بر نیروهای وارد بر پوشش تونل مدور تحت بارگذاری لرزه‌ای

رضی باباگلی<sup>۱\*</sup>؛ رضا وهدانی<sup>۲</sup>؛ غلامرضا قدرتی امیری<sup>۳</sup>

۱- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی‌ارشد مهندسی عمران؛ گرایش زلزله؛ دانشکده‌ی مهندسی عمران؛ دانشگاه سمنان

۲- استادیار؛ دانشکده‌ی مهندسی عمران؛ دانشگاه سمنان

۳- استاد؛ دانشکده‌ی مهندسی عمران؛ دانشگاه علم و صنعت ایران

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۱/۰۴/۰۳؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۰۶/۰۳

واژگان کلیدی	چکیده
بارگذاری لرزه‌ای انتشار امواج تغییر شکل تاشدگی نسبت انعطاف‌پذیری نیروی محوری پوشش ممان خمشی پوشش	تاسیسات زیرزمینی جز لاینفک جامعه‌ی مدرن بوده و برای کاربردهای متعددی شامل متروها، خطوط راه‌آهن، بزرگراه‌ها، انبار مصالح و انتقال آب و فاضلاب مورد استفاده قرار می‌گیرد. با مرور موارد تاریخی اثرات زلزله بر روی این‌گونه سازه‌ها، ملاحظه می‌شود نرخ خرابی آن‌ها نسبت به سازه‌های سطحی پایین‌تر است. در عین حال در زلزله‌های اخیر مانند زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه‌ی ژاپن، زلزله‌های ۱۹۹۵ چی‌چی تایوان و زلزله‌های ۱۹۹۹ کوکائلی ترکیه، سازه‌های زیرزمینی دچار خسارت عمده‌ای شده‌اند. در این مطالعه، راه حل‌های تحلیلی برای نیروی محوری و ممان در پوشش تونل مدور به علت تغییر شکل تاشدگی تحت بارگذاری لرزه‌ای بررسی و اختلاف در میان راه حل‌های موجود در نیروی محوری و ممان برای شرایط فصل مشترک بدون لغزش مورد ارزیابی قرار گرفته است. در تحلیل‌های انجام شده تاثیر پارامترهای مختلف مانند مدول کشسانی، نسبت پواسون و ضخامت پوشش، سرعت موج برشی خاک، نسبت پواسون خاک و شعاع تونل بر نیروی محوری و ممان پوشش تونل بررسی شده است. با توجه به تحلیل‌ها توصیه می‌شود روش پنزین ( <i>Penzien</i> ) برای ارزیابی نیروی محوری در پوشش برای شرایط بدون لغزش بکار برده نشود.

#### ۱- پیشگفتار

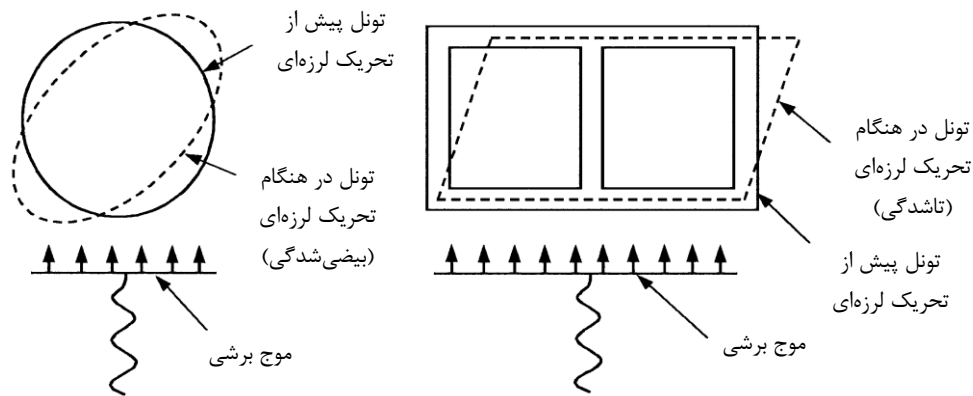
(*Peck*) و پنزین انجام شده است [4] تا [8]. به تازگی هاشاش (*Hashash*)، تفاوت قابل ملاحظه‌ای در نیروی محوری برای شرایط فصل مشترک بدون لغزش بین راه حل‌های تحلیلی وانگ (*Wang*) و پنزین یافته است. بوبت نیز راه حل‌های مختلفی را برای تخمین نیروی محوری و ممان پوشش تحت بارگذاری لرزه‌ای بر اساس راه حل‌های بارگذاری استاتیک بررسی نموده است. بنابراین راه حل‌های تحلیلی برای برآورد نیروی محوری و ممان در پوشش تونل مدور به دلیل تغییر شکل تاشدگی تحریک لرزه‌ای برای شرایط بدون لغزش با ابهاماتی همراه است [8] تا [12].

