





دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک  
پایان نامه کارشناسی ارشد مکانیک سنگ

## تحلیل دینامیکی تونل خط ۲ متروی مشهد تحت تاثیر بارگذاری زلزله

نگارنده: مجتبی رجبزاده نسوان

اساتید راهنما

دکتر حسین میرزایی نصیرآباد

دکتر شکراله زارع

استاد مشاور

دکتر مجید نیکخواه

بهمن ۱۳۹۵



دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

شماره:

تاریخ:

ویرایش:

باسمه تعالی

فرم شماره ۷: فرم صورت جلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) نتیجه ارزیابی جلسه دفاع از

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مجتبی رجبزاده نسوان به شماره دانشجویی ۹۱۲۴۰۸۴ رشته

مهندسی معدن گرایش مکانیک سنگ تحت عنوان تحلیل دینامیکی تونل خط ۲ متروی مشهد

تحت تاثیر بارگذاری زلزله که در تاریخ ۱۳۹۵/۱۱/۱۹ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه

صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول ( با درجه:	امتیاز	(	دفاع مجدد	مردود
-----------------	--------	---	-----------	-------

۲- بسیار خوب ( ۱۸ - ۱۸/۹۹ )

۱- عالی ( ۱۹ - ۲۰ )

۴- قابل قبول ( ۱۴ - ۱۵/۹۹ )

۳- خوب ( ۱۶ - ۱۷/۹۹ )

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

امضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
	استادیار	حسین میرزایی نصیرآباد	۱- استادراهنما اول
	دانشیار	شکراله زارع	۲- استاد راهنما دوم
	استادیار	مجید نیکخواه	۳- استاد مشاور
	استادیار	مهدی نوروزی	۴- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی
	دانشیار	سید محمد اسماعیل جلالی	۵- استاد ممتحن
	استادیار	فرونش باسلیقه	۶- استاد ممتحن

رئیس دانشکده:

تقدیم به:

---

\* پدر و مادر عزیز و بزرگوارم:

دو شمع سوزان زندگیم که همواره پشتیبانم بوده اند.

\* پدر و مادر، همسر مهربانم:

حامی و پشتیبان حقیقی زندگیم

\* همسر مهربانم:

به صمیمیت باران

\* برادران عزیزم:

محسن، مصطفی و محمد

که آرام بودن و آرام زیستن را از آن ها آموختم

پویندگان علم و حقیقت الهی، که در پرتو آن نور معرفت و انسانیت را به جامعه بشری می افشانند.

تقدیر و شکر:

## «من لم یسکر المخلوق لم یسکر الخالق»

امیر مومنان علی (ع) می فرمایند «من علمنی حرفاً فقد صیرنی عبداً» هر کس چیزی به من بیاموزد، مرا بنده خویش کرده است. این گفتار برای مادری است که معلمان در چه جایگاهی هستند و چگونه وجود آن مادر سرنوشت یک ملت می تواند موثر باشد. دست توانایی معلم است که چشم انداز آینده ما را ترسیم می کند. لذا بر خود لازم می دانم تا مراتب اتقان و شکر خویش را از اساتید محترم دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک اعلام داشته و خصوصاً از زحمات بی دریغ اساتید محترم راهنا جناب آقای دکتر مجید نیکخواه و دکتر سکراله زارع که در دوران کارشناسی ارشد افتخار نگارگری ایشان را داشتم، به دلیل راهبنمایی ها و حمایت های بی دریغشان چه در زمینه علمی و چه در زمینه های دیگر و همچنین نصیحت ارزشمند ایشان که همواره چراغ راه من بوده و خواهد بود، کمال شکر و سپاسگزاری را دارم.

از سایر اساتید محترم دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود جناب آقایان دکتر ترابی، دکتر جلالی، دکتر رمضان زاده، دکتر کارآموزیان که در طی دوران کارشناسی ارشد راهبنمایی های ارزنده ای را به بنده داشتند کمال شکر و سپاسگزاری را دارم.

در پایان از دوست و برادر عزیز و مهربانم جناب آقای مهندس امیر آزاد مهر به خاطر کمک ها و زحمات فراوانی که برای اینجانب متحمل شده اند، شکر و سپاسگزاری می کنم.

## تعهدنامه

اینجانب **مجتبی رجبزاده نسوان** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مکانیک سنگ**. دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه **تحلیل دینامیکی تونل خط ۲ متروی مشهد تحت تاثیر بارگذاری زلزله تحت راهنمایی جناب آقای دکتر حسین میرزایی نصیرآباد و دکتر شکراله زارع، متعهد می‌شوم:**

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تاثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است

تاریخ:

امضای دانشجو:

### مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

## چکیده

بر اساس بررسی مطالعات پیشین، سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی در برابر زلزله از ایمنی بالاتری برخوردار هستند. زیرا سازه‌های سطحی فقط در سطح تحتانی خود به زمین اتصال دارند و به صورت آزاد مرتعش می‌شوند، اما سازه‌های زیرزمینی درگیری کاملی با محیط دربرگیرنده داشته و در برابر لرزش مقاوم‌تر هستند. از این رو طراحی سازه‌های زیرزمینی تا قبل از سال ۱۹۹۵ در مقابل بارهای دینامیکی چندان مورد توجه قرار نمی‌گرفت.

امروزه با پیشرفت تکنولوژی، امکان حفر فضاهای زیرزمینی در بسیاری از شرایط زمین‌شناسی ممکن گردیده است. با توجه به توسعه روزافزون فضاهای زیرزمینی به ویژه تونل‌های شهری، لازم است تا پاسخ دینامیکی این فضاها در برابر بارهای دینامیکی مورد بررسی قرار گیرد. هدف از این تحقیق بررسی رفتار سامانه نگهداری تونل‌هایی با مقطع دایره‌ای احداث شده در مناطق کم عمق شهری، در مقابل بارهای لرزه‌ای می‌باشد. در این راستا به عنوان مطالعه موردی تونل خط ۲ مترو مشهد مورد تحلیل قرار گرفته است. از آن جایی که این تونل در محیطی خاکی قرار دارد، محیط اطراف تونل به صورت پیوسته در نظر گرفته شده و تحلیل‌های عددی این تحقیق با نرم‌افزار  $Flac^{2D}$  انجام شده است. به منظور نیل به این هدف ابتدا مشخصات ژئوتکنیکی و لرزه‌ای ساختگاه بررسی شده و با استفاده از منحنی مشخصه زمین رسم شده با نرم‌افزار  $Flac^{2D}$  تحلیل ساده‌ای بر اساس وزن روباره، بار ترافیک و بار ناشی از ساختمان توسط این نرم‌افزار انجام شده است. پس از مدل‌سازی استاتیکی لازم است با اعمال شرایط مرزی جدید، اعمال بارگذاری دینامیکی، بررسی میرایی مکانیکی و تعیین فرکانس طبیعی، واسنجی برای اطمینان از درستی مدل شده، تا مدل برای تحلیل دینامیکی آماده شود. برای تحلیل دینامیکی تونل در برابر بار زلزله از زلزله طراحی بهره‌برداری و بیشینه زلزله قابل طراحی و با در نظر گرفتن ملاحظات مختلف، شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل خاک ساختگاه به عنوان بار دینامیکی و به صورت تاریخچه تنش به مدل اعمال گردیده است. به منظور واسنجی نتایج تحلیل دینامیکی از روابط تحلیلی وانگ و پنزین استفاده شده است، که صحت نتایج به دست آمده را نشان داده‌اند. در نهایت با در نظر

گرفتن تمام نیروهای استاتیکی و دینامیکی و به واسطه ضرایب ترکیبات بارگذاری مرتبط با سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE ، عملکرد سامانه نگهداری در حال اجرا مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. تحلیل‌های انجام شده حاکی از عملکرد مناسب سامانه نگهداری طراحی شده توسط مشاور طرح در برابر ترکیبات بارگذاری سطوح طراحی مختلف بوده و اهداف طراحی را برآورده می‌سازد و نیازی به تقویت و یا تغییر طراحی سامانه نگهداری تونل نمی‌باشد. ضریب ایمنی سامانه نگهداری برای سطوح طراحی لرزه‌ای MDE و ODE به ترتیب برابر ۱.۳ و ۱.۱ می‌باشد.

کلمات کلیدی: مدل‌سازی عددی، نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup>، بارهای لرزه‌ای، خط ۲ مترو مشهد.



## لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

رجبزاده نسوان م، نیکخواه م و زارع ش، (۱۳۹۵)، "ارزیابی تحلیلی تونل خط ۲ مترو مشهد در برابر بارهای لرزه‌ای و بررسی عوامل مختلف موثر بر آن"، چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.

رجبزاده نسوان م، نیکخواه م و زارع ش، (۱۳۹۵)، "ارزیابی سامانه نگهداری تونل خط ۲ مترو مشهد در برابر بارهای دینامیکی ناشی از زلزله"، ششمین کنفرانس مکانیک سنگ ایران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

فصل اول: مقدمه

۱-۱- مقدمه .....	۲
۲-۱- تحلیل و طراحی فضاهای زیرزمینی .....	۲
۳-۱- بیان مسئله تحقیق .....	۳
۴-۱- ضرورت انجام تحقیق .....	۳
۵-۱- روش تحقیق .....	۴
۶-۱- مروری بر تحقیقات پیشین .....	۵
۷-۱- سازماندهی پایان نامه .....	۹

فصل دوم: کلیات تحلیل دینامیکی فضاهای زیرزمینی

۱-۲- مقدمه .....	۱۲
۲-۲- امواج زلزله .....	۱۲
۱-۲-۲- امواج حجمی .....	۱۲
۱-۲-۲- امواج سطحی .....	۱۳
۳-۲- کانون زلزله و مرکز زلزله .....	۱۵
۴-۲- مقیاس‌های سنجش زلزله .....	۱۶
۱-۴-۲- شدت زلزله .....	۱۶
۲-۴-۲- بزرگی زلزله .....	۱۷
۵-۲- مطالعه‌ی موردی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی .....	۱۸
۱-۵-۲- مطالعات اوکاموتو در کشور ژاپن .....	۱۸
۲-۵-۲- مطالعات داودینگ و روزن .....	۱۹

۲۱	۳-۵-۲- مطالعات اوون و شول
۲۲	۴-۵-۲- مطالعات وانگ
۲۲	۵-۵-۲- مطالعات شارما و جوود
۲۵	۶-۵-۲- جمع‌بندی تحقیقات پیشینیان
۲۷	۶-۲- رویکرد مهندسی به طراحی و تحلیل لرزه‌های سازه‌های زیرزمینی
۲۹	۷-۲- روش پیشنهادی طراحی و تحلیل لرزه‌های حشاش و همکاران
۳۰	۱-۷-۲- تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای ساختگاه
۳۶	۲-۷-۲- ارزیابی رفتار فضاهای زیرزمینی در برابر زلزله
۳۹	۸-۲- پاسخ سازه‌های زیرزمینی به تغییر شکل زمین
۳۹	۱-۸-۲- روش تغییر شکل میدان آزاد
۴۴	۲-۸-۲- روش اندرکنش زمین - سازه
۴۹	۹-۲- روش‌های تحلیل لرزه‌ای فضاهای زیرزمینی
۵۰	۱-۹-۲- روش‌های تجربی
۵۱	۲-۹-۲- روش‌های تحلیلی (ریاضی)
۵۶	۱۰-۲- جمع‌بندی

## فصل سوم: معرفی ساختگاه و شرایط زمین‌شناسی مهندسی و لرزه‌خیزی خط ۲ مترو مشهد

۵۸	۱-۳- مقدمه
۵۸	۲-۳- معرفی زمین‌شناسی شهر مشهد
۶۰	۳-۳- زمین‌شناسی مهندسی مسیر تونل
۶۱	۴-۳- مشخصات لرزه‌خیزی ساختگاه خط ۲ مترو مشهد
۶۳	۱-۴-۳- برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین
۶۳	۲-۴-۳- تعیین طیف پاسخ طرح و انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

۳-۵- جمع‌بندی ..... ۶۶

### فصل چهارم: تحلیل استاتیکی سامانه نگهداری تونل خط ۲ مترو مشهد

۴-۱- مقدمه ..... ۶۸

۴-۲- مدل‌سازی با نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> ..... ۶۸

۴-۲-۱- انتخاب محدوده مناسبی از زمین اطراف تونل و تشکیل شبکه المان‌ها ..... ۶۹

۴-۲-۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن ..... ۷۰

۴-۲-۳- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری ..... ۷۱

۴-۲-۴- حفر تونل و اعمال ترخیص تنش مناسب ..... ۷۳

۴-۲-۵- نصب سامانه نگهداری ..... ۷۶

۴-۳- جمع‌بندی ..... ۸۱

### فصل پنجم: تحلیل دینامیکی مسیر خط ۲ مترو مشهد تحت بارگذاری زلزله

۵-۱- مقدمه ..... ۸۴

۵-۲- تحلیل دینامیکی تونل خط ۲ مترو مشهد به روش عددی ..... ۸۴

۵-۲-۱- تدوین تاریخچه زمانی زلزله‌های سطوح طراحی ..... ۸۴

۵-۲-۲- فرآیند مدل‌سازی دینامیکی در نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> ..... ۸۹

۵-۳- پاسخ دینامیکی مسیر خط ۲ مترو مشهد به زلزله‌های سطوح طراحی ..... ۹۴

۵-۴- تحلیل دینامیکی مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد با استفاده از روابط تحلیلی ..... ۱۰۴

۵-۵- بررسی تاثیر عوامل مختلف بر نیروهای وارد بر پوشش جداره تونل در روابط تحلیلی ..... ۱۰۶

۵-۵-۱- اثر نسبت پواسون خاک ..... ۱۰۶

۵-۵-۲- اثر ضخامت پوشش تونل ..... ۱۰۷

۵-۵-۳- اثر شعاع تونل ..... ۱۰۸

۵-۵-۴- اثر ضریب پواسون پوشش ..... ۱۰۹

۵-۶- جمع بندی ..... ۱۱۰

### فصل ششم: طراحی پوشش نهایی مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد

۶-۱- مقدمه ..... ۱۱۲

۶-۲- بررسی پایداری نهایی تونل مسیر ۲ مترو مشهد ..... ۱۱۲

۶-۳- جمع بندی ..... ۱۱۶

### فصل هفتم: جمع بندی، نتیجه گیری و پیشنهادات

۷-۱- جمع بندی و نتیجه گیری ..... ۱۱۸

۷-۲- پیشنهادات ..... ۱۲۰

فهرست منابع و مآخذ: ..... ۱۲۱

## فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۲- انواع امواج لرزه‌ای	۱۵
شکل ۲-۲- علایم توصیف موقعیت زلزله	۱۶
شکل ۳-۲- حالت‌های مختلف تغییر شکل تونل تحت بارگذاری زلزله	۲۹
شکل ۴-۲- روش تحلیل و طراحی دینامیکی فضاهای زیرزمینی	۳۰
شکل ۵-۲- روش تحلیل تعیینی خطر زلزله	۳۳
شکل ۶-۲- تحلیل احتمالاتی خطر زلزله	۳۴
شکل ۷-۲- انتشار موج برشی هارمونیک برخوردی با تونل	۴۰
شکل ۸-۲- محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل فرضی	۴۳
شکل ۹-۲- محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل حفاری شده	۴۴
شکل ۱۰-۲- نیروها و لنگر بوجود آمده در اثر بارگذاری لرزه‌ای	۴۶
شکل ۱۱-۲- نمودار مربوط به نسبت انعطاف‌پذیری و نسبت تغییر شکل جداره تونل به تغییر شکل میدان آزاد زمین	۴۹
شکل ۱۲-۲- صدمات تونل و رابطه آن با بیشینه شتاب	۵۱
شکل ۱۳-۲- صدمات تونل و رابطه آن با بیشینه سرعت ذره‌ای در سطح	۵۱
شکل ۱۴-۲- رابطه بین نسبت انعطاف‌پذیری و $K_1$ برای نسبت‌های پواسون مختلف	۵۳
شکل ۱۵-۲- رابطه بین نسبت تراکم‌پذیری، انعطاف‌پذیری و $K_2$	۵۳
شکل ۱۶-۲- رابطه بین نسبت تراکم‌پذیری و انعطاف‌پذیری و $K_2$ برای نسبت‌های پواسون مختلف	۵۴
شکل ۱-۳- مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد	۵۹
شکل ۲-۳- پلان مقطع در فاصله ۸۷۷۰ متری از ابتدای مسیر از سمت شمال شرق	۶۰
شکل ۳-۳- شتاب‌نگاشت سازگار با شرایط ساختگاه برای ایجاد سطوح طراحی لرزه‌ای مختلف	۶۶

- شکل ۴-۱- مدل تفاضل محدود برای تحلیل استاتیکی ..... ۷۰
- شکل ۴-۲- بیش حفاری پیشانی برشی TBM و همگرایی شعاعی زمین در طول سپر ..... ۷۱
- شکل ۴-۳- کنتورهای تنش عمودی قبل از حفر تونل ..... ۷۲
- شکل ۴-۴- نمودار بیشینه نیروی نامتعادل کننده ..... ۷۳
- شکل ۴-۵- نمودار تاریخچه سرعت گره‌ای در یک نقطه ..... ۷۳
- شکل ۴-۶- تعیین میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC با استفاده از نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> ..... ۷۴
- شکل ۴-۷- بیشینه کرنش برشی در اطراف تونل در اثر اعمال ترخیص تنش ..... ۷۴
- شکل ۴-۸- نقاط شاهد در پوشش بتنی یکپارچه مسلح شده ..... ۷۶
- شکل ۴-۹- مقطع بتن مسلح پوشش تونل خط ۲ مترو مشهد ..... ۷۶
- شکل ۴-۱۰- نیروی محوری وارد بر پوشش بتنی تونل ..... ۷۷
- شکل ۴-۱۱- لنگر خمشی وارد بر پوشش بتنی تونل ..... ۷۸
- شکل ۴-۱۲- نیروی برشی وارد بر پوشش بتنی تونل ..... ۷۸
- شکل ۴-۱۳- کنترل پایداری بخش‌های مختلف پوشش بتنی مسلح شده ..... ۸۰
- شکل ۵-۱- تاریخچه زمانی سرعت ناشی از انتگرال‌گیری شتاب‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک  
ساختگاه ..... ۸۷
- شکل ۵-۲- تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از انتگرال‌گیری سرعت‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک  
ساختگاه ..... ۸۷
- شکل ۵-۳- تاریخچه زمانی سرعت ناشی از شتاب‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک ساختگاه بعد از  
تصحیح خط مبنا ..... ۸۸
- شکل ۵-۴- تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از سرعت‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک ساختگاه بعد از  
تصحیح خط مبنا ..... ۸۸
- شکل ۵-۵- شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای MDE ..... ۸۸

- شکل ۵-۶- تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای MDE ..... ۸۸
- شکل ۵-۷- تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای MDE ..... ۸۸
- شکل ۵-۸- شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای ODE ..... ۸۹
- شکل ۵-۹- تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای ODE ..... ۸۹
- شکل ۵-۱۰- تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای ODE ..... ۸۹
- شکل ۵-۱۱- شرایط مرزی در صورت اعمال بارگذاری به صورت شتاب یا نیرو ..... ۹۰
- شکل ۵-۱۲- شرایط مرزی در صورت اعمال بارگذاری به صورت سرعت یا شتاب ..... ۹۱
- شکل ۵-۱۳- نمودار تاریخچه زمانی جابجایی قائم جهت تعیین فرکانس طبیعی زمین ..... ۹۴
- شکل ۵-۱۴- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر تاج تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۵
- شکل ۵-۱۵- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله MDE ..... ۹۵
- شکل ۵-۱۶- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۶
- شکل ۵-۱۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله MDE ... ۹۶
- شکل ۵-۱۸- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر کف تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۶
- شکل ۵-۱۹- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله MDE ..... ۹۶
- شکل ۵-۲۰- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۷
- شکل ۵-۲۱- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله MDE ..... ۹۷
- شکل ۵-۲۲- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر تاج تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۷
- شکل ۵-۲۳- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله MDE ..... ۹۷
- شکل ۵-۲۴- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۸
- شکل ۵-۲۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله MDE ..... ۹۸
- شکل ۵-۲۶- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر کف تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۸
- شکل ۵-۲۷- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله MDE ..... ۹۸



- شکل ۵-۲۸- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله MDE ..... ۹۹
- شکل ۵-۲۹- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله MDE ..... ۹۹
- شکل ۵-۳۰- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر تاج تونل تحت زلزله ODE ..... ۹۹
- شکل ۵-۳۱- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله ODE ..... ۹۹
- شکل ۵-۳۲- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۰
- شکل ۵-۳۳- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله ODE .. ۱۰۰
- شکل ۵-۳۴- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر کف تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۰
- شکل ۵-۳۵- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله ODE .... ۱۰۰
- شکل ۵-۳۶- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۱
- شکل ۵-۳۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله ODE ..... ۱۰۱
- شکل ۵-۳۸- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر تاج تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۱
- شکل ۵-۳۹- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله ODE ..... ۱۰۱
- شکل ۵-۴۰- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۴۱- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله ODE ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۴۲- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر کف تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۴۳- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله ODE ..... ۱۰۲
- شکل ۵-۴۴- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله ODE ..... ۱۰۳
- شکل ۵-۴۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله ODE ..... ۱۰۳
- شکل ۵-۴۶- تغییر بیشترین نیروی محوری با نسبت پواسون ..... ۱۰۶
- شکل ۵-۴۷- تغییر بیشترین لنگر خمشی با نسبت پواسون ..... ۱۰۶
- شکل ۵-۴۸- تغییر نسبت انعطاف‌پذیری با نسبت پواسون ..... ۱۰۷
- شکل ۵-۴۹- تغییر نسبت تاشدگی با نسبت پواسون ..... ۱۰۷

- شکل ۵-۵۰- تغییر بیشترین نیروی محوری با ضخامت پوشش ..... ۱۰۷
- شکل ۵-۵۱- تغییر بیشترین لنگر خمشی با ضخامت پوشش ..... ۱۰۷
- شکل ۵-۵۲- تغییر نسبت انعطاف پذیری با ضخامت پوشش ..... ۱۰۸
- شکل ۵-۵۳- تغییر نسبت تاشدگی با ضخامت پوشش ..... ۱۰۸
- شکل ۵-۵۴- تغییر بیشترین نیروی محوری با شعاع تونل ..... ۱۰۸
- شکل ۵-۵۵- تغییر بیشترین لنگر خمشی با شعاع تونل ..... ۱۰۸
- شکل ۵-۵۶- تغییر نسبت انعطاف پذیری با شعاع تونل ..... ۱۰۹
- شکل ۵-۵۷- تغییر نسبت تاشدگی با شعاع تونل ..... ۱۰۹
- شکل ۵-۵۸- تغییر بیشترین نیروی محوری با پواسون پوشش ..... ۱۰۹
- شکل ۵-۵۹- تغییر بیشترین لنگر خمشی با پواسون پوشش ..... ۱۰۹
- شکل ۵-۶۰- تغییر نسبت انعطاف پذیری با نسبت پواسون پوشش ..... ۱۱۰
- شکل ۵-۶۱- تغییر نسبت تاشدگی با نسبت پواسون پوشش ..... ۱۱۰
- شکل ۶-۱- عملکرد بخش‌های مختلف پوشش بتنی تحت بارگذاری زلزله MDE با استفاده از رابطه  
(۲-۱۰) ..... ۱۱۵
- شکل ۶-۲- عملکرد بخش‌های مختلف پوشش بتنی تحت بارگذاری زلزله ODE با استفاده از رابطه  
(۲-۱۲) ..... ۱۱۵

## فهرست جدول‌ها

عنوان	صفحه
جدول ۱-۲- خسارت وارد بر تونل‌ها در محیط‌های مختلف .....	۱۹
جدول ۲-۲- خلاصه‌ای از اطلاعات مربوط به ضخامت روباره و خسارت وارد بر تونل .....	۲۳
جدول ۳-۲- خلاصه‌ای از ارتباط بین سیستم نگهداری و خسارت وارد بر تونل .....	۲۴
جدول ۴-۲- خلاصه‌ای از ارتباط بین فاصله از مرکز زلزله و خسارت وارد بر تونل .....	۲۵
جدول ۵-۲- خلاصه‌ای از شتاب حداکثر تخمین زده زمین و خسارت وارد بر تونل .....	۲۵
جدول ۶-۲- پارامترهای مورد استفاده در روابط (۲-۱۳)، (۲-۱۴) و (۲-۱۵) .....	۴۱
جدول ۷-۲- نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک .....	۴۱
جدول ۸-۲- نسبت ارتعاش زمین در عمق به ارتعاش زمین در سطح زمین .....	۴۲
جدول ۹-۲- نسبت بیشینه جابجایی زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک .....	۴۲
جدول ۱۰-۲- روابط تحلیلی ارائه شده توسط Wang با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه .....	۵۲
جدول ۱۱-۲- روابط تحلیلی ارائه شده توسط پنزین با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه .....	۵۵
جدول ۱۲-۲- روابط محاسبه جابجایی پوشش در روش تحلیلی پنزین .....	۵۵
جدول ۱۳-۲- پارامترهای بکار برده شده در روش تحلیلی وانگ و پنزین .....	۵۶
جدول ۱-۳- پارامترهای ژئومکانیکی لایه‌های خاک درونگیر مقطع انتخاب شده .....	۶۱
جدول ۲-۳- پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی المان‌های دوغاب و پوشش بتنی .....	۶۱
جدول ۳-۳- بزرگترین زمین‌لرزه‌های تاریخی رویداده در گستره به شعاع ۲۰۰ کیلومتری اطراف ساختگاه .....	۶۲
جدول ۴-۳- بزرگترین زمین‌لرزه‌های دستگاهی رویداده در گستره به شعاع ۲۰۰ کیلومتری اطراف ساختگاه .....	۶۳
جدول ۵-۳- بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) برای سطوح لرزه‌ای مختلف .....	۶۳

جدول ۳-۶- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای طراحی شتاب‌نگاشت مبنای طرح ساختگاه .....	۶۵
جدول ۴-۱- نیروها و گشتاورهای خمشی وارده به نقاط شاهد در نظر گرفته شده در پوشش بتنی مسلح شده .....	۷۸
جدول ۵-۱- مشخصات حرکت نیرومند زمین در شتاب‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک .....	۸۵
جدول ۵-۲- مشخصات حرکت نیرومند زمین برای زلزله‌های اصلاح شده بر اساس سطوح طراحی لرزه‌ای .....	۸۹
جدول ۵-۳- خواص ژئومکانیکی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی .....	۹۲
جدول ۵-۴- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی بر نقاط مختلف پوششش تحت زلزله MDE ....	۱۰۳
جدول ۵-۵- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی بر نقاط مختلف پوششش تحت زلزله ODE ....	۱۰۴
جدول ۵-۶- پارامترهای لازم جهت تحلیل دینامیکی .....	۱۰۴
جدول ۵-۷- خصوصیات پوشش بتنی .....	۱۰۴
جدول ۵-۸- مقایسه بیشینه نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی توسط روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی .....	۱۰۵
جدول ۶-۱- بار نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار زلزله MDE با استفاده از رابطه (۲)- (۱۰) .....	۱۱۳
جدول ۶-۲- بار نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار زلزله ODE با استفاده از رابطه (۲)- (۱۲) .....	۱۱۳

۱ فصل اول:

مقدمه

امروزه با پیشرفت فناوری، سهولت نسبی در حفاری، ساخت سازه‌های زیرزمینی و محدودیت‌های فضای سطحی برای اجرای طرح‌های عمرانی، توجه بسیاری از کشورهای توسعه یافته و در حال توسعه به احداث سازه‌هایی مانند انواع تونل‌ها، شبکه متروی شهری، مغارهای زیرزمینی برای دفن زباله‌های هسته‌ای و یا به‌عنوان مخازن نفت، پناهگاه‌ها و انبارهای ذخیره مهمات و آزاد راه‌ها معطوف شده است. از طرف دیگر با توجه به صرف هزینه‌های فراوان برای ساخت هر یک از این سازه‌ها و اهمیت آن‌ها در شبکه حمل و نقل شهری و غیرشهری و خطرات انسانی و اقتصادی که در صورت آسیب دیدگی آن به وجود می‌آید، لازم است که مقاومت آن‌ها در برابر بارهای استاتیکی و بارهای دینامیکی مانند زلزله مورد مطالعه قرار گیرد. همچنین از آن‌جا که کشور ایران بر روی کمربند زلزله خیز آلپ-همالیا قرار گرفته است و همواره شاهد رویداد زلزله‌های فراوان کوچک و بزرگ می‌باشد، لزوم بررسی پایداری فضاهای زیرزمینی تحت بارگذاری زلزله را دوچندان می‌کند. در مقابل مقاومت نسبی فضاهای زیرزمینی در برابر بارهای لرزه‌ای دو دلیل وجود دارد که اهمیت تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی را آشکار می‌سازد. اولین دلیل این است که سازه‌های زیرزمینی در هر کشور جزو پروژه‌های ملی و سرمایه‌های زیربنایی آن کشور محسوب می‌شوند و هزینه زیادی برای احداث این فضاها صرف می‌شود. بنابراین، اهمیت این پروژه‌ها یک دلیل برای انجام تحلیل لرزه‌ای آن‌ها می‌باشد. ثانیاً هیچ علت موجهی وجود ندارد که به صرف مقاومت نسبی فضاهای زیرزمینی در برابر بارهای لرزه‌ای، بدون بررسی لرزه‌ای یک سازه زیرزمینی، از مقاومت آن برای زلزله‌های که هنوز رخ نداده است، اطمینان داشت.

## ۱-۲- تحلیل و طراحی فضاهای زیرزمینی

اولین گام در طراحی یک فضای زیرزمینی، انجام مطالعات ژئوتکنیکی و اکتشافات ژئوفیزیکی است. براساس اطلاعات جمع‌آوری شده در این مرحله و به کمک روش‌های مختلف طراحی، خصوصیات پروژه از جمله شکل، مقطع، نوع سیستم نگهداری و روش اجرای فضای زیرزمینی مشخص می‌گردد. در گذشته طراحی تونل‌ها عمدتاً بر استفاده از تجربیات قبلی و قواعد تجربی استوار بود. اما در حال حاضر، با توجه

به پیشرفت‌های علوم و فناوری به ویژه در زمینه کامپیوتر و تجهیزات اندازه‌گیری از روش‌های عددی، تحلیلی و روش‌های مشاهده‌ای و غیره برای بالا بردن دقت در طراحی و اجرا استفاده بسیاری می‌شود. در این تحقیق روش‌های تحلیلی مختلف و روش‌های عددی به منظور بررسی تاثیر بارگذاری لرزه‌ای بر سازه‌های زیرزمینی مورد تشریح و ارزیابی قرار گرفته‌اند.

### ۱-۳- بیان مسئله تحقیق

شهر مشهد به عنوان دومین کلان شهر مذهبی جهان سالانه پذیرای بیش از ۲۲ میلیون نفر مسافر است. مطالعات جامع حمل و نقلی، مشهد را نیازمند ۴ خط مترو دانست. خط یک با روش کند و پوش احداث و مورد بهره‌برداری قرار گرفته است و خط ۲ در مرحله اجرا می‌باشد. خط ۲ متروی مشهد با امتداد شمالی-جنوبی و با ۱۴ کیلومتر طول، به قطر ۹/۴۳ از بخش‌های مهمی از شهر عبور می‌کند و به روش حفاری مکانیزه و با دستگاه حفاری تمام مقطع EPB در حال احداث است. در این مطالعه تونل خط ۲ مترو مشهد تحت بارگذاری زلزله با استفاده از نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  مدل‌سازی و مورد تحلیل قرار می‌گیرد. بدین منظور تغییرات نیروهای محوری، برشی و لنگر خمشی وارد بر پوشش بتنی محاسبه و پایداری آن تحت این بارها ارزیابی می‌شوند. برای ارزیابی مدل‌سازی عددی نتایج آن با نتایج روش تحلیلی وانگ و پنزین مقایسه می‌شود. سوالاتی که در این مطالعه به آن‌ها پاسخ داده خواهد شد:

- با توجه به نیروهای وارد بر سیستم نگهداری در حین بارگذاری زلزله و مشخصات سیستم

نگهداری، پوشش طراحی شده در مقابل بارگذاری زلزله پایدار می‌ماند؟

### ۱-۴- ضرورت انجام تحقیق

در حال حاضر در بسیاری از کشورهای پیشرفته به دلیل اشغال سطح زمین به وسیله تاسیسات مختلف، بسیاری از تاسیسات شهری به صورت سازه‌های زیرزمینی می‌باشند. در میان این سازه‌های زیرزمینی تونل‌های حمل و نقل از اهمیت بسیار زیادی برخوردار می‌باشند. تا قبل از سال ۱۹۹۵ تونل‌ها در مقابل بارهای دینامیکی طراحی نمی‌شدند، اما زلزله‌های دهه ۱۹۹۰ میلادی باعث خرابی‌های جدی در برخی تونل گردید که به عنوان مثال می‌توان به زلزله سال ۱۹۹۹ چی چی تایوان

و خسارت وارده به تونل‌های کوهستانی مرکز تایوان، زلزله سال ۱۹۹۹ ترکیه که باعث خرابی بخشی از تونل‌ها گردید و ریزش ایستگاه دایکایی متروی کوبه ژاپن در سال ۱۹۹۵ اشاره کرد. این مساله بیانگر اهمیت طراحی مناسب تونل‌ها در برابر بارهای دینامیکی حاصل از زلزله می‌باشد. علاوه بر این کشور ایران بخشی از کمربند زلزله‌خیز آلپاید را تشکیل می‌دهد، به همین دلیل از فعالیت لرزه‌ای بالایی برخوردار است. بدیهی است که به دلیل یکسان نبودن پتانسیل لرزه‌ای در تمام نقاط ایران و به منظور جلوگیری از طراحی محافظه‌کارانه و یا دست‌پایین، انجام تحلیل‌های خطر لرزه‌ای برای هر منطقه و پروژه خاص ضروری به نظر می‌رسد.

با توجه به به لرزه‌خیزی کشور ایران و همچنین اهمیت تونل‌های مترو در شبکه حمل و نقل کشوری، ضرورت بررسی رفتار این سازه‌ها در حین زمین‌لرزه از دیدگاه‌های مختلف کاملاً احساس می‌شود.

#### ۱-۵- روش تحقیق

همان‌طور که اشاره شد هدف این مطالعه تحلیل دینامیکی و پاسخ لرزه‌ای تونل خط ۲ مترو مشهد تحت بارگذاری شتاب‌نگاشت زلزله طرح است. فرآیند تحلیل دینامیکی حوزه زمانی با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود  $FLAC^{2D}$  انجام گردید. از آن جایی که در تحلیل دینامیکی (تاریخچه زمانی) انتخاب شتاب‌نگاشت ورودی مدل از اهمیت بالایی برخوردار است. در این مرحله بیشینه شتاب قابل وقوع زلزله در ساختگاه با توجه به زلزله‌های تاریخی متناسب به چشمه‌های لرزه‌زا در اطراف ساختگاه محاسبه گردید. سپس زلزله مبنا و ورودی مدل انتخاب شد، بدین ترتیب با استفاده از اطلاعات ثبت شده توسط شتابنگار نزدیک ساختگاه و شرایط محیطی دربرگیرنده تونل، رکورد مناسب برای تحلیل دینامیکی حاصل گردید. در مدل‌سازی استاتیکی قبل از حفاری تونل با مشخص کردن شرایط مرزی استاتیکی و شرایط اولیه، مدل به تعادل اولیه رسانیده شد. گام بعدی در مدل‌سازی استاتیکی انجام حفاری، ترخیص تنش مناسب و نصب سامانه نگهداری می‌باشد. سپس مدل‌سازی دینامیکی با تعریف شرایط مرزی مناسب (مرزهای جاذب و آرام) و همچنین اعمال رکورد ورودی در بستر مدل انجام



گردید. در این ارتباط پیش از انجام مدل‌سازی‌ها ابعاد المان با توجه به رکورد اختیار شده تعیین و صحت‌گذاری شد. فرکانس طبیعی محیط و ضریب میرایی مدل محاسبه شده و در مدل اعمال گردید. در نهایت نتایج بدست آمده از مدل‌سازی دینامیکی با نتایج حاصل از مدل‌سازی استاتیکی مقایسه شده است. همچنین تحلیل دینامیکی با نتایج محاسبات روش تحلیلی ارائه شده توسط وانگ و پنزین نیز مقایسه شد و در نهایت آسیب‌های احتمالی ناشی از زلزله بر سازه مورد بررسی قرار گرفت.

### ۱-۶- مروری بر تحقیقات پیشین

تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی چندین دهه مورد توجه مهندسين سراسر دنیا قرار گرفته است. در دهه ۶۰ میلادی، اولین تحقیقات در مورد پایداری دینامیکی مغارهای نیروگاه‌ها انجام پذیرفت. همچنین در همین دهه، تحلیل دینامیکی تونل مترو سان فرانسیسکو به وسیله کیوسل صورت گرفت (Kuesel, 1969). در ژاپن نیز در دهه ۶۰ و اوایل دهه ۷۰ میلادی، تحقیقات مختلفی بر روی تحلیل لرزه‌ای تونل‌های عبور کرده از بستر دریاها انجام پذیرفت که نتایج این مطالعات منجر به تدوین آیین‌نامه طراحی برای این گونه سازه‌ها گردید (Wang, 1993). به منظور درک بهتر اثر زلزله بر روی رفتار تونل‌ها، ۷۱ مورد با مشخصات مختلف توسط داودینگ و روزن مطالعه شد (Dowding & Rozen, 1978). شارما و جوود ۱۹۲ مورد گزارش رفتار سازه‌های زیرزمینی را در خصوص ۸۵ زلزله در سراسر جهان، مورد بررسی و تحقیق قرار دادند. این پژوهشگران یک بانک اطلاعاتی از داده‌های گردآوری شده جهت تعیین تاثیر عوامل مختلف، در پایداری فضاهای زیرزمینی ایجاد نمودند. در نهایت ارتباطی بین شتاب حداکثر سطح زمین و عمق روباره و میزان خسارت ارائه کردند که می‌توان از آن جهت برآورد اولیه پایداری تونل‌ها قبل از تحلیل دینامیکی استفاده نمود (Sharma & Judd, 1991). حشاش و همکاران مطالعاتی در مرکز تحقیقات انجمن بین‌المللی تونل‌سازی جهت استفاده در تحلیل لرزه‌ای فضاهای زیرزمینی در آمریکا انجام دادند. در این پژوهش با بررسی آخرین مطالعات محققان، در مورد طراحی و پایداری تونل‌ها تحت بارهای لرزه‌ای، راهکارهای لازم ارائه شده است. در ضمن این تحقیق، مطالعات انجام شده توسط سنت جان و زهرا و وانگ را نیز به روز کرده است. بر اساس مطالعات حشاش و همکاران

جهت تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی سه مرحله را باید پشت سر گذاشت، این سه مرحله شامل تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه، بررسی پاسخ زمین نسبت به امواج لرزه‌ای و طراحی لرزه‌ای سازه زیرزمینی می‌باشد (Hashash et al, 2001).

انجمن مهندسان عمران آمریکا<sup>۱</sup> (ASCE) خسارات ناشی از زلزله‌های فرناندو در سال ۱۹۷۱ را روی منطقه لس آنجلس مورد بررسی قرار داد (ASCE, 1974). انجمن مهندسی عمران ژاپن<sup>۲</sup> (JSCE) اجرای چندین سازه زیرزمینی از جمله تونل‌های با حلقه‌های پیش‌ساخته تحت تاثیر بارهای لرزه‌ای را مورد بررسی قرار داد (JSCE, 1988). همان‌طور که در بخش‌های فوقانی اشاره شد اوکاموتو، داودینگ و روزن، اوون و شول، شارما و جوود، همگی خسارات ناشی از زلزله را روی فضاهای زیرزمینی مختلف مورد بررسی قرار دادند.

از دهه ۱۹۶۰ در ژاپن و ایالات متحده آمریکا برآورد تاثیرات زمین‌لرزه بر روی سازه‌های زیرزمینی آغاز شده است. ناکامارا و همکاران خسارات وارده بر ایستگاه متروی دایکایی در کوبه ژاپن بر اثر زلزله هیوگوکن-نانبو در سال ۱۹۹۵ را مورد تحلیل قرار دادند. ایستگاه متروی دایکایی به روش کند و پوش و برحسب بار ناشی از روباره، فشار جانبی خاک و وزن خود سازه طراحی شده بود و بارهای زلزله در حین طراحی در نظر گرفته نشده بودند. در اثر زلزله هیوگوکن-نانبو ۲۰ ستون از ۲۵ ستون مرکزی ایستگاه، ظرفیت تحمل بار خود را از دست دادند و نشست معادل ۲/۵ متر در سطح زمین ایجاد شد. شاید بتوان گفت تخریب ایستگاه دایکایی اولین ریزش یک سازه زیرزمینی شهری به علت نیروی زلزله می‌باشد. هم‌چنین بر اثر وقوع این زلزله بیش از ۳۰ تونل از مجموع ۱۰۰ تونل موجود در منطقه دچار صدمات نسبتاً شدیدی شدند (Wang, 1993).

وانگ و همکاران خسارات وارد بر تونل‌های بزرگراهی نعل اسبی شکل متأثر از زلزله چی چی با بزرگی ۷/۳ ریشتر در سپتامبر ۱۹۹۹ در تایوان را مورد ارزیابی قرار دادند. که باعث خسارات شدید به

<sup>1</sup> American Society of Civil Engineers

<sup>2</sup> Japanese Society of Civil Engineers

تونل‌های سنگی و خطوط زیرزمینی آب و گاز تایوان وارد ساخت. از ۵۷ تونل مورد بررسی ۴۹ مورد آن متحمل خساراتی از قبیل ترک خوردن و پوسته شدن پوشش، ناپایداری دهانه ورودی، هجوم آب زیرزمینی، سقوط سنگ، تغییر شکل و جابجایی پوشش شد (Wang et al, 2001).

Menkiti به مطالعه تونل دوقلوی در دست احداث بزرگراه Bolu بر اثر زلزله نوامبر سال ۱۹۹۹ در ترکیه پرداخته است. تونل Bolu با روش تونل‌سازی جدید اتریشی (NATM) ساخته شده است. بر اثر این زلزله ۳۰۰ متر از ورودی شرقی هر دو تونل دچار ریزش شده‌اند (Hashash et al, 2001).

کیوسل (۱۹۶۹) تونل بارت در سانفرانسیسکو را بر اساس کرنش‌های محوری و خمشی ایجاد شده در اثر بارهای لرزه‌ای طراحی نمود. تمام سازه‌های سیستم متروی بارت برای بزرگ‌ترین زلزله قابل انتظار در منطقه طراحی شد. میزان شتاب حداکثر افقی در سنگ و خاک‌های کم عمق و عمیق به ترتیب برابر  $0.32g$  و  $0.5g$  می‌باشد. حداکثر شتاب قائم برابر دو سوم مقدار شتاب افقی در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که تونل بارت بر اثر زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا متحمل خساراتی نشده است و این مهم به این دلیل بوده است که این تونل تحت ملاحظات طراحی لرزه‌ای دقیق طراحی شده بود (Kuesel, 1969). مانسیس و مریت متروی لس آنجلس را براساس ملاحظات لرزه‌ای طراحی نمودند. به نحوی که پوشش بتنی تونل‌ها در اثر زلزله ۱۹۹۴ نورتریج با وجود خرابی‌های بسیار در سازه‌های سطحی مانند پل‌ها و غیره، بدون عیب و صدمه باقی ماند و سیستم مترو هیچ آسیبی متحمل نشد (Monsees & Merritt, 1991).

پک و همکاران مطالعه‌های اولیه‌ای را بر روی تغییر شکل‌های اعوجاجی با توجه به پژوهش‌های ریچارد و هوگ انجام داده‌اند و یک راه‌حل فرم بسته در ضوابط نیروها، گشتاورهای خمشی و تغییر شکل پوشش جداره تحت تاثیر بارگذاری خارجی پیشنهاد کرده‌اند (Hashash et al, 2001). وانگ (۱۹۹۳) راه‌حل فرم بسته‌ای با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه ارائه داد. تا نیروها و تغییر شکل‌ها در پوشش جداره به دلیل تغییر شکل‌های بیضوی استاتیکی معادل در اثر زلزله محاسبه شوند (Wang, 1993). پنزین و همکاران (۱۹۸۸) راه‌حل‌های الاستیک فرم بسته‌ای را برای محاسبه نیروی محوری، برشی و

لنگر خمشی پوشش جداره ناشی از تغییر شکل‌های تاشدگی و حلقوی با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه پیشنهاد کرده‌اند (Penzien et al, 1988). حشاش و همکارانش (۲۰۰۵) تفاوت قابل ملاحظه‌ای در نیروی محوری برای شرایط بدون لغزش بین راه‌حل‌های تحلیلی وانگ و پنزین یافته است که با یک روش عددی مقایسه شده است. در نهایت این محققین بیان نمودند که روش پنزین برای برآورد نیروی محوری پوشش جداره تونل در شرایط بدون لغزش بکار برده نشود (Hashash et al, 2005). بوبت (۲۰۰۳) روابط ریاضی به منظور محاسبه نیروی محوری و لنگر خمشی در تحلیل لرزه‌ای تونل‌ها با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه در شرایط بدون لغزش ارائه کرده است (Bobet, 2003). راه‌حل تحلیلی دیگری توسط پارک و همکارانش (۲۰۰۹) ارائه شده است که توسط ضریب انعطاف‌پذیری فنری به محاسبه روابط بین جابجایی‌ها و نیروی اندرکنش زمین-سازه پرداخته است (Park et al, 2009).

لازم به ذکر است که مطالعات گوناگونی توسط محققان ایرانی انجام گرفته است، برای مثال نیکخواه تاثیر بارگذاری لرزه‌ای بر روی پایداری تونل‌ها و به ویژه تاثیر عمق و خواص دربرگیرنده تونل را با استفاده از نرم‌افزار UDEC مورد مطالعه قرار داده است (نیکخواه، ۱۳۷۹). میرمیرانی مطالعاتی را در مورد تاثیر زلزله بر تونل‌ها انجام داده است (میرمیرانی، ۱۳۸۶). صدقیانی و حبیب‌بیگی روش‌های تحلیل دینامیکی فضاهای زیرزمینی مقاوم در برابر زلزله را مورد بررسی قرار داده‌اند و در نهایت بیان نموده‌اند که به منظور حصول به نتایجی با دقت کافی لازم است تا در تحلیل‌های انتشار امواج مقدار حداکثر نسبت طول المان به حداقل طول موج به  $0/25$  محدود گردد (صدقیانی و حبیب‌بیگی، ۱۳۸۰). صراطی و همکاران به تحلیل دینامیکی تونل کمکی ابوذر در مقابل بارگذاری زلزله به روش عددی پرداخته‌اند و در نهایت بیان نموده‌اند که پوشش طراحی شده در مقابل بارگذاری زلزله مقیاس شده طبس پایدار می‌باشد (صراطی و همکاران، ۱۳۸۸). نیک‌اختر و همکاران پایداری تونل خط یک متروی تبریز را با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی مطالعه کرده‌اند و در نهایت بیان نموده‌اند که روش تحلیلی وانگ از دقت بیشتری در محاسبه نیروی محوری نسبت به روش پنزین برخوردار می‌باشد (نیک‌اختر و همکاران، ۱۳۹۰).

پژوهشگران دیگری نیز به تحلیل دینامیکی فضا‌های زیرزمینی به صورت موردی پرداخته‌اند، زارع رشکوئی‌به با استفاده از روش عددی تفاضل محدود، رفتار لرزه‌ای پوشش بتنی تونل‌های مترو شهری را در هنگام زلزله مدل‌سازی نموده است و در نهایت بیان نمود که افزایش ابعاد پوشش بتنی همیشه یک روش مطمئن در مقابل بارگذاری زلزله نمی‌باشد (زارع رشکوئی‌به، ۱۳۸۶). باقرزاده و همکاران مطالعاتی در مورد تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی به روش عددی با اعمال شتاب‌نگاشت (مطالعه موردی متروی اصفهان) را انجام داده‌اند (باقرزاده و همکاران، ۱۳۸۸). باباگلی و همکاران تاثیر پارامترهای مختلف مانند مدول کشسانی، نسبت پواسون و ضخامت پوشش، سرعت موج برشی خاک، نسبت پواسون خاک و شعاع تونل را بر روی نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای حاصل از روش‌های تحلیلی مختلف را مورد بررسی قرار داده‌اند و در نهایت بیان نموده‌اند که روش پنزین بیش‌ترین نیروی محوری را پایین‌تر از سایر روش‌ها برآورد می‌کند و در برخی موارد نتایج روش پنزین برخلاف نتایج حاصل از سایر روش‌ها بوده است. با افزایش مدول کشسانی پوشش، ضریب پواسون پوشش، ضخامت پوشش و سرعت موج برشی خاک، نسبت انعطاف‌پذیری افزایش می‌یابد و با افزایش نسبت پواسون خاک، نسبت انعطاف‌پذیری ثابت باقی می‌ماند (باباگلی و همکاران، ۱۳۹۲).

## ۱-۷- سازمان‌دهی پایان‌نامه

مطالب این پایان‌نامه در قالب فصول زیر ارائه شده است:

در فصل اول تحقیق حاضر، شرح مختصری از موضوع تحقیق، روش تحقیق، بیان مسئله تحقیق، ضرورت انجام تحقیق و مروری بر مطالعات گذشته در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی بیان شده است.

در فصل دوم مفاهیم زلزله‌شناسی، مطالعات محققان مختلف در مورد عملکرد لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی، تغییر شکل‌های پوشش جداره تونل تحت بارگذاری زلزله، روش پیشنهادی طراحی و تحلیل لرزه‌ای حشاش و همکاران و روش تحلیلی وانگ و پنزین به طور مفصل بیان شده است.

فصل سوم شامل مختصری از اطلاعات زمین‌شناسی، ژئوتکنیکی و لرزه‌خیزی تونل خط ۲ مشهد

می‌باشد. این اطلاعات در روند مدل‌سازی استاتیکی و دینامیکی مورد استفاده قرار خواهد گرفت. در فصل چهارم به تحلیل استاتیکی پوشش بتنی مسلح شده تونل خط ۲ مترو مشهد در برابر بارهای ناشی از ترافیک، بار ساختمان و وزن روباره خاکی پرداخته خواهد شد. در این فصل مراحل مدل‌سازی استاتیکی با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود  $Flac^{2D}$  به طور مفصل بیان خواهد شد. در نهایت بیشینه نیروهای لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی مسلح شده محاسبه و با استفاده از نمودار اندرکنش پوشش بتنی ساختگاه مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

در فصل پنجم به تحلیل دینامیکی عددی و تحلیلی تونل خط ۲ مترو مشهد پرداخته می‌شود. در این فصل ابتدا بر اساس تحلیل خطر زلزله ساختگاه و شتاب‌نگاشت مبنای طرح حاصل از تحلیل خاک منطقه، توسط نرم‌افزار Seismosignal تاریخچه زمانی بارگذاری اصلاح شده برای سطوح طراحی لرزه‌ای مختلف تهیه شده و سپس پاسخ لرزه‌ای تونل در برابر سطوح طراحی لرزه‌ای مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت به بررسی تاثیر عوامل مختلف بر نیروهای وارد بر پوشش جداره تونل توسط روابط تحلیلی پرداخته می‌شود.

