

اثرات همبستگی مولفه های لرزه ای حوزه نزدیک در تونل های دایروی شهری با پوشش بتنی غیرمسلح

سیدامین رضویان امرئی^۱، رضا وهدانی^{۲*}، محسن گرامی^۳، غلامرضا قدرتی امیری^۴

۱- دانشجوی دکترای مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- استادیار، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشیار، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۴- استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

ارزیابی دقیق لرزه‌ای سازه های زیرزمینی نظیر تونل ها به دلیل رفتار پیچیده دینامیکی خاک و اندرکنش خاک و سازه نیازمند به تحلیل های دینامیکی می باشد. استفاده از آنالیز دینامیکی در شبیه سازی پاسخ لرزه‌ای واقعی سازه، تنها با وجود تاریخچه زمانی شتاب مناسب (سازگار با شرایط خاک محلی سایت) امکان پذیر است. منظور نمودن مولفه قائم زلزله در سایت، یکی از عوامل مهم جهت رسیدن به پاسخهای واقعی سازه می باشد (نظیر زلزله های نزدیک گسل). در این مقاله با بهره گیری از نرم افزار المان محدود ABAQUS سیستم خاک و تونل با استفاده از آنالیز تاریخچه زمانی خطی تحت چهار رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل با در نظر گرفتن نسبتهای مختلف مولفه های افقی و قائم در دوازده ترکیب بارگذاری برای هر رکورد مدلسازی شده است و تاثیر همبستگی مولفه های لرزه‌ای تحت ترکیب بارهای مختلف بر شتاب، تنش و کرنش، نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی حداکثر در پوشش تونل بررسی شده است. با بررسی های انجام گرفته مشخص شد که افزایش نسبت مولفه قائم به افقی تاثیر بسیار کمی بر روی حداکثر شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دارد. با مقایسه نیروهای محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی مشخص شد که افزایش نسبت مولفه های قائم به افقی زلزله، بیشترین اثر را در افزایش پاسخ نیروی محوری دارد. همچنین با مقایسه بین حداکثر تنش و کرنش تحت دوازده ترکیب بارگذاری برای رکوردهای انتخابی، مقدار کرنش حداکثر در پوشش تونل کمتر از مقدار مجاز کرنش بتن و در جهت اطمینان بوده و در بعضی از حالت‌های بارگذاری، مقدار تنش موجود در پوشش تونل بیشتر از تنش مجاز بتن و در خلاف جهت اطمینان بوده است.

کلمات کلیدی: همبستگی مولفه های لرزه‌ای، حوزه نزدیک گسل، تونل دایروی، پوشش بتنی غیرمسلح، پاسخ لرزه ای.

سابقه مقاله:

شناسه دیجیتال:

10.22065/jsce.2018.134719.1575	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2018.134719.1575	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۷/۰۷/۲۰	۱۳۹۷/۰۶/۲۹	۱۳۹۷/۰۲/۱۴

*نویسنده مسئول: رضا وهدانی

پست الکترونیکی:

rvahdani@semnan.ac.ir

Correlation effects of seismic components near field in urban circular tunnels with unreinforced concrete liners

Seyed Amin Razavian Amrei¹, Reza Vahdani^{2*}, Mohsen Gerami³, Gholamreza Ghodrati Amiri⁴

1- Phd student, Department of Civil engineering, Semnan University, Semnan, , Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil engineering, Semnan University, Semnan, , Iran

3- Associate Professor, Department of Civil engineering, Semnan University, Semnan, , Iran

4- Professor, Department of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Exact seismic evaluation of underground structures such as tunnels requires dynamic analysis, due to the complex dynamic behavior of soil and the interaction of soil and structure. Dynamic analysis in order to simulate the actual seismic response of a structure is possible only with the appropriate acceleration time history (compatible with the local site soil conditions). Considering the vertical component of the earthquake on the site is one of the important factors for achieving the real responses of the structure (such as near fault earthquakes). In this paper, using ABAQUS finite element software, the soil and tunnel system was modeled using linear time histories analysis under four near field recordings of the earthquake, taking into account the various proportions of horizontal and vertical components in the twelve loading combinations, and the correlation effect Seismic components have been investigated by combining different loads on acceleration, stress and strain, axial force, bending moment and shear force maximum in tunnel lining. The studies showed that increasing the vertical to horizontal ratio has a very small effect on the maximum horizontal acceleration on the tunnel Liner. By examining the axial forces, bending moment and shear force, increasing the ratio of vertical components to horizontal has the greatest effect on the axial force response. Also, by comparing the maximum stress and strain under the twelve loading combinations for the selected records, the maximum strain in the tunnel liner is less than the allowable strain rate for the concrete and in the case of loading, the stress in the tunnel liner is greater than the permitted stress Concrete and in the opposite direction are confident.

ARTICLE INFO

Receive Date: 04 June 2018

Revise Date: 20 September 2018

Accept Date: 12 October 2018

Keywords:

Correlations of Seismic Components

Near fault field

circular tunnel

unreinforced concrete liners

Seismic response

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.134719.1575

*Corresponding author: Reza Vahdani.

Email address: rvahdani@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

با توجه به توسعه روز افزون سازه‌های زیر زمینی و هزینه‌های فراوانی که برای ساخت هر یک از این سازه‌ها صرف می‌گردد و نیز اهمیت آنها در شبکه حمل و نقل بین شهری و داخل شهری و خطری که در صورت آسیب دیدگی آنها متوجه جان مردم میشود، لازم است که پایداری آنها در برابر خطرات ناشی از زلزله مورد مطالعه قرار گیرد. هر چند مطالعات و بررسی‌های محققان نشان دهنده ایمن تر بودن سازه‌های زیر زمینی در هنگام زمین لرزه در مقایسه با سازه‌های رو زمینی است، وقوع زمین لرزه‌های شدید نشان داده است که می‌تواند منجر به آسیب‌های فاجعه آمیزی در سازه‌های زیرزمینی بعنوان بخشی از مجموعه تاسیسات حیاتی کشورها شود [۱]. تلاشهای وانگ در سال ۱۹۹۳ یکی از اولین گام‌ها در مدون سازی گزارش‌های گذشته در خصوص کارایی لرزه ای سازه‌های زیرزمینی است [۲]. در جدیدترین تحقیقات، ژانگ و همکاران به ارزیابی و مطالعه موردی آسیب لرزه‌ای تونل تاوارایاما واقع در توده سنگی در اثر زلزله کوماموتو ژاپن در سال ۲۰۱۶ پرداخته و توزیع خسارت لرزه ای را به پنج دسته شامل ترک‌های پوشش تونل، تخریب و ریزش پوشش بتنی، آسیب جداگرهای سازه ای، آسیب رویه مسیر تردد و نشست آبهای زیرزمینی تقسیم نمودند [۳].

سازه‌های زیر زمینی دارای مشخصاتی هستند که رفتار لرزه ای آنها را از سازه‌های رو زمینی متمایز می‌سازد، مدفون شدن کامل آنها در خاک یا سنگ و طول قابل توجه آنها در مقایسه با سایر ابعاد مقطع از بارزترین وجوه تمایز آنهاست. در نتیجه طراحی سازه‌های زیر زمینی برای پایداری در برابر بارهای لرزه ای دارای شرایط بسیار متفاوت در مقایسه با طراحی لرزه ای سازه‌های رو زمینی است.

