

بسمه تعالی

## مقایسه روشهای تحلیلی و عددی در آنالیز و طراحی تونلهای دایره ای تحت بارهای لرزه ای

شهریار آرگند<sup>۱</sup>، محمدسیروس پاکباز<sup>۲</sup>، غلامرضا قدرتی امیری<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد عمران - گرایش ژئوتکنیک - دانشگاه شهید چمران اهواز

۲- دانشیار گروه عمران - دانشگاه شهید چمران اهواز

۳- استاد دانشکده عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

ادرس پست الکترونیکی: sh\_argand@yahoo.com

### خلاصه

در این مقاله تغییر شکل بیضی شدن (ovaling deformation) و نیروهای حاصل از اثر متقابل خاک و سازه تحت بارگذاری لرزه ای با بکارگیری روشهای تحلیلی (closed form) و روشهای عددی در تونل های دایره ای در مدل دو بعدی ارزیابی و مقایسه شده است. در روشهای عددی با استفاده از نرم افزار [1]FLAC3D، یک مدل دو بعدی در دو شرایط عدم لغزش و لغزش کامل بین پوشش تونل و زمین شبیه سازی شده است. ممان ماکزیمم حاصل از آنالیز عددی نسبت به روشهای تحلیلی در حالت لغزش کامل کمتر است و نیروی محوری ماکزیمم در روشهای عددی نسبت به روشهای تحلیلی در حالت لغزش کامل بمراتب بیشتر است همچنین نیروی برشی ماکزیمم در روشهای عددی نسبت به روشهای تحلیلی در هر دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل بیشتر است.

کلمات کلیدی: بارگذاری لرزه ای - زلزله، شرایط لغزش و عدم لغزش، پوشش تونل

### مقدمه

در طراحی و آنالیز لرزه ای ساختمانهای زیرزمینی، تاثیر لرزش روی یک ساختمان زیرزمینی بررسی می شود در حالت عمومی تأثیر بارهای طراحی لرزه ای برای ساختمانهای زیرزمینی محصور با خاک در بخش کرنش ها و تغییر شکل های ساختمان مورد ارزیابی قرار می گیرد، که متاثر از اثر متقابل خاک و سازه میباشد فاکتورهای عمده مؤثر لرزش زمین شامل موارد ذیل هستند.

(۱) شکل و ابعاد عمق ساختمان (۲) خواص خاک یا سنگ محصور کننده (۳) خصوصیات ساختمان (۴) شدت لرزش زمین (Rozen, Dowding در سال ۱۹۷۸ [2], zahrah, ST. John در سال ۱۹۸۷ [3]).

سه نوع تغییر شکل در واکنش ساختمانهای زیرزمینی در مقابل حرکت های لرزه ای وجود دارد. (Scholl, owen در سال ۱۹۸۱ [4])

(۱) گسترش (انبساط و فشردگی طولی ۲) خمش طولی ۳) تغییر شکل های بیضی شدن (ovaling).

در راه حل های تحلیلی closed form بر اساس روش نیمه استاتیکی برای محاسبه تغییر شکل بیضی شدن و نیروها در پوشش تونل و اثر متقابل خاک و ساختمان، تغییر شکل زمین همچون بار استاتیکی به ساختمان اعمال می شود این راه حل ها را آقایان wang در سال ۱۹۹۳ [5] و Penzine در سال ۲۰۰۰ [6] ارائه دادند. در سال ۲۰۰۵ آقایان پاکباز و یاری روند [7] با بکارگیری نرم افزار CA2، روشهای عددی و روشهای تحلیلی ونگ را در شرایط عدم لغزش مقایسه نمودند. Hashash در سال ۲۰۰۵ [8] با بکارگیری نرم افزار المان محدود Plaxis دو بعدی نسبت به ارزیابی راه