پیش‌بینی نیروی محوری و ممان در پوشش تونل در اثر تغییر شکل تاشدگی تحت تحریک لرزه‌ای برای ارزیابی پایداری سازه‌ای پوشش در هنگام زلزله امری ضروری است و تا کنون پژوهشگران متعددی از قبیل بوبت (*Bobet*)، برنز (*Burns*) و کیوسل (*Kuesel*) در نتایج تحلیل‌های خود به این مسئله اشاره نموده‌اند [1] تا [3]. همچنین تلاش‌های بسیاری برای توسعه‌ی راه حل‌های تحلیلی فرم بسته‌ی ساده برای پیش‌بینی نیروی محوری و ممان پوشش تونل مدور در شرایط فوق توسط پارک (*Park*)، اون (*Owen*)، پک

## ۲- راه حل‌های تحلیلی

نشان داده شده است. لازم به ذکر است این راه حل‌ها برای شرایط فصل مشترک بدون لغزش متفاوت هستند و برای بررسی تفاوت آن‌ها، در ادامه راه حل‌های تحلیلی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. راه حل تحلیلی پنزین در گزاره‌های (۱) تا (۴)، راه حل تحلیلی وانگ در گزاره‌های (۵) تا (۸) و راه حل تحلیلی بوبت در گزاره‌های (۹) تا (۱۱) آورده شده است [1].

در این پژوهش به صورت خلاصه، سه راه حل تحلیلی پنزین، وانگ و بوبت برای برآورد بیش‌ترین نیروی محوری و ممان پوشش در اثر تغییر شکل تا شدگی تحریک لرزه‌ای در شرایط فصل مشترک بدون لغزش تشریح شده است. مشخصه‌ی تغییر شکلی سازه‌های زیرزمینی تحت ارتعاش زلزله برای دو حالت بیضی‌شدگی و تا شدگی در شکل ۱



شکل ۱- تغییر شکل لرزه‌ای بیضی‌شدگی و تا شدگی تونل [11]

$$T_{max} = \pm \frac{24E_1I\Delta d_{lining}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_1IR\gamma_{max}}{d^2(1-\nu_l^2)} \quad (1)$$

$$M_{max} = \pm \frac{6E_1I\Delta d_{lining}}{d^2(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{3E_1IR\gamma_{max}}{d(1-\nu_l^2)} \quad (2)$$

$$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha+1)} \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{24E_1I(3-4\nu_m)}{d^3G_m(1-\nu_l^2)} \quad (4)$$

$$T_{max} = \pm K_2 r \tau_{max} = \pm \frac{K_2 E_m r \gamma_{max}}{2(1+\nu_m)} \quad (5)$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{3} K_1 r^2 \tau_{max} = \pm \frac{1}{3} \frac{K_1 E_m r^2 \gamma_{max}}{2(1+\nu_m)} \quad (6)$$

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} \quad (7)$$

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

$$T_{max} = \frac{4(1-\nu_m)}{\Delta'} \left\{ F + \left( \frac{1}{2} - \nu_m \right) C + 2 \right\} \frac{E_m r \gamma_{max}}{2(1+\nu_m)} \quad (9)$$

$$M_{max} = \frac{4(1-\nu_m)}{\Delta'} \left\{ 1 + \left( \frac{1}{2} - \nu_m \right) C \right\} \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{max} \quad (10)$$

$$\Delta' = F[(3 - 2v_m) + (1 - 2v_m)C] + C \left[ \frac{5}{2} - 8v_m + 6v_m^2 \right] + 6 - 8v_m \quad (11)$$

### ۳- مقایسه‌ی نسبت تاشدگی و انعطاف‌پذیری

برای ارزیابی کرنش زاویه‌ای یا اعوجاج سازه، نسبت اعوجاج (تاشدگی) پوشش-خاک به صورت گزاره‌ی (۱۲) تعریف می‌شود [11] و [12].

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta d_{free-field}} \quad (12)$$

در مورد تونل مستدیر،  $R$ ، نسبت تغییر شکل قطری پوشش به تغییر شکل نظیر در حالت میدان آزاد است. نسبت سختی تونل به زمین اطراف بر حسب نسبت‌های فشردگی یا تراکم‌پذیری ( $F$ ) و انعطاف‌پذیری ( $C$ ) قابل بیان است و معیاری از سختی کششی و خمشی (مقاومت در برابر بیضی‌شدگی) محیط نسبت به پوشش را ارائه می‌دهد. به عنوان یک نتیجه‌گیری کلی می‌توان بیان نمود که اگر:

- $F \rightarrow 0.0$ : سازه صلب است؛ بنابراین صرف‌نظر از اعوجاج زمین، سازه دچار اعوجاج نمی‌شود (سازه باید تمام بارها را بگیرد).
- $F < 1.0$ : سازه در مقایسه با زمین سخت‌تر است؛ بنابراین کمتر دچار تغییر شکل می‌شود.
- $F = 1.0$ : سازه و زمین سختی یکسانی دارند و به سازه تقریباً همان تغییر شکل میدان آزاد وارد می‌شود.
- $F > 1.0$ : اعوجاج تاشدگی سازه نسبت به حرکت میدان آزاد بزرگنمایی می‌شود؛ البته نه بخاطر بزرگنمایی دینامیکی بلکه بدلیل اینکه اکنون حفره‌ای در لایه‌ی خاک وجود دارد و سختی برشی کمتری در مقایسه با زمین در حالت طبیعی (بدون حفاری) در شرایط میدان آزاد وجود دارد.
- $F \rightarrow \infty$ : سازه سختی ندارد؛ بنابراین دچار تغییر شکل‌های نظیر زمین حفره‌دار می‌شود.