در فصل هفتم خلاصه‌ای از یافته‌های تحقیق جاری ارائه شده است. همچنین عناوین و موضوعات پیشنهادی برای تحقیقات آتی بیان شده است.

۲ فصل دوم:

# کلیات تحلیل دینامیکی فضاهاى زیرزمینی

سازه‌های زیرزمینی جزء جدایی‌ناپذیری از زیرساخت‌های جامعه مدرن بوده و برای کاربردهای مختلفی شامل متروها، تونل‌های راه‌آهن، بزرگراه‌ها، مخازن ذخیره انرژی، انتقال آب و فاضلاب و غیره بکار برده می‌شوند. عموماً فضاهای زیرزمینی عملکرد بهتری در مقابل بارهای لرزه‌ای نسبت به سازه‌های سطحی دارند، به نحوی که تا قبل از سال ۱۹۹۵ در مقابل بارهای دینامیکی طراحی نمی‌شدند. اما زلزله‌های دهه ۱۹۹۰ میلادی باعث خرابی جدی در برخی تونل‌ها گردید. به عنوان مثال می‌توان به صدمات وارد بر تونل‌ها مربوط به زلزله کانتو ژاپن در سال ۱۹۲۳، خسارت‌های شدید وارده به تونل‌های شهر کوبه در سال ۱۹۹۵ ژاپن، آسیب‌های جدی به تونل‌های کوهستانی در زلزله ۱۹۹۹ چی چی و رخداد چند ریزش در امتداد یک تونل بزرگراهی در زلزله ۱۹۹۹ ترکیه اشاره نمود (Hashash et al, 2001).

## ۲-۲- امواج زلزله

اصولاً چهار نوع مشخص از امواج الاستیک در زمین لرزه‌ها محسوس بوده و می‌توانند باعث خسارت شوند. دو نوع از این امواج به امواج حجمی<sup>۱</sup> و دو نوع دیگر به امواج سطحی<sup>۲</sup> معروفند.

### ۲-۲-۱- امواج حجمی (برگی، ۱۳۷۴)

این امواج در درون زمین و از کانون زلزله در تمام جهات منتشر می‌شوند. این امواج دارای دو نوع امواج طولی<sup>۳</sup> و امواج عرضی<sup>۴</sup> می‌باشند. در امواج طولی امتداد ارتعاش ذرات این موج در امتداد انتشار آن می‌باشد. این امواج نسبت به امواج عرضی دارای سرعت بیشتری بوده و توسط گیرنده‌های زلزله ابتدا ثبت می‌شوند. به عبارت دیگر در نقطه‌ای دور از کانون، ابتدا موج طولی و سپس موج عرضی توسط دستگاه شتاب‌نگاشت دریافت می‌شوند و با استفاده از فاصله زمانی دریافت این دو موج و با داشتن

<sup>1</sup> Body Waves

<sup>2</sup> Surface Waves

<sup>3</sup> Primary Wave

<sup>4</sup> Shear Wave



سرعت انتشار هر کدام می‌توان فاصله کانون زلزله تا موقعیت دستگاه شتاب‌نگاشت را محاسبه نمود. موج طولی از تمام محیط‌های جامد، مایع و گاز می‌گذرد و باعث تغییر حجم اجسام می‌گردد. لازم به ذکر است که این موج به موج اولیه یا موج P نیز معروف است.

در امواج عرضی امتداد ارتعاش ذرات این موج عمود بر امتداد انتشار آن می‌باشد و نظیر نور دارای حرکت سینوسی می‌باشد. موج عرضی تنها از محیط‌های جامد می‌گذرد، زیرا سیالات تحت تاثیر برش قرار نمی‌گیرند. این موج سبب تغییر شکل برشی اجسام می‌شود و عملکرد آن در هنگام زلزله تکان دادن سازه‌ها می‌باشد. این امواج در آسیب رساندن به سازه‌ها خیلی موثرند. امواج عرضی به دنبال امواج طولی منتشر می‌شوند و نظیر امواج سطحی تا تمام شدن لرزه‌های اصلی ادامه دارد. موج عرضی به موج ثانویه یا موج S نیز معروف است.

سرعت انتشار امواج تابع مدول الاستیک و دانسیته محیط بوده و مستقل از چشمه انرژی و منشأ موج می‌باشد و با استفاده از تئوری الاستیسیته در یک محیط همگن و الاستیک با استفاده از فرمول‌های زیر محاسبه می‌شوند:

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (1-2)$$

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (2-2)$$

در روابط بالا  $C_p$  و  $C_s$  به ترتیب سرعت امواج طولی و عرضی،  $E$  مدول الاستیک،  $\nu$  ضریب پواسون،  $\rho$  جرم مخصوص خاک و زمین مربوطه،  $G$  مدول برشی و  $K$  مدول حجمی هستند.

## ۲-۲-۱- امواج سطحی

زمانی که امواج حجمی در داخل لایه‌های مختلف پوسته زمین منتشر می‌شوند، در سطح مشترک انواع لایه‌ها منعکس می‌شوند، که در این حالت مقداری از انرژی یک نوع موج به انرژی موج دیگر تبدیل می‌شود و در سطح زمین حرکاتی مشاهده می‌شود که فقط در قسمت‌های سطحی وجود دارد و ناشی از امواجی می‌باشند که محدوده انتشار آن‌ها مجاورت سطح زمین بوده و به همین دلیل به امواج

سطحی معروف هستند. این امواج دارای دو نوع موج لاو<sup>۱</sup> و موج رایلی<sup>۲</sup> می‌باشند (برگی، ۱۳۷۴).

در موج رایلی، ذرات با حرکت خود شکلی مانند بیضی که در صفحه قائم و موازی با حرکت موج است، می‌سازند. به عبارت دیگر حرکات ذرات در سطح مسیر به صورت یک بیضی است که قطر طول آن عمود بر امتداد انتشار موج می‌باشد. سرعت امواج رایلی اندکی کمتر از امواج عرضی است. امواج رایلی ناشی از امواج عرضی یا طولی است که از کانون زلزله انتشار می‌یابند ولی در همسایگی مرکز زلزله تولید نمی‌شوند و ناحیه تشکیل امواج رایلی معمولاً با مرکز زلزله فاصله دارد. اگر  $L_p$  و  $L_s$  حداقل فاصله امواج سطحی رایلی ناشی از امواج طولی و عرضی تا مرکز زلزله باشد، با استفاده از روابط تجربی (۲-۳) و (۲-۴) این فواصل به صورت زیر محاسبه می‌شوند (دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، ۱۳۶۹).

$$L_p = \frac{V_R}{\sqrt{V_P^2 - V_R^2}} \cdot d \quad (۳-۲)$$

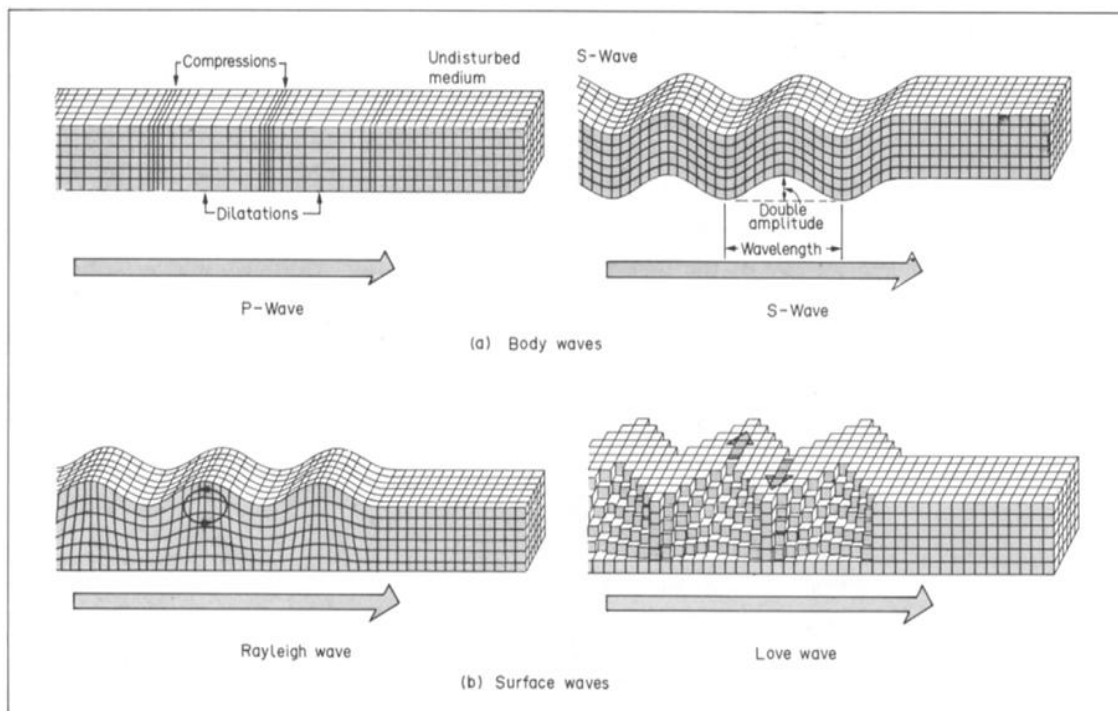
$$L_s = \frac{V_R}{\sqrt{V_S^2 - V_R^2}} \cdot d \quad (۴-۲)$$

در روابط بالا  $V_P$ ،  $V_R$  و  $V_S$  به ترتیب سرعت امواج رایلی، طولی و عرضی و  $d$  عمق کانون زلزله می‌باشد.

نوع دوم امواج سطحی، موج لاو است که اساساً مانند موج S ولی بدون تغییر مکان قائم می‌باشد. این موج زمین را در جهت جانبی و در یک صفحه افقی موازی سطح زمین ولی در جهت عمود بر انتشار موج به ارتعاش در می‌آورد. اثر ناشی از امواج لاو تکان افقی است، لذا خسارات وارده به ساختمان‌ها، از طریق پی آن‌ها قابل توجه می‌باشد. شکل ۱-۲ نحوه حرکت متفاوت زمین را برای چهار نوع اصلی موج نشان می‌دهد (دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، ۱۳۶۹).

<sup>1</sup> Love Wave

<sup>2</sup> Rayleigh Wave



شکل ۲-۱- انواع امواج لرزه‌ای (Zahrah & John, 1987)

### ۲-۳- کانون زلزله و مرکز زلزله

نحوه انتشار امواج زلزله بگونه‌ای است که گویی از یک مرکز واحد ساطع شده‌اند. این مرکز را کانون زلزله می‌نامند. به عبارتی دیگر کانون زلزله<sup>۱</sup> محلی درون زمین که امواج حاصل از زلزله در آنجا ایجاد و در تمام جهات منتشر می‌گردد. تصویر کانون زلزله بر روی سطح زمین را مرکز زلزله<sup>۲</sup> و فاصله کانون زلزله تا سطح زمین را عمق کانون<sup>۳</sup> زلزله می‌نامند. فاصله کانون زلزله تا ایستگاه لرزه‌نگاری مورد نظر را فاصله کانونی<sup>۴</sup> زلزله می‌نامند. این مفاهیم در شکل ۲-۲ نشان داده شده است (مقدم، ۱۳۷۸).

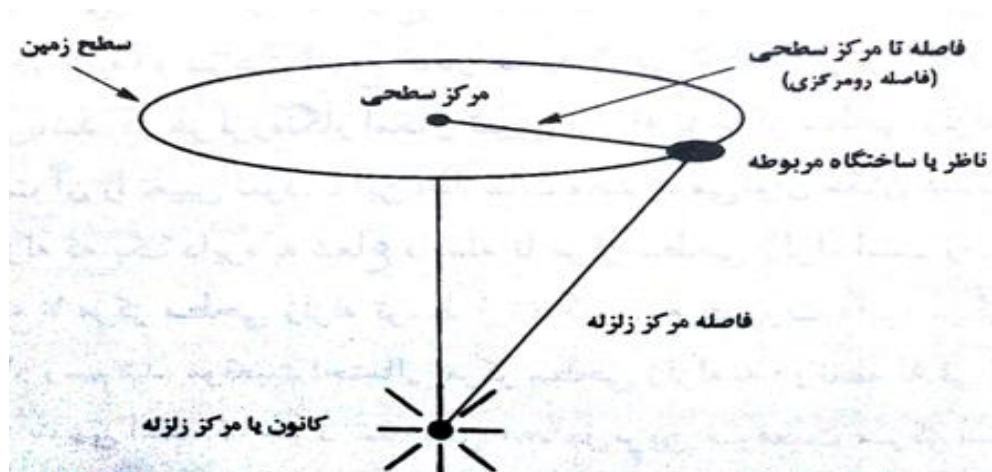
تقسیم‌بندی زلزله‌ها بر اساس عمق کانونی آن‌ها در کشورهای مختلف بصورت متفاوت انجام می‌پذیرد. معمولاً به زلزله‌هایی با عمق کانونی کمتر از ۷۰ کیلومتر کم عمق و به زلزله‌هایی با عمق بین ۷۰ تا ۳۰۰ کیلومتر متوسط و به زلزله‌هایی با عمق بیشتر از ۳۰۰ کیلومتر زلزله‌های عمیق می‌گویند. حداکثر عمق کانون زلزله‌هایی که تا امروز رخ داده است، حدود ۷۰۰ کیلومتر برآورد شده است (برگی، ۱۳۷۴).

<sup>۱</sup> Hypocenter

<sup>۲</sup> Epicenter

<sup>۳</sup> Focal depth

<sup>۴</sup> Hypocenter distance



شکل ۲-۲- علایم توصیف موقعیت زلزله (کرامر، ۱۳۷۸)

## ۲-۴- مقیاس‌های سنجش زلزله

جهت بیان اندازه یک زمین‌لرزه معمولاً دو مقیاس شدت زلزله<sup>۱</sup> و بزرگی زلزله<sup>۲</sup> بکارگرفته می‌شود. که هر یک از این عوامل در ذیل به طور مختصر بیان می‌شوند (برگی، ۱۳۷۴).

### ۲-۴-۱- شدت زلزله

قدیمی‌ترین معیار اندازه‌گیری زلزله، شدت زلزله می‌باشد. شدت زلزله در واقع یک مقیاس نظری می‌باشد و بر پایه مشاهدات و توصیف کیفی خرابی‌ها و عکس‌العمل‌های انسانی حین زلزله در یک مکان خاص استوار است. اصولاً شدت زلزله با افزایش فاصله از مرکز کاهش می‌یابد. از آنجایی که تشریح کیفی اثرات زلزله در گزارشات تاریخی موجود است، لذا مفهوم شدت را می‌توان برای ارزیابی زلزله‌های تاریخی که قبل از توسعه ابزارهای دقیق و جدید رخ داده‌اند، به کار برد. در حال حاضر مقیاس شدت مرکالی اصلاح شده<sup>۳</sup> که توسط دانشمندان ایتالیایی پایه‌گذاری شده، کاربرد فراوانی پیدا کرده است. این مقیاس، شدت زلزله را به دوازده درجه تقسیم می‌کند. شدت یک زلزله را نمی‌توان با درجه معینی تعیین نمود، بلکه اطلاعات مربوط به شدت زمین‌لرزه به صورت نقشه‌های هم‌شدت<sup>۴</sup> تدوین می‌شود (کرامر، ۱۳۷۸).

<sup>1</sup> Intensity

<sup>2</sup> Magnitude

<sup>3</sup> Modified Mercalli scale

<sup>4</sup> Isoseismal map

## ۲-۴-۲- بزرگی زلزله

به طور کلی شدت زلزله یک مقیاس مشاهده‌ای و غیر دستگاهی می‌باشد. که به عوامل مختلفی بستگی دارد. شدت زمین‌لرزه از بررسی سطح خسارت دیده، نحوه و میزان تخریب مشخص می‌شود. بزرگی زلزله یک سنجش کمی از گستردگی و مقدار انرژی رها شده زلزله می‌باشد و اصولاً برای تعیین آن احتیاجی به مطالعه بر روی محل معین و بخصوصی نمی‌باشد. ریشتر<sup>۱</sup> در سال ۱۹۳۵ با بررسی آماری چندین زلزله کم عمق بزرگی زلزله (M) را به صورت معادله (۲-۵) تعریف نمود (برگی، ۱۳۷۴).

$$M = \log A \quad (۲-۵)$$

در رابطه بالا A حداکثر دامنه موج بر حسب میکرون می‌باشد که توسط لرزه‌نگار وود-اندرسون در فاصله ۱۰۰ کیلومتری مرکز زمین‌لرزه ثبت شده باشد. با توجه به این که در واقعیت همیشه فاصله ایستگاه ثبت از مرکز زلزله ۱۰۰ کیلومتر نمی‌باشد. بنابراین بایستی به روش‌های مختلف اصلاحات لازم صورت پذیرد تا بزرگی زلزله تعیین گردد. یکی از این روش‌ها استفاده از رابطه ذیل است (برگی، ۱۳۷۴):

$$M = \log A + 1.73 \log \frac{100}{B} \quad (۲-۶)$$

که در رابطه (۲-۶)، M بزرگی زلزله و B فاصله از مرکز بر حسب کیلومتر می‌باشد.

رابطه تجربی (۲-۷) بین انرژی رها شده (E) به صورت امواج الاستیک در کانون زلزله بر حسب ارگ و بزرگی آن M بر اساس تجربه‌های ریشتر و گوتنبرگ در سال ۱۹۵۶ برای زلزله‌های کم عمق به صورت زیر ارائه شده است (برگی، ۱۳۷۴).

$$\log E = 11.8 + 1.5M \quad (۲-۷)$$

لازم به ذکر است که حداکثر انرژی قابل تحمل مصالح موجود در زمین با توجه به مقاومت لایه‌های مختلف زمین  $۱۰^{۲۵} * ۵$  ارگ  $(\frac{\text{پوند}}{\text{فوت}} = 7,5 \times 10^{-8})$  (یک ارگ) برآورد می‌شود که با استفاده از رابطه بالا، حداکثر مقدار بزرگی مربوط برابر ۹.۲ درجه ریشتر خواهد بود.

<sup>۱</sup> Richter

## ۲-۵- مطالعه‌ی موردی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی

بر اساس مطالعه‌ها و گزارش‌های ثبت شده، سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی در برابر امواج دینامیکی مانند زلزله از درجه ایمنی بالاتری برخوردار هستند. زیرا سازه‌های سطحی فقط در سطح تحتانی خود به زمین اتصال دارند و بصورت آزاد مرتعش می‌شوند. ولی سازه‌های زیرزمینی درگیری کاملی با محیط دربرگیرنده داشته و بنابراین در برابر لغزش مقاوم‌ترند. با این وجود گزارش‌های زیادی مبنی بر آسیب دیدگی فضاها و زیرزمینی مانند تونل‌ها و غیره به واسطه‌ی عملکرد امواج دینامیکی مانند زلزله وجود دارد که حاکی از آن است که این سازه‌ها در برابر امواج دینامیکی به طور مطلق مصون نبوده و بروز آسیب و خسارت در آن‌ها کاملاً محتمل است. در این بخش چند مورد از مطالعات موردی که در این خصوص انجام گرفته است، مورد بررسی قرار می‌گیرند.

### ۲-۵-۱- مطالعات اوکاموتو<sup>۱</sup> در کشور ژاپن

در سال ۱۹۲۳ بر اثر زلزله کانتو با بزرگی ۸.۱۶ ریشتر، از مجموع ۱۱۶ تونل راه‌آهن موجود در منطقه، ۸۲ مورد خسارت‌هایی به شکل شکستگی بخش‌های دهانه ورودی، ترک یافتگی طولی و عرضی پوشش‌ها، پوسته شدن و تغییر شکل یافتگی متحمل شده‌اند. اوکاموتو در سال ۱۹۸۴ بر اساس بررسی خسارات زلزله فوق به نتایج زیر دست یافته است (Okamoto, 1984).

- تونل‌هایی که در فاصله بیش‌تر از ۵۰ کیلومتر از کانون زلزله قرار گرفته‌اند، آسیب ندیده‌اند.
- در همه محیط‌ها اعم از خاکی، خاک و شن، سنگ درزه‌دار و سنگ نرم، خسارات در نواحی پوشش ضخیم‌تر بیش‌تر از بخش‌هایی با پوشش نازک بوده است.
- زمانی که بدون در نظر گرفتن پوشش، تنها بر اساس محیط زمین‌شناسی، میزان خسارت گردد. این میزان به طور افزایشی از خاک یا خاک و شن به سنگ درزه‌دار و سنگ نرم و سنگ سخت کاهش می‌یابد. در جدول ۲-۱ خسارت وارد بر تونل‌ها در محیط‌های مختلف ارائه شده است.

<sup>1</sup> Okamoto

جدول ۱-۲- خسارت وارد بر تونل‌ها در محیط‌های مختلف (Okamoto, 1984)

نسبت خسارت (درصد)	نوع سنگ
۱۶	سنگ سخت
۴۰	سنگ نرم
۴۴	سنگ درزه‌دار
۶۱	خاک یا خاک و شن

اوکاموتو در نهایت به این نتیجه رسید که ایمنی تونل در زمان وقوع زلزله به شرایط زمین ارتباط دارد ولی شرایط ضعیف محیط دربرگیرنده تونل صرفاً با افزایش ضخامت پوشش در برابر زلزله بهبود نمی‌یابد و موارد زیر توسط اوکاموتو جهت کاهش خسارت پیشنهاد شده است:

۱- موقعیت تونل باید در مکانی انتخاب شود که بارهای غیر هم مرکز<sup>۱</sup> کوچک باشند. طبق این نظریه تونل‌ها در امتداد و پای کوه‌ها بیش‌تر در معرض بارهای غیر هم مرکز هستند.

۲- زمین‌های دارای پتانسیل ریزشی باید محکم شوند.

۳- پرشدگی پشت پوشش‌ها باید به اندازه کافی متراکم باشد تا از بارهای با خروج از مرکزیت جلوگیری شود. زمانی که در تاج تونل‌ها فضای خالی وجود داشته باشد ترک یافتگی پوشش محتمل است و از این رو باید کامل با بتن پر گردد.

۴- پوشش باید با لایه‌ای فولادی اجرا گردد.

## ۲-۵-۲- مطالعات داودینگ و روزن<sup>۲</sup>

این پژوهشگران در سال ۱۹۷۷ به منظور درک بهتر اثر زلزله بر روی تونل‌ها، مطالعات گسترده‌ای بر روی ۷۱ مورد خسارت ثبت شده در تونل‌ها طی ۱۳ زلزله مختلف که بین سال‌های ۱۸۰۰ تا ۱۹۶۰ اتفاق افتاده است، انجام داده‌اند. این تونل‌ها در کالیفرنیا، آلاسکا و ژاپن بودند و در میان آن‌ها دو مورد قطری حدود ۲ متر و بقیه اقطار در حدود ۳-۶ متر داشته‌اند. روش ساخت و انواع پوشش این تونل‌ها متنوع بوده، نگهداری دائم زمین شامل چوب بست‌کاری، آجر چینی، پوشش بتنی و یا بدون نگهداری

<sup>۱</sup> Eccentric forces

<sup>۲</sup> Dowding and Rozen

بوده است. ۱۲ مورد از تونل‌ها در سنگ‌های یکپارچه، ۱۱ مورد در سنگ‌های خرد و هوازده با مناطق برشی و ۳ مورد در خاک حفر شده‌اند. این زلزله‌ها که ۶ مورد آن در کالیفرنیا و ۶ مورد در ژاپن و آلاسکا روی داده است، دارای بزرگای ۵.۸ تا ۸.۲ ریشتر می‌باشد و عمق کانون زلزله‌ها بین ۱۳ تا ۴۰ کیلومتر می‌باشد که در اعماق ۱۵ تا ۲۰ کیلومتر بیشتر دیده شده است. این دو پژوهشگر خسارات ناشی از زلزله در تونل‌ها را به سه منطقه تقسیم کرده‌اند (Dowding & Rozen, 1978).

۱- منطقه بدون خسارت<sup>۱</sup> (تا شتاب  $0.19g$  یا حداکثر سرعت زمین کمتر از  $20\text{ cm/s}$ ) که در اثر حرکات ضعیف ترک‌های جدید ایجاد نشده و ریزش نیز اتفاق نمی‌افتد.

۲- منطقه با خسارت اندک<sup>۲</sup> (شتاب  $0.19g$  تا شتاب  $0.52g$  حداکثر سرعت زمین  $20-94\text{ cm/s}$ ) شامل ریزش‌های کوچک و شکل‌گیری ترک‌های جدید می‌باشد.

۳- منطقه آسیب دیده<sup>۳</sup> (شتاب بیش از  $0.52g$ ) این وضعیت بیش‌تر در ناحیه دهانه ورودی دیده می‌شود و شامل ایجاد ترک‌های شدید و ریزش سنگ‌های بزرگ و حتی ریزش و بسته شدن تونل می‌باشد.

تحلیل‌هایی که در ذیل بیان می‌گردد خلاصه‌ای از مطالعات موردی است که توسط داودپنگ و روزن مورد بررسی قرار گرفته‌اند:

۱- برای یک شدت لرزش ثابت، ایمنی تونل‌ها بسیار بیش‌تر از ایمنی سازه‌های سطحی است.  
۲- تونل‌های عمیق در برابر زلزله ایمن‌تر و دارای آسیب‌پذیری کمتری نسبت به تونل‌های سطحی می‌باشند و تونل‌های تحت یک بار متقارن که اندرکنش بین سنگ و پوشش را افزایش می‌دهد، پایدارترند.

۳- هیچ‌گونه خسارتی در تونل‌های پوشش‌دار یا بدون پوشش در شتاب‌های سطحی تا  $0.19g$  گزارش نشده است و بیشترین خسارت نیز در شتاب بیش‌تر از  $0.4g$  اتفاق افتاده است. برای شتاب‌های سطحی

---

<sup>1</sup> No damage Zone

<sup>2</sup> Minor damage Zone

<sup>3</sup> Damage Zone



بیشتر از ۰/۲۵ g و کم‌تر از ۰/۴ g خسارت‌های کمی مانند ترک خوردگی دیوار آجری یا بتنی و یا سقوط سنگ‌های سست مشاهده شده است.

۴- در فرکانس‌های بین ۱-۱۰۰ هرتز مربوط به زلزله و آتش‌باری در فضاهای زیرزمینی پدیده تشدید مشاهده نمی‌شود.

### ۲-۵-۳- مطالعات اوون و شول<sup>۱</sup> (نیکخواه و گشتاسبی، ۱۳۷۹)

این دو محقق در سال ۱۹۸۱ موارد مطالعاتی دیگری را به موارد ذکر شده داودینگ و روزن اضافه کردند. این نویسندگان در مجموع ۱۲۷ مورد تونل را مورد بررسی قرار دادند که علاوه بر تونل‌های سنگی ارائه شده توسط داودینگ و روزن، شامل تونل‌های مستطیلی شکل اجرا شده با روش‌های حفر و پوشاندن<sup>۲</sup> و تونل‌های دایره‌ای و داده‌های معادن زیرزمینی که شامل چاه‌ها نیز می‌شود، می‌باشد. بررسی این نویسندگان در مورد خسارت وارد بر سازه‌های کند و پوش که خاک‌های اطراف آن‌ها بسیار نرم و سست بوده است، بسیار مورد توجه است. این سازه‌ها مشخصات زیر را داشتند:

- ۱- یک تونل راه‌آهن کند و پوش با پوشش آجری که در اثر زلزله در سال ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو تخریب شد. در این مورد پوشش آجری هیچ‌گونه مقاومت لنگری نداشته و تخریب شده است.
- ۲- پنج مورد از خرابی‌های مجاری و تونل‌های کند و پوش به منظور عبور کابل‌های برق و غیره با پوشش بتنی، در زلزله سال ۱۹۷۱ سانفرانسیسکو مشاهده شده است که خسارت‌های وارد بر پوشش این سازه‌ها شامل موارد زیر می‌باشد:

- توسعه ترک‌های طولی و ورقه ورقه شدن دیوار بتنی
- خرابی مفصل‌های طولی
- تشکیل مفصل پلاستیک در بالا و پایین دیواره

نتایجی که توسط اوون و شول به دست آمد، یافته‌های داودینگ و روزن را تایید می‌کند. علاوه بر

<sup>1</sup> Owen and Scholl

<sup>2</sup> Cut and Cover

این که خسارت‌های وارد بر سازه‌ها کند و پوش عمدتاً به دلیل افزایش فشارهای جانبی خاک از خاک اطراف بوده و مدت دوام زلزله مهم‌ترین فاکتور مربوط به خسارت‌های شدید وارد بر سازه‌های زیرزمینی است.

#### ۲-۵-۴- مطالعات وانگ<sup>۱</sup> (Wang, 1985)

این پژوهشگر در سال ۱۹۸۵ برای بیان کارایی تاسیسات زیرزمینی در زمان وقوع زلزله Tang-Shan در سال ۱۹۷۶ با بزرگی ۷.۸ ریشتر موارد زیر را بیان نمود:

الف- در یک تونل شیب‌دار که از لایه خاکی با ضخامت ۴ متر به سمت سنگ آهک حفر شده بود، ترک‌های با عرض ۲ سانتی‌متر در دیواره کناری آن به‌وجود آمده و بتن مسلح نشده کف تونل حدود ۵ تا ۳۰ سانتی‌متر دچار بالازدگی شده است.

ب- خسارت‌های وارد شده بر تاسیسات زیرزمینی تا عمق ۵۰۰ متری بطور نمایی کاهش می‌یابد.

#### ۲-۵-۵- مطالعات شارما و جوود<sup>۲</sup> (Sharma & Judd, 1991)

این دو محقق کارهای اوون و شول را توسعه دادند. به‌عبارتی دیگر در سال ۱۹۹۱ داده‌های کیفی مربوط به ۱۹۲ مورد گزارش رفتار سازه‌های زیرزمینی از ۸۵ زلزله در سطح جهان را جمع‌آوری و مورد بررسی قرار دادند که ۷۱ مورد از این گزارش‌ها مربوط به مطالعات دادوینگ و روزن در سال ۱۹۷۸ می‌باشد. شارما و جوود یک بانک اطلاعاتی از داده‌های گردآوری شده تهیه نمودند و باتوجه به این داده‌ها، آسیب‌پذیری تاسیسات زیرزمینی را به ۶ پارامتر ضخامت روباره<sup>۳</sup>، نوع سنگ یا خاک، شتاب حداکثر زمین، بزرگای زلزله، فاصله از کانون زلزله و نوع سیستم نگهداری مرتبط کرده‌اند. این دو محقق ارتباطی بین شتاب حداکثر زمین و عمق روباره و میزان خسارت ارائه نموده‌اند که از آن می‌توان جهت برآورد اولیه پایداری تونل‌ها قبل از تحلیل دینامیکی استفاده نمود. لازم به ذکر است که داده‌های آماری جمع‌آوری شده در بانک اطلاعاتی مذکور، ماهیت کیفی دارند و در اغلب موارد هنگامی که آمار خسارت‌ها

---

<sup>1</sup> Wang

<sup>2</sup> Sharama and Judd

<sup>3</sup> Overburden cover

را به پارامتر به خصوصی ارتباط می‌دهند، ممکن است روندی را نشان دهد که نگرش مهندسی را نقض کند. این مساله شاید به واسطه وابستگی آماری به دیگر پارامترهای که ممکن است موثر باشند، توجیه شود.

نتایج مطالعات شارما و جوود به شرح زیر می‌باشد:

۱- همان‌طور که قبلاً گفته شد آسیب‌دیدگی فضاهای زیرزمینی با افزایش عمق کاهش می‌یابد. جدول ۲-۲ اثر ضخامت روباره و میزان خسارت مربوطه را برای ۱۳۲ مورد از ۱۹۲ مورد مطالعاتی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در جدول ۲-۲ مشاهده می‌شود، غالباً در اعماق بیش‌تر از ۵۰ متر آسیب‌پذیری کم بوده و در اعماق بیش‌تر از ۳۰۰ متر نباید انتظار آسیب‌دیدگی سنگین را داشت و در اعماق کمتر از ۵۰ متر و تونل‌های سطحی احتمال آسیب‌دیدگی بسیار زیادتر بوده به‌طوری که ۰/۳۵ درصد از فضاهای زیرزمینی آسیب دیده در اعماق کمتر از ۵۰ متر قرار دارند.

جدول ۲-۲- خلاصه‌ای از اطلاعات مربوط به ضخامت روباره و خسارت وارد بر تونل (Sharma & Judd, 1991)

موارد آسیب دیده		وسعت خرابی				ضخامت روباره
درصدی از مجموع	درصدی از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	کم	
۳۵	۵۸	۲۴	۱۰	۹	۱۴	۰-۵۰
۵	۲۹	۱۲	۲	۱	۲	۵۰-۱۰۰
۴	۴۰	۶	۱	۰	۳	۱۰۰-۲۰۰
۷	۳۲	۱۳	۱	۲	۳	۲۰۰-۳۰۰
۸	۶۴	۴	۰	۳	۴	۳۰۰-۵۰۰
۱۱	۸۳	۲	۰	۱	۹	۵۰۰-۱۰۰۰
۱	۲۰	۴	۰	۱	۰	۱۰۰۰-۱۵۰۰
۲۹	-	۳۳	۷	۶	۱۴	نامشخص
۱۰۰	-	۹۸	۲۲	۲۳	۴۹	مجموع

۲- جدول ۳-۲ داده‌های آماری خسارت را برای هر گونه نگهداری نشان می‌دهد. در میان ۱۹۲ مورد مطالعاتی ۱۰۶ مورد برای فضاهای بدون پوشش بوده‌اند و ۳۳ مورد با پوشش بتنی شامل ۲۴ فضای پوشیده با بتن غیر مسلح و ۹ مورد با پوشش بتنی مسلح بوده است و ۳ مورد مربوط به پوشش با

چوب‌بست و ۱۷ مورد مربوط به پوشش با مصالح بنایی مانند آجر بوده است. همان‌طور که در جدول دیده می‌شود نسبت خسارت برای فضاهای زیرزمینی بدون پوشش کمتر از فضاهایی است که سیستم نگهداری در آن نصب شده است. این امر ممکن است به دلیل شرایط ضعیف زمین باشد که نصب نگهداری در آن ضروری بوده است. بیشترین خرابی گزارش شده از مجموع گزارش‌ها مربوط به فضاهای بدون پوشش بوده و آسیب‌پذیرترین نوع نگهدارنده، نگهدارنده چوب بست می‌باشد.

جدول ۲-۳- خلاصه‌ای از ارتباط بین سیستم نگهداری و خسارت وارد بر تونل (Sharma & Judd, 1991)

سیستم نگهداری	وسعت خرابی			مواد آسیب دیده	
	کم	متوسط	زیاد	هیچ	درصدی از گروه
بدون پوشش	۲۱	۱۲	۷	۶۶	۳۸
چوب بست	۱	۱	۱	۰	۱۰۰
مصالح بنایی	۸	۳	۲	۴	۷۶
بتن	۸	۲	۸	۶	۷۹
بتن مسلح	۴	۱	۳	۱	۸۹
نامشخص	۷	۴	۱	۲۱	-
مجموع	۴۹	۲۳	۲۲	۹۸	-

۳- اثر فاصله کانونی زلزله بر میزان خسارت گزارش شده در جدول ۲-۴ نشان داده شده است. در این جدول مشاهده می‌شود که با افزایش فاصله از کانون زلزله خسارت‌ها کاهش می‌یابد و بیش از نیمی از خسارت‌ها مربوط به زلزله‌ها با فاصله مرکزی کم‌تر از ۲۵ کیلومتر بوده است. تقریباً ۷۵ درصد از موارد آسیب‌دیده، ۵۰ کیلومتر تا مرکز زلزله فاصله داشته‌اند.

۴- در جدول ۲-۵ ارتباط بین شتاب حداکثر<sup>۱</sup> (PGA) و تعداد موارد خسارت نشان داده شده است. همان‌طور که در جدول ملاحظه می‌شود:

- برای مقادیر PGA کم‌تر از  $g/15$  فقط ۲۰ مورد از ۸۰ مورد خسارت گزارش شده است.
- برای مقادیر PGA بزرگ‌تر از  $g/15$  برای ۶۵ مورد از ۹۴ مورد خسارت گزارش شده است.

<sup>1</sup> Peak Ground Acceleration

جدول ۲-۴- خلاصه‌ای از ارتباط بین فاصله از مرکز زلزله و خسارت وارد بر تونل (Sharma & Judd, 1991)

مواد آسیب دیده		وسعت خرابی			فاصله مرکزی (km)
درصدی از مجموع	درصدی از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	
۵۳	۷۱	۲۰	۷	۱۳	۰-۲۵
۱۸	۴۲	۲۵	۸	۷	۲۵-۵۰
۱۴	۳۳	۲۶	۲	۱	۵۰-۱۰۰
۴	۳۱	۹	۱	۱	۱۰۰-۱۵۰
۱	۱۴	۶	۰	۰	۱۵۰-۲۰۰
۰	۰	۳	۰	۰	۲۰۰-۳۰۰
۱۰	-	۹	۴	۱	نامشخص
۱۰۰	-	۹۸	۲۲	۲۳	مجموع

جدول ۲-۵- خلاصه‌ای از شتاب حداکثر تخمین زده زمین و خسارت وارد بر تونل (Sharma & Judd, 1991)

مواد آسیب دیده		وسعت خرابی			شتاب حداکثر (درصد)
درصدی از مجموع	درصدی از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	
۷	۱۷	۲۹	۰	۲	۰-۵
۱۴	۲۹	۳۱	۲	۵	۵-۱۵
۲۸	۶۰	۱۷	۱۱	۱	۱۵-۲۵
۱۱	۶۷	۵	۲	۴	۲۵-۳۵
۶	۵۵	۵	۲	۲	۳۵-۴۵
۲۳	۱۰۰	۰	۱	۸	۴۵-۵۵
۱	۵۰	۱	۰	۰	۵۵-۶۵
۱۰۰	-	۹۸	۲۲	۲۳	مجموع

### ۲-۵-۶- جمع‌بندی تحقیقات پیشینیان

علاوه بر تحقیقاتی که در بالا به آن‌ها اشاره شد، نتیجه این تحقیقات در رابطه با عملکرد سازه‌های

زیرزمینی در برابر زلزله در زیر خلاصه شده است (Hashash et al, 2001):

۱- سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی خسارت بسیار کمتری متحمل شده‌اند. دلایل

پایداری بیشتر سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی عبارتند از: (فهیمی‌فر، ۱۳۸۲)

- پایداری نسبی فضاهاى زیرزمینی با اثرات میرایی زمین در ارتباط می‌باشد. ولی در مقابل،

- تقویت حرکات زلزله در سطح باعث ایجاد خسارت سنگین در سازه‌های سطحی می‌شود.
- اندازه تنش ایجاد شده توسط زلزله تابع سرعت ذره است. از آنجا که سرعت ذره در سنگ واقع در عمق کم و در خاک‌های سطحی زیاد می‌باشد، بنابراین سازه‌های که در سنگ واقع شده‌اند دارای پایداری نسبی و سازه‌های واقع شده در سطح دچار خسارت سنگینی خواهند شد.
  - ۲- با افزایش عمق روباره خسارت وارد بر سازه‌های زیرزمینی تحت زلزله کاهش می‌یابد و تونل‌های عمیق در برابر لرزش ایمن‌تر و مقاوم‌تر از تونل‌های کم عمق می‌باشد.
  - ۳- خسارات وارد شده بر سازه‌های حفاری شده در خاک‌ها و سنگ‌های نرم به مراتب بیش‌تر از خسارات وارد بر سازه‌های موجود در سنگ‌های سخت می‌باشد.
  - ۴- تونل‌های دارای پوشش که پشت آن‌ها به خوبی تزریق شده‌اند، ایمن‌تر از تونل‌های فاقد پوشش هستند.
  - ۵- پایداری تونل‌های تحت بارهای متقارن بیش‌تر می‌باشد، زیرا بارهای متقارن باعث بهبود اندرکنش سنگ و پوشش می‌شوند، ضخیم کردن پوشش ممکن است منجر به افزایش نیروهای ناشی از زلزله در پوشش گردد.
  - ۶- خسارات ایجاد شده در حین زلزله را می‌توان به بیشینه شتاب و سرعت حرکات زمین مرتبط ساخت. این دو پارامتر به بزرگای زلزله و فاصله کانونی وابسته‌اند.
  - ۷- مدت دوام حرکات نیرومند زمین دارای بیش‌ترین اهمیت می‌باشد، زیرا می‌تواند منجر به شکست ناشی از خستگی و در نهایت تغییر شکل‌های زیاد شود.
  - ۸- حرکات با فرکانس بالا باعث پوسته پوسته شدن و سقوط سنگ و پوشش بتنی می‌گردد. از آنجا که فرکانس‌های بالا به سرعت میرا می‌شوند، این رفتار تنها در فواصل نزدیک به محل وقوع قابل پیش‌بینی است.
  - ۹- در صورتی که طول موج برخوردی بین یک تا چهار برابر قطر تونل باشد امکان تقویت لرزش وجود دارد.

۱۰- اگر زلزله موجب ناپایداری شیب‌های سنگی یا خاکی گردد، خسارت ناشی از آن می‌تواند در ورودی تونل‌ها قابل توجه باشد. شدیدترین نوع خسارت موضعی زمانی روی می‌دهد که تونل به وسیله گسلی قطع شود.

## ۲-۶- رویکرد مهندسی به طراحی و تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی

برای اکثر سازه‌های زیرزمینی، اینرسی خاک اطراف سازه نسبت به اینرسی سازه بزرگتر است. اندازه‌گیری انجام شده توسط اوکاماتو و همکاران در سال ۱۹۷۳ از پاسخ لرزه‌ای یک تونل لوله‌ای غوطه‌ور طی چند زلزله نشان می‌دهد که پاسخ یک تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای تحت تاثیر پاسخ زمین اطراف تونل می‌باشد و تحت تاثیر خصوصیات اینرسی ساختار تونل نمی‌باشد و تمرکز طراحی لرزه‌ای تاسیسات زیرزمینی بر تغییر شکل میدان آزاد زمین و اندرکنش آن با سازه می‌باشد. در صورتی که طراحی لرزه‌ای سازه‌های سطحی بر تغییر شکل‌های ناشی از اثرات اینرسی خود سازه متمرکز می‌باشد. روش مذکور موجب توسعه روش‌های طراحی مانند روش تغییر شکل لرزه‌ای که سریعاً تغییر شکل زمین را بررسی می‌کند، منجر شد. لازم به ذکر است که آسیب تونل‌ها در برابر لرزش زمین به متغیرهای زیادی مانند شکل، ابعاد و عمق سازه، خواص ژئومکانیکی محیط دربرگیرنده، مشخصات سازه و شدت لرزش زمین بستگی دارد (Hashash et al, 2001).

عوامل ایجاد خسارت در سازه‌های زیرزمینی موثر از زلزله را می‌توان در دو گروه گسیختگی زمین و لرزش زمین تقسیم‌بندی کرد. شکست زمین می‌تواند به شکل‌های مختلفی مانند لغزش گسل، روان‌گرایی و ناپایداری شیب در قسمتی از سازه زیرزمینی به صورت موضعی روی دهد. لغزش گسل زمانی اتفاق می‌افتد که تونل از میان یک منطقه گسلش عبور کند. نوع خسارت در این حالت ممکن است از ترک جزئی پوشش تونل تا ریزش کامل تغییر کند که به جابجایی گسل و خواص محیط دربرگیرنده بستگی دارد. روان‌گرایی و ناپایداری شیب از دیگر موارد شکست زمین می‌باشند که عمدتاً در دهانه ورودی تونل‌ها و حفاریات کم‌عمق رایج است. پتانسیل خسارات شکست زمین را می‌توان از طریق اکتشافات زمین‌شناسی و بررسی ژئوتکنیکی برآورد کرد. حتی با دقت در مکان‌یابی سازه می‌توان

این مشکل را برطرف کرد. لرزش زمین به مرتعش شدن زمین در اثر عبور امواج زلزله اطلاق می‌شود. این پدیده در تونل‌های پوشش‌دار منجر به ترک خوردگی، پوسته شدن پوشش شده و در تونل‌های بدون پوشش سبب سقوط سنگ، باز شدگی موضعی ناپیوستگی‌ها و لغزش بلوک‌ها می‌شود ( Hashash et al, 2001). شایان ذکر است که خسارات حاصل از لرزش زمین با خسارات حاصل از شکست زمین تفاوت دارد چرا که شکست زمین به اطلاعات ناکافی زمین‌شناسی و ژئومکانیکی مربوط شده و در طول محدودی از تونل اثر می‌گذارد (فهیمی‌فر، ۱۳۸۲).

رفتار یک تونل اغلب به یک تیر الاستیک که به وسیله محیط دربرگیرنده در معرض تغییر شکل‌های تحمیلی قرار می‌گیرد، تقریب زده می‌شود. اوون و شول در سال ۱۹۸۱ سه نوع تغییر شکل زیر را برای پاسخ سازه‌های زیرزمینی به تحریک لرزه‌ای بیان کرده‌اند (Hashash et al, 2001):

۱- انبساط و تراکم محوری (تغییر شکل‌های محوری<sup>۱</sup>)

۲- تغییر شکل‌های خمشی<sup>۲</sup> طولی

۳- اعوجاج بیضی‌شده و کج‌شدگی<sup>۳</sup> (تاشدگی)

تغییر شکل‌های محوری در تونل‌ها از مولفه‌های امواج لرزه‌ای ناشی می‌شود که حرکتی موازی با راستای تونل تولید می‌کند و موجب انبساط-انقباض تناوبی در راستای تونل می‌شود. تغییر شکل‌های خمشی ناشی از مولفه‌های امواج لرزه‌ای هستند که حرکات ذره‌ای عمود بر راستای طولی تونل دارند. ملاحظات طراحی برای تغییر شکل‌های محوری و خمشی معمولاً در امتداد محور تونل اعمال می‌شود. تغییر شکل‌های بیضی‌شده یا کج‌شدگی در سازه تونل هنگامی که امواج برشی عمود یا تقریباً عمود بر محور تونل انتشار یابند، ایجاد می‌شود. این امواج سبب ایجاد تغییر شکل‌های بیضی‌شده در تونل‌های با مقاطع دایره‌ای و تغییر شکل‌های کج‌شدگی در تونل‌های با مقاطع مستطیلی می‌شود. ملاحظات طراحی در این حالت در راستای متقاطع با محور تونل انجام می‌شود. شکل ۲-۳ انواع تغییر شکل تونل تحت

---

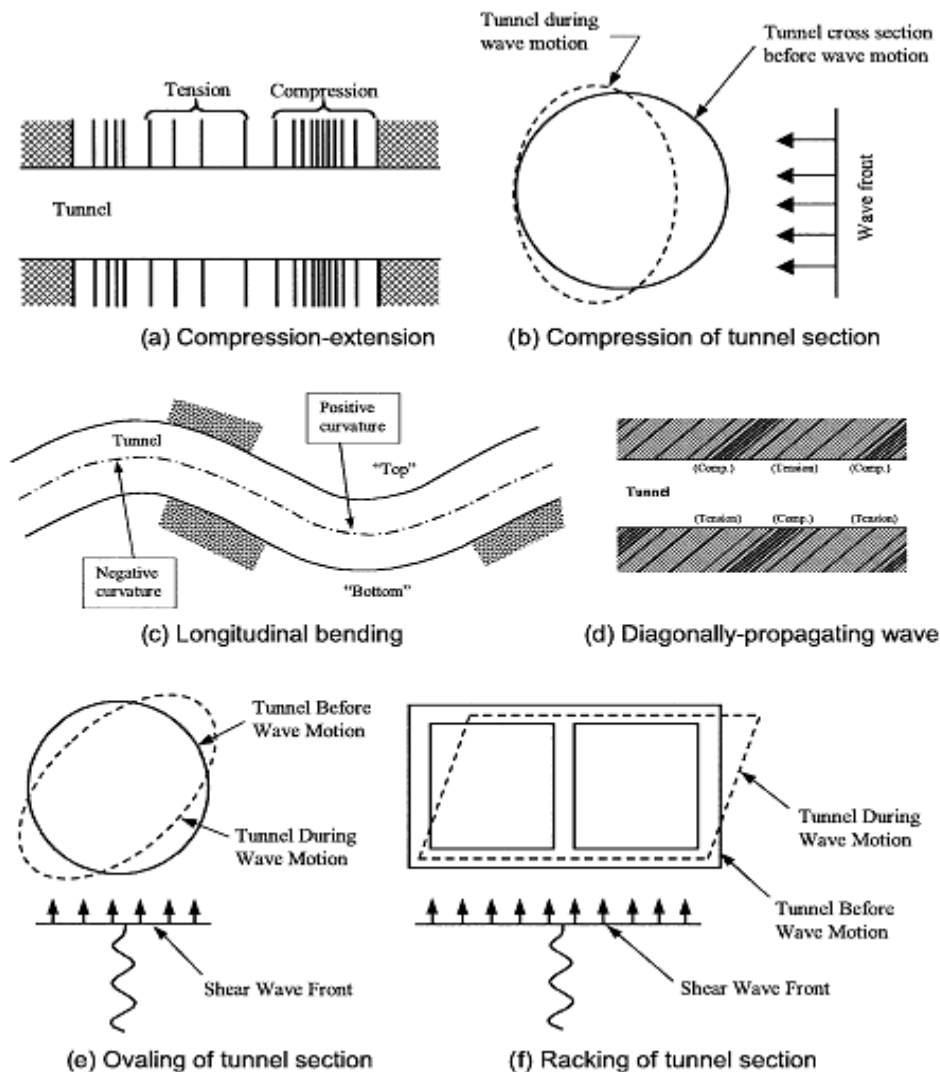
<sup>1</sup> Axial Deformation

<sup>2</sup> Bending Deformation

<sup>3</sup> Ovaling/Racking Deformation



تاثیر امواج لرزه‌ای را نشان می‌دهد که رفتار کلی پوشش مانند یک سازه مدفون که در معرض تغییر شکل زمین تحت شرایط کرنش صفحه‌ای قرار گرفته است، شبیه‌سازی می‌شود (Hashash et al, 2001).



شکل ۲-۳- حالت‌های مختلف تغییر شکل تونل تحت بارگذاری زلزله (Hashash et al, 2001)

## ۷-۲- روش پیشنهادی طراحی و تحلیل لرزه‌ای حشاش و همکاران

ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی نیازمند درک پتانسیل لرزه‌خیزی منطقه و نیز پاسخ سازه و زمین به این لرزش است. حشاش و همکاران در سال ۲۰۰۱ مطالعاتی در مرکز تحقیقات انجمن بین‌المللی تونل‌سازی<sup>۱</sup> (ITA) بر تحلیل لرزه‌ای فضاهای زیرزمینی در آمریکا انجام دادند و روش مدونی

<sup>۱</sup> International Tunneling Association (ITA)

برای ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های زیرزمینی نمایش معرفی کردند. این روش دارای ۳ مرحله اصلی که در شکل ۲-۴ درج شده است، می‌باشد (Hashash et al, 2001).

