

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

کاش در این رمضان لایق دیدار شوم

سحری با نظر لطف تو بیدار شوم

کاش منت بگذاری به سرم مهدی جان

تا که هم سفره‌ی تو سحطی افطار شوم



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

پایان نامه کارشناسی ارشد تونل و فضاهای زیرزمینی

بررسی اثر فصل مشترک بین پوشش بتنی و زمین تحت بارگذاری لرزه‌ای تونل‌های سنگی

فرزاد تیموری

استاد راهنما

دکتر شکرالزارع

دکتر محمد مینخواه

تایسان ۹۶

تقدیم بہ:

خوشید کرمانش مہربانی،

پدر عزیزم

وباع پر مہر سعادت،

مادر دلسوزم.

تقدیر و تشکر

الکون که در سایه لطف الهی این تحقیق به اتمام رسیده است، بر خود لازم می‌دانم به مصداق
«لم یشکر المخلوق لم یشکر الخالق» از زحمات بی‌دریغ اساتید ارجمند آقایان دکتر شکراله زارع و دکتر
مجید نیکخواه که هر یک به نحوی این جانب را در انجام این تحقیق یاری نمودند، صمیمانه تقدیر و تشکر کنم.
امید است که این کوشش باعث خوشودی حضرت حق گشته و برای جامعه‌ی اندیشمندان ایرانی مفید واقع

گردد.

چکیده

تاسیسات زیرزمینی جزء لاینفک جامعه‌ی مدرن بوده و برای کاربردهای متعددی مورد استفاده قرار می‌گیرد. با مرور موارد تاریخی اثرات زلزله بر روی چنین سازه‌ها، ملاحظه می‌شود نرخ خرابی آنها نسبت به سازه‌های سطحی پایین‌تر است. در عین حال در زلزله‌های اخیر مانند زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه‌ی ژاپن سازه‌های زیرزمینی دچار خسارت عمده‌ای شده‌اند. عمق قرار گیری و محیط دربرگیرنده در تحلیل‌های دینامیک جزء موارد مهم در طراحی تونل‌ها هستند. در این تحقیق ابتدا با بررسی عمق‌های مختلف از طریق نرم‌افزار FLAC^{3D} تحت بار دینامیکی ناشی از شتاب نگاشت کوبه‌ی ژاپن نشان داده شد که با افزایش عمق، جابجایی‌ها حول پوشش بتنی تونل کاهش یافته است ولی با مطالعه‌ی تحقیقات محققین همچون شارما و جوود، داودینگ و روزن مشاهده شد که در تونل‌های حفر شده در سنگ‌های میزان خسارت نسبتا بالا است از این رو تونل مورد نظر در این تحقیق در عمق ۶۰ متری از سطح زمین با سطح مقطع دایره‌ای و در یک محیط سنگی با سیستم نگهداری پیوسته بتنی فرض شده است. در این تحقیق راه‌حل‌های تحلیلی (بوبت، پارک و کوری‌گیلینو) و عددی (FLAC^{3D}) برای نیروی محوری و لنگر خمشی در پوشش تونل دایره‌ی به علت تغییر شکل تاشدگی تحت بارگذاری لرزه‌ای بررسی و اختلاف در میان راه‌حل‌های موجود در نیروی محوری و لنگر خمشی برای شرایط فصل مشترک بدون لغزش و لغزش کامل مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج بدست آمده نشان دادند که در حالت عدم لغزش مدل‌سازی عددی با روش‌های تحلیلی مطابقت خوبی داشته ولی در حالت لغزش کامل مدل‌سازی عددی با روش بوبت مطابقت داشته ولی از روش‌های تحلیلی پارک و کوری‌گیلینو مقادیر کمتری بدست آمده است. سپس تأثیر پارامترهای سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل در حالت‌های عدم لغزش، لغزش کامل و بین این دو حالت مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از مدل‌سازی نشان داد که این پارامترها روابط تحلیلی مدنظر قرار نگرفته است بسیار تأثیر گذار بوده و افزایش مقدار هر پارامتر باعث افزایش تنش ناشی از نیروی محوری و لنگر خمشی در پوشش بتنی شده است.

کلمات کلیدی: نیروی محوری، لنگر خمشی، بارهای لرزه‌ای، نرم‌افزار Flac^{3d}، عمق تونل، مدل‌سازی عددی، روش تحلیلی، تحلیل پارامتری.

فصل اول: کلیات تحقیق

- ۱-۱ مقدمه ۲
- ۲-۱ کلیات از سازه‌های زیرزمینی تحت بار لرزه‌ای ۲
- ۳-۱ اهمیت و ضرورت انجام تحقیق ۴
- ۴-۱ فصل‌بندی پایان‌نامه ۴

فصل دوم: سازه‌های زیرزمینی تحت بار لرزه‌ای

- ۱-۲ مقدمه ۸
- ۲-۲ مروری بر مطالعات انجام‌شده در مورد تأثیر زلزله بر تونل‌ها ۹
- ۱-۲-۲ مطالعات داودینگ و روزن (۱۹۷۸): ۹
- ۲-۲-۲ مطالعات اوکاموتو (۱۹۸۴) در کشور ژاپن ۱۲
- ۳-۲-۲ بررسی‌ها و مطالعات «شارما» و «جوود» (۱۹۹۱) ۱۳
- ۱-۳-۲-۲ میزان و وسعت خسارت ۱۴
- ۲-۳-۲-۲ ضخامت روباره ۱۴
- ۳-۳-۲-۲ نوع سنگ غالب ۱۵
- ۴-۳-۲-۲ سیستم نگهداری ۱۶
- ۵-۳-۲-۲ پارامترهای زلزله ۱۷
- ۴-۲-۲ بررسی‌های انجام‌شده در مورد آسیب‌های وارده در اثر زلزله (۱۹۹۹) تایوان ۱۸
- ۳-۲ مطالعات انجام‌شده در مورد فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل ۱۹
- ۴-۲ جمع‌بندی ۲۶

فصل سوم: روش‌های تحلیلی و طراحی تونل‌ها تحت بارگذاری لرزه‌ای

- ۱-۳ مقدمه: ۳۰

- ۲-۳ روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی..... ۳۰
- ۱-۲-۳ روش‌های تجربی..... ۳۰
- ۱-۱-۲-۳ بررسی صدمات وارده به تونل در اثر انتشار امواج لرزه‌ای..... ۳۱
- ۲-۱-۲-۳ صدمات ناشی از حرکت گسل در تونل‌ها..... ۳۳
- ۲-۲-۳ روش مدل فیزیکی..... ۳۴
- ۳-۲-۳ روش‌های فرم بسته..... ۳۴
- ۱-۳-۲-۳ روش‌های فرم بسته مبتنی بر تعیین تنش‌های مماسی و نرمال ناشی از بار دینامیکی..... ۳۵
- ۲-۳-۲-۳ طراحی لرزه‌ای تونل‌ها بدون در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین با پوشش بتنی..... ۳۶
- ۳-۳-۲-۳ طراحی لرزه‌ای تونل‌ها با در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین با سیستم نگهداری..... ۴۳
- ۴-۳-۲-۳ روش‌های فرم بسته مبتنی بر انتشار امواج لرزه‌ای..... ۴۸
- ۴-۲-۳ تحلیل شبه استاتیکی..... ۵۱
- ۵-۲-۳ روش‌های عددی..... ۵۱
- ۱-۵-۲-۳ کلیات طراحی عددی سازه‌های زیرزمینی:..... ۵۱
- ۲-۵-۲-۳ تحلیل شبه دینامیکی..... ۵۲
- ۳-۵-۲-۳ تحلیل دینامیکی..... ۵۳
- ۴-۵-۲-۳ معیارهای بارگذاری طراحی لرزه‌ای..... ۵۴
- ۶-۲-۳ راه‌حل‌های تحلیلی..... ۵۶
- ۱-۶-۲-۳ روابط پیشنهادی ونگ و همکاران (۱۹۹۳)..... ۵۸
- ۲-۶-۲-۳ روابط پیشنهادی پنزین (۲۰۰۰)..... ۶۲
- ۳-۶-۲-۳ روش پیشنهادی هشاش و همکاران:..... ۶۴
- ۴-۶-۲-۳ روش پیشنهادی پارک و همکاران (۲۰۰۹)..... ۶۵
- ۵-۶-۲-۳ روش و روابط پیشنهادی بوبت (۲۰۱۰)..... ۶۷
- ۶-۶-۲-۳ روش کوری‌گیلینو..... ۷۰
- ۳-۳ جمع‌بندی..... ۷۲

فصل چهارم: مدل سازی عددی تونل و محیط دربرگیرنده ی آن تحت بار زلزله

۱-۴	مقدمه	۷۴
۲-۴	معرفی نرم افزار FLAC ^{3D}	۷۴
۱-۲-۴	مدل سازی لرزه ای تونل ها در FLAC ^{3D}	۷۶
۲-۲-۴	شرایط مرزی در مسائل دینامیکی	۷۹
۱-۲-۲-۴	شرط مرزی آرام	۷۹
۲-۲-۲-۴	شرط مرزی بی نهایت	۸۰
۳-۲-۴	میرایی مدل عددی در مسائل دینامیکی	۸۰
۳-۴	مراحل حل مساله و مدل سازی استاتیکی در FLAC ^{3D}	۸۲
۱-۳-۴	ساخت هندسه مدل	۸۲
۲-۳-۴	انتخاب مدل ساختاری و تعیین خصوصیات مواد	۸۳
۳-۳-۴	مشخصات پوشش بتنی سازه زیرزمینی	۸۵
۴-۳-۴	شرایط اولیه و مرزی	۸۵
۵-۳-۴	برسی تعادل اولیه استاتیکی مدل	۸۶
۴-۴	فرایند مدل سازی دینامیکی	۸۶
۱-۴-۴	گذر امواج از داخل محیط	۸۷
۲-۴-۴	تعیین شرایط میرایی مدل	۸۸
۵-۴	بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی	۸۹
۶-۴	جمع بندی:	۹۱

فصل پنجم: تحلیل نتایج بردست آمده از روش های تحلیلی و روش عددی

۱-۵	مقدمه	۹۴
۲-۵	تأثیر عمق و تعیین عمق مورد مطالعه	۹۴
۳-۵	مقایسه نتایج عددی و تحلیلی	۹۶
۱-۳-۵	مقایسه نیروی محوری به دست آمده در مدل سازی عددی و تحلیلی	۹۷

۹۷.....	۱-۱-۳-۵	حالت عدم لغزش
۹۸.....	۲-۱-۳-۵	حالت لغزش کامل
۹۹.....	۲-۳-۵	مقایسه لنگر خمشی به دست آمده به مدل سازی عددی و تحلیلی
۹۹.....	۱-۲-۳-۵	حالت عدم لغزش
۱۰۰.....	۲-۲-۳-۵	حالت لغزش کامل
۱۰۲.....	۳-۳-۵	تحلیل پارامتری، پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل
۱۰۲.....	۱-۳-۳-۵	تأثیر سختی نرمال (KN) در انتقال نیروهای داخلی حاصل از مدل سازی عددی
۱۱۰.....	۲-۳-۳-۵	تأثیر سختی برشی KS در انتقال نیروهای داخلی
۱۱۶.....	۳-۳-۳-۵	تأثیر تغییر پارامتر چسبندگی بر روی نیروهای داخلی، تنش
۱۱۹.....	۴-۳-۳-۵	تأثیر تغییرات پارامتر زاویه اصطکاک
۱۲۵.....	۵-۳-۳-۵	تأثیر پارامتر مقاومت کششی در انتقال نیروها
۱۲۸.....	۴-۵	جمع بندی

فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهاد

۱۳۰.....	۱-۶	مقدمه
۱۳۰.....	۲-۶	نتیجه گیری
۱۳۳.....	۳-۶	پیشنهادها
۱۳۴.....		منابع و مراجع
۱۴۱.....		پیوست

فهرست شکل‌ها

- ۱-۲: نمادهای به‌کاررفته در روش تحلیلی انیشتین و شوارتز [۹]..... ۲۲
- ۲-۲: نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش [۱۲]..... ۲۲
- شکل ۳-۲: نمایی نیروهای وارده و پارامترهای پوشش بتنی در روش HRM [۱۹]..... ۲۴
- ۱-۳: صدمات وارده بر تونل و رابطه آن با (الف) بیشینه شتاب، (ب) بیشینه سرعت ذره‌ای در سطح [۳]..... ۳۲
- شکل ۲-۳: جهت انتشار موج هارمونیک سینوسی [۲۹]..... ۳۷
- شکل ۴-۳: محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل فرضی [۲۹]..... ۴۲
- شکل ۵-۳: محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل [۲۹]..... ۴۲
- شکل ۶-۳: (الف) نیروهای محیطی و لنگر ناشی از انتشار امواج عمود بر محور تونل. (ب) نیروهای وارده و لنگر خمشی ناشی از انتشار امواج در امتداد محور تونل [۲۹]..... ۴۴
- شکل ۷-۳: تونلی دایره‌ای شکل با نگهداری پوشش جداره در محیط [۳۱]..... ۴۹
- شکل ۸-۳: مدل‌سازی عددی و محاسبه تغییر شکل‌های به وجود آمده در اثر بارهای لرزه‌ای [۳۰]..... ۵۲
- شکل ۹-۳: رابطه‌ی بین نسبت انعطاف‌پذیری و ضریب پاسخ پوشش جداره در حالت Full-slip در نسبت‌های پواسون مختلف [۴]..... ۶۰
- شکل ۱۰-۳: رابطه‌ی بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف‌پذیری و نسبت K_2 برای نسبت‌های پواسون مختلف [۲۹]..... ۶۲
- شکل ۱۱-۳: رابطه‌ی بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف‌پذیری و نسبت K_2 برای نسبت‌های پواسون مختلف [۲۹]..... ۶۲
- شکل ۱۲-۳: شرایط بارگذاری در روش پارک و همکاران [۴۷]..... ۶۵
- شکل ۱۳-۳: تنش برشی اعمالی بر تونل دایره‌ای شکل در میدان آزاد [۴۸]..... ۶۷
- شکل ۱۴-۳: نیروهای داخلی فعال بر روی پوسته‌ی استوانه‌ای در شرایط کرنش صفحه‌ای [۱۲]..... ۷۰