برای مقایسه، راه حل‌ها بر حسب نسبت‌های مشابه انعطاف‌پذیری و تراکم‌پذیری به عنوان معیاری از صلبیت کششی و خمشی بیان شده است و بصورت گزاره‌های (۱۳) و (۱۴) تعریف می‌شود [2].

$$C = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)R}{E_l A_l(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad (13)$$

$$F = \frac{E_s(1 - \nu_l^2)R^3}{6E_l I_l(1 + \nu_m)} \quad (14)$$

۴- مقایسه‌ی میان راه حل‌های تحلیلی  
نتایج بیش‌ترین نیروی محوری و ممان پوشش با مثال‌های مشابه موجود در مقاله‌ی هشاش مقایسه شده است. ابعاد و مشخصات مصالح تونل دایره‌ای نمونه در جدول ۱ و جدول ۲ آورده شده است. بیش‌ترین کرنش برشی اعمالی ۰/۰۰۲۵۲ و شعاع تونل ۳ متر است. در ادامه تاثیر پارامترهای مختلف بر بیش‌ترین نیروی محوری، بیش‌ترین ممان خمشی و نسبت‌های انعطاف‌پذیری و تاشدگی در اثر تغییر شکل تاشدگی تحریک لرزه‌ای در شرایط فصل مشترک بدون لغزش آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات پوشش تونل

پارامتر	واحد	مقدار
مدول یانگ	$Kn/m^2$	۲۴۸۰۰۰۰۰
مساحت در واحد عرض	$m^2/m$	۰/۳
ممان اینرسی	$m^4/m$	۰/۰۰۲۵۵
ضخامت پوشش	$m$	۰/۳
نسبت پواسون	-	۰/۲

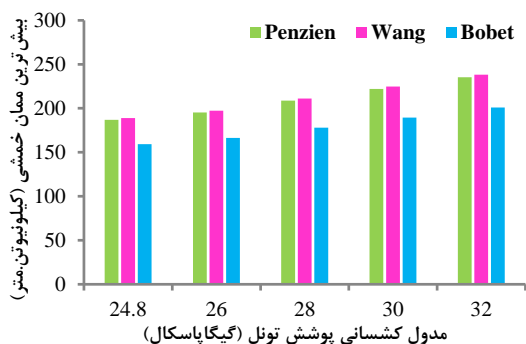
جدول ۲- مشخصات خاک (کشسان)

پارامتر	واحد	مقدار
مدول یانگ	$Kn/m^2$	۳۱۲۰۰۰
نسبت پواسون	-	۰/۳

### ۴-۱- اثر مدول کشسانی پوشش

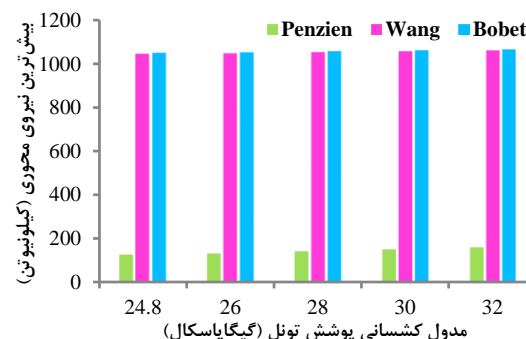
نتایج بررسی تغییرات مدول کشسانی پوشش در شکل ۲ تا شکل ۵ نشان داده شده است. مدول کشسانی در بازه‌ی ۲۴/۸ تا ۳۲ گیگاپاسکال تغییر می‌کند. با توجه به شکل ۲، بیش‌ترین نیروی محوری پوشش نسبت به مدول کشسانی پوشش حساسیت ندارد. همچنین روش پنزین بیش‌ترین نیروی محوری را بسیار کمتر از سایر روش‌ها برآورد می‌کند. با توجه به شکل ۳ در همه‌ی تحلیل‌ها با افزایش مدول کشسانی پوشش، ممان خمشی ایجاد شده در پوشش به سبب افزایش صلبیت خمشی افزایش می‌یابد. همچنین روش وانگ نتایج بزرگ‌تری را نسبت به سایر روش‌ها تخمین

تا شدگی با افزایش مدول کشسانی کاهش می‌یابند.

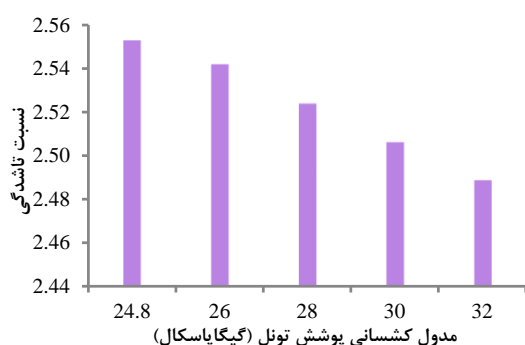


شکل ۳- تغییر بیشترین ممان خمشی با مدول کشسانی

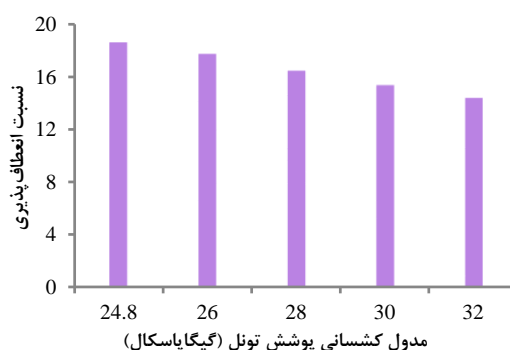
می‌زند. در شکل ۴ و شکل ۵، نسبت‌های انعطاف‌پذیری و