#### الگوریتم تحلیل و طراحی سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله



شکل ۲-۴- روش تحلیل و طراحی دینامیکی فضاهاى زیرزمینی (Hashash et al, 2001)

#### ۲-۷-۱- تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای ساختگاه (Hashash et al, 2001)

فضاهای زیرزمینی مقاوم در برابر زلزله با این نگرش طراحی می‌شوند که در برابر حد معینی از لرزش آسیبی بیش از حد مجاز تعریف شده، متحمل نشوند. این حد معینی از لرزش به ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه بستگی دارد و به وسیله دامنه و مشخصات حرکات مورد انتظار زمین و دوره بازگشت آن تعریف می‌شود. از این رو تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه که در آن تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی انجام می‌شود، امر ضروری است و در قالب سه مرحله زیر ارزیابی می‌گردد:

- تحلیل خطر زلزله
- تعیین زلزله طرح
- تعیین پارامترهای حرکت زمین

## ۲-۷-۱-۱- تحلیل خطر زلزله

خطر زلزله، پیش‌بینی احتمال وقوع یک زمین‌لرزه با شدت و شتاب مشخص در یک ساختگاه معین در مدت مشخصی از زمان آینده می‌باشد. تحلیل خطر زلزله جهت تعیین سطح لرزش و زلزله طراحی برای تاسیسات زیرزمینی بکار می‌رود. تحلیل خطر لرزه‌ای پتانسیل شکل‌گیری حرکات نیرومند زمین را با مطالعه گسل‌های فعال در منطقه و دوره‌های زمانی که این گسل‌ها انرژی ذخیره شده را آزاد می‌کند، مورد بررسی قرار می‌دهد. به طور کلی دو روش تحلیل خطر زلزله یعنی روش تحلیل خطر قطعی<sup>۱</sup> (DSHA) و تحلیل خطر احتمالی<sup>۲</sup> (PSHA) وجود دارد (برگی، ۱۳۷۴).

## ۲-۷-۱-۱-۱- تحلیل قطعی خطر زلزله

در این روش با مطالعه و بررسی دقیق عوامل لرزه‌خیزی و شواهد فیزیکی مرتبط با مکانیسم وقوع زلزله از قبیل شناسایی گسل و وضعیت فعالیت آن و تعیین روابط تجربی موجود بین خصوصیات زلزله نسبت به ارزیابی زلزله حداکثر قابل انتظار اقدام می‌شود (برگی، ۱۳۷۴).

رایتر<sup>۳</sup> در سال ۱۹۹۰ روند تحلیل خطر زلزله قطعی را در چهار مرحله زیر مطابق با شکل ۲-۵ به

طور خلاصه بیان نمود (Hashash et al, 2001):

الف- توصیف تمامی منابع زلزله‌های مستعد ایجاد جنبش در ساختگاه شامل مشخصات هندسی و پتانسیل لرزه‌خیزی هر کدام. به عبارت دیگر در این روش ابتدا با توجه با اهمیت سازه، منطقه‌ای با وسعت معین جهت شناسایی گسل‌های فعال انتخاب می‌شود. فعال بودن یا نبودن یک گسل احتیاج به بررسی دقیق محل آثار قبلی و همین‌طور تخمین زمان وقوع زلزله‌های گذشته دارد. برای مثال کمیته

<sup>۱</sup> Deterministic Seismic Hazard Analysis

<sup>۲</sup> Probabilistic Seismic Hazard Analysis

<sup>۳</sup> Reiter

مقررات هسته‌ای آمریکا گسلی را فعال می‌داند که طی ۵۰۰۰۰۰ سال گذشته چندین فعالیت داشته باشد و یا حداقل یک جابجایی در طول ۳۵۰۰۰ هزار سال گذشته رخ داده باشد.

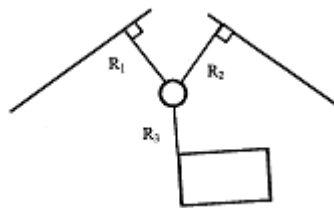
ب- پس از شناسایی گسل‌ها بایستی پارامترهای هر گسل مانند ابعاد گسیختگی آن تعیین شود. طبق نظر رایتر بایستی فاصله چشمه لرزه‌زا تا ساختگاه را برای هر چشمه لرزه‌زا تعیین نمود. این فاصله برای گسل‌های گسیخته شده که دارای طول‌های بیش از ۵۰ کیلومتر باشند، برابر است با نزدیک‌ترین بخش گسیخته شده گسل تا ساختگاه.

ج- انتخاب زلزله کنترل کننده که موجب شدیدترین سطح لرزش در ساختگاه می‌شود و پارامترهای حرکت نیرومند زمین بویژه بزرگی زلزله بایستی تعیین شود. به عبارت دیگر در این مرحله با اندازه‌گیری طول گسیخته شده گسل و روابط تجربی ارائه شده توسط پژوهشگران مختلف میزان بزرگی زلزله را برآورد می‌کنیم. به عنوان مثال رابطه تجربی ارائه شده توسط مهاجر اشجعی و نوروزی در سال ۱۹۷۸ بر اساس مطالعات لرزه‌خیزی ایران به صورت زیر می‌باشد (برگی، ۱۳۷۴):

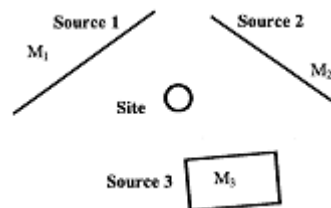
$$M = \log L + 5.4 \quad (۸-۲)$$

در رابطه (۸-۲)  $L$  طول گسیخته شده گسل به کیلومتر و  $M$  بزرگی زلزله در مقیاس ریشتر می‌باشد. د- پس از تخمین بزرگی زلزله براساس روابط میرایی ارائه شده توسط پژوهشگران مختلف، تعاریف قراردادی از خطرات زلزله مانند شتاب ماکزیمم، سرعت ماکزیمم، جابجایی ماکزیمم و تاریخچه زمانی حرکت نیرومند زمین را براساس حداکثر زلزله باورکردنی برآورد می‌شوند.

تحلیل خطر زلزله تعیینی چارچوب ساده‌ای برای ارزیابی بحرانی‌ترین سناریو لرزش در ساختگاه را فراهم می‌کند و در نهایت حداکثر پتانسیل لرزه‌خیزی ساختگاه را مشخص می‌نماید. در صورتی که اطلاعاتی در مورد احتمال وقوع زلزله، موقعیت وقوع آن و تناوب تکرار آن ارائه نمی‌دهد. در صورتی که نیازمند چنین اطلاعاتی باشیم بایستی از روش احتمالاتی جهت کمی سازی بهتر خطر لرزه‌ای استفاده نماییم (Hashash et al, 2001).

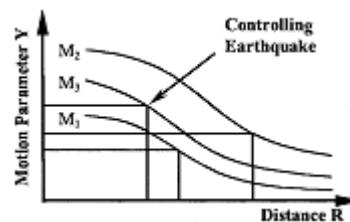


ب- تعیین فاصله منابع لرزه تا ساختمان



الف- شناسایی منابع لرزه در ساختمان

Peak Ground Acceleration  
Peak Ground Displacement  
Etc.



د- ارزیابی خطر زلزله در ساختمان

ج- تعیین پارامترهای حرکات زمین

شکل ۲-۵- روش تحلیل تعیینی خطر زلزله (Hashash et al, 2001)

## ۲-۱-۱-۷-۲- تحلیل احتمالاتی خطر زلزله

تحلیل احتمالاتی خطر زلزله چهارچوبی ارائه می‌دهد که در آن چهارچوب عدم قطعیت‌ها در پارامترهایی مانند بزرگی زلزله، موقعیت رخداد زلزله و دوره بازگشت زلزله شناسایی شده و به صورت کمی درآمده و در یک روند منظم با هم ترکیب می‌شوند. رایتر در سال ۱۹۹۰ روند تحلیل احتمالاتی خطر زلزله را در چهار مرحله زیر بطور خلاصه بیان نمود (Hashash et al, 2001):

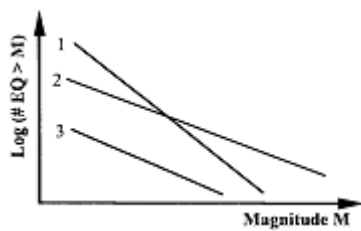
الف- ابتدا تمامی سرچشمه‌های لرزه‌زا در پیرامون ساختمان موردنظر که می‌توانند احتمالاً موجب یک زمین‌لرزه مخرب گردند، مورد بررسی قرار می‌گیرد. تعیین سرچشمه‌های لرزه‌زا بر اساس داده‌های زمین‌شناختی، ژئوفیزیکی و زلزله‌شناختی صورت می‌گیرد. سپس توابع توزیع احتمالاتی مناطق دارای پتانسیل گسیختگی در محیط‌های لرزه‌زا تعیین می‌گردد. این توابع توزیع با شکل هندسی چشمه لرزه‌زا ترکیب می‌شوند تا توزیع احتمالاتی مربوط به فاصله چشمه تا ساختمان بدست آید.

ب- در این مرحله لرزه‌خیزی ساختمان و یا توزیع زمانی بازگشت زمین لرزه‌ها بررسی می‌شود و یک رابطه بازگشت بدست می‌آید که با آن میزان میانگین بازگشت یک زمین‌لرزه با اندازه‌ی مشخص تعیین می‌گردد.

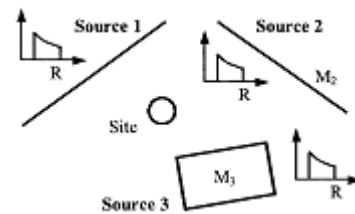
ج- تعیین بزرگی زمین‌لرزه حاصل از رخداد زمین‌لرزه با هر اندازه ممکن در ساختگاه که در هر نقطه محتمل از هر پهنه سرچشمه روی دهد با استفاده از روابط میرایی<sup>۱</sup> (روابط کاهندگی) انجام می‌پذیرد. عدم قطعیت‌های موجود در روابط میرایی در یک تحلیل احتمالاتی لحاظ می‌گردد.

د- در نهایت عدم قطعیت‌ها در موقعیت زمین‌لرزه، فاصله سرچشمه لرزه‌زا تا ساختگاه، اندازه آن و در تعیین پارامترهای جنبش زمین با هم ترکیب می‌شوند تا احتمالی که در آن پارامتر جنبش زمین در یک دوره زمانی قابل وقوع است، تعیین گردد.

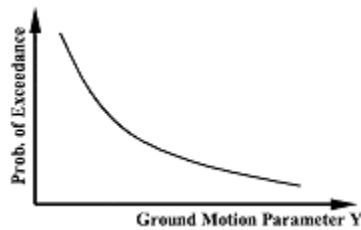
روش تحلیل احتمالاتی خطر زلزله در شکل ۲-۶ به طور شماتیک نشان داده شده است. هدف این روش، تعیین بزرگی زلزله‌ای با یک دوره زمانی بازگشت مشخص می‌باشد تا احتمال وقوع زلزله‌ای بزرگتر از آن، از حد مشخصی بیشتر نباشد (Hashash et al, 2001).



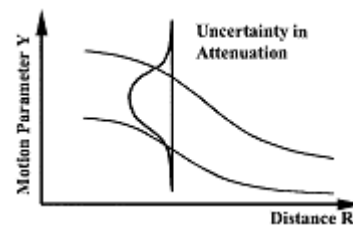
ب- تعیین توزیع تکرار زلزله



الف- شناسایی منابع لرزه در ساختگاه



د- ارزیابی خطر زلزله در ساختگاه



ج- تعیین پارامترهای حرکات زمین

شکل ۲-۶- تحلیل احتمالاتی خطر زلزله (Hashash et al, 2001)

## ۲-۱-۷-۲- معیارهای زلزله طرح (Hashash et al, 2001)

هنگامی که خطر لرزه‌خیزی در ساختگاه شناسایی شد بایستی مقدار زلزله طرح تعریف شود. برای تحلیل و طراحی سازه‌های حساس معمولاً دو زلزله ملاک محاسبات قرار می‌گیرد. این دو زلزله تحت

<sup>1</sup> Attenuation Relationships

عنوان بیشینه زلزله قابل طراحی<sup>۱</sup> (MDE) و زلزله طراحی بهره‌برداری<sup>۲</sup> (ODE) نام‌گذاری شده‌اند. بیشینه زلزله قابل طراحی، بزرگترین زمین‌لرزه‌ای است که احتمال رویداد آن در ساختگاه قابل انتظار است. در روش تحلیل احتمالاتی زلزله MDE به صورت حادثه‌ای با احتمال وقوع اندک بین ۵ تا ۱۰ درصد در طول عمر مفید سازه تعریف می‌شود. در این سطح امکان آسیب سازه وجود دارد و نباید سبب فروریختن آن شود. در صورتی که سازه‌ای از اهمیت کمتری برخوردار باشد مسائل اقتصادی سبب می‌شود که از زلزله‌ای با سطح کمتر از MDE استفاده شود.

زلزله طراحی بهره‌برداری (ODE) زمین لرزه‌ای است که حداقل یک بار در مدت عمر مفید سازه روی دهد و نباید هیچ‌گونه خسارتی به سازه وارد شود. خطر وقوع چنین زلزله‌ای با احتمالی بین ۴۰ تا ۵۰ درصد در نظر گرفته می‌شود. از آن‌جا که هدف طراحی ODE این است که سیستم به طور کلی و در طی و بعد از زلزله ODE به عملکرد خود ادامه دهد، بنابراین پاسخ‌های تاسیسات زیرزمینی باید در محدوده الاستیک باقی بماند.

## ۲-۷-۱-۳- پارامترهای حرکت زمین

مقادیر بیشینه دامنه حرکات زمین مانند شتاب، سرعت و جابجایی زمین از معمول‌ترین پارامترهایی هستند که در تعریف بیشینه زلزله طرح و زلزله طراحی بهره‌برداری به کار برده می‌شود. در مهندسی زلزله از بیشینه شتاب به عنوان شاخص خسارت استفاده می‌شود. اما مطالعات نشان داده است که خسارات وارد بر سازه‌های زیرزمینی همبستگی قوی‌تری با بیشینه سرعت ذره‌ای دارد. همچنین مجذور سرعت ذره ارتباط مستقیم با انرژی کرنش دینامیک دارد (Hashash et al, 2001).

## ۲-۷-۱-۳- طیف پاسخ طرح و تاریخچه زمانی حرکت

خسارت وارده بر سازه علاوه بر بیشینه شتاب و سرعت زمین به تعداد سیکل‌ها، مدت لرزش، نسبت فرکانس سازه به فرکانس ورودی نیز بستگی دارد. بنابراین تاریخچه‌های زمانی یا شتاب‌نگاشت‌ها نیز در

<sup>1</sup> Maximum Design Earthquake

<sup>2</sup> Operating Design Earthquake

تدوین حرکات زمین برای ساختگاه خاص ممکن است مورد نیاز باشد. اما برای انطباق تاریخچه زمانی با شرایط محلی و منطقه‌ای زمین‌شناسی و تکتونیک ساختگاه بایستی حرکات زمین به طور غیر مستقیم تدوین شوند. اصلاح شتاب‌نگاشت‌های واقعی زمین و ایجاد حرکات مصنوعی زمین دو روش معمول در این زمینه می‌باشد.

اصلاح شتاب‌نگاشت‌ها ساده‌ترین روش تولید حرکات زمین می‌باشد. در این روش پارامترهای دامنه مانند بیشینه شتاب و سرعت جهت مقیاس کردن داده‌های حرکت به سطوح بالاتر و پایین‌تر بکار می‌روند. در یک حرکت مطلوب زمین نه تنها بیشینه شتاب یا سرعت آن نزدیک به مقدار هدف می‌باشد، بلکه فاصله ساختگاه تا کانون زلزله و خصوصیات محلی ساختگاه نیز مشابه حرکت هدف است (کرامر، ۱۳۷۸).

## ۲-۷-۲- ارزیابی رفتار فضاهای زیرزمینی در برابر زلزله

### ۲-۷-۲-۱- معیارهای بارگذاری طراحی لرزه‌ای (Hashash et al, 2001)

معیارهای بارگذاری طراحی لرزه‌ای برای فضاهای زیرزمینی بایستی بارگذاری اضافی تحمیل شده توسط ارتعاش و تغییر شکل زمین را با سایر بارهای موجود ترکیب نماید. پس از تعیین پارامترهای حرکت زمین برای حداکثر زلزله طراحی و زلزله طراحی بهره‌برداری معیار بارگذاری برای سازه زیرزمینی با استفاده از طراحی ضریب بار<sup>۱</sup> بکار برده می‌شود. در این بخش معیارهای طراحی لرزه‌ای برای حداکثر زلزله طراحی (MDE) و زلزله طراحی بهره‌برداری (ODE) ارائه می‌شود.

### ۲-۷-۲-۱-۱- معیار بارگذاری برای حداکثر زلزله طراحی (Hashash et al, 2001)

با استفاده از روش طراحی فاکتور بار، معیار بارگذاری برای حداکثر زلزله طراحی برای سازه‌های

تونل کند و پوش و پوشش تونل‌های نقبی (مستدیر) به صورت زیر توصیه می‌شود:

الف- سازه‌های تونل کند و پوش

---

<sup>1</sup> Load Factor Design Method



$$U = D + L + E_1 + E_2 + EQ \quad (9-2)$$

که در معادله (۹-۲)  $U$  ظرفیت مقاومت مورد نیاز سازه‌ای،  $D$  تاثیرات مربوط به بار مرده،  $L$  تاثیرات مربوط به بارهای زنده،  $E_1$  اثرات ناشی از بارهای قائم زمین و آب،  $E_2$  اثرات ناشی از بارهای افقی زمین و آب و  $EQ$  اثرات ناشی از پارامترهای حرکت زلزله  $MDE$  می‌باشند.

ب- پوشش تونل‌های نقبی

$$U = D + L + EX + H + EQ \quad (10-2)$$

که در معادله (۱۰-۲)  $EX$  تاثیرات مربوط به بارگذاری استاتیکی پس از حفر فضا و  $H$  تاثیرات مربوط به فشار آب زیرزمینی می‌باشد. لازم به ذکر است که پارامترهای  $U$ ،  $D$ ،  $L$  و  $EQ$  در معادله (۹-۲) تعریف شده‌اند.

مراحل طراحی پوشش سازه برای حداکثر زلزله طراحی ( $MDE$ ) به صورت زیر ارائه می‌شود:

- ابتدا بایستی سازه با مقاومت کافی در برابر بارهای استاتیکی طراحی شود.
- سپس شکل‌پذیری سازه (تغییر شکل مجاز بر حسب حداکثر تغییر شکل اعمال شده در اثر زلزله) و مقاومت سازه با در نظر گرفتن عامل  $EQ$  بررسی شود. اصطلاح  $EQ$  برای سطح متعارف طراحی سازه عمدتاً منعکس کننده نیروی اینرسی در سازه‌ها می‌باشد. برای سازه‌های تونل، نیرو و تنش اعمالی در اثر زلزله تعیین کننده نمی‌باشد. بلکه اثر زلزله بیشتر از طریق تغییر شکل تحمیل شده زمین بر سازه تاثیرگذار است.
- اگر معیار مقاومت بیان شده در روابط (۹-۲) و (۱۰-۲) براساس تحلیل الاستیک راضی کننده باشد، مقررات و کنترل بیشتری تحت  $MDE$  مورد نیاز نمی‌باشد. به طور کلی این معیار مقاومت در زلزله‌های با شدت کم و یا زمین‌های سنگی و سخت مناسب می‌باشد.
- اگر مقاومت خمشی پوشش سازه در روابط (۹-۲) و (۱۰-۲) کمتر از بارگذاری اعمال شده باشد، لازم است که شکل‌پذیری کافی در نقاط بحرانی سازه فراهم شود. هدف از این کار

جلوگیری از شکل‌گیری تغییر شکل‌های پلاستیک و نگه داشتن خسارت در سطح قابل قبول است.

## ۲-۷-۲-۱-۲- معیارهای بارگذاری برای زلزله طراحی بهره‌برداری (Hashash et al, 2001)

برای زلزله طراحی بهره‌برداری، ترکیب بارگذاری طراحی لرزه‌ای به عملکرد مورد نیاز اعضای سازه وابسته می‌باشد. بنابراین تغییر شکل‌های غیر الاستیک در اعضای سازه‌ای باید کنترل گردند. معیار بارگذاری برای زلزله طراحی بهره‌برداری با استفاده از روش طراحی فاکتور بار برای سازه‌های تونل کند و پوشش و پوشش تونل‌های نقبی (مستدیر) به صورت زیر پیشنهاد شده‌اند:

الف- سازه‌های کند و پوش

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_1(E_1 + E_2) + 1.3EQ \quad (11-2)$$

که  $U$ ،  $L$ ،  $E_1$ ،  $E_2$  و  $EQ$  در معادله (۹-۲) تعریف شده‌اند. در صورتی که بارهای نهایی،  $E_1$  و  $E_2$  با اندکی خطای تخمینی فرض شوند، مقدار  $B_1=1/05$  می‌باشد، در غیر این صورت مقدار  $B_1=1/3$  خواهد بود.

ب- پوشش تونل‌های نقبی

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_2(EX + H) + 1.3EQ \quad (12-2)$$

که  $U$ ،  $D$ ،  $L$ ،  $EX$  و  $H$  و  $EQ$  در معادله (۱۰-۲) تعریف شده‌اند. چنانچه در رابطه بالا  $EX$  و  $H$  با اندکی خطای تخمینی فرض شوند، مقدار  $B_2=1/5$  می‌باشد. در غیر این صورت مقدار  $B_2=1/3$  تنها برای  $EX$  استفاده می‌شود.

مراحل طراحی پوشش سازه برای زلزله طراحی بهره‌برداری (ODE) به صورت زیر بیان می‌شود:

الف- ابتدا بایستی سازه با مقاومت کافی در برابر بارهای استاتیکی طراحی شود. هنگامی که بارهای وارد بر تونل زیاد است، توصیه می‌شود برای جلوگیری از طراحی بیش از حد محافظه‌کارانه از فاکتور کوچک‌تر استفاده شود.

ب- چنانچه معیار مقاومت بیان شده با روابط (۱۱-۲) و (۱۲-۲) با انجام یک تحلیل الاستیک راضی کننده باشد، نیازی به کنترل بیشتر نمی‌باشد. اگر در تحلیل الاستیک مقاومت سازه بیش از بارهای وارد

بر آن باشد، لازم است تا شکل پذیری آن مورد بررسی قرار گیرد تا از عدم وجود تغییر شکل‌های پلاستیک اطمینان حاصل شود.

## ۸-۲- پاسخ سازه‌های زیرزمینی به تغییر شکل زمین

در این بخش تاثیرات مربوط به زلزله طرح (EQ) که در بخش قبل بدان اشاره شده است، مورد بررسی قرار می‌گیرد. ایجاد عبارت EQ نیازمند درک تغییر شکل‌های بوجود آمده در زمین به وسیله امواج لرزه‌ای و اندرکنش سازه زیرزمینی با محیط دربرگیرنده آن می‌باشد. در این بخش روش‌های محاسبه تغییر شکل‌ها بیان شده در بخش ۲-۶ (تغییر شکل‌های محوری، خمشی و اعوجاج بیضی‌شدگی و تاشدگی) شرح داده می‌شود.

### ۸-۱-۲- روش تغییر شکل میدان آزاد<sup>۱</sup>

تغییر شکل‌های میدان آزاد، کرنش‌های زمین را در غیاب سازه‌ها یا حفاری‌ها و در اثر امواج لرزه‌ای توصیف می‌کند. این تغییر شکل‌ها اندرکنش میان سازه زیرزمینی و زمین اطراف را نادیده می‌گیرد. در این روش فرض می‌شود که سختی تونل نسبت به محیط دربرگیرنده آن به حدی کوچک باشد که تاثیری در تغییر شکل‌های ایجاد شده در زمین ندارد. به عبارت دیگر سازه زیرزمینی انعطاف‌پذیر بوده و به طور هم‌زمان و هم‌اندازه با محیط اطراف جابجا می‌شود (Hashash et al, 2001).

### ۸-۱-۱-۲- راه‌حل فرم بسته الاستیک

روش‌های ساده شده فرم بسته<sup>۲</sup> برای برآورد اولیه کرنش و تغییر شکل در یک تونل بسیار مفید هستند. در این روش‌ها فرض می‌شود که میدان امواج لرزه‌ای به صورت صفحه‌ای است که دامنه آن در تمام نقاط یکسان بوده و تنها در زمان رسیدن متفاوت هستند.

نیومارک<sup>۳</sup> و کاسل<sup>۴</sup> مطابق با شکل ۲-۷ یک روش ساده برای محاسبه کرنش‌های میدان آزاد زمین ناشی

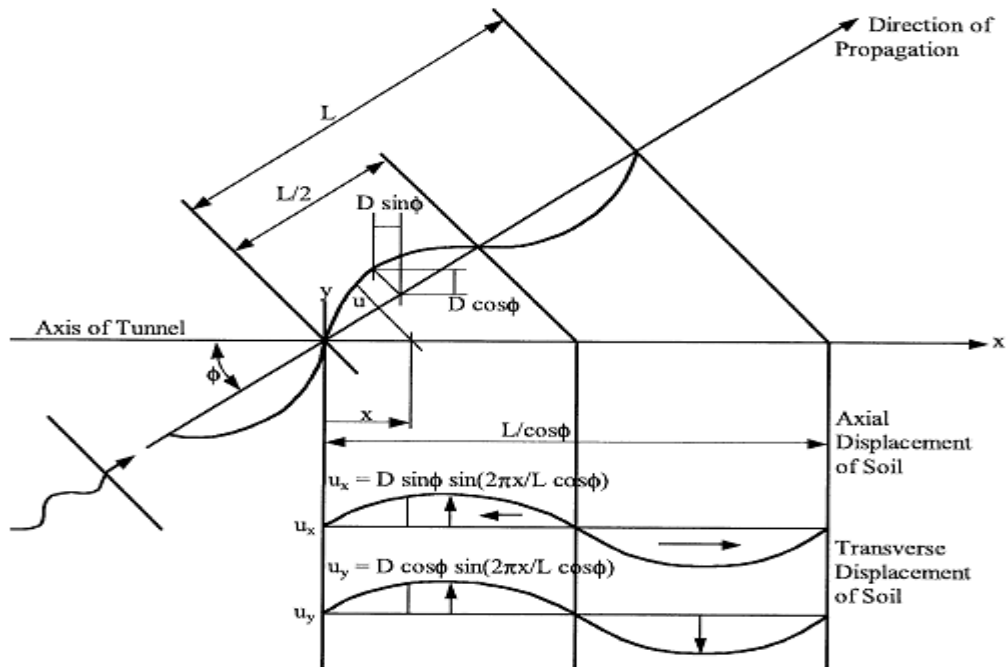
<sup>1</sup> Free Field Deformation Approach

<sup>2</sup> Closed Form Solution

<sup>3</sup> Newmark

<sup>4</sup> Kuesel

از امواج هارمونیک که در یک محیط نامحدود، همگن، ایزوتوپ و الاستیک انتشار یافته و با زاویه معین  $(\phi)$  به تونل برخورد می‌کند، ارائه کرده‌اند (Hashash et al, 2001).



شکل ۷-۲- انتشار موج برشی هارمونیک برخوردی با تونل (Hashash et al, 2001)

با استفاده از تئوری تیر الاستیک برای سازه مورد نظر و ترکیب تغییر شکل‌های محوری و خمشی می‌توان کرنش طولی میدان آزاد (کرنش کلی در راستای تونل) را برای موج فشاری، برشی و رابلی به ترتیب با روابط (۱۳-۲)، (۱۴-۲) و (۱۵-۲) نوشت (Hashash et al, 2001):

$$\varepsilon_p^{ab} = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi + r \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi \quad (13-2)$$

$$\varepsilon_s^{ab} = \left[ \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi \right] \quad (14-2)$$

$$\varepsilon_R^{ab} = \left[ \frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad (15-2)$$

لازم به ذکر است که پارامترهای مورد استفاده در روابط (۱۳-۲)، (۱۴-۲) و (۱۵-۲) در جدول ۶-۲ ذکر شده‌اند.

جدول ۲-۶- پارامترهای مورد استفاده در روابط (۲-۱۳)، (۲-۱۴) و (۲-۱۵)

پارامتر	توضیحات	پارامتر	توضیحات
R	شعاع تونل دایره‌ای	$a_s$	حداکثر شتاب ذرات در اثر عبور موج S
$a_p$	حداکثر شتاب ذرات در اثر عبور موج P	$a_R$	حداکثر شتاب ذرات در اثر عبور موج R
$V_p$	حداکثر سرعت ذرات در اثر عبور موج P	$C_p$	سرعت ظاهری انتشار موج طولی
$V_s$	حداکثر سرعت ذرات در اثر عبور موج S	$C_s$	سرعت ظاهری انتشار موج عرضی
$V_R$	حداکثر سرعت ذرات در اثر عبور موج R	$C_R$	سرعت ظاهری انتشار موج راییلی

شایان ذکر است که نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین و نسبت بیشینه جابجایی زمین به بیشینه شتاب زمین را با توجه به فاصله منبع لرزه‌ای تا ساختگاه، اندازه بزرگای گشتاور زلزله ( $M_w$ ) و محیط انتشار موج به ترتیب با استفاده از جداول ۲-۷ و ۲-۹ برآورد کرد. در جداول ۲-۷ و ۲-۹ اصطلاح سنگ، خاک سفت و خاک نرم به زمین‌هایی گفته می‌شود که سرعت موج برشی در آن به ترتیب بیش از ۷۵۰ متر بر ثانیه، بین ۲۰۰-۷۰۰ متر بر ثانیه و کم‌تر از ۲۰۰ متر بر ثانیه باشد. هم‌چنین با استفاده از جدول ۲-۸ می‌توان نسبت ارتعاش امواج در عمق تونل نسبت به ارتعاش امواج در سطح زمین را برآورد کرد (Hashash et al, 2001).

جدول ۲-۷- نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک (Hashash et al, 2001)

نوع زمین	بزرگای گشتاور ( $M_w$ )	نسبت بیشینه سرعت زمین (cm/s) به بیشینه شتاب زمین (g)		
		فاصله منبع تا ساختگاه (km)		
سنگ	۶/۵	۰-۲۰	۲۰-۵۰	۵۰-۱۰۰
	۷/۵	۶۶	۷۶	۸۶
	۸/۵	۹۷	۱۰۹	۹۷
خاک سفت	۶/۵	۹۴	۱۰۲	۱۰۹
	۷/۵	۱۴۰	۱۲۷	۱۵۵
	۸/۵	۱۸۰	۱۸۸	۱۹۳
خاک نرم	۶/۵	۱۴۰	۱۳۲	۱۴۲
	۷/۵	۲۰۸	۱۶۵	۲۰۱
	۸/۵	۲۶۹	۲۴۴	۲۵۱

جدول ۸-۲- نسبت ارتعاش زمین در عمق به ارتعاش زمین در سطح زمین (Hashash et al, 2001)

عمق تونل (متر)	نسبت ارتعاش
$\leq 6$	۱
۶-۱۵	۰/۹
۱۵-۳۰	۰/۸
$\geq 30$	۰/۷

جدول ۹-۲- نسبت بیشینه جابجایی زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک (Hashash et al, 2001)

نسبت بیشینه جابجایی زمین (cm/s) به بیشینه شتاب زمین (g)			بزرگای گشتاور ( $M_w$ )	نوع زمین
فاصله منبع تا ساختگاه (km)				
۵۰-۱۰۰	۲۰-۵۰	۰-۲۰		
۳۰	۲۳	۱۸	۶/۵	سنگ
۶۹	۵۶	۴۳	۷/۵	
۱۱۹	۹۹	۸۱	۸/۵	
۴۸	۴۱	۳۵	۶/۵	
۱۱۲	۹۹	۸۹	۷/۵	خاک
۱۹۱	۱۷۸	۱۶۵	۸/۵	سفت
۷۶	۷۴	۷۱	۶/۵	
۱۷۸	۱۷۸	۱۷۸	۷/۵	خاک نرم
۳۰۵	۳۲۰	۳۳۰	۸/۵	

جدول ۸-۱-۲- تغییر شکل‌های حلقوی در تونل‌های دایره‌ای (Hashash et al, 2001, 2005)

تغییر شکل‌های حلقوی شامل تغییر شکل‌های بیضی‌شدگی و تاشدگی تاثیر قابل توجهی بر روی پوشش جداره تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای دارند. این تغییر شکل‌ها زمانی ایجاد می‌شوند که امواج بصورت عمود بر راستای تونل منتشر یابد و عموماً به‌عنوان شرایط دو بعدی و کرنش صفحه‌ای ایجاد می‌شوند. مطالعات انجام شده توسط وانگ در سال ۱۹۹۳ نشان می‌دهد که در بارگذاری لرزه‌ای، اعوجاج بیضی‌شدگی اغلب به وسیله انتشار موج‌های برشی قائم ایجاد می‌شود و هم‌چنین این تغییر شکل‌ها ممکن است توسط انتشار موج‌های افقی یا بطور اریب نیز ایجاد شوند.

ساده‌ترین شکل از برآورد اعوجاج بیضی‌شدگی در نظر گرفتن تغییر شکل‌های یک تونل دایره‌ای به صورت روش منطقه آزاد و نادیده گرفتن اندرکنش زمین-تونل می‌باشد. این فرض زمانی مناسب است

که سختی پوشش جداره تونل با سختی محیط اطراف آن برابر باشد (Hashash et al, 2001).

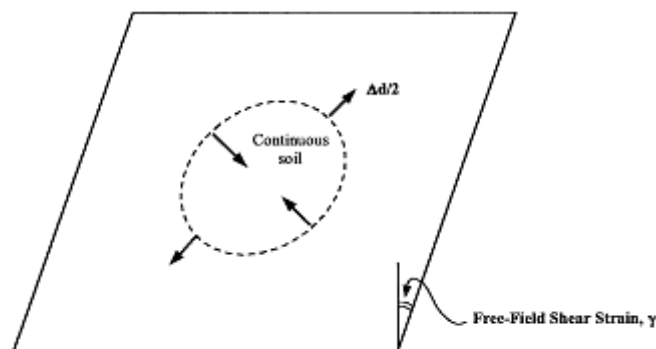
مطابق شکل ۸-۲ تغییر شکل بیضی‌شدگی مقطع تونل‌ها را می‌توان به دو صورت بررسی نمود. در حالت اول بدون در نظر گرفتن حفاری و تونل در یک محیط الاستیک و فقط یک تونل فرضی در نظر گرفته می‌شود. در این حالت تغییر شکل بوجود آمده در مقطع فرضی و کرنش قطری فقط به کرنش برشی بوجود آمده در اثر بار لرزه‌ای وابسته بوده و از معادله (۱۶-۲) حاصل می‌شود.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (16-2)$$

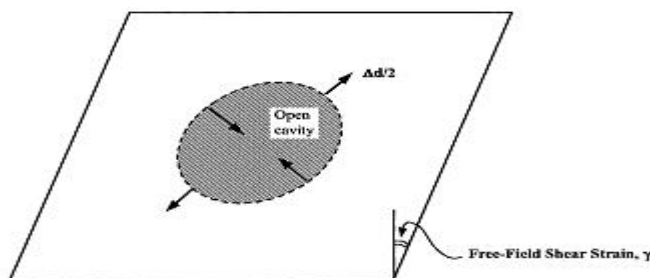
در رابطه (۱۶-۲)  $\gamma_{max}$  بیشینه کرنش برشی میدان آزاد در مواد اطراف حفاری فرضی می‌باشد. در حالت دوم و در یک حفاری واقعی مطابق شکل ۹-۲ و با فرض تونل بدون نگهداری و روش منطقه آزاد، کرنش قطری بوجود آمده در مقطع تونل علاوه بر کرنش برشی به نسبت پواسون ( $\nu_m$ ) مواد اطراف تونل نیز وابسته است که مقدار این تغییر شکل از رابطه (۱۷-۲) بدست می‌آید (Hashash et al, 2001).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2 \gamma_{max} (1 - \nu_m) \quad (17-2)$$

در شرایط میدان آزاد اعوجاج و تغییر شکل برشی تونل‌های حفاری شده نسبت به زمین‌های با تونل فرضی بسیار بیشتر می‌باشد. رابطه (۱۶-۲) در مواردی که سختی (مدول الاستیک) پوشش جداره برابر با سختی (مدول الاستیک) مواد اطراف تونل باشد، بکار برده می‌شود و در صورتی که سختی پوشش جداره از سختی مواد اطراف تونل کمتر باشد از رابطه (۱۷-۲) استفاده می‌شود. در صورتی که سختی پوشش جداره از سختی مواد اطراف تونل بیشتر باشد تغییر شکل بوجود آمده کمتر از تغییر شکل محاسبه شده توسط رابطه (۱۶-۲) خواهد بود (Hashash et al, 2001).



شکل ۸-۲- محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل فرضی (Hashash et al, 2001)



شکل ۲-۹- محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل حفاری شده (Hashash et al, 2001)

## ۲-۸-۲- روش اندرکنش زمین - سازه (Hashash et al, 2001)

در واقعیت بین سازه و زمین اطراف آن اندرکنشی وجود دارد که در روش تغییر شکل میدان آزاد این واقعیت در نظر گرفته نشده است. در این مرحله اندرکنش سازه و زمین اطراف آن وارد محاسبات می‌شود. به عبارت دیگر در این روش سازه صلب بوده و سختی پوشش جداره سازه با محیط اطراف آن برابر نمی‌باشد. به همین دلیل سازه به طور همزمان و هم‌اندازه با محیط اطراف جابجا نمی‌شود، که این اختلاف جابجایی باعث اندرکنش بین سنگ و سازه می‌گردد و خساراتی را در پوشش ایجاد می‌کند.

## ۲-۸-۲-۱- راه حل فرم بسته الاستیک برای تونل‌های دایره‌ای (Hashash et al, 2001)

برای محاسبه‌ی بیشینه مقدار کرنش محوری و بیشینه مقدار کرنش محوری ناشی از خمش و کرنش محوری کل در روش اندرکنش سازه- محیط مانند شکل ۲-۱۰ سازه‌ی تونل را یک تیر با رفتار الاستیک فرض می‌نماییم و از روش شبه استاتیک بهره می‌جوییم. در این صورت مقطع عرضی تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای به دلیل تغییر شکل‌های محوری، خمشی و برشی منطقه آزاد، کرنش‌ها محوری ناشی از خمش و کرنش‌های برشی را متحمل می‌شود. ماکزیمم کرنش محوری که ناشی از برخورد یک موج برشی با زاویه ۴۵ درجه با محیط تونل و ماکزیمم کرنش خمشی که ناشی از برخورد یک موج برشی با زاویه صفر درجه با محیط تونل می‌باشند، به ترتیب با استفاده از روابط (۲-۱۸) و (۲-۱۹) محاسبه می‌شوند. همچنین بیشینه کرنش محوری کل که ناشی از ترکیب بیشینه کرنش محوری و کرنش خمشی می‌باشد، با استفاده از رابطه (۲-۲۰) محاسبه می‌شود.



$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{\left[\frac{2\pi}{L}\right] A}{2 + \frac{E_L A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \quad (18-2)$$

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left[\frac{2\pi}{L}\right]^3 A}{1 + \frac{E_L I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (19-2)$$

$$\varepsilon_{\max}^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b \quad (20-2)$$

در روابط (۱۸-۲)، (۱۹-۲) و (۲۰-۲)  $L$  طول موج بار لرزه‌ای،  $A_c$  مساحت مقطع عرضی پوشش جداره تونل،  $E_L$  مدول الاستیسیته پوشش جداره،  $K_t$  و  $K_a$  به ترتیب ضریب جهندگی عرضی و طولی محیط اطراف تونل،  $A$  ضریب بیان کننده بیشینه مقدار جابجایی در اثر یک بار دینامیکی در شرایط میدان آزاد زمین،  $r$  شعاع تونل یا نصف ارتفاع تونل‌های مستطیلی شکل و  $I_c$  ممان اینرسی مقطع تونل می‌باشند. هم‌چنین در این فرمول‌ها ضرایب‌هایی معرفی شده‌اند که بایستی واضح و مشخص باشند، که در روابط ذیل به تفسیر این ضرایب پرداخته می‌شود (Hashash et al, 2001):

- معادله (۲۱-۲) ضریب‌های جهندگی (ضریب‌های فنریت) را نشان می‌دهد که با طول موج و قطر تونل رابطه دارند. در این رابطه  $G_m$  و  $\vartheta_m$  به ترتیب مدول برشی و نسبت پواسون سنگ یا خاک محیط اطراف تونل،  $d$  قطر تونل یا ارتفاع تونل مستطیلی شکل و  $L$  طول موج بار لرزه‌ای می‌باشد.

$$K_t = K_a = \frac{16\pi G_m (1 - \vartheta_m) d}{(3 - 4\vartheta_m) L} \quad (21-2)$$

- برای تعیین طول موج می‌توان از رابطه (۲۲-۲) ارائه شده توسط ماتسبارا<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۵ استفاده نمود. که در این رابطه  $T$  تناوب طبیعی خاک می‌باشد و برای محاسبه آن می‌توان از رابطه (۲۳-۲) ارائه شده توسط سید و ایدریس<sup>۲</sup> در سال ۱۹۶۸ استفاده نمود. در این فرمول  $h$  ضخامت نهشته خاک می‌باشد (Hashash et al, 2001).

$$L = T C_s \quad (22-2)$$

<sup>1</sup> Matsubara et al

<sup>2</sup> Idriss and Seed

$$T = \frac{4h}{C_S} \quad (23-2)$$

• برای محاسبه ضریب بیشینه مقدار جابجایی ( $A$ ) در شرایط کرنش‌های محوری میدان آزاد ناشی از بارهای دینامیکی محوری از فرمول (۲۴-۲) و برای کرنش محوری ناشی از خمش فرمول (۲۵-۲) بکار برده می‌شود.

$$\frac{2\pi A}{L} = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi \quad (24-2)$$

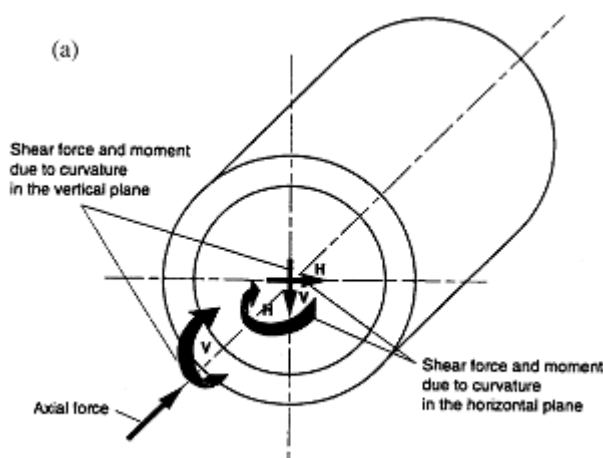
$$\frac{4\pi^2 A}{L^2} = \frac{a_S}{C_S} \cos^3 \phi \quad (25-2)$$

لازم به ذکر است که مطابق با شکل ۱۰-۲ بیشینه نیروی برشی و خمشی وارد بر مقطع عرضی

تونل به ترتیب با استفاده از روابط (۲۶-۲) و (۲۷-۲) محاسبه می‌شوند (Hashash et al, 2001).

$$V_{\max} = \left[ \frac{2\pi}{L} \right] M_{\max} \quad (26-2)$$

$$M_{\max} = \left[ \frac{2\pi}{L} \right] \left[ \frac{E_L I_C \varepsilon_{\max}^a}{r} \right] \quad (27-2)$$



شکل ۱۰-۲- نیروها و لنگر بوجود آمده در اثر بارگذاری لرزه‌ای (Hashash et al, 2001)

## ۲-۲-۸-۲- تغییر شکل‌های حلقوی در تونل‌های دایره‌ای با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه

پک<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۷۲ مطالعه‌های اولیه را بر روی تغییر شکل‌های اعوجاجی با توجه به پژوهش‌های ریچارد<sup>۲</sup> در سال ۱۹۶۴ و هوگ<sup>۳</sup> در سال ۱۹۶۸ انجام داده‌اند و یک راه‌حل فرم بسته در

<sup>1</sup> Peck et al

<sup>2</sup> Richard

<sup>3</sup> Hoeg

ضوابط نیروها، گشتاورهای خمشی و تغییر شکل پوشش جداره تحت تاثیر بارگذاری خارجی پیشنهاد کرده‌اند. پاسخ پوشش تونل برای بارهای لرزه‌ای تابعی از نسبت انعطاف‌پذیری<sup>۱</sup> و نسبت تراکم‌پذیری<sup>۲</sup> سازه و فشار برجای روباره ( $\gamma h$ ) و ضریب فشار طبیعی زمین ( $K_0$ ) می‌باشد. سختی یک تونل نسبت به زمین اطراف آن به وسیله نسبت انعطاف‌پذیری ( $F$ ) و نسبت تراکم‌پذیری ( $C$ ) بیان می‌شود. طبق مطالعات مریت و همکاران<sup>۳</sup> در سال ۱۹۸۵ نسبت انعطاف‌پذیری و نسبت تراکم‌پذیری به ترتیب مقادیری از سختی خمشی (مقاومت در برابر بیضی شدگی) و سختی کششی محیط نسبت به پوشش جداره می‌باشند. فرمول‌های (۲۸-۲) و (۲۹-۲) به ترتیب نسبت تراکم‌پذیری و نسبت انعطاف‌پذیری را نشان می‌دهد. که در فرمول‌های مذکور  $\vartheta_m$  نسبت پواسون محیط اطراف تونل،  $\vartheta_L$  نسبت پواسون پوشش تونل،  $E_M$  مدول الاستیک محیط اطراف تونل،  $E_L$  مدول الاستیک پوشش تونل،  $r$  شعاع تونل،  $t$  ضخامت پوشش جداره و  $I$  ممان اینرسی پوشش تونل می‌باشد (Hashash et al, 2001).

$$C = \frac{E_m(1 - \vartheta_L^2)r}{E_L t(1 + \vartheta_m)(1 - 2\vartheta_m)} \quad (28-2)$$

$$F = \frac{E_m(1 - \vartheta_L^2)r^3}{6E_L I(1 + \vartheta_m)} \quad (29-2)$$

برای بررسی تغییر شکل حلقوی تونل ابتدا بایستی سختی تونل نسبت به زمین بوسیله نسبت انعطاف‌پذیری و نسبت تراکم‌پذیری تعیین شود. پس از تعیین نسبت انعطاف‌پذیری در صورتی که این نسبت بزرگتر از ۲۰ باشد، پوشش جداره انعطاف‌پذیر بوده و می‌توان از اندرکنش زمین-سازه صرف‌نظر کرد و در صورتی که این نسبت کوچکتر از ۲۰ باشد، پوشش جداره صلب بوده و اندرکنش پوشش و زمین مطرح می‌شود. در مرحله بعد باید بررسی شود که آیا پوشش جداره به محیط اطراف خود هنگام تغییر شکل خواهد چسبید (شرایط بدون لغزش) و یا پوشش جداره در محل برخورد با محیط اطراف خود هنگام تغییر شکل پوشش جداره، خواهد لغزید (شرایط لغزش کامل) (گشتاسبی، ۱۳۸۷).

براساس مطالعات مختلف، لغزش در سطح تماس زمین و پوشش جداره تنها در تونل‌های موجود در

<sup>1</sup> Flexibility Ratio

<sup>2</sup> Compressibility Ratio

<sup>3</sup> Merritt et al

خاک نرم یا مواردی که بارگذاری لرزه‌ای بسیار شدید است، امکان‌پذیر است و برای بیشتر تونل‌ها شرایط اندرکنش بین سازه و محیط در حالت بینابین لغزش کامل<sup>۱</sup> و بدون لغزش<sup>۲</sup> قرار دارد. بنابراین در شرایط لغزش کامل تغییر شکل حلقوی (کرنش قطری) با استفاده از فرمول (۳۰-۲) محاسبه می‌شود (Hashash et al, 2001).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{K_1 F \gamma_{\max}}{3} \quad (30-2)$$

در رابطه بالا  $F$  نسبت انعطاف‌پذیری پوشش جداره،  $\gamma_{\max}$  کرنش برشی ماکزیمم و  $K_1$  ضریب پاسخ پوشش جداره در حالت لغزش کامل می‌باشد و بصورت رابطه (۳۱-۲) بیان می‌شود.

$$K_1 = \frac{12(1 - \theta_m)}{2F + 5 - 6\theta_m} \quad (31-2)$$

وانگ در سال ۱۹۹۳ نشان داد که از روی ارتباط بین تغییر شکل میدان آزاد زمین و اندرکنش زمین-سازه می‌توان مطابق رابطه (۳۲-۲) تغییر شکل‌های حلقوی (کرنش قطری) را محاسبه نمود (Hashash et al, 2001, 2005).

