

### تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

محمد رضا مؤمن زاده<sup>۱\*</sup>؛ محمدرضا منصورى<sup>۲</sup>؛ آرمین عظیمی نژاد<sup>۲</sup>

۱- دانش آموخته‌ی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

۲ و ۳- استادیار؛ گروه مهندسی زلزله؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۲/۰۲/۲۴؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۱۲/۲۱

#### چکیده

در نظر گرفتن رفتار غیر خطی خاک و تونل در برابر زلزله برای رسیدن به پاسخ‌های واقعی در عمل از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این مقاله با استفاده از ترکیب روش پیشنهادی وانگ (Wang) و هشاش (Hashash) برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی تونل و الگوی پیشنهادی سعی و خطای اصلاح سختی پوشش، تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) تعیین شده است. سپس با استفاده از روابط موجود برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها و تعمیم آن به تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، یک ضریب رفتار اعوجاجی برای تونل تخمین زده شده است. هدف اصلی این مقاله تعیین نیروهای ایجاد شده در پوشش تونل (بدون مدلسازی خاک پیرامون آن) است که با اعمال ضریب رفتار اعوجاجی، اثرات غیرخطی شدن سازه‌ی تونل و همچنین اندرکنش خاک و سازه در حین زلزله لحاظ شده است. برای بررسی صحت این ضریب رفتار، سه تحلیل دینامیکی غیر خطی سازگار با ساختگاه روی مدل المان محدود خاک و تونل انجام شده و مقایسه‌ای بین نیروهای اصلاح شده با ضریب رفتار در حالت استاتیکی خطی و نیروهای به وجود آمده در حالت تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، انجام شده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد در صورت انجام تحلیل استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار برای تونل‌ها، مقادیر نیروهای ایجاد شده روی پوشش تونل بسیار محافظه‌کارانه است؛ حال آن‌که با اعمال ضریب رفتارهای تعیین شده می‌توان پاسخ استاتیکی را به پاسخ واقعی در حین زلزله نزدیک نمود.

#### واژگان کلیدی

ضریب رفتار اعوجاجی  
استاتیکی غیر خطی  
تغییر مکان اعوجاجی هدف  
اندرکنش خاک و سازه  
تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی  
ارتفاع روباره

#### ۱- پیشگفتار

می‌توان به زلزله‌ی سال ۱۹۹۹ چیچی (Chi Chi) تایوان و خسارت وارده به تونل‌های کوهستانی مرکز تایوان، زلزله‌ی سال ۱۹۹۹ دوزجه (Duzce) ترکیه و خرابی بخشی از تونل‌های دوقلوی بلو (Bolu) اشاره نمود [1].  
اون (Owen) و شول (Scholl) در سال ۱۹۸۱، ۱۲۷ مورد تونل مستطیلی و دایره‌ای را در برابر زلزله‌های مختلف مورد بررسی قرار دادند و انواع خسارت‌های مشاهده شده در این تونل‌ها را به صورت زیر بیان نمودند [1]:

در سازه‌های زیرزمینی نظیر تونل‌ها طراحی و تحلیل‌ها بر مبنای نگرشی انجام می‌گیرد که ملاک اصلی آن تغییر شکل تونل و زمین است؛ زیرا پاسخ لرزه‌ای آن‌ها به تغییر شکل‌های تحمیلی زمین بسیار حساس است. تا پیش از سال ۱۹۹۵، تونل‌ها برای مقاومت در برابر بارهای دینامیکی طراحی نمی‌شدند، اما زلزله‌های دهه‌ی ۱۹۹۰، سبب خرابی‌های جدی در برخی از تونل‌ها شد. به عنوان مثال

\* تهران؛ میدان پونک؛ انتهای بزرگراه اشرفی اصفهانی به سمت حصارک؛ میدان دانشگاه آزاد اسلامی؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ گروه مهندسی زلزله؛ طبقه‌ی دوم؛ کدپستی: ۱۴۷۷۸۹۲۸۵۵؛ صندوق‌پستی: ۱۴۵۱۵/۷۷۵؛ شماره‌ی تلفن: ۴۴۸۶۸۴۲۸-۰۲۱؛ داورنگار: ۴۴۸۶۵۱۰۵-۰۲۱؛ رایانامه: [mr.momenzadeh@srbiau.ac.ir](mailto:mr.momenzadeh@srbiau.ac.ir)

استفاده از جدول‌ها، روابط و نمودارها در نظر گرفته می‌شود [2] و [3].

در روش ارائه شده توسط این دو پژوهشگر رفتار پوشش تونل خطی در نظر گرفته شده است. در نظر نگرفتن رفتار غیر خطی برای پوشش تونل باعث عدم امکان بازتوزیع نیروها و تغییر شکل‌ها حین زلزله می‌شود. در نتیجه با ترکیب روش فوق و الگوی پیشنهادی سعی و خطای اصلاح سختی پوشش، تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) تعیین و با انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی روی پوشش تونل و با استفاده از روابط موجود برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها و تعمیر آن برای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی، ۴ ضریب رفتار اعوجاجی با توجه به ۲ نوع خاک و ۲ ارتفاع روباره برای تونل با مقطع بیضی ناقص تخمین زده شده است.

برای تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل، رفتار خاک مدلسازی نمی‌شود، اما اثرات اندرکنش خاک و سازه در روابط تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف و منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل لحاظ شده است. با توجه به این‌که تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی برای مدل المان محدود خاک و تونل وقت‌گیر است، هدف اصلی در این مقاله تعیین نیروهای پوشش تونل (نیروی محوری و لنگر خمشی) بدون مدلسازی خاک پیرامون آن با فرض رفتار خطی برای پوشش تونل است. اثرات غیر خطی شدن رفتار تونل در حین زلزله نیز با اعمال ضریب رفتار اعوجاجی لحاظ می‌شود.

در نهایت برای بررسی صحت ضریب رفتارها با استفاده از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS 6-11-1، سه تحلیل دینامیکی غیر خطی سازگار با ساختگاه روی مدل‌های المان محدود خاک و تونل (با فرض رفتار غیر خطی برای خاک و تونل) انجام شده و مقایسه‌ای بین نیروهای اصلاح شده با ضریب رفتار در حالت استاتیکی خطی و نیروهای به وجود آمده در حالت دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، انجام می‌شود.

## ۲- مبانی روش استاتیکی غیرخطی در سازه‌ها

به طور کلی در تحلیل استاتیکی غیر خطی دو پارامتر نقش اساسی دارند؛ به طوری‌که اگر این دو پارامتر به درستی تعیین نشوند صحت تحلیل استاتیکی غیر خطی زیر سوال

- خرابی مفاصل پلاستیک
- گسترش ترک‌های طولی
- تشکیل مفصل پلاستیک در بالا و پایین دیواره

شارما (Sharma) و جوود (Judd) در سال ۱۹۹۰، ۱۹۲ مورد گزارش رفتار سازه‌های زیرزمینی را در برابر ۸۵ زلزله در سراسر جهان مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که آسیب‌پذیری یک سازه‌ی زیرزمینی را می‌توان بر حسب عمق روباره و پارامترهای زلزله‌ی منطقه ارزیابی نمود. همچنین آسیب‌دیدگی و خرابی تونل‌ها با افزایش عمق روباره کاهش می‌یابد [1].

هشاش (Hashash) در سال ۲۰۰۱ در مقاله‌اش به این نکته‌ی مهم اشاره نمود که سازه‌ی تونل باید از نظر شکل‌پذیری و مقاومت در برابر اثرات زلزله بررسی شود. همچنین برای تامین شکل‌پذیری کافی در پوشش تونل در هنگام زلزله، فاکتور کاهش نیرو، معادل شکل‌پذیری تامین شده برای تونل است [2].

با توجه به مواردی که در بالا اشاره شد، می‌توان نتیجه گرفت که اثرات تخریبی زلزله بر تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در سال‌های اخیر، بسیار مورد توجه پژوهشگران در این حوزه قرار گرفته است. شایان ذکر است که در اکثر تحقیقات انجام شده در مورد تونل‌های تحت بارگذاری زلزله، رفتار پوشش تونل خطی در نظر گرفته شده است. در این مقاله با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی برای پوشش تونل، امکان ورود پوشش به محدوده‌ی غیر ارتجاعی در صورت نیاز در حین زلزله فراهم شده است.

اثرات زلزله بر تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی از دو جنبه قابل بررسی است:

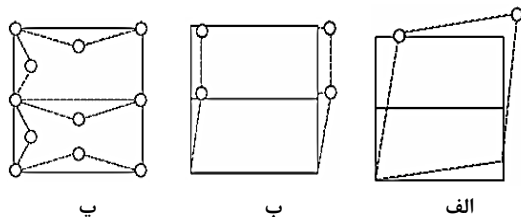
- رفتار طولی تونل
- رفتار اعوجاجی تونل

در این مقاله تنها به اثرات زلزله در مقطع تونل (تحت اعوجاج لرزه‌ای) با مدلسازی کرنش مسطح (Plane Strain) پرداخته شده است. به همین دلیل ضریب رفتاری بدست آمده همان ضریب رفتار اعوجاجی تونل است. علاوه بر این، با استفاده از ترکیب روش پیشنهادی ونگ در سال ۱۹۹۳ و هشاش در سال ۲۰۰۱ برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی تونل، پوشش تونل بدون مدلسازی خاک پیرامون آن تحت آنالیز لرزه‌ای قرار می‌گیرد و اثرات اندرکنش خاک و سازه با

## ۲-۱- منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل

برای تعیین منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی جانبی تونل، انتخاب دقیق الگوی بارگذاری جانبی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. توزیع بار جانبی بر مدل تونل باید تا حد امکان شبیه به آنچه در زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اجزای پوشش تونل ایجاد کند.

برای مثال مونسیس (*Monsees*) و مریت (*Merritt*) در سال ۱۹۹۱، وضعیت تشکیل مفصل پلاستیک در حالت‌های مختلف را برای پروژه‌ی متروی لوس‌آنجلس بررسی کردند. آن‌ها مشخص کردند که در زلزله، طرح ماکزیمم اتصالات (*MDE*) می‌تواند تا حد مفصل پلاستیک کرنش پیدا کند، به شرط آن‌که تشکیل هیچ ترکیبی از مفصل پلاستیک نتواند منجر به تخریب بالقوه شود. شرایط مفصل پلاستیک قابل قبول و غیر قابل قبول برای پروژه‌ی متروی لوس‌آنجلس، در شکل ۱ نمایش داده شده است [6].



شکل ۱- الف: وضعیت قابل قبول دو مفصل پلاستیک

ب: وضعیت قابل قبول دو مفصل پلاستیک

پ: وضعیت غیر قابل قبول سه مفصل در هر عضو [6]

وانگ با بررسی‌های فراوان روی حالت‌های خرابی تونل‌ها در اثر وقوع زلزله، دو الگوی بارگذاری جانبی برای تونل‌هایی که بتوان مقطع آن‌ها را با مستطیل تقریب زد، ارائه داده است. برای تونل‌هایی با عمق زیاد، بیش‌تر اعوجاج به واسطه‌ی نیروهای برشی که در سطوح بیرونی سقف به وجود می‌آید، اعمال می‌شود؛ بنابراین می‌توان بارگذاری را با اعمال یک بار متمرکز در محل اتصال سقف به دیوار ساده‌سازی کرد (شکل ۲- الف)، [3].