شکل ۲- تغییر بیشترین نیروی محوری با مدول کشسانی



شکل ۵- تغییر نسبت تا شدگی با مدول کشسانی

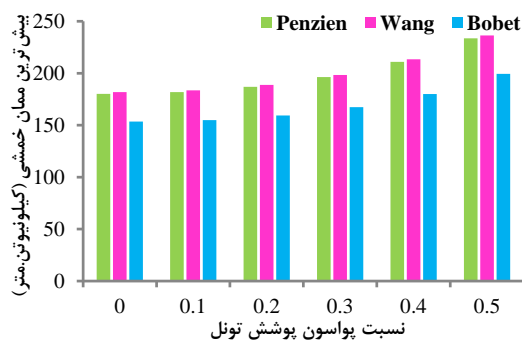


شکل ۴- تغییر نسبت انعطاف‌پذیری با مدول کشسانی

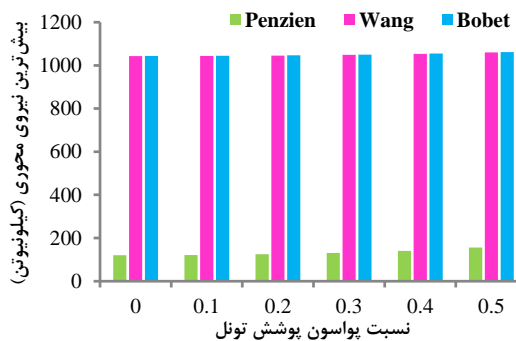
را در مقایسه با سایر روش‌ها بسیار پایین‌تر نشان می‌دهد. در تمامی تحلیل‌ها با افزایش ضریب پواسون پوشش، ممان خمشی ایجاد شده در پوشش افزایش می‌یابد و روش وانگ نتایج بزرگ‌تری را نسبت به سایر روش‌ها نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۸ و شکل ۹ نسبت‌های انعطاف‌پذیری و تا شدگی با افزایش نسبت پواسون کاهش می‌یابند.

#### ۲-۴- اثر ضریب پواسون پوشش

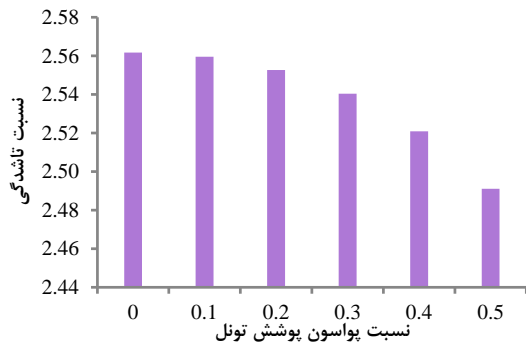
نتایج بررسی تغییرات ضریب پواسون پوشش در شکل ۶ تا شکل ۹ قابل ملاحظه است. در تحلیل‌ها ضریب پواسون از ۰ تا ۰/۵ افزایش داده شده است. با توجه به شکل ۶ و شکل ۷، بیشترین نیروی محوری ایجاد شده در پوشش نسبت به ضریب پواسون حساس نبوده و روش پنزین نیروی محوری



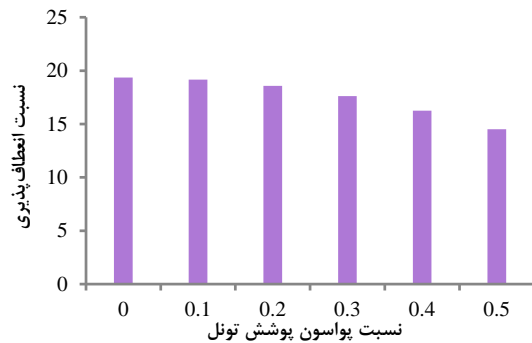
شکل ۷- تغییر بیشترین ممان خمشی با نسبت پواسون



شکل ۶- تغییر بیشترین نیروی محوری با نسبت پواسون



شکل ۹- تغییر نسبت تاشدگی با نسبت پواسون

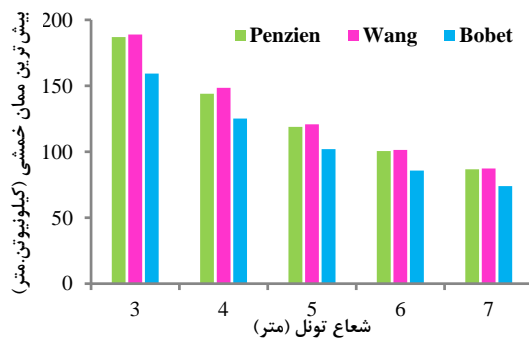


شکل ۸- تغییر نسبت انعطاف‌پذیری با نسبت پواسون

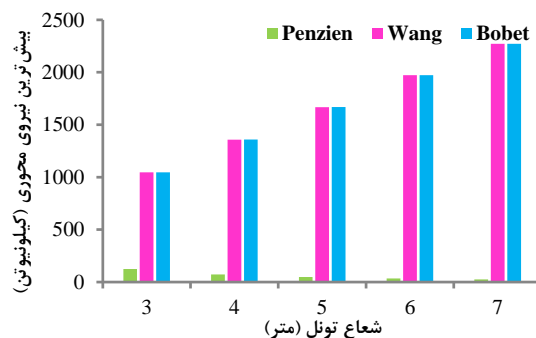
غشایی پوشش توجیه نمود. در شکل ۱۱، با افزایش شعاع تونل ممان خمشی ایجاد شده در پوشش کاهش می‌یابد. در این حالت روش وانگ، ممان بزرگتری را برآورد می‌کند. علت کاهش بیش‌ترین ممان خمشی، کاهش صلبیت خمشی پوشش است که سبب می‌شود پوشش رفتاری غشایی بروز دهد. بدین معنا که لنگر خمشی قابل ملاحظه‌ای در پوشش ایجاد نمی‌شود. با توجه به شکل ۱۲ و شکل ۱۳ نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی با افزایش شعاع افزایش می‌یابند.