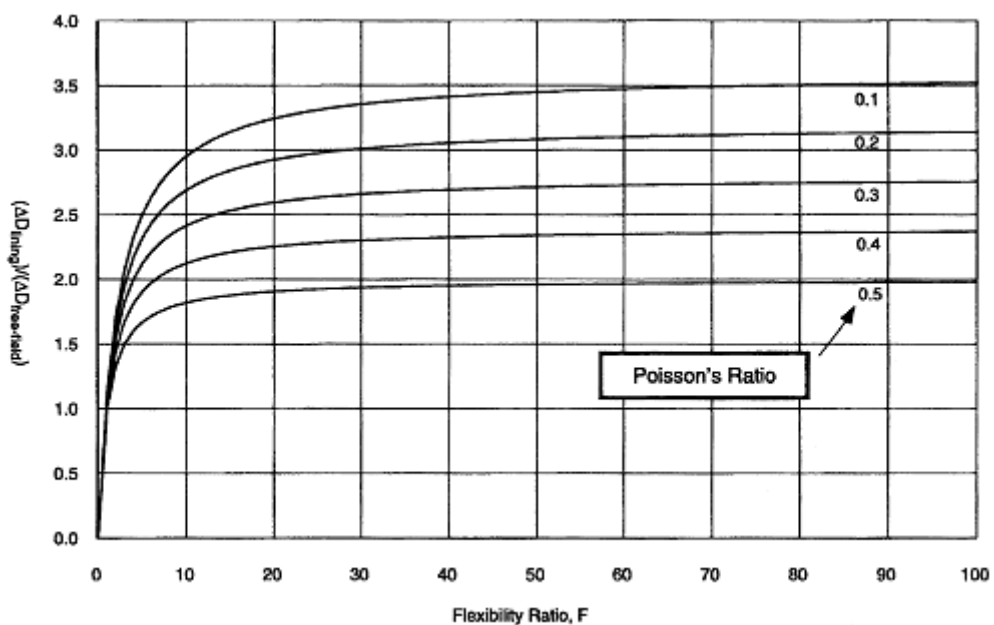
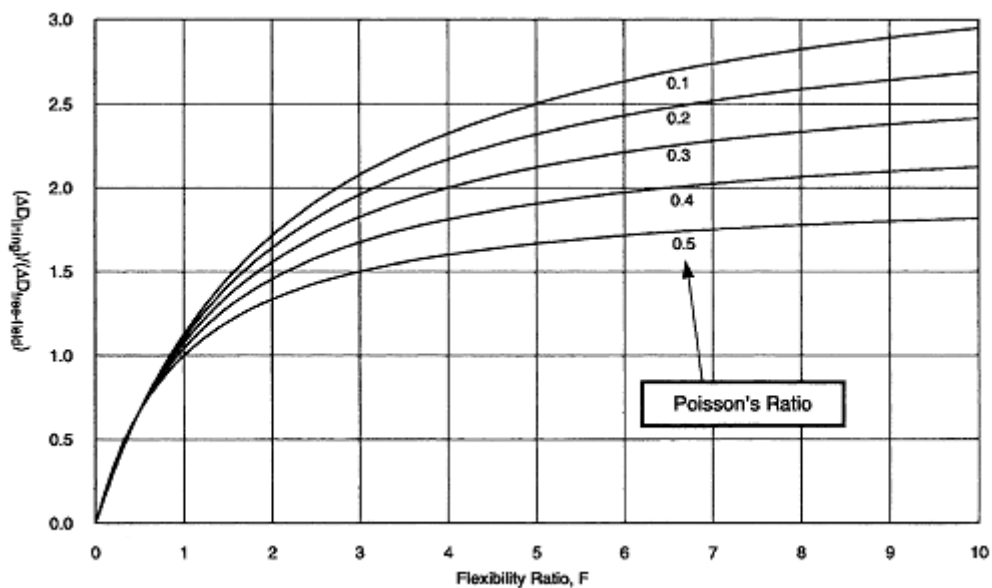
$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (32-2)$$

مطابق با رابطه (۳۲-۲) و شکل ۲-۱۱، هنگامی که نسبت انعطاف‌پذیری کوچکتر از یک باشد، تغییر شکل پوشش جداره تونل از تغییر شکل منطقه آزاد کمتر می‌باشد و زمانی که  $F$  افزایش می‌یابد پوشش جداره بیشتر از حالت منطقه آزاد تغییر شکل می‌دهد و ممکن است به حد فوقانی معادل با تغییر شکل‌های زمین حفاری شده، برسد (Hashash et al, 2001).

لازم به ذکر است که هیچ‌گونه راه‌حلی برای محاسبه تغییر شکل‌ها حلقوی (کرنش قطری) در شرایط بدون لغزش ایجاد نشده است و توصیه می‌شود که فرمول‌ها موجود در شرایط لغزش کامل برای شرایط بدون لغزش بکار برده شوند.

<sup>1</sup> Full slip

<sup>2</sup> No slip



شکل ۲-۱۱- نمودار مربوط به نسبت انعطاف پذیری و نسبت تغییر شکل جداره تونل به تغییر شکل میدان آزاد زمین (Hashash et al, 2001)

## ۲-۹- روش‌های تحلیل لرزه‌ای فضاهای زیرزمینی

به طور کلی روش‌های تحلیل لرزه‌ای فضاهای زیرزمینی که در بخش‌های بعد شرح داده می‌شوند را

می‌توان به صورت زیر تقسیم‌بندی نمود:

- روش‌های تجربی
- روش‌های تحلیلی (ریاضی)

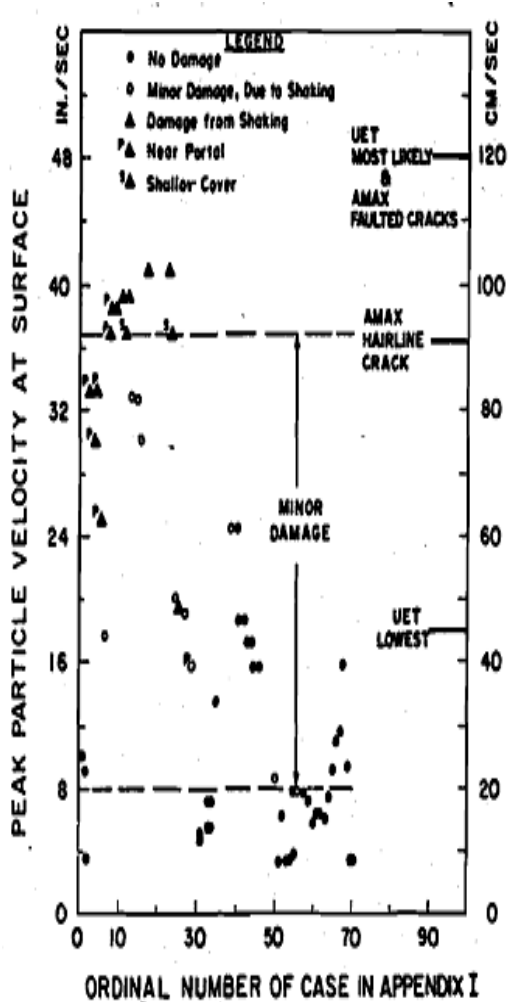
- روش‌های شبه استاتیکی

- روش‌های عددی

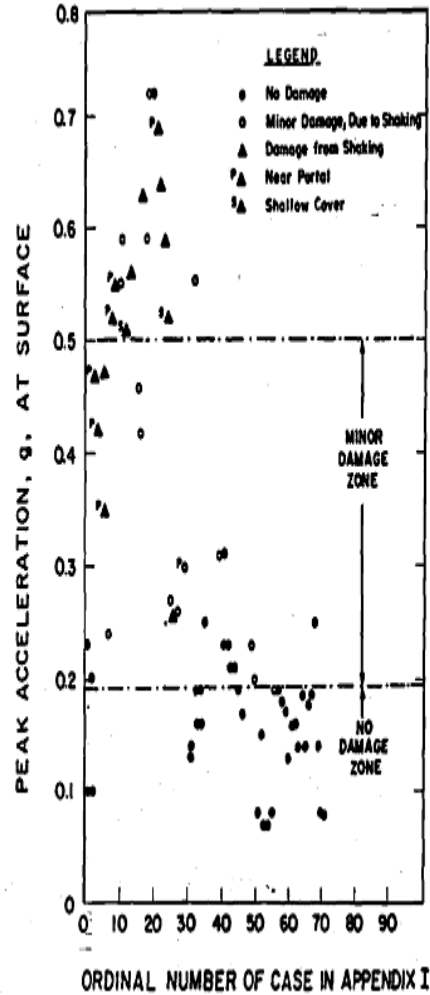
## ۲-۹-۱- روش‌های تجربی

ساده‌ترین روش طراحی لرزه‌ای، طراحی تجربی است. این روش بر پایه تجربیات، آزمایشات و بررسی‌های انجام شده بر روی خرابی تونل‌ها در هنگام زلزله استوار است. این روش برای شروع طراحی و تحلیل سازه‌هایی با حساسیت کم‌تر می‌تواند مفید واقع شود. به عبارت دیگر این روش با استفاده از آمار خسارت‌های ایجاد شده در سازه زیرزمینی برای شتاب‌ها، سرعت‌ها و یا انرژی لرزه‌ای بیشینه، معیارهایی برای ارزیابی سازه زیرزمینی تحت تاثیر امواج لرزه‌ای ارائه شده است. همان‌طور که در بخش ۲-۵-۲ بیان شد، روزن و داودینگ مطابق با اشکال ۲-۱۲ و ۲-۱۳ ارتباط میان شتاب افقی بیشینه و سرعت ذره‌ای بیشینه را با میزان خسارت وارد بر تونل در اثر زلزله بررسی کرده‌اند. این دو پژوهشگر مطابق با این شکل‌ها خسارت‌های ناشی از زلزله‌های رخ داده را در سه سطح صدماتی الف- بدون آسیب، ب- با آسیب کم و ج- با آسیب زیاد طبقه‌بندی نموده‌اند و شتاب افقی  $0.19g$  و سرعت ذره‌ای  $200\text{ mm/s}$  را آستانه خسارت تعیین کرده‌اند. هم‌چنین از مطالعات شارما و جوود، روزن و داودینگ می‌توان خسارت وارد بر تونل در اثر زلزله را براساس ترکیبی از مشخصات تونل (نوع نگهداری، عمق، نوع خاک دربرگیرنده تونل) و پارامترهای حرکت نیرومند زمین (بزرگا، شدت، حداکثر شتاب و سرعت) برآورد نمود. به عنوان مثال در مورد عمق تونل هر چه تونل عمیق‌تر باشد، آسیب وارد بر تونل در اثر انتشار امواج لرزه‌ای کم‌تر خواهد بود. به طوری که مطابق با مطالعات انجام شده ۳۵ درصد آسیب‌های شدید مربوط به اعماق کم‌تر از ۵۰ متر می‌باشد. در اعماق بیش‌تر از ۵۰ متر میزان آسیب وارده کاهش یافته و در اعماق بیش‌تر از ۳۰۰ متر نباید انتظار آسیب‌های سنگین را داشت. هم‌چنین در مورد نوع سنگ یا خاک دربرگیرنده تونل طبق مطالعات انجام شده درصد بالای خسارت‌های وارد بر تونل‌های حفر شده در سنگ‌های رسوبی و سازندهای واریزی گزارش شده است. در مورد نوع نگهداری جداره تونل کمترین خسارت گزارش شده مربوط به نگهدارنده جداره تونل با استفاده از بتن مسلح می‌باشد. با توجه به توضیحات بیان شده می‌توان

بعد از مشخص شدن زلزله مبنای طرح و عمق قرارگیری تونل و نوع پوشش و غیره خسارت وارده را پیش‌بینی نمود.



شکل ۲-۱۳- صدمات تونل و رابطه آن با بیشینه سرعت  
ذره‌ای در سطح (Dowding & Rozen, 1978)



شکل ۲-۱۲- صدمات تونل و رابطه آن با بیشینه شتاب  
(Dowding & Rozen, 1978)

### ۲-۹-۲- روش‌های تحلیلی (ریاضی)

روش‌های فرم بسته ریاضی جزو دقیق‌ترین روش‌های طراحی به شمار می‌آید. البته محدودیت حل مسائل پیچیده ژئومکانیکی توسط روش ریاضی همچنان وجود دارد. زیرا برای فرمول کردن مسائل عملی ناگزیر از ساده‌سازی در شکل و شرایط می‌باشیم. روش‌های تحلیلی برای برآورد نیروی محوری و نیروی برشی و ممان خمشی ایجاد شده در پوشش جداره در اثر انتشار امواج لرزه‌ای در سازه‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

## ۲-۹-۲-۱- روش تحلیلی وانگ

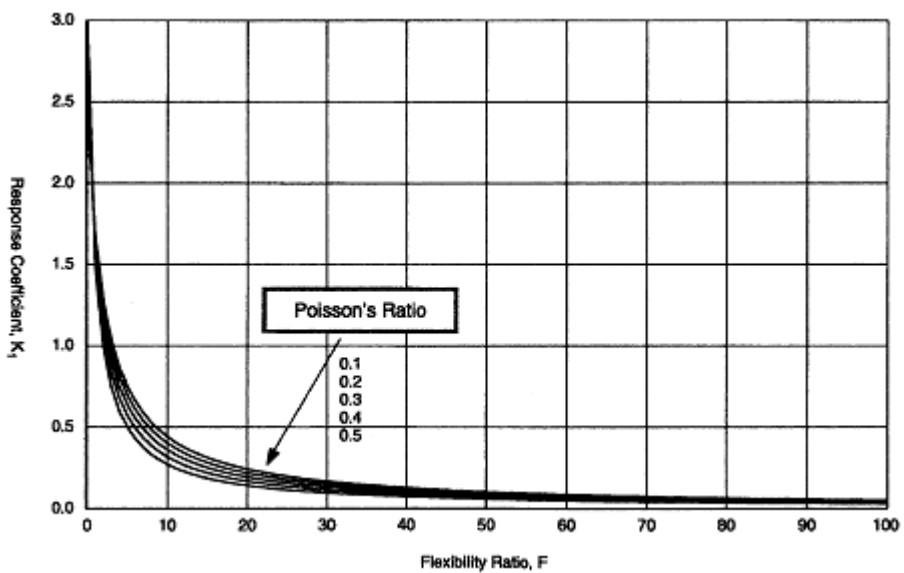
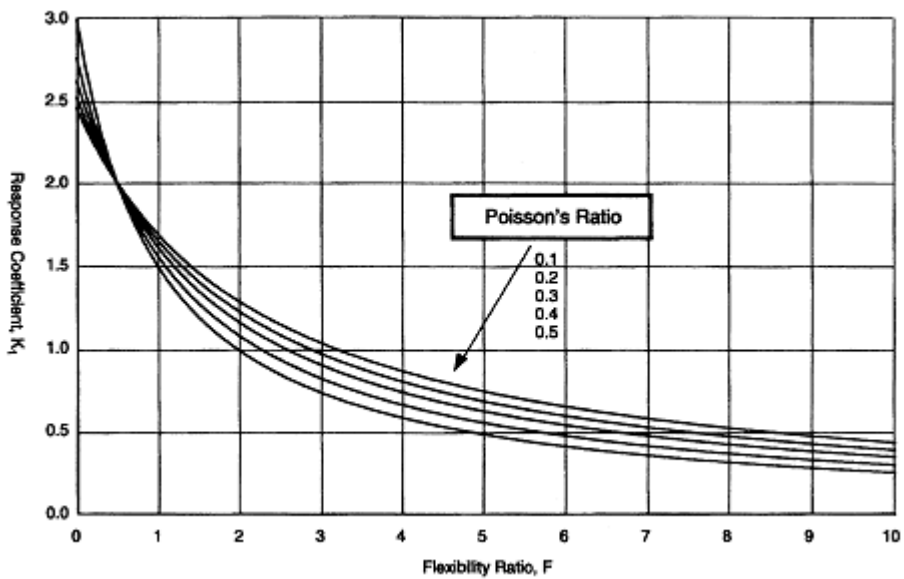
وانگ در سال ۱۹۹۳ راه حل فرم بسته‌ای ارائه داد تا نیروها و تغییر شکل‌ها در پوشش جداره را به دلیل تغییر شکل‌های حلقوی استاتیکی معادل محاسبه نمایند (Wang, 1993). سپس توسط حشاش و همکاران در سال ۲۰۰۵ تکمیل و جمع‌بندی شده است (Hashash et al, 2005). این روش با در نظر گرفتن اندرکنش سازه-زمین و در حالت لغزش کامل و بدون لغزش اقدام به طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی می‌نماید. روابط ارائه شده توسط وانگ در جدول ۲-۱۰ نشان داده شده است (Wang, 1993).

جدول ۲-۱۰- روابط تحلیلی ارائه شده توسط Wang با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه (Wang, 1993)

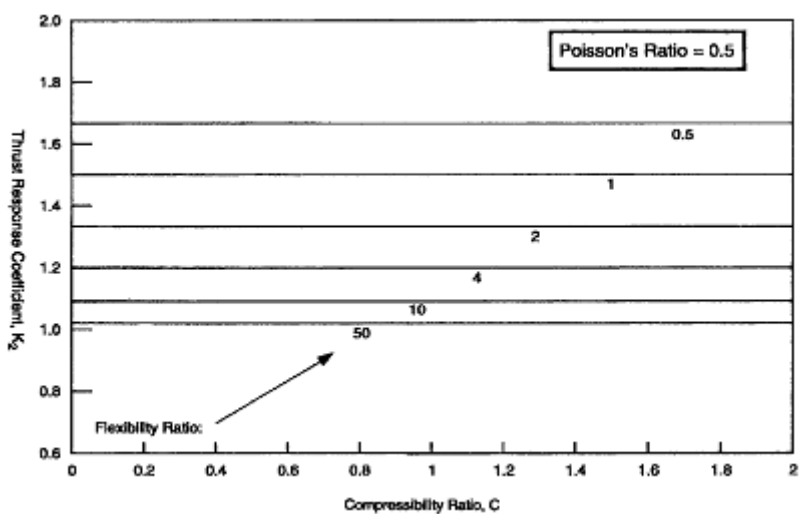
بدون لغزش	لغزش کامل
$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \vartheta_m)} r^2 \gamma_{\max}$	$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \vartheta_m)} r^2 \gamma_{\max}$
$T_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \vartheta_m)} r \gamma_{\max}$	$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \vartheta_m)} r \gamma_{\max}$
$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\vartheta_m) - C(1 - 2\vartheta_m)] - \frac{1}{2}(1 - 2\vartheta_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\vartheta_m) + C(1 - 2\vartheta_m)] + C\left[\frac{5}{2} - 8\vartheta_m + 6\vartheta_m^2\right] + 6 - 8\vartheta_m}$	
$K_1 = \frac{12(1 - \vartheta_m)}{2F + 5 - 6\vartheta_m}$	
$C = \frac{E_m(1 - \vartheta_L^2)r}{E_L t(1 + \vartheta_m)(1 - 2\vartheta_m)}$	$F = \frac{E_m(1 - \vartheta_L^2)r^3}{6E_L I(1 + \vartheta_m)}$

در روش تحلیلی وانگ ضریب پاسخ پوشش تونل در شرایط لغزش کامل ( $K_1$ ) علاوه بر رابطه ارائه شده در جدول ۲-۱۰ می‌توان با استفاده از شکل ۲-۱۴ و با داشتن نسبت انعطاف‌پذیری و ضریب پواسون تعیین کرد. ضریب پاسخ پوشش تونل در شرایط بدون لغزش ( $K_2$ ) را می‌توان علاوه بر رابطه مندرج در جدول ۲-۱۰ با توجه به نسبت تراکم‌پذیری و نسبت انعطاف‌پذیری و ضریب پواسون با استفاده از شکل‌های ۲-۱۵ و ۲-۱۶ محاسبه کرد. همان‌طور که در شکل‌های ۲-۱۵ و ۲-۱۶ نشان داده شده است، طبق مطالعات وانگ با کاهش ضرایب انعطاف‌پذیری و تراکم‌پذیری، نیروی محوری ناشی از زلزله در صورتی که نسبت پواسون کمتر از ۰/۵ باشد، افزایش می‌یابد و در صورتی که نسبت پواسون برابر با ۰/۵ شود (مانند رس‌های اشباع زهکشی نشده)، ضریب پاسخ پوشش تونل مستقل از ضریب تراکم‌پذیری خواهد بود، زیرا خاک تراکم‌ناپذیر خواهد بود (Wang, 1993).

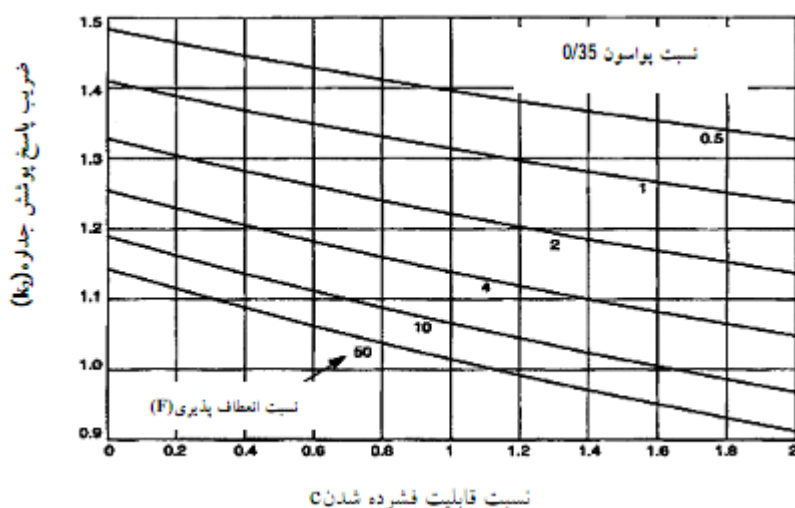
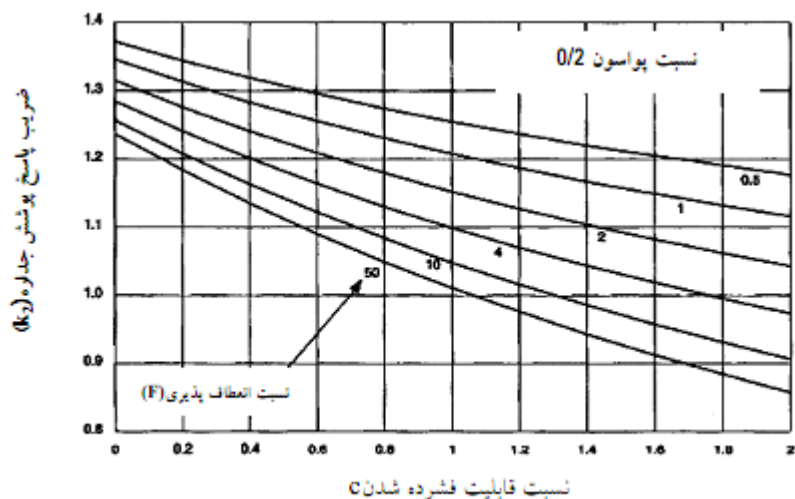




شکل ۲-۱۴- رابطه بین نسبت انعطاف پذیری و  $K_1$  برای نسبت های پواسون مختلف (Wang, 1993)



شکل ۲-۱۵- رابطه بین نسبت تراکم پذیری، انعطاف پذیری و  $K_2$  (Wang, 1993)



شکل ۲-۱۶- رابطه بین نسبت تراکم پذیری و انعطاف پذیری و  $K_2$  برای نسبت‌های پواسون مختلف (Wang, 1993) لازم به ذکر است که برای محاسبه جابجایی پوشش تحت شرایط لغزش کامل و بدون لغزش می‌توان از رابطه (۲-۳۲) استفاده کرد.

## ۲-۹-۲- روش تحلیلی پنزین

پنزین و همکاران در سال ۱۹۸۸ راه حل‌های الاستیک فرم بسته‌ای را برای محاسبه نیروی محوری، برشی و گشتاور خمشی پوشش جداره ناشی از تغییر شکل‌های تاشدگی (اعوجاج‌های خم‌شدگی) ارائه کردند. پنزین در سال ۲۰۰۰ با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه یک روش تحلیلی برای ارزیابی تغییر شکل‌های تاشدگی تونل دایره‌ای و مستطیلی ارائه نموده است (Penzien, 2000) و سپس توسط حشاش و همکاران در سال ۲۰۰۵ تکمیل و جمع‌بندی شده است (Hashash et al, 2005). پنزین

مطابق جدول ۱۱-۲ ماکزیمم نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش جداره تحت بارگذاری زلزله و با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه بیان نموده است.

جدول ۱۱-۲- روابط تحلیلی ارائه شده توسط پنزین با در نظر گرفتن اندرکنش زمین-سازه (Penzien, 2000)

$T_{\max} = \pm \frac{24E_L I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1 - \vartheta_L^2)} = \pm \frac{12E_L I R \gamma_{\max}}{d^2(1 - \vartheta_L^2)}$	بدون لغزش
$M_{\max} = \pm \frac{6E_L I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2(1 - \vartheta_L^2)} = \pm \frac{3E_L I R \gamma_{\max}}{d(1 - \vartheta_L^2)}$	
$V_{\max} = \pm \frac{24E_L I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1 - \vartheta_L^2)} = \pm \frac{12E_L I R \gamma_{\max}}{d^2(1 - \vartheta_L^2)}$	
$T_{\max} = \pm \frac{12E_L I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3(1 - \vartheta_L^2)} = \pm \frac{6E_L I R^n \gamma_{\max}}{d^2(1 - \vartheta_L^2)}$	لغزش کامل
$M_{\max} = \pm \frac{6E_L I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^2(1 - \vartheta_L^2)} = \pm \frac{3E_L I R^n \gamma_{\max}}{d(1 - \vartheta_L^2)}$	
$V_{\max} = \pm \frac{24E_L I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3(1 - \vartheta_L^2)} = \pm \frac{12E_L I R^n \gamma_{\max}}{d^2(1 - \vartheta_L^2)}$	

در روش پنزین ابتدا مقادیر  $\alpha$  و  $R$  در شرایط بدون لغزش و  $\alpha^n$  و  $R^n$  در شرایط لغزش کامل از روابط

مندرج در جدول ۱۲-۲ محاسبه می‌شوند. سپس نسبت تغییر شکل تونل به تغییر شکل میدان آزاد محاسبه شده و در نهایت تغییر شکل تونل محاسبه می‌شود (Penzien, 2000).

جدول ۱۲-۲- روابط محاسبه جابجایی پوشش در روش تحلیلی پنزین (Penzien, 2000)

بدون لغزش	لغزش کامل
$\alpha = \frac{24E_L I(3 - 4\vartheta_m)}{d^3 G_m(1 - \vartheta_L^2)}$	$\alpha^n = \frac{12E_L I(5 - 6\vartheta_m)}{d^3 G_m(1 - \vartheta_L^2)}$
$R = \pm \frac{4(1 - \vartheta_m)}{(\alpha + 1)}$	$R^n = \pm \frac{4(1 - \vartheta_m)}{(\alpha^n + 1)}$
$\pm \Delta d_{\text{lining}} = \pm R \Delta d_{\text{free-field}} = \pm R \frac{d}{2} \gamma_{\max}$	$\pm \Delta d_{\text{lining}}^n = \pm R^n \Delta d_{\text{free-field}} = \pm R^n \frac{d}{2} \gamma_{\max}$

شایان ذکر است که پارامترهای مورد استفاده در روش‌های تحلیلی وانگ و پنزین در جدول ۱۳-۲

بیان شده است.

جدول ۲-۱۳- پارامترهای بکار برده شده در روش تحلیلی وانگ و پنزین

پارامتر	توضیحات	پارامتر	توضیحات
$E_m$	مدول الاستیسیته محیط	$E_L$	مدول الاستیک پوشش تونل
$\vartheta_m$	نسبت پواسون محیط	$\vartheta_L$	نسبت پواسون پوشش تونل
$G_m$	مدول برشی محیط	$t$	ضخامت پوشش تونل
$R$	نسبت خم‌شدگی پوشش-محیط	$R^n$	نسبت خم‌شدگی پوشش- محیط در اثر بارگذاری نرمال
$I$	ممان اینرسی پوشش بر واحد عرض	$\gamma_{max}$	بیشینه کرنش برشی منطقه آزاد محیط
$M_{max}$	گشتاور خمشی ماکزیمم	$T_{max}$	نیروی محوری ماکزیمم
$V_{max}$	نیروی برشی ماکزیمم	$d$	قطر تونل

قابل ذکر است که حشاش و همکاران در سال ۲۰۰۵، روش‌های تحلیلی ونگ و پنزین را در سه تونل دایره‌ای مختلف با یک نوع پوشش جداره، با هم مقایسه کردند و نتایج زیر را بیان نموده‌اند ( Hashash et al, 2005):

- در شرایط لغزش کامل، نیروها و تغییر شکل‌های محاسبه شده از دو روش با هم برابرند.
- در شرایط بدون لغزش، مقادیر بیشینه نیروی محوری بدست آمده از روش پنزین خیلی کمتر از مقادیر بدست آمده از روش وانگ می‌باشد.
- حشاش و همکاران در نهایت توصیه کردند که روش پنزین برای برآورد نیروی محوری پوشش جداره تونل در شرایط بدون لغزش بکار برده نشود.

## ۲-۱۰- جمع‌بندی

در این فصل ابتدا مفاهیم زلزله‌شناسی معرفی شده‌اند. سپس مطالعات محققان مختلف در مورد عملکرد لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی مورد بررسی قرار گرفته است. انواع تغییر شکل‌های پوشش جداره تونل تحت بارگذاری زلزله، روش تحلیل لرزه‌ای بیان شده توسط حشاش و همکاران، روش‌های تحلیلی وانگ و پنزین به طور مفصل بیان شده است. در نهایت مطابق با پژوهش‌های حشاش و همکارانش توصیه می‌شود که از روش پنزین در شرایط بدون لغزش برای برآورد نیروی محوری وارد بر پوشش تونل استفاده نشود.

### ۳ فصل سوم:

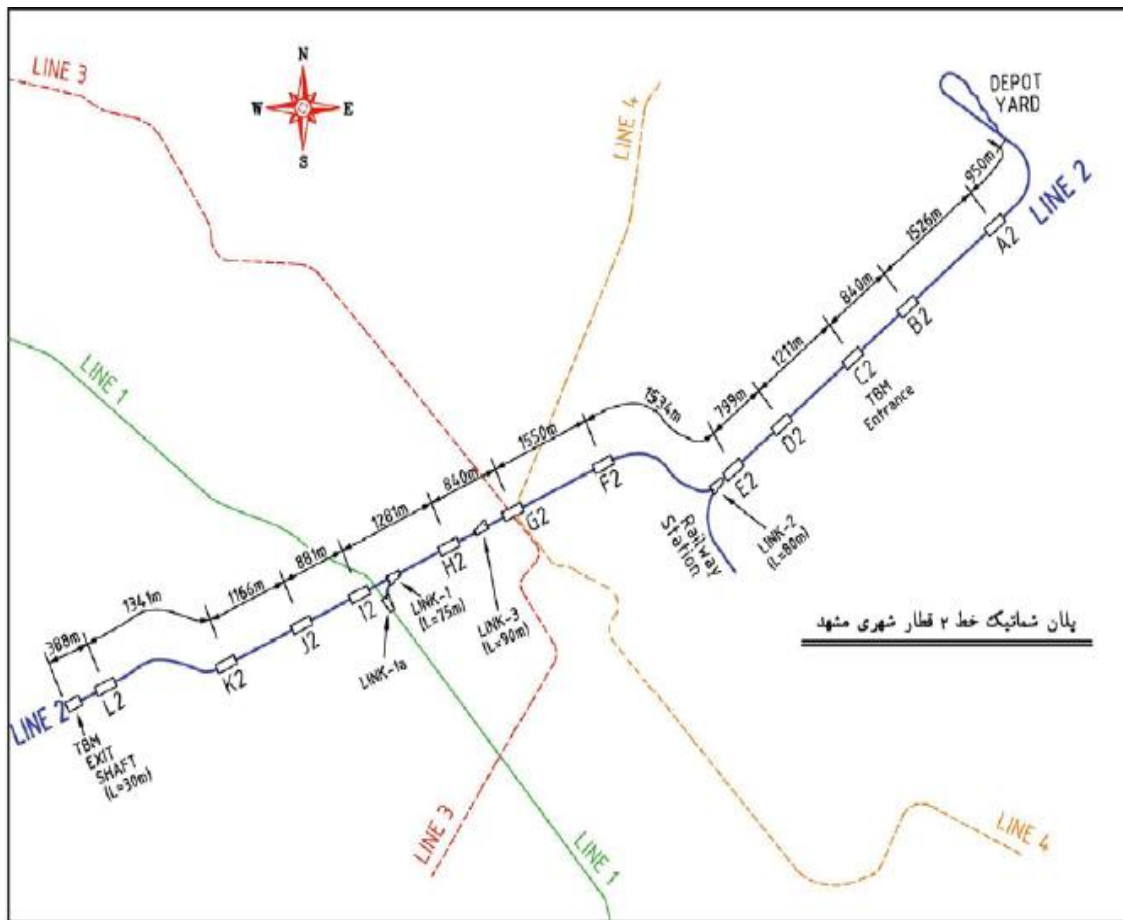
معرفی ساختمانگاه و شرایط زمین شناسی مهندسی و لرزه خیزی خط ۲ قطار شهری مشهد

فضاهای زیرزمینی با کاربردهای گوناگونی مانند مترو، خطوط راه آهن، بزرگراه‌ها و انبار مصالح نقش بسیار حیاتی در زندگی امروزه بشر ایفا می‌کنند. شهر مشهد به‌عنوان دومین کلان شهر مذهبی جهان سالانه پذیرای بیش از ۱۱ میلیون نفر مسافر است. بر اساس مطالعات جامع حمل و نقلی، شهر مشهد نیازمند به ۴ خط مترو دارد. موقعیت جغرافیایی مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد در راستای شمال شرق به جنوب غرب (از بلوار طبرسی به بلوار فضل بن شاذان) امتداد می‌یابد. مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد از خیابان انتهای طبرسی شمالی، پایین دست روستای کشف شروع می‌شود و به بسیاری از کانون‌های جمعیتی آن منطقه سرویس‌دهی مستقیم دارد. در ادامه پس از قطع کمربندی بزرگراه بسیج از منطقه طلاب عبور کرده و با فاصله اندکی از چهار راه مقدم عبور خواهد نمود. سپس به میدان راه آهن، میدان شهدا، میدان سعدی و میدان تقی‌آباد طی مسیر خواهد نمود و در نهایت در ایستگاه آخر با عبور از پارک کوهسنگی در میدان فضل بن شاذان خاتمه می‌یابد. طول مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد ۱۴.۳ کیلومتر و شامل ۱۲ ایستگاه زیرزمینی که عمق آن بین ۱۰ تا ۲۳ متر متغیر است، می‌باشد. به منظور اجرای این مسیر از دو روش حفر و پوشش و حفاری مکانیزه (دو دستگاه TBM به روش EPB) استفاده می‌شود. در شکل ۳-۱ مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد نشان داده شده است (مهندسی مشاور ساحل، ۱۳۸۸).

### ۳-۲- معرفی زمین‌شناسی شهر مشهد

شهر مشهد با ۲۰۴ کیلومتر مربع مساحت در شمال شرق ایران و در طول جغرافیایی ۵۹ درجه و ۱۵ دقیقه تا ۶۰ درجه و ۳۶ دقیقه و عرض جغرافیایی ۳۵ درجه و ۴۳ دقیقه تا ۳۷ درجه و ۸ دقیقه در حوضه آبریز کشف‌رود، بین رشته کوه‌های بینالود و هزار مسجد واقع شده است (مهندسی مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸). شهر مشهد در محل برخورد زون کپه‌داغ و البرز شرقی (بینالود) و در محدوده دشت مشهد قرار گرفته است. گستره ورقه مشهد به سه محدوده متفاوت از هم تقسیم می‌شود که به ترتیب از شمال به جنوب شامل محدوده کپه داغ، محدوده مفصلی و محدوده بینالود است. ارتفاعات

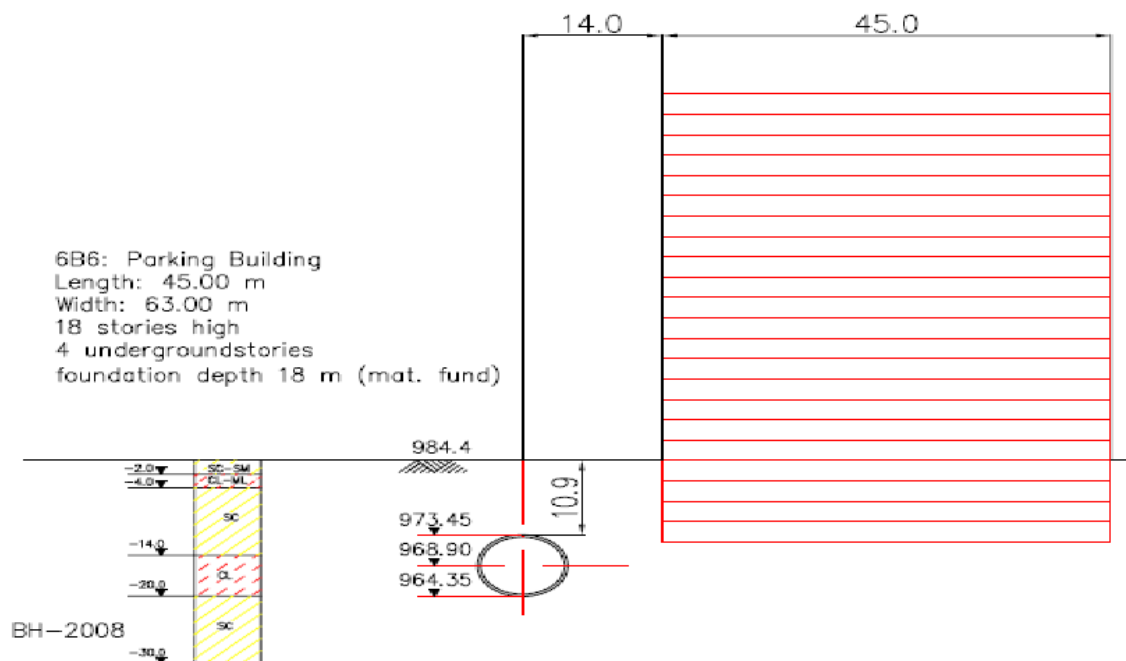
بینالود سلسه جبالی خمیده با راستای تقریباً شرقی-غربی و دربرگیرنده سنگ‌ها و رسوبات پالئوزوئیک، مزوزوئیک و سنوزوئیک می‌باشد. محدوده مفصلی بین محدوده بینالود و کپه داغ واقع شده و شامل سنگ‌های دگرگونی و مجموعه افیولیتی است. محدوده کپه داغ از سازندهای گوناگونی تشکیل شده که خاصه حوضه رسوبی و زون ساختاری کپه داغ می‌باشد. بافت خاکی سطحی مشهد از شنی تا رسی متغیر است. خاک سطحی در حاشیه شمال‌شرق بیشتر رسی بوده که به سمت جنوب به خاک‌های رسی-سیلتی و سیلتی تبدیل می‌شود. خاک‌های شنی بصورت نواری باریک در بخش‌های غربی و جنوبی بیشتر دیده می‌شود. در غرب شهر مشهد و نیز حاشیه ارتفاعات جنوبی بافت خاک شنی و در محدوده مرکزی شهر خاک غالب، سیلت رس و ماسه‌دار می‌باشد. محدوده شرقی و شمال‌شرقی شهر مشهد پوشیده از خاک ریزدانه است که با افزایش عمق درصد سیلت آن بیشتر می‌شود. به طور کلی با افزایش عمق، بافت خاک افزایش می‌یابد (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۸۸).



شکل ۳-۱- مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۸۸)

### ۳-۳- زمین شناسی مهندسی مسیر تونل

خصوصیات زمین شناسی، وضعیت زیرسطحی و پارامترهای مهندسی مصالح مسیر تونل با حفر ۶۰ گمانه و ۹ چاهک دستی با مغزه گیری ممتد به اعماق ۲۴ تا ۴۵ متر مشخص شده است. مطالعات انجام شده در مسیر تونل شامل آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی است. از جمله آزمایش های آزمایشگاهی می توان به آزمایش طبقه بندی، تک محوری، سه محوری، برش مستقیم، نفوذپذیری و آزمایش های شیمیایی خاک و آب و برای آزمایش های صحرایی می توان به آزمایش های پرسیمتری<sup>۱</sup>، بارگذاری صفحه ای<sup>۲</sup>، نفوذ استاندارد<sup>۳</sup> (SPT) و آزمایش های لرزه ای دورن گمانه ای اشاره کرد. شکل ۲-۳ مقطع انتخاب شده از مسیر تونل مترو را به منظور ارزیابی تحلیل دینامیکی خط ۲ مترو مشهد نشان می دهد. این مقطع در فاصله ۸۷۷۰ متری از ابتدای مسیر از سمت شمال شرقی قرار دارد (مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۸۸).



شکل ۲-۳- پلان مقطع در فاصله ۸۷۷۰ متری از ابتدای مسیر از سمت شمال شرقی (Arthe co, 2010)

لازم به ذکر است که عمق شناسایی سطح آب زیرزمینی پایین تر از تراز کف تونل در مقطع مورد

<sup>1</sup> Pressuremeter Test

<sup>2</sup> Plate load Tes

<sup>3</sup> Standard Penetration Test



مطالعه می‌باشد. لذا در تحلیل‌های انجام شده از وجود آب زیرزمینی و تاثیر آن بر سازه تونل صرف نظر می‌شود. پارامترهای ژئومکانیکی لایه‌های خاک درون‌گیر خط ۲ متروی مشهد برای مقطع انتخابی در جدول ۱-۳ گزارش شده است. پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی در دوغاب و پوشش بتنی در جدول ۲-۳ گزارش شده است. شایان ذکر است که مطابق با آزمایش‌های مذکور خاک منطقه در محدوده خط پروژه از ابتدای مسیر از سمت شمال شرقی تا حدود کیلومتراژ ۷ از رس و سیلت، در محدوده کیلومتراژ ۷ تا ۹.۵ از ماسه همراه با رس و سیلت، در محدوده کیلومتراژ ۹.۵ تا ۱۱.۵ از رس و سیلت و از محدوده کیلومتراژ ۱۱.۵ تا انتهای مسیر از شن همراه با رس و سیلت تشکیل شده است (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۸۸).

جدول ۱-۳- پارامترهای ژئومکانیکی لایه‌های خاک درون‌گیر مقطع انتخاب شده (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۸۸)

شماره لایه	ضخامت	نوع خاک	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	W %	C kPa	$\phi$ degree	E MPa	$\theta$	K <sub>0</sub>
I	۰-۸	CL-ML	۱۷.۵	۱۳	۳۰	۲۳	۱۲	۰.۳۴	۰.۵۶
II	۸-۱۵	SC-SM	۱۸	۹	۰	۳۵	۷۰	۰.۳	۰.۴۳
III	۱۵-۲۰.۳	CL-ML	۱۷	۱۷	۳۰	۲۵	۱۲.۵	۰.۳۴	۰.۵۳
IV	۲۰.۳-۲۸	SC-SM	۱۹	۱۰	۰	۳۶	۸۰	۰.۳	۰.۳۶
V	۲۸-۳۰	CL-ML	۱۸	۱۹	۴۰	۲۵	۳۰	۰.۳۲	۰.۵۳

جدول ۲-۳- پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی المان‌های دوغاب و پوشش بتنی (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۸۸)

نوع المان	$\rho$ Kg/m <sup>3</sup>	C kPa	$\phi$ degree	$\theta$	E MPa	ضخامت cm
دوغاب	۱۵۰۰	۶۰۰	۳۵	۰.۲۵	۴۰	۱۲
پوشش بتنی	۲۵۰۰	-	-	۰.۲	۳۱۰۰۰	۳۵

#### ۳-۴- مشخصات لرزه‌خیزی ساختگاه خط ۲ مترو مشهد

شهر مشهد بر روی نهشته‌های آبرفتی جوانی بنا شده است که از شمال به رشته کوه‌های هزارمسجد و از جنوب به رشته کوه‌های بینالود با روند شمال غربی - جنوب شرقی محدود می‌گردند. به منظور تعیین پدیده‌های زمین‌ساختی و ویژگی‌های آن در گستره طرح، برآورد حداکثر بزرگای قابل پیش‌بینی و بیشینه شتاب جنبش زمین ناشی از آن در گستره طرح و معرفی گسل‌های فعال ساختگاه، بررسی

لرزه‌خیزی ساختگاه ضروری است (مهندسین مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸).

در طول مسیر در ۹ نقطه آزمایش درون گمانه‌ای انجام شده است. این آزمایش در محدوده ایستگاه‌ها انجام شده، تا قابل تعمیر در مسیر باشد. براساس نتایج آزمایش لرزه‌ای درون گمانه‌ای نوع زمین بر مبنای تقسیم‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰، در محدوده کیلومتر ۳۶۲۵ متر از ابتدای مسیر از نوع III در باقی مسیر از نوع II گزارش شده است (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۸۸).

از آن جا که پیچیدگی طبیعت به‌گونه‌ای است که با دانش کنونی در کنترل انسان قرار نمی‌گیرد و محل وقوع زمین‌لرزه‌های آینده به‌دقت قابل پیش‌بینی نیست. روش‌های آماری و احتمالاتی به‌عنوان پاسخ برای پیش‌بینی و برآورد خطر زمین‌لرزه بکار گرفته می‌شود. اولین قدم برای انجام مطالعات آماری، تهیه کاتالوگ زمین‌لرزه‌ها در گستره‌ای به شعاع مناسب از مکان مورد نظر است. لذا نیازی به بررسی عمیق و دقیق تاریخچه زمین‌لرزه‌های گذشته اعم از تاریخی و دستگاهی است. در جدول ۳-۳ و ۴-۳ بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگاهی رویداده در گستره‌ای به شعاع ۲۰۰ کیلومتر پیرامون محدوده ساختگاه ارائه شده است (مهندسین مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸).

جدول ۳-۳- بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های تاریخی رویداده در گستره به شعاع ۲۰۰ کیلومتری اطراف ساختگاه (مهندسین مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸)

بزرگا	تاریخ وقوع زلزله
۷/۱۶	زمین‌لرزه اوت ۹۴۳ میلادی- بجنورد
۷	زمین‌لرزه ۲ ژوئن ۱۰۵۲ میلادی- سبزواری
۶/۵	زمین‌لرزه مه ۱۰۶۶ میلادی- قهستان
۷/۱۶	زمین‌لرزه ۱۲۰۹ میلادی- نیشابور
۷/۱	زمین‌لرزه ۱۷ اکتبر ۱۲۷۰ میلادی- نیشابور
۷/۱۶	زمین‌لرزه ۲۱ اکتبر ۱۳۳۶ میلادی- خواف
۷/۱۶	زمین‌لرزه فوریه ۱۳۸۹ میلادی- نیشابور
۶/۶	زمین‌لرزه ۳۰ ژوئیه ۱۶۷۳ میلادی- مشهد

جدول ۳-۴- بزرگ‌ترین زمین لرزه‌های دستگامی رویداده در گستره به شعاع ۲۰۰ کیلومتری اطراف ساختگاه (مهندسين مشاور اميد زيست پايدار، ۱۳۸۸)

بزرگا	تاریخ وقوع زلزله
۷	زمین لرزه ۱۱ مه ۱۶۹۵ میلادی- اسفراین
۷	زمین لرزه ۱۰۵۲/۶/۲ میلادی
۷/۶	زمین لرزه ۱۲۰۹ میلادی
۷/۱	زمین لرزه ۱۲۷۰/۱۰/۷ میلادی
۷/۲	زمین لرزه ۱۹۴۸/۱۰/۵ میلادی
۵/۱	زمین لرزه ۱۹۹۲/۱۱/۲۷ میلادی
۵	زمین لرزه ۲۰۰۸/۷/۳ میلادی

### ۳-۴-۱- برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین

هدف از برآورد خطر زمین لرزه ارزیابی منطقی پارامترهای جنبش زمین (بیشینه شتاب، بیشینه سرعت، بیشینه جابه‌جایی، شدت زلزله و غیره) در ساختگاه مورد نظر بر اثر رویداد زمین لرزه در چشمه‌های لرزه‌ای در مدت زمان معین که معمولاً عمر مفید سازه است، می‌باشد. تا کنون مناسب‌ترین نحوه این گونه برآوردها، به کارگیری روابط کاهندگی می‌باشد، که ساده‌ترین شکل آن جنبش نیرومند زمین بر حسب تابعی از بزرگا و فاصله بیان می‌شود. به منظور برآورد پارامترهای جنبش نیرومند زمین برای سطح طراحی لرزه‌ای ODE از روش احتمالاتی و برای سطح طراحی لرزه‌ای MDE نیز از روش تعیینی استفاده شده است که مقادیر آن در جدول ۳-۵ گزارش شده است. لازم به ذکر است که از رابطه کاهندگی شتاب طیفی زارع (۱۹۹۹) در تحلیل خطر زلزله استفاده شده است. روش‌های تحلیل خطر زلزله در فصل قبل شرح داده شده است (مهندسين مشاور اميد زيست پايدار، ۱۳۸۸).

جدول ۳-۵- بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) برای سطوح لرزه‌ای مختلف (مهندسين مشاور اميد زيست پايدار، ۱۳۸۸).

سطح طراحی لرزه‌ای	دوره بازگشت	بیشینه مولفه افقی (g)	بیشینه مولفه قائم (g)
	۵۰۰		
سطح مبنای طراحی (ODE)	۱۹٪ احتمال خطر در ۱۰۰ سال عمر مفید سازه	۰/۲۵۵	۰/۱۹
سطح حداکثر پذیرفتنی (MDE)	-	۰/۴	۰/۲۶

### ۳-۴-۲- تعیین طیف پاسخ طرح و انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

اساس این روش در برآورد خطر زمین‌لرزه تخمین جنبش نیرومند زمین با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مناسب از زمین‌لرزه‌هایی است که در نقاط مختلف ایران رویداده و به ثبت رسیده است. کیمبال در سال ۱۹۸۳ و برن رویتر در سال ۱۹۸۷ با مطالعات تجربی خود نشان دادند که در گستره‌های نزدیک ویژگی‌های جنبش زمین (مانند طیف پاسخ) دارای خصوصیات مشابه بوده و مستقل از رژیم زمین‌ساختی ناحیه می‌باشد. به عبارت دیگر در محدوده معینی از محل وقوع و ثبت زمین‌لرزه‌ها و با انتخاب مناسب شتاب‌نگاشت‌ها، نگاشت‌های ثبت شده می‌تواند قابل به کارگیری در محل دیگر باشد. این روش بخصوص در مکان‌هایی که از نظر رویداد و ثبت شتاب‌نگاشت‌های مناسب جنبش زمین دارای کمبود است، کارآمد می‌باشد. در ساختگاه خط ۲ مترو مشهد برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها به ۴ ویژگی زیر توجه بیشتری شده است (مهندسین مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸):

الف- بزرگای هدف: بزرگای هدف عبارتست از نقطه میانی بازه‌ای از بزرگای زمین‌لرزه که رویداد آن در ساختگاه محتمل است. بزرگای مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها انتخاب شده باید در محدوده  $\pm 0/5$  واحد از بزرگای هدف قرار گیرند. با در نظر گرفتن خطای موجود در بزرگای زمین‌لرزه‌های گزارش شده و وجود تقریب مناسب در محاسبه بزرگای منتسب به گسل‌ها، بزرگای زمین‌لرزه در گستره مورد مطالعه، زمین‌لرزه‌ای با بزرگای  $6/8$  انتخاب می‌شود که بازه تغییرات آن بین  $6/3$  تا  $7/3$  می‌باشد و این بازه، بزرگای زمین‌لرزه‌های مخرب گستره مورد مطالعه را دربر می‌گیرد.

ب- بازه فاصله: بر پایه مطالعات کیمبال در سال ۱۹۸۳، برنوترد و همکاران در سال ۱۹۸۷ و کمیته تنظیمی هسته‌ای آمریکا، در غیاب یک چشمه لرزه‌ای مشخص، فاصله از ایستگاه استقرار شتاب‌نگار تا کانون زمین‌لرزه مسبب در محدوده ۰ تا ۳۰ کیلومتر برای چشمه‌های لرزه‌ای نزدیک انتخاب می‌شود. هر چه فاصله رویداد زمین‌لرزه به چشمه لرزه‌ها از محل استقرار شتاب‌نگار دورتر باشد، تاثیر میرایی غیر الاستیک بیشتر خواهد شد و احتمال عبور امواج لرزه‌ای از میان واحدهای سنگی با خصوصیات متفاوت بیشتر می‌شود. لازم به ذکر است که عمق لایه لرزه‌زا معادل ۵ تا ۱۵ کیلومتر در نظر گرفته شده است.