۱- کارشناس ارشد عمران - ژئوتکنیک

۲- دانشیار گروه عمران

۳- استاد دانشکده عمران

حل های تحلیلی برای تونل های دایره ای اقدام نمود و نتیجه گرفت که نیروهای محوری محاسبه شده تحت شرایط عدم لغزش با نتایج راه حل های تحلیل وانگ مطابقت دارد و نتایج راه حل تحلیلی پنزین پائین بوده و در طراحی ها نباید بکار برده شود. دودلیلی برای این اختلاف ارائه نشده است. و تا کنون مقایسه ای مابین روشهای تحلیلی و عددی در شرایط لغزش کامل گزارش نشده است. در این مقاله نتایج حاصل از روشهای تحلیلی و عددی در هر دو شرایط لغزش کامل و عدم لغزش ارزیابی شده و ارائه می شود.

### روش های تحلیلی closed form (پنزین ۲۰۰۰) و (ونگ ۱۹۹۳)

جزئیات فرمول های نیروها و لنگرهای خمشی و نسبت های شکل پذیری ناشی از اثر متقابل خاک و سازه تحت اثر بارهای دینامیکی در روشهای تحلیلی closed form در مراجع و مقالات مکتوب است و در اینجا ارائه نشده است [10-14]. مقادیر بدست آمده برای کرنش برشی ماکزیمم در حوزه آزاد متعاقباً در محاسبه این نیروها و... بکار گرفته میشود. به منظور مقایسه روشهای تحلیلی و عددی مراحل محاسبه کرنش برشی ماکزیمم در حوزه آزاد در روش های تحلیلی (پنزین ۲۰۰۰) و (ونگ ۱۹۹۳) با فرضیات و مشخصات ذیل ارائه میشود:

d : عمق مرکز تونل نسبت به سطح زمین = ۱۸ متر ، r : شعاع تونل = ۳ متر و t : ضخامت پوشش بتنی = ۰.۳ متر. خواص مصالح سخت و نرم و پوشش بتنی تونل بکار گرفته شده در محاسبات را در جداول 1 و 2 داده شده است.

جدول ۱- خواص مصالح سخت و نرم

used in the analysis		
Soil properties	parameter	Value
Case1-stiff soil	Young's modulus(E1)	3.12e8(N/M^2)
	Poisson's ratio( $\nu$ 1)	0.3
	Unite weighth( $\gamma$ 1)	19.2e3(N/M^3)
	Shear wave velocity(CS1)	250(m/s)
	Flexibility ratio(F1)	18.5
Case2-soft soil	Young's modulus(E2)	0.54e8(N/M^2)
	Poisson's ratio( $\nu$ 2)	0.35
	Unite weighth( $\gamma$ 2)	18e3(N/M^3)
	Shear wave velocity(CS2)	105.41(m/s)
	Flexibility ratio(F2)	3.1

جدول ۲- خواص پوشش بتنی تونل

used in the analysis		
Lining properties	parameter	Value
Tunnel Lining	Young's modulus(Ec)	248e8(N/M^2)
	Poisson's( $\nu$ c) ratio	0.2
	Unite weighth( $\gamma$ c)	25e3(N/M^3)

با فرض مقدار شتاب در سطح زمین  $a_{max} = 0.5g$  مقدار شتاب را در عمق ۱۸ متری برای هر دو مصالح سخت و نرم، با استفاده از [ جدول شماره ۴ (Hashash 2001) ] [9] بدست می آید.

$$a_{SI} = 0.88(0.5g) = 0.44g \quad , \quad a_{SII} = 0.88(0.5g) = 0.44g \quad (1)$$

و مقدار سرعت ماکزیمم در عمق ۱۸ متری با استفاده از مقدار شتاب ماکزیمم در عمق ۱۸ متری برای هر دو مصالح سخت و نرم با بکارگیری [ جدول شماره ۲ (Hoshah2001) ] [ 9] بدست می آید.