برخلاف سازه‌های رو زمینی که نیروهای زلزله در قالب نیروهای اینرسی ظاهر می‌شود، در سازه‌های زیرزمینی نظیر تونل‌ها که به مقدار قابل توجهی دارای درجه مهارشدگی به علت حفاظت توسط زمین هستند، طراحی و آنالیز بر مبنای نگرشی انجام می‌گیرد که ملاک اصلی آن تغییرشکل زمین و سازه است. این عوامل فاکتورهای سهمیم در عملکرد بهتر لرزه ای برای سازه‌های زیر زمینی نسبت به سازه‌های رو زمینی هستند [۴].

در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به شدت متأثر از مکانیزم گسلش، راستا و جهت پارگی گسل باتوجه به سایت (به طور مثال جهت پذیری پیشرونده) و تغییرشکل استاتیکی ماندگار در محل گسلش است که به عنوان اثرات پرتابی یا فیلینگ شناخته می‌شود. یکی از مهمترین وجوه تمایز زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به رکوردهای معمولی وجود یک پالس با دامنه بلند دینامیکی و تغییر شکل ماندگار زمین می‌باشد. آنچه عامل اصلی در شکل گیری حرکت دینامیکی حاوی پالس با پیوند بزرگ می‌باشد، اثرات جهت پذیری شکست نام گذاری می‌شود. این ماهیت پالس گونه معمولاً در راستای افقی و در جهت عمود بر جهت انتشار گسلش شکل می‌گیرد. اثر جهت پذیری پیشرونده باعث می‌شود تا مولفه عمود بر راستای گسلش غالباً از مولفه به موازات گسل بزرگتر باشد که این موضوع برای دوره تناوب‌های بیشتر از ۰/۵ صدق می‌کند.

تاکنون مطالعات گسترده‌ای برای تعریف نگاشت نزدیک گسل و تمایز آن با زلزله دور از گسل ارائه شده است. در یک دسته بندی ، نگاشت‌های نزدیک گسل را براساس قضاوت مهندسی از زلزله‌های دور از گسل تمیز می‌دهند. به خصوص در حالتی که نگاشت سرعت زلزله در دسترس باشد، تشخیص آن بمراتب ساده‌تر است. یکی دیگر از معیارهای تشخیص زلزله نزدیک گسل، فاصله سایت تا منبع لرزه‌ای است. معمولاً در زلزله‌های نزدیک گسل فواصل بین ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر بعنوان نزدیک گسل تعریف می‌گردد. براساس مطالعات انجام گرفته توسط بیکر، یک تعریف کلی برای تشخیص زلزله نزدیک گسل ارائه شده است. بر اساس این تعریف سه ویژگی می‌بایست به طور همزمان در نظر گرفته شوند تا به یک زلزله لفظ نزدیک گسل اختصاص یابد. این معیارها عبارتند از [۵]: شاخص پالس از ۰/۸۵ بیشتر باشد، پالس در لحظات اولیه سرعت نگاشت شکل گیرد و PGV رکورد زلزله بیشتر از ۳۰ سانتیمتر بر ثانیه باشد.

مولفه قائم زلزله یکی از مهم ترین پارامترهای مورد بررسی در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل است. پارامترهای موثر بر مولفه قائم زلزله عبارتند از:

الف) بزرگی زلزله؛ با افزایش بزرگی زلزله طیف پاسخ مولفه قائم افزایش می‌یابد.

ب) فاصله از گسل؛ با افزایش فاصله از گسل مقدار طیف مولفه قائم کاهش می یابد.

پ) جنس خاک؛ مقدار طیف مولفه قائم زلزله در پیوندهای بالا برای خاک های مختلف بسیار نزدیک به هم هستند، ولی در پیوندهای پایین برای خاک هایی که قدمتشان کمتر از ۱۱۰۰۰ سال است از سایر خاک ها بیشتر است.

ت) نوع گسل؛ مقدار طیف قائم و افقی برای گسل های معکوس با عمق کانونی سطحی و زیاد از مقادیر مربوط به گسل امتداد لغز بیشتر است و برای پیوندهای بزرگ تر از ۱ ثانیه برای انواع گسل ها بر یکدیگر منطبق است [۶].

مولفه قائم زمینلرزه اغلب در طراحی سازه ها نادیده گرفته می شود اما به تدریج با افزایش شتاب نگاشت های نزدیک گسل و مشاهده نسبت های شتاب قائم به افقی بزرگ در زمین لرزه های نزدیک گسل و مشاهده تجربی اثرات مخرب ارتعاشات قائم، این روند تغییر کرد و سعی شد که اثر مولفه ی قائم در طراحی سازه ها بررسی شود.

یکی از اهداف در انتخاب مقطع تونل، توزیع تنش های فشاری یکنواخت در توده خاک اطراف تونل می باشد. این موضوع به طور گسترده در منابع فنی مورد بحث قرار گرفته است. مقطع های حفاری که منجر به توزیع تنش یکنواخت در اطراف تونل میشوند به عنوان "حفره های هارمونیک" شناخته می شود. بطور دقیق تر، شکل حفاری که در آن تنش فشاری در طول سقف و دیوارها یکسان باشد حالت بهینه ای برای میدان تنش بوجود می آورد. در مقطع دایره ایی از لحاظ میدان تنش، توزیع تنش فشاری اغلب یکسان است. بنابراین هرچه قوس و انحنا ایجاد شده در مقطع تونل بیشتر باشد، مقاومت لرزه ای تونل بیشتر می گردد.

نیاز به کاهش هزینه های زیرساختی منجر به پذیرش بتن غیر مسلح در پوشش نهایی تونل هایی که در یک توده سنگی حفاری شده و انتظار می رود بارهای خارجی در طولانی مدت از نظر مقدار و شدت کم باشد، شده است. دستورالعمل های پیشرفته و آئین نامه هایی مانند AFTES فرانسه [۷]، DIN1045-1 آلمان [۸]، EN-1992 دستورالعمل اروپا [۹]، روش هایی را برای طراحی بتن غیرمسلح پوشش تونل ارائه می دهد. این روشها بر دو الزام اساسی طراحی نهاده شد [۷]:

الف) تنش های فشاری بتن در پوشش تونل در مقایسه با مقاومت طراحی بتن (تنش مجاز بتن) کم باشد.

ب) عرض ترک تا ۰.۵٪ اندازه مقطع عرضی پوشش تونل در مواردی که نیروی محوری زیاد باشد محدود گردد.

آسیب های قابل توجهی به تونل های با پوشش بتنی غیرمسلح در زلزله های کوبه (۱۹۹۵) و نیگاتا (۲۰۰۴) ژاپن، که سابقه طولانی در استفاده از بتن غیر مسلح برای پوشش تونل دارند ثبت شده است [۱۰-۱۲]. اگرچه توزیع خسارت در شبکه های تونل نشان می دهد که پوشش های بتنی غیر مسلح در شرایطی خاص تحت تاثیر زلزله سالم باقی می ماند، انتشار موج لرزه ای گذرا بعنوان مهمترین حالت بارگذاری در تحلیل و طراحی آن مورد توجه قرار می گیرد.