#### ۳-۴- اثر شعاع تونل

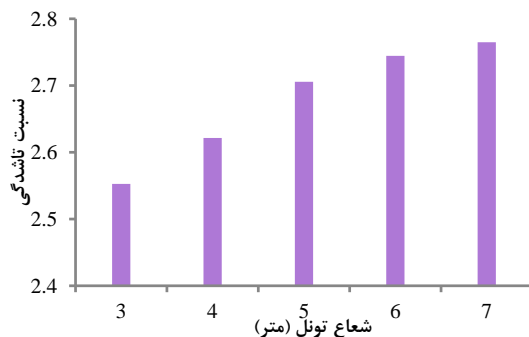
نتایج بررسی تغییرات شعاع تونل در بازه‌ی ۳ تا ۷ متر در شکل ۱۰ تا شکل ۱۳ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۱۰، بیش‌ترین نیروی محوری ایجاد شده در پوشش با افزایش شعاع تونل در روش وانگ و بوبت افزایش و در روش پنزیل کاهش می‌یابد. همچنین روش پنزیل بیش‌ترین نیروی محوری را در مقایسه با سایر روش‌ها بسیار کمتر برآورد می‌نماید. علت افزایش نیروی محوری را می‌توان با رفتار



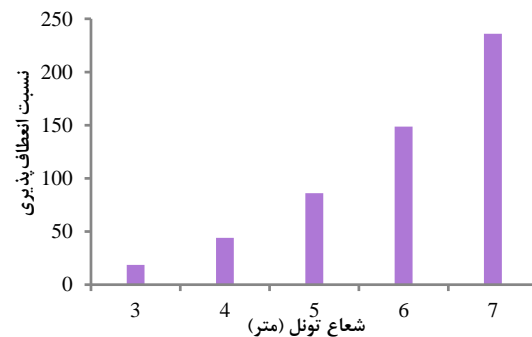
شکل ۱۱- تغییر بیش‌ترین ممان خمشی با شعاع تونل



شکل ۱۰- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با شعاع تونل

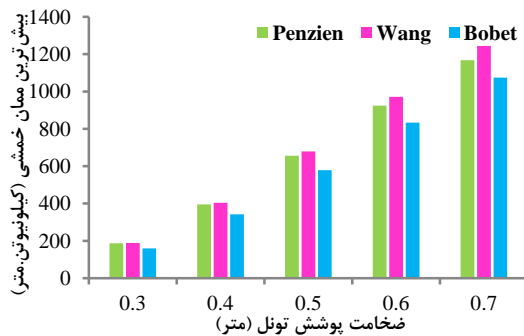


شکل ۱۳- تغییر نسبت تاشدگی با شعاع تونل

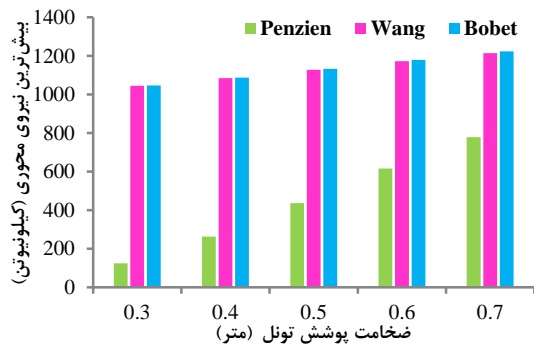


شکل ۱۲- تغییر نسبت انعطاف‌پذیری با شعاع تونل

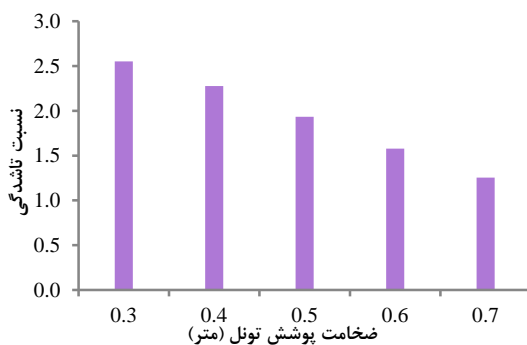
می‌دهد. با توجه به شکل ۱۵ در تمام تحلیل‌ها با افزایش ضخامت پوشش تونل، ممان خمشی به سرعت افزایش می‌یابد. همچنین روش وانگ نتایج بزرگ‌تری را نسبت به سایر روش‌ها نتیجه می‌دهد. این مسئله با افزایش صلبیت خمشی پوشش با توان سوم ضخامت پوشش قابل توجیح است. با توجه به شکل ۱۶ و شکل ۱۷ نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی با افزایش ضخامت پوشش تونل کاهش می‌یابد.