$$V_{SII} = (140 \text{ cm/sec} / g)(0.44g) = 0.616 \text{ m/sec} \quad (2)$$

$$V_{SI} = (94 \text{ cm/sec} / g)(0.44g) = 0.4136 \text{ m/sec}$$

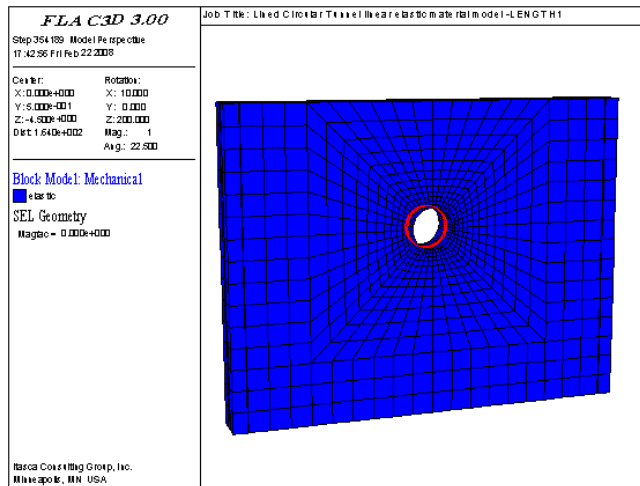
کرنش برشی ماکزیمم در حوزه آزاد در روش های تحلیلی فرم بسته در مصالح سخت و نرم بدست می آید.

$$\gamma_{max_I} = \frac{V_{SI}}{C_{SI}} = \frac{0.4136}{250} = 0.0017 \quad (3)$$

$$\gamma_{max_{II}} = \frac{V_{SII}}{C_{SII}} = \frac{0.616}{105.4} = 0.0058 \approx 0.0054$$

نتایج محاسبات راه‌حل‌های تحلیلی فرم بسته (پنژین ۲۰۰۰) و (ونگ ۱۹۹۳) در جداول ۴ الی ۷ نشان داده شده است  
**آنالیز عددی در مطالعه اثر متقابل خاک و سازه**

در تحلیل عددی از نرم افزار تفاضل محدود FLAC3D استفاده شده است در این طرح طول مش 54 متر ، ارتفاع 45 متر ، عمق محور تونل نسبت به سطح زمین 18 متر ، شعاع تونل 3 متر و ضخامت پوشش بتنی 0.3 متر میباشد. (شکل ۱)



شکل ۱- مدل دو بعدی از محیط با مرزهای حوزه آزاد

شرایط ذیل و فرضیات اولیه راه حل تحلیلی فرم بسته closed form ، در مدل سازی در نظر گرفته شده است:  
 a- شرایط کرنش مسطح برقرار است .  
 b- مدل رفتاری مصالح خاک و پوشش بتنی الاستیک خطی است.  
 مرزهای مدل از نوع حوزه آزاد (quiet boundaries) می باشد و ضریب میرائی مکانیکی رایلی به میزان (5% = ξ) انتخاب شده است . برای انتقال موج در مدل، اندازه المانها نباید از یک دهم تا یک هشتم طول موج بالاترین مؤلفه فرکانس امواج ورودی بیشتر باشد

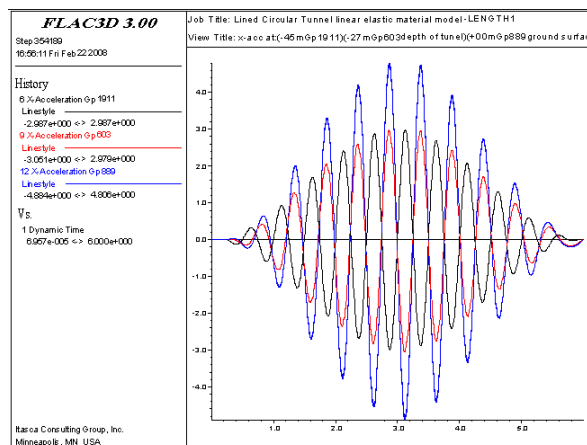
$$\lambda_I = 125m, \Delta l_I = 12.5m > \Delta l = 3m \quad , \quad \lambda_{II} = 52.7m, \Delta l_{II} = 5.3m > \Delta l = 3m$$