۲- روش تحلیل و طراحی لرزه ای سازه های زیرزمینی

هنگامی که زمین در اثر عبور امواج لرزه ای تغییر شکل می دهد، هر نوع سازه زیرزمینی در داخل زمین نیز تغییر شکل متنظری از خود نشان می دهد. اگر تغییر شکل ایجاد شده تنها اثر مطرح عبور امواج لرزه ای باشد، شکل پذیری و انعطاف پذیری ملزومات طراحی سازه تونل از نقطه نظر سازه ای خواهند بود. از این رو در طراحی سازه ای صحیح و کارآمد تونل باید علاوه بر ظرفیت مقاومتی اعضای سازه ای، به شکل پذیری و انعطاف پذیری کلی سازه نیز توجه کرد. براساس مطالعات اون و اسکول برای سازه های زیرزمینی در مواجهه با ارتعاشات لرزه ای سه دسته از تغییر شکلها را شامل تغییر شکل های فشاری-کششی، خمش طولی و تغییر شکل های لوزی شدگی و بیضی شدگی را مدنظر قرار می دهند [۱۳]. هنگام انتشار امواج زلزله عمود بر محور تونل، تنش های حاصل منجر به ایجاد تغییر شکلهای برشی از نوع لوزی شدگی و بیضی شدگی در مقطع تونل می شوند. الزامات طراحی را در این دسته از تغییر شکلها معمولاً در جهت عرض تونل اعمال می کنند. رفتار کلی پوشش را می توان با سازه ای حفر شده در معرض تغییر شکلهای محیط تحت شرایط کرنش صفحه ای دو

بعدی شبیه سازی کرد. که در حالت کلی امواج عبوری باعث ایجاد خمش در سازه می شوند که این امر موجب ایجاد اثرات متناوب فشاری و کششی در پوشش تونل می گردد. پوشش تونل مشابه ساختار یک تیر متحمل فشار و کشش در لبه های مقابل می شود.

تحلیل و طراحی سازه های زیرزمینی را براساس تغییر شکلهای سازه و زمین انجام می دهند، زیرا پاسخ زمین و سازه تونل در برابر تغییرشکلهای القایی از سوی زمین لرزه بسیار حساس است. روشهای تحلیل لرزه ای سازه های زیرزمینی عبارتند از: روشهای تجربی، روش مدل فیزیکی، روشهای ریاضی، تحلیل شبه استاتیکی، روشهای عددی. روشهای عددی که با استفاده از روشهای جرم متمرکز، تفاضل محدود، اجزاء محدود و ... انجام می شود، به دو دسته تحلیل شبه دینامیکی و تحلیل دینامیکی تقسیم بندی می گردد. یکی دیگر از روش های تحلیل تونل ها و سازه های زیرزمینی، روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی است [۱۱]. در تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی، کل سیستم سازه و خاک در معرض تحریک دینامیکی در بستر سیستم خاک - سازه قرار دارد. همچنین شرایط مرزی مدل را باید بگونه ای انتخاب کرد که جاذب انرژی لرزه ای القایی باشد و امواج لرزه ای را مجدداً به سوی سازه بازتاب ندهد.

پاتیل و همکاران [۱۴] بطور وسیع روشهای متعارف تعیین نیروهای لرزه ای در طراحی تونلها با در نظر گرفتن مقادیر گوناگون اندرکنش خاک و تونل را مورد بررسی قرار دادند. در سالهای اخیر کمبود دانش در درک رفتار لرزه ای تونل، محققانی چون لانتزانو [۱۵] و سینیدیس [۱۶ و ۱۷] را بر آن داشت تا تحقیقاتی را بر اساس آزمایشات مدل سانتریفیوژ انجام دهند. کلانتریان و دهقانی به بررسی روابط ارتعاشات دینامیکی در تونلهای مترو پرداختند و انتشار امواج رایلی را بعنوان موج ورودی برای مسائل در حوزه زمان پیشنهاد نمودند و به این نتیجه رسیدند که در تونل نعل اسبی، اعوجاج سطح مقطع به عنوان ترکیبی از تغییر شکل بخش دایره و مستطیل رخ می دهد. همچنین حرکت زمین در جهت عمودی به طور کلی بسیار کمتر از حد جهت افقی آن در نظر گرفته شده است. به طور معمول، پارامترهای عمودی حرکت زمین ۰/۵ تا ۰/۶۷ حالت افقی فرض می شود [۱۸].

عبدالمتعال و ال نحاس به بررسی اندرکنش میان تونل و خاک اطراف تونل پرداخته و مشاهده نمودند که حداکثر کرنش در پوشش تونل به طور مستقیم به سختی تونل و خاک اطراف (ضخامت پوشش تونل و مدول برشی خاک) و همچنین شتاب حداکثر زمین PGA و عمق مدفون تونل وابسته است. آنها در تحقیقات خود به این نتیجه دست یافتند که تحلیل لرزه ای سازه های زیرزمینی (تونل) در مناطقی که در معرض شتاب حداکثر زمین بیش از $0.15g$ می باشند باید انجام گردد [۱۹].

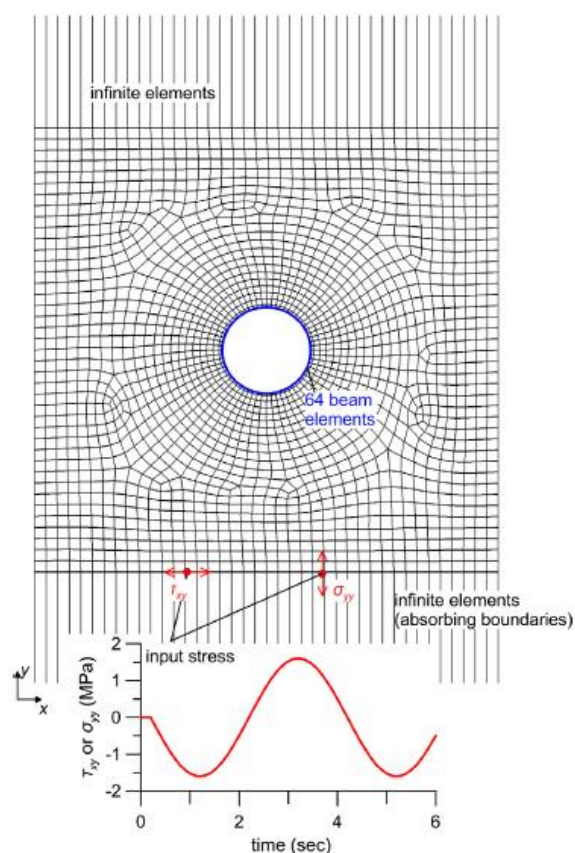
۳- مدل سازی عددی

صحت سنجی مدل سازی در نرم افزار المان محدود ABAQUS با استفاده از پژوهش کورتزیس و همکاران در سال ۲۰۱۴ تحت عنوان آنالیز لرزه ای تونل های دایره ای با پوشش بتنی غیر مسلح تحت انتشار موج P صورت گرفت [۲۰]. کورتزیس و همکاران تونل و بخشی از محیط اطراف آن را مدل سازی و کل مجموعه را مورد تحلیل قرار دادند. در پژوهش کورتزیس و همکاران از توده سنگ به ابعاد 40×40 متر مربع و مقطع دایره ای با قطر ۸ متر در مرکز آن استفاده شده است. مدل سازی خاک و تونل به صورت دو بعدی و در شرایط کرنش مسطح plane strain انجام شده است. ضخامت پوشش تونل ۱۵ سانتی متر از بتن غیر مسلح و با المان wire در نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده است. از المان های تیر دوبعدی الاستیک (type=B21) با استفاده از ۶۴ المان در طول محیط برای مدل سازی پوشش تونل استفاده گردید. برای مدل سازی سنگ اطراف تونل از المان دوبعدی کرنش صفحه ای پیوسته (type=CPE4) و برای المانهای محیط بی نهایت از (type=CINPE) استفاده شده است. باتوجه به نیمه بینهایت بودن مدل واقعی، انرژی لرزه ای وارد شده به مدل بایستی از طریق مرزها خارج شود. در این حالت لازم است تا اطراف محیط با استفاده از مرزهای جاذب انرژی محصور شود تا از انعکاس امواج به داخل حوزه جلوگیری به عمل آید. مرزهای مختلفی توسط محققین برای انجام تحلیلهای دینامیکی پیشنهاد شده است. کورتزیس و همکاران از مرز جاذب لایمر برای مدل کردن مرز جاذب انرژی در بالا و پایین مدل (به اندازه ۲۰ متر از هر طرف) استفاده کردند. فرض بر این است که هیچ باری از توده سنگ به پوشش تونل منتقل نمی شود به طوری که تمام بارهای توده سنگ توسط پوسته موقت پشتیبانی می شود. این فرض برای قسمت پوشش غیر مسلح تونل، ساخته شده به روش NATM در توده سنگی پس از اینکه پوشش اولیه به تعادل رسیده و