- شکل ۱۵-۳: الگوریتم مراحل مدل‌سازی دینامیکی در FLAC^{3D} [۳۴]..... ۷۸
- شکل ۱۶-۳: رابطه‌ی ضریب میرایی رایلی با ضرایب میرایی متناسب با جرم و سختی [۳۴]..... ۸۲
- شکل ۱۷-۳: هندسه و شبکه‌بندی ساخته‌شده برای این تحقیق..... ۸۳
- شکل ۱۸-۳: نمودار نیروهای نامتعادل مدل ساخته‌شده در حالت استاتیکی..... ۸۶
- شکل ۱۹-۳: شتاب‌نگاشت اصلاح‌شده برای Kobe ژاپن..... ۸۹
- شکل ۲۰-۳: شرایط مرزی میدان آزاد در نرم‌افزار FLAC^{3D} [۳۴]..... ۹۰
- شکل ۲۱-۳: شرایط مرزی میدان آزاد برای کناره‌ها و گوشه‌های مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار FLAC^{3D}..... ۹۰
- شکل ۲۲-۳: نقاط انتخاب‌شده جهت قرائت پاسخ دینامیکی تونل..... ۹۵
- شکل ۲۳-۳: جابجایی کل در سقف و دیواره تونل در حالت دینامیکی..... ۹۵
- شکل ۲۴-۳: مقایسه‌ی تغییرات نیروی محوری در حالت عدم لغزش به دو روش تحلیلی و عددی..... ۹۷
- شکل ۲۵-۳: نیروی محوری بیشینه حول پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش..... ۹۸
- شکل ۲۶-۳: تغییرات مقادیر نیروی محوری در حالت لغزش کامل به دو روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی..... ۹۸
- شکل ۲۷-۳: نیروی محوری وارده بر پوشش بتنی تونل در حالت لغزش کامل..... ۹۹
- شکل ۲۸-۳: مقایسه‌ی تغییرات مقادیر لنگر خمشی در حالت عدم لغزش در دو روش تحلیلی و عددی..... ۱۰۰
- شکل ۲۹-۳: لنگر خمشی حول پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش..... ۱۰۰
- شکل ۳۰-۳: مقایسه‌ی تغییرات مقادیر لنگر خمشی در حالت لغزش کامل در دو روش تحلیلی و عددی..... ۱۰۱
- شکل ۳۱-۳: لنگر خمشی حول پوشش بتنی در حالت لغزش کامل..... ۱۰۱
- شکل ۳۲-۳: تغییرات نیروی محوری به‌دست‌آمده در حالت بدون لغزش حول سطح مقطع پوشش بتنی..... ۱۰۳
- شکل ۳۳-۳: توزیع نیروی محوری بر سطح مقطع پوشش بتنی به‌دست‌آمده از نرم‌افزار برای حالت $1KN$ ۱۰۴
- شکل ۳۴-۳: تغییرات لنگر خمشی در حالت عدم لغزش بر حسب تغییرات سختی نرمال..... ۱۰۴

- شکل ۳-۳۵: تغییرات تنش حول سطح مقطع پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش حاصل از مدل سازی ۱۰۵
- شکل ۳-۳۶: تغییرات نیروی محوری در حالت لغزش کامل نسبت به تغییرات سختی نرمال ۱۰۶
- شکل ۳-۳۷: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی نرمال در حالت لغزش کامل حول پوشش بتنی .. ۱۰۶
- شکل ۳-۳۸: تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی تونل در حالت لغزش کامل بر حسب تغییرات سختی نرمال .. ۱۰۷
- شکل ۳-۳۹: تغییرات نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی بین حالت عدم لغزش و لغزش کامل ۱۰۸
- شکل ۳-۴۰: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی نرمال در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل ۱۰۸
- شکل ۳-۴۱: تغییرات تنش محیطی بر حسب تغییرات سختی نرمال در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل .. ۱۰۹
- شکل ۳-۴۲: تغییرات نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی در حالت عدم لغزش با تغییر سختی برشی
..... ۱۱۰
- شکل ۳-۴۳: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی برشی حول سطح مقطع پوشش بتنی در حالت عدم
لغزش ۱۱۱
- شکل ۳-۴۴: تغییرات تنش بر حسب تغییرات سختی برشی حول پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش ۱۱۱
- شکل ۳-۴۵: تغییرات نیروی محوری بر حسب تغییرات سختی برشی در حالت لغزش کامل ۱۱۲
- شکل ۳-۴۶: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی برشی در حالت لغزش کامل ۱۱۳
- شکل ۳-۴۷: تغییرات تنش وارده به پوشش بتنی تونل بر حسب تغییرات سختی برشی در حالت لغزش کامل .. ۱۱۳
- شکل ۳-۴۸: تغییرات نیروی محوری در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل بر حسب تغییرات سختی برشی .. ۱۱۴
- شکل ۳-۴۹: تغییرات لنگر خمشی بین حالت های عدم لغزش تا لغزش کامل بر حسب تغییرات سختی برشی .. ۱۱۵
- شکل ۳-۵۰: تغییرات تنش اطراف پوشش بتنی بر حسب تغییرات سختی برشی بین حالت عدم لغزش و لغزش
کامل ۱۱۵
- شکل ۳-۵۱: تغییرات نیروی محوری بر حسب تغییرات چسبندگی در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل ۱۱۷
- شکل ۳-۵۲: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات چسبندگی در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل ۱۱۷

- شکل ۳-۵۳: تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی برحسب تغییرات چسبندگی حول سطح مقطع پوشش بتنی ۱۱۸
- شکل ۳-۵۴: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت عدم لغزش ۱۱۹
- شکل ۳-۵۵: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت عدم لغزش ۱۲۰
- شکل ۳-۵۶: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل ۱۲۱
- شکل ۳-۵۷: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل ۱۲۱
- شکل ۳-۵۸: تغییرات تنش برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل ۱۲۲
- شکل ۳-۵۹: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل ۱۲۳
- شکل ۳-۶۰: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل .. ۱۲۳
- شکل ۳-۶۱: تغییرات تنش برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت بین لغزش کامل و عدم لغزش ۱۲۴
- شکل ۳-۶۲: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات مقاومت کششی بین حالت عدم لغزش و لغزش کامل . ۱۲۵
- شکل ۳-۶۳: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات مقاومت کششی در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل ۱۲۶
- شکل ۳-۶۴: تغییرات تنش برحسب تغییرات مقاومت کششی در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل ۱۲۷

فهرست جداول

- جدول ۱-۲: خسارت ناشی از زلزله بر تونل‌هایی با پوشش‌های متفاوت [۳]..... ۱۲
- جدول ۲-۲: خسارت وارد بر تونل‌ها در محیط‌های مختلف [۳]..... ۱۳
- جدول ۳-۲: خلاصه‌های از اطلاعات مربوط به عمق روباره و خسارت وارده بر تونل‌ها [۳]..... ۱۵
- جدول ۴-۲: خلاصه‌های از ارتباط بین نوع سنگ دربرگیرنده تونل و خسارت وارده [۳]..... ۱۶
- جدول ۵-۲: خلاصه‌های از ارتباط بین پوشش بتنی و خسارت وارده بر تونل [۳]..... ۱۷
- جدول ۶-۲: خلاصه‌های از ارتباط بین فاصله از مرکز زلزله و خسارت وارده بر تونل [۳]..... ۱۷
- جدول ۱-۳: کرنش‌های به وجود آمده از انتشار امواج فشاری، برشی و ریلی [۲۹]..... ۳۸
- جدول ۲-۳: نسبت حداکثر دامنه‌ی سرعت ذره‌ای (متر بر ثانیه) بر شتاب ذره‌ای (g) [۲۹]..... ۴۰
- جدول ۳-۳: نسبت دامنه‌ی جابجایی ذره‌ای به شتاب ذره‌ای (g) [۲۹]..... ۴۱
- جدول ۱-۴: مشخصات خاک بر اساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۴۹]..... ۸۴
- جدول ۲-۴: خواص ژئومکانیکی لایه‌های مدل ساخته‌شده..... ۸۵
- جدول ۳-۴: پارامترهای پوشش تونل..... ۸۵
- جدول ۱-۵: جدول تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش ماکزیمم برای سختی نرمال..... ۱۰۹
- جدول ۲-۵: جدول تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات سختی برشی در حالت استاتیکی و دینامیکی..... ۱۱۵
- جدول ۳-۵: جدول تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات چسبندگی در حالت استاتیکی و دینامیکی..... ۱۱۸
- جدول ۴-۵: جدول تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات زاویه اصطکاک در حالت استاتیکی و دینامیکی..... ۱۲۴

جدول ۵-۵: تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات مقاومت کششی در حالت
استاتیکی و دینامیکی ۱۲۷

فصل اول

کلیات تحقیق

سازه‌های زیرزمینی جزء سازه‌های کاربردی در شبکه‌های حمل‌ونقل و خدماتی هستند (به‌عنوان مثال: تونل‌های راه و راه‌آهن، تونل‌های انتقال آب، مغارهای آبی، خطوط انتقال نفت و گاز طبیعی و غیره). نیاز رو به رشد برای بزرگ کردن شبکه‌های حمل‌ونقل و بزرگراه‌ها در سراسر جهان در سال‌های اخیر سبب افزایش نیاز به مطالعه‌ای آسیب‌پذیری سازه‌های زیرزمینی در مقابل زلزله شده است.

اهمیت این سازه‌ها باعث شده که آسیب‌پذیری این سازه‌ها در مقابل زلزله به یک موضوع حساس برای جوامع تبدیل شود. زمین‌لرزه‌ها نه تنها باعث مرگ انسان‌ها بلکه به زیرساخت‌های یک منطقه نیز آسیب می‌رساند. این آسیب‌ها می‌تواند اقتصاد یک منطقه را (هزینه‌های ناشی از تعمیر و بازسازی) تحت تأثیر قرار دهد، پس به دلیل کاهش خسارت به این سازه‌ها، کاهش خطر احتمالی^۱ و توجه به این سازه‌ها در مقابل بار زلزله ضروری است [۱].

۲-۱ کلیات از سازه‌های زیرزمینی تحت بار لرزه‌ای

سازه‌های زیرزمینی در مقایسه با سازه‌هایی که در سطح ساخته شده‌اند از آسیب‌پذیری کمتری در مقابل زلزله برخوردار هستند که به دلیل محصورشدگی کامل آن‌ها است؛ اما ممکن است احتمال خطر بالا باشد و حتی سطح پایین آسیب ممکن است شبکه‌ی گسترده‌ای از خسارت سرویس‌های خدماتی را تحت تأثیر قرار دهد. باین‌حال سازه‌های زیرزمینی را نمی‌توان به‌طور کامل از خطر تکانه‌های زمین‌مصون دانست، به‌عنوان مثال زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوبه (ژاپن)، ۱۹۹۹ چی چی (تایوان) و ۲۰۰۴ نیگاتا (ژاپن) که در آن‌ها چندین سازه‌ای زیرزمینی دچار خسارت‌های شدیدی شده‌اند. ویژگی‌های حرکت زمین در مجاورت منبع زلزله می‌تواند به‌طور قابل‌توجهی از آن در میدان دور، متفاوت باشد.

از این‌رو، تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی کار بسیار پیچیده‌ای است، چراکه شامل تعامل چندین رشته از جمله خاک، سنگ و دینامیک سازه، زمین‌شناسی ساختمانی، زمین‌ساخت لرزه‌ای و

^۱ Risk

مهندسی زلزله است. در نتیجه مهندسان اغلب عملکرد سازه‌های زیرزمینی تحت شرایط لرزه‌ای در مرحله‌ای طراحی مورد ارزیابی قرار نمی‌دهند [۱]؛ در حالت کلی روش‌های مختلف تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی بر اساس تئوری انتشار امواج در لایه‌های همگن، ایزوتروپ و الاستیک استوار هستند. این سازه‌ها را به دو صورت میدان آزاد و اندرکنش محیط-سازه در نظر می‌گیرد و کرنش‌های محوری، خمشی و برشی لحظه‌ای را در هر مقطع از سازه مدفون ناشی از امواج فشاری، برشی و سطحی تعیین می‌کند. همچنین لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری ایجاد شده در پوشش محاسبه می‌شود [۲].

در روش میدان آزاد، سازه انعطاف‌پذیر بوده و به‌طور هم‌زمان و هم‌اندازه با محیط اطراف جابجا می‌شود. ولی در روش اندرکنش محیط-سازه، سازه صلب بوده و به‌طور هم‌زمان و هم‌اندازه با محیط اطراف جابجا نمی‌شود که این اختلاف جابجایی، باعث اندرکنش بین محیط-سازه گردیده و می‌تواند خساراتی را در پوشش ایجاد کند. برای اینکه از میان دو روش، میدان آزاد و اندرکنش محیط-سازه یکی را انتخاب کرد، بایستی ابتدا صلب و یا منعطف بودن پوشش مشخص شود [۲] و [۳].

واکنش لرزه‌ای تونل‌ها در حالت کلی در سازه‌های زیرزمینی، به‌طور قابل‌توجهی نسبت به سازه‌های سطح زمین متفاوت است، به دلیل اینکه حجم کلی سازه در مقایسه با توده خاک و سنگ اطراف معمولاً کوچک‌تر است؛ بنابراین، پاسخ لرزه‌ای یک سازه‌ای زیرزمینی عمدتاً توسط پاسخ زمین‌های اطراف و تغییر شکل تحمیل زمین کنترل می‌شود [۱]. نیروی زلزله وارد بر سازه‌های سطحی متعارف اصولاً ناشی از اثرات اینرسی بر سازه است، ولی در سازه‌های زیرزمینی زلزله بیشتر از طریق تغییر شکل‌های اعمالی از طرف زمین بر سازه تأثیرگذار است. مشاهدات جمع‌آوری‌شده از عملکرد سازه‌های زیرزمینی طی زلزله‌های اخیر بیانگر این است که تونل‌های عمیق، نسبت به تونل‌های کم‌عمق در برابر زلزله ایمن‌تر بوده و در معرض آسیب‌پذیری کمتری قرار دارند. با توجه به گزارش‌های ارائه‌شده این سازه‌ها در برابر امواج دینامیکی به‌طور مطلق مصون نبوده و بروز آسیب و خسارت در آن‌ها کاملاً محتمل است؛ بنابراین، مقاومت نسبی سازه‌های زیرزمینی در برابر جابجایی زمین، دامنه حرکات، شتاب و سرعت زمین عموماً با زیاد شدن عمق، کاهش می‌یابد؛ به‌طوری‌که در مواردی شتاب زلزله در عمق بیش از ۵۰ متر، حدود ۴۱ درصد کاهش یافته است [۲].