بار دینامیکی با تابع موج (wave) [1] به فرم تاریخچه شتاب سینوسی در سطح افقی در قسمت تحتانی مدل در عمق ۴۵ متری نسبت به سطح زمین اعمال می شود که سمت ارتعاش آن در جهت عرض تونل بوده و در جهت محور عمودی (z) انتشار می یابد.

$$Wave = 0.5A(1 - \cos(u * t)) \sin(w * t) \quad (4)$$

$$w = 2\pi f, u = 2\pi / d \quad (5)$$

فرکانس موج = 2(HZ) و A دامنه آن = 0.3g است. در ضمن یک تابع توسعه (1 - cos ut)/2 در d مدت = 6 (sec) به تابع موج (wave) اعمال می شود تا بدین وسیله امکان تغییرات تدریجی (صعودی و نزولی) دامنه موج در طول مدت بارگذاری 6 ثانیه فراهم شود.



شکل ۲- تاریخچه زمانی شتاب در عمق ۴۵ متری و ۱۸ متری (محل نصب تونل) و +++ (سطح تراز زمین)

حرکات لرزه ای در طی انتشار موج درامداد قائم تحت تاثیر مشخصات خاک در اعماق مختلف تغییر می کند نتایج حاصل در سطح تراز تونل و سطح تراز زمین در شکل ۲ ارائه شده است. پارامترهای بکار رفته در تابع موج (wave) به نحوی انتخاب شده است که کرنش برشی ماکزیمم در محل نصب تونل در مدل طرح شده، با کرنش برشی ماکزیمم بکار گرفته شده در روش های تحلیلی فرم بسته که برای شرایط و فرضیات یکسان محاسبه شده، یکسان باشد.

### صحت یابی مدل طرح شده در روش انالیز عددی

برای بررسی صحت مدل طرح شده در روش انالیز عددی، کرنش برشی ماکزیمم حوزه آزاد با انتخاب نسبت انعطاف پذیری  $F=1$  در حالت عدم لغزش و لغزش کامل بین خاک و پوشش تونل بدست آمده و با کرنش برشی ماکزیمم در حوزه آزاد در روش های تحلیلی (پنژین ۲۰۰۰) و (ونگ ۱۹۹۳) که در بخش قبل محاسبه گردید، مقایسه میشود در مدل یک بعدی از محیط در برنامه FLAC3D و برنامه SHAKE 91 کرنش های برشی در عمق ۱۸ متری ثبت و با نتایج مدل دو بعدی از محیط در فاصله ۲۰ متری از محور تونل در جدول ۳ مقایسه شده است. همچنین کرنشهای برشی ماکزیمم برای نسبت های انعطاف پذیری  $F=18.5$  (شرایط لغزش کامل و عدم لغزش در مصالح سخت، ضخامت پوشش بتنی = ۰.۳ متر) و  $F=3.1$  (شرایط لغزش کامل و عدم لغزش در مصالح نرم، ضخامت پوشش بتنی = ۰.۳ متر) در مدل دو بعدی بدست آمده و در جدول شماره ۳ ارائه شده است.

جدول ۳- کرنشهای برشی ماکزیمم در نرم افزارهای FLAC3D و SHAKE91 در حالت های مختلف

Table3

Numerical analysis	Distance from tunnel axial	Flexibility co. of lining-stiff soil	$\gamma_{max_I}$ Case1-stiff soil	Flexibility co. of lining-soft soil	$\gamma_{max_{II}}$ Case2-soft soil
FLAC3D-One dimation	...	...	1.22E-03	...	3.96E-03
SHAKE91-One dimation	...	...	1.30E-03	...	3.60E-03
FLAC3D-Two dimation	20	...	1.33E-03	...	4.12E-03
FLAC3D-Two dimation-no slip*	0	1	1.52E-03	1	5.00E-03
FLAC3D-Two dimation-full slip*	0	1	1.87E-03	1	5.80E-03
FLAC3D-Two dimation-no slip	0	18.5	2.23E-03	3.1	6.65E-03
FLAC3D-Two dimation-full slip	0	18.5	2.33E-03	3.1	7.06E-03