پوشش نهایی نصب شده، مناسب است [۲۰]. یکی از مسائل کلیدی در مورد شبیه سازی پاسخ تونل، پیش بینی رفتار تماسی بین پوشش تونل و محیط اطراف است. بسیاری از راه حل‌های تحلیلی الاستیک خطی یکی از دو حالت اصطکاک صفر (شرایط لغزش کامل) و یا اتصال کامل بین تونل و خاک اطراف آن (شرایط بدون لغزش) را فرض می‌کنند. از این رو نمی‌توان به درستی پاسخ سطح تماس را تحت بارهای دوره ای شبیه سازی کرد. به عقیده وانگ برای بیشتر تونل‌ها شرایط تماسی حالتی بین لغزش کامل و بدون لغزش است، به این دلیل که شرایط لغزش کامل موجب کاهش نیروی محوری شده و نیروهای محاسبه شده در شرایط بدون لغزش ممکن است چندین برابر از حالت لغزش کامل بیشتر باشد [۲۱]. در بخشی از پژوهش کورتزیس و همکاران فصل مشترک سازه و توده سنگ در شرایط بدون لغزش بوده و المان تیر به گره های اطراف توده سنگ بسته شده است، در مطالعه حاضر ویژگی‌های تماس (Contact) و برخورد در ماژول Interaction، محدوده فصل مشترک پوشش تونل و توده سنگ بصورت قید Tie به یکدیگر بسته شده‌اند. مشخصات توده سنگ در جدول ۱ و پوشش تونل در جدول ۲ آورده شده است. مشخصات هندسه پوشش تونل و مدل المان محدود سنگ و تونل در نرم افزار ABAQUS در شکل ۱ آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات الاستیک توده سنگ [۲۰].

پارامتر	شرح	واحد	مقدار
E_s	مدول الاستیسیته	GPa	۲/۰۰
m_K	مدول بالک	GPa	۱/۱۱
m_G	مدول برشی	GPa	۰/۸۳
s_C	سرعت موج برشی	m/s	۶۴۵
p_C	سرعت موج فشاری	m/s	۱۰۵۴
m^{ρ}	ضریب پواسون	-	۰/۲
m_p	جرم مخصوص	Mg/m^3	۲/۰



شکل ۱: هندسه پوشش تونل و مدل المان محدود سنگ و تونل در نرم افزار ABAQUS [۲۰].

جدول ۲: مشخصات الاستیک پوشش تونل [۲۰].

پارامتر	شرح	واحد	مقدار
E_t	مدول الاستیسیته	GPa	۱۹/۰۰
R	شعاع	m	۴/۰
θ	ضریب پواسون	-	۰/۲
T	ضخامت	m	۰/۱۵
ρ	جرم مخصوص	kg/m ³	۲۲۵۰

با انجام صحت سنجی و مقایسه لنگر خمشی ماکزیمم حاصل در پوشش تونل با پژوهش کورتزیس و همکاران در جدول شماره ۳ حداکثر خطای ایجاد شده ۱۰٪ است که قابل قبول می باشد.

جدول ۳: صحت سنجی.

مدل	لنگر خمشی ماکزیمم (KN.M)
مدل صحت سنجی	۵/۰۵
مدل کورتزیس و همکاران	۵/۶
درصد خطای بین پاسخها	٪۱۰

در مطالعه حاضر با استفاده از مدل صحت سنجی شده و با بهره گیری از نرم افزار المان محدود ABAQUS سیستم توده سنگ و تونل با استفاده از آنالیز تاریخچه زمانی تحت چهار رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل نورثریج، کیپ، لوماپریتا و طبس با در نظر گرفتن نسبتهای مختلف مولفه های قائم به افقی ($\alpha H + \beta V$) در دوازده ترکیب بارگذاری برای هر رکورد مدلسازی شده است و تاثیر همبستگی مولفه های لرزه ای تحت ترکیب بارهای مختلف در تعیین حداکثر شتاب، تنش تسلیم براساس معیار فون میسز، کرنش، نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در تونل دایروی با پوشش بتنی غیر مسلح بررسی شده است.

از نکات مهم که در تحلیلهای دینامیکی باید مورد توجه قرار گیرد، نحوه اعمال بارگذاری دینامیکی است. این بارگذاری معمولاً بصورت اعمال یک زلزله در تراز سنگ بستر میسر است.

در این مقاله به منظور سازگاری شتابنگاشتها، معیارهایی مانند مشابهت ساز و کار کانونی و بزرگا، فاصله های مشابه از مرکز زلزله و بالأخره یکسان بودن نوع خاک محل ثبت زلزله عنوان شده است. جهت انتخاب رکوردها، فاصله سایت تا منبع لرزه ای کمتر از ۲۰ کیلومتر و بعنوان نزدیک گسل، گسلها از نوع فشاری یا معکوس و بزرگای گشتاوری زلزله در محدوده $6/5 < M_w < 6/5$ در نظر گرفته شده و باتوجه به سرعت موج برشی ۶۴۵ m/s طبق مشخصات الاستیک توده سنگ، طبقه بندی نوع زمین خاک خیلی متراکم یا سنگ سست از نوع تیپ دو بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده است.

مشخصات رکورد زلزله ها در جدول شماره ۴ و ترکیبات بارگذاری در سه گروه مجزا با ضریب ثابت مولفه افقی و ضرایب متغیر مولفه قائم در جداول شماره ۵ تا ۷ آورده شده است.

جدول ۴: مشخصات رکورد زلزله های انتخابی.

پارامتر	Tabas Horizontal	Tabas Vertical	Cape Horizontal	Cape Vertical	Lomaperieta Horizontal	Lomaperieta Vertical	Northridge Horizontal	Northridge Vertical
Mw	۷/۳۵	۷/۳۵	۷/۰۱	۷/۰۱	۶/۹۳	۶/۹۳	۶/۶۹	۶/۶۹
PGA(g)	۰/۴۰۹	۰/۱۹	۰/۷۳۹	۱/۴۹۳	۰/۶۰۷	۰/۸۹۶	۰/۳۲	۰/۳۲
PGV(cm/s)	۲۷/۱۱	۱۱/۱۷	۵۷/۹۵	۱۲۲/۳۰	۵۱/۵۵	۵۵/۹۴	۲۰/۳۸	۲۰/۳۸
Duration(s)	۲۰/۹۸	۲۰/۹۸	۲۹/۹۸	۲۹/۹۸	۲۵	۲۵	۲۶/۵۷	۲۶/۵۷

جدول ۵: ترکیبات بارگذاری شامل مولفه افقی دارای ضریب ۱ و مولفه قائم با ضریب متغیر.

شماره ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	نسبت ضریب مولفه قائم به مولفه افقی (β/α)
۱	H+0.25V	۰/۲۵
۲	H+0.5V	۰/۵
۳	H+0.75V	۰/۷۵
۴	H+V	۱

جدول ۶: ترکیبات بارگذاری شامل مولفه افقی دارای ضریب ۰/۷۵ و مولفه قائم با ضریب متغیر.