برای تونل‌های کم عمق، نیروی برشی پدید آمده در سطح تماس سقف و خاک با کاهش ارتفاع روباره کاهش می‌یابد. نیروی خارجی غالب که موجب تغییر شکل

می‌رود، این دو پارامتر عبارتند از:

- نقطه‌ی عملکرد سازه (تغییر مکان هدف)
- توزیع بار جانبی مطابق با الگوی مدهای خرابی سازه در هنگام وقوع زلزله

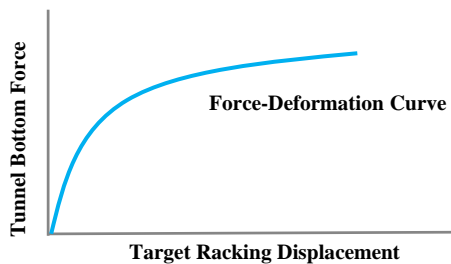
در آیین‌نامه‌ها و نشریات موجود، روابط روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، برای ساختمان‌ها ارائه شده است. در نتیجه برای سازه‌های ویژه نظیر تونل ارائه‌ی الگویی جدید، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [4].

اساس روش تحلیل استاتیکی غیر خطی بدین‌صورت است که ابتدا نیروهای ثقلی به سازه اعمال و سپس بارگذاری جانبی مطابق با بارگذاری لرزه‌ای به سازه اعمال می‌شود؛ بطوری‌که مقدار نیروی جانبی افزایش داده شده و مقادیر عکس‌العمل سازه و تغییر مکان نقطه‌ی اوج سازه به طور مداوم ثبت می‌شود. این عمل تا آن‌جا که اولین المان سازه جاری شود و به صورت مفصل پلاستیک در آید، ادامه می‌یابد. افزایش نیرو پس از این مرحله، سبب بازتوزیع نیروها در سایر اعضا شده و سازه قادر به تحمل نیروی جانبی بیش‌تر می‌شود. نیروی جانبی دوباره افزایش داده می‌شود تا در سایر اعضا نیز مفصل پلاستیک تشکیل شود. در صورتی بارگذاری متوقف می‌شود که شکل‌پذیری یکی از المان‌ها از حد مجاز بیش‌تر شود [5].

وانگ در سال ۱۹۹۳، روابطی را برای تعیین نیروهای ایجاد شده در پوشش تونل در هنگام زلزله ارائه کرده است [3]. هشاش در سال ۲۰۰۱، با تکمیل این روابط و ارائه‌ی نمودارها و جداولی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، روشی کاربردی برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی ارائه نموده است [2]. اساس کار این دو محقق به این صورت بوده است که بدون نیاز به مدلسازی خاک، سازه‌ی تونل به تنهایی مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گیرد و اثرات اندرکنش خاک و سازه با توجه به نوع خاک، بزرگی زلزله، ارتفاع روباره، فاصله‌ی منبع زلزله از سایت، تغییر شکل میدان آزاد تونل لحاظ شود.

در نتیجه، در این پژوهش با ترکیب روش‌های وانگ و هشاش و روش سعی و خطای اصلاح سختی سازه تونل، سعی شده است روشی جامع برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف و منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل ارائه شود.

مکان اعوجاجی تونل (شکل ۳)



شکل ۳- منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل [7]

### ۲-۲- تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف

پس از مشخص شدن منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل، لازم است تعیین شود تحت یک زلزله‌ی مشخص چه تغییر شکلی در سازه‌ی تونل ایجاد می‌شود. بدین منظور باید تغییر شکل اعوجاجی بهینه‌ی تونل تحت اثر خطر لرزه‌ای تعیین شود. با توجه به تفاوت روش اعمال بار لرزه‌ای به تونل، روش تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف نیز متفاوت از ساختمان است. گام‌های روش تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) به شرح ذیل است:

۱- تعیین  $\gamma_{free-field}$  در عمق تونل (گزاره‌ی (۱)):

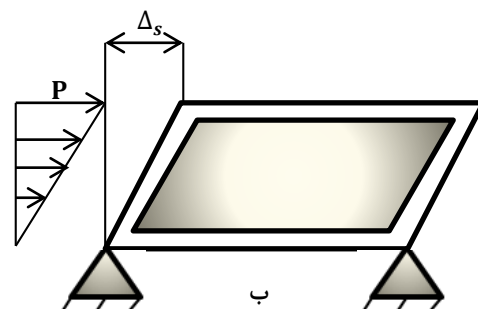
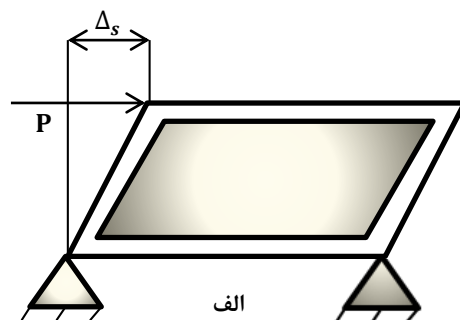
$$\gamma_{free-field} = \frac{V_s}{C_{se}} \quad (1)$$

هشاش برای تعیین  $V_s$ ، نسبت بیش‌ترین سرعت زمین به بیش‌ترین شتاب زمین را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه توسط جداولی محاسبه کرده است. با تعیین این نسبت و داشتن  $PGA$  سطح زمین،  $V_s$  (بیش‌ترین سرعت زمین) تعیین می‌شود. از آنجایی که اثر زلزله با افزایش عمق کاهش می‌یابد، ضرایب جدول ۱ برای تبدیل پارامترهای لرزه‌ای سطح زمین به عمق تونل مورد استفاده قرار می‌گیرد [2].

جدول ۱- نسبت حرکت زمین در عمق به حرکت سطحی

زمین [8]	
نسبت حرکت زمین در عمق به حرکت در سطح زمین	عمق تونل (متر)
۱	کمتر از ۶
۰٫۹	۶-۱۵
۰٫۸	۱۵-۳۰
۰٫۷	بیش‌تر از ۳۰

اعوجاجی می‌شود، تدریجاً از نیروی برشی در سطح تماس سقف و خاک به فشار عمودی وارد بر دیوارها تبدیل می‌شود. در نتیجه یک توزیع فشار مثلثی به مدل اعمال می‌شود (شکل ۲-ب). به طور کلی، مدل توزیع فشار مثلثی مقادیر بحرانی‌تری از ظرفیت خمشی سازه‌ی تونل در اتصالات پایینی ایجاد می‌کند؛ در حالی که روش نیروی متمرکز نیروهای بحرانی‌تری در محل اتصال سقف به دیوار ایجاد می‌نماید [3].



شکل ۲- الف: الگوی بارگذاری جانبی برای تونل‌های عمیق  
ب: الگوی بارگذاری جانبی برای تونل‌های کم‌عمق [3]

با توجه به مطالب بیان شده در این بخش، مراحل تعیین منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل به شرح ذیل است:

- انتخاب مدل رفتاری مناسب برای نشان دادن رفتار غیر خطی پوشش تونل
- اعمال نیروهای ثقلی به پوشش تونل
- اعمال بارگذاری جانبی به سازه‌ی تونل مطابق با الگوهای ارائه شده توسط وانگ (شکل ۲)
- ترسیم نتیجه‌ی حاصل به صورت منحنی نیرو-تغییر

در جدول ۲، نسبت حداکثر دامنه‌ی سرعت ذره‌ای بر شتاب ذره‌ای با توجه به محیط اطراف تونل شامل سنگ، خاک سخت و خاک نرم، بزرگی زلزله و فاصله‌ی منبع تا سایت نشان داده شده است [2].

جدول ۲- نسبت حداکثر دامنه‌ی سرعت ذره‌ای بر شتاب ذره‌ای [2]

نسبت بیش‌ترین سرعت زمین (cm/s) به بیش‌ترین شتاب زمین (g)			بزرگی زلزله	محیط دربرگیرنده‌ی تونل
فاصله‌ی منبع تا سایت (km)				
۰ - ۲۰	۲۰ - ۵۰	۵۰ - ۱۰۰		
۶۶	۷۶	۸۶	۶٫۵	سنگ
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷٫۵	
۱۲۷	۱۴۰	۱۵۲	۸٫۵	
۹۴	۱۰۲	۱۰۹	۶٫۵	خاک سخت
۱۴۰	۱۲۷	۱۵۵	۷٫۵	
۱۸۰	۱۸۸	۱۹۳	۸٫۵	
۱۴۰	۱۳۲	۱۴۲	۶٫۵	خاک نرم
۲۰۸	۱۶۵	۲۰۱	۷٫۵	
۲۶۹	۲۴۴	۲۵۱	۸٫۵	

$$F_{ri} = \frac{G \cdot w}{k_{ci} H} \quad (۴)$$

۵- تعیین نسبت اعوجاج:

$R_r$  را می‌توان از گزاره‌ی (۵) که توسط وانگ (با فرض لغزش کامل) پیشنهاد شده است، بدست آورد. با توجه به اختلاف کم حالت لغزش کامل و عدم لغزش، این روابط برای حالت لغزش کامل ارائه می‌شود [3]:

$$R_{ri} = \frac{4(1 - \nu_m) F_{ri}}{(F_{ri} + 2.5 - 3\nu_m)} \quad (۵)$$

۶- اعمال اعوجاج واقعی به مدل سازه:

$$\Delta_{s(i+1)} = R_{ri} \cdot \Delta_{free-field} \quad (۶)$$

با تعیین تغییر مکان به دست آمده از گام ۶ و استفاده از منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی هدف، مقدار سختی جدید تونل به دست می‌آید و گام‌های ۳ تا ۶ مجدداً تکرار می‌شود تا پس از  $n$  مرحله تکرار، مقدار  $R_r$  در دو مرحله متوالی یکسان و همگرایی حاصل شود. در این صورت سختی واقعی سیستم در اعوجاج زلزله مطابق شکل ۴ تعیین و تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) به دست می‌آید.

### ۳- مراحل تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل

پس از بدست آوردن منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی و تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل)، ضریب رفتار

۲- تعیین تغییر مکان افقی راس به کف تونل با استفاده از  $\gamma_{free-field}$  [2]:

$$\Delta_{free-field} = H \cdot \gamma_{free-field} \quad (۲)$$

۳- تعیین سختی اعوجاجی سازه‌ی تونل:

با استفاده از نرم‌افزار *ABAQUS*، تحلیل استاتیکی غیر خطی روی پوشش تونل انجام شده و منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل رسم می‌شود. به دلیل غیر خطی در نظر گرفتن رفتار سازه‌ی تونل ابتدا بار ثقلی وارد شود. اولین سختی در نظر گرفته شده همان سختی الاستیک است که از شیب بخش خطی منحنی تعیین می‌شود. با توجه به تغییر مکان تعیین شده از گام ۶ (در ادامه) و تعیین نیروی متناظر با این تغییر مکان در منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل و با استفاده از گزاره‌ی (۳)، سختی ثانویه پوشش تونل، تعیین می‌شود [2].

$$K_{si} = \frac{P_i}{\Delta_{si}} \quad (i \geq 2) \quad (۳)$$

۴- تعیین ضریب نرمی (سختی خاک به تونل یا نرمی

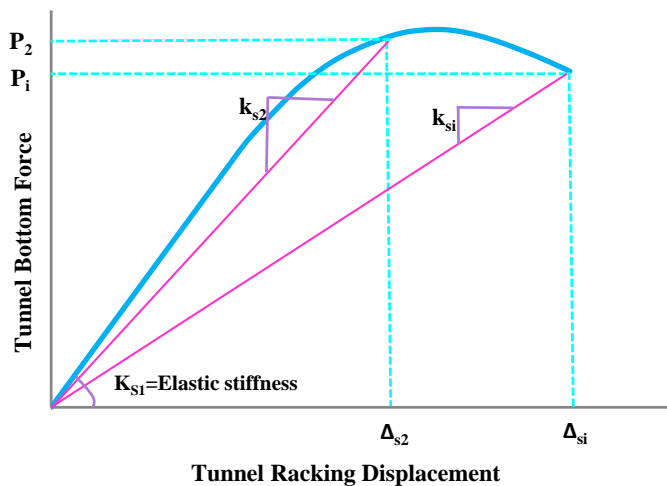
تونل به خاک):

ابتدا باید خاک در محیط میدان آزاد (بدون حضور پوشش) تحت اعوجاج قرار گیرد. سپس تونل به همراه خاک اعوجاج داده می‌شود [2].