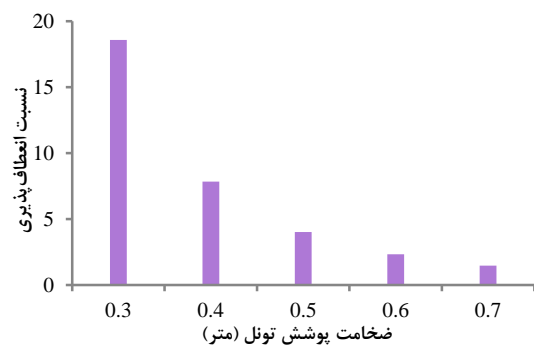
شکل ۱۵- تغییر بیشترین ممان خمشی با ضخامت پوشش



شکل ۱۴- تغییر بیشترین نیروی محوری با ضخامت پوشش



شکل ۱۷- تغییر نسبت تاشدگی با ضخامت پوشش تونل



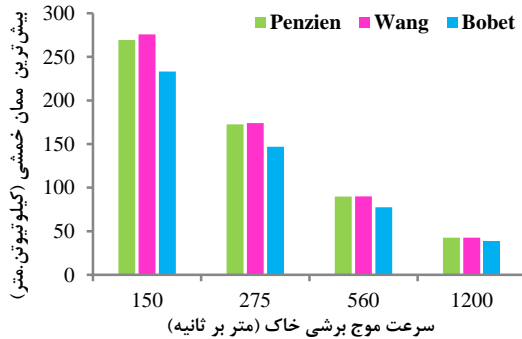
شکل ۱۶- تغییر نسبت انعطاف‌پذیری با ضخامت پوشش

با افزایش سرعت موج برشی خاک، ممان خمشی ایجاد شده در پوشش به سرعت کاهش می‌یابد. افزایش سرعت موج برشی خاک و بالطبع افزایش مدول کشسانی خاک که سبب کاهش ممان خمشی در پوشش می‌شود، روندی منطقی است. زیرا با میل کردن مدول کشسانی خاک به سمت مدول کشسانی پوشش، ممان خمشی ایجاد شده در پوشش به سمت صفر میل خواهد نمود. همچنین با توجه به شکل ۱۹ مشاهده می‌شود، روش وانگ نتایج بزرگ‌تری را نسبت به سایر روش‌ها نتیجه می‌دهد. با توجه به شکل ۲۰ و شکل ۲۱

#### ۴-۵- اثر سرعت موج برشی خاک

نتایج بررسی افزایش سرعت موج برشی خاک از ۱۵۰ تا ۱۲۰۰ متر بر ثانیه و در نتیجه افزایش مدول برشی و کشسانی خاک در شکل ۱۸ تا شکل ۲۱ نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود با افزایش سرعت موج برشی خاک، نیروی محوری در دو روش وانگ و بوبت افزایش و در روش پنزین کاهش می‌یابد. همچنین روش پنزین بیشترین نیروی محوری را کمتر از سایر روش‌ها نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۱۹ در تمام تحلیل‌ها

خاک کاهش می‌یابد.

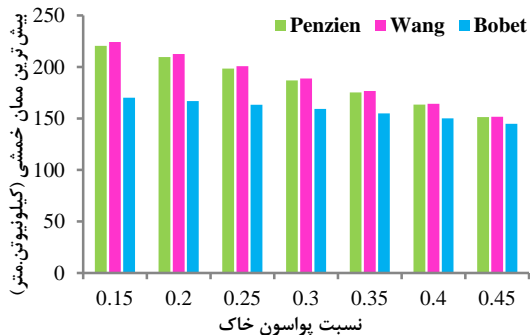


شکل ۱۹- تغییر بیش‌ترین ممان خمشی با سرعت موج برشی



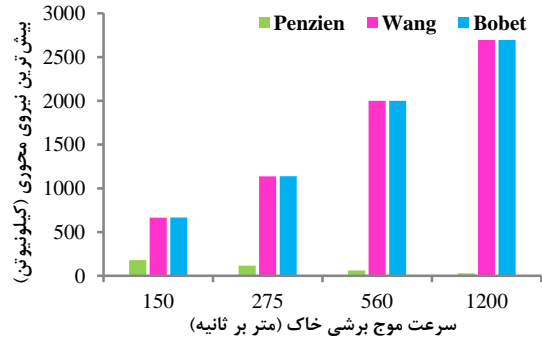
شکل ۲۱- تغییر نسبت تاشدگی با سرعت موج برشی

خاک، ممان خمشی ایجاد شده در پوشش کاهش می‌یابد. در این حالت، روش وانگ نتایج بزرگ‌تری را نسبت به سایر روش‌ها نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۲۴ نسبت انعطاف‌پذیری با افزایش نسبت پواسون خاک، تغییری نمی‌کند. اما در شکل ۲۵ نسبت تاشدگی با افزایش نسبت پواسون خاک کاهش می‌یابد.