ج- ساز و کار زمین‌لرزه‌ها: ساز و کار زمین‌لرزه‌هایی که از شتاب‌نگاشت آن‌ها استفاده خواهد شد باید

در حد امکان با ساز و کار زمین‌لرزه‌های گستره طرح مطابقت داشته باشد. از آنجایی که ساز و کار زمین‌لرزه‌های منطقه عمدتاً راست‌الغز و فشاری می‌باشند، در صورت امکان شتاب‌نگاشت‌هایی باید انتخاب شوند که مربوط به زمین‌لرزه‌هایی باشند که علاوه بر شرایط یاد شده فوق دارای ساز و کار راست‌الغز و فشاری باشند.

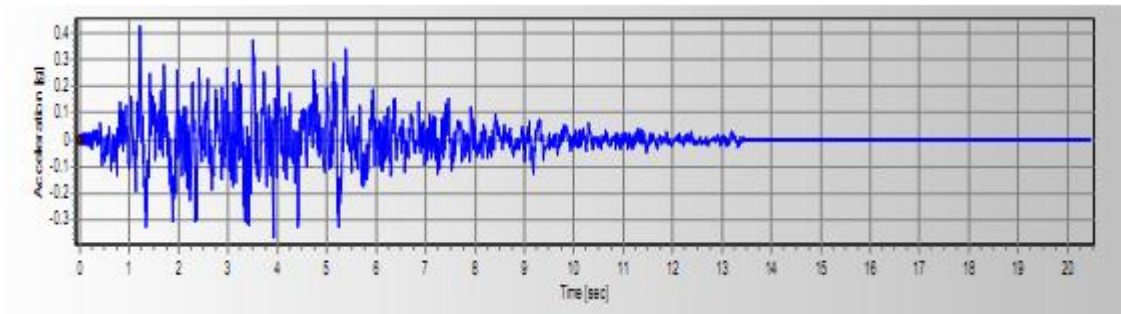
د- شرایط ژئوتکنیک لرزه‌ای ساختگاه: باید کوشش شود از شتاب‌نگاشت‌هایی استفاده شود که محل استقرار دستگاه شتاب‌نگار بر روی سنگ سخت و یا ساختگاه مشابه با این وضعیت باشد. در جدول ۳-۶ شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای سطوح مختلف طراحی لرزه‌ای برای ساختگاه مسیر ۲ قطار شهری مشهد گزارش شده است.

جدول ۳-۶- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای طراحی شتاب‌نگاشت مبنای طرح ساختگاه (مهندسین مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸)

ردیف	ایستگاه	تاریخ وقوع	منطقه	$M_b$	$M_s$	$M_w$	مکانیسم کانونی
۱	دیپوک	۱۹۷۸/۹/۱۶	طیس	۴/۶	۷/۴	۷/۴	معکوس
۲	طیس	۱۹۷۸/۹/۱۶	طیس	۶/۴	۷/۴	۷/۴	معکوس
۳	قاین	۱۹۷۹/۱۱/۲۷	کولی بنیاباد	۶/۲	۷/۳	۷/۱	-
۴	آب‌بر	۱۹۹۰/۶/۲۰	منجیل	۶/۲	۷/۴	۷/۳	راست‌الغز
۵	Poul	۲۰۰۴/۵/۲۸	فیروزآباد	۶/۴	-	۶/۳	-
۶	Abaragh	۲۰۰۳/۱۲/۲۶	بم	۶/۳	۶/۵	۶/۵	راست‌الغز
۷	Moalemkolaye	۲۰۰۴/۵/۲۸	فیروزآباد	۶/۴	-	۶/۳	-
۸	Derakht-etoot	۱۹۹۹/۱۲/۵	صالح اباد	۵/۱	-	۵/۱	معکوس
۹	صالح آباد	۱۹۹۹/۱۲/۵	صالح اباد	۵/۱	-	۵/۱	معکوس
۱۰	کبودار-آهنگ	۲۰۰۲/۶/۲۲	Changureh	۶	۶/۳	۶/۳	معکوس

در گزارش لرزه‌خیزی منطقه برای لحاظ رفتار دینامیکی لایه‌های درون‌گیر ساختگاه و تاثیر آن بر روی پارامترهای لرزه‌ای ساختگاه ۳ پروفیل خاک گمانه‌های  $I_2B_1$ ،  $H_2B_1$  و  $K_2B_1$  تحت اثر حرکات لرزه‌ای ۱۰ زلزله ذکر شده در جدول ۳-۶ مورد تحلیل قرار گرفته است. شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل خاک بر روی سنگ بستر مناسب با مشخصات ژئومکانیکی ساختگاه با بیشینه شتاب افقی برابر با  $0.423g$  در زمان  $1/21$  ثانیه و مدت دوام کلی  $11/07$  ثانیه، در شکل ۳-۲ نشان داده شده است

(مهندسین مشاور امید زیست پایدار، ۱۳۸۸).



شکل ۳-۳- شتاب‌نگاشت سازگار با شرایط ساختگاه برای ایجاد سطوح طراحی لرزه‌ای مختلف

### ۳-۵- جمع‌بندی

در این فصل به معرفی ساختگاه تونل خط ۲ مترو مشهد شامل جانمایی مجموعه، خصوصیات

زمین‌شناسی مهندسی، مشخصات ژئومکانیکی و لرزه‌خیزی ساختگاه تونل پرداخته شده است.

۴ فصل چهارم:

تحلیل استاتیکی سامانه نگهداری تونل خط ۲ مترو مشهد

برای تحلیل پایداری فضاهای زیرزمینی روش‌های مختلفی مانند روش‌های تجربی، روش‌های تحلیلی، روش‌های آزمایشگاهی و روش‌های عددی وجود دارند که بنا به ضرورت هر پروژه یکی از این روش‌ها استفاده می‌شود. روش‌های عددی به وسیله نرم‌افزارهای قدرتمند گسترش یافته و مسایل بسیار مشکل را حل می‌کند ولی به دلیل ساده‌سازی‌های فراوان و در نظر نگرفتن تمام عوامل موثر بر مسئله همراه با خطاهایی می‌باشد که باید با سعی و خطا و آنالیز برگشتی بهترین ورودی‌های هر مسئله را پیدا کرد.

احداث فضاهای زیرزمینی در مناطق شهری همواره مشکلات فراوانی در زمینه حفاری و پایدارسازی به دنبال داشته است. مهمترین مساله در این راستا ایمنی فضای احداث شده و سازه‌های اطراف آن می‌باشد. یکی از روش‌های حفاری در زمین‌های آبرفتی، استفاده از ماشین آلات حفار مکانیزه می‌باشد. در طراحی و اجرای تونل‌ها در زمین‌های آبرفتی، بایستی فرصت کافی به زمین به منظور ترخیص تنش القایی و جلوگیری از گسترش بیش از حد ناحیه پلاستیک در اطراف فضای حفاری شده، داده شود. در این فصل مدل‌سازی استاتیکی ساختگاه با استفاده از نرم‌افزار  $Flac^{2D}$  انجام شده است.

#### ۴-۲- مدل‌سازی با نرم‌افزار $Flac^{2D}$

نرم‌افزار  $Flac^{2D}$  به عنوان یک برنامه تفاضل محدود صریح<sup>۲</sup> شناخته شده است که بر پایه تحلیل لاگرانژی عمل می‌کند. روش تفاضل محدود تقریباً قدیمی‌ترین روش تحلیل عددی است که بر پایه معادلات دیفرانسیل عمل کرده و در آن مقادیر اولیه و مرزی به مدل معرفی می‌شوند. این نرم‌افزار توانایی مدل کردن رفتار خاک، سنگ یا دیگر مصالحی که ممکن است وقتی به حد تسلیم برسند، جریان پلاستیک پیدا کنند را دارا می‌باشد. در این فصل برای در نظر گرفتن رفتار پلاستیک مصالح زمین، از مدل رفتاری موهر-کولمب و برای مدل کردن رفتار پوششی بتنی تونل از المان تیر که دارای رفتار ارتجاعی می‌باشد، استفاده شده است. با توجه به اصول مدل‌سازی عددی و ترتیب عملیات اجرایی،

<sup>1</sup> Fast Lagrangian Analysis of Continua

<sup>2</sup> Explicit



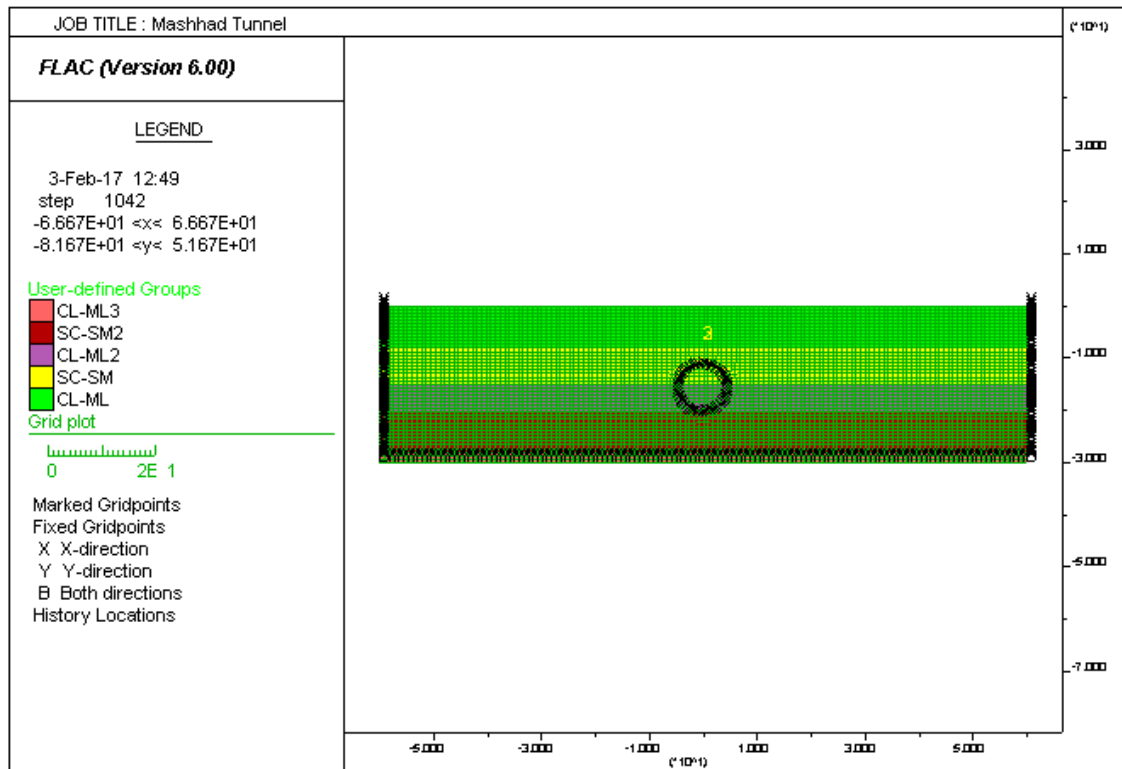
می‌توان مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> را به ترتیب زیر در نظر گرفت (Itasca, 2008):

- ۱- انتخاب محدوده مناسبی از زمین و تشکیل شبکه المان‌ها
- ۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن
- ۳- اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه و ترسیم هندسه تونل
- ۴- به تعادل رساندن مدل و حل آن قبل از حفاری
- ۵- حفاری تونل و اعمال ترخیص تنش مناسب
- ۶- نصب سیستم نگهداری و محاسبه نیروهای محوری، برشی و ممان خمشی وارد بر پوشش تونل

#### ۴-۲-۱- انتخاب محدوده مناسبی از زمین اطراف تونل و تشکیل شبکه المان‌ها

در ساخت شبکه المان‌ها، ابعاد مدل بایستی به اندازه کافی بزرگ باشد تا تاثیر مرزها بر روی رفتار مدل، به حداقل برسد. به عبارتی دیگر مرزهای مدل بایستی از محدوده تحت تنش یا تغییر مکان به مقدار کافی دور انتخاب گردند، به نحوی که وضعیت تنش‌ها و تغییر شکل در این نقاط مرزی، قبل و بعد از اعمال تغییرات در مدل تفاوت چندانی نداشته باشد. علاوه بر این بایستی نسبت طول به عرض زون‌ها نزدیک به واحد و نسبت مساحت زون‌های مجاور از نسبت ۱ به ۴ تجاوز ننماید (Itasca, 2008). مطابق با معادله‌های کرش که مربوط به حل شکل‌های بسته (ریاضی) در محیط‌های پیوسته الاستیک می‌باشد، حداکثر زون تاثیر یک حفاری طویل دایره‌ای شکل تا سه برابر قطر آن برآورد شده است. بدین ترتیب در صورتی که زمین به صورت الاستیک رفتار کند، در فاصله سه برابر قطر تونل تنش‌ها به وضعیت اولیه خود می‌رسند. علاوه بر این نکته، در راهنمای Flac<sup>2D</sup> اشاره شده است که در صورتی که جهت تحلیل یک حفره زیرزمینی مرزهای شبکه در فاصله حدود ۸ تا ۱۰ برابر ابعاد حفاری باشد، تحت شرایط متفاوت درصد خطاها به حداقل ممکن (حدود ۰/۵ درصد) کاهش خواهد یافت. لذا با توجه به مطالب ذکر شده در بالا، پلان و مشخصات لایه‌های مقطع مورد مطالعه که در فصل سوم به آن اشاره شده است، ابعاد مدل  $1 \text{ m} \times 30 \times 120$  انتخاب شد. که عرض ۱۲۰ متری به سبب ۸ الی ۱۰ برابر قطر حفاری تونل و با شرط عدم تاثیر شرایط مرزی بر تعادل اولیه مدل به دست آمده و ارتفاع ۳۰ متری بر

مبنای ارتفاع لایه‌ها انتخاب شده است. مدل تفاضل محدود برای تحلیل استاتیکی در شکل ۱-۴ نشان داده شده است.



شکل ۱-۴- مدل تفاضل محدود برای تحلیل استاتیکی

لازم به ذکر است که بار ناشی از ترافیک  $20 \text{ KN/m}^2$  در عرض ۲۰ متر خیابان برای قسمت‌هایی که تونل در موقعیت مرکز از خیابان قرار گرفته است، در نظر گرفته شده است. هم‌چنین بار ناشی از طبقات ساختمان به ازای هر طبقه  $12 \text{ KN/m}^2$  در نظر گرفته شده است (Arthe co, 2010).

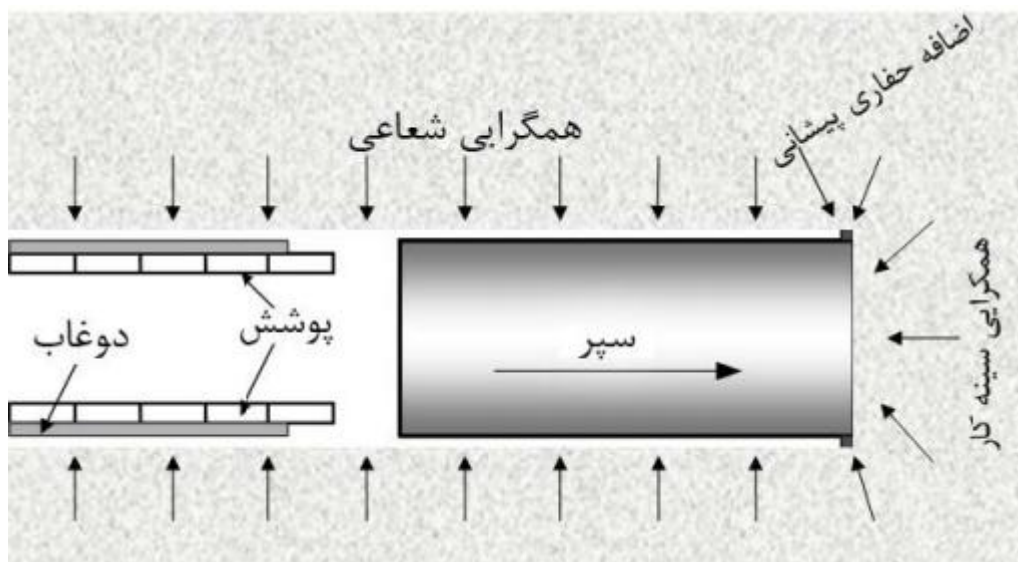
#### ۲-۲-۴- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

در نرم‌افزار  $\text{Flac}^{2D}$  مدل‌های رفتاری شامل مدل الاستیک-ایزوتروپ، مدل الاستیک ایزوتروپ-صفحه‌ای، مدل پلاستیک موهر-کولمب، مدل درزه‌دار، مدل سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی، مدل دراگر-پراگر، مدل هوک و براون و مدل کم کلی اصلاح شده موجود می‌باشند که با توجه به شرایط محیط در مدل‌سازی می‌توان از آن بهره گرفت. مدل رفتاری پلاستیک موهر-کولمب، در مکانیک خاک و سنگ مدل مرسوم است که نمایانگر موادی است که تنها در اثر برش به حد تسلیم می‌رسند. پارامترهای مورد نیاز در مدل

پلاستیک موهر-کولمب شامل جرم حجمی، مدول حجمی، مدول برشی، چسبندگی، زاویه اتساع و مقاومت کششی می‌باشند که مقادیر به کار رفته در مدل‌سازی با توجه به مقادیر گزارش شده در جدول ۱-۳ انجام شده است (Itasca, 2008).

#### ۳-۲-۴- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری

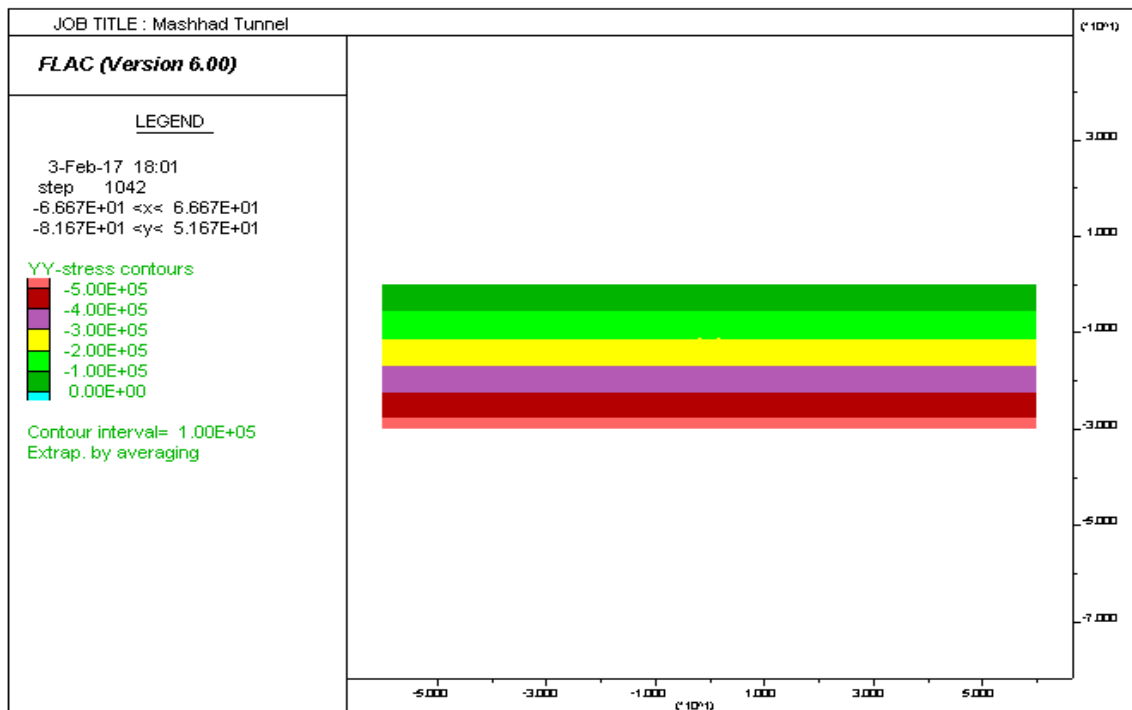
مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد به طول تقریبی ۱۴/۳ کیلومتر توسط دو دستگاه TBM و به روش EPB حفاری می‌شود. این دستگاه‌های حفاری داری سپری به طول تقریبی ۱۰/۷ متر می‌باشند که مطابق شکل ۲-۴ به منظور حرکت راحت‌تر سپر درون زمین، پیشانی برشی TBM، ۴ سانتی‌متر بیش حفاری انجام می‌دهد.



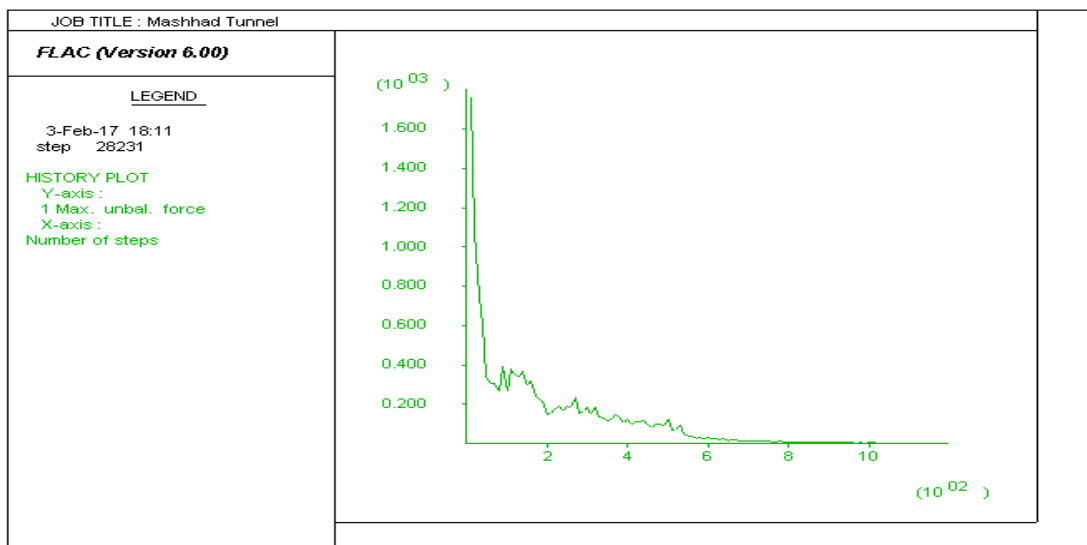
شکل ۲-۴- بیش حفاری پیشانی برشی TBM و همگرایی شعاعی زمین در طول سپر

قطر کامل حفاری توسط دستگاه TBM ۹/۴۳ متر می‌باشد که با توجه به شرایط موجود در خط ۲ قطار شهری مشهد فرض شده است که در طول ۱۰/۷ متر سپر به اندازه ۴ سانتی‌متر (فاصله سپر تا دیواره حفاری) همگرا شده و فضای باقی‌مانده (۱۲ سانتی‌متر) نیز توسط تزریق دوغاب پر می‌شود. به طور کلی نقش تزریق دوغاب در پشت سگمنت شامل مواردی مانند اطمینان از تماس کامل خاک با سگمنت بتنی و جلوگیری از تغییر شکل‌های اضافی خاک اطراف آن، جلوگیری از آزاد شدن تنش در خاک و حفظ شرایط اولیه خاک، انتقال پیوسته بار ماشین و تجهیزات پشتیبانی از طریق گروت و ایفای

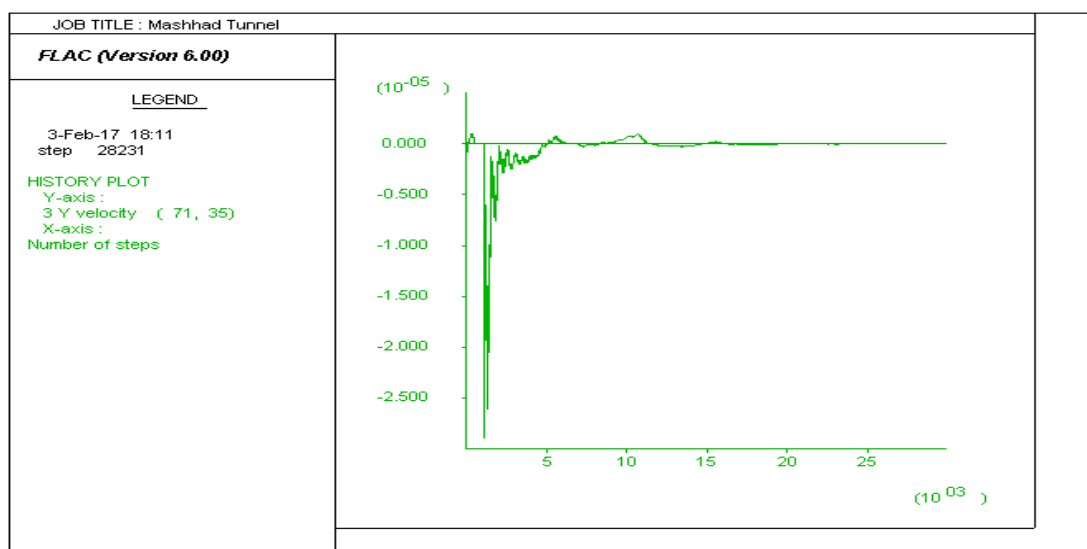
نقش آب‌بند در صورت عدم عملکرد صحیح گسکت بین سگمنت‌ها می‌باشد و عملاً نقش مقاومتی خاصی در پایدارسازی زمین ندارد، از طرفی دیگر مدل‌سازی این بخش نیاز به ریز نمودن مش‌بندی مدل به اندازه ۱۲ سانتی‌متر می‌باشد که زمان تحلیل مدل‌ها به خصوص در حالت مدل دینامیکی را بسیار زیاد خواهد کرد. لذا در مدل‌سازی انجام شده، بخش مذکور جزئی از زمین پیرامون تونل فرض شده است. فرآیند مدل‌سازی بایستی مطابق با روند موجود در طبیعت و در شرایط نزدیک با واقعیت انجام شود. بنابراین قبل از حفر تونل، مدل‌سازی با توجه به خصوصیات ژئومکانیکی زمین، شرایط مرزی و تنش برجا اجرا می‌شود و مدل به تعادل اولیه خواهد رسید. سپس برای اعمال شرایط موجود در طبیعت روی مدل، بایستی جابجایی در گره‌ها صفر شوند. شکل ۳-۴ کنتورهای تنش عمودی را برای مقطع مذکور قبل از حفر تونل در شرایط طبیعی متعادل نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که برای اطمینان از به تعادل رسیدن مدل باید تاریخچه نیروهای نامتعادل را کنترل کرد. در حالت تعادل، نسبت نیروهای نامتعادل کننده باید کمتر از ۰/۰۰۱ بوده و تمایل نمودار به صفر باشد. شکل ۴-۴ نمودار نیروهای نامتعادل و شکل ۴-۵ نمودار تاریخچه سرعت گره‌ای یک نقطه را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۴- کنتورهای تنش عمودی قبل از حفر تونل



شکل ۴-۴- نمودار بیشینه نیروی نامتعادل کننده



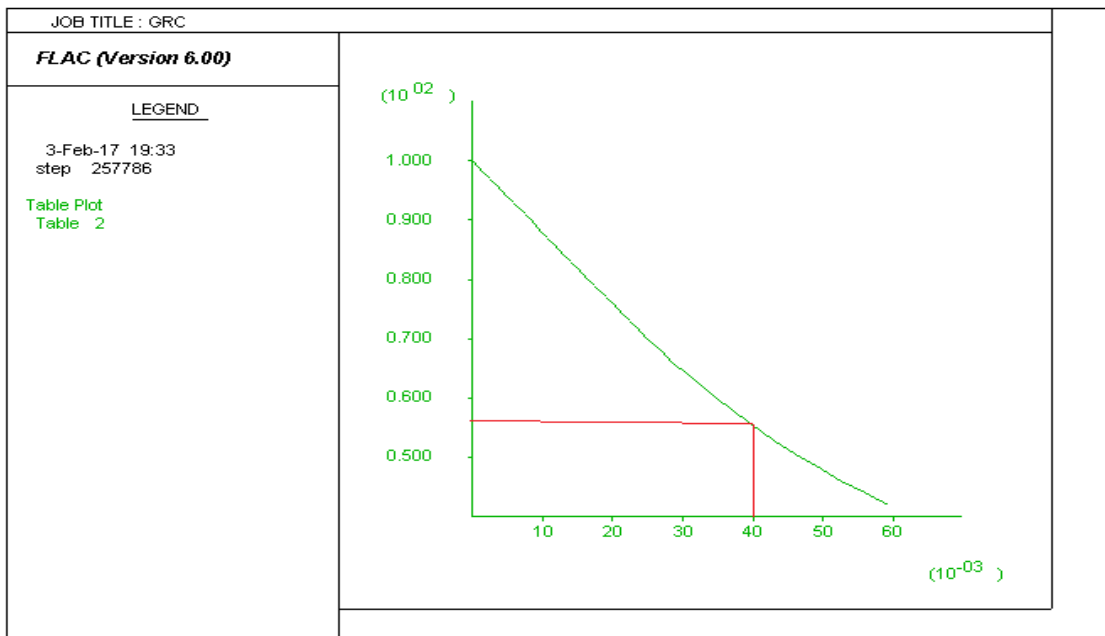
شکل ۴-۵- نمودار تاریخچه سرعت گره‌ای در یک نقطه

#### ۴-۲-۴- حفر تونل و اعمال ترخیص تنش مناسب

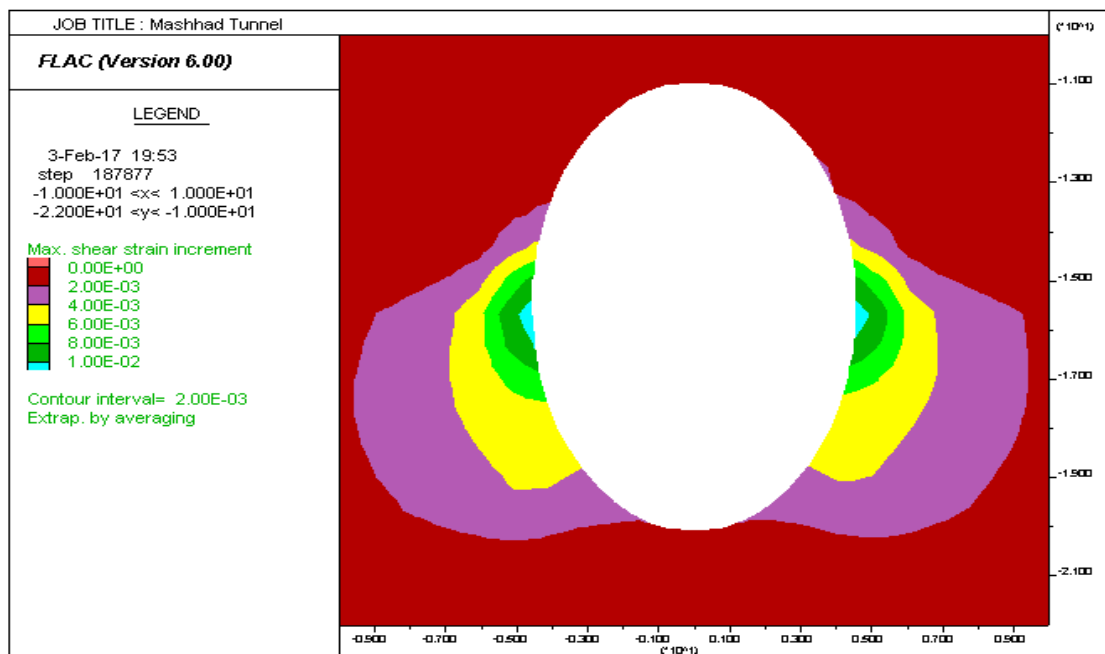
در این مرحله بعد از حفاری تونل، به منظور اعمال ترخیص تنشی به اندازه همگرایی ۴ سانتی‌متر زمین اطراف تونل از روش همگرایی-همجواری<sup>۱</sup> استفاده شده است. بنابراین ابتدا توسط نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> منحنی عکس‌العمل زمین (GRC) ترسیم می‌شود. سپس مطابق شکل ۴-۶ به مقدار ۴۴.۶ درصد ترخیص تنش مربوط به همگرایی ۴ سانتی‌متر زمین اطراف تونل بدست می‌آید. در این مرحله می‌توان مقدار ۴۴.۶ درصد ترخیص تنش در نظر گرفته شده را به شرط کنترل پایداری موقت تونل به مدل

<sup>۱</sup> Convergence-Confinement method

اعمال کرد. شکل ۴-۷ کرنش برشی به وجود آمده در اطراف تونل را در اثر اعمال ترخیص تنش نشان می‌دهند.



شکل ۴-۶- تعیین میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC با استفاده از نرم‌افزار  $Flac^{2D}$



شکل ۴-۷- بیشینه کرنش برشی در اطراف تونل در اثر اعمال ترخیص تنش

#### ۴-۲-۴-۱- کنترل پایداری موقت تونل با روش کرنش مجاز

ساکورایی در سال ۱۹۸۶ روشی را برای ارزیابی پایداری سازه‌های زیرزمینی با توجه به کرنش بحرانی

پیشنهاد کرده است که بر اساس نتایج آزمایش‌های تک محوری بر روی سنگ‌های مختلف تعریف می‌شود. این روش اغلب به عنوان روشی استاندارد برای محاسبه همگرایی تونل‌ها استفاده می‌شود. ساکورایی و همکارانش علاوه بر روابطی که بین مقاومت فشاری تک محوری و کرنش بحرانی برای توده سنگ‌های مختلف بیان کرده اند، روابط ۱-۴ تا ۳-۴ را نیز بین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ (E) بر حسب  $\text{Kg.f.cm}^{-2}$  و کرنش بحرانی در حالت مقاومت فشاری تک محوره ( $\varepsilon_c$ ) ارائه کرده‌اند (Sakurai, 1997):

$$\text{Log}\varepsilon_c = -0.25\text{Log}E - 0.85 \quad \text{I (۱-۴) تراز هشدار}$$

$$\text{Log}\varepsilon_c = -0.25\text{Log}E - 1.22 \quad \text{II (۲-۴) تراز هشدار}$$

$$\text{Log}\varepsilon_c = -0.25\text{Log}E - 1.59 \quad \text{III (۳-۴) تراز هشدار}$$

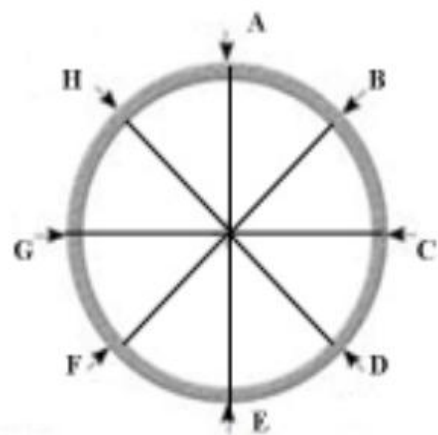
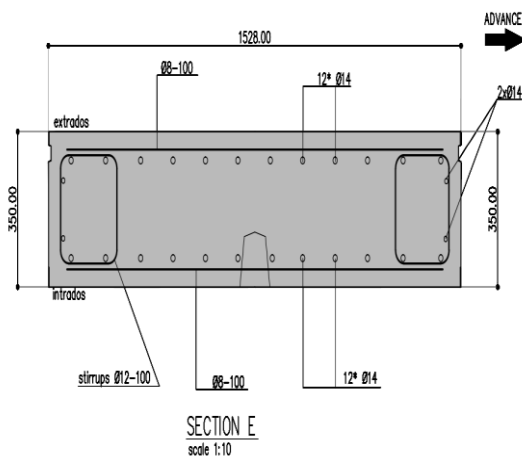
لازم به ذکر است که این روابط برای محیط‌های خاکی قابل تعمیم است. تراز هشدار II به عنوان مبنای طراحی سیستم نگهداری مهندسی پیشنهاد شده است و از آن جایی که زمین تحت تنش سه محوره قرار دارد، استفاده از ماکزیمم کرنش برشی برای ارزیابی پایداری تونل منطقی‌تر به نظر می‌رسد. ساکورایی و همکارانش در سال ۱۹۹۴ معادله ۴-۴ را برای محاسبه کرنش برشی بحرانی در حالت سه محوره ( $\gamma_c$ ) با استفاده از کرنش بحرانی در حالت فشاری تک محوره و نسبت پواسون ( $\nu$ ) پیشنهاد کرده‌اند (Sakurai, 1997):

$$\gamma_c = (1 + \nu)\varepsilon_c \quad \text{(۴-۴)}$$

با جای‌گذاری مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون در روابط ۲-۴ و ۴-۴ می‌توان مقادیر کرنش بحرانی در حالت سه محوری و کرنش بحرانی تک محوره را محاسبه نمود. در این صورت کرنش برشی بحرانی برای مقطع مورد مطالعه برابر ۰/۰۱۷۰۷ می‌باشد. با توجه به شکل ۷-۴ حداکثر کرنش برشی به وجود آمده در اطراف فضای حفاری شده، برابر ۰/۰۱ می‌باشد. بنابراین به دلیل کمتر بودن مقادیر کرنش برشی به وجود آمده در زمین اطراف تونل نسبت به مقادیر محاسبه شده از روابط ۲-۴ و ۴-۴ می‌توان چنین استنباط کرد که فضای حفاری تحت تاثیر ترخیص تنش اعمالی، پایدار می‌باشد.

#### ۴-۲-۵- نصب سامانه نگهداری

سامانه نگهداری طراحی شده برای مسیر خط ۲ قطار شهری متناسب با سیستم حفاری مکانیزه TBM-EPB به صورت حلقه‌های متشکل از ۷ قطعه بتنی بزرگ و یک قطعه بتنی کلیدی می‌باشد. برای ارزیابی رفتار اطراف تونل محیط تونل مطابق شکل ۴-۸ به ۸ قسمت بحرانی تقسیم شده است. این هشت قسمت شامل سقف، کف، دیوار سمت راست و چپ و  $\frac{1}{4}$  قوس‌های تونل می‌باشد که هر نقطه با حروف A تا H نام‌گذاری شده است. همانطور که در شکل ۴-۹ نشان داده شده است، برای نگهداری تونل خط ۲ متروی مشهد از سگمنت‌های دو ردیف آرماتوربندی شده، استفاده شده است. ۲۴ عدد میلگرد از جنس فولادی AIII شماره ۱۴ برای مقطع سگمنت تونل استفاده می‌شود. میلگردهای فشاری و کششی همراه با بتنی که آنها را احاطه کرده است از شکست سگمنت تحت بارهای فشاری، کششی و خمشی جلوگیری به عمل می‌آورد (Arthe co, 2010).



شکل ۴-۸- نقاط شاهد در پوشش بتنی یکپارچه مسلح شده

شکل ۴-۹- مقطع بتن مسلح پوشش تونل خط ۲ مترو مشهد (Arthe co, 2010)

شایان ذکر است که مدل‌سازی پوشش بتنی مسلح شده تونل خط ۲ مترو مشهد به صورت یکپارچه در نظر گرفته شده است. به منظور در نظر گرفتن پارامترهای مقاومتی درزه‌های موجود در مقطع پوشش سگمنتی از روش ارائه شده در آیین‌نامه حمل و نقل ایالت متحده آمریکا<sup>۱</sup> (FHWA) استفاده

<sup>1</sup> Federal Highway Administration



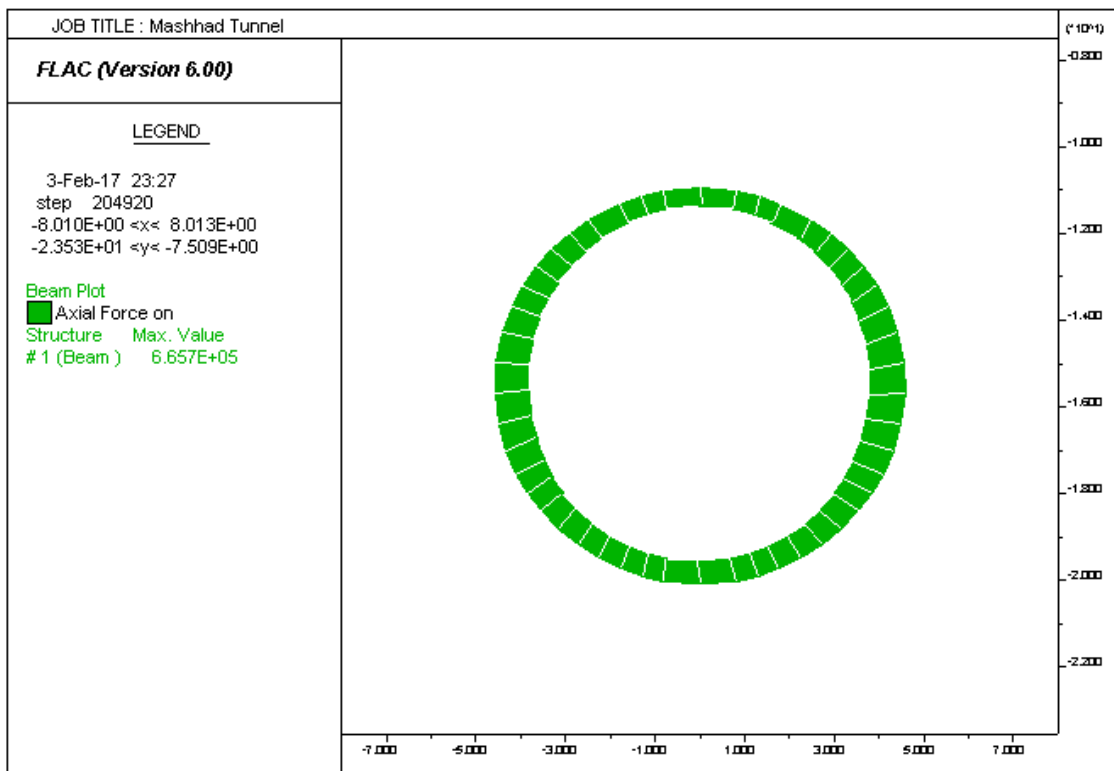
شده است. در این روش مقدار ممان اینرسی مقطع از رابطه (۵-۴) بدست می‌آید.

$$I_e = I_j + I \left( \frac{4}{n} \right)^2 \quad (5-4)$$

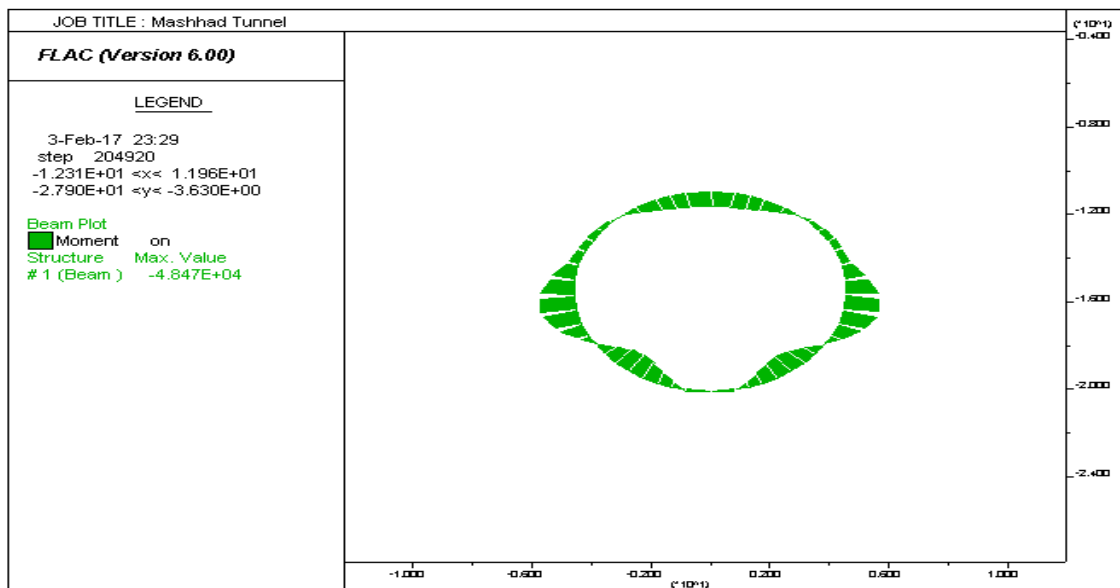
در رابطه بالا  $I_e$  ممان اینرسی موثر،  $I_j$  ممان اینرسی درزه‌های طولی پوشش که برابر صفر در نظر گرفته می‌شود،  $I$  ممان اینرسی مقطع عرضی پوشش و  $n$  تعداد درزه‌های طولی در یک حلقه پوشش می‌باشد (Hung et al, 2009).

#### ۴-۲-۵-۱- تعیین نیروهای محوری، برشی و خمشی القا شده در پوشش

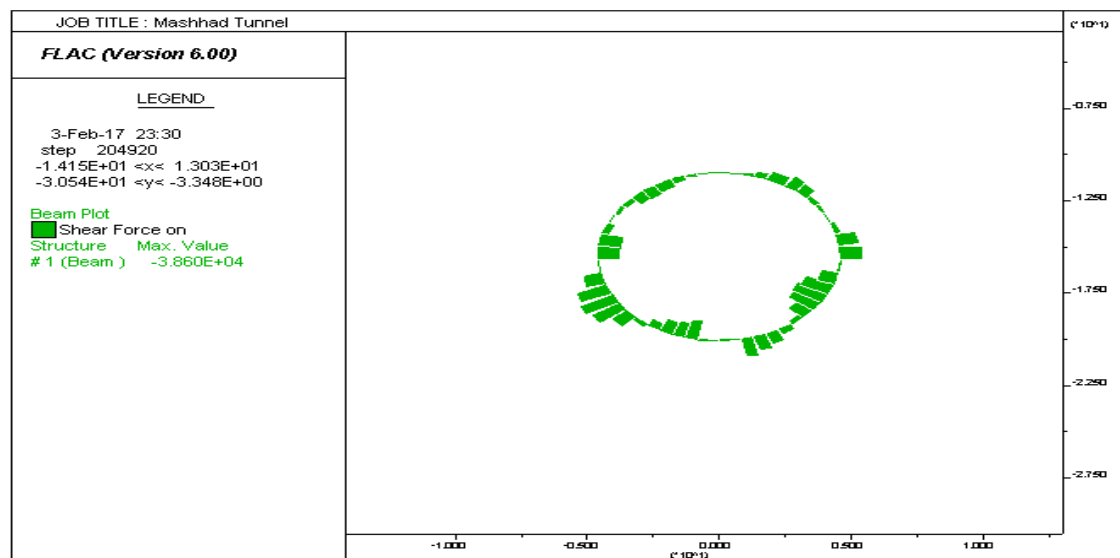
با توجه به تحلیل‌های انجام شده بر روی مدل، نیروهای محوری، برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع مورد مطالعه، در شکل‌های ۴-۱۰ تا ۴-۱۲ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که مقادیر این نیروها با توجه به نقاط شاهد در شکل ۴-۸ در جدول ۴-۱ درج شده است.



شکل ۴-۱۰- نیروی محوری وارد بر پوشش بتنی تونل



شکل ۴-۱۱- لنگر خمشی وارد بر پوشش بتنی تونل



شکل ۴-۱۲- نیروی برشی وارد بر پوشش بتنی تونل

جدول ۴-۱- نیروها و گشتاورهای خمشی وارده به نقاط شاهد در نظر گرفته شده در پوشش بتنی مسلح شده

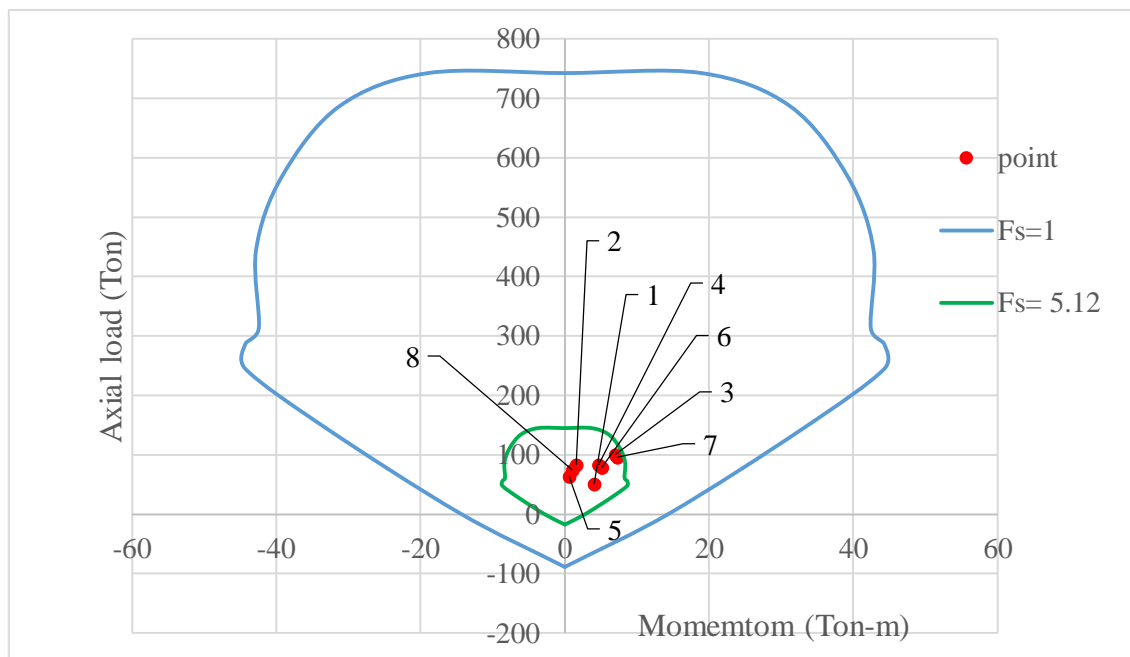
ردیف	نقاط مختلف پوشش	نیروی برشی (ton)	نیروی محوری (ton)	لنگر خمشی (ton.m)
۱	A	۰.۰۵۰۲۶	۳۳.۵۴	۲.۷۲۶
۲	B	۰.۲۸۲۴	۵۵.۲۷	۱.۰۷
۳	C	۰.۱۷۲۷	۶۶.۵۷	۴.۶۷۶
۴	D	۲.۰۴۷	۵۵.۱۲	۳.۱۲۴
۵	E	۰.۱۷۳	۴۲.۶۳	۰.۴۰۹۶
۶	F	۲.۰۶۸	۵۲.۷۱	۳.۴
۷	G	۰.۰۱۸۲۶	۶۴.۳۹	۴.۸۴۷
۸	H	۰.۵۴۳۸	۴۹.۸۶	۰.۷۱۷

#### ۴-۲-۵-۲- تحلیل پایداری استاتیکی پوشش بتنی مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد

هدف از طراحی یک سازه، تامین ایمنی کافی و رعایت مسایل اقتصادی می‌باشد. یک عضو سازه‌ای اساساً از آن جهت طراحی می‌شود که از ایمنی کافی برخوردار باشد؛ به این مفهوم که در مقابل بارهای وارده و تحت انواع شرایط محتمل، از پایداری کافی برخوردار باشد. روش تنش مجاز<sup>۱</sup> که به نام روش تنش بهره‌برداری<sup>۲</sup> نیز خوانده می‌شود، از روش‌های قدیمی طراحی سازه‌های بتن آرمه می‌باشد. این روش اولین روشی است که به صورت مدون برای طراحی سازه‌های بتن آرمه به کار گرفته شده است. در این روش، یک عضو سازه‌ای به نحوی طراحی می‌شود که تنش‌های ناشی از بارهای بهره‌برداری که به کمک تئوری‌های خطی مکانیک جامدات محاسبه می‌شوند، از مقادیر مجاز تنش تجاوز نکنند. منظور از تنش مجاز تنشی است که از تقسیم تنش حدی ماده، نظیر مقاومت فشاری برای بتن و مقاومت تسلیم برای فولاد بر ضریب بزرگتر از واحد به نام ضریب اطمینان بدست می‌آید (مستوفی‌نژاد، ۱۳۸۴) به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش بتنی مسلح، از روش تنش مجاز استفاده شده است. سپس با استفاده از نمودار اندرکنش پوشش بتنی ساختگاه که توسط شرکت قطار شهری مشهد و با استفاده از نرم‌افزار sap بدست آمده است، مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع کنترل شده است. شکل ۴-۱۳ کنترل پایداری بخش‌های مختلف پوشش را برای مقطع ذکر شده متناسب با شماره ردیف هر قسمت، در نمودار اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی تهیه شده از قطار شهری مشهد نشان می‌دهد.