لحاظ شده است. بنابراین می‌توان با تعمیم روابط موجود در آئین‌نامه‌ها برای تعیین ضریب رفتار ساختمان، ضریب رفتار اعوجاجی تونل را بدست آورد. در آئین‌نامه‌ی ساختمانی ضریب *ATC-19 (Applied Technology Council)* کاهش نیرو به صورت گزاره‌ی (۷) پیشنهاد شده است [9]:

$$R = R_s R_\mu R_R R_\xi \quad (7)$$

اعوجاجی تونل تعیین می‌شود. همان‌گونه که در بخش‌های پیشین ذکر شد در این مقاله بر مبنای روش وانگ و هشاش، پوشش تونل مانند یک قاب ساختمانی تحت آنالیز الاستاتیکی غیر خطی قرار گرفته و اثرات اندرکنش خاک و سازه با توجه به نوع خاک، بزرگی زلزله، ارتفاع روباره و فاصله‌ی منبع زلزله از سایت، در تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف تونل



شکل ۴- الگوریتم روش سعی و خطای پیشنهادی اصلاح سختی پوشش تونل برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل)

با حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیسم خرابی (گزاره‌ی (۹))، [9]:

$$R_\mu = \frac{c_e \cdot W}{c_y \cdot W} \quad (9)$$

شکل‌پذیری عبارت است از قابلیت تحمل بار به ازای افزایش تغییر مکان غیر خطی بدون فروریزش سازه (گزاره‌ی (۱۰))، [9]:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (10)$$

با مشخص بودن نسبت شکل‌پذیری، از میان تحقیقات انجام شده، گزاره‌های گسترش یافته‌ی نیومارک و هال (Newmark & Hall)، از معتبرترین روابط در زمینه‌ی

تعیین  $R_\mu$  هستند (گزاره‌های (۱۱)، (۱۲) و (۱۳))، [10]:

$$R_\mu(T \leq 0.03 \text{ sec}, \mu) = 1.0 \quad (11)$$

$$R_\mu(0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec}, \mu) = \sqrt{2\mu - 1} \quad (12)$$

$$R_\mu(1.0 \text{ sec} \leq T, \mu) = \mu \quad (13)$$

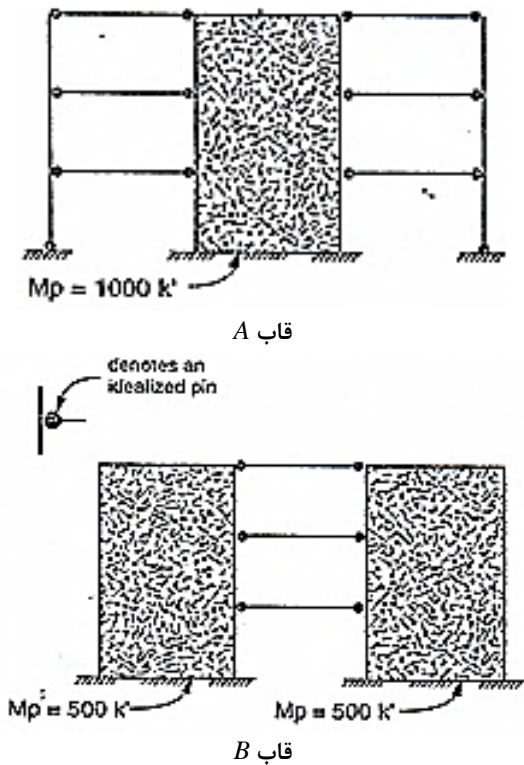
ضریب  $R_R$  کاهش به علت نامعین بودن، است. این ضریب برای لحاظ کردن قابلیت اعتماد سیستم لرزه بر سازه

$R_s$  (ضریب مقاومت افزون) وابسته به بازه‌ی زمانی است که برای لحاظ کردن مقاومت افزون سازه در مقایسه با مقاومت طرح در نظر گرفته می‌شود. به عبارت دیگر این ضریب عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیسم خرابی به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه که به صورت گزاره‌ی (۸) بیان می‌شود. با استفاده از تحلیل الاستاتیکی غیر خطی روی پوشش تونل ضریب مقاومت افزون بدست می‌آید [9]:

$$R_s = \frac{c_y \cdot W}{c_s \cdot W} \quad (8)$$

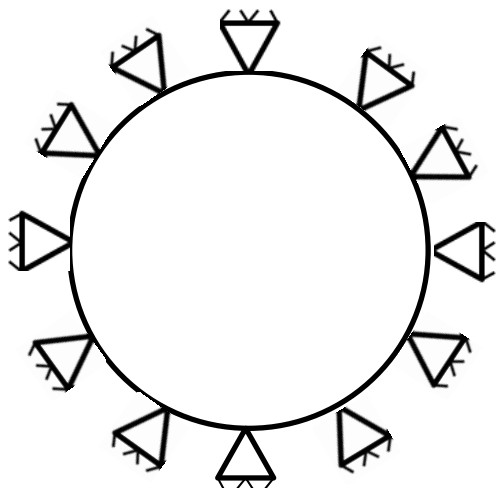
ضریب  $R_\mu$  کاهش در اثر شکل‌پذیری است. ضریب شکل‌پذیری وابسته به تغییر مکان، برای لحاظ کردن ظرفیت شکل‌پذیری سازه در محدوده‌ی غیر خطی در نظر گرفته می‌شود. به عبارت دیگر ضریب کاهش به علت شکل‌پذیری عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند، به نیروی متناظر

گرفته شده است. در شکل ۶ مفهوم ضریب مربوط به نامعینی در تونل‌ها گنجانده شده است.



شکل ۵- بررسی قابلیت اطمینان لرزه‌ای دو قاب بتنی

دارای دیوار برشی [11]



شکل ۶- نامعینی سازه‌ی تونل به دلیل مهارشدگی خاک اطراف

با توجه به تعداد قاب‌های مقاوم در هر راستای سازه به کار برده می‌شود. اگر ۴ خط لرزه‌ای عمودی، معیار مناسبی برای نامعینی در نظر گرفته شود، مواردی که کمتر از ۴ خط عمودی دارند باید نیروهای طراحی بزرگ‌تری در مقایسه با حالت ارائه شده، داشته باشند. منظور از خط لرزه‌ای عمودی، هر گونه سیستم مقاوم‌سازی لرزه‌ای نظیر مهاربند، دیوار برشی، قاب خمشی ویژه است. استفاده از این سیستم‌ها سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه در جهت مورد بررسی شده و در نتیجه، نامعینی سازه نیز بیش‌تر می‌شود.

در جدول ۳ مقادیر پیشنهاد شده برای ضریب نامعینی برحسب تعداد خطوط قاب لرزه‌ای قائم نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در اکثر آئین‌نامه‌های ساختمانی اگر در جهت مورد بررسی، سازه دارای ۴ سیستم لرزه‌بر به بالا باشد، ضریب مربوط به نامعینی برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود [11].

جدول ۳- ضریب مربوط به نامعینی:  $R_R$  [11]

$R_R$	تعداد خطوط قاب لرزه‌بر
۰٫۷۱	۲
۰٫۸۶	۳
۱	۴

برای مثال در شکل ۵ دو نگرش طراحی برای دیوار برشی در دو سیستم سازه‌ای مشابه نشان داده شده است. قاب A دارای یک دیوار با ظرفیت ممان پلاستیک ۱۰۰۰ و قاب B دارای دو دیوار برشی است که هر کدام دارای ظرفیت ممان پلاستیک ۵۰۰ هستند. از نظر قابلیت اطمینان لرزه‌ای، وضعیت قاب B از قاب A مناسب‌تر است، زیرا قاب B دارای دو سیستم دیوار برشی است که سبب می‌شود نیروی زلزله در کل قاب به شکل مطلوب توزیع شود.

در تونل با توجه به مفهوم ضریب مربوط به نامعینی، ضریب  $R_R$  این‌گونه توجیه می‌شود: از آنجائیکه اطراف تونل منطقه‌ی وسیعی خاک یا سنگ قرار گرفته است در نتیجه مهارشدگی و محصورشدگی زیادی اطراف تونل وجود دارد، بنابراین در اطراف تونل بینهایت سیستم مقاوم لرزه‌ای قرار داشته و قابلیت اطمینان لرزه‌ای سیستم بسیار بالا می‌رود. با توجه به مطالب ذکرشده برای تونل‌ها  $R_R = 1$  در نظر

پیشگیری می‌کند. یک پروفیل بیضی ناقص ترکیبی از مقاطع دایره‌ای است. در این پروفیل نسبت انحنای دیواره‌های مجاور باید حداکثر ۵ ( $r_1/r_2 < 5$ ) و کوچک‌ترین شعاع حداکثر ۱٫۵ متر باشد. مشخصات هندسی پروفیل بیضی ناقص مطابق شکل ۸ بر اساس پارامترهای ورودی  $r_1$ ،  $r_2$  و  $r_3$  با استفاده از گزاره‌های (۱۴) تا (۱۸) قابل محاسبه است [13]:

$$\sin \beta = \frac{r_1 - r_2}{r_3 - r_2} \quad (14)$$

$$c = \sqrt{r_3^2 - 2r_2(r_3 - r_1) - r_1^2} \quad (15)$$

$$A = \frac{\pi}{2}r_1^2 + \left(\frac{\pi}{2} - \beta\right)r_2^2 + \beta r_3^2 - (r_1 - r_2)C \quad (16)$$

$$H = r_1 + r_3 - c \quad (17)$$

$$D = 2r_1 \quad (18)$$

در تحلیل استاتیکی که فقط روی پوشش تونل آنالیز لرزه‌ای انجام می‌گیرد، (بدون مدل‌سازی خاک) ضریب رفتار با توجه به توضیحات پیشین، تعیین می‌شود. پوشش بتنی تونل با المان *Solid* با ضخامت ۰٫۳ متر در عمق ۱ متر مدل‌سازی شده است. دو ردیف آرماتور خمشی  $\Phi 20@20cm$  با المان *Wire* مطابق با شکل ۹ در نرم‌افزار *Abaqus* مدل‌سازی شده است.