۳-۱ اهمیت و ضرورت انجام تحقیق

در مطالعات انجام شده توسط محققین در سال‌های اخیر عموماً به بررسی پارامترهای عمومی زمین و پارامترهای زلزله و تأثیر فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل پرداخته شده است، از این رو این تحقیق بر آن دارد که به بررسی پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل تحت بار لرزه‌ای بپردازد. البته قبل از این کار ابتدا به بررسی تأثیر عمق قرارگیری تونل‌ها پرداخته شده، سپس با مطالعه‌ی تحقیقات تجربی که توسط محققین در مورد عمق قرارگیری تونل‌ها و نوع محیط دربرگیرنده انجام شده، عمق و نوع محیط قرارگیری تونل (محیط سنگی) تعیین می‌شود. سپس به مقایسه‌ی تنش ناشی از نیروی محور و لنگر خمشی روی سطح مقطع پوشش بتنی در روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی عددی صورت گرفته پرداخته شده و در نهایت، تحلیل پارامتری اثر پارامترهای فصل مشترک بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل بر روی تنش وارده بر پوشش بتنی مورد بررسی قرار گرفته است.

۴-۱ فصل‌بندی پایان‌نامه

در فصل اول مقدمه‌ی بر اثرات زمین‌لرزه‌ها و روش‌های مطالعه‌ی زمین‌لرزه‌ها و در کل اهمیت مطالعه‌ی اثرات زلزله بر سازه‌های زیرزمینی ارائه شده است.

در فصل دوم تاریخچه‌ی از مطالعات انجام شده بر روی تونل‌های تحت نیروهای زلزله و بررسی خسارات و علل خسارت‌های وارده، همین‌طور بررسی عمق قرارگیری تونل‌ها، نوع محیط دربرگیرنده تونل، گسل‌ها و ... سپس به مطالعه‌ی تاریخچه‌ی کارهای انجام شده بر روی فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل ارائه شده است.

در فصل سوم به مطالعه‌ی روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی، انواع روش‌های تحلیل لرزه‌ای شامل روش‌های تجربی، ریاضی، فیزیکی و عددی و همین‌طور معیارهای بارگذاری، محاسبه‌ی کرنش‌ها، تغییر شکل‌ها و لنگر خمشی به وجود آمده، طراحی لرزه‌ای تونل‌های دایره‌ای شکل و معرفی روش‌های تحلیلی به همراه روابط آن‌ها پرداخته شده است.

در فصل چهارم به معرفی نرم‌افزار مورد استفاده و نحوه‌ی تحلیل لرزه‌ای با نرم‌افزار مدل‌سازی عددی تونل و محیط دربرگیرنده آن توسط نرم‌افزار FLAC^{3D}، به شرح مراحل مدل‌سازی در حالت

استاتیکی و دینامیکی، تعیین خصوصیات محیط دربرگیرنده و تونل و تعیین شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی و در فصل پنجم به بررسی و مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی عددی و تحلیل پارامتری، پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل و درنهایت در فصل ششم نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادها پرداخته‌شده است.

فصل دوم

سابقه مطالعات پیشین تحلیل و
طراحی سازه‌های زیرزمینی تحت
بار زلزله

تأسیسات و فضاهای زیرزمینی جزء لاینفک جامعه‌ی مدرن بوده و برای کاربردهای متعددی مورد استفاده قرار می‌گیرد، شامل متروها و خطوط راه‌آهن، بزرگراه‌ها، انبار مصالح و انتقال آب و فاضلاب، تأسیسات زیرزمینی ساخته‌شده در نواحی متأثر از فعالیت زلزله باید در برابر هر دو بارگذاری استاتیکی و دینامیکی (زلزله) مقاومت کنند. با مرور موارد تاریخی اثرات زلزله روی این‌گونه از سازه‌ها ملاحظه می‌شود که نرخ خرابی آن‌ها نسبت به سازه‌های سطحی (روی زمین) پایین‌تر است. درعین حال در زلزله‌های اخیر مانند زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه ژاپن، زلزله‌های ۱۹۹۵ چی چی تایوان، زلزله‌های ۱۹۹۹ کوکائلی ترکیه، سازه‌های زیرزمینی دچار خسارت عمده‌ای شده‌اند؛ به‌طور کل طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های زیرزمینی برحسب تغییر شکل‌ها و کرنش‌های وارده بر سازه به‌وسیله محیط مجاور و اغلب به دلیل اندرکنش بین این دو توصیف می‌شود. در مقابل سازه‌های سطحی زمین برای نیروهای اینرسی ناشی از شتاب زمین طراحی می‌شوند.

ساده‌ترین روش چشم‌پوشی کردن از اندرکنش سازه‌ها زیرزمینی با محیط اطراف است. تغییر شکل‌های خاک یا سنگ حوضه آزاد یک رویداد لرزه‌ای اندازه‌گیری شده و سازه زیرزمینی مطابق با این تغییر شکل‌ها طراحی می‌شود. روش‌های دیگر که اندرکنش بین تکیه‌گاه‌های سازه و محیط اطراف را در نظر می‌گیرد شرح داده خواهد شد. در روش تحلیل شبه استاتیکی، تغییر شکل‌های زمین به‌صورت بار استاتیکی وارد شده و اندرکنش دینامیکی محیط - سازه زیرزمینی با به‌کارگیری ابزارهای عددی مانند روش‌های المان محدود و تفاضل محدود اجرا می‌شود [۲].

سازه‌های زیرزمینی دارای خصوصیتی هستند که رفتار لرزه‌ای آن‌ها را از سازه‌های سطحی زمین متمایز می‌کند، به‌طور عمده (۱) محاط کامل در خاک یا سنگ و (۲) طول قابل توجه آن‌ها (تونل‌ها).

بنابراین طراحی سازه‌های زیرزمینی جهت تحمل بارگذاری لرزه‌ای از طراحی لرزه‌ای سازه‌های سطحی زمین بسیار متفاوت است. این مطالعه بر تأسیسات زیرزمینی حجیم که به‌طور معمول در مناطق شهری مورد استفاده قرار می‌گیرند، متمرکز می‌شود، شامل تونل‌های طویل، سازه‌های کند و پوش و سازه‌های مدفون است.

تونل‌های طویل، سازه‌های زیرزمینی طولی هستند که در آن‌ها طول بسیار بزرگ‌تر از قطر مقطع عرضی است. این سازه‌ها را می‌توان در سه رده وسیع طبقه‌بندی نمود که هر یک دارای خصوصیات طراحی و روش‌های ساخت مجزا هستند:

۱- تونل‌های دایره‌ای^۱

۲- تونل‌های کند و پوش^۲

۳- تونل‌های لوله‌ای غوطه‌ور^۳

این تونل‌ها اغلب برای سازه‌های مترو، تونل‌های بزرگراه‌ها و کانال‌های بزرگ انتقال آب و فاضلاب مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۲-۲ مروری بر مطالعات انجام‌شده در مورد تأثیر زلزله بر تونل‌ها

تا قبل از اجرای متروی سریع‌السیر سانفرانسیسکو - بارت (BART) به دلیل عدم وجود اطلاعات اجرایی مناسب پیشرفت محدودی در اصول طراحی لرزه‌ای تونل‌های زیرزمینی صورت گرفته بود. همچنین کارهای تحقیقاتی محدودی به‌منظور ارائه یک‌راه حل عملی انجام‌شده بود. فقدان روش منطقی برای مهندسان و عدم وجود قوانین عملی سبب شده است که اقدامات گوناگونی توسط مهندسان مختلف انجام شود. برای مثال، در مناطق با لرزه‌خیزی بالا عده‌ای از بررسی مقاومت سازه‌های زیرزمینی با همان روش مرسوم برای سازه‌های سطحی و بدون تشخیص اینکه سازه‌های زیرزمینی به‌وسیله‌ی محیط دربرگیرنده تحت فشار قرار می‌گیرند انجام می‌دادند [۲]. در این بخش به بررسی مهم‌ترین مطالعات انجام‌شده در زمینه‌ی رفتار تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله پرداخته می‌شود.

۱-۲-۲ مطالعات داودینگ و روزن^۴ (۱۹۷۸):

به‌منظور درک بهتر اثر زلزله بر روی رفتار تونل‌ها، ۷۱ مورد تونل با مشخصات مختلف توسط

^۱- Bored or mined

^۲- Cut-and-cover

^۳- Immersed tube

^۴- Dowding_Rozen

داودینگ و روزن (۱۹۷۸) مطالعه شد. از این ۷۱ مورد، حد خسارت وارده بین ایجاد ترک تا مسدود شدن کامل تونل متغیر بوده است. این تونل‌ها در کالیفرنیا، آلاسکا و ژاپن بودند و در میان آن‌ها دو مورد قطری حدود ۲ متر و بقیه، قطرهای در حدود ۳ تا ۶ متر داشته‌اند. از بین ۷۱ مورد تونل مطالعه شده، گزارش‌های زمین‌شناسی تفصیلی و دقیق تنها برای ۲۳ مورد موجود است که ۱۲ مورد از تونل‌ها در سنگ‌های نسبتاً یکپارچه و ۱۱ مورد در سنگ‌های خرد و هوازده یا مناطق برشی قرار گرفته‌اند. تونل‌ها در بین سال‌های ۱۸۰۰ تا ۱۹۶۰ حفر شده‌اند و در نتیجه شامل انواع روش‌های حفر و نیز انواع پوشش‌ها هستند. این ۷۱ مورد شامل ۱۳ نوع مختلف زلزله بوده که بزرگی آن‌ها بین ۲/۸ تا ۸/۵ ریشتر است. عمق کانون زلزله‌ها بین ۱۳ تا ۴۰ کیلومتر است که در اعماق ۱۵ تا ۲۰ کیلومتر، بیشتر دیده شده است. ۶ مورد از زلزله‌ها در کالیفرنیا، ۶ مورد در ژاپن و یک مورد در آلاسکا روی داده است. بر اساس مطالعات انجام‌گرفته خسارت ناشی از زلزله در تونل‌ها را می‌توان به سه منطقه تقسیم کرد:

۱- منطقه بدون خسارت که در آن حرکات ضعیف رخ می‌دهد. در این حرکات ترک‌های جدید تازه‌ای ایجاد نمی‌گردد و ریزشی اتفاق نمی‌افتد.

۲- منطقه خسارت کم، شامل ریزش سنگ‌ها و تشکیل ترک‌های جدید است [۳].

۳- منطقه خسارت که در آن ریزش‌های بزرگ سنگ، ایجاد ترک‌های بزرگ و یا حتی ریزش و بسته شدن تونل مشاهده شده است. این چنین خساراتی بیشتر در ناحیه دهانه‌ی ورودی تونل‌ها دیده می‌شود. این تقسیم‌بندی‌ها، بر اساس حرکات ثبت و مشاهده شده در سطح زمین انجام شده است بر طبق این گزارش‌ها تا شتاب افقی $0.19g$ (با سرعت حداکثر زمین کمتر از ۲۰ سانتیمتر بر ثانیه) هیچ‌گونه گزارشی در مورد ریزش سنگ در تونل‌ها حتی در تونل‌های بدون پوشش و یا حتی ایجاد ترک در تونل‌های پوشش‌دار ثبت نشده است و تا شتاب $0.25g$ (با سرعت حداکثر زمین ۹۲ سانتیمتر بر ثانیه) فقط تعداد کمی ترک در پوشش تونل‌ها مشاهده گردیده است. بین شتاب‌های افقی $0.25g$ تا $0.52g$ تنها ریزش‌های موضعی گزارش شده که بیشتر در ارتباط با زمین‌لغزش یا در ارتباط با پوشش‌های آجری در تونل‌ها بوده است. عموماً اثر زلزله، به صورت حرکات متناوب و تکان‌های شدید زمین بروز می‌کند و از آنجائی که سازه‌های سطحی فقط در سطح تحتانی خود به زمین اتصال دارند، در برابر زلزله مقاومت کمتری داشته، ولی تونل‌ها به علت درگیری کامل با محیط اطراف خود، در برابر لرزش مقاوم هستند. پس بدیهی است شتاب‌های حداکثر روی سطح زمین که می‌تواند باعث خسارت

قابل توجه بر سازه‌های سطحی گردد، خسارات کمتری بر تونل‌ها وارد سازد. تحلیل‌هایی که در ذیل ارائه می‌گردد، خلاصه‌ای از مطالعات موردی است که توسط «داودینگ» و «روزن» مورد بررسی قرار گرفته‌اند:

۱) خسارت نزدیک دهانه‌ی ورودی تونل اطراف

بسیاری از حالت‌های خسارت مربوط به ناپایداری شیب‌های دهانه‌ی ورودی است؛ بنابراین، ضروری است تحلیل دینامیکی در مورد پایداری شیب‌های اطراف دهانه‌ی ورودی تونل‌ها انجام پذیرد. خسارت دهانه‌ی ورودی، در شتاب حدود $0.25g$ دارای اهمیت بوده و بیشترین خسارت نیز در شتاب بیشتر از $0.4g$ اتفاق افتاده است [۳].

۲) خسارت در زمین ضعیف

چندین مورد خسارت درون تونل، در شرایطی که در محیط سنگی یا خاکی ضعیف بوده‌اند، رخ داده است.

۳) خسارت تونل‌های کم‌عمق و با بارهای نامتقارن

تونل‌های عمیق در برابر زلزله ایمن‌تر و دارای آسیب‌پذیری کمتری نسبت به تونل‌های سطحی هستند. تونل‌های تحت یک‌بار متقارن که اندرکنش بین سنگ و پوشش را افزایش می‌دهد پایدارترند [۳].

۴) رفتار تشدید و بارگذاری دینامیکی

در فرکانس‌های بین ۱ تا ۱۰۰ هرتز مربوط به زلزله و آتشفشاری در فضاهای زیرزمینی پدید می‌آید تشدید مشاهده نمی‌شود [۳].

۵) تمرکز تنش دینامیکی ناشی از حرکات زمین

تمرکز تنش‌های دینامیکی که به‌واسطه‌ی برخورد امواج با تونل‌های بدون پوشش حاصل می‌گردد، معمولاً حداکثر ۱۰ تا ۲۰ درصد بزرگ‌تر از مقادیر استاتیکی است [۳].