شکل ۲۳- تغییر بیش‌ترین ممان خمشی با نسبت پواسون

نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی با افزایش سرعت موج برشی



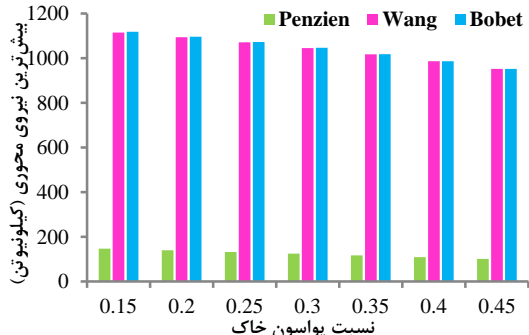
شکل ۱۸- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با سرعت موج برشی



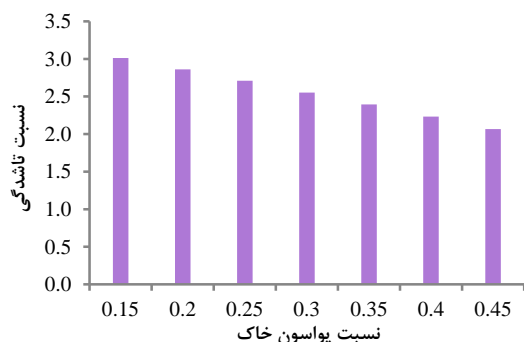
شکل ۲۰- تغییر نسبت انعطاف‌پذیری با سرعت موج برشی

#### ۴-۶- اثر نسبت پواسون خاک

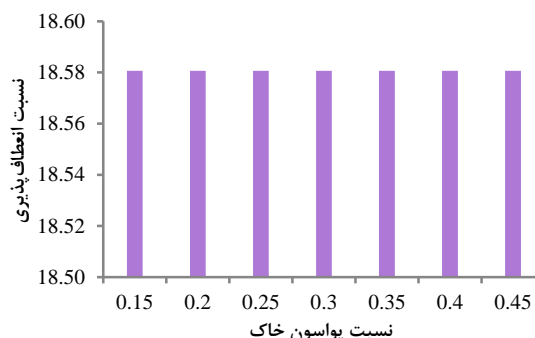
نتایج بررسی افزایش نسبت پواسون خاک از ۰/۱۵ تا ۰/۴۵ در شکل ۲۲ تا شکل ۲۵ نشان داده شده است. در شکل ۲۲ با افزایش نسبت پواسون خاک، بیش‌ترین نیروی محوری کاهش یافته و روش پنزیل نیروی محوری را بسیار کمتر برآورد می‌کند. در شکل ۲۳ نیز با افزایش نسبت پواسون



شکل ۲۲- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با نسبت پواسون



شکل ۲۵- تغییر نسبت تاشدگی با سرعت موج برشی خاک



شکل ۲۴- تغییر نسبت انعطاف پذیری با سرعت موج برشی

### ۵- نتیجه گیری

محوری پوشش تونل در شرایط بدون لغزش بکار برده نشود. در تمامی تحلیل‌ها با افزایش مدول کشسانی پوشش، ضریب پواسون پوشش، ضخامت پوشش و سرعت موج برشی خاک، نسبت انعطاف پذیری کاهش می‌یابد؛ اما با افزایش شعاع تونل نسبت انعطاف پذیری افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش نسبت پواسون خاک، این نسبت ثابت می‌ماند. در تمامی تحلیل‌ها با افزایش مدول کشسانی پوشش، ضریب پواسون پوشش، ضخامت پوشش، سرعت موج برشی خاک و نسبت پواسون خاک، نسبت تاشدگی کاهش می‌یابد؛ اما با افزایش شعاع تونل این نسبت تاشدگی افزایش می‌یابد.

در تمامی تحلیل‌های انجام شده با بررسی پارامترهای گوناگون، نتایج زیر به دست آمده است:

- روش وانگ ممان خمشی بزرگ‌تری را نسبت به سایر روش‌ها تخمین می‌زند.
- روش پنزین بیش‌ترین نیروی محوری را بصورت غیر معقولانه‌ای پایین‌تر از سایر روش‌ها برآورد می‌کند.
- در برخی موارد، نتایج روش پنزین برخلاف نتایج حاصل از سایر روش‌ها بوده است.

بنابراین پیشنهاد می‌شود، روش پنزین برای برآورد نیروی

### ۶- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$T_{max}$	KN	بیش‌ترین نیروی محوری	$\gamma_{max}$	-	بیش‌ترین کرنش برشی
$M_{max}$	KN.m	بیش‌ترین ممان خمشی	$\alpha$	-	ضریب پنزین
$E_l$	KPa	مدول کشسانی پوشش	$\Delta_{structure}$	m	تغییر شکل قطری مقطع
$\nu_l$	-	نسبت پواسون پوشش	$\Delta_{free-field}$	m	تغییر شکل قطری میدان آزاد
$E_m$	KPa	مدول کشسانی خاک	$\Delta_{tunneling}$	m	تغییر شکل قطری پوشش
$\nu_m$	-	نسبت پواسون خاک	$C$	-	نسبت فشردگی پوشش
$I$	$m^4$	ممان اینرسی پوشش	$F$	-	نسبت انعطاف‌پذیری پوشش
$A_l$	$m^2$	مساحت سطح مقطع پوشش	$R$	-	نسبت اعوجاج (تاشدگی) پوشش-خاک
$d$	m	قطر تونل	$G_m$	Kpa	مدول برشی خاک
$r$	m	شعاع تونل	$\tau_{max}$	Kpa	بیش‌ترین تنش برشی

### ۷- منبع‌ها

- [1] Bobet, A. (2003). Effect of Pore Water Pressure on Tunnel Support During Static and Seismic Loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(4), 377-393. [http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798\(03\)00008-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00008-7).