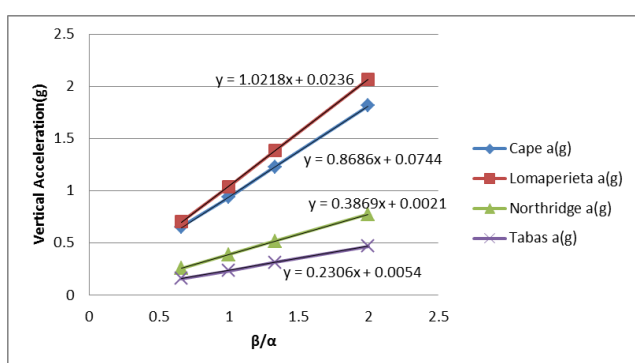
شماره ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	نسبت ضریب مولفه قائم به مولفه افقی (β/α)
۵	0.75H+0.5V	۰/۶۷
۶	0.75H+0.75V	۱
۷	0.75H+V	۱/۳۳
۸	0.75H+1.5V	۲

جدول ۷: ترکیبات بارگذاری شامل مولفه افقی دارای ضریب ۱/۲۵ و مولفه قائم با ضریب متغیر.

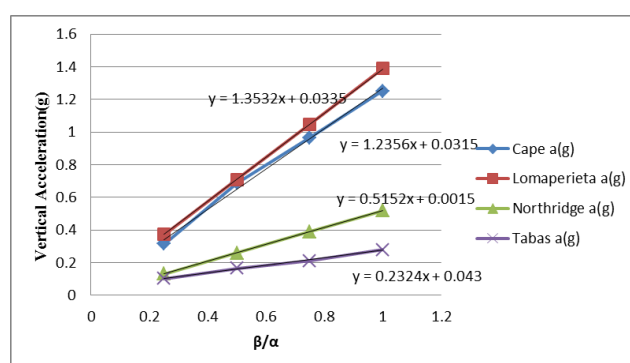
شماره ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	نسبت ضریب مولفه قائم به مولفه افقی (β/α)
۹	1.25H+0.5V	۰/۴
۱۰	1.25H+0.75V	۰/۶
۱۱	1.25H+V	۰/۸
۱۲	1.25H+1.25V	۱

۴- اثر ترکیبات بارگذاری بر حداکثر شتاب وارد بر پوشش تونل

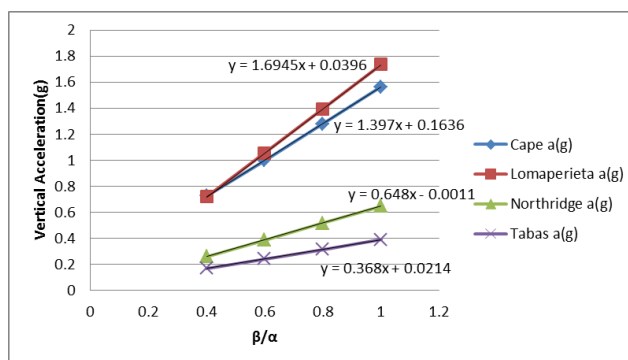
در شکل‌های ۲ و ۳ و ۴ مقایسه‌ای بین حداکثر شتاب قائم وارد بر پوشش تونل تحت چهار رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل نورتریج، کیپ، لوماپریتا و طبس در دوازده ترکیب بارگذاری برای هر رکورد انجام شده است.



شکل ۳: حداکثر شتاب قائم پوشش تونل در بارگذاری ۵ تا ۸



شکل ۴: حداکثر شتاب قائم پوشش تونل در بارگذاری ۱ تا ۴



شکل ۴: حداکثر شتاب قائم پوشش تونل در بارگذاری ۹ تا ۱۲.

با بررسی مقادیر شیب خط، حداکثر شتاب قائم پوشش تونل در جدول ۸ مشاهده می‌گردد با افزایش نسبت‌های مولفه‌های قائم به افقی زلزله، شیب خط افزایش یافته و بیشترین شیب خط متعلق به زلزله های لوماپریتا و کیپ می‌باشد و دلیل آن اینست که PGA مولفه قائم رکورد زلزله لوماپریتا ۰/۸۹۶ و برای رکورد زلزله کیپ ۰/۷۳۹ است.

جدول ۸: مقایسه شیب خط حداکثر شتاب قائم در پوشش تونل.

رکورد	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری
	۴ تا ۱	۸ تا ۵	۱۲ تا ۹
Tabas	۰/۲۳۲	۰/۲۳۰	۰/۳۶۸
Cape	۱/۲۳۵	۰/۸۶۸	۱/۳۹۷
Lomaperieta	۱/۳۵۳	۱/۰۲۱	۱/۶۹۴
Northridge	۰/۵۱۵	۰/۳۸۶	۰/۶۴۸

مقادیر شتاب قائم در سطح ۵۰٪ (سطح متوسط شتاب) وارد بر پوشش تونل در جدول ۹ آورده شده است. با بررسی نتایج جدول

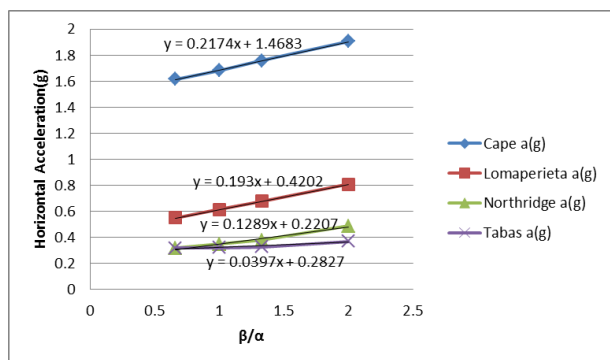
۹ مشاهده می‌گردد که در ترکیبات بارگذاری ۱ تا ۴ به ازای $\frac{\beta}{\alpha}$ برابر ۰/۶۲ میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد لوماپریتا و کیپ برابر ۰/۰۷g و میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد کیپ و نورثریج برابر ۰/۴۷g و میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد نورثریج و طیس برابر ۰/۱۳g می‌باشد.

جدول ۹: مقادیر شتاب قائم در سطح ۵۰٪ وارد بر پوشش تونل بر حسب g.

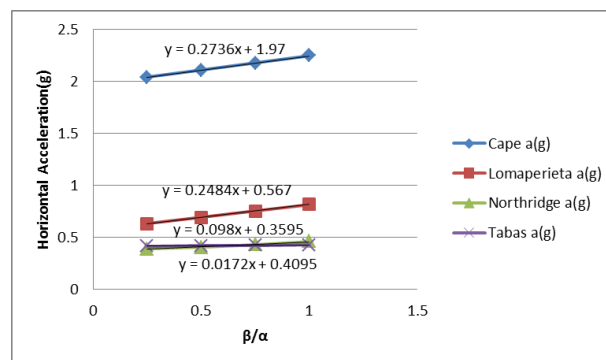
رکورد	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری
	۴ تا ۱	۸ تا ۵	۱۲ تا ۹
Tabas	۰/۱۸۸	۰/۳۱۲	۰/۲۷۹
Cape	۰/۷۹۷	۱/۲۲۹	۱/۱۴۱
Lomaperieta	۰/۸۷۲	۱/۳۸۲	۱/۲۲۵
Northridge	۰/۳۲۰	۰/۵۱۶	۰/۴۵۲

در ترکیبات بارگذاری ۵ تا ۸ به ازای $\frac{\beta}{\alpha}$ برابر ۱/۳۳ میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد لوماپریتا و کیپ برابر ۰/۱۵g و میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد کیپ و نورثریج برابر ۰/۷۱g و میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد نورثریج و طیس برابر ۰/۲g می‌باشد. در ترکیبات بارگذاری ۹ تا ۱۲ به ازای $\frac{\beta}{\alpha}$ برابر ۰/۷ میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد لوماپریتا و کیپ برابر ۰/۰۸g و میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد کیپ و نورثریج برابر ۰/۶۸g و میزان اختلاف شتاب قائم وارد بر پوشش تونل دو رکورد نورثریج و طیس برابر ۰/۱۷g می‌باشد.