فرضیات لرزه‌ای استفاده شده برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) و منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی در جدول ۵ آمده است.

$R_{\xi}$  ضریب کاهش به علت میرایی سازه‌ای است. معمولاً میرایی سازه‌ای برابر با ۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. در جدول ۴ مقادیر ضریب میرایی  $R_{\xi}$  برای کاهش پاسخ جابجایی برای سازه‌ها پیشنهاد شده است [12].

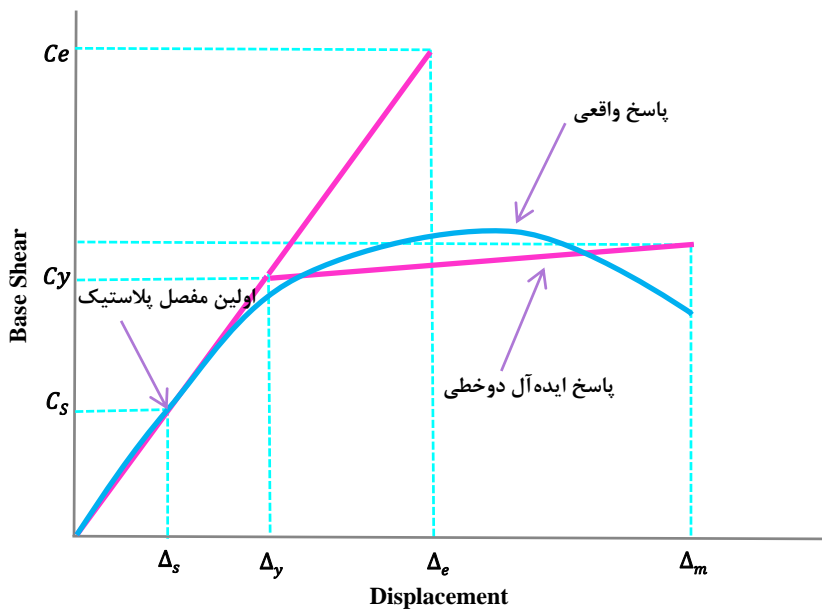
با توجه به اینکه در تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل، پوشش تونل مانند یک قاب بتن‌آرمه‌ی یک دهانه‌ی ساختمانی تحت آنالیز لرزه‌ای قرار می‌گیرد؛ بنابراین برای تونل‌ها  $R_{\xi} = 1$  در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۷، رفتار کلی سازه و حالت ایده‌آل آن همراه با پارامترهای مختلف تعیین ضریب رفتار سازه‌ها نشان شده است.

جدول ۴- ضریب کاهش به علت میرایی  $R_{\xi}$  [12]

ضریب میرایی $R_{\xi}$ / %	۲	۵	۱۰
<i>IBC-94 (International Building Code)</i>	۰٫۸	۱	۱٫۲
<i>Wu and Hanson</i>	-	۱	۱٫۱۹

#### ۴- تشریح مدل (مشخصات مصالح و هندسه در حالت استاتیکی)

استفاده از پروفیل بیضی ناقص در ساخت تونل‌ها، به دلیل قوس ایجاد شده در کف تونل، از ایجاد تمرکز تنش در این ناحیه



شکل ۷- منحنی برش پایه بر حسب جابجایی بر اثر بار جانبی افزایشنده همراه با پارامترهای تعیین ضریب رفتار [11]



پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیر خطی بتن شبیه‌سازی می‌شود. مشخصات پلاستیک بتن در جدول ۶ و مشخصات الاستیک مصالح فولاد و بتن پوشش تونل در جدول ۷ آورده شده است.

جدول ۶- مشخصات پلاستیک بتن در مدل رفتاری پلاستیک آسیب‌دیده

مقدار	پارامتر
۲۰	زاویه‌ی اتساع بتن: $\Psi$
۰٫۱	خروج از مرکز بتن: $\epsilon$
۱٫۱۶	نسبت تنش تسلیم فشاری دوحوره به تک‌محوره: $f_{bo}/f_{co}$
۰٫۶۶۷	نسبت تنش ثانویه به ماکزیم مقدار کشش: $K$
۰٫۱	پارامتر ویسکوزیته در معادلات تعادل بتن: $\mu$

جدول ۷- مشخصات الاستیک آرماتورها و بتن پوشش تونل

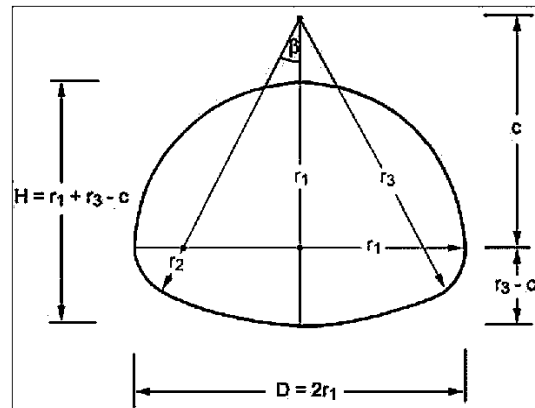
پارامتر	واحد	بتن	آرماتورها
ضریب پواسون	-	۰٫۲	۰٫۳
جرم مخصوص	$(kg/m^3)$	۲۲۵۰	۷۸۵۰
مدول الاستیسیته	$(GN/m^2)$	۲۰٫۶۴	۲۱۰

### ۵- تشریح مدل (مشخصات مصالح و هندسه در حالت دینامیکی

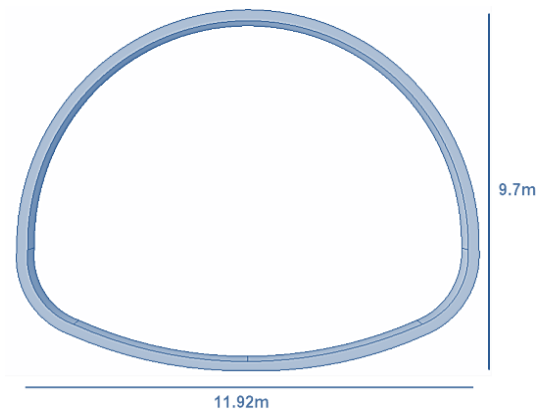
در تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، مجموعه‌ی خاک و سازه با المان *Plane Strain* در *Abaqus* مدلسازی شده و تحت اثر سه رکورد زلزله قرار می‌گیرند. مشخصات خطی و غیر خطی بتن و فولاد همانند حالت استاتیکی است. در مدلسازی خاک‌ها، مدل غیر خطی موهر کلمب مطابق با جدول ۸ استفاده شده است. لازم به ذکر است که هر یک از خاک‌های *A* و *B*، با دو ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متری مدلسازی شده‌اند.

جدول ۸- مشخصات خاک مطابق مدل موهر کلمب

پارامتر	واحد	خاک A	خاک B
ضریب پواسون	-	۰٫۳	۰٫۴۲
جرم مخصوص	$kg/m^3$	۲۰۰۰	۱۷۹۰
مدول الاستیسیته	$GN/m^2$	۱٫۰۵	۰٫۲۲۴
زاویه‌ی اصطکاک	درجه	۳۰	۲۷



شکل ۸- مشخصات هندسی یک پروفیل بیضی ناقص [13]



شکل ۹- هندسه‌ی تونل با مقطع بیضی ناقص در *Abaqus*

جدول ۵- فرضیات زلزله‌ی مورد بررسی در تحلیل استاتیکی [2]

مقدار	پارامتر
۷	بزرگی زلزله
۰٫۶۵g	PGA سطح زمین (MCE)
۲۵	فاصله‌ی گسل‌های لرزه‌ای (Km)
ایمنی جانی	سطح عملکرد زلزله

برای تعریف مشخصات مصالح غیر خطی پوشش بتن‌آرمه‌ی تونل در *Abaqus* از مدل رفتاری پلاستیک آسیب‌دیده (*Concrete Damage Plasticity*) استفاده شده است. این مدل رفتاری پیچیده‌ترین و پرکاربردترین مدل، برای مدلسازی بتن در این نرم‌افزار است. در این مدل با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب‌دیده‌ی ایزوتروپیک و

سید (Seed) در سال ۱۹۸۶ نمودارهایی را برای خاک‌های مختلف ارائه داده است. در این نمودارها، درصد میرایی بر اساس کرنش برشی خاک قابل محاسبه است. در شکل ۱۰ منحنی  $G/G_0 - \gamma$  و  $D - \gamma$  برای خاک‌های مختلف توسط سید ارائه شده است [15].

برای انجام آنالیزهای خاک-سازه نیاز به ماتریس میرایی خاک است. ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  ماتریس میرایی، مطابق روش رایلی محاسبه شده است [16].

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k] \quad (20)$$

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (21)$$

مقادیر  $\alpha$ ،  $\beta$  درصد میرایی، فرکانس‌های مود اول مدل المان محدود خاک و تونل با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر در جدول ۹ آورده شده است.

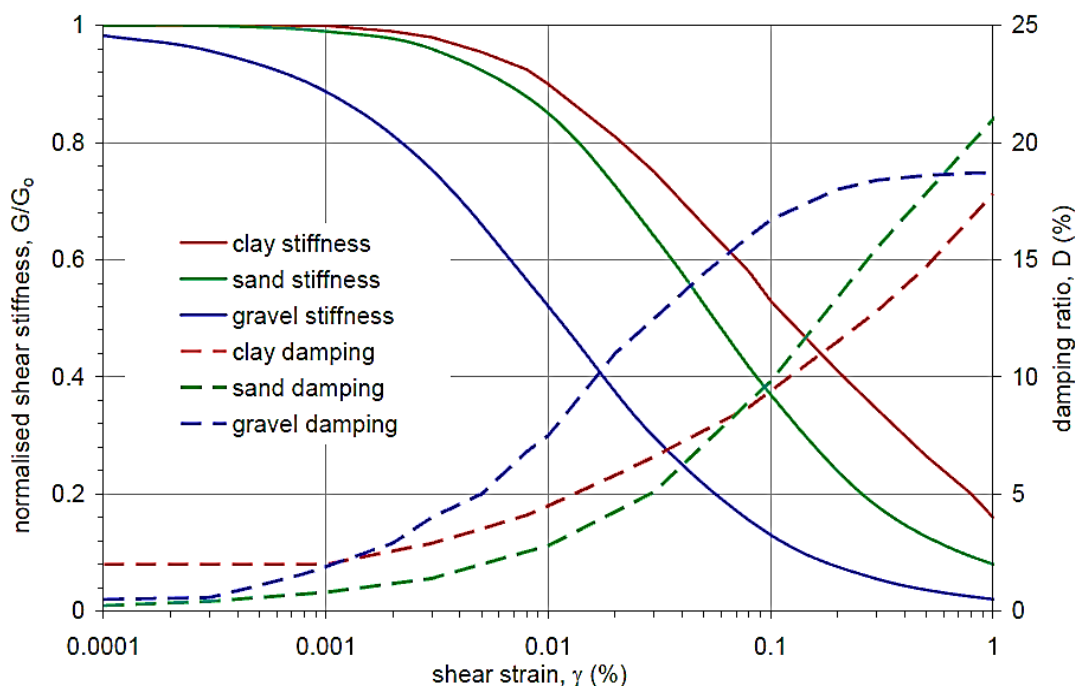
همچنین باید دقت شود در تحلیل‌های دینامیکی مدول الاستیسیته‌ی دینامیکی خاک مطابق گزاره‌ی (۱۹) در آنالیز به کار رود:

$$E_{Dynamic} = 2(1 + \nu)\rho_c Cse^2 \quad (19)$$

رفتار دینامیکی خاک‌ها تحت بارگذاری‌های دینامیکی به خصوص زلزله تحت تاثیر تنش‌های رفت و برگشتی قرار می‌گیرد. این تنش‌ها سبب ایجاد تغییر شکل‌هایی با اندازه‌های مختلف در خاک‌ها می‌شود. رفتار خاک‌ها در اثر اعمال این تنش‌ها متاثر از عوامل زیر است:

- سطح کرنش برشی اعمالی به خاک
- تعداد تکرار بارگذاری
- سرعت یا فرکانس بارگذاری

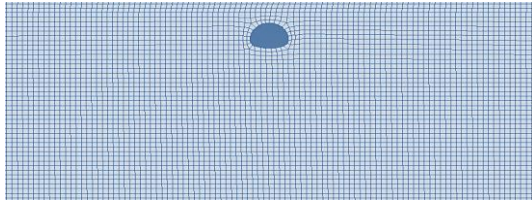
البته باید توجه داشت که عوامل فوق مربوط به ویژگی‌های بارگذاری هستند و رفتار خاک علاوه بر عوامل فوق به خصوصیات و نوع خاک نیز بستگی دارد [14].