<sup>1</sup> Allowable Stress Design

<sup>2</sup> Working Stress Design



شکل ۴-۱۳- کنترل پایداری بخش‌های مختلف پوشش بتنی مسلح شده

برای کنترل نیروهای برشی وارد بر پوشش از رابطه (۴-۶) استفاده شده است (مستوفی‌نژاد، ۱۳۸۴):

$$V_n = V_s + V_c \quad (۴-۶)$$

در رابطه (۴-۶)،  $V_n$  مقاومت برشی اسمی یک مقطع بتن مسلح،  $V_c$  مقاومت برشی تامین شده توسط بتن و  $V_s$  مقاومت برشی تامین شده توسط ۱۶ میلگرد فولادی در مقطعی به عرض ۱ متر و ضخامت ۳۵ سانتی‌متر از پوشش بتن مسلح می‌باشد. برای محاسبه مقاومت بتن و مجموعه میلگردهای طولی خم شده درون آن می‌توان از روابط (۴-۷) و (۴-۸) استفاده کرد (مستوفی‌نژاد، ۱۳۸۶):

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d \quad (۴-۷)$$

$$V_s = 0.34 f_y A \quad (۴-۸)$$

در رابطه (۴-۷) و (۴-۸)  $f_c$  مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال،  $b_w$  و  $d$  به ترتیب عرض و ضخامت مقطع تحت برش بر حسب میلی‌متر،  $f_y$  و  $A$  به ترتیب مقاومت تسلیم میلگردهای فولادی بر حسب مگاپاسکال و مجموع سطح مقطع تحت برش آن‌ها بر حسب میلی‌متر مربع است. به منظور کنترل نیروی برشی داریم:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{33} * 1000 * 350 = 33.509 \text{ ton}$$

$$V_s = 0.34 * 400 * 2463 = 33.497 \text{ ton}$$

$$V_n = V_s + V_c = 33.509 + 33.497 = 67.479 \text{ ton}$$

با توجه به اینکه نیروهای برشی اعمال شده، به بخش‌های مختلف پوشش بتنی در مقطع ذکر شده کم‌تر از مقاومت برشی مقطع می‌باشد، می‌توان چنین استنباط کرد که براساس روش تنش مجاز، پوشش بتنی مسلح تحت نیروهای برشی اعمال شده پایدار خواهد ماند. در مجموع با توجه به نتایج ارائه شده در بالا می‌توان ادعا داشت که پوشش بتن مسلح مسیر خط دو مترو مشهد در مقابل بارگذاری استاتیکی عملکرد بسیار خوبی از خود نشان داده و کاملاً پایدار خواهد ماند.

#### ۴-۳- جمع‌بندی

در این فصل مراحل مدل‌سازی استاتیکی با نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> به صورت کامل شرح داده شده است. سپس نیروهای محوری، برشی و لنگر خمشی برای مقطع در نظر گرفته شده تونل خط ۲ مترو مشهد با استفاده از نرم‌افزار Flac<sup>2D</sup> محاسبه شده است. در ادامه با استفاده از نمودار اندرکنش پوشش بتنی ساختگاه که توسط شرکت قطار شهری مشهد و با استفاده از نرم‌افزار sap بدست آمده است، مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع کنترل شده است. در نهایت می‌توان چنین استنباط کرد که پوشش بتنی مسلح مسیر خط ۲ مترو مشهد در مقابل بارگذاری استاتیکی کاملاً پایدار خواهد ماند.



## ۵ فصل پنجم:

تحلیل دینامیکی مسیر خط ۲ مترو مشهد تحت بارگذاری زلزله

تا چند سال قبل اکثر فضاهای زیرزمینی منحصر به معادن و تونل‌های راه بود و از آنجایی که فضاهای زیرزمینی عموماً نسبت به زلزله ایمن‌تر از سازه‌های سطحی می‌باشند. لذا توجه به تحلیل دینامیکی در مورد آن‌ها کمتر بوده است. ولی امروزه با پیشرفت فن احداث فضاهای بزرگ زیرزمینی (مغارها) لزوم طراحی این سازه‌ها در برابر نیروهای مانند زلزله شدیداً احساس می‌شود. از طرفی احداث فضاهای زیرزمینی در کشورهایی که روی کمر بند لرزه‌خیزی قرار دارند و مکرراً تحت تاثیر نیروهای زمین‌لرزه قرار دارند؛ لزوم طراحی آن‌ها در برابر زلزله در طول عمرشان را یادآور می‌شود. در این فصل ارزیابی لرزه‌ای تونل خط ۲ مترو مشهد با استفاده از مدل اصلاح شده تحلیل استاتیکی در نرم‌افزار  $Flac^{2D}$  انجام می‌گیرد. بدین منظور ابتدا بر اساس تحلیل خطر زلزله ساختگاه و شتاب‌نگاشت مبنای طرح حاصل از تحلیل خاک منطقه، تاریخچه زمانی بارگذاری مقیاس شده برای سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE تهیه شده و پاسخ دینامیکی مقطع مورد نظر در هر کدام از سطوح طراحی لرزه‌ای یاد شده، مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت مقادیر نیروهای حاصل شده از تحلیل دینامیکی  $Flac^{2D}$  با نتایج حاصل از روابط تحلیلی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

## ۵-۲- تحلیل دینامیکی تونل خط ۲ مترو مشهد به روش عددی

### ۵-۲-۱- تدوین تاریخچه زمانی زلزله‌های سطوح طراحی

به منظور تدوین تاریخچه زمانی زلزله براساس سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE از شتاب‌نگاشت به دست آمده از تحلیل پروفیل خاک ساختگاه (شکل ۳-۳) و بیشینه مقادیر شتاب افقی زمین مربوط به سطوح طراحی لرزه‌ای ذکر شده در جدول ۳-۵ استفاده شده است. مشخصات زلزله به دست آمده از تحلیل پروفیل خاک ساختگاه در جدول ۵-۱ ذکر شده است. لازم به ذکر است که مدت دوام حرکات زلزله در مدل‌سازی عددی بر مبنای تعریف Bolt، یعنی فاصله زمانی اولین و آخرین تجاوز از شتاب  $0.05g$  محاسبه شده و در مدل اعمال شده است (کرامر، ۱۳۷۸).



جدول ۵-۱- مشخصات حرکت نیرومند زمین در شتاب‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک

مدت دوام حرکات (sec)	پارامترهای دامنه		
	بیشینه جابجایی (m)	بیشینه سرعت (m/s)	بیشینه شتاب (g)
۱۱/۰۷	۵/۱۹	۰/۴۱۱	۰/۴۲۳

### ۵-۲-۱-۱- مقیاس کردن شتاب‌نگاشت سطوح طراحی لرزه‌ای

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده برای تحلیل زلزله، باید تا حد امکان نمایان‌گر حرکت واقعی زمین ساختمانی مورد نظر بر اثر سطوح طراحی مختلف زلزله باشد. همان‌طور که در جدول ۵-۱ مشاهده می‌شود، بیشینه شتاب افقی بدست آمده از تحلیل پروفیل خاک ساختمانی  $0/423g$  است. این مقدار با بیشینه مقادیر شتاب افقی بدست آمده از تحلیل خطر زلزله برای سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE که در جدول ۵-۳ به ترتیب برابر  $0/255g$  و  $0/4g$  ارائه شده است، تفاوت دارد. بنابراین لازم است تا شتاب‌نگاشت مبنا نسبت به مقادیر مورد نظر مقیاس شود. ضریب مقیاس به صورت نسبت بیشینه شتاب سطوح طراحی لرزه‌ای به بیشینه شتاب مبنا تعریف می‌شود. به عبارت دیگر ضریب مقیاس برابر با تقسیم حداکثر شتاب زمین در منطقه مورد مطالعه (مطابق با تحلیل خطر لرزه‌ای ساختمانی) به حداکثر شتاب موجود در شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل پروفیل خاک ساختمانی می‌باشد. لازم به ذکر است که برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها از نرم‌افزار Seismosignal استفاده شده است. این نرم‌افزار ابزار مفیدی در پردازش اطلاعات شتاب‌نگار شامل اصلاح و فیلتر نمودن شتاب‌نگاشت، ترسیم انواع طیف‌های شتاب، سرعت و جابجایی، استخراج و محاسبه پارامترهای بیشینه شتاب، سرعت و جابجایی، مدت دوام موثر زلزله و شدت زلزله و غیره می‌باشد.

### ۵-۲-۱-۲- فیلتر کردن شتاب‌نگاشت حاصل از تحلیل ساختمانی

در مدل‌سازی عددی، مطابق با نظریه لایسمر<sup>۱</sup> و کالمیر<sup>۲</sup>، برای جلوگیری از اعوجاج در اثر انتشار موج در مدل، لازم است تا بزرگ‌ترین بعد المان کوچک‌تر از یک‌دهم تا یک‌هشتم طول موج بزرگ‌ترین

<sup>1</sup> Lysmer

<sup>2</sup> Kuhlemeyer

فرکانس موج ورودی باشد. بنابراین بزرگ‌ترین بعد المان را می‌توان با استفاده از رابطه (۵-۱) تعیین کرد (Itasca, 2008).

$$\Delta L_{\max} = \frac{C_s}{(8 - 10)f_{\max}} \quad (۵-۱)$$

در رابطه (۵-۱)  $C_s$  سرعت موج برشی و  $f_{\max}$  بزرگ‌ترین فرکانس تاریخچه زمانی موج است که برای شتاب‌نگاشت موردنظر این مقدار ۱۰۰ هرتز می‌باشد. با توجه به نتایج آزمایش‌های ژئوفیزیکی منطقه سرعت موج برشی در مقطع مورد مطالعه به طور متوسط حدود ۷۰۴ متر بر ثانیه می‌باشد.

در این مرحله بایستی محتوای فرکانس تاریخچه زمانی شتاب اصلاح شود. مطابق با توضیحات ذکر شده در بالا و رابطه (۵-۱) بزرگ‌ترین اندازه المانی که می‌تواند در مدل به کار گرفته شود، ۰/۸۸ متر است. بدیهی است در چنین حالتی تعداد المان‌های مدل افزایش یافته و در نتیجه زمان و حافظه مورد نیاز برای تحلیل به شدت افزایش خواهد یافت. لذا به منظور جلوگیری از برخورد با این مشکل لازم است تا  $f_{\max}$  را کاهش داد و فرکانس‌های بالای تاریخچه زمانی شتاب را فیلتر کرد. در مدل‌سازی عددی خط ۲ مترو مشهد فرکانس حداکثر موج ۷۰ هرتز در نظر گرفته شد و فرکانس‌های بالاتر فیلتر شدند. بدین ترتیب مدلی با ابعاد ۱/۱ متر که کم‌تر از حداکثر ابعاد ۱/۲۶ متر به دست آمده از رابطه (۵-۱) است، برای تحلیل عددی انتخاب شد. براساس مطالب یاد شده در بالا، روش کار به این صورت خواهد بود که تاریخچه شتاب مقیاس شده با استفاده از تبدیل سریع فوریه از حوضه زمان به حوضه فرکانس تبدیل می‌شود. سپس فرکانس‌های بزرگ‌تر از ۷۰ هرتز حذف شده و با تبدیل معکوس فوریه، تاریخچه شتاب اصلاح شده به دست می‌آید.

نکته حائز اهمیت در فیلترسازی فرکانس بالای تاریخچه زمانی موج، درصد اختلاف مقدار انرژی شدت کل یک شتاب‌نگاشت فیلتر شده می‌باشد، که از رابطه (۵-۲) محاسبه می‌شود (کرامر، ۱۳۷۸):

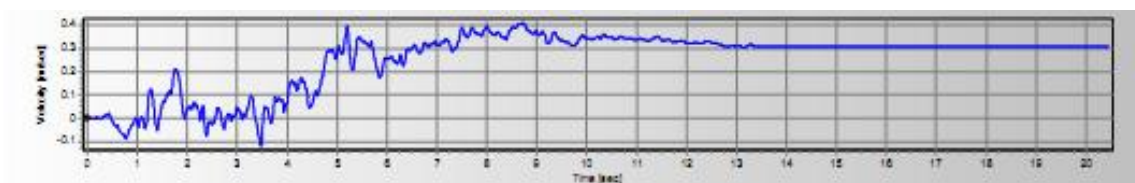
$$I_0 = \int_0^{T_d} a^2(t) dt \quad (۵-۲)$$

که در آن  $T_d$  مدت زمان ثبت حرکات زمین می‌باشد. پس از تعیین انرژی شتاب‌نگاشت قبل و بعد از فیلتر کردن، مشخص می‌شود که تنها ۱/۲ درصد از انرژی کل در محدوده فرکانس بالاتر از ۷۰ هرتز از

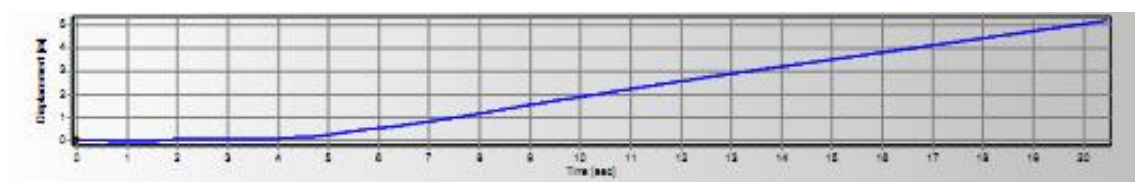
بین رفته است. لذا در حدود ۹۸/۸ درصد انرژی موج به جای می ماند، که خطای چندانی ایجاد نمی کند.

### ۵-۲-۱-۳- تصحیح خط مبنا شتاب نگاشت حاصل از تحلیل سازه

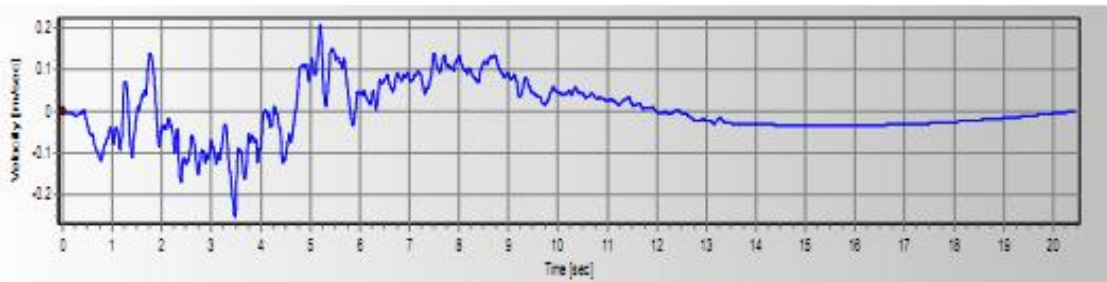
هنگامی که یک رکورد شتاب زلزله یا سرعت آن به عنوان یک تاریخچه زمانی وارد نرم افزار  $Flac^{2D}$  می شود، ممکن است با سرعت ممتد یا جابجایی پسماند روبرو شود. دلیل این امر آن است که ممکن است حاصل انتگرال تاریخچه زمانی برابر صفر نباشد. در این حالت بعد از اتمام لرزش، مدل  $Flac^{2D}$  سرعت یا جابجایی های باقی مانده ای را به طور مداوم از خود نشان می دهد. با انتگرال گیری از شتاب نگاشت می توان تاریخچه سرعت (شکل ۵-۱) و همچنین با انتگرال گیری از تاریخچه زمانی سرعت، تاریخچه زمانی جابجایی (شکل ۵-۲) را ایجاد کرد. همان طور که در شکل های ۵-۱ و ۵-۲ مشاهده می شود، تاریخچه سرعت و جابجایی در نهایت به صفر متمایل نشده اند. بر این اساس باید فرآیند تصحیح خط مبنا صورت پذیرد. این فرآیند را می توان با افزودن یک موج با فرکانس پایین به تاریخچه اصلی، سرعت و جابجایی نهایی آن را صفر نمود. موج با فرکانس کوتاه می تواند یک چند جمله ای یا تابع دوره ای که پارامترهای آزاد آن با نتایج مطلوب تنظیم شده اند، باشد. در شکل های ۵-۳ و ۵-۴ به ترتیب نتایج تصحیح خط مبنا بر روی تاریخچه زمانی سرعت و جابجایی نشان داده شده است. در شکل های ۵-۵ تا ۵-۱۰ به ترتیب نتایج نهایی تاریخچه شتاب، سرعت و جابجایی اصلاح شده برای زلزله سطوح MDE و ODE نشان داده شده است.



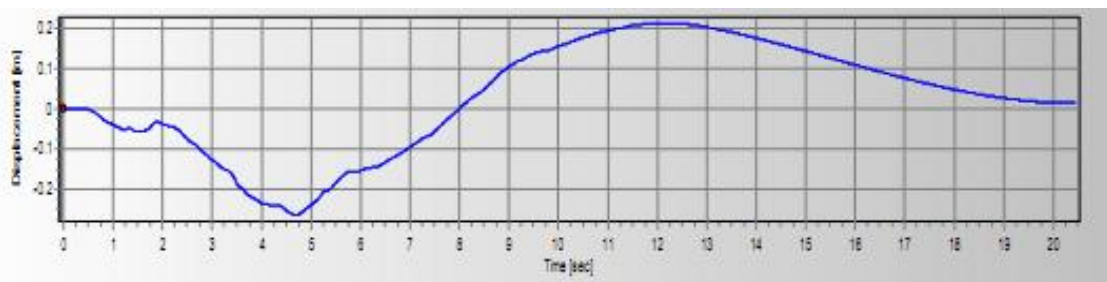
شکل ۵-۱- تاریخچه زمانی سرعت ناشی از انتگرال گیری شتاب نگاشت حاصل از پروفیل خاک ساختگاه



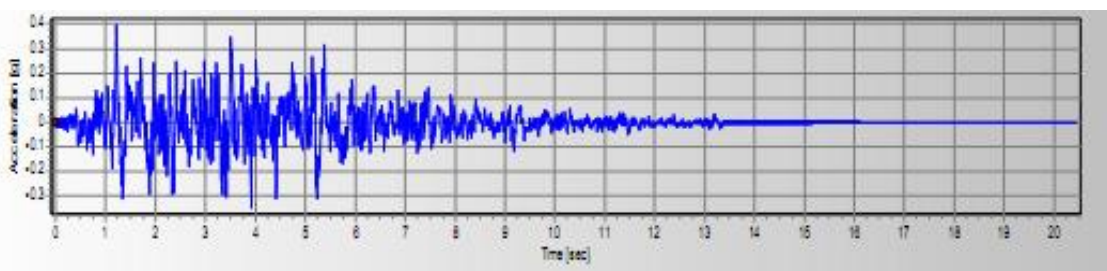
شکل ۵-۲- تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از انتگرال گیری سرعت نگاشت حاصل از پروفیل خاک ساختگاه



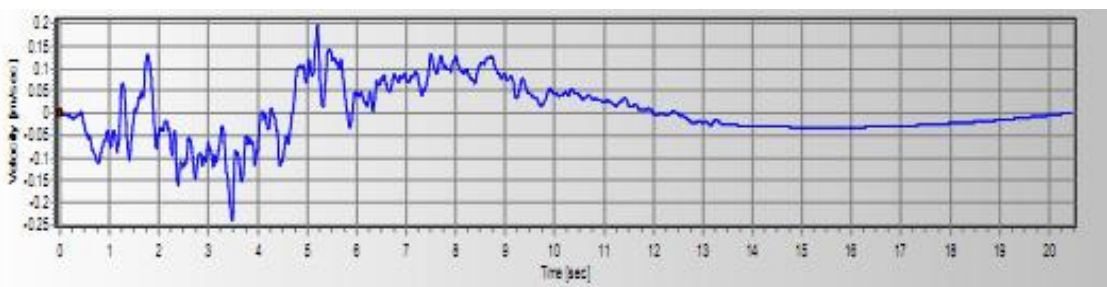
شکل ۳-۵- تاریخچه زمانی سرعت ناشی از شتاب‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک ساختگاه بعد از تصحیح خط مبنا



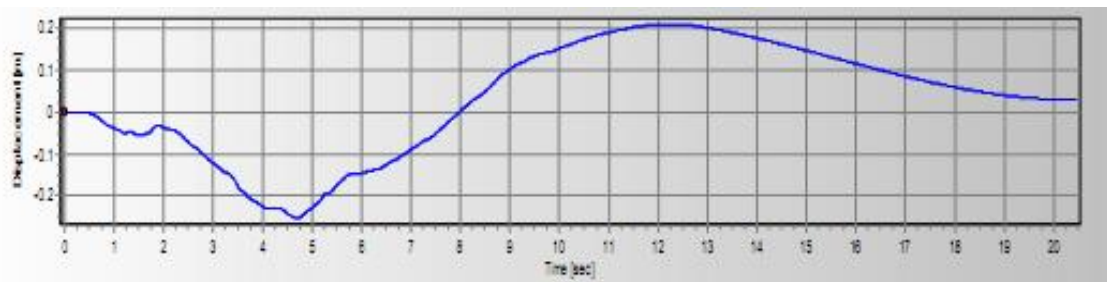
شکل ۴-۵- تاریخچه زمانی جابجایی ناشی از سرعت‌نگاشت حاصل از پروفیل خاک ساختگاه بعد از تصحیح خط مبنا



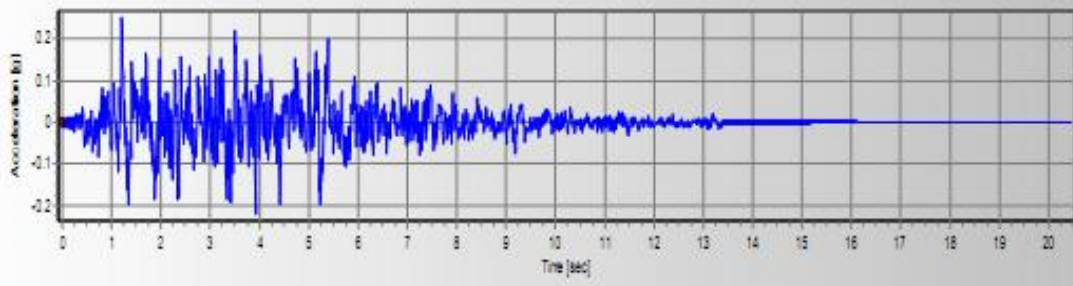
شکل ۵-۵- شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای MDE



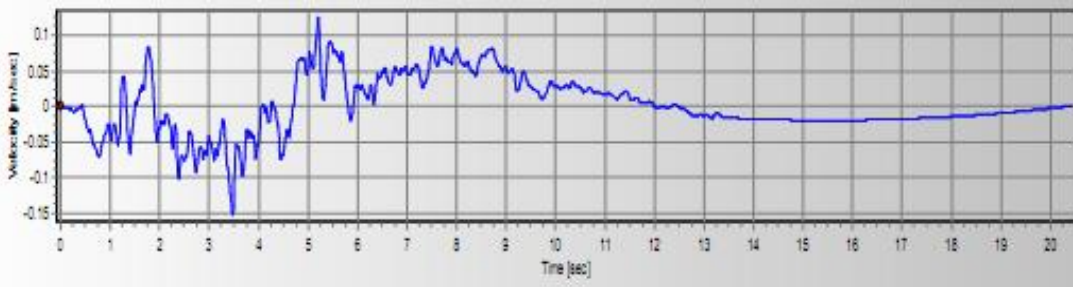
شکل ۶-۵- تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای MDE



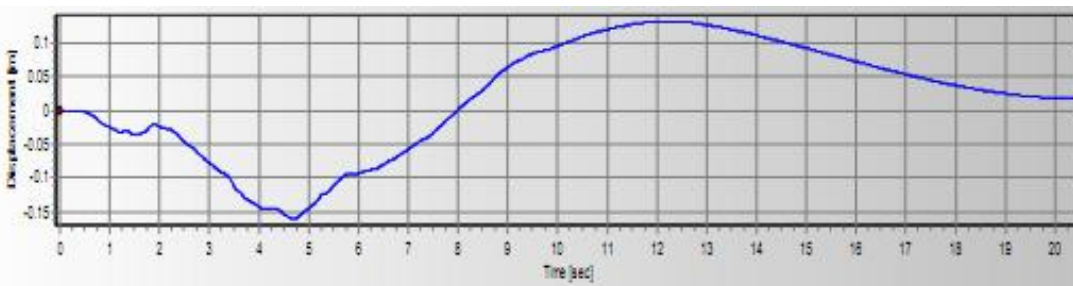
شکل ۷-۵- تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای MDE



شکل ۸-۵- شتاب‌نگاشت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای ODE



شکل ۹-۵- تاریخچه زمانی سرعت اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای ODE



شکل ۱۰-۵- تاریخچه زمانی جابجایی اصلاح شده بر اساس سطح لرزه‌ای ODE

شایان ذکر است که کلیه مراحل اصلاح شتاب‌نگاشت‌ها اعم از مقیاس نمودن، فیلترسازی و تصحیح خط مبنا با استفاده از نرم‌افزار Seismosignal انجام شده است. دامنه حرکات نیرومند زمین برای زلزله‌های اصلاح شده براساس سطوح طراحی لرزه‌ای در جدول ۲-۵ درج شده است.

جدول ۲-۵- مشخصات حرکت نیرومند زمین برای زلزله‌های اصلاح شده بر اساس سطوح طراحی لرزه‌ای

سطح طراحی لرزه‌ای	بیشینه شتاب (g)	بیشینه سرعت (m/s)	بیشینه جابجایی (m)
MDE	۰/۴	۰/۳۸۸	۴/۹
ODE	۰/۲۵۵	۰/۲۴۷	۳/۱۲۴

### ۵-۲-۲- فرآیند مدل‌سازی دینامیکی در نرم‌افزار $Flac^{2D}$

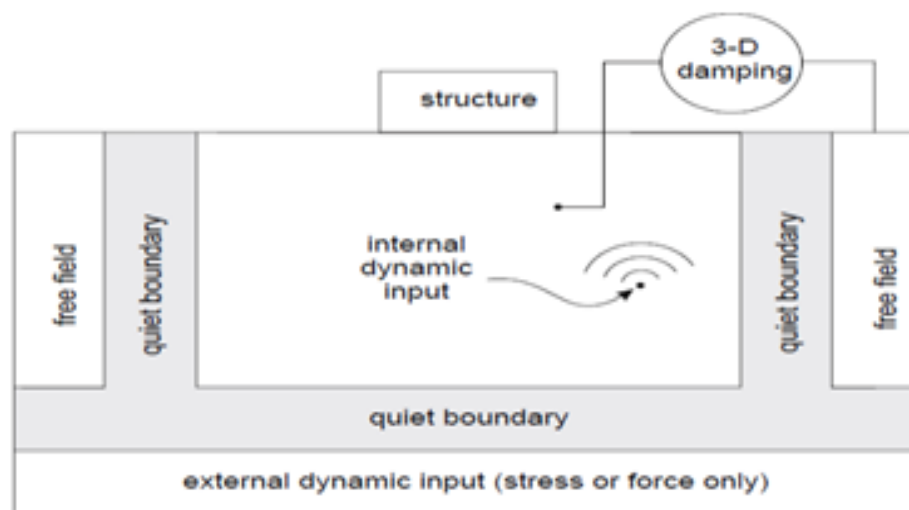
در هنگام استفاده از حالت دینامیکی در نرم‌افزار  $Flac^{2D}$  در مدل استاتیکی کالیبره شده تغییراتی باید صورت گیرد تا مدل برای تحلیل دینامیکی آماده شود. این تغییرات شامل اعمال شرایط مرزی

جدید، اعمال بارگذاری دینامیکی، بررسی میرایی مکانیکی اختصاص داده شده به مدل و تعیین فرکانس طبیعی مدل می‌باشد (Itasca, 2008).

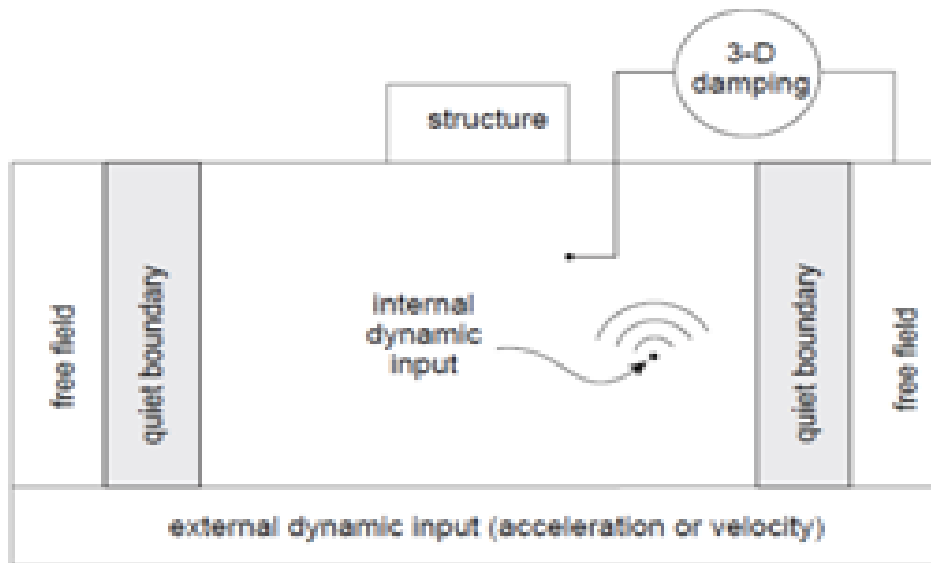
### ۵-۲-۱- بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی مدل

بارگذاری دینامیکی در مدل سازی  $FLAC^{2D}$  را می‌توان به دو طریق بارگذاری دینامیکی به مرزهای مدل و یا اعمال بارگذاری به نقاط گره‌ای داخلی انجام داد. ورودی بارگذاری دینامیکی در این نرم‌افزار می‌تواند به صورت یکی از تاریخچه زمانی شتاب، تاریخچه زمانی سرعت، تاریخچه زمانی تنش (فشار) و تاریخچه زمانی نیرو استفاده شود (Itasca, 2008).

اثر نامطلوب بازتاب موج‌ها در مدل می‌تواند با استفاده از میراگرهای تعبیه شده در مرزها تا حدودی از بین برود. به منظور جلوگیری از انعکاس امواج به داخل مدل از شرایط مرزی آرام (ویسکوز) و میدان آزاد استفاده می‌شود. و مطابق با شکل ۵-۱۱ چنانچه بار ورودی زلزله به صورت تنش یا نیرو به کف مدل اعمال شود بایستی در مرزهای تحتانی از مرزهای آرام و در مرزهای جانبی از مرزهای منطقه آزاد استفاده شود و مطابق با شکل ۵-۱۲ چنانچه بار ورودی زلزله به صورت سرعت یا شتاب به کف مدل اعمال شود بایستی در مرزهای تحتانی مشابه با تحلیل استاتیکی از مرزهای گیردار استفاده شود. لازم به ذکر است که بهترین حالت استفاده از مرزهای آرام در مرزهای جانبی زمانی است که منبع انرژی دینامیکی در داخل شبکه مش بندی باشد (Itasca, 2008).



شکل ۵-۱۱- شرایط مرزی در صورت اعمال بارگذاری به صورت شتاب یا نیرو (Itasca, 2008)



شکل ۵-۱۲- شرایط مرزی در صورت اعمال بارگذاری به صورت سرعت یا شتاب (Itasca, 2008)

بهترین راه اعمال بارگذاری زمین لرزه‌ها در نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  اعمال آن به صورت تنش برشی برای امواج برشی و تنش قائم برای امواج فشاری به بستر زمین می‌باشد. برای محاسبه بارگذاری تنش از نمودار سرعت‌نگاشت، می‌توان از روابط (۳-۵) و (۴-۵) استفاده کرد (Itasca, 2008).

$$\sigma_n = -2(\rho C_p)V_n \quad (3-5)$$

$$\sigma_s = -2(\rho C_s)V_s \quad (4-5)$$

در روابط (۳-۵) و (۴-۵)  $\rho$  جرم مخصوص،  $\sigma_n$  و  $\sigma_s$  به ترتیب تنش فشاری و برشی،  $V_n$  و  $V_s$  به ترتیب سرعت فشاری و برشی ذرات مصالح زمین،  $C_p$  و  $C_s$  به ترتیب سرعت انتشار موج طولی و عرضی در محیط پیوسته می‌باشد. لازم به ذکر است که ضریب ۲ در روابط بالا به این دلیل است که نصف انرژی ورودی توسط مرزهای آرام جذب می‌شود. بنابراین بایستی تنش بکاربرده شده دو برابر مقدار مشاهده شده در محیط نامحدود باشد. علامت منفی در روابط بالا به این علت است که در برنامه  $FLAC^{2D}$  تنش فشاری با علامت منفی و تنش کششی با علامت مثبت در نظر گرفته می‌شود و در داده‌ها شتاب‌نگاشتی به دست آمده از زلزله، نقاط منفی نشانه وجود تنش کششی در زلزله و نقاط مثبت نشانه تنش فشاری می‌باشد. در نتیجه هنگام تبدیل داده‌های سرعت زلزله به تنش، مقادیر باید در یک علامت منفی نیز ضرب شوند.

لازم به ذکر است که استفاده از خواص ژئومکانیکی مدل سازی استاتیکی، در تحلیل دینامیکی دقیق نمی باشد. بدین منظور از داده های پروفیل خاک گمانه ای H<sub>2</sub>B<sub>1</sub> که در فصل سوم به آن اشاره شده است؛ میانگین گیری وزنی شده است. این مقادیر در جدول ۳-۵ درج شده است.

جدول ۳-۵- خواص ژئومکانیکی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی

شماره لایه	I	II	III	IV	V
مدول برشی ماکزیمم (MPa)	۶۱۰/۵۲	۹۹۹/۳۶	۱۰۲۰/۴۶	۱۱۲۱/۹۲	۱۳۲۵/۶۸

از طرفی می توان با استفاده از رابطه (۵-۵) بیشینه مدول برشی را از روی سرعت موج برشی اندازه گیری کرد (کرامر، ۱۳۷۸).

$$G_{max} = \rho C_s^2 \quad (۵-۵)$$

در رابطه (۵-۵)  $\rho$  چگالی متوسط خاک در عمق می باشد که برای مقطع مورد مطالعه به طور متوسط برابر  $۱۷/۵۷ \text{ KN/m}^3$  است. حال با توجه به مقدار متوسط سرعت موج برشی در مقطع که برابر  $۷۰۴$  متر بر ثانیه می باشد، مقدار مدول برشی ماکزیمم خاک معادل  $۸۷۰/۷۹۷$  مگا پاسکال به دست خواهد آمد. بنابراین مدول الاستیسیته دینامیکی مصالح زمین با استفاده از رابطه (۵-۶) برابر با  $۲۲۹۳/۶۸$  مگا پاسکال خواهد بود.

$$E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu) \quad (۶-۵)$$

### ۵-۲-۲-۲- میرایی مکانیکی مدل عددی

هر سیستم دینامیکی طبیعی دارای میرایی داخلی است و در صورت عدم میرایی ارتعاش یک سیستم مکانیکی در معرض نیروهای محرک به طور نامحدود ادامه می یابد. میرایی تا اندازه ای ناشی از افت انرژی در اثر اصطکاک داخلی در مصالح بکر و در اثر لغزش در طول سطح تماس بلوک های سیستم و مقاومت ایجاد شده به وسیله هوا یا سیالات دربرگیرنده سازه صورت می پذیرد. در مدل سازی عددی میرایی چنان انتخاب می شود که انرژی مستهلک شده در محاسبات عددی مشابه انرژی تلف شده در سیستم فیزیکی باشد. با توجه به این که میرایی زمین عموماً مستقل از فرکانس است. از این رو مدل کردن عددی آن



دشوار بوده و تحلیل نتایج به دست آمده نیز آسان نیست. در نرم‌افزار FLAC<sup>2D</sup> از میرایی رایلی جهت مدل‌سازی میرایی مدل به هنگام تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود. این نوع میرایی مطابق با رابطه (۵-۷) از دو قسمت متناسب با جرم و متناسب با سختی تشکیل شده است که  $C$ ،  $M$  و  $K$  به ترتیب ماتریس میرایی، جرم و سختی سازه و  $\alpha$  و  $\beta$  ثابت‌های میرایی متناسب با جرم و سختی هستند (Itasca, 2008).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (7-5)$$

مقادیر ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  و فرکانس مرکزی به ترتیب از روابط (۵-۸) و (۵-۹) محاسبه می‌شوند.

$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min}, \beta = \frac{\xi_{\min}}{\omega_{\min}} \quad (8-5)$$

$$F_{\min} = \frac{\omega_{\min}}{2\pi} \quad (9-5)$$

در روابط (۵-۸) و (۵-۹)  $\xi_{\min}$  نسبت میرایی بحرانی،  $\omega_{\min}$  سرعت زاویه کمینه و  $F_{\min}$  فرکانس مرکزی می‌باشد.

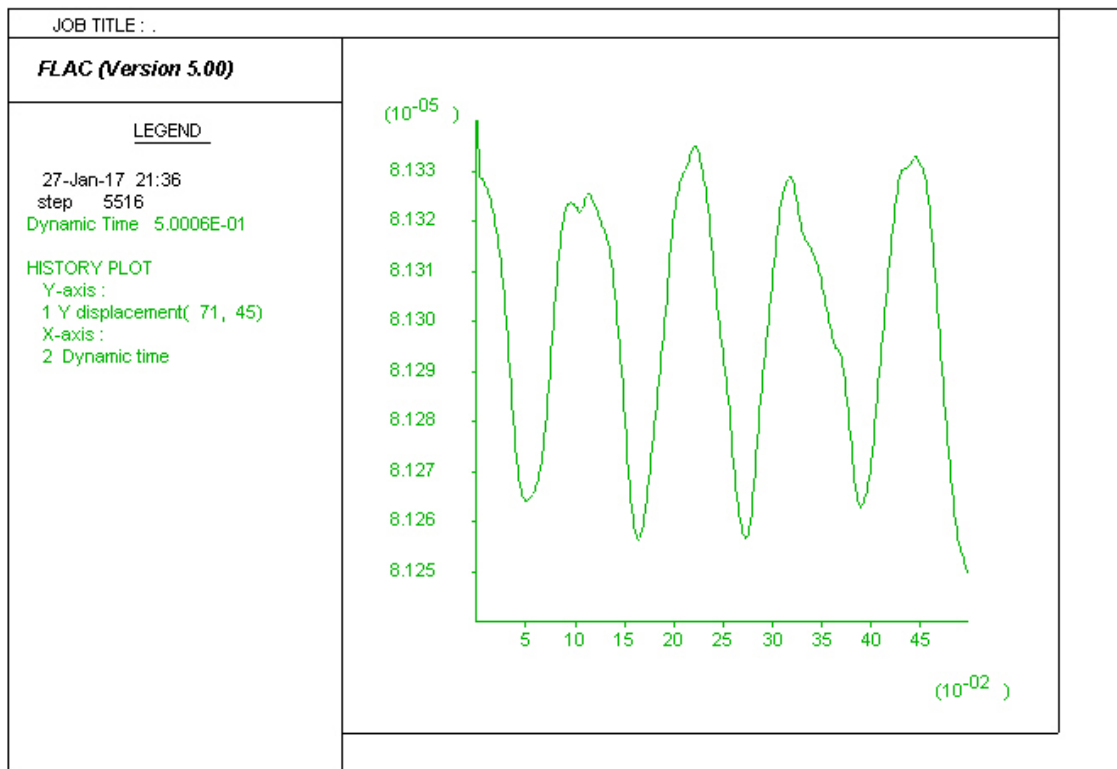
در میراگر رایلی، میرایی وابسته به فرکانس است. اما محدوده‌ای از فرکانس را می‌توان یافت که در آن محدوده میرایی را مستقل از فرکانس در نظر گرفت. در نتیجه در این محدوده میراگر رایلی می‌تواند به درستی میرایی فیزیکی در زمین را مدل کند. میراگر رایلی با یک فرکانس مرکزی مشخص علاوه بر فرکانس مرکزی می‌تواند محدوده‌ای از فرکانس‌ها را نیز میرا کند که بیشترین فرکانس این محدوده ۳ برابر کمترین فرکانس محدوده باشد و بیشترین انرژی دینامیکی طیف در این محدوده ذخیره شده است. برای استفاده از میراگرهای رایلی در FLAC<sup>2D</sup> علاوه بر فرکانس طبیعی، نسبت میرایی بحرانی نیز باید مشخص کرد. در مصالح ژئوتکنیکی نسبت میرایی معمولاً ۲ تا ۵ درصد و در مصالح سازه‌ای ۱۰-۲ درصد در نظر گرفته می‌شود (Itasca, 2008).

### ۵-۲-۳- تعیین فرکانس طبیعی زمین

به منظور محاسبه فرکانس طبیعی مدل، مدل در مد دینامیکی با میرایی صفر و تحت اثر وزن خود بر روی بستر سخت رها می‌شود. با ثبت تاریخچه حرکت یا سرعت در راستای قائم و در یک بازه زمانی دلخواه (مثلاً یک ثانیه) و شمارش تعداد نقاط راس بدست آمده می‌توان فرکانس طبیعی را در راستای

Y تعیین کرد (Itasca, 2008).

مطابق با موارد ذکر شده در بالا، تاریخچه جابجایی قائم نقطه‌ای از مدل را نسبت به زمان توسط نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  رسم نموده و سپس دوره یک موج را حساب کرده و عکس این مقدار را به عنوان فرکانس طبیعی مدل در نظر گرفته می‌شود. شکل ۵-۱۳ تاریخچه زمانی جابجایی قائم مدل را برای مقطع مورد مطالعه نشان می‌دهد. لذا فرکانس طبیعی مدل در راستای Y برابر با 10 هرتز می‌باشد.



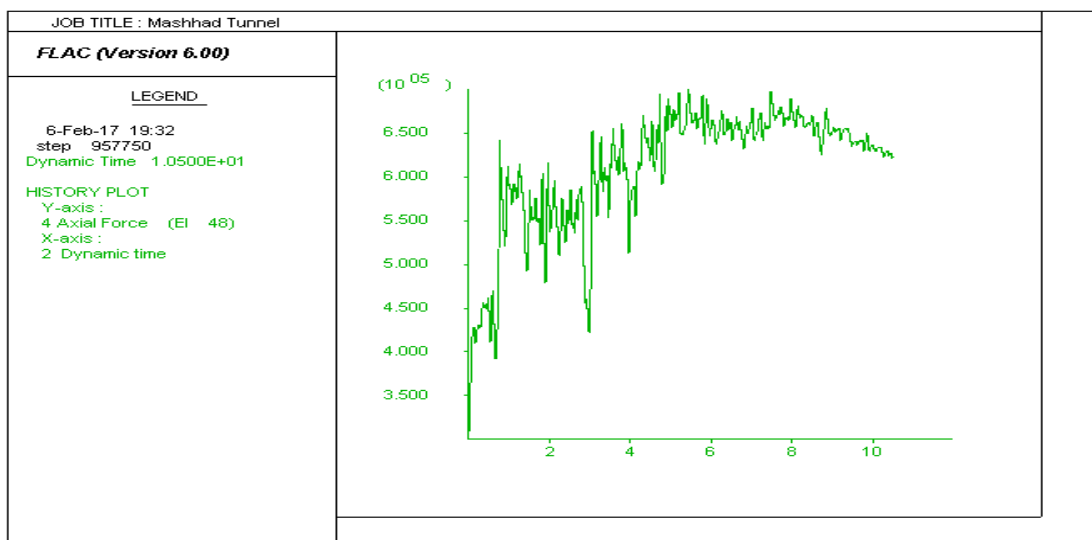
شکل ۵-۱۳- نمودار تاریخچه زمانی جابجایی قائم جهت تعیین فرکانس طبیعی زمین

### ۵-۳- پاسخ دینامیکی مسیر خط ۲ مترو مشهد به زلزله‌های سطوح طراحی

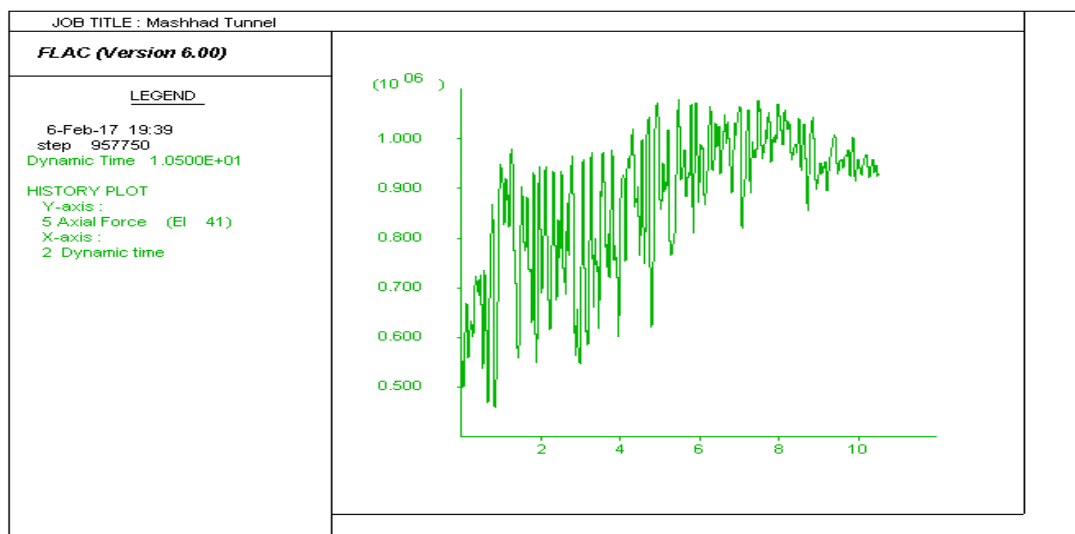
پاسخ دینامیکی تونل مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد در مقابل دو زلزله سطح طراحی ODE و MDE تحت شرایط بدون لغزش مورد بررسی قرار گرفته شد. بنابراین مطابق شکل ۴-۸ در ۸ نقطه از نقاط بحرانی پوشش، نیروها و گشتاورهای وارد بر پوشش برای مقطع مورد مطالعه بررسی شده است. تاریخچه زمانی نیروها و لنگر خمشی در اثر زلزله‌های سطوح طراحی در شکل‌های ۵-۱۴ تا ۵-۴۵ نشان داده شده است. مقادیر کمی تحلیل‌ها که به صورت اختلاف حداکثر مقدار نیروها یا لنگر خمشی ایجاد

شده در اثر بارگذاری سطوح لرزه‌ای و مقدار استاتیکی همان پارامتر می‌باشد، برای مقطع مورد مطالعه در جداول ۴-۵ و ۵-۵ درج شده است. در فصل ششم به بررسی عملکرد بخش‌های مختلف پوشش تحت ترکیبات مختلف بارگذاری پرداخته می‌شود.

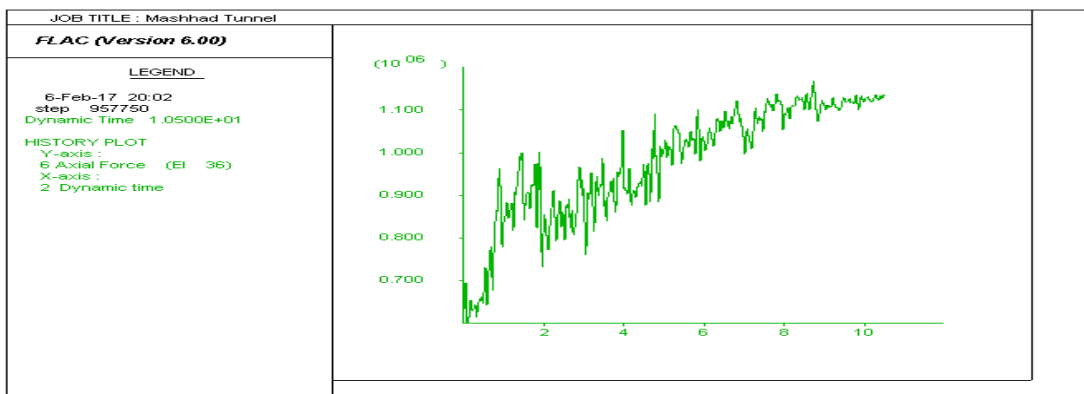
لازم به ذکر است با توجه به اینکه حداکثر مقادیر نیروی محوری و ممان خمشی ممکن است در زمان‌های یکسان ایجاد نشوند، در ابتدا برای هر یک زمانی که در آن مقدار بیشینه بوده‌اند را مشخص کرده و سپس برای همان زمان مقادیر دیگری نیز تعیین گردیده است. به عبارت دیگر برای هر نقطه شاهد و کنترلی دو مقدار از ترکیبات نیروی محوری و ممان خمشی حاصل شده است.