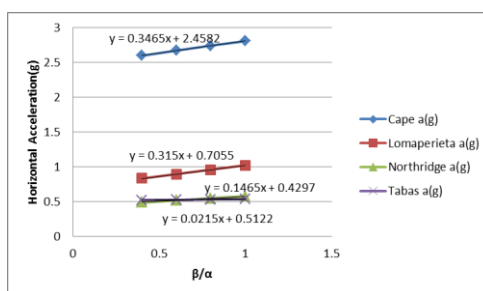
در شکل‌های ۵ و ۶ و ۷ مقایسه‌ای بین ماکزیمم شتاب افقی وارد بر پوشش تونل تحت چهار رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل نورثریج، کیپ، لوماپریتا و طبس در دوازده ترکیب بارگذاری برای هر رکورد انجام شده است. با بررسی مقادیر شیب خط، حداکثر شتاب قائم پوشش تونل در جدول ۱۰ مشاهده می‌گردد با افزایش نسبت‌های مولفه‌های قائم به افق زلزله، شیب خط به آرامی افزایش یافته و این نشان از تاثیر کم مولفه های قائم بر حداکثر شتاب افقی وارد بر پوشش تونل بوده و بیشترین شیب خط متعلق به زلزله های کیپ و لوماپریتا و می‌باشد و دلیل آن اینست که PGA مولفه افقی رکورد زلزله کیپ ۱/۴۹۳ و برای رکورد زلزله لوماپریتا ۰/۶۰۷ است.



شکل ۵: حداکثر شتاب افقی پوشش تونل در بارگذاری ۵ تا ۸



شکل ۶: حداکثر شتاب افقی پوشش تونل در بارگذاری ۱ تا ۴



شکل ۷: حداکثر شتاب افقی پوشش تونل در بارگذاری ۹ تا ۱۲

جدول ۱۰: مقایسه شیب خط حداکثر شتاب افقی در پوشش تونل.

رکورد	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری
Tabas	۰/۰۱۷	۰/۰۳۹	۰/۰۲۱
Cape	۰/۲۷۳	۰/۲۱۷	۰/۳۴۶
Lomaperieta	۰/۲۴۸	۰/۱۹۳	۰/۳۱۵
Northridge	۰/۰۱۷	۰/۱۲۸	۰/۱۴۶

مقادیر شتاب افقی در سطح ۵۰٪ (سطح متوسط شتاب) وارد بر پوشش تونل در جدول ۱۱ آورده شده است. با بررسی نتایج جدول ۱۱ مشاهده می‌گردد که:

جدول ۱۱: مقادیر شتاب افقی در سطح ۵۰٪ وارد بر پوشش تونل بر حسب β .

رکورد	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری
Tabas	۰/۴۲	۰/۳۳	۰/۵۲
Cape	۲/۱۳۹	۱/۷۵	۲/۷
Lomaperieta	۰/۷۲	۰/۶۷	۰/۹۲
Northridge	۰/۴۲	۰/۳۹	۰/۵۳

در ترکیبات بارگذاری ۱ تا ۴ به ازای $\frac{\beta}{\alpha}$ برابر ۰/۶۲ میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد کیپ و لوماپریتا برابر ۱/۴۱g و میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد لوماپریتا و نورثریج برابر ۰/۳g و میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد نورثریج و طبس برابر صفر می‌باشد.

در ترکیبات بارگذاری ۵ تا ۸ به ازای $\frac{\beta}{\alpha}$ برابر ۱/۳۳ میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد کیپ و لوماپریتا برابر ۱/۰۸g و میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد لوماپریتا و نورثریج برابر ۰/۲۸g و میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد نورثریج و طبس برابر ۰/۰۶g می‌باشد.

در ترکیبات بارگذاری ۹ تا ۱۲ به ازای $\frac{\beta}{\alpha}$ برابر ۰/۷ میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد کیپ و لوماپریتا برابر ۱/۷۸g و میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد لوماپریتا و نورثریج برابر ۰/۳۹g و میزان اختلاف شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دو رکورد نورثریج و طبس برابر ۰/۰۱g می‌باشد.

۵- اثر ترکیبات بارگذاری بر نیروهای داخلی، کرنش و تنش حداکثر وارد بر پوشش تونل

در جداول ۱۲ تا ۱۵ مقایسه ای بین نیروها، تنش و کرنش ماکزیمم ایجاد شده در پوشش تونل تحت چهار رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل نورثریج، کیپ، لوماپریتا و طبس در دوازده ترکیب بارگذاری برای هر رکورد انجام شده است. با دقت در جداول ۱۲ تا ۱۵ مشاهده می‌شود افزایش نسبت مولفه قائم به افقی زلزله در هر دوازده حالت ترکیب بارگذاری بیشترین اثر را در تشدید پاسخ ماکزیمم نیروی محوری دارد. همچنین افزایش نسبت مولفه قائم به افقی زلزله تاثیر کمی روی ماکزیمم نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش تونل دارد بطوریکه مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در سه گروه مجزا با ضریب ثابت مولفه افقی و ضریب متغیر مولفه قائم تقریباً یکسان است.

جدول ۱۲: مقایسه نیروها، کرنش و تنش حداکثر در پوشش تونل تحت رکورد طبس در ۱۲ حالت بارگذاری.

پارامتر	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
نیروی محوری ماکزیمم (KN)	۱۱۳۲	۱۱۴۳	۱۱۵۳	۱۱۶۳	۸۶۲	۸۷۲	۸۹۲	۹۹۸	۱۴۲۳	۱۴۳۳	۱۴۴۳	۱۴۵۴
لنگر خمشی ماکزیمم (KN.m)	۲/۴۴	۲/۴۵	۲/۴۵	۲/۴۶	۱/۸۴	۱/۸۴	۱/۸۵	۱/۸۶	۳/۰۶	۳/۰۶	۳/۰۷	۳/۰۸
نیروی برشی ماکزیمم (KN)	۱/۳۶	۱/۳۶	۱/۳۶	۱/۳۶	۱/۰۲	۱/۰۲	۱/۰۲	۱/۰۲	۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۷
کرنش ماکزیمم ($\times 10^{-4}$)	۳/۳۹	۴/۱۷	۴/۱۴	۴/۱۴	۳/۱۱	۳/۱۱	۳/۱۱	۳/۱۱	۵/۳۳	۵/۲۰	۵/۱۶	۵/۱۷
تنش ماکزیمم (MPa)	۸/۱۳	۸/۱۹	۸/۲۶	۸/۳۳	۶/۱۸	۶/۲۴	۶/۳۵	۷/۰۲	۱۰/۲۱	۱۰/۲۸	۱۰/۳۵	۱۰/۴۱

جدول ۱۳: مقایسه نیروها، کرنش و تنش حداکثر در پوشش تونل تحت رکورد کیپ در ۱۲ حالت بارگذاری.