\*Free field shear distrotron condition for modeling of non-perforated ground

همانگونه که در جدول شماره ۳ نشان داده شده است کرنش برشی ماکزیمم حوزه آزاد برای مصالح سخت و نرم با احراز نسبت انعطاف پذیری  $F=1$ ، بشرح ذیل بدست میآید.

$$\gamma_{max_I} = \frac{\gamma_{max_I(no-slip)} + \gamma_{max_I(full-slip)}}{2} = \frac{0.00152 + 0.00187}{2} = 0.0017 \quad (۶)$$

$$\gamma_{max_{II}} = \frac{\gamma_{max_{II}(no-slip)} + \gamma_{max_{II}(full-slip)}}{2} = \frac{0.005 + 0.0058}{2} = 0.0054$$

نتایج نشان می دهد کرنش برشی ماکزیمم بدست آمده از روش انالیز عددی، متناظر با کرنش برشی ماکزیمم حوزه آزاد محاسبه شده در راه حل های تحلیلی در بخش قبل میباشد.

### مقایسه روش های تحلیلی و عددی

برای بررسی اثر تغییر شکل های بیضی شدن (ovaling) در تونل های دایره ای نتایج محاسبات راه حل های تحلیلی closed form (پنژین ۲۰۰۰) و (ونگ ۱۹۹۳) و پاسخ های ثبت شده در طول زمان اعمال بار دینامیکی در اجرای برنامه FLAC3D در هر دو شرایط لغزش کامل و عدم لغزش،  $F=18.5$  (مصالح سخت) و  $F=3.1$  (مصالح نرم) مقایسه می شود. لنگر خمشی ماکزیمم  $M_{max}$  و نیروهای محوری ماکزیمم  $T_{max}$  و نیروی برشی  $V_{max}$  و نسبت شکل پذیری Racking ratio در جداول ۴ الی ۷ نشان داده شده است.

جدول ۴- مقایسه  $M_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی

Table4

	numercal	Wang	Numercal vs.	Penzien	Numercal vs.
	Mmax(N-M)	Mmax(N-M)	Wang(%)	Mmax(N-M)	Penzien(%)
Case1- noslip	1.38E+05	1.27E+05	+8.2	1.26E+05	+9.4
Case1- fullslip	9.63E+04	1.27E+05	-24.4	1.27E+05	-24.4
Case2- noslip	2.85E+05	2.83E+05	+0.7	2.74E+05	+4
Case2- fullslip	2.17E+05	2.83E+05	-23.5	2.83E+05	-23.5

جدول ۵- مقایسه  $T_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی

Table5

	numercal	Wang	Numercal vs.	Penzien	Numercal vs.
	Tmax(N)	Tmax(N)	Wang(%)	Tmax(N)	Penzien(%)
Case1- noslip	7.43E+05	7.23E+05	+2.6	8.41E+04	+782.5
Case1- fullslip	1.40E+05	4.25E+04	+229.8	4.25E+04	+229.8
Case2- noslip	4.94E+05	4.22E+05	+17.3	1.83E+05	+1.70E+02
Case2- fullslip	2.61E+05	9.44E+04	+176.7	9.44E+04	+176.7

جدول ۶- مقایسه  $V_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی

Table6

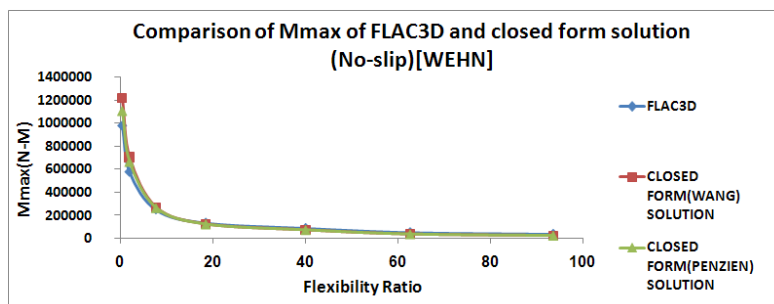
	numercal	Penzien	Numercal vs.
	Vmax(N)	Vmax(N)	Penzien(%)
Case1- noslip	1.78E+05	8.41E+04	+111.7
Case1- fullslip	1.36E+05	8.49E+04	+60.5
Case2- noslip	3.15E+05	1.83E+05	+72.5
Case2- fullslip	2.75E+05	1.89E+05	+45.6