۲-۲-۲ مطالعات اوکاموتو^۱ (۱۹۸۴) در کشور ژاپن

در زمان زلزله‌ی کانوتو (در سال ۱۹۲۳ با بزرگی ۱۶/۸ ریشتر)، از مجموع ۱۱۶ تونل راه‌آهن موجود در منطقه، ۸۲ مورد خسارت‌ها به شکل شکستگی بخش‌های دهانه و رودی، ترک یافتگی طولی و عرضی پوشش‌ها، پوسته‌شدن و تغییر شکل یافتگی متحمل شده‌اند. اوکاموتو (۱۹۸۴) بر اساس بررسی خسارات زلزله فوق، به نتایج زیر دست یافته است:

(۱) تونل‌هایی که در فاصله بیشتر از ۵۰ کیلومتر از کانون زلزله قرار گرفته‌اند، آسیب‌ن دیده‌اند.

(۲) در همه محیط‌ها اعم از خاکی، خاک و شن، سنگ درزه‌دار و سنگ نرم، خسارت در نواحی با پوشش ضخیم‌تر بیشتر از بخش‌هایی با پوشش نازک بوده است. در (جدول ۲-۱) نسبت خسارت ناشی از زلزله بر تونل‌هایی با پوشش‌های متفاوت ارائه گردیده است.

جدول ۲-۱: خسارت ناشی از زلزله بر تونل‌هایی با پوشش‌های متفاوت [۳]

نسبت خسارت	ضخامت پوشش
٪۸۲	۴۰ سانتیمتر
٪۳۸	۳۰ سانتیمتر
٪۱۶	۲۰ سانتیمتر

(۳) زمانی که نسبت خسارت بدون در نظر گرفتن ضخامت پوشش، تنها بر اساس محیط زمین‌شناسی مقایسه گردد، این نسبت به‌طور فزاینده‌ای از خاک یا خاک و شن به سنگ درزه‌دار، سنگ نرم و سنگ سخت کاهش می‌یابد. در (جدول ۲-۲) خسارت وارد بر تونل‌ها در محیط‌های مختلف ارائه شده است [۳].

^۱- Okamoto

جدول ۲-۲: خسارت وارد بر تونل‌ها در محیط‌های مختلف [۳]

نسبت خسارت	نوع سنگ
٪۱۶	سنگ سخت
٪۴۰	سنگ نرم
٪۴۴	سنگ درزه‌دار
٪۶۱	خاک یا خاک و شن

اوکاموتو (۱۹۸۴) سرانجام به این نتیجه رسید که ایمنی تونل‌ها در زمان وقوع زلزله به شرایط زمین ارتباط داشته، ولی شرایط ضعیف محیط دربرگیرنده تونل صرفاً با افزایش ضخامت پوشش، در برابر زلزله بهبود نمی‌یابد. موارد زیر جهت کاهش خسارت توسط «اوکاموتو» پیشنهاد شده است.

(۱) موقعیت تونل‌ها باید در مکانی انتخاب شود که بارها با خروج از مرکزیت کوچک باشند. طبق این نظریه، تونل‌ها در امتداد پای کوه‌ها بیشتر در معرض بارهای غیر هم‌مرکز هستند.

(۲) زمین‌های ریزشی و یا دارای پتانسیل ریزش باید تحکیم شوند.

(۳) پرشدگی پشت پوشش‌ها باید به اندازه‌ی کافی متراکم باشد تا از بارهای با خروج از مرکزیت جلوگیری شود. زمانی که در تاج تونل فضای خالی وجود داشته باشد، ترک یافتگی پوشش محتمل است و از این رو، باید به‌طور کامل با بتن پر گردد [۳].

۳-۲-۲ بررسی‌ها و مطالعات «شارما» و «جوود»^۱ (۱۹۹۱)

این دو محقق، ۱۹۲ مورد گزارش رفتار سازه‌های زیرزمینی را در خصوص ۸۵ زلزله در سراسر جهان مورد بررسی و تحقیق قرار دادند. ۷۱ مورد از گزارش‌ها مربوط به «داودینگ» و «روزن» (۱۹۷۸) است. این پژوهشگران یک بانک اطلاعاتی از داده‌های گردآوری شده جهت تعیین تأثیر عوامل مختلف، در پایداری فضاها و 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. عوامل مختلف عبارت از:

^۱- Sharma & Judd

✚ میزان و وسعت خسارت

✚ ضخامت روباره

✚ نوع سنگ غالب

✚ نوع سیستم نگهداری

✚ پارامترهای زلزله (بزرگی و فاصله مرکز زلزله)

حال به معرفی هر یک از این عوامل پرداخته می‌شود.

۱-۳-۲-۲ میزان و وسعت خسارت

انواع مختلفی از خسارت می‌تواند در فضاهای زیرزمینی که در معرض حرکات زلزله قرار دارند، رخ دهد. این خسارات ممکن است محدوده‌ی تغییر شکل موقتی هندسه فضا تا تخریب کامل فضا را شامل گردد. خسارت‌هایی به شرح ذیل در اثر وقوع زلزله گزارش شده‌اند:

➤ تغییر شکل مقطع و حفره

➤ سقوط سنگ از سقف

➤ تخریب و فروریختن دیواره یا سقف

➤ جابجایی در امتداد گسل‌های متقاطع

➤ پوسته‌شدن و ترک خوردن سنگ اطراف حفره

➤ اغتشاش و تغییر شکل نگهداری‌ها یا پوشش‌ها [۳].

لازم به ذکر است علی‌رغم آسیب‌دیدگی شدید دهانه‌ی ورودی تونل‌ها در اثر وقوع زلزله، این نوع خسارت در مطالعه «شارما» و «جوود» آورده نشده و این دو محقق آن را به‌عنوان یک ضرورت در طراحی سطحی منظور نموده‌اند.

۲-۳-۲-۲ ضخامت روباره

این پارامتر، از درجه اهمیت بالایی برخوردار است؛ زیرا که آسیب‌دیدگی‌های گزارش شده عموماً

با افزایش عمق فضای زیرزمینی کاهش می‌یابد. جدول (۲-۳) خلاصه‌هایی از عمق روباره و میزان خسارت مربوطه را برای ۱۹۲ مورد گزارش شده نشان می‌دهد [۳].

جدول ۲-۳: خلاصه‌های از اطلاعات مربوط به عمق روباره و خسارت وارده بر تونل‌ها [۳]

موارد آسیب‌دیده		وسعت خرابی				گروه‌بندی تونل‌ها بر اساس عمق روباره (m)
درصد از مجموع	درصد از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	کم	
۳۵	۵۸	۲۴	۱۰	۹	۱۴	<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	۱	۱	۰	۱۰۰۰-۱۵۰۰
۲۹	۴۵	۳۳	۷	۶	۱۴	نامشخص
-	-	۹۸	۲۲	۲۳	۴۹	مجموع

همان‌طوری که در جدول ملاحظه می‌گردد، غالباً در اعماق بیشتر از ۵۰ متر آسیب‌پذیری کم بوده و در اعماق بیشتر از ۳۰۰ متر نباید انتظار آسیب‌های سنگین را داشت. در اعماق کمتر از ۵۰ متر و تونل‌های سطحی، احتمال آسیب‌دیدگی بسیار زیادتر بوده به‌طوری‌که ۳۵٪ از فضاهای زیرزمینی آسیب‌دیده، در اعماق کمتر از ۵۰ متر قرار دارند.

۲-۲-۳-۳ نوع سنگ غالب

نوع سنگ جهت بررسی ارتباط احتمالی بین زمین‌شناسی و وسعت خرابی در مطالعه لحاظ شده است و به این منظور انواع سنگ‌ها به ۵ نوع، دسته‌بندی شده‌اند. جدول (۲-۴) تأثیر نوع سنگ در برگیرنده‌ی فضای زیرزمینی را در میزان خسارت نشان می‌دهد. همان‌طوری که در جدول ملاحظه می‌گردد، ۷۳٪ از فضاهای زیرزمینی آسیب‌دیده در سنگ‌های رسوبی واقع شده‌اند، باین‌وجود مواد واریزه تحت تأثیر زلزله خسارت بیشتری را متحمل گردیده‌اند [۳].

جدول ۲-۴: خلاصه‌های از ارتباط بین نوع سنگ دربرگیرنده تونل و خسارت وارده [۳]

موارد آسیب‌دیده		وسعت خرابی				گروه‌بندی تونل‌ها بر اساس
درصد از مجموع	درصد از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	کم	نوع سنگ
۱۶	۳۰	۳۵	۱	۵	۹	سنگ ناشناخته
۳۱	۷۳	۱۱	۴	۶	۱۹	رسوبی
۱۶	۴۲	۲۱	۷	۳	۵	آذرین
۱	۱۱	۸	۱	۰	۰	دگرگونی
۱۲	۷۹	۳	۳	۴	۴	واریزه ^۱
۲۴	۵۳	۲۰	۶	۵	۱۲	نامشخص
-	-	۹۸	۲۲	۲۳	۴۹	مجموع

۲-۲-۳-۴ سیستم نگهداری

در این بخش، تأثیر پوشش بتنی بر نوع خسارت مقایسه شده است. نتایج این سنجش در جدول (۲-۵) ارائه شده است؛ بر اساس نتایج جدول (۲-۵) نسبت خسارت، برای فضاهای زیرزمینی بدون پوشش بیشتر از فضاهایی است که پوشش بتنی در آن‌ها نصب شده است. این امر، ممکن است به دلیل شرایط ضعیف زمین باشد که نصب پوشش بتنی در آن ضروری بوده است. بیشترین خرابی گزارش شده، (۴۲٪) از مجموع گزارش‌ها مربوط به فضاهای بدون پوشش بوده و آسیب‌پذیرترین پوشش بتنی چوب‌بست است [۳].

^۱ - Colluviums

جدول ۲-۵: خلاصه‌های از ارتباط بین پوشش بتنی و خسارت وارده بر تونل [۳]

موارد آسیب‌دیده		وسعت خرابی				گروه‌بندی تونل‌ها بر اساس سیستم نگهداری
درصد از مجموع	درصد از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	کم	
۴۲	۳۸	۶۶	۷	۱۲	۲۱	بدون پوشش ^۱
۳	۱۰۰	۰	۱	۱	۱	چوب‌بست ^۲
۱۴	۷۶	۴	۲	۳	۸	مصالح بنای/آجر ^۳
۱۶	۷۹	۶	۸	۲	۸	بتن
۹	۸۹	۱	۳	۱	۴	بتن مصالح
۱۳	۳۶	۲۱	۱	۴	۷	نامشخص
-	-	۹۸	۲۲	۲۳	۴۹	مجموع

۲-۲-۳-۵ پارامترهای زلزله

مهم‌ترین پارامترهای در نظر گرفته‌شده در این خصوص عبارت‌اند از:

- بزرگی زلزله
- فاصله از مرکز زلزله

تأثیر فاصله از مرکز زلزله بر میزان خسارت در جدول (۲-۶) نشان داده‌شده است.

جدول ۲-۶: خلاصه‌های از ارتباط بین فاصله از مرکز زلزله و خسارت وارده بر تونل [۳]

موارد آسیب‌دیده		وسعت خرابی				گروه‌بندی تونل‌ها بر اساس فاصله از مرکز زلزله (کیلومتر)
درصد از مجموع	درصد از گروه	هیچ	زیاد	متوسط	کم	
۵۳	۷۱	۲۰	۷	۱۳	۳۰	۰-۲۵
۱۸	۴۲	۲۵	۸	۷	۲	۲۵-۵۰

^۱ - Unlined

^۲ - Masonry

^۳ - Timber

۱۴	۳۳	۲۶	۲	۱	۱۰	۵۰-۱۰۰
۴	۳۱	۹	۱	۱	۲	۱۰۰-۱۵۰
۱	۱۴	۶	۰	۰	۱	۱۵۰-۲۰۰
۰	۰	۳	۰	۰	۰	۲۰۰-۳۰۰
۱۰	۵۰	۹	۴	۱	۴	نامشخص
-	-	۹۸	۲۲	۲۳	۴۹	مجموع

همان طوری که انتظار می‌رود، بیش از نیمی از خسارات مربوط به زلزله‌ها، بافاصله مرکزی کمتر از ۲۵ کیلومتر بوده است و تقریباً ۷۵ درصد از موارد آسیب‌دیده، ۵۰ کیلومتر تا مرکز زلزله فاصله داشته‌اند؛ بنابراین، بدیهی است با کاهش فاصله از مرکز زلزله و افزایش بزرگی زلزله، آسیب‌پذیری سازه بیشتر خواهد بود. درنهایت «شارما» و «جوود» بر اساس گزارش‌ها جمع‌آوری شده و تحلیل‌های آماری، نتیجه‌گیری کاربردی زیر را ارائه نمودند:

✚ آسیب‌دیدگی و خرابی با افزایش عمق روباره کاهش می‌یابد.

✚ خسارت ممکن است با شتاب حداکثر زمین بر اساس بزرگی و فاصله‌ی کانونی زلزله ارتباط داده شود.

✚ سازه‌های زیرزمینی واقع در واریزه‌ها خسارت بیشتری را نسبت به سازه‌های واقع در سنگ سالم متحمل می‌شوند.

✚ آسیب‌پذیری یک سازه را می‌توان برحسب عمق روباره و پارامترهای زلزله منطقه ارزیابی نمود.

✚ با بانک اطلاعاتی محدود، هیچ روند مناسبی را نمی‌توان برای اشکال مختلف نگهداری ارائه کرد [۳].

۲-۲-۴ بررسی‌های انجام‌شده در مورد آسیب‌های وارده در اثر زلزله (۱۹۹۹) تایوان

در سال ۱۹۹۹ در تایوان زلزله‌ای رخ داد که در این زلزله به تعداد زیادی از سازه‌های زیرزمینی آسیب‌های مختلفی وارد شد. با جمع‌بندی آسیب‌های وارده به ۵۷ تونل که عمدتاً در کوه‌پایه‌های

سنگی حفر شده بودند، می توان به نتایج زیر رسید:

- بیشتر صدمات اصلی وارده به تونل‌ها، در کمرباطین گسل اصلی بوده است.
- بیشتر صدمات وارده، در تونل‌های مشرف به دامنه‌های سنگی و دهانه‌ی ورودی تونل‌ها روی داده است.
- در آسیب‌های وارده به نگهداری اصلی تونل‌ها فاصله تونل‌ها از کانون زلزله و نوع نگهداری تونل‌ها (مسلح نمودن نگهداری‌ها) مؤثر است [۴].