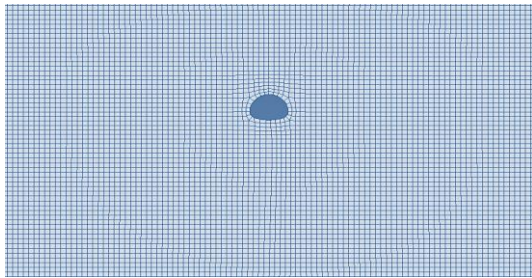
شکل ۱۰- منحنی  $G/G_0 - \gamma$  و  $D - \gamma$  برای خاک‌های مختلف [15]

شرایط مرزی ویژه، امواج روی مرزهای مدل به خاطر اغتشاش بازتابش خواهد نمود. برای پیشگیری از این بازتابش‌های کاذب، مرزهای جاذب مشخص می‌شوند. روش‌های مختلفی برای اعمال مرز جاذب انرژی وجود دارد.

زلزله با تحمیل کردن تغییر مکان‌های مقرر شده در مرز پایین مدل المان محدود خاک و سازه، شبیه‌سازی می‌شود. شرایط ویژه‌ای برای به حساب آوردن خاک به عنوان یک محیط نیمه‌بینهایت، تعریف می‌شود. بدون این



شکل ۱۱- مدل المان محدود تونل و خاک در عمق ۵ متری



شکل ۱۲- مدل المان محدود تونل و خاک در عمق ۲۰ متری

#### ۶- مشخصات رکوردهای زلزله

برای یکسان‌سازی محاسبات استاتیکی و دینامیکی، در انتخاب رکوردها باید به این نکته توجه داشت که بزرگی و فاصله‌ی منبع زلزله تا سایت با مقادیر جدول ۵ هماهنگی داشته باشد. مشخصات زلزله‌های متناظر با ساختگاه انتخاب شده در جدول ۱۰ آورده شده است. از طرف دیگر به علت انتشار زلزله در سنگ بستر لرزه‌ای در مدل المان محدود، مشخصات زلزله‌ی سنگ بستر برای حالت خاک سخت تعیین و مقدار شتاب به گونه‌ای مقیاس شده تا شتاب سطح زمین در مدل برابر با  $0.65g$  شود. در این صورت شرایط مدلسازی در حالت دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی با محاسبات استاتیکی یکسان می‌شود. تاریخچه‌ی زمانی شتاب رکوردهای *Gazli* و *Manjil* و *Cape Mendocino* در شکل ۱۳، ۱۴ و شکل ۱۵ آورده شده است.

جدول ۱۰- مشخصات رکوردهای زلزله

پارامتر	<i>Gazli</i>	<i>Manjil</i>	<i>Cape Mendocino</i>
$M_w$ (Earthquake Magnitude)	۶٫۸	۷٫۴	۷
PGA (g)	۰٫۶۱	۰٫۵۱	۰٫۶۲
PGV (m/s)	۶۱٫۵	۴۳٫۸	۶۹٫۲
Source-to-Site Distance (km)	۲۲٫۵	۳۱٫۱	۲۸٫۱
Duration (sec)	۱۶٫۲	۵۳	۱۸٫۳
Year	۱۹۷۶	۱۹۹۰	۱۹۹۲

یکی از این روش‌ها، مرز ویسکوز (میرایی هندسی) است. در این روش المان‌های میراگر در مرزها قرار داده می‌شود. ضریب این المان‌های میراگر به صورت گزاره‌های (۲۲) و (۲۳) تعریف می‌شود [17].

$$F_d = C_d \cdot \dot{u} \quad (22)$$

$$C_d = \rho \cdot Cse \cdot A \quad (23)$$

جدول ۹- مقادیر  $\alpha$  و  $\beta$  ماتریس میرایی خاک‌های *A* و *B*

پارامتر	ارتفاع روباره: ۵ متر		ارتفاع روباره: ۲۰ متر	
	خاک <i>A</i>	خاک <i>B</i>	خاک <i>A</i>	خاک <i>B</i>
$\alpha$	۰٫۱۱۳۴	۰٫۰۹۷	۰٫۱۰۵۶	۰٫۰۸۳
$\beta$	۰٫۰۱۲۵	۰٫۰۰۸۷	۰٫۰۱۴۶	۰٫۰۰۹۸
میرایی (%)	۴	۵	۴	۵
فرکانس مدل: مود اول (Hz)	۰٫۳۴	۱٫۴۷۵	۰٫۴۱	۱٫۷۲

با توجه به این‌که اطراف سازه‌های زیرزمینی خاک وجود دارد، سطح مشترک (*Interface*) خاک و سازه باید به درستی تعریف شود. اصطکاک بین خاک و سازه از دو رفتار نرمال و برشی تشکیل شده است. روش اصطکاک تعریف شده در مدل‌ها روش کلمب است که در آن ضریب اصطکاک را با تقریب خوبی برابر با  $0.6 \tan \varphi$  در نظر گرفته و از طرفی کشش بین خاک و تونل نیز حذف می‌شود [۱۸].

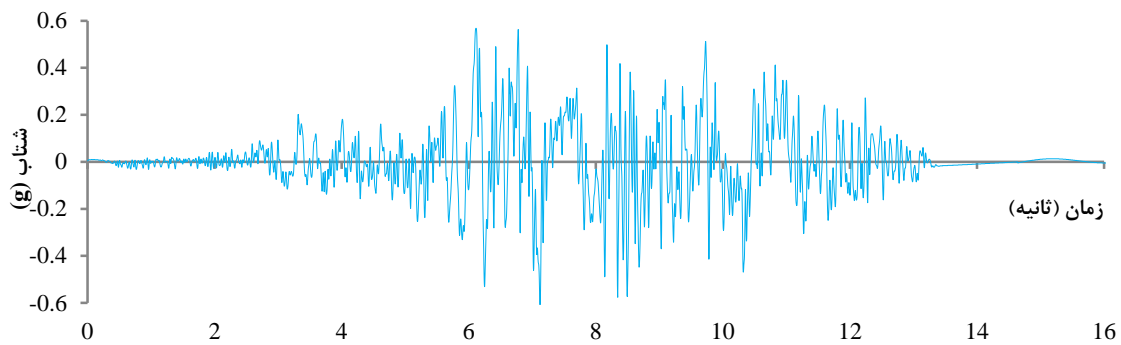
در مدلسازی وزن خاک نیز باید دقت شود که وزن خاک به صورت یکنواخت به تونل وارد نشود، بلکه به صورت میدان تنش ژئواستاتیک تعریف شود تا نتایج به واقعیت نزدیک‌تر باشد. ابعاد خاک مدلسازی شده برای مدل المان محدود با ارتفاع روباره‌ی ۵ متر،  $۱۰۰ \times ۴۵$  متر مربع و برای مدل المان محدود با ارتفاع روباره‌ی ۲۰ متر،  $۱۰۰ \times ۶۰$  متر مربع در نظر گرفته شده است.

پیش از مش‌بندی مدل‌های المان محدود خاک و تونل، باید آنالیز همگرایی مش انجام و ابعاد مش بهینه تعیین شود. پس از انجام آنالیز همگرایی مش روی تغییر مکان‌ها ابعاد مش بهینه برای المان‌های پوشش تونل و خاک به ترتیب ۰٫۱ و ۱ متر بدست آمده است. در شکل ۱۱ و شکل ۱۲، مدل‌های المان محدود خاک و تونل با ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متر نشان داده شده است.

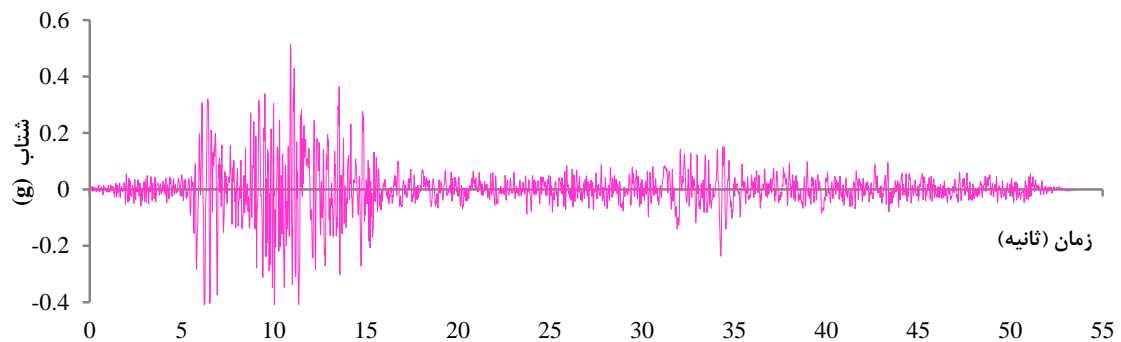
## ۷- نتایج محاسبات تغییر مکان اعوجاجی هدف و منحنی نیرو-تغییر شکل تونل

با توجه به روش ارائه شده برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) که در بخش ۲ بیان شد، پس از ۳ بار تکرار محاسبات اصلاح سختی سازه‌ی تونل، تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) تعیین می‌شود. نتایج حاصل از محاسبات همگرایی تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) با ارتفاع روباره ۵ و ۲۰ متر در جدول ۱۱ آمده است. برای اینکه بتوان پارامترهای ضریب رفتار اعوجاجی را از منحنی نیرو-تغییر

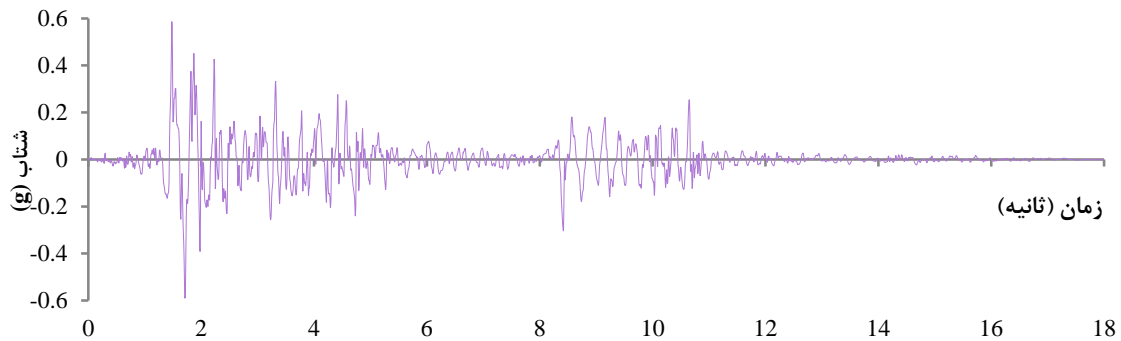
شکل اعوجاجی تونل بدست آورد، باید این منحنی را با یک منحنی چندخطی ایده‌آل تقریب زد. با استفاده از روش *FEMA-356* (*Federal Emergency Management Agency*) منحنی‌های نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل با یک منحنی دوخطی تقریب زده می‌شود. با انجام آنالیزهای استاتیکی غیر خطی بر روی پوشش تونل، منحنی‌های نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل همراه با پارامترهایی از ضریب رفتار که از طریق این منحنی‌ها محاسبه می‌شوند، در شکل ۱۶، شکل ۱۷، شکل ۱۸ و شکل ۱۹ قابل مشاهده است.