جدول ۷- مقایسه  $R$  racking ratio حاصل از روشهای عددی و تحلیلی

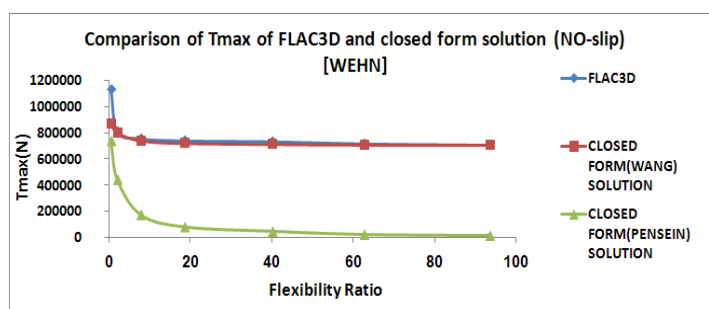
Table7

	numercal	Wang	Numercal vs.	Penzien	Numercal vs.
	Racking Ratio	Racking Ratio	Wang(%)	Racking Ratio	Penzien(%)
Case1- noslip	1.77	2.58	-31.4	2.55	-30.5
Case1- fullslip	1.43	2.58	-44.6	2.57	-44.4
Case2- noslip	1.6	1.76	-9.1	1.7	-5.9
Case2- fullslip	1.3	1.76	-26.1	1.76	-26.1

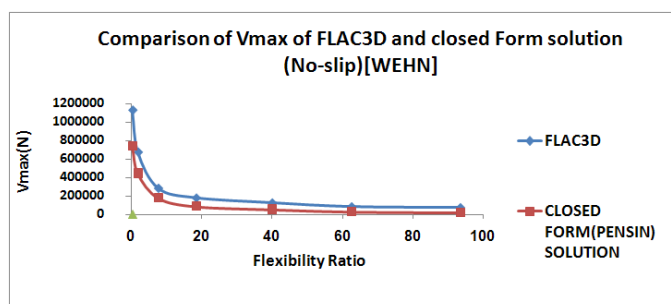
در ادامه با انتخاب نسبت های انعطاف پذیری مختلف برای پوشش تونل 93.6 - F=0.5 ، نتایج محاسبات روشهای تحلیلی (پنزی ۲۰۰۰) و (ونگ ۱۹۹۳) و پاسخ های ثبت شده در طول زمان اعمال بار دینامیکی در اجرای برنامه FLAC3D برای مصالح سخت در دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل بین خاک و پوشش تونل مورد ارزیابی قرار گرفته و در اشکال ۳ الی ۸ نشان داده شده است.



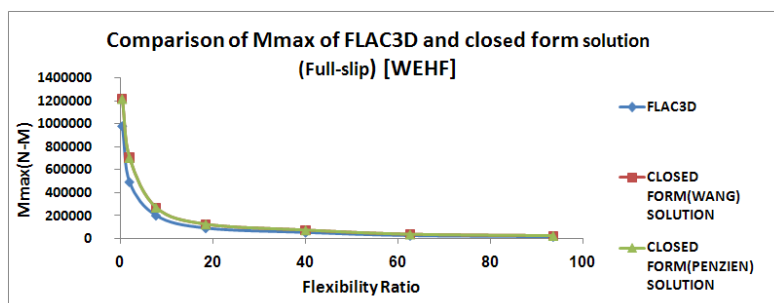
شکل (۳) مقایسه لنگرهای خمشی  $M_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی



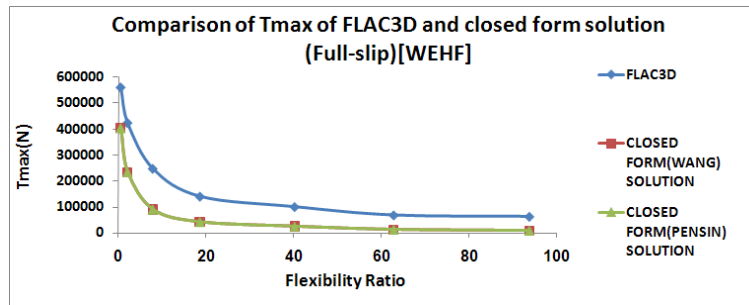
شکل (۴) مقایسه نیروهای محوری  $T_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی



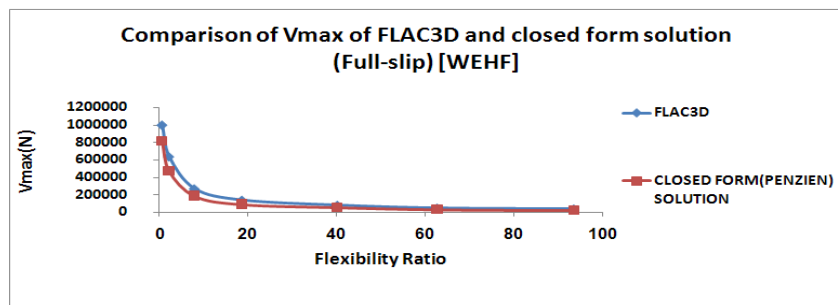
شکل (۵) مقایسه نیروهای برشی  $V_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی



شکل (۶) مقایسه لنگرهای خمشی  $M_{max}$  حاصل از روش عددی و تحلیلی



شکل (۷) مقایسه بین نیروهای محوری  $T_{max}$  حاصل از روشهای عددی و تحلیلی



شکل (۸) مقایسه بین نیروهای برشی ماکزیمم  $V_{max}$  حاصل از عددی و روشهای تحلیلی

## نتیجه گیری

از بررسی و مقایسه روشهای تحلیلی و عددی، نتایج ذیل از اثر متقابل خاک و سازه تحت اثر بارهای دینامیکی در هر دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل در مصالح سخت و نرم بدست می آید:

۱- ممان خمشی ماکزیمم  $M_{max}$  در هر دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل، در محدوده نسبت انعطاف پذیری  $F < 18.5$  بمراتب بیشتر است یعنی افزایش ضخامت پوشش، سبب افزایش اینرسی و کاهش انعطاف پذیری تونل و افزایش اثر بار دینامیکی خواهد بود.

۲-  $M_{max}$  حاصل از روشهای عددی نسبت به روشهای تحلیلی فرم بسته در حالت عدم لغزش در محدوده  $F > 18.5$  بزرگتر و در محدوده  $F < 18.5$  کوچکتر است و در نسبت انعطاف پذیری  $F = 18.5$  نسبت به روش تحلیلی ونگ +8.2 درصد و نسبت به روش تحلیلی پنزین +9.4 درصد بیشتر است. در مقاله ۲۰۰۵ آقای [8] hashash،  $M_{max}$  حاصل از آنالیز plaxis نسبت به روش تحلیلی ونگ -15.9 درصد و نسبت به روش تحلیلی پنزین -15 درصد کمتر است.

۳-  $M_{max}$  حاصل از روشهای عددی نسبت به روشهای تحلیلی در حالت لغزش کامل کمتر است و در نسبت انعطاف پذیری  $F = 18.5$  نسبت به روشهای تحلیلی ونگ و پنزین -24.4 درصد کوچکتر است.