- [2] Burns, J. Q., & Richard, R. M. (1974). Attenuation of Stresses for Buried Cylinders. *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction* (278-392). Tucson: University of Arizona.
- [3] Kuesel, T. R. (1969). Earthquake Design Criteria for Subways. *Journal of the Structural Division*, 95(6), 1213-1231. <http://www.scribd.com/doc/86910890/Earthquake-Design-Criteria-for-Subways>.
- [4] Park, K. H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., & Owatsiriwong, A. (2009). Analytical Solution for Seismic-Induced Ovaling of Circular Tunnel Lining Under No-Slip Interface Conditions: A Revisit. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(2), 231-235. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2008.07.001>.
- [5] Owen, G. N., & Scholl, R. E. (1981). *Earthquake Engineering of Large Underground Structures*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration and National Science Foundation. <http://ia801809.us.archive.org/20/items/earthquakeengine00owen/earthquakeengine00owen.pdf>.
- [6] Peck, R. H., Hendron, A. J., & Mohraz, B. (1972). State of The Art in Soft Ground Tunneling. *Rapid Excavation and Tunneling* (pp. 259-286). New York: American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.
- [7] Penzien, J. (2000). Seismically Induced Racking of Tunnel Linings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(5), 683-691. [http://dx.doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(200005\)29:5<683::AID-EQE932>3.0.CO;2-1](http://dx.doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(200005)29:5<683::AID-EQE932>3.0.CO;2-1).
- [8] Penzien, J., & Wu, C. L. (1998). Stresses in Linings of Bored Tunnels. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(3), 283-300. [http://dx.doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199803\)27:3<283::AID-EQE732>3.0.CO;2-T](http://dx.doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199803)27:3<283::AID-EQE732>3.0.CO;2-T).
- [9] Wang, J. N. (1993). *Seismic Design of Tunnels- A Simple State-of-the-Art Design Approach*. New York: Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. <http://www.pbworld.com/pdfs/publications/monographs/wang.pdf>.
- [10] Hashash, Y. M. A., Karina, K., Koutsoftas, D., & O'Riordan, N. (2010). Seismic Design Considerations for Underground Box Structures. *Earth Retention Conference 3* (pp. 620-637). American Society of Civil Engineers. [http://dx.doi.org/10.1061/41128\(384\)64](http://dx.doi.org/10.1061/41128(384)64).
- [11] Hashash, Y. M. A., Park, D., & Yao, J. I. C. (2005). Ovaling Deformations of Circular Tunnels under Seismic Loading, An Update on Seismic Design and Analysis of Underground Structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(5), 435-441. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2005.02.004>.
- [12] Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I. C. (2001). Seismic Design and Analysis of Underground Structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 247-293. [http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7).

## Analytical Evaluation of the Impact of Various Parameters on the Forces Acting on a Circular Tunnel Lining under Seismic Loads

R. Babagoli<sup>1</sup>; R. Vahdani<sup>2</sup>; G. R. Ghodrati Amiri<sup>3</sup>

1- M.Sc. in Earthquake Engineering; Department of Civil Engineering; University of Semnan

2- Assistant Professor; Department of Civil Engineering; University of Semnan

3- Professor; Department of Civil Engineering; Iran University of Science and Technology

Received: 23 Jun 2012; Accepted: 25 Aug 2013

### Keywords

Seismic loading  
Wave propagation  
Ovaling deformation  
Flexibility ratio  
Lining axial force  
Lining bending moment

### Extended Abstract

In this research, an analytical solution for evaluation of axial force and bending moment in circular tunnel lining due to seismic ovaling deformation has been obtained and the difference in the solution methods for obtaining the axial force and bending moment in non-slip interface condition has been evaluated. The influence of various parameters on axial forces and bending moment have also been studied. In addition,

variations of these parameters on flexibility and racking ratio have been determined.

### Introduction

Underground facilities are considered as an integral part of the infrastructure of modern societies. Historically, underground facilities have experienced a lower level of damage compared to surface structures. Nevertheless, some underground structures have experienced significant damage in recent large earthquakes, including the 1995 Kobe, Japan earthquake, the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake and the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake. The objective of this study is to present a summary of the current solution for seismic evaluation of axial force and bending moment in tunnel lining.

### Methodology and Approaches

Three analytical solutions for evaluation of axial force and bending moment due to seismic deformation under non-slip interface condition have been presented (Wang, Penzien, Bobet). In order to evaluate the strain of structure, a lining-soil distortion ratio (racking) has been defined. The influences of variations of parameters such as modulus of elasticity, Poisson's ratio, thickness of tunnel lining, velocity of soil shear wave, and tunnel radius on axial force and bending moment in each analytical solution have been examined and the accuracies of the solutions have been studied.

### Results and Conclusions

In all analyses, higher bending moment has been obtained using Wang method while Penzien's method has resulted the lowest axial force. Therefore, it has been revealed that the results of Penzien's method do not concur with the results of the other two methods. Thus, the use of Penzien's method for estimation of lining axial forces in non-slip condition is not recommended. Furthermore, lining Poisson's ratio, thickness of lining, velocity of soil shear wave and flexibility ratio decrease at higher lining elasticity modulus. On the other hand, flexibility ratio increases at higher tunnel radius and remains constant at higher soil Poisson's ratio. Lining Poisson's ratio, lining thickness, shear wave velocity of soil, soil Poisson's ratio, and racking ratio decrease at higher lining elasticity modulus, but racking ratio increases at higher tunnel radius.