پارامتر	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
نیروی محوری ماکزیمم (KN)	۴۸۲۳	۴۸۶۰	۴۸۹۸	۴۹۳۵	۳۶۶۴	۳۷۰۱	۳۷۴۰	۴۸۳۱	۶۰۵۷	۶۰۹۴	۶۱۳۲	۶۱۶۹
لنگر خمشی ماکزیمم (KN.m)	۱۰/۶۳	۱۰/۶۵	۱۰/۶۶	۱۰/۶۷	۷/۹۷	۷/۹۸	۸	۸/۰۲	۱۳/۳۳	۱۳/۳۴	۱۳/۳۵	۱۳/۳۷
نیروی برشی ماکزیمم (KN)	۵/۸۳	۵/۸۳	۵/۸۳	۵/۸۳	۴/۳۷	۴/۳۷	۴/۳۷	۴/۳۸	۷/۲۹	۷/۲۹	۷/۲۹	۷/۲۹
کرنش ماکزیمم ($\times 10^{-3}$)	۱/۷۹	۱/۷۸	۱/۷۷	۱/۷۶	۱/۳۳	۱/۳۲	۱/۳۰	۱/۷۸	۲/۲۴	۲/۲۲	۲/۲۱	۲/۲۰
تنش ماکزیمم (MPa)	۳۴/۶۴	۳۴/۸۹	۳۵/۱۳	۳۵/۳۸	۲۶/۲۹	۲۶/۵۳	۲۶/۷۸	۳۳/۸۸	۴۳/۴۸	۴۳/۷۳	۴۳/۹۸	۴۴/۲۲

جدول ۱۴: مقایسه نیروها، کرنش و تنش حداکثر در پوشش تونل تحت رکورد لوماپریتا در ۱۲ حالت بارگذاری.

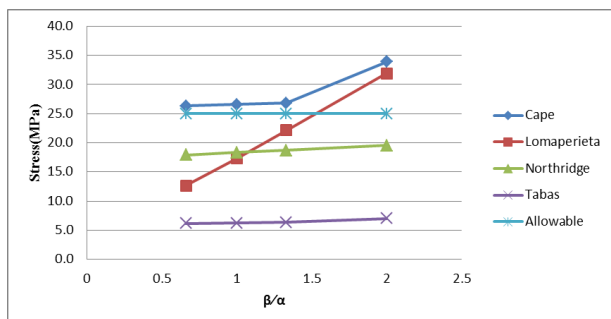
پارامتر	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
نیروی محوری ماکزیمم (KN)	۲۱۹۵	۲۲۳۳	۲۶۱۶	۳۲۷۴	۱۷۹۹	۲۴۵۶	۳۱۴۸	۴۵۳۸	۲۷۷۱	۲۸۱۲	۲۸۴۳	۲۸۹۱
لنگر خمشی ماکزیمم (KN.m)	۴/۷۳	۴/۷۴	۴/۷۴	۴/۷۵	۳/۵۵	۳/۵۶	۴/۲۷	۶/۱۷	۵/۹۳	۵/۸۴	۵/۹۴	۵/۹۴
نیروی برشی ماکزیمم (KN)	۲/۶	۲/۶	۲/۶	۲/۷۵	۱/۹۵	۲/۰۶	۲/۵۴	۳/۵۶	۳/۲۵	۳/۲۵	۳/۲۵	۳/۲۵
کرنش ماکزیمم ($\times 10^{-3}$)	۰/۸۰۳	۰/۷۹۱	۰/۹۶۸	۱/۲۱	۰/۶۶۴	۰/۹۰۹	۱/۱۶	۱/۶۷	۰/۹۹۵	۱/۰۳	۱/۰۳	۱/۰۳
تنش ماکزیمم (MPa)	۱۵/۷۵	۱۵/۹۹	۱۸/۴۱	۲۳/۰۳	۱۲/۶۶	۱۷/۲۷	۲۲/۱۳	۳۱/۹	۱۹/۸۷	۲۰/۱۳	۲۰/۱۳	۲۰/۱۳

جدول ۱۵: مقایسه نیروها، کرنش و تنش حداکثر در پوشش تونل تحت رکورد نورث ریج در ۱۲ حالت بارگذاری.

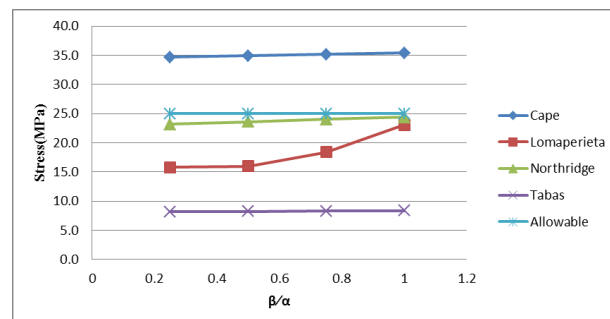
پارامتر	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
نیروی محوری ماکزیمم (KN)	۳۲۳۴	۳۲۹۳	۳۳۵۴	۳۴۱۶	۳۵۰۰	۳۵۶۲	۳۶۲۴	۳۷۴۷	۴۰۸۵	۴۱۴۷	۴۲۰۵	۴۲۷۱
لنگر خمشی ماکزیمم (KN.m)	۷/۱	۷/۱	۷/۱	۷/۱۳	۵/۳۳	۵/۳۵	۵/۳۸	۶/۱۷	۸/۸۳	۸/۸۸	۸/۸۹	۸/۹
نیروی برشی ماکزیمم (KN)	۳/۹۸	۳/۹۸	۳/۹۸	۳/۹۹	۲/۹۸	۲/۹۹	۳	۳/۵۶	۴/۹۸	۴/۹۷	۴/۹۸	۵
کرنش ماکزیمم ($\times 10^{-3}$)	۱/۱۸	۱/۲۰	۱/۲۳	۱/۲۵	۰/۹۱۶	۰/۹۴۰	۰/۹۶۷	۱/۰۲	۱/۴۹	۱/۵۱	۱/۵۴	۱/۵۶
تنش ماکزیمم (MPa)	۲۳/۱۸	۲۳/۵۶	۲۳/۹۸	۲۴/۴۰	۱۷/۸۸	۱۸/۳۰	۱۸/۷۱	۱۹/۵۵	۲۹/۲۴	۲۹/۶۶	۳۰/۰۸	۳۰/۵

با مقایسه اثر زلزله های طبس، کیپ، لوماپریتا و نورث ریج بر مجموعه خاک و تونل نتیجه می شود بیشترین نیروی محوری ایجاد شده در پوشش تونل متعلق به زلزله کیپ بوده و دلیل آن بزرگتر بودن PGAH و PGAV زلزله کیپ نسبت به سه زلزله دیگر می باشد. در شکل های ۸ تا ۱۰ اثرات تغییر در نسبت مولفه های لرزه ای بر تنش حداکثر پوشش تونل نشان داده شده است.

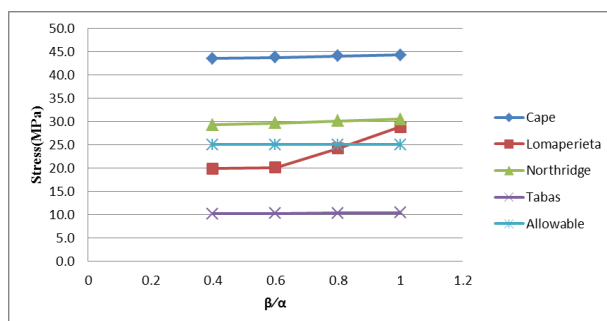
همانگونه که در جداول ۱۲ تا ۱۵ و شکل های ۸ تا ۱۰ مشاهده می شود هرچه نسبت مولفه قائم به افقی رکوردهای انتخابی در ۱۲ ترکیب بارگذاری (در سه گروه مجزا با ضریب ثابت مولفه افقی و ضریب متغیر مولفه قائم) بزرگتر می شود، میزان تغییرات تنش افزایش می یابد. بعنوان مثال با فرض استفاده از بتن C25 در پوشش تونل، تحت رکورد طبس تنش های موجود آمده در پوشش تونل تحت ترکیب بارگذاری ۱ تا ۴ کمتر از تنش مجاز بتن مصرفی بوده و برای رکورد کیپ تنش های موجود آمده در پوشش تونل بیش از تنش مجاز بتن مصرفی می باشد که شرایط نا امنی را برای تونل بوجود می آورد. با استفاده از جداول ۱۲ تا ۱۵ مشاهده می گردد کرنش های موجود آمده در پوشش تونل در تمامی ۴ رکورد انتخابی و در تمامی ۱۲ حالت بارگذاری برای هر رکورد، تا کرنش مجاز بتن فاصله زیادی دارد. از مقایسه تنش و کرنش مجاز بتن مصرفی با مقادیر محاسبه شده در جداول ۱۲ تا ۱۵ می توان ایمنی پوشش تونل را ارزیابی نمود. تغییرات اندک تنش و کرنش پوشش تونل در حالت های بارگذاری مختلف بیانگر تاثیر زیاد ضریب مولفه افقی و تاثیر کم مولفه قائم زلزله در مقدار تنش و کرنش می باشد.