۴- نیروی محوری ماکزیمم  $T_{max}$  حاصل از روشهای عددی و روش تحلیلی ونگ در حالت عدم لغزش مطابقت خوبی دارند و در محدوده  $F < 2.05$  نسبت به روش تحلیلی ونگ به مراتب بزرگتر است اما نتایج روش تحلیلی پنزین بسیار پایین بوده و نتایج این روش در طراحیها قابل استفاده نیست و نتایج حاصل از روشهای عددی در نسبت انعطاف پذیری  $F = 18.5$  و نسبت به روش تحلیلی ونگ +2.6 درصد و نسبت به روش تحلیلی پنزین +782.5 درصد بزرگتر است.

۵-  $T_{max}$  حاصل از روشهای عددی نسبت به روشهای تحلیلی ونگ و پنزین در حالت لغزش کامل بمراتب بزرگتر است و در نسبت انعطاف پذیری  $F = 18.5$  نسبت به روشهای تحلیلی ونگ و پنزین +229.8 درصد بزرگتر است بنابراین نتایج روشهای تحلیلی ونگ و پنزین در حالت لغزش کامل در طراحیها قابل استفاده نخواهد بود.

۶- نیروی برشی ماکزیمم  $V_{max}$  حاصل از روشهای عددی نسبت به روشهای تحلیلی پنزین در هر دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل بزرگتر است و در نسبت انعطاف پذیری  $F = 18.5$  در حالت عدم لغزش نسبت به روش تحلیلی ونگ +111.7 درصد و در حالت لغزش کامل نسبت به روش تحلیلی پنزین +60.5 درصد بزرگتر است بنابراین نتایج روشهای تحلیلی پنزین در هر دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل در طراحیها قابل اعتماد نخواهد بود. در مقاله ۲۰۰۵ آقای [8] hashash،  $V_{max}$  حاصل از آنالیز عددی در نسبت انعطاف پذیری  $F = 18.58$  در حالت عدم لغزش نسبت به روش تحلیلی پنزین -15 درصد کمتر است.

- [1] FLAC3D Manual, Itasca Consulting group. Inc. Thresher square East, 708 South Third Street, Suite 3/0, Minnea polis, Minnesota,SS415,USA.
- [2] Dowding, CH., Rozen, A., 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking.J. Geotech. Eng. Div, ASCE 104(GTS),175-191
- [3] St. John, C.M., Zahrah, T.F., 1987. Aseismic design of underground structures.Tunneling Underground Space Technol Vol.2,no.2,pp.165-197
- [4] Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981. Earthquake engineering of large underground structures.Report no. FHWA/RD-80/195.Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- [5] Wang, J.N., 1993. Seismic Design of Tunnels: A State- of-the-Art Approach, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and – Douglas Inc, New York
- [6] Penzien, J., 2000.Seismically- induced racking of tunnel linings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.29,683-691.
- [7] Pakbaz M. C., Yareevand A., 2005.2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. Tunneling Underground Space Technology (2005).
- [8]Y 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. Tunn.Undergr. Sp. Technol. 20(2005)435-441.
- [9] Hashash Y.M.A, Hook J.J., Schmidt B., yao J. I.- c., 2001. seismic design and analysis of underground structures.Tunn.Undergr.sp.technol.16,247-293.
- [10]Newmark, N.M., 1968. Problems in wave propagation in soil and rock. Proceedings of the International Symposium on Wave Prop - agation and Dynamic Properties of Earth Materials.
- [11] 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.American Institute of Mining, Metallurgical and petroleum Engineers, New York, pp. 259-286.
- [12]Hoeg, K., 1968. Stresses against underground structural cylinders. J. soil Mech. Found. Div., ASCE94 (SM4) 833-858.
- [13] Schwartz, C.W., Einstein, H.H., 1980 Improved design of tunnel supports: vol,I-simplified analysis for ground- structure inter action in tunneling.Report no. UMTA- MA-06-0100-80-4.USDOT, Urban Mass Transportation Administration.
- [14] Penzien, J., Wu, C., 1998 Stresses in linings of bored tunnels. Int. J. Earthquake Eng. Struct, Dyn.27,283-300.