۳-۲ مطالعات انجام شده در مورد فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل

یکی موارد مهم در طراحی تونل‌ها توجه به فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل است از این رو راه‌حل‌های فرم بسته^۱ و روش‌های عددی درک درست از گسترش تنش‌ها و جابجایی‌ها که هنگام حفاری تونل‌ها و زلزله‌ها رخ می‌دهد، در اختیار ما قرار می‌دهند. طبق نظر پک^۲ سه مساله اصلی که در طراحی و حفر تونل باید مدنظر قرار گیرند عبارت‌اند از: (۱) حفظ پایداری تونل در طول مدت‌زمان عملیات حفاری، (۲) کاهش اثرات مخرب زیست‌محیطی ناشی از حفر تونل و (۳) کارایی مناسب تونل در طول مدت‌زمان بهره‌برداری از میان سه مساله مذکور، مورد اول ارتباط مستقیمی با طراحی مناسب پوشش بتنی تونل دارد؛ بنابراین، یکی از مهم‌ترین ارکان طراحی تونل‌ها، طراحی پوشش بتنی است [۵]. کارنز تورس و همکارانش^۳ معتقدند که تعیین نیروهای داخلی پوشش بتنی یکی از مهم‌ترین مشکلات طراحی تونل است. به دلیل عدم قطعیت در تعیین خواص مقاومتی زمین، توزیع مجدد تنش (که وابسته به تغییر شکل زمین در مرحله قبل و بعد از نصب پوشش بتنی است) و تفاوت در روش‌های اجرا، تعیین نیروهای داخلی پوشش بتنی مشکل است. به همین دلیل اکثر تونل‌ها به صورت محافظه‌کارانه طراحی و اجرا می‌شوند. روش‌های موجود برای تعیین نیروهای داخلی پوشش بتنی به ۴ دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

- روش‌های تجربی و نیمه تجربی
- مدل‌های حلقه و صفحه^۴

^۱- Close-Form

^۲- Peck

^۳- Carranza-Torres

^۴- Models Ring and Plate

• مدل‌های حلقه و فنر^۱

• روش‌های عددی^۲.

راه‌حل‌های حل دقیق برای فهم مکانیزم توسعه تنش و تغییر شکل ناشی از حفر تونل مورد استفاده قرار می‌گیرند. علاوه بر این با استفاده از این روش‌ها می‌توان روابط پایه‌ای بین متغیرهای مختلف مانند رابطه بین میدان تنش - جابجایی و روابط بین نیروهای داخلی پوشش بتنی و پارامترهای مکانیکی زمین و پوشش بتنی را تعیین نمود [۶]. مویروود^۳ معتقد بود روش‌های موجود در آن دوره مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی را بسیار محافظه‌کارانه و بسیار بالای ارائه می‌دادند به همین علت با فرض عدم وجود تنش برشی بین زمین و پوشش بتنی، تغییر شکل بیضوی پوشش بتنی تونل‌های دایره‌ای شکل در محیط الاستیک و شرایط کرنش صفحه‌ای، روابطی برای تعیین بیشینه نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش بتنی ارائه نمود. [۵].

کورتیس^۴ نیز در سال ۱۹۷۶ با استفاده از روشی مشابه روش مویروود و با در نظرگیری تنش برشی بین زمین و پوشش بتنی روابطی برای تعیین بیشینه نیروی محوری و لنگر خمشی به وجود آمده در پوشش بتنی ارائه نمود. [۷]. انیشتین و شوارتز^۵ با فرض شرایط کرنش صفحه‌ای، پوشش بتنی به صورت پوسته جدار ضخیم و زمین دربرگیرنده تونل به صورت الاستیک، نامحدود همسانگرد و همگن، روابطی برای برآورد نیروهای داخلی پوشش بتنی ارائه نمودند که به دلیل سادگی، این روش به طور گسترده‌ای توسط مهندسیین مورد استفاده قرار گرفته است [۸]. برای شناخت رفتار تونل‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای، نیازی نیست که تونل در معرض شتاب‌نگاشت خاصی قرار گیرد و رفتار آن‌ها ارزیابی گردد، چون این کار نیازمند صرف هزینه بالایی است از این رو محققین معتقدند می‌توان بار معادل برشی را بر مرزهای محدوده مورد نظر اعمال کرد و اعوجاج و بیضی شدگی تونل را اندازه‌گیری و بر اساس آن نیروهای وارد بر پوشش را به دست آورد [۹]. این مسیری است که اغلب محققین برای رسیدن به نیروی پوشش آن را طی کرده‌اند. برای مثال: پنین^۶ راه‌حل‌های فرم بسته الاستیک برای نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش تونل در اثر تغییر شکل‌های تاشدگی ارائه کردند و همین‌طور یک روش تحلیلی برای ارزیابی تغییر شکل‌های تاشدگی تونل‌های دایره‌ای ارائه

^۱- Ring and Spring Model

^۲- Kim & Eisenstein

^۳- Muirwood, A. M.

^۴- Curtis

^۵- Einstein and Schwartz

^۶- Penzien

کرده‌اند که کارهای قبلی را تکمیل می‌کند. جهت ارزیابی کرنش زاویه‌ای سازه، یک نسبت تاشدگی (اعوجاج) پوشش-خاک به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta d_{free-fild}} \quad (1-2)$$

$\Delta_{structure}$: تغییر شکل تاشدگی سازه $\Delta d_{free-fild}$: تغییر شکل برشی میدان آزاد
(m) (m)

در مورد تونل‌های دایره‌ای، R نسبت تغییر شکل قطری پوشش به تغییر شکل نظیر در حالت میدان آزاد است. [۱۰] و [۱۱]. روابط به دست آمده برای به دست آوردن نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در فصل سوم به تفصیل توضیح داده خواهد شد.

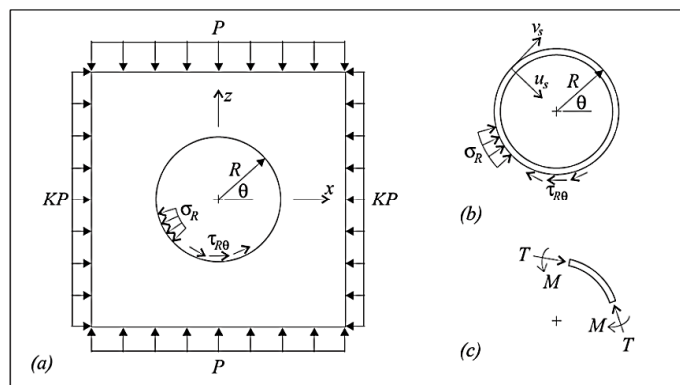
انیشتین و شوارتز^۱ (۱۹۷۹) با فرض اینکه توده‌ی زمین به صورت یک محیط الاستیک، نامحدود، ایزوتروپ و همگن با تنش قائم اولیه P و تنش افقی اولیه KP رفتار می‌کند و اینکه پوشش تونل به صورت یک پوسته جدار ضخیم که هم تغییر شکل خمشی و هم تغییر شکل جانبی دارد، روش خود را توسعه دادند. آن‌ها با استفاده از دو پارامتر بدون بعد نسبت انعطاف پذیری^۲ و تراکم پذیری^۳، سختی نسبی توده زمین و پوشش تونل را به یکدیگر ارتباط دادند. توسعه‌ی روش سختی نسبی انیشتین-شوارتز بر اساس سه مرحله اصلی استوار است:

- ۱) محاسبه تغییر مکان‌های میدانی اولیه در توده زمین‌شناسی از تنش‌ها در محل
- ۲) محاسبه‌ی تنش کل و افزایش تغییر مکان میدانی در زمین پس از حفاری و تنش‌های تماسی در سطح مشترک پوشش بتنی-زمین. شرایط مرزی در سطح مشترک پوشش بتنی-زمین شامل لغزش کامل و عدم لغزش است.
- ۳) محاسبه‌ی نیروهای داخلی پوشش که به واسطه‌ی تنش‌های تماسی در سطح مشترک پوشش بتنی-زمین ایجاد می‌شوند [۹].

^۱- Einstein, H.H. and Schwartz

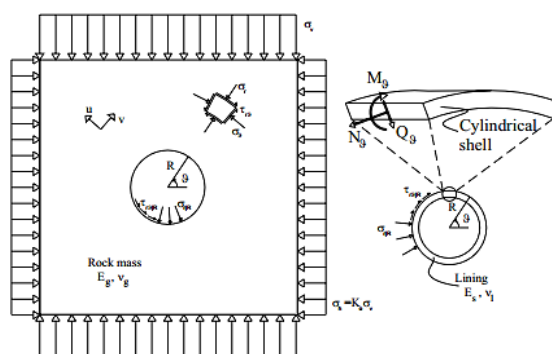
^۳ - compressibility coefficient

^۲ - Flexibility coefficient



۱-۲: نمادهای به کاررفته در روش تحلیلی انیشتین و شوارتز [۹]

روش تحلیلی ونگ^۱ (۱۹۹۳) بر اساس حل روابط ایری برای پوشش دایره‌ای در شرایط استاتیکی به دست می‌آید. سپس با جایگزین کردن بار زلزله به صورت تنش برشی خالص (γ_{max}) روابط مربوط به تغییر شک نیروی محوری و لنگر خمشی در پوشش به دست می‌آیند. شکل (۲-۳) نیروها را در پوشش تونل نشان می‌دهد. روابط برای دو حالت لغزش کامل و بدون لغزش به دست آورده‌اند که در فصل سوم آورده شده است.



۲-۲: نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش [۱۲]

هشاش و همکارانش^۲ (۲۰۰۱ و ۲۰۰۵) اختلاف مهمی را بین راه‌حل‌های آقای ونگ و پنزین در محاسبه نیروها در پوشش تونل معرفی کردند که با یک مدل‌سازی عددی مقایسه شده بودند. بوبت^۳ نیز در سال ۲۰۰۳ روابط استاتیکی انیشتین و شوارتز را برای تعیین بارهای لرزه‌ای در پوشش تونل‌ها گسترش داد. راه‌حل تحلیلی دیگری معطوف به PTTO در سال ۲۰۰۹ توسط پارک و همکارانش ارائه

^۱- Wang

^۳- Bobet

^۲- Hashash and et al

شد که با استفاده از ضریب انعطاف پذیری فنری به محاسبه روابط بین جابجایی‌ها و نیروهای بین پوشش بتنی - خاک پرداخته است [۱۳].

در سال ۲۰۰۰ کریزهنر و روزن هوس^۱ پاسخ دینامیکی سنگ‌های اطراف تونل را هنگام وقوع زلزله با استفاده از روش تفاضل محدود (FLAC2d) تحلیل کردند به این نتیجه رسیدند که تنش‌های القایی به‌وسیله‌ی زلزله مورد مطالعه، معمولاً بسیار کوچک‌تر از تنش مقاومتی سنگ‌های اطراف تونل می‌باشند که در کل منجر به ایمنی بالای تونل در برابر زلزله می‌شود [۱۴]. گیاناکوی و همکارانش^۲ (۲۰۰۵) پاسخ دینامیکی تونلی که در معرض ارتعاش لرزه‌ای قرار گرفته بود را با استفاده از روش تفاضل محدود آنالیز کردند و نتایجی مانند ماکزیمم لنگر خمشی، ماکزیمم نیروی محوری و اختلاف جابجایی ماکزیمم بین سقف و کف تونل را به دست آوردند [۱۵].

یاری‌وند و پاک‌باز (۲۰۰۵) به آنالیز دوبعدی تونلی دایره‌ی در برابر بارگذاری زلزله با استفاده از نرم‌افزار CA۲ پرداختند و نتیجه‌ی کار آن‌ها تأثیر شتاب ماکزیمم بر روی ممان خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری که با افزایش شتاب ماکزیمم روندی افزایشی داشت، است [۱۶].

فهیمی فر و ولی زاده (۲۰۰۹) تغییر شکل بیضوی تونل دایره‌ی را با استفاده از روابط تحلیلی ارائه‌شده توسط پنزین، ونگ و نرم‌افزار ABAQUS تحت بارگذاری لرزه‌ای در دو حالت بدون لغزش و لغزش کامل مورد بررسی قرار دادند. [۱۷]. در سال ۲۰۱۰ شهروور و همکاران تأثیر بارگذاری لرزه‌ای را با استفاده از مدل‌سازی عددی المان محدود و تأثیر بخش پلاستیک را بر روی لنگر خمشی بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که در بخش پلاستیک لنگر خمشی به‌طور چشمگیری کاهش یافته است [۱۸].

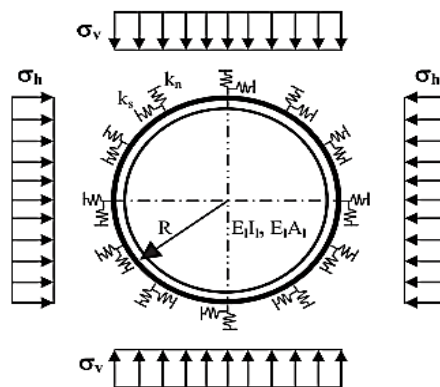
Ngoc-Anh Do و همکارانش (۲۰۱۵) رابطه‌ای با نام (HRM)^۳ پیشنهاد کردند که می‌توان از آن برای تحلیل بارهای لرزه‌ای وارده بر پوشش بتنی تونل‌ها استفاده کرد. در این روش بارهای لرزه‌ای به‌صورت تنش برشی صفحه‌ای در نظر گرفته شده است. شکل نمای محاسباتی از پوشش بتنی در روش HRM رانشان می‌دهد که در آن بارهای فعال وارده بر پوشش تونل عبارت‌اند از بارهای عمودی σ_v و بارهای افقی σ_h . K_n سختی نرمال فنرها، K_s سختی مماسی فنرها، R شعاع تونل، $E_I I_I$ سختی

^۳- Hyperstatic Reaction Method

^۱- Kirzhner and Rosenhouse

^۲- Giannakou et al

خمشی پوشش بتنی و $E_1 A_1$ سختی نرمال پوشش بتنی است [۱۹].



شکل ۲-۳: نمایی نیروهای وارده و پارامترهای پوشش بتنی در روش HRM [۱۹].