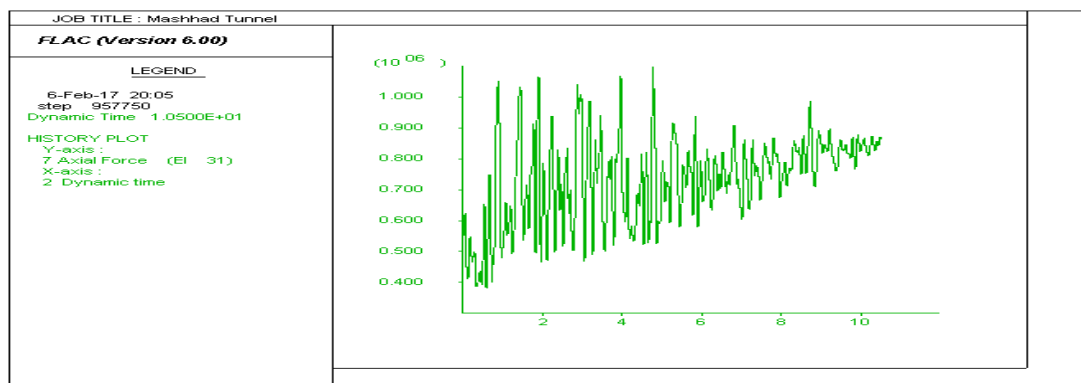
شکل ۵-۱۴- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر تاج تونل تحت زلزله MDE



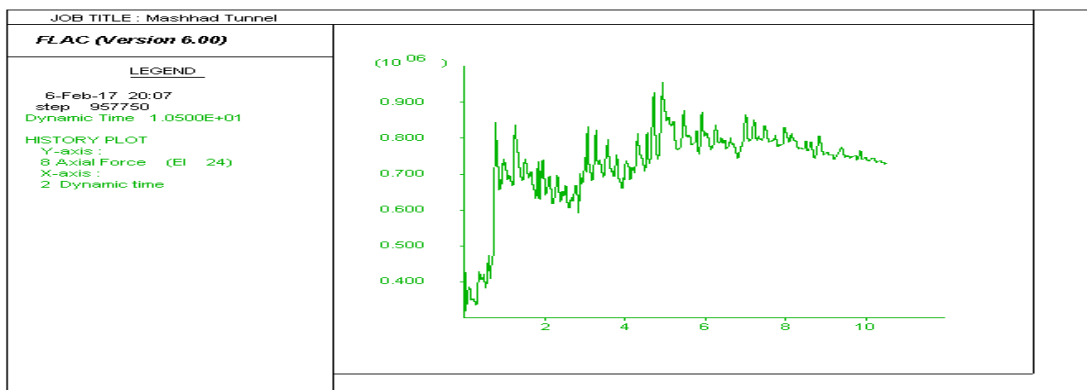
شکل ۵-۱۵- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله MDE



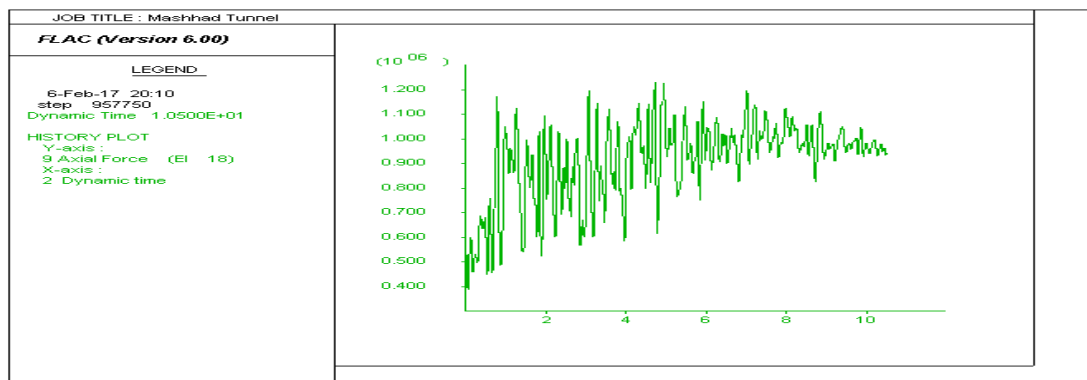
شکل ۵-۱۶- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله MDE



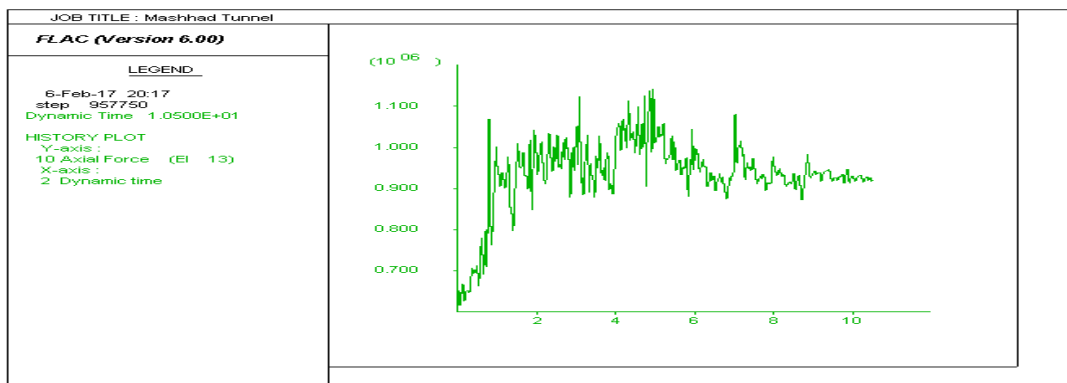
شکل ۵-۱۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله MDE



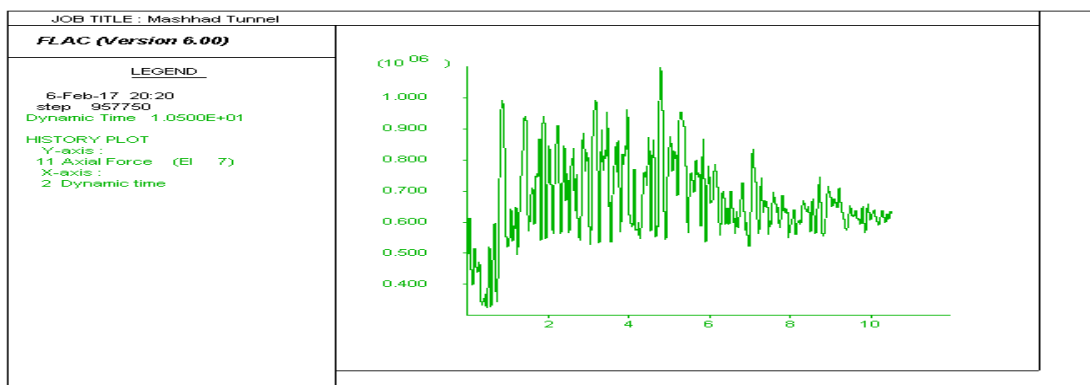
شکل ۵-۱۸- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر کف تونل تحت زلزله MDE



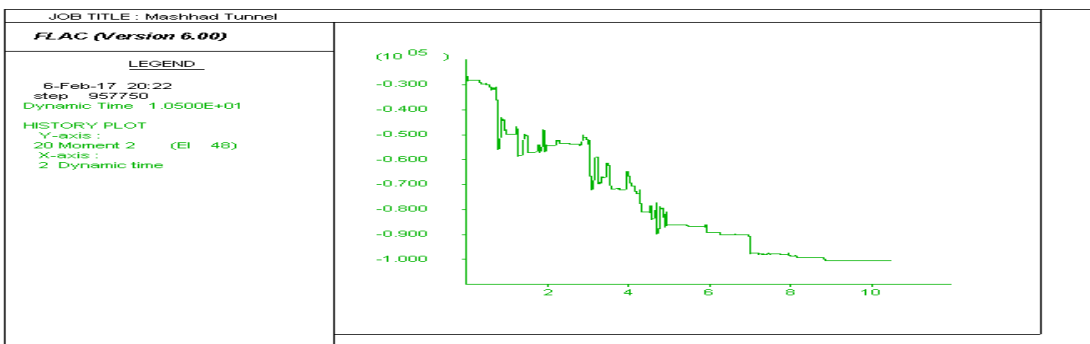
شکل ۵-۱۹- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله MDE



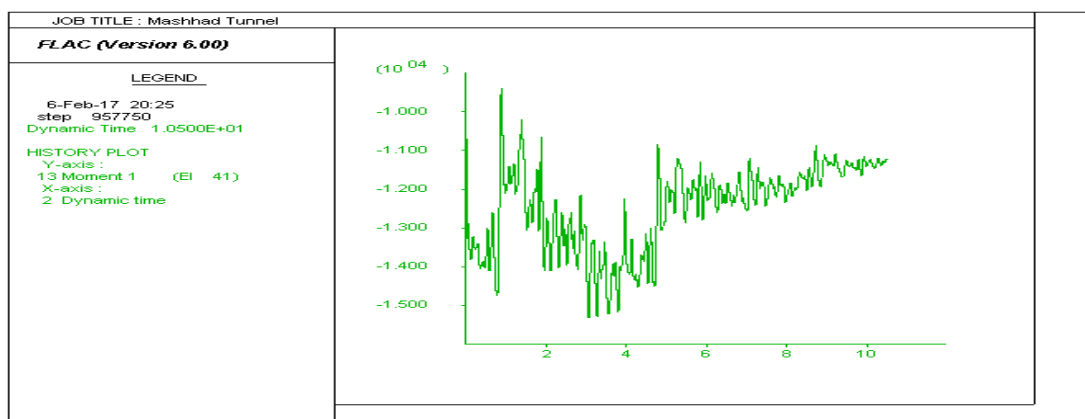
شکل ۵-۲۰- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله MDE



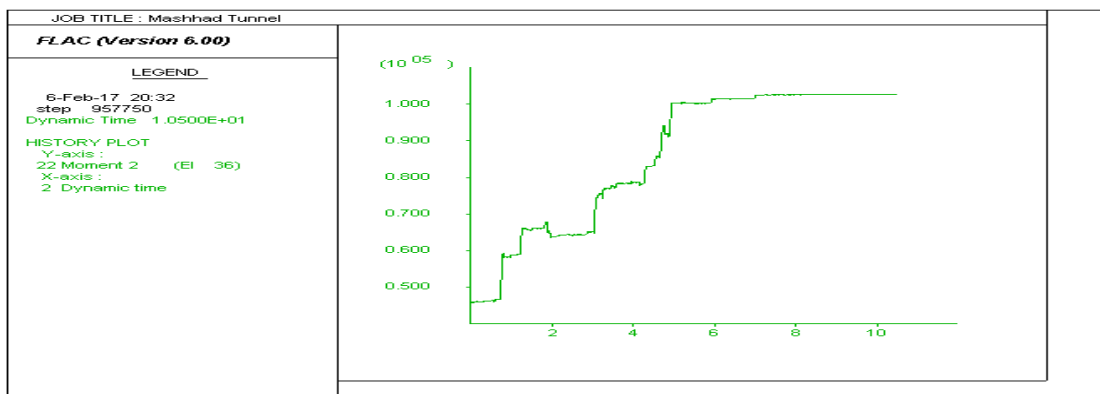
شکل ۵-۲۱- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله MDE



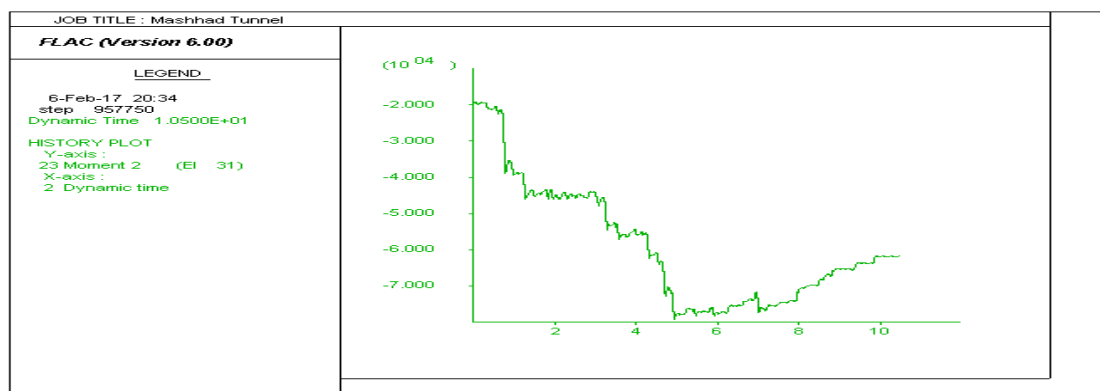
شکل ۵-۲۲- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر تاج تونل تحت زلزله MDE



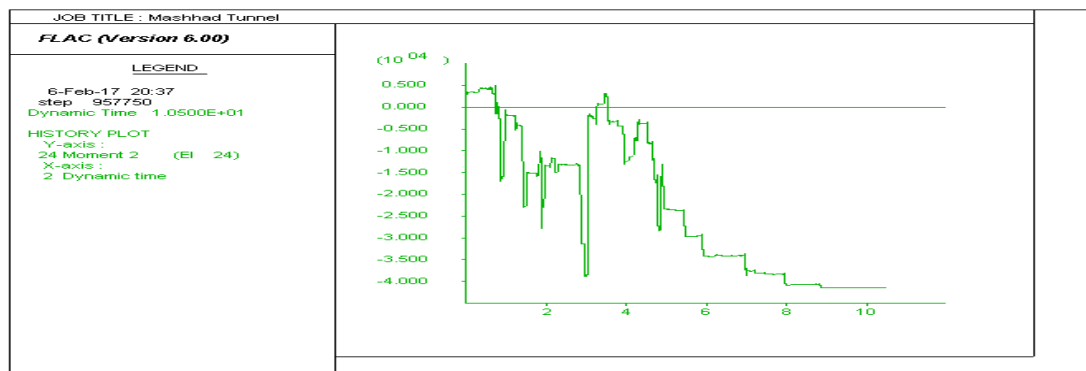
شکل ۵-۲۳- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله MDE



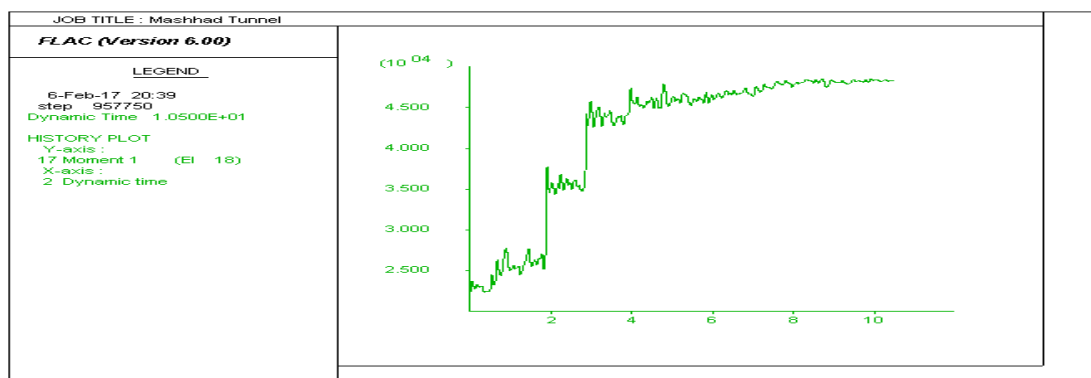
شکل ۵-۲۴- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله MDE



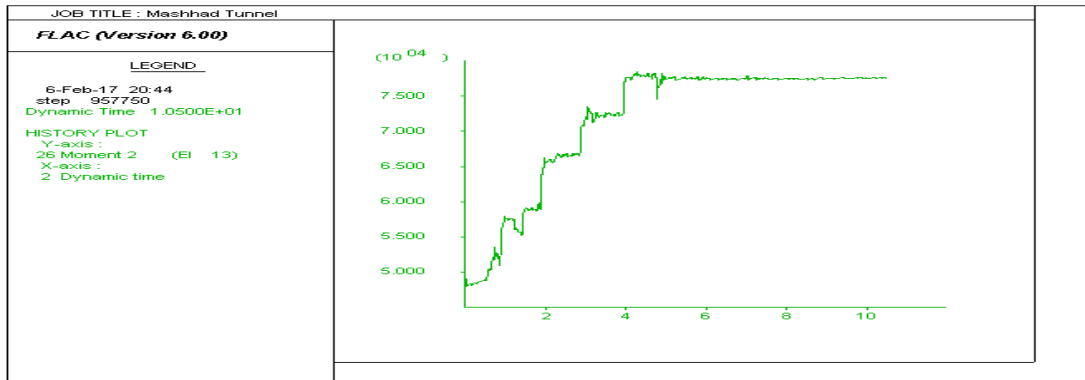
شکل ۵-۲۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله MDE



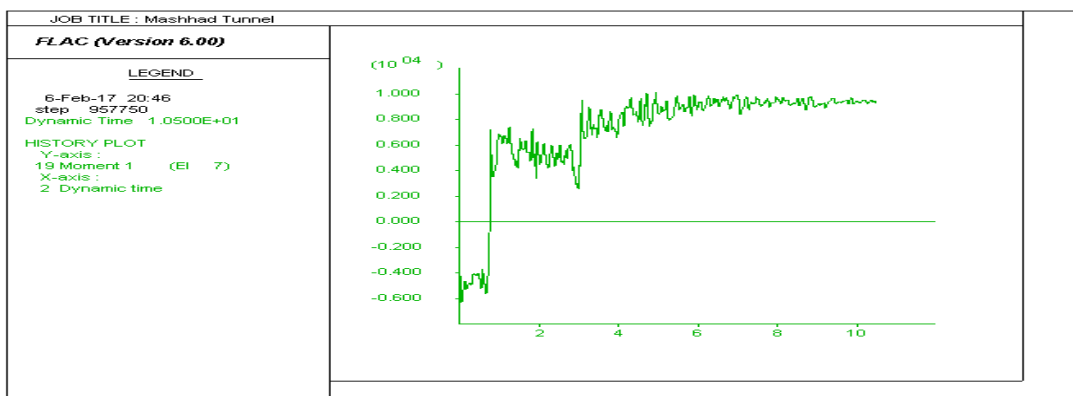
شکل ۵-۲۶- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر کف تونل تحت زلزله MDE



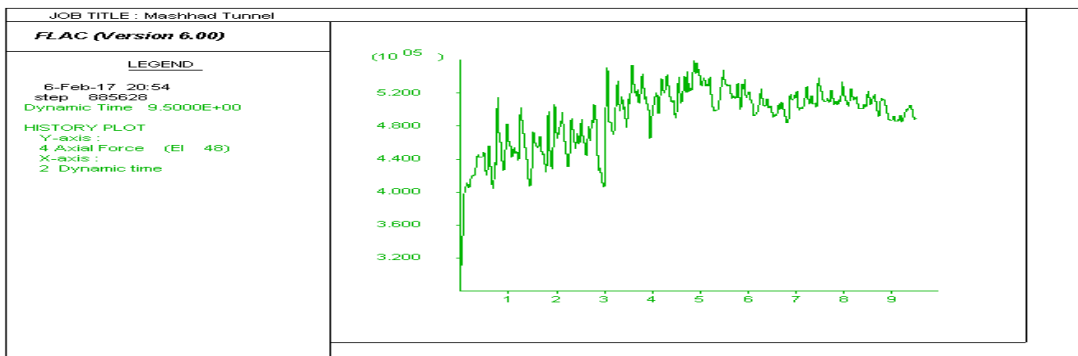
شکل ۵-۲۷- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله MDE



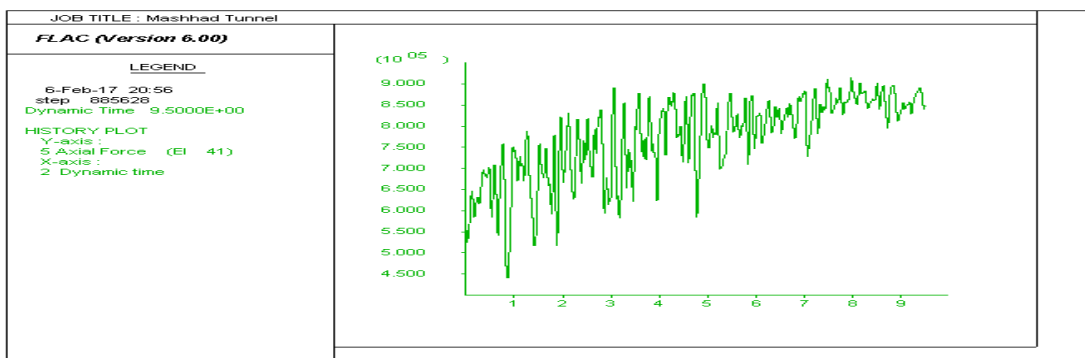
شکل ۵-۲۸- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله MDE



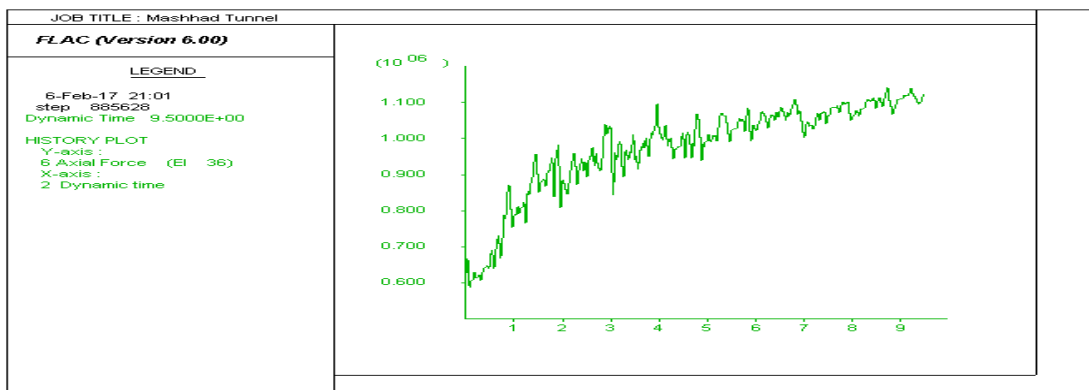
شکل ۵-۲۹- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله MDE



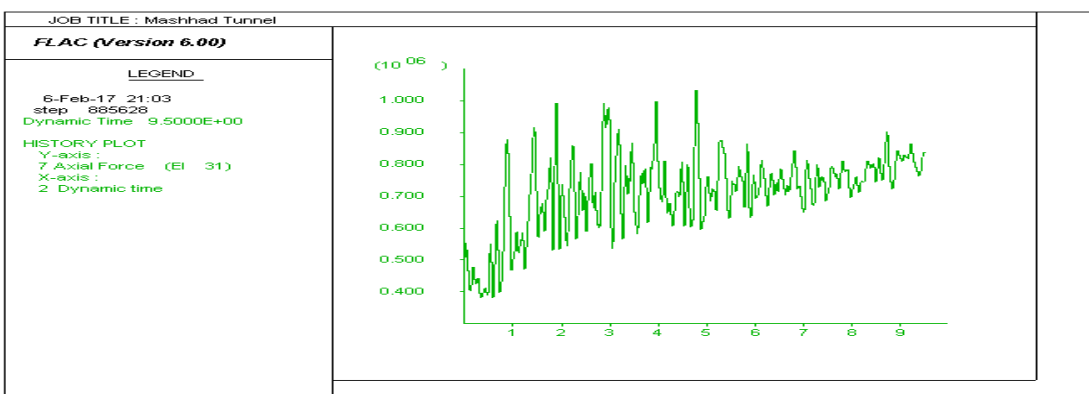
شکل ۵-۳۰- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر تاج تونل تحت زلزله ODE



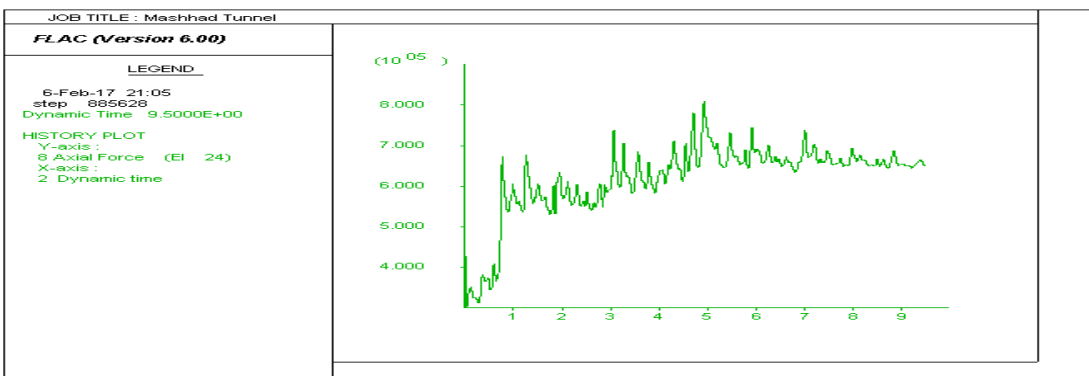
شکل ۵-۳۱- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله ODE



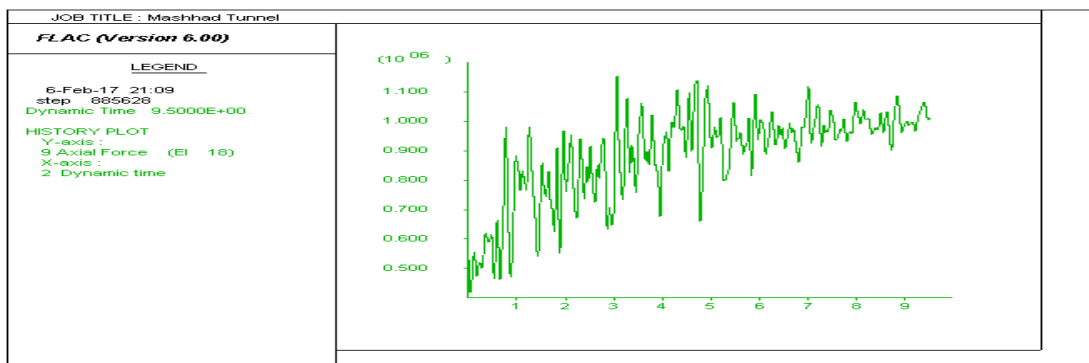
شکل ۵-۳۲- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله ODE



شکل ۵-۳۳- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله ODE

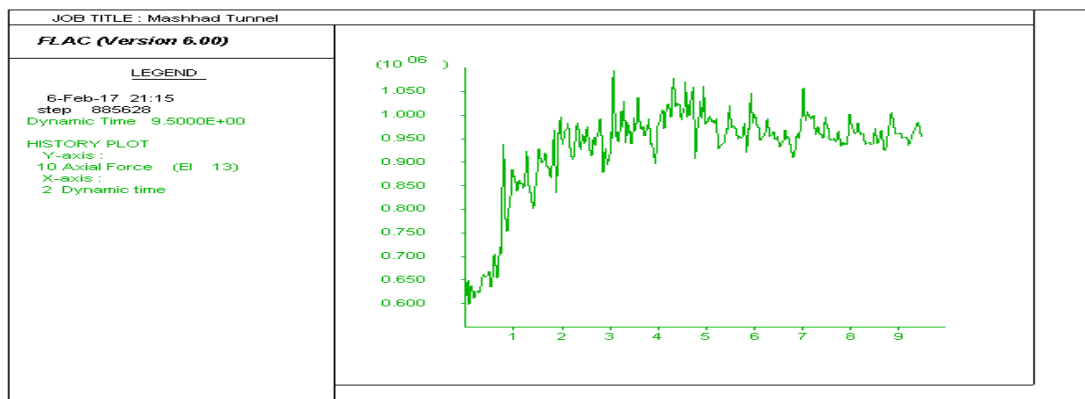


شکل ۵-۳۴- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر کف تونل تحت زلزله ODE

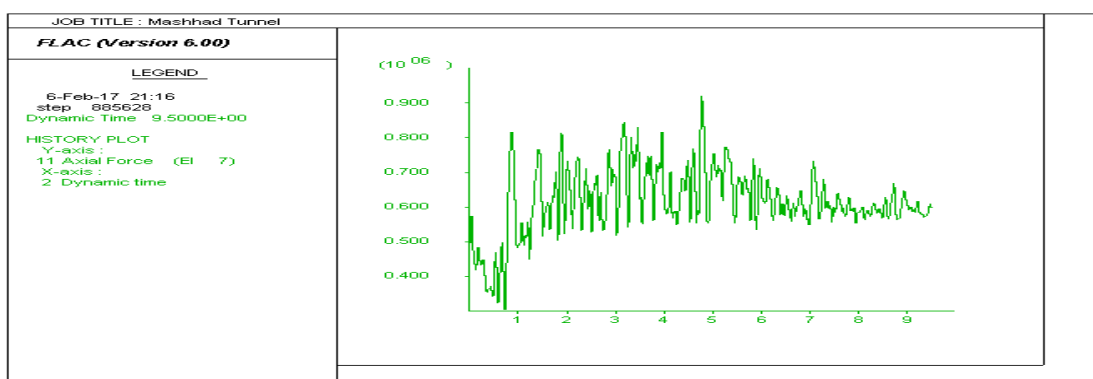


شکل ۵-۳۵- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله ODE

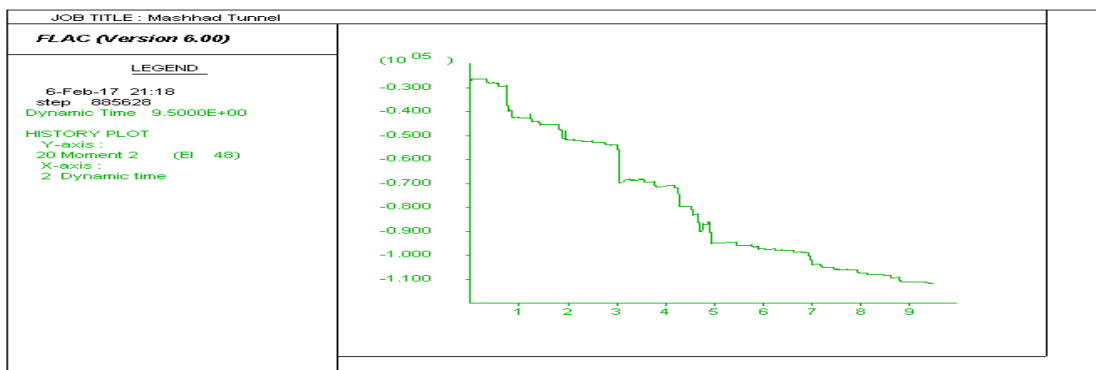




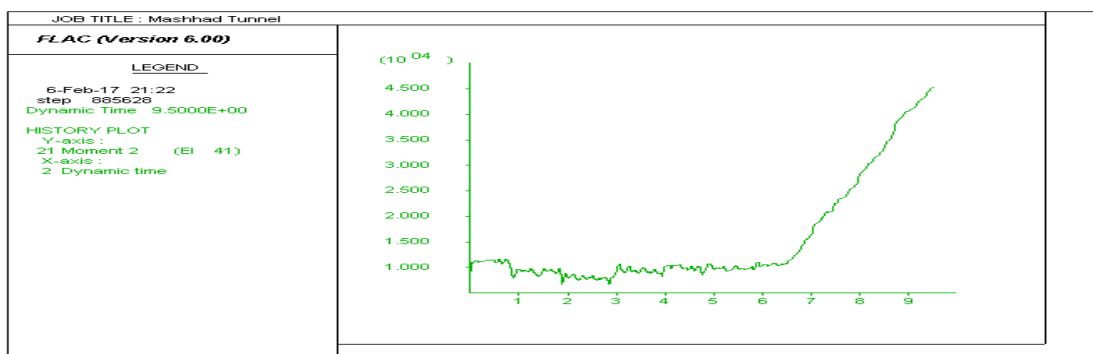
شکل ۵-۳۶- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله ODE



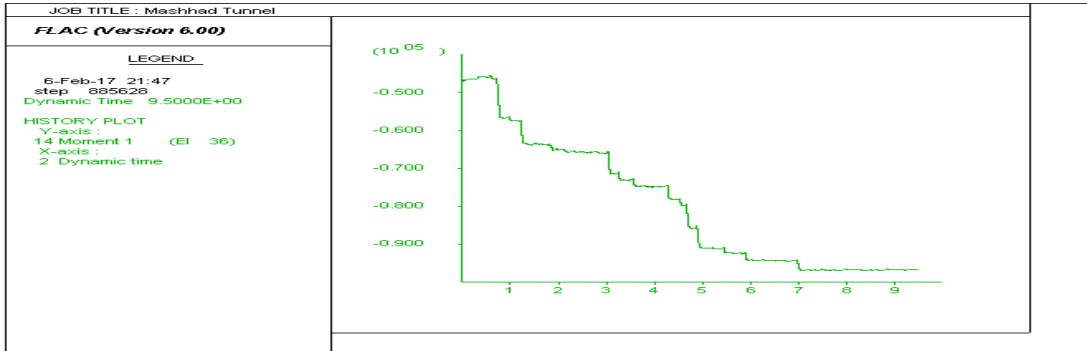
شکل ۵-۳۷- تاریخچه زمانی نیروی محوری وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله ODE



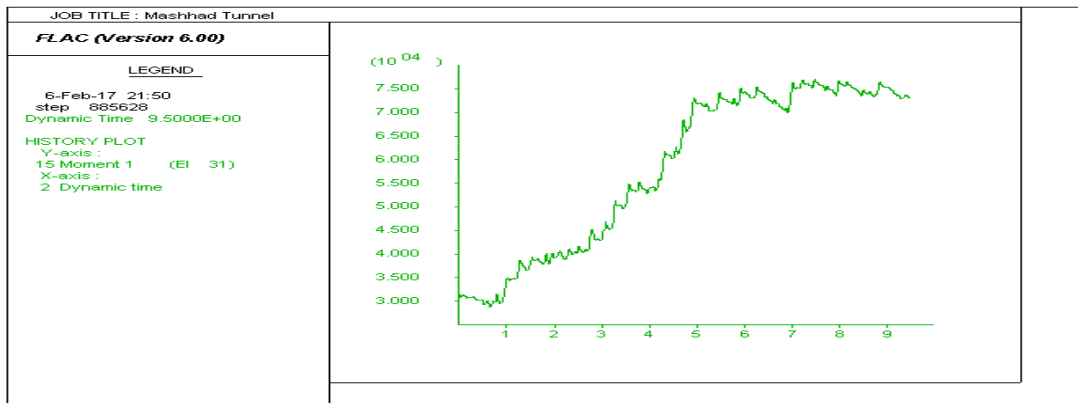
شکل ۵-۳۸- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر تاج تونل تحت زلزله ODE



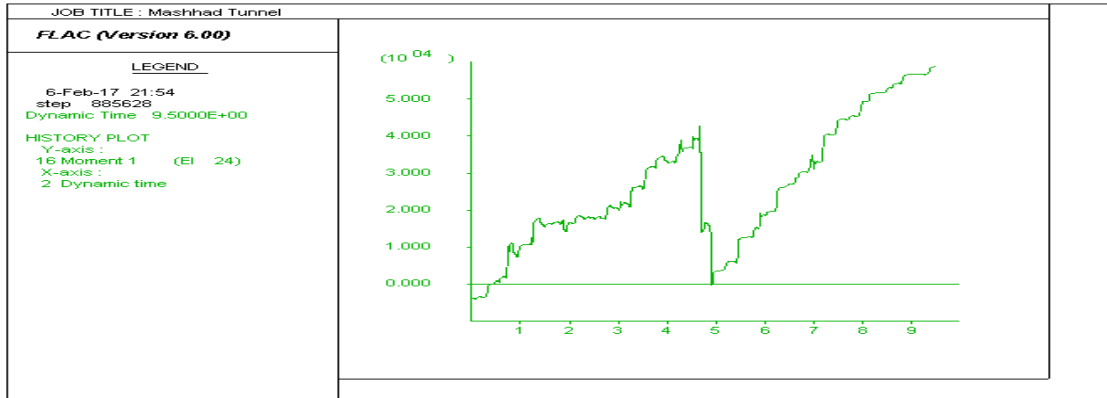
شکل ۵-۳۹- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی راست تحت زلزله ODE



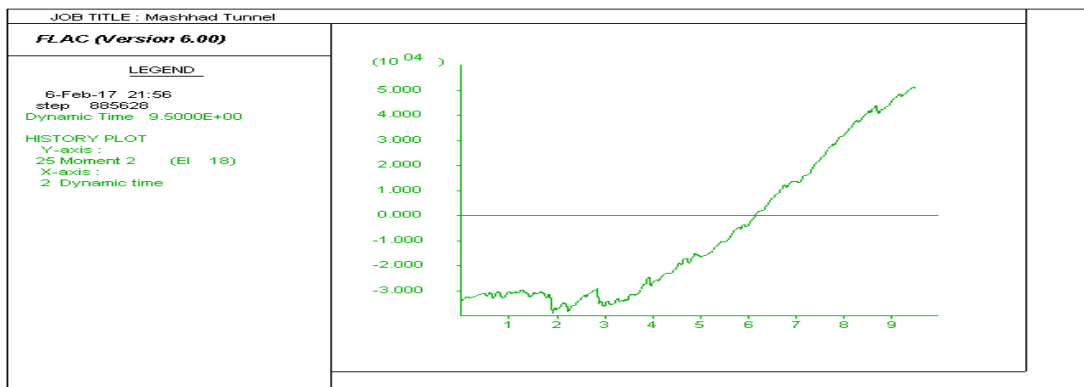
شکل ۴۰-۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار راست تونل تحت زلزله ODE



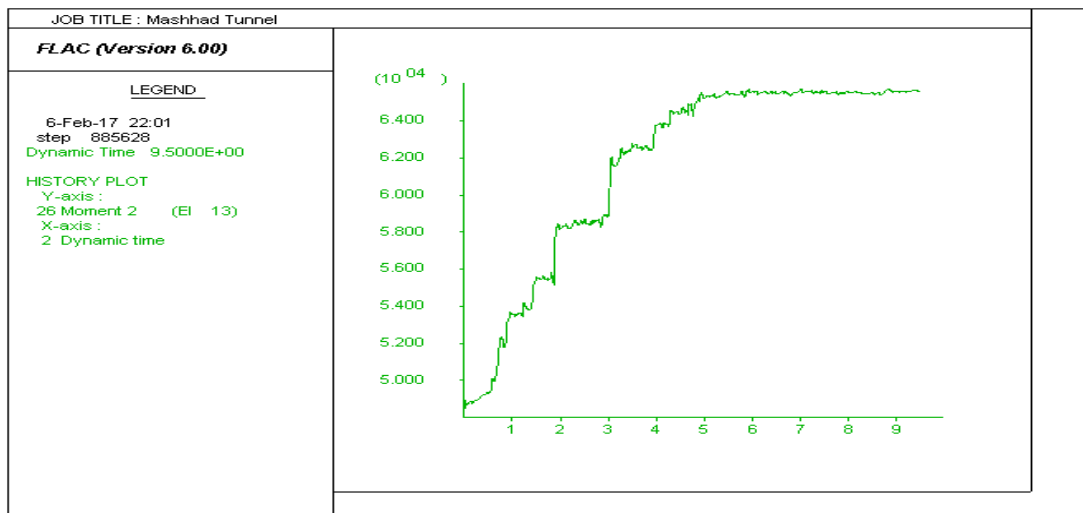
شکل ۴۱-۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی راست تحت زلزله ODE



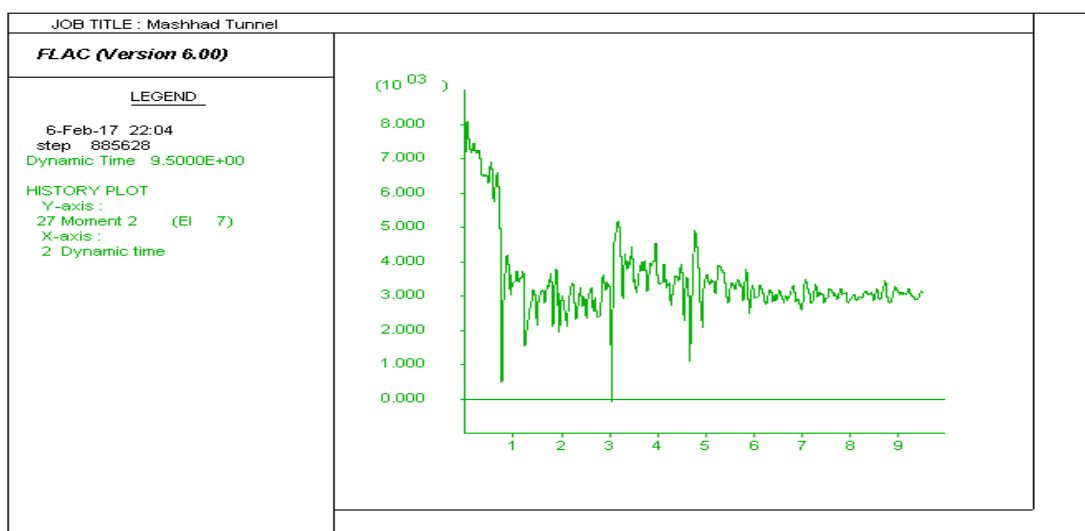
شکل ۴۲-۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر کف تونل تحت زلزله ODE



شکل ۴۳-۵- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس تحتانی چپ تحت زلزله ODE



شکل ۵-۴- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر دیوار چپ تونل تحت زلزله ODE



شکل ۵-۴- تاریخچه زمانی لنگر خمشی وارد بر ۱/۴ قوس فوقانی چپ تحت زلزله ODE

جدول ۵-۴- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی بر نقاط مختلف پوششش تحت زلزله MDE

نقاط	ردیف	نیروی برشی (ton)	زمان (sec)	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)	زمان (sec)	ردیف	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)
۱	A	۷.۵۷	۵.۴۴	۳۶.۴۴	۱۱.۳۴	۱۰.۵	۹	۲۸.۷۲	۱۲.۷۹
۲	B	۱.۶۵	۵.۴۸	۵۲.۶۶	۰/۲	۳.۰۷	۱۰	۴۰.۴۴	۰/۴۶
۳	C	۲.۳۳	۸.۷۴	۵۰.۳	۱۴.۹۴	۱۰.۵	۱۱	۴۶.۸۱	۱۴.۹۵
۴	D	۶.۲۶	۴.۷۷	۵۴.۵۵	۱۰.۱۶	۴.۹۴	۱۲	۳.۷۹	۱۱.۰۸
۵	E	۵.۷۷	۷.۹۴	۵۲.۹۵	۲.۶۳	۹.۸۳	۱۳	۳۲.۹۹	۴.۵۶
۶	F	۹.۰۱	۴.۹۴	۷۰.۱	۷.۹۴	۹.۹۴	۱۴	۴۲.۰۷	۵.۶۳
۷	G	۲.۱	۴.۹۵	۴۹.۸۲	۲.۹۳	۴.۲۶	۱۵	۳۵.۷۴	۲.۹۹۸
۸	H	۰/۶۸	۴.۷۸	۵۹.۹۷	۰/۰۵	۴.۹۳	۱۶	۱۲.۹۳	۰/۲۹۵

جدول ۵-۵- بیشینه مقدار نیروها و لنگر خمشی بر نقاط مختلف پوششش تحت زلزله ODE

نقاط	ردیف	نیروی برشی (ton)	زمان (sec)	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)	زمان (sec)	ردیف	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)
۱	A	۶.۴۶	۹.۵	۱۵.۳۳	۱۳.۹	۴.۸۸	۹	۲۲.۴۳	۱۱.۳۳
۲	B	۴.۹۴	۹.۵	۲۹.۶	۳.۴۵	۷.۹۷	۱۰	۳۶.۲۷	۱.۶۸
۳	C	۷.۱۹	۸.۷۵	۴۵.۵۵	۱۴.۳۷	۸.۷۴	۱۱	۴۷.۴۶	۱۴.۳۷
۴	D	۲.۷	۷.۴۸	۱۴.۴۳	۴.۵۹	۴.۷۹	۱۲	۴۸.۲۳	۳.۴۸
۵	E	۶.۱۷	۹.۵	۲۲.۴۲	۵.۴۷	۴.۹۳	۱۳	۳۸.۲۹	۰/۳۷
۶	F	۲.۶	۹.۵	۴۸.۲۴	۱.۷۳	۳.۰۷	۱۴	۶۲.۷۴	۶.۸۴
۷	G	۲.۷۶	۸.۸۸	۳۴.۳۸	۱.۷۳	۳.۰۸	۱۵	۴۵.۱۷	۱.۳۴
۸	H	۰/۵۱	۰/۰۴	۷.۵۲	۰/۰۹۳	۴.۷۸	۱۶	۴۲.۱۹	۰/۲۴

#### ۵-۴- تحلیل دینامیکی مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد با استفاده از روابط تحلیلی

روابط تحلیلی ارائه شده توسط وانگ و پنزین در فصل دوم با در نظر گرفتن نسبت سختی سازه جایگزین با توده زمین حذف شده از محیط و ضریب شکل پذیری سازه، تقریبی از اندرکنش سازه-محیط و اعوجاج اعمال شده به سازه در اثر بروز زلزله ارائه می‌دهند. پارامترهای مورد استفاده در روابط مذکور در جداول ۵-۶ و ۵-۷ درج شده است.

جدول ۵-۷- خصوصیات پوشش بتنی			جدول ۵-۶- پارامترهای لازم جهت تحلیل دینامیکی		
مقدار	واحد	پارامتر	مقدار	واحد	پارامتر
۴.۵۵	m	شعاع تونل	۷.۳	M <sub>w</sub>	بزرگای زلزله
۰/۳۵	m	ضخامت پوشش	۱۱	K <sub>m</sub>	فاصله مرکز زلزله تا سایت
۰/۲	-	نسبت پواسون پوشش	۰/۴	g	شتاب ماکزیمم در سطح
۰/۰۰۳۵۷۲۹	m <sup>3</sup>	ممان اینرسی پوشش	۱۷.۵۷	KN/m <sup>3</sup>	دانسیته محیط
۳۱	GPa	مدول الاستیسیته پوشش	۰/۳۱۷	-	نسبت پواسون محیط
۳۳	MPa	مقاومت تراکمی بتن	۲۲۹۳.۵۳	MPa	مدول الاستیسیته محیط
۱۵.۵	m	عمق قرارگیری تونل	۸۷۰.۷۹	MPa	مدول برشی محیط
			۷۰۴	m/s	سرعت انتشار موج S

از آن جایی که تحلیل‌های دینامیکی در مدل‌سازی عددی در حالت بدون لغزش میان پوشش تونل و زمین صورت گرفته است، بنابراین در این بخش از روابط مربوط به عملکرد لرزه‌ای تونل‌های دایره‌ای در حالت بدون لغزش استفاده شده است. ابتدا مطابق جدول ۲-۸ و با توجه به عمق قرارگیری تونل در مقطع (عمق ۱۵/۵ متر) نسبت حداکثر شتاب زمین در عمق به حداکثر شتاب در سطح زمین برآورد

می‌شود و سپس با توجه به مقدار شتاب ماکزیمم سطوح طراحی لرزه‌ای در سطح زمین، مقدار بیشینه شتاب سطح زمین ارزیابی می‌شود. بنابراین مقدار شتاب در سطح زمین برای سطح لرزه‌ای MDE ۰/۳۲g می‌باشد. سپس با استفاده از جدول ۲-۷ و با توجه به بزرگای زلزله ۷/۳ ریشتر، سخت بودن خاک منطقه و با توجه به فاصله ۱۱ کیلومتری سایت تا منبع، نسبت سرعت زمین به شتاب زمین ۱/۳۶ متر بر ثانیه برآورد شده است. بنابراین حداکثر سرعت ذرات زمین در عمق مورد نظر برابر با ۰/۴۳۶۱ متر بر ثانیه برآورد شده است.

برای محاسبه کرنش برشی ماکزیمم می‌توان از رابطه (۵-۱۰) استفاده نمود ( St. John & Zahrah, 1978).

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (5-10)$$

در این صورت بیشینه کرنش برشی از رابطه (۵-۱۰) مقداری معادل با ۰/۰۰۰۶۲ به دست خواهد آمد. در نهایت با جای‌گذاری مقادیر مذکور در روابط ارائه شده در جدول ۲-۱۰ و ۲-۱۱ مقادیر بیشینه نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی در مقطع مورد مطالعه به دست می‌آید که نتایج نهایی آن در جدول ۵-۸ درج شده است. با مقایسه مقادیر نیروهای محوری و لنگر خمشی به دست آمده از روابط تحلیلی با نتایج آنالیز دینامیکی FLAC<sup>2D</sup> که در جدول ۵-۴ برای زلزله طراحی MDE ارائه شده است، مشاهده می‌شود که روابط تحلیلی مقدار نیروی محوری را بیش‌تر از حداکثر مقدار گزارش شده در جدول ۵-۴ نشان می‌دهند. اما مقادیر بدست آمده برای لنگر خمشی و نیروی برشی (روابط تحلیلی) در حد معقولی بین حدود تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در بخش‌های مختلف پوشش تونل با استفاده از نرم‌افزار FLAC<sup>2D</sup> می‌باشد.

جدول ۵-۸- مقایسه بیشینه نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی توسط روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی

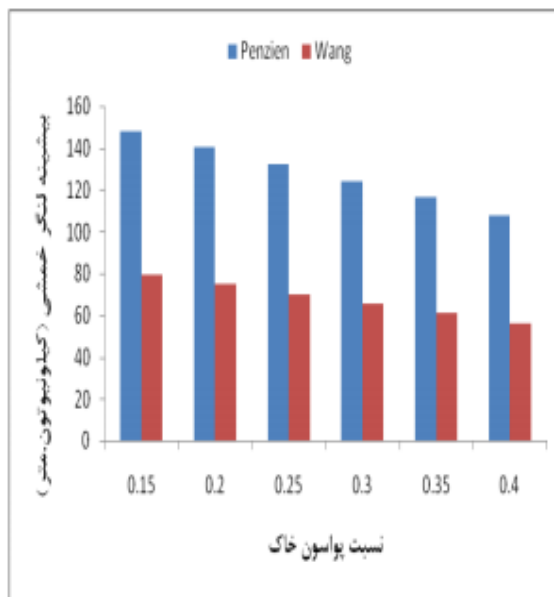
روابط تحلیلی	بدون لغزش			لغزش کامل		
	T <sub>max</sub> (ton)	M <sub>max</sub> (ton.m)	V <sub>max</sub> (ton)	T <sub>max</sub> (ton)	M <sub>max</sub> (ton.m)	V <sub>max</sub> (ton)
وانگ	۲۱۹.۴۲	۶.۴	-	۱.۴۱	۶.۴	-
پنزین	۱۰.۶۹	۱۲.۱۶	۱۰.۶۹	۵.۳۸	۱۲.۲۲	۱۰.۷۶
مدل‌سازی عددی	۷۰.۱	۱۴.۹۵	۹.۰۱	-	-	-

## ۵-۵- بررسی تاثیر عوامل مختلف بر نیروهای وارد بر پوشش جداره تونل در روابط تحلیلی

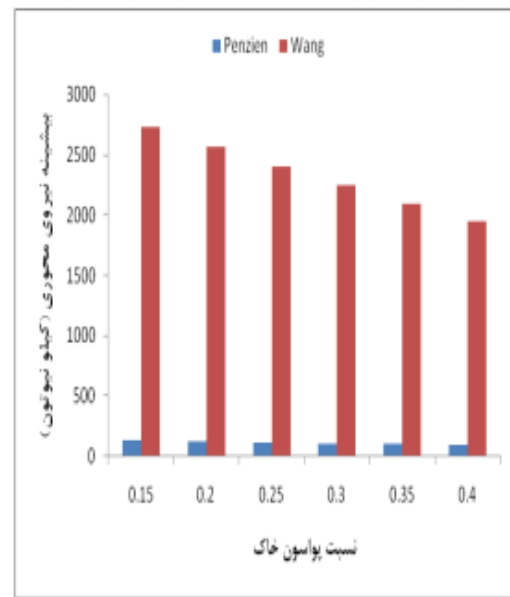
تاثیر پارامترهای مختلفی مانند نسبت پواسون خاک، ضخامت پوشش تونل، شعاع تونل و ضریب پواسون پوشش بر بیشینه نیروی محوری، بیشینه لنگر خمشی، نسبت انعطاف پذیری و تاشدگی در اثر ارتعاش لرزه‌ای در شرایط بدون لغزش در روابط وانگ و پنزیل شرح داده شده است.