شکل ۹: حداکثر تنش موجود پوشش تونل در بارگذاری ۵ تا ۸



شکل ۸: حداکثر تنش موجود پوشش تونل در بارگذاری ۱ تا ۴



شکل ۱۰: حداکثر تنش موجود پوشش تونل در بارگذاری ۹ تا ۱۲

۶- نتیجه گیری

اثر زلزله بر مجموعه تونل و زمین به پارامترهای مختلف از جمله شتاب حداکثر افقی و قائم زلزله، شدت و طول مدت زلزله و سختی نسبی بین تونل و زمین و پوشش تونل بستگی دارد. از آنجا که مولفه قائم زلزله یکی از مهمترین پارامترهای مورد بررسی در زلزله نزدیک به گسل است، در این مطالعه با استفاده از آنالیز تاریخیچه زمانی خطی تحت چهار رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل در سه گروه مجزا و در مجموع ۱۲ حالت ترکیب بار، بررسی رفتار لرزه ای تونل با پوشش بتنی غیر مسلح محصور شده توسط توده سنگی صورت گرفته و نتایج زیر حاصل شده است.

مهمترین عامل افزایش حداکثر شتاب قائم در پوشش تونل در تمامی حالت های بارگذاری مقدار PGAV و افزایش مقدار μ در ترکیبات بارگذاری بوده و چون زلزله لوماپریتا دارای بیشترین PGAV می باشد دارای بیشترین مقدار شتاب قائم در تمامی حالت های بارگذاری می باشد.

مهمترین عامل در افزایش حداکثر شتاب افقی در پوشش تونل در تمامی حالت های بارگذاری مقدار PGAH بوده و افزایش نسبت مولفه قائم به افقی تاثیر بسیار کمی بر روی حداکثر شتاب افقی وارد بر پوشش تونل دارد و چون زلزله کیپ دارای بیشترین PGAH می باشد دارای بیشترین مقدار شتاب افقی در تمامی حالت های بارگذاری می باشد.

با افزایش مولفه قائم در سه گروه بارگذاری مجزا، مقدار نیروی محوری ماکزیمم افزایش یافته و نیروی برشی و لنگر خمشی چندان تحت تاثیر این تغییرات قرار نمی گیرند و همچنین مقدار ضریب مولفه افقی زلزله بیشترین تاثیر را در افزایش مقدار تنش حداکثر پوشش تونل دارد. باتوجه به اینکه تحلیل و طراحی سازه های زیرزمینی براساس تغییر شکلهای سازه و زمین انجام می شود، میزان کرنش حداکثر پوشش تونل دارای اهمیت می باشد، از طرفی نتایج بیانگر کمتر بودن کرنش حداکثر پوشش تونل نسبت به کرنش مجاز بتن می باشد بنابراین افزایش مقدار نیروی محوری ماکزیمم در طراحی پوشش تونل حاکم خواهد شد. با استفاده از داده های نیروی محوری و تنش ماکزیمم در سه گروه مجزا و ترکیبات بارگذاری مختلف می توان حالت بهینه ای باتوجه به بتن مصرفی پوشش تونل در طراحی بوجود آورد.

مراجع

- [1] 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, 247-293.
- [2] Wang J., (1993). *Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-art Design Approach*, Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- [3] Zhang, Xuepeng, Yujing Jiang, and Satoshi Sugimoto. (2018). Seismic damage assessment of mountain tunnel: A case study on the Tawarayama tunnel due to the 2016 Kumamoto Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology* 71: 138-148.
- [4] M. Pakbaz, A. Yareevand. (2005). 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading, *Tunneling and Underground Space Technology*. 20, 411-417.
- [5] Baker, J. (2007). Quantitative classification of near-field ground motion using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.97, No. 5, pp. 1486-1501.
- [6] Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y. (2007). *Campbell-Bozorgnia NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters*, PEER Report No. 2007/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, USA.
- [7] A.F.T.E.S. (2000). *Recommendations in respect of the use of plain concrete in tunnels*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, No 158.
- [8] Deutsche Norm DIN 1045-1:2001. *Plain, reinforced and prestressed concrete structures*. Part 1: Design and construction. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Germany.

- [9] European Standard EN-1992-1-1. Eurocode 2: *Design of concrete structures*. Part 1: General rules and rules for buildings; 2003.
- [10] Ashford SA, Kawamata Y. (2006). Performance of transportation systems during the 2004 Niigata Ken Chuetsu, Japan, Earthquake. *Earthq Spectra*; 22(S1):111–32.
- [11] Yashiro K, Kojima Y, Shimizu M. (2007). *Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake*. Quart Rep RTRI; 48–3:136–41.
- [12] Sinozuka M. (1995). *The Hanshin-Awaji earthquake of January 17, 1995: performance of lifelines*. NCEER-95-0015.
- [13] Owen, G.N. and Scholl, R.E. (1981). *Earthquake Engineering of Large Underground Structures*. Report Number FHWA/RD-80/195, prepared for the Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- [14] Patil, M., Choudhury, D., Ranjith, P.G., Zhao, J., (2015). Seismic analysis of tunnels in soft soils: a state-of-the-art review. In: *Proc of the International Conference on Soft Ground Engineering (ICSGE 2015)*, December 3-4, 2015, Singapore. pp. 625–634.
- [15] Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., Madabhushi, S.P.G. (2012). Centrifuge modelling of seismic loading on tunnels in sand. *Geotech. Test. J.* 35 (6), 854–869.
- [16] Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G., Heron, C. (2015). Dynamic response of flexible square tunnels: centrifuge testing and validation of existing design methodologies. *Geotechnique* 65 (5), 401–417.
- [17] Tsinidis, G., Rovithis, E., Pitilakis, K., Chazelas, J.L. (2016). Seismic response of box-type tunnels in soft soil: experimental and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 59, 199–214
- [18] Kalantarian, S.H., Dehghani, M., (2014). A Review on the Dynamic Vibrations Relationship in the Metro Tunneling. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, Vol.3, issue 27, April 2014.
- [19] Abdel-Motal, M.A., El-Nahas, F. M., Tawfik Khiry, A. (2014). Mutual seismic interaction between tunnels and the surrounding granular soil. *Housing and Building National Research Center*, 10, 265-278.
- [20] Kouretzis, G. P., K. I. Andrianopoulos, S. W. Sloan and J. P. Carter (2014). Analysis of circular tunnels due to seismic P-wave propagation, with emphasis on unreinforced concrete liners. In: *Computers and Geotechnics* 55, 187–194.
- [21] Hashash YMA, Park D, Yao JI-C. (2006). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*; 20:435–41.