شکل ۱۳- رکورد تاریخی‌چهی زمانی شتاب زلزله‌ی *Gazli*



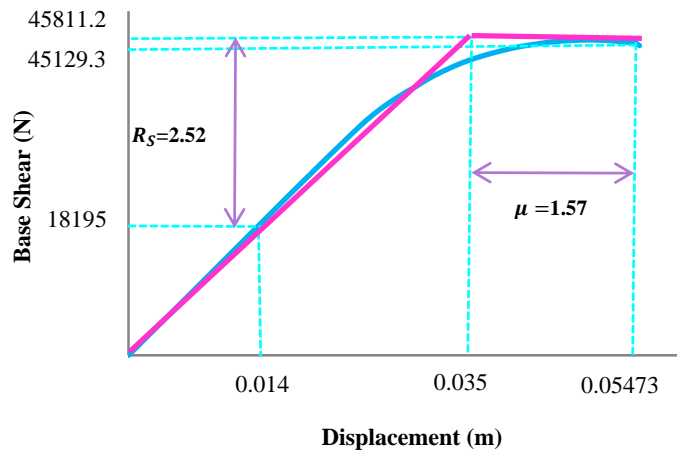
شکل ۱۴- رکورد تاریخی‌چهی زمانی شتاب زلزله‌ی *Manjil*



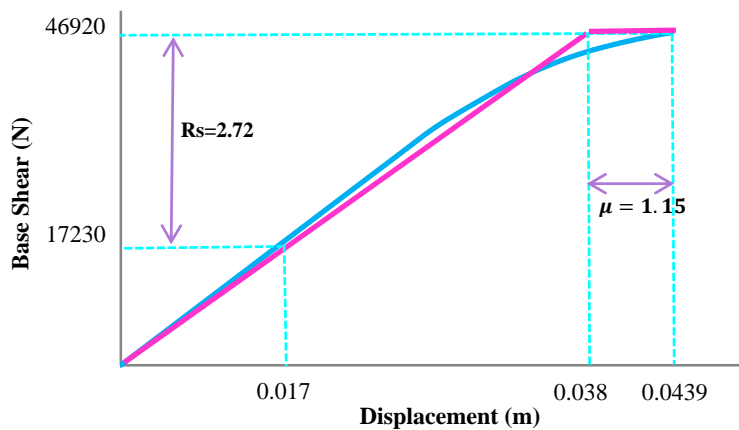
شکل ۱۵- رکورد تاریخی‌چهی زمانی شتاب زلزله‌ی *Cape Mendocino*

جدول ۱۱- نتایج محاسبات همگرایی تغییر شکل اعوجاجی بهینه‌ی تونل

ارتفاع روباره: ۲۰ متر		ارتفاع روباره: ۵ متر		پارامتر
خاک A	خاک B	خاک B	خاک A	
۰,۰۰۵۶	۰,۰۰۱۶	۰,۰۰۷	۰,۰۰۲	$V_{free-field}$
۵۵	۱۵,۷۳	۶۲	۱۹,۶	$\Delta_{free-field} (mm)$
۱۲۰,۶۶	۱۲۷۴,۹	۹۳۷,۱	۱۲۶۰	$K_1 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
۱۲۵,۱۶	۴۳,۷۸	۱۴۱,۷	۵۴,۶۵	$\Delta_{S2} (mm)$
۳۵۰,۴	۱۰۶۹,۵	۲۹۱,۵	۸۲۸,۲	$K_2 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
۱۲۷,۰۳	۴۳,۸۹	۱۴۳,۲	۵۴,۷۳	$\Delta_{S3} (mm)$
۳۴۹	۱۰۶۶	۲۸۹,۷	۸۲۴,۶	$K_3 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
۱۲۶,۸	۴۳,۸۹	۱۴۳,۲۶	۵۴,۷۲	تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل)

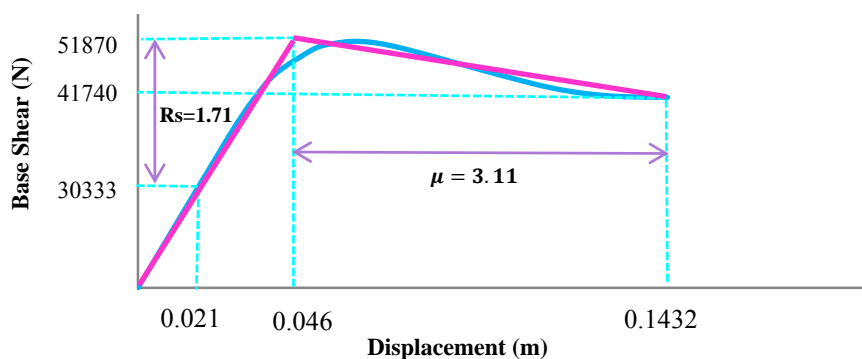


شکل ۱۶- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک A، ارتفاع روباره: ۵ متر)

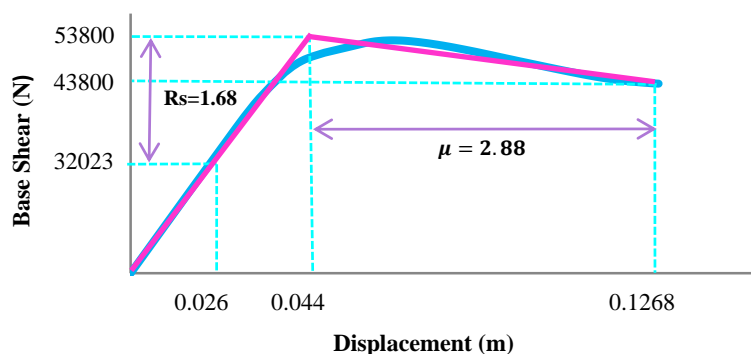


شکل ۱۷- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک A، ارتفاع روباره: ۲۰ متر)

تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه: ص ۱۰۱-۱۲۰



شکل ۱۸- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک B، ارتفاع روباره: ۵ متر)



شکل ۱۹- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک B، ارتفاع روباره: ۲۰ متر)

شود که معیار فروریزش پوشش تونل چیست؟ همان گونه که در بخش ۲ ذکر شد، در این مقاله پوشش تونل مانند یک قاب بتن آرمه‌ی ساختمانی (بدون مدلسازی خاک) تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار گرفته و اثرات اندرکنش خاک و سازه در محاسبات لحاظ شده است. اگر تونل مانند یک قاب فرض شود که در آن نظیر ستون‌ها نیروی محوری زیادی وجود دارد، بر طبق جدول‌های موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌توان معیار فروریزش را بر اساس عرض ترک در قاب بتنی تعیین نمود. با توجه به هدف اصلی این پژوهش یعنی تعیین متدولوژی، تعیین معیار فروریزش لرزه‌ای تنها برای مدل المان محدود خاک و تونل در خاک B و با ارتفاع روباره‌ی ۵ متر تحت رکورد زلزله‌ی *Manjil* (به عبارت بهتر بحرانی‌ترین سناریو: خاک ضعیف‌تر، ارتفاع روباره‌ی کمتر و قوی‌ترین زلزله) بررسی می‌شود. با توجه به تحلیل انجام شده روی مدل المان محدود خاک و تونل بیش‌ترین عرض

#### ۸- تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل

پس از بدست آوردن منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی، پارامترهای شکل‌پذیری ( $\mu$ ) و ضریب مقاومت افزون ( $R_s$ ) به طور مستقیم از این منحنی برآورد می‌شود. برای تعیین ضریب کاهش به علت شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) نیز از روابط نیومارک و هال استفاده شده است [10]. با انجام تحلیل مودال بر روی مدل، پریود سازه‌ی تونل در مود اول (پریود غالب)، برابر با  $T=0.51s$  بدست آمده و با داشتن پریود، می‌توان  $R_{\mu}$  را بدست آورد. سایر پارامترها از روی روابط شرح داده شده در بخش ۳ بدست می‌آیند. پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه‌ی ضریب رفتار تونل در خاک‌های A و B با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر در جدول ۱۲ آورده شده است.

#### ۹- معیار فروریزش و آسیب سازه‌ی تونل

از آنجایی که برای تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل از یک مدل غیر خطی برای پوشش استفاده شده است، باید بررسی

ترک، ۳/۸ میلی‌متر بدست آمده است. مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌توان ترک‌های بیش‌تر از ۳ میلی‌متر را به عنوان حد فروریزش سازه‌ی بتنی در نظر گرفت [۱۹]، [۲۰].

جدول ۱۲- پارامترهای محاسبه‌ی ضریب رفتار تونل با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر

پارامتر	ارتفاع روباره: ۵ متر		ارتفاع روباره: ۲۰ متر	
	خاک A	خاک B	خاک A	خاک B
مختصات نقطه‌ی تسلیم ( $m$ و $kN$ )	(۰/۰۳۵ و ۴۵/۸)	(۰/۰۴۶ و ۵۱/۹)	(۰/۰۳۸ و ۶۵/۹)	(۰/۰۴۴ و ۵۳/۸)
مختصات محل تشکیل اولین مفصل خمیری ( $m$ و $kN$ )	(۰/۰۱۴ و ۱۸/۲)	(۰/۰۲۱ و ۳۰/۳)	(۰/۰۱۷ و ۱۹/۲)	(۰/۰۲۶ و ۳۲/۱)
$\mu$	۱/۵۷	۳/۱۱	۱/۱۵	۲/۸۸
$R_s$	۲/۵۲	۱/۷۱	۲/۷۲	۱/۶۸
$R_\mu$	۱/۴۶	۲/۲۸	۱/۱۴	۲/۱۸
$R_R$	۱	۱	۱	۱
$R_\xi$	۱	۱	۱	۱
$R$	۳/۶۸	۳/۹	۳/۱	۳/۶۶

تعریف شده است، این مقدار خطا قابل پذیرش است. از طرفی بخشی از خطای به وجود آمده بین نتایج استاتیکی خطی اعمال شده با ضریب رفتار و دینامیکی غیر خطی ناشی از بحث عدم قطعیت در مهندسی زلزله است. چنانچه تعداد زلزله‌های سازگار با شرایط استاتیکی بیش‌تر شود مقداری از خطا کاسته می‌شود. بخش دیگر خطای به وجود آمده ناشی از روش تحلیل انتخاب شده، است.