### ۵-۵-۱- اثر نسبت پواسون خاک

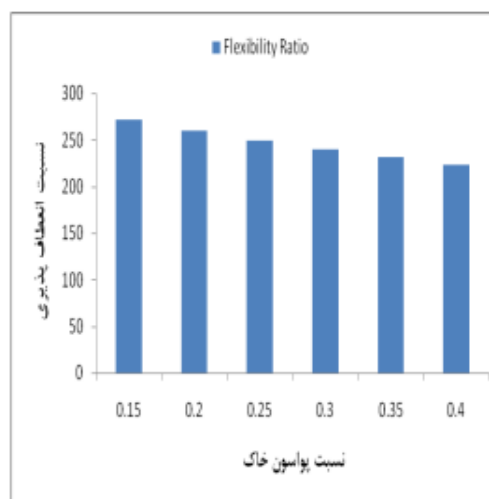
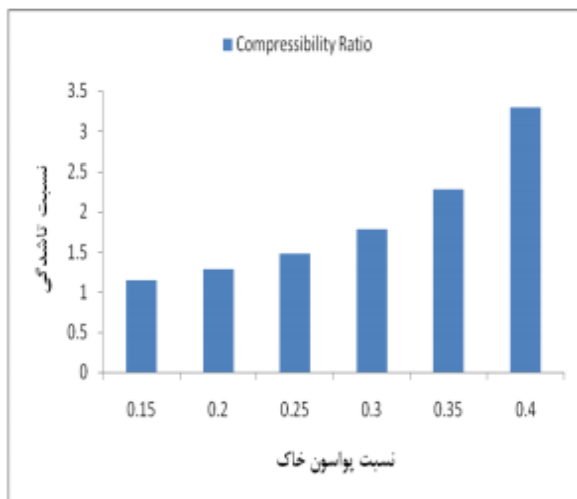
نتایج بررسی افزایش نسبت پواسون خاک از ۰/۱۵ تا ۰/۴ در شکل‌های ۴۶-۵ تا ۴۹-۵ نشان داده شده است. در شکل ۴۶-۵ و ۴۷-۵ با افزایش نسبت پواسون خاک به ترتیب بیش‌ترین نیروی محوری و بیش‌ترین لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش کاهش می‌یابد و روش پنزیل نیروی محوری را بسیار کمتر برآورد می‌کند. با توجه به شکل ۴۸-۵ و ۴۹-۵ با افزایش نسبت پواسون خاک، نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی به ترتیب کاهش و افزایش می‌یابد.



شکل ۴۷-۵- تغییر بیش‌ترین لنگر خمشی با نسبت پواسون



شکل ۴۶-۵- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با نسبت پواسون

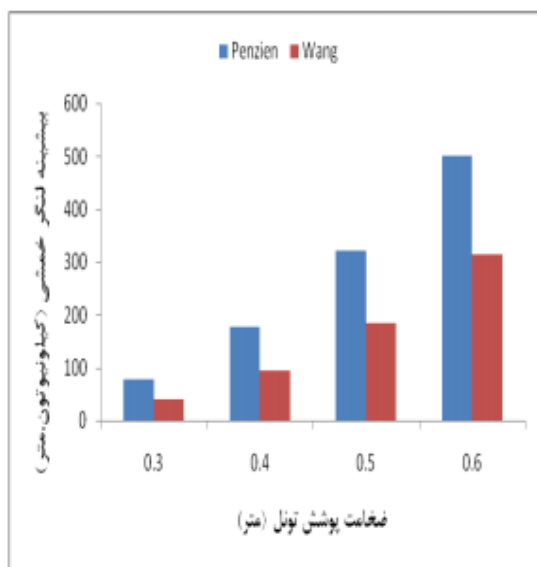


شکل ۵-۴۹- تغییر نسبت تاشدگی با نسبت پواسون

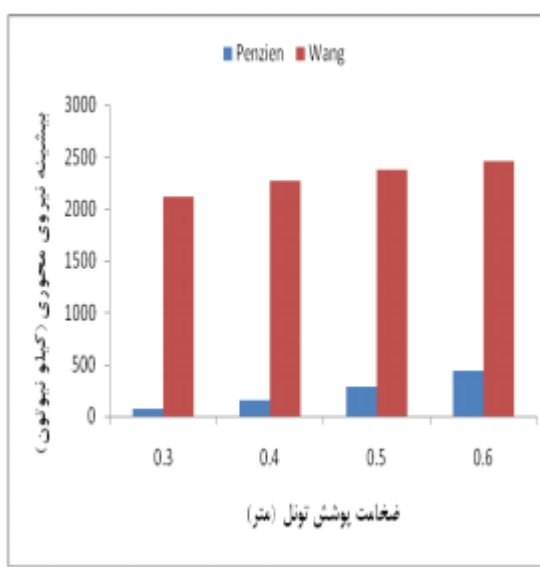
شکل ۵-۴۸- تغییر نسبت انعطاف پذیری با نسبت پواسون

### ۵-۲-۵-۵- اثر ضخامت پوشش تونل

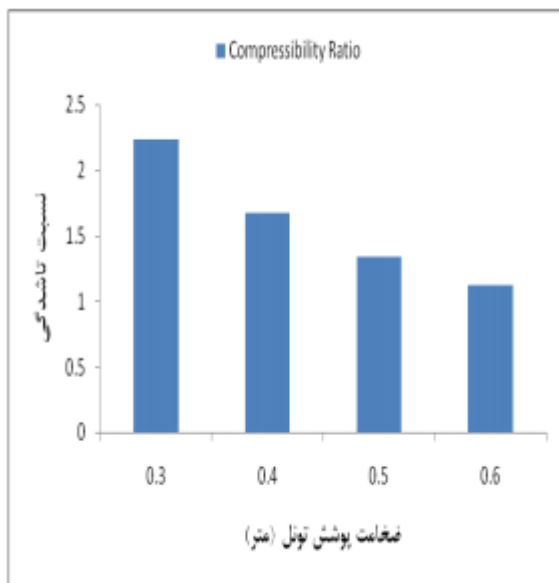
نتایج بررسی ضخامت پوشش تونل از  $0/3$  تا  $0/6$  متر در شکل‌های ۵-۵۰ تا ۵-۵۳ نشان داده شده است. در شکل ۵-۵۰ و ۵-۵۱ با افزایش ضخامت پوشش به ترتیب بیش‌ترین نیروی محوری و بیش‌ترین لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش افزایش می‌یابد، به طوری که روش پهن‌ترین بیش‌ترین نیروی محوری را بسیار کمتر برآورد می‌کند. با توجه به شکل ۵-۵۲ و ۵-۵۳ با افزایش ضخامت پوشش تونل، نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی کاهش می‌یابد.



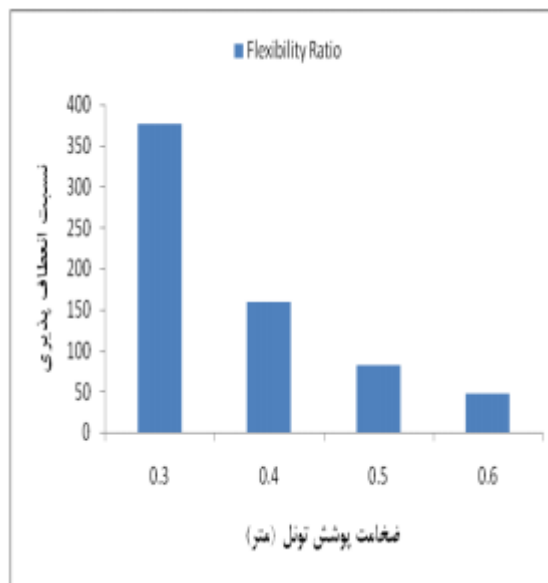
شکل ۵-۵۱- تغییر بیش‌ترین لنگر خمشی با ضخامت پوشش



شکل ۵-۵۰- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با ضخامت پوشش



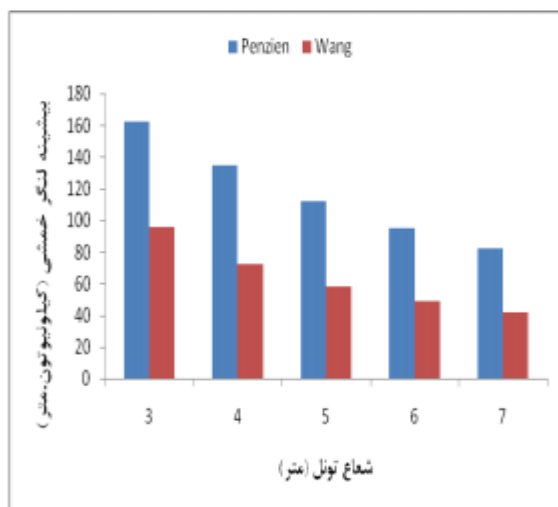
شکل ۵-۵۳- تغییر نسبت تاشدگی با ضخامت پوشش



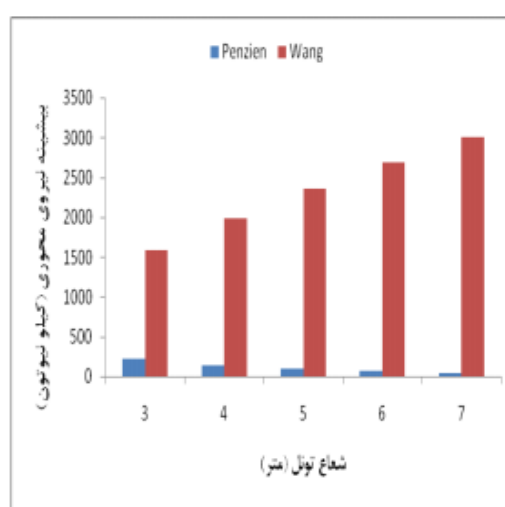
شکل ۵-۵۲- تغییر نسبت انعطاف پذیری با ضخامت پوشش

### ۵-۵-۳- اثر شعاع تونل

نتایج بررسی تغییرات شعاع تونل از ۳ تا ۷ متر در شکل‌های ۵-۵۴ تا ۵-۵۷ نشان داده شده است. در شکل ۵-۵۴ و ۵-۵۵ با افزایش شعاع تونل بیش‌ترین نیروی محوری در روش وانگ افزایش و در روش پنزین کاهش می‌یابد. با افزایش شعاع تونل بیش‌ترین لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش کاهش می‌یابد، به طوری که روش پنزین بیش‌ترین نیروی محوری را بسیار کمتر برآورد می‌کند. با توجه به شکل ۵-۵۶ و ۵-۵۷ با افزایش شعاع تونل، نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی افزایش می‌یابد.

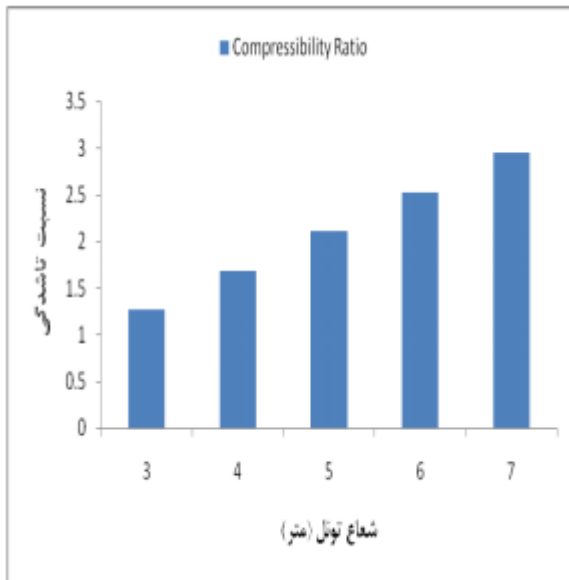


شکل ۵-۵۵- تغییر بیش‌ترین لنگر خمشی با شعاع تونل

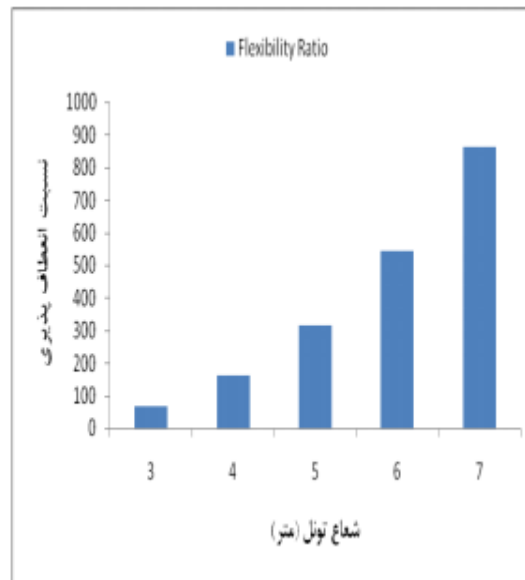


شکل ۵-۵۴- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با شعاع تونل





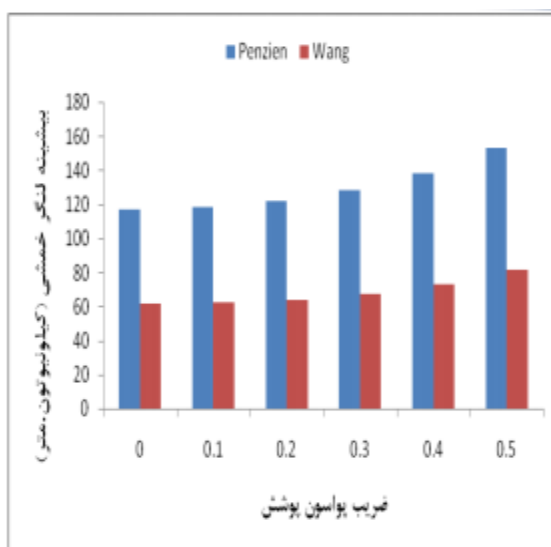
شکل ۵-۵۷- تغییر نسبت تاشدگی با شعاع تونل



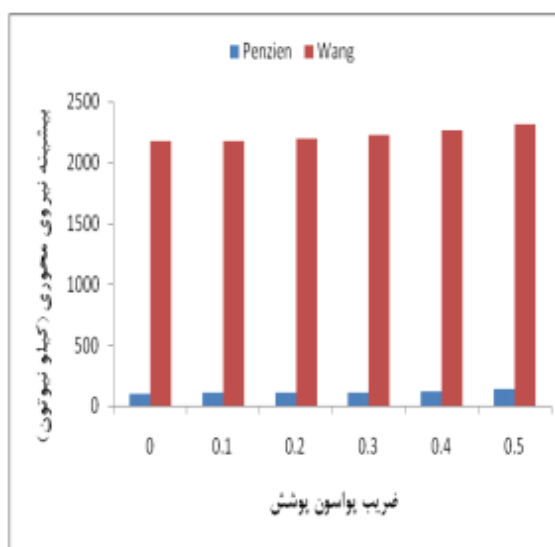
شکل ۵-۵۶- تغییر نسبت انعطاف پذیری با شعاع تونل

#### ۵-۴-۵- اثر ضریب پواسون پوشش

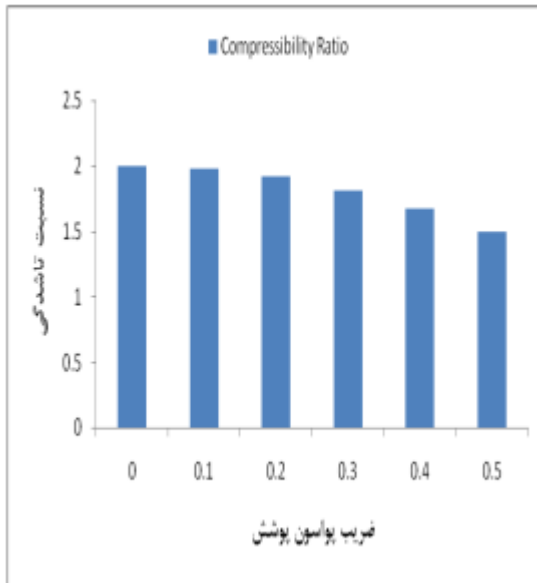
نتایج بررسی افزایش نسبت پواسون پوشش از صفر تا ۰/۵ در شکل‌های ۵-۵۸ تا ۵-۶۱ نشان داده شده است. در شکل ۵-۵۸ و ۵-۵۹ با افزایش نسبت پواسون پوشش، بیش‌ترین نیروی محوری نسبت به ضریب پواسون حساس نمی‌باشد و بیش‌ترین لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش افزایش می‌یابد. با توجه به شکل ۵-۶۰ و ۵-۶۱ با افزایش نسبت پواسون پوشش، نسبت انعطاف‌پذیری و تاشدگی کاهش می‌یابد.



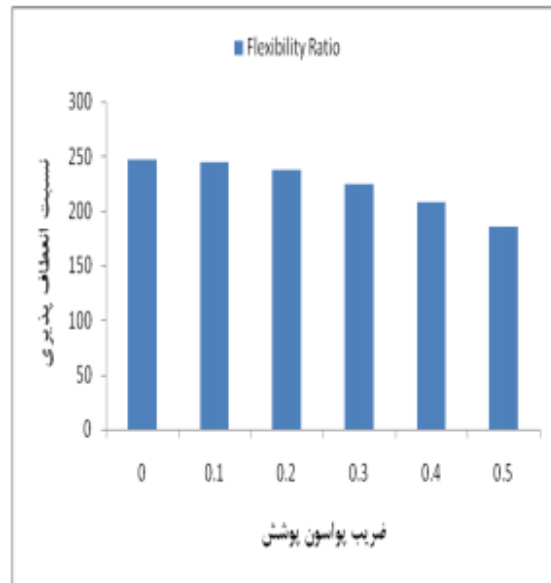
شکل ۵-۵۹- تغییر بیش‌ترین لنگر خمشی با پواسون پوشش



شکل ۵-۵۸- تغییر بیش‌ترین نیروی محوری با پواسون پوشش



شکل ۵-۶۱- تغییر نسبت تاشدگی با نسبت بواسون پوشش



شکل ۵-۶۰- تغییر نسبت انعطاف پذیری با نسبت بواسون پوشش

## ۵-۶- جمع بندی

برای انجام تحلیل دینامیکی فضاهای زیرزمینی بایستی ابتدا تحلیل استاتیکی انجام شود. پس از انجام تحلیل استاتیکی، بایستی تغییراتی شامل اعمال بارگذاری دینامیکی و اعمال شرایط مرزی جدید، بررسی میرایی مکانیکی اختصاص داده شده به مدل در داخل مدل صورت پذیرد. تمامی این موارد در این فصل بیان شده است. سپس تحلیل دینامیکی تونل خط ۲ مترو مشهد تحت بارگذاری زلزله با استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی انجام شده است. در نهایت تاثیر پارامترهای مختلفی مانند نسبت بواسون خاک، ضخامت پوشش تونل، شعاع تونل و ضریب بواسون پوشش بر بیشینه نیروی محوری، بیشینه لنگر خمشی، نسبت انعطاف پذیری و تاشدگی در اثر ارتعاش لرزه‌ای در شرایط بدون لغزش در روابط تحلیلی بیان شده است.

ع فصل ششم:

طراحی پوشش نهایی تونل مسیر خط ۲ قطار شهری مشهد

عموماً هدف از نصب، نگهداری و ایجاد پوشش در تونل‌ها، پایدارسازی زمین اطراف آن و تحت کنترل درآوردن نیروهای ناشی از حرکات زمین حفاری شده می‌باشد. لذا پوشش حفريات زیرزمینی بایستی طوری طراحی شود که هم بار استاتیکی ناشی از روبراه را تحمل کند و هم در مقابل تغییر شکل‌های بعدی که در اثر حرکات ناشی از زلزله به سازه اعمال می‌شود، پایدار باقی بماند. در این فصل با توجه به بارهای استاتیکی و دینامیکی وارد شده به بخش‌های مختلف پوشش تونل و به واسطه ترکیبات بارگذاری مختلف، بارهای نهایی وارد بر پوشش به دست آمده و در ادامه با استفاده از روش مقاومت نهایی و به کمک نمودار اندرکنش پوشش بتنی مسلح شده ساختگاه (نمودار اندرکنش نیروی محوری-خمشی پوشش تونل) به بررسی و کنترل پایداری پوشش بتنی پرداخته می‌شود.

#### ۱-۶-۲- بررسی پایداری نهایی تونل مسیر ۲ مترو مشهد

به منظور طراحی پوشش تونل‌ها، در عمل نیاز به تعیین نیروهای قبل از تحریک دینامیکی و نیروهای ناشی از تحریکات دینامیکی سازه می‌باشد. بارهای وارد بر پوشش تونل مسیر خط ۲ مترو مشهد شامل بار ناشی از وزن روبراه و همگرایی زمین (D) و بار ناشی از اثرات زلزله (EQ) می‌باشند. بنابراین با توجه به مقادیر نیروها و لنگر خمشی حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی (ارائه شده در جداول ۱-۴، ۴-۵ و ۵-۵) و همچنین با لحاظ ترکیبات بارگذاری بیان شده در روابط (۲-۱۰) و (۲-۱۲) می‌توان مقادیر نهایی نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی تحمل شده از سوی پوشش را ارزیابی کرد. این مقادیر برای ترکیب بارهای استاتیکی با هر کدام از بارهای لرزه‌ای ناشی از زلزله‌های MDE و ODE برای مقطع مورد مطالعه در جداول ۱-۶ و ۲-۶ درج شده است.

جدول ۱-۶- بار نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار زلزله MDE با استفاده از رابطه (۲-۱۰)

نقاط	ردیف	نیروی برشی (ton)	زمان (sec)	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)	زمان (sec)	ردیف	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)
A	۱	۷.۶۲	۵.۴۴	۶۹.۹۸	۱۴.۰۴	۱۰.۵	۹	۶۲.۲۶	۱۵.۵۱
B	۲	۱.۹۳	۵.۴۸	۱۰۷.۹۳	۱.۲۷	۳.۰۷	۱۰	۹۵.۷۱	۱.۵۳
C	۳	۲.۵	۸.۷۴	۱۱۶.۸۷	۱۹.۶۲	۱۰.۵	۱۱	۱۱۳.۳۸	۱۹.۶۳
D	۴	۸.۳۱	۴.۷۷	۱۰۹.۶۷	۱۳.۲۸	۴.۹۴	۱۲	۵۸.۹۱	۱۴.۲
E	۵	۵.۹۵	۷.۹۴	۹۵.۵۸	۳.۰۴	۹.۸۳	۱۳	۷۵.۶۲	۴.۹۷
F	۶	۱۱.۰۸	۴.۹۴	۱۲۲.۸۹	۱۱.۳۴	۹.۹۴	۱۴	۹۴.۷۸	۹.۰۳
G	۷	۲.۱۹	۴.۹۵	۱۱۴.۲۱	۷.۷۸	۴.۲۶	۱۵	۱۰۰.۱۳	۷.۸۵
H	۸	۱.۲۳	۴.۷۸	۱۰۹.۸۳	۰/۷۷	۴.۹۳	۱۶	۶۲.۷۹	۱.۰۱

جدول ۲-۶- بار نهایی وارد بر پوشش ناشی از بار استاتیکی و بار زلزله ODE با استفاده از رابطه (۲-۱۲)

نقاط	ردیف	نیروی برشی (ton)	زمان (sec)	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)	زمان (sec)	ردیف	نیروی محوری (ton)	نیروی خمشی (ton.m)
A	۱	۸.۴۵	۹.۵	۵۵.۱۴	۲۰.۹۴	۴.۸۸	۹	۶۴.۳۷	۱۷.۵۹
B	۲	۶.۷۲	۹.۵	۹۶.۵۲	۵.۶۱	۷.۹۷	۱۰	۱۰۵.۱۹	۳.۳۱
C	۳	۹.۵۲	۸.۷۵	۱۲۹.۱۱	۲۳.۶	۸.۷۴	۱۱	۱۳۱.۵۹	۲۳.۵۹
D	۴	۵.۶۶	۷.۴۸	۷۶.۶۳	۹.۲۵	۴.۷۹	۱۲	۱۲۰.۵۸	۷.۸
E	۵	۸.۲	۹.۵	۷۳.۹	۷.۵۴	۴.۹۳	۱۳	۹۴.۵۵	۰/۹۱
F	۶	۵.۵۵	۹.۵	۱۱۸.۰۵	۵.۸۲	۳.۰۷	۱۴	۱۳۶.۹	۱۲.۴۶
G	۷	۳.۶۱	۸.۸۸	۱۱۲.۰۳	۷.۳۳	۳.۰۸	۱۵	۱۲۶.۳۳	۶.۸۳
H	۸	۱.۲۳	۰/۰۴	۶۲.۱۳	۰/۷۵	۴.۷۸	۱۶	۱۰۷.۲۱	۱.۰۶

روش طراحی مقاومت<sup>۱</sup> که به نام روش مقاومت نهایی<sup>۲</sup> نیز خوانده می‌شود، ایجاب می‌کند که مقاومت طراحی یک عضو در هر مقطع (رابطه ۱-۶)، مساوی یا بیشتر از مقاومت لازم که تحت ترکیبات بار و با استفاده از ضرایب بار محاسبه می‌شود، باشد.

$$(۱-۶) \quad \text{ضریب بار} * \text{اثر بار بهره برداری} = \text{مقاومت لازم} > \text{ضریب کاهش مقاومت} * \text{مقاومت اسمی} = \text{مقاومت طراحی}$$

در رابطه (۱-۶) ضریب کاهش مقاومت یک ضریب کوچکتر از واحد است که برای جبران مسائلی از قبیل تغییرات احتمالی در مقاومت اعضا سازه، دقت پایین معادلات طراحی، درجه شکل پذیری و

<sup>۱</sup> Strength Design Method

<sup>۲</sup> Ultimate Strength Design Method

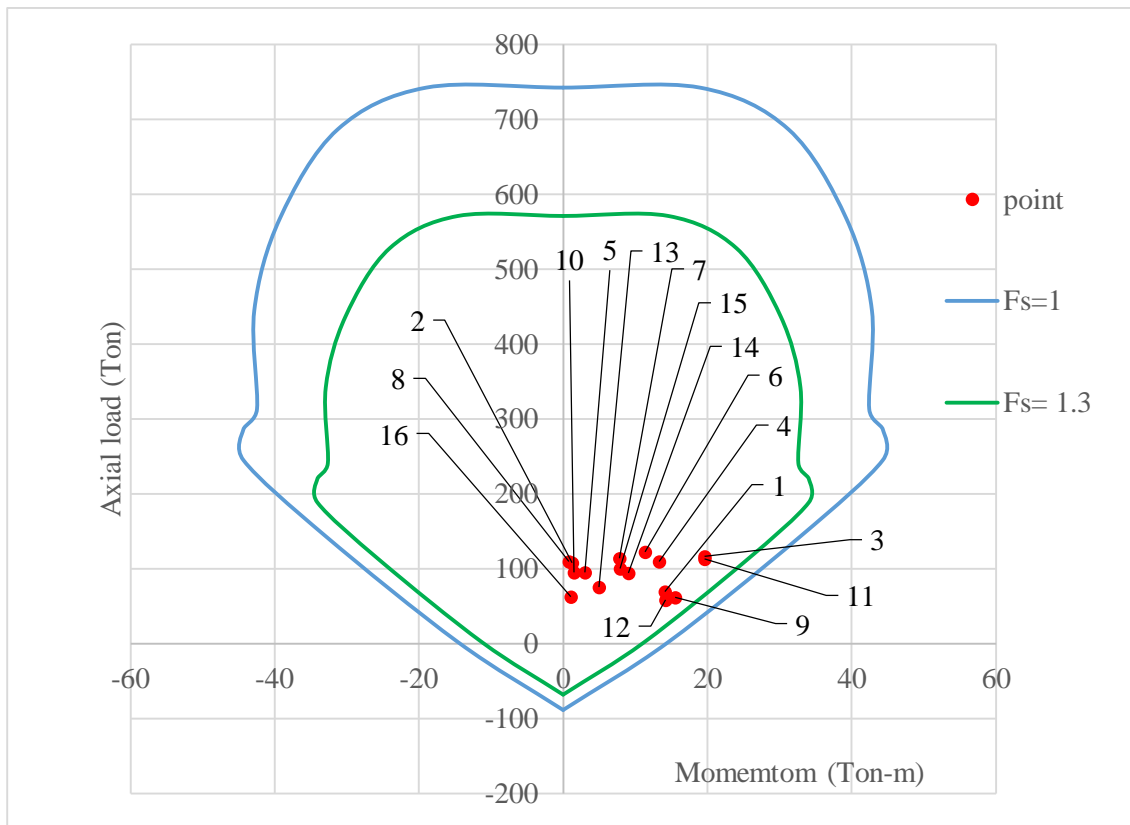
قابلیت مورد نیاز در اعضا سازه و اهمیت اعضا سازه در نظر گرفته می‌شود. مراحل تحلیل و طراحی در روش طراحی مقاومت به صورت زیر انجام می‌شود (مستوفی نژاد، ۱۳۸۶):

- بارگذاری: ترکیبات بارگذاری متفاوت براساس سطوح لرزه‌ای مختلف در جدول درج شده است.

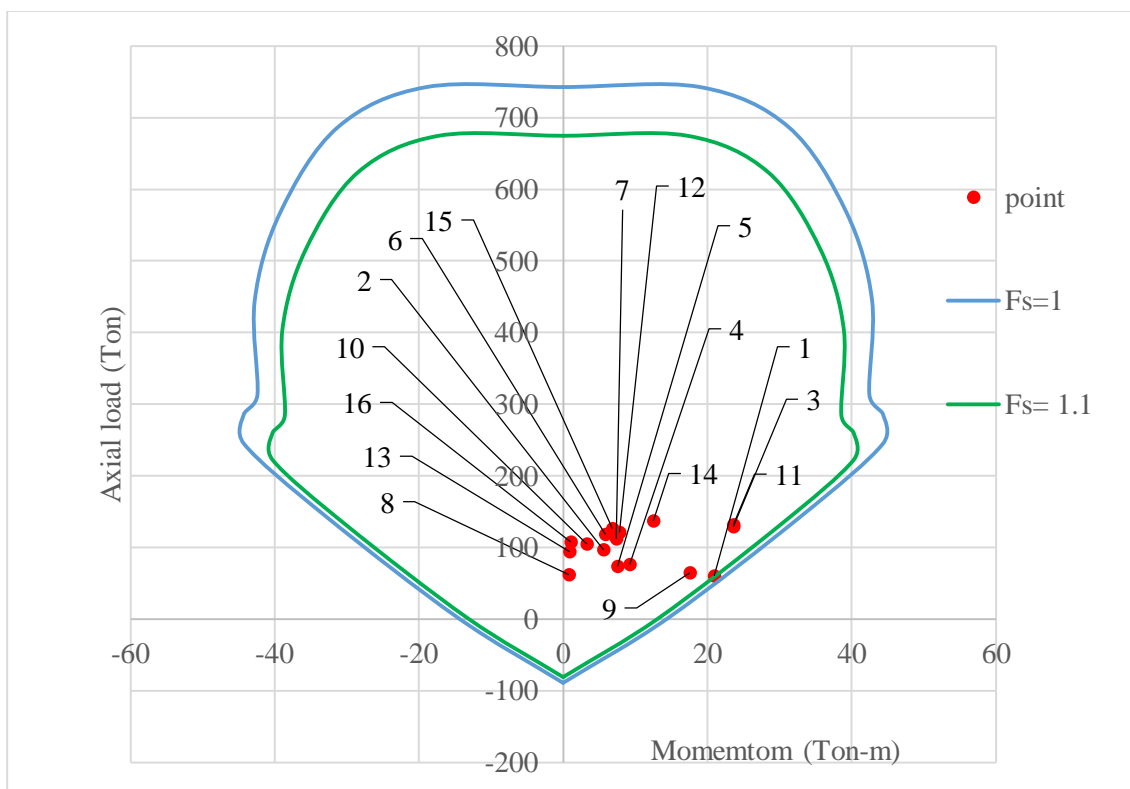
- تحلیل سازه و تعیین لنگرها و نیروهای داخلی: پس از اعمال بارهای ضریب‌دار سازه براساس روش تحلیل الاستیک خطی مورد آنالیز قرار گرفته و نیروهای داخلی مقاطع آن به دست می‌آید. به این نیروهای داخلی اصطلاحاً مقاومت لازم گفته می‌شود.

- تعیین ضریب کاهش مقاومت و طرح اجزا سازه: طرح اجزا سازه به صورتی انجام می‌شود که در مقاطع مختلف سازه مقاومت لازم کوچکتر یا مساوی مقاومت طراحی گردد. لذا با توجه به مقاومت برشی اسمی مقطع بتن مسلح یاد شده در بخش ۴-۲-۵-۲ (۶۷/۴۷۹ تن) و ضریب کاهش مقاومت ۰/۷۵ پیشنهاد شده در آیین‌نامه ACI 318-02 برای مقاطع بتن مسلح تحت برش، می‌توان به کافی بودن مقاومت برشی نهایی پوشش ( $50/61 \text{ ton} = 0/75 * 67/479$ ) در برابر بارهای القایی پی برد.

سپس با استفاده نمودار اندرکنش پوشش بتنی ساختگاه که توسط شرکت قطار شهری مشهد و با استفاده از نرم‌افزار sap بدست آمده است، مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در مقطع کنترل خواهد شد. مطابق با نیروهای محوری و لنگر خمشی اعمال شده به بخش‌های مختلف پوشش تونل در مقطع مورد مطالعه (جداول ۶-۱ و ۶-۲) و روند تشریح شده در پاراگراف قبلی، عملکرد مقطع بتن مسلح نشان داده شده در شکل‌های ۶-۱ و ۶-۲ توسط نمودار نیروی محوری- لنگر خمشی تهیه شده از قطار شهری مشهد مورد بررسی قرار گرفت.



شکل ۶-۱- عملکرد بخش‌های مختلف پوشش بتنی تحت بارگذاری زلزله MDE با استفاده از رابطه (۲-۱۰)



شکل ۶-۲- عملکرد بخش‌های مختلف پوشش بتنی تحت بارگذاری زلزله ODE با استفاده از رابطه (۲-۱۲)

### ۳-۶- جمع بندی

با توجه به نمودار اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی پوشش بتنی ساختمانی که در شکل‌های ۱-۶ و ۲-۶ نشان داده شده است، می‌توان استنباط نمود که سامانه نگهداری تونل خط ۲ قطار شهری مشهد در برابر ترکیبات بارگذاری سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE اهداف طراحی را برآورد کرده و عملکرد بسیار خوبی در حین وقوع زلزله‌های مذکور خواهند داشت.



۷ فصل هفتم:

جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و پیشنهادات

## ۷-۱- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

۱- با توجه به صرف هزینه‌های بالا احداث سازه‌های زیرزمینی و آسیب‌دیدگی‌هایی که در طول زمان گذشته در برابر بارهای لرزه‌ای متحمل شده‌اند، لذا مقاومت نسبی این سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای نباید توجیهی برای عدم طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی ایجاد نماید. بنابراین بایستی در زمان طراحی علاوه بر بارهای استاتیکی بارهای دینامیکی در نظر گرفته شوند.

۲- به منظور تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی می‌توان از روش پیشنهاد شده توسط حشاش و همکاران در سال ۲۰۰۱ استفاده کرد. این روش دارای سه مرحله اصلی شامل تعیین مشخصات لرزه‌ای منطقه، بررسی پاسخ زمین به امواج لرزه‌ای و ارزیابی رفتار سازه زیرزمینی در طی وقوع زلزله می‌باشد.

۳- سه نوع تغییر شکل شامل تغییر شکل‌های محوری، خمشی طولی و اعوجاج بیضی‌شدگی و تاشدگی در سازه‌های زیرزمینی تحت بارگذاری زلزله به وجود می‌آید.

۴- روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی شامل روش‌های تجربی، تحلیلی، شبه استاتیکی و روش‌های عددی می‌باشد.

۵- در شرایط بدون لغزش برای محاسبه نیروهای محوری وارد بر پوشش جداره تونل توصیه می‌شود که از روش تحلیلی پنزین استفاده نشود. به عبارت دیگر روش پنزین در محاسبه بیشینه نیروی محوری از تخمین کم‌تری نسبت به روش وانگ برخوردار است.

۶- در تمامی تحلیل‌ها با افزایش نسبت پواسون خاک، ضخامت پوشش و ضریب پواسون پوشش، نسبت انعطاف‌پذیری کاهش می‌یابد ولی با افزایش شعاع تونل این نسبت افزایش می‌یابد.

۷- در تمامی تحلیل‌ها با افزایش ضخامت پوشش و ضریب پواسون پوشش، نسبت تاشدگی کاهش می‌یابد ولی با افزایش شعاع تونل و نسبت پواسون خاک این نسبت افزایش می‌یابد.

۸- با توجه به گزارش لرزه‌خیزی منطقه، ساختگاه خط ۲ مترو مشهد دارای توان لرزه‌خیزی می‌باشد. بنابراین با توجه به لایه‌های خاک ساختگاه و عمق کم احداث آن ضروری است تا پوشش بتنی این

سازه برای پایداری طولانی مدت در مقابل بارهای استاتیکی و دینامیکی محتمل در ساختگاه مورد تحلیل و بررسی قرار گیرد.

۹- تحلیل استاتیکی تونل خط ۲ مترو مشهد در مقابل بارهای ناشی از وزن روباره، بار ترافیک و بار ناشی از ساختمان موجود در مقطع مورد مطالعه و همگرایی زمین اطراف تونل، نشان‌دهنده پایداری بسیار خوب پوشش بتنی مسلح تونل در برابر بارهای استاتیکی است.

۱۰- برای انجام تحلیل دینامیکی بایستی از خواص دینامیکی خاک استفاده کرد. به منظور نیل به این هدف در مقطعی که تحلیل لرزه‌ای انجام شده است، از داده‌های موجود آن میانگین‌گیری وزنی نموده و در تحلیل دینامیکی ساختگاه استفاده شده است.

۱۱- قبل از انجام تحلیل دینامیکی بایستی تغییراتی در مدل استاتیکی شامل بررسی ابعاد مش‌بندی، اعمال بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی انجام شود. همچنین بایستی شتاب‌نگاشت طرح مبنای منطقه برای دو سطح لرزه‌ای ODE و MDE مقیاس، فیلتر و اصلاح خط پایه شود.

۱۲- به منظور اعتبارسنجی تحلیل دینامیکی انجام شده توسط نرم‌افزار FLAC<sup>2D</sup> می‌توان از روش‌های تحلیلی وانگ و پنزین استفاده کرد که در تحقیق انجام شده مقادیر حاصل شده از مدل‌سازی عددی و روش‌های تحلیلی تناسب بسیار نزدیکی نسبت به هم دارند.

۱۳- کنترل پایداری نهایی سامانه نگهداری تونل خط ۲ مترو مشهد تحت بارگذاری متناسب با سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE و نمودار اندرکنش سامانه نگهداری، نشان‌دهنده برآورده شدن اهداف طراحی می‌باشد و عملکرد بسیار خوبی در حین وقوع زلزله‌های مذکور خواهد داشت و نیازی به تقویت سامانه نگهداری نمی‌باشد. ضریب ایمنی سامانه نگهداری برای سطوح طراحی لرزه‌ای ODE و MDE به ترتیب برابر ۱.۳ و ۱.۱ می‌باشد.

## ۲-۷- پیشنهادات

- پیشنهاد می‌شود مقاطع دیگری از مسیر تونل خط ۲ مترو مشهد در برابر بارهای لرزه‌ای توسط مدل‌سازی عددی دو بعدی انجام شود و به منظور اعتبارسنجی مدل‌سازی انجام شده در این تحقیق، این پروژه با استفاده از سایر نرم‌افزارهای مدل‌سازی مورد بررسی قرار گیرد و نتایج آن با نتایج به دست آمده از این تحقیق مقایسه گردد.
- خواص دینامیکی در این تحقیق با استفاده از میانگین‌گیری وزنی داده‌های مربوط به پروفیل خاک ساختگاه انجام شده است، بنابراین پیشنهاد می‌شود برای اطمینان بیشتر، تحلیل دینامیکی یک بار دیگر با استفاده از خواص به دست آمده از روی آزمایشات لرزه‌ای انجام شود.
- سامانه نگهدارای مسیر تونل خط ۲ مترو مشهد در این تحقیق به صورت یکپارچه مدل‌سازی شده است، بنابراین پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آینده به منظور مدل‌سازی پوشش متشکل از قطعات متعدد و به منظور تاثیر اتصالات طولی در حلقه‌های سامانه نگهداری از روش‌های مدل‌سازی سه بعدی استفاده شود.
- با توجه به اینکه در برخی از ایستگاه‌های مسیر تونل خط ۲ مترو مشهد سطح آب زیرزمینی به تراز کف تونل رسیده است، بایستی تحلیل دینامیکی متناسب با تغییرات فشار آب منفذی و تغییرات تنش موثر در ساختگاه صورت پذیرد.
- در این تحقیق تاثیرات مخرب بارهای دینامیکی ناشی از زلزله مورد بررسی قرار گرفته است، بنابراین پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی بارهای دینامیکی ناشی از حرکت قطار لحاظ گردد.

## فهرست منابع و مآخذ:

باباگلی ر، وهدانی ر و قدرتی امیری غ، (۱۳۹۲)، "ارزیابی تحلیلی تاثیر عوامل مختلف بر نیروهای وارد بر پوشش تونل مدور تحت بارگذاری لرزه‌ای، نشریه مهندسی تونل و فضاهاى زیرزمینی، شماره ۱، دوره ۲، ۱۰ ص.

باقرزاده ا، فردوسی ب، و ثوق ا، (۱۳۸۸)، "تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی به روش عددی با اعمال شتاب‌نگاشت (مطالعه موردی مترو اصفهان)"، هشتمین کنفرانس تونل ایران، ص ۲۱۰-۲۰۵، دانشگاه تربیت مدرس.

برگی خ. (۱۳۷۴)، "اصول مهندسی زلزله"، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه تهران، تهران، ۵۷۵ ص.  
دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، (۱۳۶۹)، "مهندسی زلزله و تحلیل سازه‌ها"، انتشارات سازمان برنامه و بودجه.

زارع رشکویی ح، (۱۳۸۶)، "تحلیل دینامیکی رفتار لرزه‌ای تونل‌های مترو"، دومین کنفرانس ملی بهسازی و مقاوم‌سازی ایران، ۹ ص، مرکز ملی مقاوم‌سازی ایران، کرمان.

صدقیانی م، حبیب‌بیگی ف، (۱۳۸۰)، "بررسی روش‌های تحلیل دینامیکی فضاهاى زیرزمینی مقاوم در برابر زلزله"، پنجمین کنفرانس تونل ایران، ص ۲۲۹-۲۱۹، دانشکده فنی دانشگاه تهران.

صراطی م، موسوی م، شریعت‌علوی ح و گلی ا، (۱۳۸۸)، "تحلیل دینامیکی تونل کمکی ابوذر در مقابل بارگذاری زلزله به روش عددی"، هشتمین کنفرانس تونل ایران، ص ۳۷۲-۳۶۷، دانشگاه تربیت مدرس.

فهیمی فر ا، (۱۳۸۲)، "تخمین خسارات ناشی از زلزله در تونل‌ها و فضاهاى زیرزمینی و روش مهار خرابی"، نشریه جاده، شماره ۴۸، ص ۸۱-۷۶.

کرامر ا، (۱۳۷۸)، "مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای"، ترجمه سید مجدالدین میرمحمد حسینی و بابک عارف‌پور، چاپ اول، انتشارات پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۹۳۲ ص.

گشتاسبی ک، (۱۳۸۷)، "مبانی روش‌های طراحی و احداث تونل‌های راه و راه‌آهن در مناطق لرزه‌خیز"، وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل و نقل، تهران.

مستوفی‌نژاد د، (۱۳۸۶)، "سازه‌های بتن آرمه"، جلد اول، چاپ چهارم، انتشارات اردکان دانش، ۷۲۰ ص.

مقدم ح، (۱۳۹۳)، "مهندسی زلزله-مبانی و کاربرد"، چاپ نهم، انتشارات کتاب دانشگاهی، تهران، ۱۰۹۵ ص.

مهندسین مشاور امید زیست پایدار، (۱۳۸۸)، "بررسی تحلیل خطر لرزه‌ای ساختگاه خط ۲ مترو مشهد".  
مهندسین مشاور ساحل، (۱۳۸۸)، "مطالعات ژئوتکنیک مسیر ساختگاه خط ۲ مترو مشهد".  
میرمیرانی ش، (۱۳۸۰)، "بررسی تاثیر زلزله بر تونل‌ها"، پنجمین کنفرانس تونل ایران، ص ۲۰۷-۲۰۱، دانشکده فنی دانشگاه تهران.

نیک‌اختر ل، فردوسی ب، عابدی ک، (۱۳۹۰)، "بررسی دینامیکی تونل خط یک مترو تبریز با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی (مطالعه موردی ایستگاه شماره ۱۳)"، اولین کنفرانس بین‌المللی ساخت و ساز شهری در مجاورت گسل‌های فعال، ۱۲ ص، تبریز.

نیکخواه م، (۱۳۷۹)، پایان‌نامه کارشناسی ارشد: "بررسی تاثیر بارهای لرزه‌ای بر روی پایداری تونل‌ها"، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس.

Arthe Civil & Structure B.V., (2010), "Structural Segment Design – Complete Line A<sub>2</sub>–L<sub>2</sub>", Report No ACS09203.E.05-R01–02, pp.301.

ASCE, (1974), "Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures", American Society of Civil Engineers, Los Angeles Section.

Bobet, A. (2003). "Effect of Pore Water Pressure on Tunnel Support During Static and Seismic Loading". Tunnelling and Underground Space Technology, 18(4), pp. 377-393.

Dowding, C.H. & Rozen, A., (1978), "Damage to rock tunnels from earthquake shaking", J. Geotech. Eng. Div., ASCE 104 GT2, pp.175-191.

Hashash, Y.M & Park, J., (2005), "Ovaling deformations of circular tunnels under seismic

loading, an update on seismic design and analysis of underground structures”, Pergamon, Tunneling and Underground Space Technology.

Hashash, Y.M., Hook, J. & Schmidt, B., (2001), “Seismic design and analysis of underground structures”, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.16 PP.247-293.

Hung, J., Monsees, J., Munfah, N. & Wisniewski, J., (2009), “**Technical Manual Design construction of Road Tunnels-Civil Elements**”, NO.FHWA-NH 1-10-034, pp 702.

Itasca Consulting Group, Inc, (2008), “FLAC2D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensions”, version 6, User's Manual.

JSCE, (1988), “Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan”, Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo.

Kuesel, T.R., (1969), “Earthquake Design Criteria for Subways”, J.Struct. Div, ASCE.95-ST: 1213-1231.

Monsees, J.E & Merritt, J.L., (1991), “Earthquake Consideration design of the Los Angeles metro”, proc.3rd US Conf. Lifeline Earthquake Eng.ASCE: 75-88, Newyork.

Okamoto, s, (1984), “Introduction to Earthquake Engineering”, University of Tokyo press, Tokyo, pp.29-40.

Park, K. H., Tantayopin, k., Tontavanich, B. & Owatsiriwong, A. (2009), “Analytical Solution for Seismic Induced Ovaling of Circular Tunnel Lining Under No-Slip Interface Conditions: A Revisit, Tunnelling and Underground Space Technology, 24(2),pp.231-235

Penzien, J. & Wu C.L. (1998), “Stresses in Lining of Bored Tunnels”, Earthquake Engineering & Structural Dynamic 27(3), pp. 283-300.

Penzien, J.(2000), “ Seismically Induced Racking of Tunnel Linings”, Earthquake Engineering & Structural Dynamic, 27(),pp.683-691.

Sakurai, S. (1997), “Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling”, Tunnelling and Underground Space Tech, Vol.12, No.4, pp.453-460.

Seismosoft, (2011), “Seismosignal”, version 4.3.0, [http:// www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com).

Sharma, S. & Judd, W.R., (1991), “Underground opening damagefrom earthquakes”, Eng. Geol, No 30, pp.263-276.

St. John, C.M., Zahrah, T.F., (1987), “A seismic design of underground structures”,

Tunneling Underground Space Tech, Vol.2, No.2, pp.165-197.

Wang, J.M (1985). "The Distribution of earthquake damage to underground facilities during the 1976 Tangshan earthquake", Earthquake spectra, vol.1, No.4

Wang, J.N., (1993), "Seismic Design of Tunnels: A State-of-the Art Approach, Monograph", Monograph 7, Parsons Brinkerhoff Quad and Douglas, Inc, New York, 147p.

Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C. & Huang, T.H., (2001), "Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake", Tunneling and Underground Space Technology, vol.16, No.2, pp.133-150.



## Abstract

Based on investigations and literature review, underground structures are safer than surface structures against earthquake. Because surface structures only in their lower level are connected to the ground and could freely vibrate, but underground structures since they are connected to surrounding environment show more resistant to vibration. Before 1995 the underground structures were not designed with taking into account the dynamic loads.

Nowadays, with the progress of technology, digging underground spaces is possible in many geological conditions. Considering the ongoing development especially in urban tunneling and underground spaces, it is necessary to be sure about dynamic behavior of these spaces against seismic loads. The aim of this study was to evaluate support system of circular tunnels built in the shallow areas of the city, against seismic loads. In this research as a case study, tunnel of Mashhad Metro Line 2 is analyzed. Since the tunnel located in soft ground environment, surroundings environment of tunnel considered as continuous and numerical analysis was conducted by Flac<sup>2D</sup> software. Then static modeling was conducted, changes included in the statistical model applied for new boundary conditions, dynamic loading, check the mechanical damping and natural frequency to make model for dynamic analysis. For dynamic tunnel analysis, earthquake load of operation Seismic Design (ODE) and maximize earthquake (MDE) is considered, taking into account various considerations. Site acceleration mapping of soil as a stress history is applied to the model.

In order to calibrate dynamic analysis of the relationship between Wang and Penzein analysis was used. That of the results obtained have shown would be a logical correctness. Finally, taking into account all static and dynamic forces and by factors related to levels of seismic design load combination ODE and MDE, system performance was analyzed kept running.

Analysis suggests proper operation and designed support system under different loading combination and design levels meets the design objectives and the need to strengthen the support system is not necessary. Safety factor of support system for designed seismic MDE and ODE is obtained respectively 1.3 and 1.1.

Keywords: Dynamic analysis; Flac<sup>2D</sup> Software ; Mashhad Metro Line 2; Seismic Loads.





**Shahrood University of Technology**  
**Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering**  
**M.Sc. Thesis in Rock Mechanics**

## **Dynamic Analysis of Second Line tunnel of Mashhad metro**

**By: Mojtaba Rajabzadeh Nesvan**

**Supvisores:**

**Dr. Hosein Mirzaei Nasirabad**

**Dr. Shokrollah Zare**

**Advisor:**

**Dr. Majid Nikkhah**

**February 2017**