سپس به مطالعه‌ای پارامتری بررسی اثر بزرگی زلزله، اتصالات پوشش بتنی و ابعاد زلزله بر روی میزان لنگر خمشی و نیروی محوری پرداخته شد و مقادیر به دست آمده از روش HRM را با یک مدل عددی تفاضل محدود نرم افزار FLAC^{3D} مقایسه شد. نتایج به دست آمده از این مقایسه حاکی از انطباق خوب مقادیر لنگر خمشی به دست آمده در دو روش اجرا شده است ولی مقادیر نیروی محوری تفاوت قابل توجهی دارند [۱۹].

پیرپائلو اُورست^۱ (۲۰۱۵) مطالعه‌ای بر روی تحلیل رفتار پوشش بتنی در مقابل بارهای زلزله در تونل‌های عمیق سنگی انجام دادند. از آنجایی که توانایی مقاومت پوشش بتنی تونل در مقابل زمین لرزه در مرحله‌ی طراحی بسیار مهم است، بررسی‌های دقیقی در مورد عکس‌العمل بین زمین لرزه و پوشش بتنی با روش‌های عددی در حالت دوبعدی یا سه‌بعدی انجام می‌گیرد. این روش زمانی که در حالت دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد ممکن است زمان محاسبات بسیار زیادی نیاز داشته باشد، به همین دلیل جزئیات عددی تحلیل دینامیکی به تنظیمات نهایی مشخص شده در پروژه محدود می‌شود. در زمینه مطالعه‌ی تونل‌ها، روش‌های محاسباتی تحلیلی بسیار مفید هستند، زیرا زمان لازم برای به دست آوردن نتایج مفید را بسیار کاهش می‌دهد. به همین دلیل محققین اغلب از توسعه‌ی تحلیل پارامتری، احتمالاتی یا تحلیل برگشتی استفاده می‌کنند. اُروست نیز با استفاده از روابط تحلیلی ساده به ارزیابی اثر زلزله بر پوشش بتنی تونل‌های حفاری شده در توده سنگ‌ها پرداخته است. این

^۱ - Pierpaolo Oreste

روش اجزای ارزیابی تحلیلی گسترده‌ی پارامتری در حالت بارگذاری شبه استاتیکی را می‌دهد که لازم است در محاسبات به نوع زلزله و ویژگی‌های کیفی توده سنگ توجه شود. آروست با بررسی تغییرات GSI توده سنگ و شتاب ماکزیمم زلزله برای مقادیر بزرگی زلزله‌های متفاوت مورد بررسی قرار داده و نمودارهای نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت استاتیکی و دینامیکی رسم نموده است [۲۰].

کائو و یان^۱ در سال ۲۰۱۳ مطالعه‌ی برای به دست آوردن تحلیل سیستماتیکی پاسخ تونل‌ها برای زاویه‌های مختلف از سختی پوشش بتنی، با یک زمین‌لرزه و پیدا کردن قوانین حاکم بر تغییر در سختی پوشش و واکنش لرزه‌ای تونل‌ها انجام شده است. در نتیجه تونل تحت تأثیر موج لرزه‌ای با افزایش سختی میزان نیروی محوری، حداکثر لنگر خمشی و تنش مرکب نیز مطابق با سختی درروی ساختار پوشش کشیده شده، افزایش می‌یابد. در تمام تحلیل‌ها توسط این محقق پوشش بتنی سگمنت و اثرات اتصال آن‌ها در نظر گرفته نشده است [۲۱].

زارعی و همکاران در سال ۲۰۱۵ نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و عددی برای تعیین نیروهای داخلی و لنگر خمشی را با هر دو فرض عدم لغزش نسبی و لغزش کامل، در حالت دوبعدی و سه‌بعدی با یکدیگر مقایسه کردند. استحکام پوشش بتنی در مقابل بارهای وارده نیز با استفاده از نمودار اندرکنش مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و عددی با یکدیگر تطابق خوبی داشته و نشان دادند که در بخش‌های مختلف پوشش بتنی نیروی محوری حاصل با فرض لغزش کامل، نسبت به نیروی محوری حاصل با فرض عدم لغزش نسبی، از یکنواختی بیشتری برخوردار است و لنگر خمشی حاصل با فرض لغزش کامل نسبت به لنگر خمشی حاصل با فرض عدم لغزش نسبی، به میزان تقریبی ۱۵٪ بیشتر است. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش نسبت تنش افقی به تنش عمودی (در تنش عمودی ثابت) نیروی محوری افزایش می‌یابد و هر چه شرایط تنش از شرایط تنش هیدرو استاتیک بیشتر فاصله می‌گیرد، لنگر خمشی افزایش می‌یابد. طبق نتایج با افزایش نسبت مدول الاستیک پوشش بتنی بر مدول الاستیک زمین، نیروی محوری به صورت غیرخطی و لنگر خمشی به صورت خطی افزایش می‌یابد. با افزایش شعاع تونل نیز نیروی محوری به صورت خطی افزایش و لنگر خمشی به صورت غیرخطی کاهش می‌یابد [۲۲].

^۱- Cao and Yan

اسکویی و همکاران در سال ۲۰۱۴ در پژوهش خود راه‌حل‌های تحلیلی ارائه شده برای تونل‌های دایره‌ای، در مقابل بارهای استاتیکی و لرزه‌ای برای یک مقطع از تونل شهری بانکوک، نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل با استفاده از راه‌حل‌های تحلیلی به دست آمده و مورد ارزیابی قرار گرفته بود را به صورت عددی و با استفاده از روش تفاضل محدود و برای شتاب‌های افقی و قائم مختلف، مورد بررسی قرار دادند و با راه‌حل‌های تحلیلی مقایسه کردند. مطابق با نتایج به دست آمده با افزایش ضریب شتاب افقی زلزله، نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش تونل افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده کردند که با افزایش عمق تونل، نیروی ایجاد شده در پوشش بتنی تونل، افزایش می‌یابد اما شتاب قائم زمین تأثیر کمی بر روی تنش‌ها دارد. در مورد تأثیر نسبت تنش‌های برجا، هر چه که این نسبت از محدوده عدد یک دورتر شود (کمتر یا بیشتر)، تنش ایجاد شده در پوشش افزایش می‌یابد [۱۳].

۲-۴ جمع‌بندی

با توجه به عوامل ارائه شده، می‌توان به یک نتیجه‌گیری کلی در مورد تمام سازه‌های زیر زمینی، جدا از موقعیت مکانی آنها، رسید و آن اینک:

به طور کلی تونل‌ها در مقابل زلزله نسبت به سازه‌های سطحی پایدارتر می‌باشند؛ به علت اینکه جابجایی زمین، دامنه حرکات، شتاب و سرعت ذره‌ای زمین، عموماً با زیاد شدن عمق، کاهش می‌یابد (بخصوص اگر زمین نرم باشد). به طوری که در مواردی شتاب زلزله در عمق بیش از ۵۰ متر، حدود ۴۰ درصد کاهش یافته است.

خسارت وارده به تونل‌های حفاری شده، در خاک‌ها و سنگ‌های نرم، به مراتب بیشتر از خسارت وارده به تونل‌های موجود در سنگ‌های سخت می‌باشد. تونل‌های دارای پوشش و یا تونل‌هایی که در زمین‌های اطراف آنها تزریق صورت گرفته است، دارای ایمنی بیشتری نسبت به تونل‌های بدون پوشش و تزریق نشده می‌باشند. تونل‌های تحت بارهای متقارن، پایداری بیشتری دارند؛ چراکه بارهای متقارن باعث بهبود اندرکنش سنگ و پوشش می‌شوند. استفاده از پوشش ضخیم، راه حل مناسبی برای مقابله با امواج لرزه‌ای نمی‌باشد؛ زیرا که پوشش ضخیم‌تر دارای سختی بیشتر بوده و باعث تمرکز تنش در دیواره‌ها می‌گردد. خسارات در نزدیکی دهانه ورودی تونل‌ها، بواسطه خطرات ناشی از ناپایداری شیب‌های بالای تونل، از اهمیت بیشتری برخوردار است.

تعیین نیروهای داخلی یکی از مهمترین نکات در طراحی سیستم‌های نگهداری تونل‌ها است که پژوهشگران از طریق روابط تحلیلی و عددی به برآورد نیروهای داخلی و لنگر خمشی پرداخته‌اند و نتایج حاصل از روابط تحلیلی و عددی با هر دو فرض عدم لغزش و لغزش کامل در هر دو حالت دو بعدی و سه بعدی با یکدیگر مقایسه کرده، و استحکام سیستم نگهداری در مقابل بارهای ناشی از زلزله و تاثیر پارامترهای مختلف از زمین و سیستم نگهداری را همچون بزرگی زلزله، فاصله از منبع زلزله، ضخامت پوشش و غیره در انتقال نیروهای داخلی و لنگر خمشی مورد بررسی قرار داده‌اند.

فصل سوم

روش‌های تحلیلی و طراحی تونل‌ها
تحت بارگذاری لرزه‌ای

۱-۳ مقدمه:

انتخاب روش طراحی لرزه‌ای تونل‌ها وابسته به میزان اهمیت آن سازه است، به طوری که در بعضی از پروژه‌های مهم با روش‌های مختلفی اقدام به طراحی می‌نمایند و نتایج طراحی‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود. در این فصل به معرفی روش‌های طراحی لرزه‌ای و معیارهای بارگذاری پرداخته شده است. اولین و ساده‌ترین روش طراحی لرزه‌ای، طراحی تجربی است. در این روش از روی نتایج تحقیقات انجام‌شده قبلی درباره پروژه موردنظر، پیشگویی‌هایی انجام می‌شود. این روش برای شروع طراحی و وارد شدن به بحث می‌تواند مفید واقع شود. در مراحل بالاتر استفاده از راه‌حل‌های ریاضی پیشنهاد می‌گردد که مقدمه‌ای برای شروع مدل‌سازی عددی و کنترل صحت مدل‌سازی‌ها است. در نهایت با استفاده از مدل‌سازی‌های عددی می‌توان اقدام به تحلیل و طراحی دقیق سازه‌های پیچیده‌ی زیرزمینی در برابر امواج لرزه‌ای نمود.

۲-۳ روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی

روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی عبارت‌اند از: روش‌های تجربی، روش مدل فیزیکی، روش‌های ریاضی، تحلیل شبه استاتیکی و روش‌های عددی در زیر به معرفی هر یک از این روش‌ها پرداخته می‌شود. این روش‌ها به‌عنوان روش‌های رایج در بیشتر کشورهای دنیا به‌کاربرده می‌شوند:

۱-۲-۳ روش‌های تجربی

به‌طور کلی اولین مرحله‌ی طراحی در هر پروژه‌ای، جمع‌آوری نتایج تجربی به‌دست‌آمده از پروژه‌های انجام‌شده‌ی مشابه است. در این روش‌ها با استفاده از آمار خسارت‌های ایجادشده در سازه‌های زیرزمینی برای شتاب‌ها، سرعت‌ها و یا انرژی‌های لرزه‌ای بیشینه، ملاک‌ها و معیارهایی برای ارزیابی سازه‌های زیرزمینی تحت تأثیر امواج لرزه‌ای ارائه‌شده است [۳]. با بهره‌گیری و تحلیل این نتایج می‌توان پارامترهای مؤثر در طراحی مقدماتی را به نحو مناسبی مشخص نمود. طراحی لرزه‌ای تونل‌ها نیز از این قاعده مستثنا نیست. برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی بهتر است در قدم اول، با جمع‌آوری و تحلیل نتایج تحقیقات تجربی، اظهارنظر اولیه‌ای در مورد پروژه انجام داد و بر اساس درجه‌ی اهمیت پروژه در صورت لزوم، وارد مراحل بعدی طراحی (تحلیل ریاضی و مدل‌سازی عددی)

شد. روش‌های تجربی طراحی لرزه‌ای تونل‌ها، مبتنی بر مطالعات و تحقیقات پژوهشگران متعددی از جمله روزن، داودینگ، شارما، جوود، اون، شول و... است [۳] [۲۳] و [۲۴]. در این قسمت نتایج در دو قسمت جمع‌بندی و ارائه می‌شود. قسمت اول به بررسی صدمات وارده به تونل در اثر انتشار امواج لرزه‌ای می‌پردازد و در قسمت دوم به صدمات ناشی از حرکت گسل پرداخته می‌شود.

۳-۲-۱-۱ بررسی صدمات وارده به تونل در اثر انتشار امواج لرزه‌ای

انتشار امواج لرزه‌ای، باعث ایجاد تمرکز تنش و وارد آمدن صدماتی به تونل‌ها می‌شود که این آسیب‌ها با بیشینه‌ی سرعت و شتاب ذره‌ای ناشی از امواج و نوع نگهداری و عمق تونل‌ها و... ارتباط دارد.

۱) روابط ارائه‌شده بر اساس بیشینه‌ی سرعت و شتاب ذره‌ای ناشی از امواج لرزه‌ای

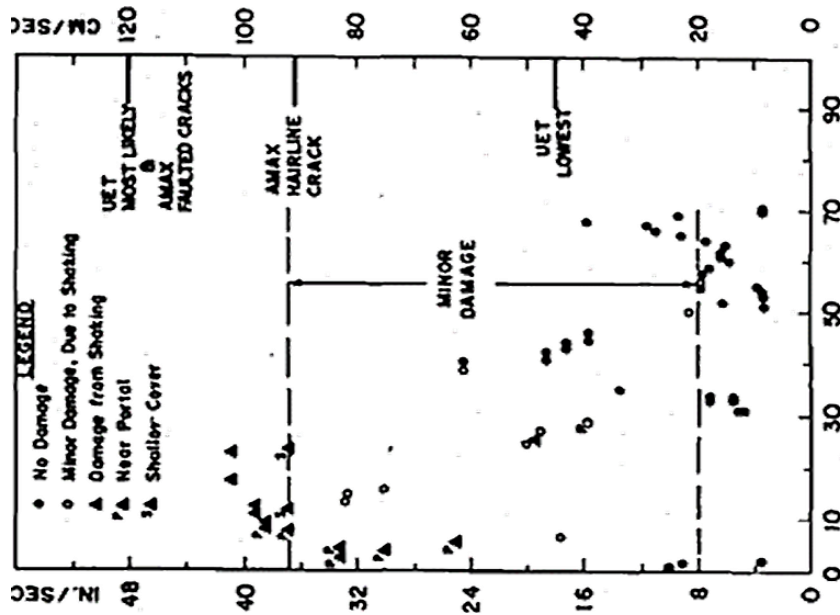
همان‌طور که از مطالعات «روزن» و «داودینگ» مشخص است، بر اساس بیشینه‌ی سرعت و شتاب ذره‌ای ناشی از امواج، می‌توان در مورد رفتار تونل‌ها قضاوت کرد [۲۵]. نتایج این مطالعات، در (شکل ۳-۱) نشان داده‌شده است. در این شکل‌ها، خسارت‌های ناشی از زلزله‌های رخ داده، در برابر شتاب بیشینه‌ی زمین (g) و بیشینه‌ی سرعت ذره‌ای رسم شده است. شتاب بیشینه‌ی در سطح زمین و در بالای تونل‌ها محاسبه‌شده است. سه سطح صدمات در شکل‌های مذکور مشخص است.