در شکل ۲۰، شکل ۲۱، شکل ۲۲ و شکل ۲۳ مقایسه‌ای بین نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش تونل در حالت استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار و استاتیکی خطی با اعمال ضریب رفتار و میانگین پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی تحت سه رکورد زلزله‌ی *Gazli*، *Manjil* و *Cape Mendocino* برای خاک‌های A و B انجام شده است.

با دقت در این شکل‌ها، مشاهده می‌شود که در صورت انجام تحلیل استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار برای تونل‌ها، نتایج نیروهای ایجاد شده روی پوشش تونل بسیار محافظه‌کارانه است. در صورتی که با اعمال ضریب رفتارهای تعیین شده در این مقاله می‌توان تا حد زیادی پاسخ استاتیکی خطی را به پاسخ دینامیکی غیر خطی دقیق در هنگام زلزله نزدیک نمود.

#### ۱۰- مقایسه‌ی پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار

پس از تعیین ضریب رفتار اعوجاجی برای تونل، باید با معیاری مناسب برای سنجیدن صحت این ضریب رفتار (حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی) انتخاب کرد. بنابراین با استفاده از سه تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی سازگار با ساختگاه، صحت ضریب رفتارهای بدست آمده، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به این صورت که باید مقایسه‌ای بین نیروی محوری، لنگر خمشی پوشش تونل در حالت دینامیکی غیر خطی تاریخچه‌ی زمانی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار، انجام گیرد.

در جدول ۱۳ و جدول ۱۴ به ترتیب مقایسه‌ای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی پوشش تونل، تحت رکورد های *Gazli*، *Manjil* و *Cape Mendocino* برای خاک‌های A و B انجام شده است. با دقت در این جدول‌ها، کمترین و بیش‌ترین خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و میانگین سه رکورد دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی ۳ درصد و ۲۱ درصد بدست آمده است. با توجه به این‌که رفتار غیر خطی با همه‌ی پیچیدگی‌ها، تنها با یک سری رفتار در مدل استاتیکی خطی

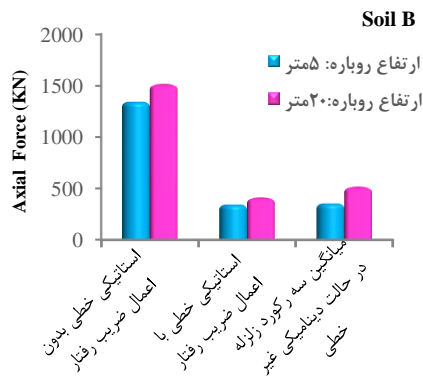
تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه: ص ۱۰۱-۱۲۰

جدول ۱۳- مقایسه‌ی پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار تونل برای خاک A

ارتفاع روباره		۲۰ متر		۵ متر	
نیروهای روی پوشش تونل		بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)	بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)
پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با اعمال ضریب رفتار		۴۲۱	۶۱۵	۲۹۷	۴۹۴
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Gazli</i>		۴۵۷	۶۴۴	۲۹۵	۵۱۲
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Manjil</i>		۴۸۳	۷۳۷	۴۲۴	۵۵۴
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Cape Mendocino</i>		۴۱۷	۶۱۵	۲۷۵	۴۸۴
میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله		۴۵۲	۶۶۵	۳۳۱	۵۱۷
خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اعمال شده با ضریب رفتار و میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله (%)		۷	۸	۱۱	۵

جدول ۱۴- مقایسه‌ی پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار تونل برای خاک B

ارتفاع روباره		۲۰ متر		۵ متر	
نیروهای روی پوشش تونل		بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)	بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)
پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با اعمال ضریب رفتار		۲۶۴	۴۱۵	۱۹۵	۳۴۵
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Gazli</i>		۳۴۳	۵۰۴	۲۴۵	۳۷۲
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Manjil</i>		۳۷۳	۵۶۲	۲۹۲	۳۹۶
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Cape Mendocino</i>		۲۲۶	۴۹۴	۱۹۷	۲۹۶
میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله		۳۱۴	۵۲۰	۲۴۵	۳۵۵
خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اعمال شده با ضریب رفتار و میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله (%)		۱۶	۲۰	۲۱	۳

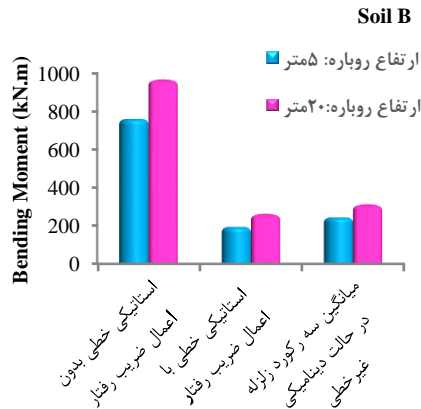


شکل ۲۱- مقایسه‌ی نیروی محوری پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک B

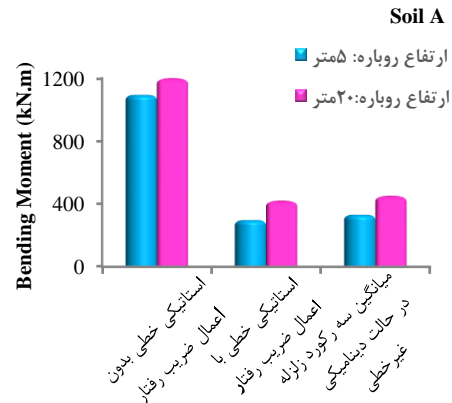


شکل ۲۰- مقایسه‌ی نیروی محوری پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک A





شکل ۲۳- مقایسه‌ی لنگر خمشی پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک B



شکل ۲۲- مقایسه‌ی لنگر خمشی پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک A

که در تعیین تغییر مکان هدف (ساختمان) موثر است، عبارتند از: زمان تناوب سازه، الگوی بارگذاری جانبی مطابق با مدهای خرابی سازه هنگام وقوع زلزله، رفتار غیر ارتجاعی سازه، سطح فروریزش سازه. با توجه به روش ارائه شده در این مقاله برای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی علاوه بر عوامل فوق، پارامترهایی مانند نوع خاک، ارتفاع روباره، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه هم در تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف در نظر گرفته شده است.

۵- ضریب رفتارهای اعوجاجی تونل برای خاک A با ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متر به ترتیب برابر با ۳/۶۸ و ۳/۱ و برای خاک B با ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متر به ترتیب برابر با ۳/۹ و ۳/۶۶ بدست آمده است. بنابراین با افزایش ارتفاع روباره ضریب رفتار تونل کاهش می‌یابد. کاهش اثرات زلزله مهم‌ترین علت این امر است. همچنین در این حالت پوشش تونل کمتر به محدوده‌ی غیر خطی وارد می‌شود.

۶- در بخشی از دستورالعمل ۲۸۰۰، ضریب رفتار برای سازه‌های غیر ساختمانی ۳/۵ در نظر گرفته شده است. ضریب رفتارهایی که در این مقاله محاسبه شده است، بر حسب ارتفاع روباره، هندسه‌ی تونل و نوع خاک بین ۳ تا ۴ متغیر است. بنابراین نتیجه‌ی ارائه شده در این مقاله با دستورالعمل ۲۸۰۰ تا حدود زیادی مطابقت دارد.

۷- اگر محیط پیرامون تونل به جای خاک، سنگ باشد، یعنی سختی محیط پیرامون تونل بسیار بالا باشد، به دلیل کاهش اثر زلزله، شکل‌پذیری پوشش تونل کاهش

### ۱۱- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با استفاده از ترکیب روش‌های پیشنهادی وانگ (۱۹۹۳) و هشاش (۲۰۰۰) برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی تونل، همچنین بکارگیری یک روش جدید پیشنهادی برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) و با استفاده از مبانی ضریب رفتار و تعمیم آن برای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی، ۴ ضریب رفتار اعوجاجی برای یک تونل با مقطع بیضی ناقص بدست آمد. با استناد به روابط تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی انجام شده بر روی مدل‌های المان محدود خاک و تونل، برای دو نوع خاک A و B با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر نتایج زیر بدست آمده است:

۱- خاک نسبتاً سخت A دارای سرعت موج برشی  $Cse = 450 \text{ m/s}$  و خاک نرم B با سرعت موج برشی  $Cse = 210 \text{ m/s}$  است. هر چه خاک اطراف تونل نرم‌تر باشد، شکل‌پذیری محیط پیرامون تونل بیشتر، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری تونل بزرگ‌تر و در نتیجه ضریب رفتار افزایش خواهد یافت.

۲- با افزایش عمق روباره،  $\gamma_{free-field}$  (کرنش برشی میدان آزاد) کاهش یافته و در نتیجه تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) کاهش می‌یابد.

۳- هر چه سرعت موج برشی خاک کمتر باشد (خاک نرم‌تر) تغییر مکان اعوجاجی هدف بیشتر می‌شود.

۴- مطابق با آنچه در FEMA-356 آمده است، عواملی

استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و میانگین سه رکورد دینامیکی غیر خطی که ۲۱ درصد است، می‌توان نتیجه گرفت که با ضریب اطمینان ۱/۲ نتایج ارائه شده در این مقاله با دقت خوبی نزدیک به پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی واقعی در حین زلزله است.

- به دلیل عدم قطعیت در بحث مهندسی زلزله، هر چه تعداد زلزله‌های مورد بررسی با مشخصات ساختگاه مورد نظر بیش‌تر باشد، خطای بین پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی کمتر می‌شود.

۱۰- نتایج این تحقیق نشان می‌دهد، در صورت انجام تحلیل استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار برای تونل‌ها، نتایج نیروهای ایجاد شده روی پوشش تونل بسیار محافظه‌کارانه خواهد بود. با اعمال ضریب رفتارهای تعیین شده در این مقاله می‌توان پاسخ استاتیکی را به پاسخ دقیق نزدیک نمود.

۱۱- از آنجایی که تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی به دلیل وقت‌گیر بودن و پیچیدگی در روند مدلسازی همیشه در دسترس نیست، روشی که برای تعیین ضریب رفتار در این مقاله ارائه شده است، می‌تواند جایگزین مناسبی برای تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی باشد.

شدید داشته و در چنین شرایطی برای مقطع تونل در نظر گرفته شده، ضریب رفتار، عددی نزدیک به ۱ بدست می‌آید. در این حالت باید دقت داشت که پوشش تونل در زمین‌های سنگی معمولاً ضعیف‌تر از پوشش تونل در خاک است. بنابراین لازم است برای این تیپ تونل‌ها بررسی جداگانه‌ای صورت گیرد.

۸- با توجه به این‌که مبنای انتخاب رکورد زلزله، بر پایه‌ی همسان‌سازی محاسبات استاتیکی و دینامیکی است، در این تحقیق زلزله‌هایی با  $M_{w} \sim 7$  و فاصله‌ی منبع تا سایت کمتر از ۲۰ کیلومتر مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتارهایی هم که در تحلیل استاتیکی غیر خطی برای تونل بدست آمده است، بر پایه‌ی چنین زلزله‌هایی است.