الف) بدون آسیب: نشان می‌دهد هیچ‌گونه آسیبی از قبیل ترک یا سقوط سنگ در تونل ایجاد نشده است.

ب) آسیب کم: نشان می‌دهد مقداری سقوط سنگ و ریزش محلی انجام‌شده و ترک‌های جدیدی نیز به وجود آمده‌اند.

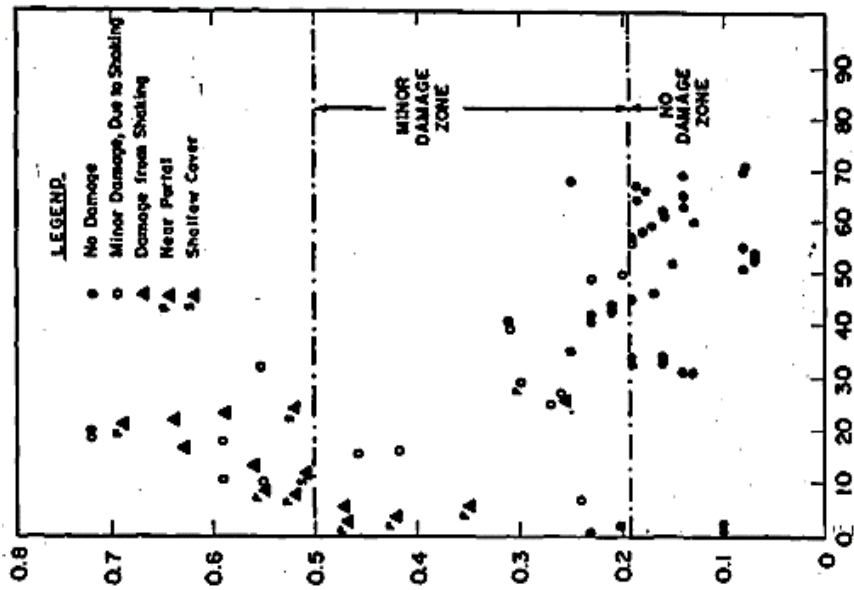
ج) آسیب زیاد: مبین ریزش قطعات بزرگ سنگ، ایجاد ترک‌های بزرگ و مسدود شدن تونل است. می‌توان از روی نتایج این تحقیقات و بیشینه‌ی مقدار سرعت و شتاب، خسارت وارده را پیش‌بینی

نمود [۲۵] و [۳].



الف) شماره ترتیبی مورد مطالعه شده.

بیشینه سرعت ذره‌های در سطح زمین (اینج بر ثانیه)



ب) شماره ترتیبی مورد مطالعه شده.

بیشینه شتاب (g) در سطح زمین (متر بر مجذور ثانیه)

۳-: صدمات وارده بر تونل و رابطه آن با (الف) بیشینه شتاب، (ب) بیشینه سرعت ذره‌ای در سطح، [۳].

۲) روابط ارائه شده بر اساس مشخصات تونل‌ها

چنانچه از مطالعات شارما، جود، روزن و داودینگ مشخص است [۲۶]، علاوه بر ویژگی‌های زلزله روی داده (بزرگ، شدت، حداکثر شتاب و حداکثر سرعت)، مشخصات تونل (نوع نگهداری، عمق و نوع سنگ یا خاک دربرگیرنده تونل) نیز اهمیت دارد به طوری که در نهایت خسارت وارده را می‌توان ترکیبی از مشخصات تونل و مشخصات زلزله دانست.

عمق تونل (ارتفاع روباره): در مورد عمق تونل هرچقدر تونل عمیق تر باشد، آسیب وارده به تونل در اثر انتشار امواج لرزه‌ای کمتر خواهد بود. به طوری که ۳۵ درصد آسیب‌های شدید مربوط به اعماق کمتر از ۵۰ متر است. در اعماق بیشتر از ۵۰ متر میزان آسیب وارده کاهش یافته و در اعماق بیشتر از ۳۰۰ متر نباید انتظار آسیب‌های سنگین را داشت.

نوع نگهداری جداره تونل: کمترین خسارت گزارش شده مربوط به نگهدارند جداره با استفاده از بتن مسلح است. همچنین در نواحی که ضخامت لایه نگهدارند، ضخیم است میزان آسیب‌های وارده، بیشتر از نواحی با ضخامت نازک است.

نوع سنگ یا خاک دربرگیرنده تونل: طبق مطالعات آماری انجام گرفته، درصد بالای خسارت‌های وارده به تونل‌های حفر شده در سنگ‌های رسوبی و سازنده‌های واریزه‌ای گزارش شده است. این در حالی است که درصد خسارات گزارش شده برای سایر انواع سنگ کمتر است [۲۵].

۳-۲-۱-۲-۳ صدمات ناشی از حرکت گسل در تونل‌ها

علاوه بر صدمات وارده به تونل‌ها در اثر انتشار امواج، حرکت گسل‌ها نیز از منابع مهم ناپایداری فضاهای زیرزمینی در اثر زلزله به شمار می‌آیند. بدین منظور باید میزان حداکثر جابجایی گسل‌ها را در اثر زلزله‌ی مبنای طرح، محاسبه نمود و بر اساس این جابجایی اقدامات مناسب مقاوم‌سازی یا روش‌های کاهش صدمات را به کاربرد [۳].

۳-۲-۲ روش مدل فیزیکی

در این روش سعی می‌شود تا وضعیتی را که سازه در طبیعت تحت تأثیر امواج لرزه‌ای با آن روبرو خواهد شد، در آزمایشگاه شبیه‌سازی و رفتار آن به صورت یک مدل فیزیکی با مقیاس بسیار کوچک‌تر از شرایط واقعی مورد بررسی قرار گیرد. این روش به دلیل پرهزینه بودن و مشکلات زیاد، چندان مورد استفاده قرار نمی‌گیرد [۳].

۳-۲-۳ روش‌های فرم بسته

روش‌های فرم بسته برای تخمین تنش‌ها و کرنش‌هایی که در اثر انتشار امواج لرزه‌ای، در سازه‌های زیرزمینی ایجاد می‌گردد، به کار گرفته می‌شوند. این روش‌ها بر اساس تئوری، انتشار امواج در لایه‌های همگن، ایزوتروپ و الاستیک استوار هستند. این روش رفتار سازه را به دو صورت میدان آزاد و اندرکنش سنگ-سازه در نظر می‌گیرد و کرنش‌های محوری، خمشی و برشی لحظه‌ای را در هر مقطع از سازه مدفون ناشی از امواج فشاری، برشی و سطحی تعیین می‌کند. همچنین لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری ایجاد شده در پوشش را مورد محاسبه قرار می‌دهد.

در روش میدان آزاد، سازه انعطاف‌پذیر بوده و به‌طور هم‌زمان و هم‌اندازه با محیط اطراف جابجا می‌شود. ولی در روش اندرکنش سنگ-سازه صلب بوده و به‌طور هم‌زمان و هم‌اندازه با محیط اطراف جابجا نمی‌شود که این اختلاف جابجایی، باعث اندرکنش بین سنگ-سازه می‌گردد و خساراتی را در پوشش ایجاد می‌کند. برای اینکه از میان دو روش، میدان آزاد و اندرکنش سنگ-سازه یکی را انتخاب کرد، بایستی ابتدا صلب و یا منعطف بودن پوشش مشخص شود. برای تشخیص این موضوع، از ضریبی به نام «ضریب انعطاف‌پذیری» استفاده می‌شود. ضریب انعطاف‌پذیری بیانگر تفاوت اینرسی خمشی بین زمین و پوشش بوده و در واقع بیانگر قابلیت اندرکنش پوشش با محیط است. هرچه قدر این ضریب بزرگ‌تر باشد، پوشش منعطف‌تر است. اگر بزرگ‌تر از ۲۰ باشد پوشش به‌طور کامل انعطاف‌پذیر و تغییر شکل‌های آن سازگار با حرکت زمین است و در نتیجه حداقل لنگر خمشی در اثر حرکت‌های زمین در آن ایجاد خواهد شد. در صورتی که این ضریب کوچک‌تر از ۲۰ باشد، پوشش صلب بوده و اندرکنش پوشش و زمین مطرح خواهد شد [۳].

۳-۲-۳-۱ روش‌های فرم بسته مبتنی بر تعیین تنش‌های مماسی و نرمال ناشی از بارهای

دینامیکی

یکی از این روش‌ها توسط «ونگ و همکاران» در سال ۱۹۸۷ ارائه و سپس توسط «هشاش و همکاران» و همکارانش در سال ۲۰۰۵ تکمیل و جمع‌بندی شده است. این روش، بر اساس به دست آوردن تنش‌های مماسی و نرمال ناشی از بارهای دینامیکی، اقدام به طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی می‌نماید. [۲۷]-[۲۸]. داده‌های ورودی لازم، عبارت‌اند از: بیشینه‌ی مقدار شتاب و بیشینه‌ی مقدار سرعت بار لرزه‌ای اعمالی و پارامترهای ژئومکانیکی و ساختاری سازه و محیط اطراف سازه است. [۳].

کلیه روش‌های ریاضی دارای معایبی هستند و روش طراحی لرزه‌ای «هشاش و همکاران» جدا از این امر نیست، مانند:

۱- محدودیت شکل سازه موردبررسی: در معادلات بسط داده‌شده توسط هشاش و همکاران فقط تونل‌هایی با شکل مقطع‌های محدود موردبررسی قرار گرفته و فرمول‌بندی شده است. روشی نیز جهت تبدیل این فرمول‌ها برای استفاده در مقاطع پیچیده‌تر ارائه نشده است.

۲- محدودیت پارامترهای ورودی بارهای لرزه‌ای اعمال‌شده: در معادلات، فقط بیشینه‌ی مقدار شتاب و سرعت بار لرزه‌ای، مورد استفاده قرار گرفته است و به تأثیر فرکانس بار ورودی توجه نشده است.

۳- تأثیر فرکانس طبیعی سازه در نظر گرفته نشده: در فرمول‌های ارائه‌شده به فرکانس طبیعی سازه اشاره‌ای نشده است. درحالی‌که پدیده‌ی تشدید از عواملی است که می‌تواند در پایداری سازه‌ها، نقش مهمی را ایفا نماید.

۴- تأثیر درزه و شکاف‌ها در امر انتشار موج منظور نشده است: ماهیت اصلی سنگ، درزه و شکاف‌های آن است و این خصوصیت سنگ، موجب شده است تا بررسی رفتار این جسم پیچیده‌تر از سایر مواد باشد. در روابط ارائه‌شده توسط هشاش و همکاران [۲۸]، محیط اطراف سازه، محیطی پیوسته در نظر گرفته‌شده و از تأثیر درزه و شکاف‌های سنگ در امر انتشار موج صرف‌نظر شده است.

۵- محدودیت در انتخاب مدل رفتاری محیط اطراف تونل: مدل رفتاری اطراف تونل در فرمول‌های ارائه‌شده، الاستیک در نظر گرفته شده است که این رفتار با رفتار سنگ‌ها در نزدیکی سطح زمین همخوانی داشته و در اعماق، سنگ‌ها مدل‌های رفتاری متفاوتی را از خود نشان می‌دهند.

با وجود اشکالات مطرح‌شده، این روش برای تحلیل اولیه‌ی پایداری لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی، خصوصاً کنترل صحت مدل‌های کامپیوتری ساخته‌شده در روش‌های عددی مفید است. همچنین باید اضافه کرد که در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های سطح زمین، بر اساس آیین‌نامه‌های موجود، تحلیل مدل انجام گرفته و تا مد سوم ارتعاش سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرد؛ ولی روابط ارائه‌شده در این نوع تحلیل برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی بر اساس مدول ارتعاش هستند؛ بنابراین برای کامل شدن طراحی، بهتر است بعد از استفاده از این فرمول‌ها، رفتار سازه با روش‌های دیگر برای سایر مدهای ارتعاش نیز بررسی شود [۳].

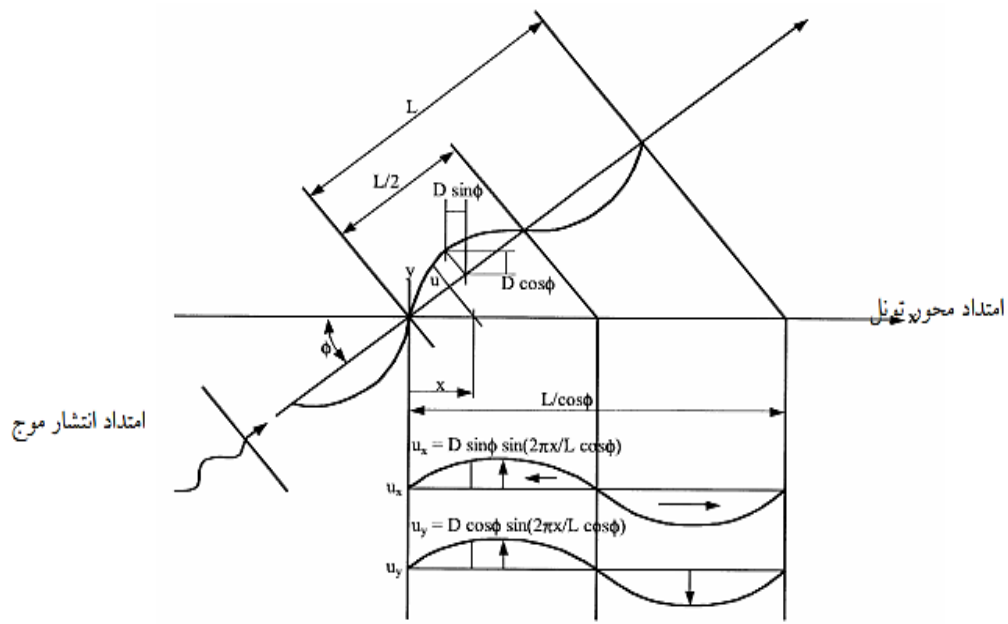
۲-۳-۲-۳ طراحی لرزه‌ای تونل‌ها بدون در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین با پوشش

بتنی

به این نوع فرض انجام‌شده «تحلیل میدان آزاد» گفته می‌شود. در این نوع تحلیل، فرض می‌شود که تونل، فاقد نگهداری بوده و امواج ناشی از زلزله، در یک محیط نامحدود منتشر می‌شوند و باعث به وجود آمدن تنش و کرنش‌هایی در اطراف تونل می‌گردند.