۹- در مقایسه‌ی بین نیروی محوری و لنگر خمشی تونل در حالت استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و سه تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه‌ی زمانی نتایج زیر مشاهده شده است:

- کمترین و بیش‌ترین خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و میانگین سه رکورد دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، به ترتیب ۳ و ۲۱ درصد است.
- با توجه به بیش‌ترین خطای ایجاد شده بین پاسخ‌های

## ۱۲- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$C_{se}$	$m/s$	سرعت موج برشی موثر	$A$	$m^2$	سطح مقطع عرضی بیضی ناقص
$V_s$	$m/s$	بیش‌ترین سرعت زمین	$\beta$	$radian$	زاویه‌ی بین انحنای دیواره‌های مجاور
$\gamma_{free-field}$	-	کرنش برشی میدان آزاد	$H$	$m$	ارتفاع مقطع بیضی ناقص
$\Delta_{free-field}$	$m$	تغییر شکل میدان آزاد	$D$	$m$	عرض مقطع بیضی ناقص
$H$	$m$	ارتفاع تونل	$f_{bo}$	$N$	تنش تسلیم فشاری دومحوره
$K_s$	$N/m^2$	سختی اعوجاجی سازه‌ی تونل	$f_{co}$	$N$	تنش تسلیم فشاری تک‌محوره
$K_{si}$	$N/m^2$	سختی اعوجاجی سازه‌ی تونل: مرحله‌ی $i$	$\psi$	-	زاویه‌ی اتساع بتن
$P_i$	$N$	برش کف تونل در مرحله‌ی $i$	$\epsilon$	-	خروج از مرکز بتن
$\Delta_s(i)$	$m$	تغییر شکل سازه‌ی تونل: مرحله‌ی $i$	$K$	-	تنش ثانویه به بیش‌ترین کشش
$F_{ri}$	-	ضریب نرمی در مرحله‌ی $i$	$\mu$	-	ویسکوزیته‌ی بتن
$G$	$N/m^2$	مدول برشی خاک	$E_{dynamic}$	$N/m^3$	مدول الاستیسیته‌ی دینامیکی خاک
$w$	$m$	عرض تونل	$\rho$	$Kg/m^3$	جرم مخصوص خاک

شرح	واحد	نماد	شرح	واحد	نماد
ضریب میرایی رایلی	-	$c$	نسبت اعوجاج در مرحله‌ی $i$	-	$R_{ri}$
ثابت متناسب با جرم: میرایی رایلی	$s^{-1}$	$\alpha$	ضریب پواسون خاک	-	$\theta_m$
ماتریس جرم در میرایی رایلی	$kg$	$m$	تغییر شکل سازه‌ی تونل: مرحله‌ی $i+1$	$m$	$\Delta_{s(i+1)}$
ماتریس سختی در میرایی رایلی	$N/m$	$k$	ضریب رفتار	-	$R$
ثابت متناسب با سختی: میرایی رایلی	$s$	$\beta$	ضریب اضافه مقاومت	-	$R_s$
فرکانس مود $i$	$rad/s$	$\omega_i$	ضریب کاهش به علت شکل‌پذیری	-	$R_\mu$
فرکانس مود $j$	$rad/s$	$\omega_j$	ضریب کاهش به علت نامعینی	-	$R_R$
نسبت میرایی مود $i$	-	$\xi_i$	ضریب کاهش به علت میرایی	-	$R_\xi$
نسبت میرایی مود $j$	-	$\xi_j$	برش متناظر با حد تسلیم سازه	$N$	$c_y$
نیروی میرایی	$N$	$F_d$	برش متناظر با ایجاد اولین مفصل خمیری	$N$	$c_s$
ضریب میرایی ویسکوز	$N.s/m$	$C_d$	وزن سازه	$N$	$W$
سرعت در میرایی ویسکوز	$m/s$	$\dot{u}$	برش متناظر با رفتار الاستیک سازه	$N$	$c_e$
سطح مقطع میراگر	$m^2$	$A$	نسبت شکل‌پذیری سازه	-	$\mu$
مدول برشی خاک در کرنش‌های کم	$N/m^2$	$G_0$	بیشینه‌ی تغییر شکل پیش از گسیختگی	$m$	$\Delta_m$
درصد میرایی خاک	-	$D$	تغییر شکل نظیر نقطه‌ی تسلیم	$m$	$\Delta_y$
کرنش برشی خاک	-	$\gamma$	پریود سازه	$s$	$T$
			پارامترهای ورودی پروفیل بیضی ناقص: انحنای دیواره‌های مجاور	$m$	$r_1, r_2, r_3$

### ۱۳- منابع‌ها

- [1] Pakbaz, M. C., & Yareevand, A. (2005). 2-D Analysis of Circular Tunnel Against Earthquake Loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(5), 411-417. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.006>.
- [2] Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I-C. (2001). Seismic Design and Analysis of Underground Structure. *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).
- [3] Wang, J. N. (1993). *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*. New York: Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. <http://www.pbworld.com/pdfs/publications/monographs/wang.pdf>.
- [4] کمیته‌ی دائمی بازنگری آئین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله. (۱۳۸۴). آئین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰/ایران. ویرایش سوم. نشریه‌ی ض-۲۵۳. تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. شابک: ۹۵-۶-۹۵-۷۴۰۴-۷۴۴.
- [5] ASCE. (2000). *FEMA 356 Prestandard: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency. <https://law.resource.org/pub/us/code/bsc.ca.gov/sibr/gov.fema.fema356.pdf>.
- [6] Monsees, J. E., & Merritt, J. L. (1991). Earthquake Considerations in Design of the Los Angeles Metro. In Cassaro (Ed.), *Proceedings of the ASCE Conference on Lifeline Earthquake Engineering: Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE) Monograph No. 4* (pp. 75-88). New York: American Society of Civil Engineers. ISBN: 978-0-87262-821-2.
- [7] ATC. (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City: Applied Technology Council. Report SSC 96-01. <http://www.civil.iitb.ac.in/~p0saurabh/ATC-40.pdf>.
- [8] FHWA. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements*. Publication No.: FHWA-NHI-10-034. Washington, D. C.: National Highway Institute-US Department of Transportation-

- Federal Highway Administration. [http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel\\_manual.pdf](http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel_manual.pdf).
- [9] ATC. (1995). *ATC-19: Structural Response Modification Factors*. Redwood City: Applied Technology Council.
- [10] Newmark, N. M., & Hall, W. J., (1982). *Earthquake Spectra and Design* (pp. 99-103). Earthquake Engineering Research Institute. ISBN: 0943198224.
- [11] Mwafy, A. M., & Elnashi, A. S. (2002). Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(2), 239-273. <http://dx.doi.org/10.1080/13632460209350416>.
- [12] ICC-IBC. (1999). *International Building Code*. Sanfrancisco: International Code Council Inc. ISBN:978-1-58001-725-1. <https://law.resource.org/pub/us/code/ibr/icc.ibr.2009.pdf>.
- [13] Kolymbas, D. (2008). *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Springer. ISBN: 978-3-540-25196-5.
- [14] Das, B. M. (1993). *Principles of Soil Dynamics*. (M. Thomas, Ed.) Boston: PWS-Kent Publishing Company. ISBN: 0-534-93129-4.
- [15] Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016-1032. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:11\(1016\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1016)).
- [16] Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. (B. Stenquist, Ed.) USA: Prentice Hall/Pearson Education. ISBN: 0-13-855214-2.
- [17] Asheghabadi, M. S., & Matinmanesh, H. (2011). Finite Element Seismic Analysis of Cylindrical Tunnel in Sandy Soils with Consideration of Soil-Tunnel Interaction. *Procedia Engineering (The Proceedings of the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction-EASEC12)*, 14, 3162-3169. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.399>.
- [۱۸] باباگلی، ر. (۱۳۹۰). *ارزیابی ظرفیت در تحلیل و طراحی تونل‌های متروی شهری تحت اثر امواج لرزهای*. پایان‌نامه‌ی کارشناسی‌ارشد، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.
- [۱۹] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. (۱۳۸۵). *دستورالعمل بهسازی لرزهای ساختمان‌های موجود*. نشریه‌ی شماره‌ی ۳۶۰. معاونت امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله. <http://aut.ac.ir/miscellaneous/Code360.pdf>.
- [۲۰] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور. (۱۳۸۸). *تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزهای ساختمان‌های موجود*. ویرایش اول. نشریه‌ی شماره‌ی ۳۶۱. معاونت نظارت راهبردی. <http://www.tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-Code361.pdf>.

## Determination of the Racking Reduction Factor for an Incomplete Ellipse Shaped Tunnel Considering the Soil-Structure Interaction

M. R. Momenzadeh<sup>1</sup>; M. R. Mansoori<sup>2</sup>; A. Aziminejad<sup>3</sup>

1- M.Sc. in Earthquake Engineering; Department of Engineering; Islamic Azad University; Science and Research Branch

2 & 3- Assistant Professor; Department of Engineering; Islamic Azad University; Science and Research Branch

Received: 14 May 2013; Accepted: 12 Mar 2014

### Keywords

Racking reduction factor  
Nonlinear static  
Target racking displacement  
Soil-Structure interaction  
Nonlinear time history  
Overburden depth

### Extended Abstract

In this paper, a new method is presented to find tunnel target racking displacement during earthquake considering nonlinear behavior of lining and soil and also soil- structure interaction. In the next step, tunnel racking reduction factor has been evaluated for an incomplete ellipse tunnel located in two soil types, A and B, with overburden depths of 5 and 20 m by performing nonlinear static analysis. Finally, to verify the values of racking

reduction factors, tunnel responses obtained from linear static analyses are compared with the responses obtained from nonlinear dynamic analyses.

### Introduction

Design and analysis of the underground structures such as tunnels are performed on the basis of structure and ground deformations because the seismic response of such structures is very sensitive to the imposed ground deformations. In recent years, Several researches have indicated the importance of the harmful effects of earthquakes on tunnels and underground structures.

### Methodology and Approaches

In this paper, by combining Wang (1993) and Hashash (2000) methods in determination of tunnel target racking displacement and using the trial and error method to correct tunnel structure stiffness, possibility of redistribution of the forces and deformations has become possible. It is also tried in this paper to present a comprehensive method to determine the tunnel target racking displacement. In the next step, using the force-racking displacement curve and applying the existing equations of reduction factors of the structures and their generalization for tunnels and underground structures and considering the soil-structure interaction, tunnel racking reduction factor has been estimated. Then, using ABAQUS software, a comparison has been performed between dynamic and static forces in the tunnel lining.

### Results and Conclusions

Comparison of lining force (bending moment and axial force) obtained from linear static analyses modified by tunnel racking reduction factors and nonlinear time history analyses shows that the accuracy of achieved tunnel racking reduction factors is acceptable. The studies also show that implementing linear static analyses without tunnel racking reduction factor leads to very conservative results of lining force in the tunnel. Nonlinear time history dynamic analyses are time-consuming and complicated in modeling and analysis procedure. Thus, using the proposed racking reduction factors, linear static analyses with a suitable accuracy could be an alternative for nonlinear dynamic analyses.