۱) محاسبه کرنش‌های به وجود آمده با روش‌های ریاضی فرم بسته

اگر موجی با زاویه θ نسبت به امتداد محور تونل به آن برخورد نماید، قسمتی از این موج باعث ایجاد تنش کششی و فشاری در امتداد محور تونل می‌شود و بخش دیگر موج، تغییر شکل خمشی در محور تونل ایجاد می‌کند. شکل (۲-۳). هرگاه تونل به صورت یک تیر در نظر گرفته شود و روابط ساده‌ی فرم بسته را در مورد آن، تحت تأثیر یک نیروی گذرا بسط دهیم، برای سه نوع موج فشاری، برشی و ریلی، کرنش‌های به وجود آمده در تونل، به صورت جدول ۳-۱ محاسبه می‌شوند [۲۹].



شکل ۲-۳: جهت انتشار موج هارمونیک سینوسی [۲۹]

جدول ۳-۱: کرنش‌های به وجود آمده از انتشار امواج فشاری، برشی و رایلی [۲۹].

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
<i>P-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_P}{C_P} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{\max}} = 0.385 \frac{a_P}{C_P^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
<i>S-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0^\circ$
<i>Rayleigh wave</i> Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Shear component		$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

C_P : سرعت موج فشاری در محیط موردبررسی V_P : حداکثر دامنه‌ی سرعت موج فشاری a_P : حداکثر دامنه‌ی شتاب موج فشاری

C_S : سرعت موج برشی در محیط موردبررسی V_S : حداکثر دامنه‌ی سرعت موج برشی a_S : حداکثر دامنه‌ی شتاب موج برشی

C_R : سرعت موج رایلی در محیط موردبررسی V_{RP} : حداکثر دامنه‌ی سرعت موج رایلی جزء فشاری a_{RP} : حداکثر دامنه‌ی شتاب موج رایلی جزء فشاری

V_{RS} : حداکثر دامنه‌ی سرعت موج رایلی جزء کششی a_{RS} : حداکثر دامنه‌ی شتاب موج رایلی جزء کششی Φ : زاویه برخورد موج با محور تونل

از کرنش‌های به وجود آمده برای هر قسمت از رفتار موج، می‌توان کرنش کل مربوط به آن موج را محاسبه نمود:

برای موج فشاری:

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P} \sin \phi \cdot \cos^2 \phi \right] \quad (1-3)$$

برای موج برشی:

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cdot \cos \phi + r \frac{a_P}{C_P} \cos^2 \phi \right] \quad (2-3)$$

برای موج ریلی:

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P} \sin \phi \cdot \cos^2 \phi \right] \quad (3-3)$$

که در این رابطه:

Γ شعاع تونل دایره‌ای شکل یا نصف ارتفاع تونل‌های مستطیلی شکل و ε^{ab} کرنش محوری است. روابط (1-3)، (2-3) و (3-3) از جمع جبری کرنش‌های به وجود آمده در اثر هر جزء موج رسیده به تونل، تشکیل شده‌اند [28].

بر این اساس چنین فرض می‌شود که یک موج فشاری، با زاویه به تونلی برخورد می‌نماید، حال اگر این موج در راستای موازی محور تونل و عمود بر آن تجزیه شود، جزء موازی محور تونل موج، باعث ایجاد کرنش در راستای تونل می‌شود و جزء عمود بر محور تونل، باعث ایجاد خمش در راستای محور تونل می‌گردد. این خمش خود نیز کرنشی در راستای محور تونل ایجاد می‌کند. برای به دست

آوردن کرنش محوری کلی، باید کرنش محوری که از خمش تونل به وجود آمده است را با کرنش ناشی از جزء موازی موج با محور تونل، جمع جبری نمود. این مطلب در مورد موج برشی و موج ریلی نیز صادق است.

اگر فرمول موج وارد شده به تونل در دست نباشد تا از روی فرمول ساده شده موج، اثر سرعت ذره‌ای و شتاب ذره‌ای را به دست آورد می‌توان از جداول (۲-۳) و (۳-۳) برای به دست آوردن حداکثر دامنه‌ی سرعت و حداکثر دامنه‌ی شتاب موج مورد نیاز استفاده کرد.

جدول ۲-۳: نسبت حداکثر دامنه‌ی سرعت ذره‌ای (متر بر ثانیه) بر شتاب ذره‌ای (g) [۲۹]

اندازه لنگر (M_W)	فاصله از منبع (کیلومتر) ۲۰۰۰	فاصله از منبع (کیلومتر) ۵۰-۲۰	فاصله از منبع (کیلومتر) ۱۰۰-۵۰
سنگ			
۶/۵	۶۶	۷۶	۸۶
۷/۵	۹۷	۱۰۹	۹۷
۸/۵	۱۲۷	۱۴۰	۱۵۲
خاک سخت			
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 ۳-۳: نسبت دامنه‌ی جابجایی ذره‌ای به‌شتاب ذره‌ای (g) [۲۹]

اندازه لنگر (M_w)	فاصله از منبع (کیلومتر) ۲۰۰۰	فاصله از منبع (کیلومتر) ۵۰-۲۰	فاصله از منبع (کیلومتر) ۱۰۰-۵۰
سنگ ۶/۵ ۷/۵ ۸/۵	۱۸	۲۳	۳۰
	۴۳	۵۶	۶۹
	۸۱	۹۹	۱۱۹
خاک سخت ۶/۵ ۷/۵ ۸/۵	۳۵	۴۱	۴۸
	۸۹	۹۹	۱۱۲
	۱۶۵	۱۷۸	۱۹۱
خاک نرم ۶/۵ ۷/۵ ۸/۵	۷۱	۷۴	۷۶
	۱۷۸	۱۷۸	۱۷۸
	۳۳۰	۳۲۰	۳۰۵

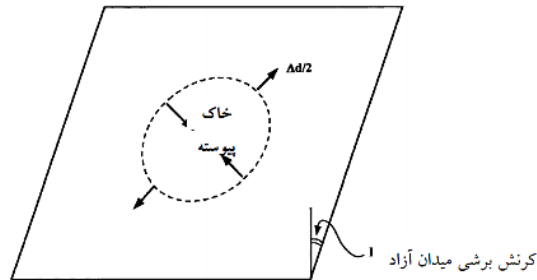
با دانستن اندازه‌ی لنگر خمشی زلزله‌ی طراحی و فاصله‌ی سازه‌ی موردبررسی از گسل عامل و همچنین با معلوم بودن حداکثر دامنه‌ی شتاب می‌توان حداکثر دامنه سرعت ذره‌ای ناشی از زلزله را محاسبه نمود؛ عکس این موضوع نیز صحیح است. در جدول (۳-۳) نسبت جابجایی ذره‌ای به‌شتاب ذره‌ای، معلوم است؛ با معلوم بودن یکی، دیگری را می‌توان مشخص نمود.

۲) تغییر شکل حلقوی (بیضوی) تونل‌های دایره‌ای شکل

تونل‌های دایره‌ای شکل در اثر مؤلفه‌ی قائم بارهای دینامیکی تغییر شکل داده و اصطلاحاً مقطع‌شان تخم‌مرغی شکل می‌شود. مساله‌ی تغییر شکل مقطع تونل‌ها را می‌توان به دو صورت بررسی نمود؛ در حالت اول این مورد مطرح است که حتی اگر تونل و حفاری وجود نداشته باشد و در یک محیط الاستیک، فقط یک تونل فرضی در نظر گرفته شود (شکل ۳-۳). در اثر موج دینامیکی، تغییر شکلی در مقطع تونل فرضی به وجود خواهد آمد که این تغییر شکل فقط به کرنش برشی به وجود آمده در اثر بار لرزه‌ای، وابسته بوده و از فرمول زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (4-3)$$

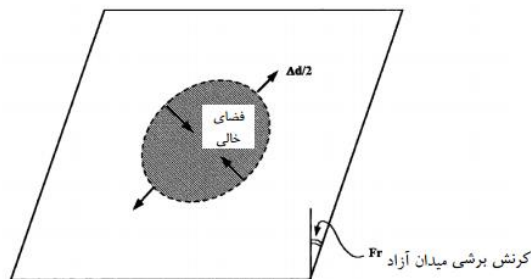
در این رابطه γ_{max} : بشینه کرنش برشی در مواد اطراف حفاری فرضی.



شکل ۳-۳: محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل فرضی [۲۹]

در یک حفاری واقعی (شکل ۴-۳) تغییر شکل مقطع (تخم‌مرغی شدن) علاوه بر کرنش برشی، به نسبت پواسون مواد اطراف تونل نیز وابسته است که مقدار این تغییر شکل از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_m) \quad (5-3)$$



شکل ۴-۳: محیطی الاستیک با تونل دایره‌ای شکل [۲۹]

در هر دو رابطه‌ی (۴-۳) و (۵-۳) از اندرکنش بین سازه و زمین صرف‌نظر شده است؛ ولی به این نکته می‌توان اشاره کرد که اگر مدول الاستیسیته پوشش جداره ۴۹ برابر با مدول الاستیسیته مواد اطراف تونل باشد، رابطه‌ی (۴-۳) صادق است و اگر مدول الاستیسیته پوشش جداره، بیشتر از مدول الاستیک سنگ یا خاک اطراف باشد تغییر شکل به وجود آمده، کمتر از تغییر شکل محاسبه‌شده

توسط رابطه‌ی (۳-۴) خواهد بود که در حالت بدون نگهداری، رابطه‌ی (۳-۵) برقرار است [۲۸].

۳-۳-۲-۳ طراحی لرزه‌ای تونل‌ها با در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین با سیستم نگهداری

بدیهی است که در واقعیت در اکثر موارد، بین سازه زیرزمینی و زمین دربرگیرنده‌ی آن اندرکنشی وجود دارد که در روش اول مرحله‌ی قبل، این واقعیت در نظر گرفته نشده بود؛ بنابراین جواب‌های به‌دست‌آمده در طراحی لرزه‌ای تونل‌ها، بدون در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین اطراف تونل و نگهداری، محافظه‌کارانه بوده است. در این مرحله اندرکنش سازه و محیط اطراف آن، وارد محاسبات شده و جواب‌ها به واقعیت نزدیک‌تر خواهد بود.

(۱) محاسبه‌ی کرنش‌ها و لنگرهای به وجود آمده

اگر معادلات ۳-۲ و ۳-۳ را در نظر بگیریم و سازه‌ی تونل را یک تیر با رفتار الاستیک فرض نماییم، بیشترین مقدار کرنش کل محوری، از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{max}^a + \varepsilon_{max}^b \quad (۶-۳)$$

در فرمول بالا:

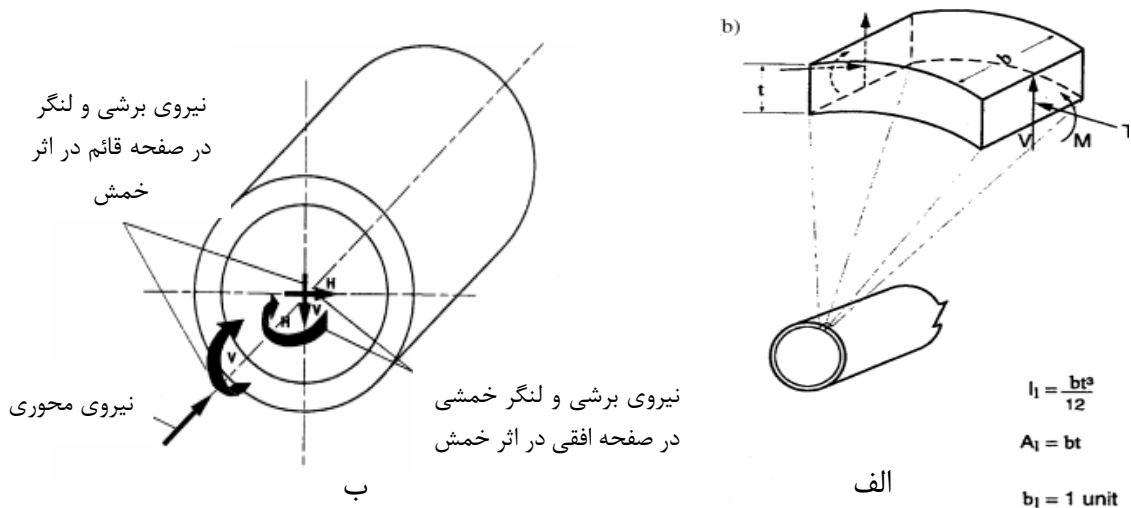
ε_{max}^a : بیشینه‌ی مقدار کرنش محوری ناشی از بار لرزه‌ای محوری.

ε_{max}^b : بیشینه‌ی مقدار کرنش محوری ناشی از خمش.

برای محاسبه‌ی بیشینه‌ی مقدار کرنش محوری از روش شبه استاتیک و فرمول زیر می‌توان

استفاده نمود [۲۹]:

$$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{\gamma\pi}{L}\right) A}{\gamma + \frac{E_l A_c}{K_a} \left(\frac{\gamma\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{fL}{\gamma E_l A_c} \quad (۷-۳)$$



شکل ۳-۵: الف) نیروهای محیطی و لنگر ناشی از انتشار امواج عمود بر محور تونل. ب) نیروهای وارده و لنگر خمشی ناشی از انتشار امواج در امتداد محور تونل [۲۹].

که در این فرمول:

L : طول موج بار لرزه‌ای مورد نظر (m).

K_a : ضریب فنریت طولی سنگ یا خاک اطراف تونل.

A : پارامتری که بیان‌کننده‌ی بیشینه‌ی مقدار جابجایی در اثر یک‌بار دینامیکی برشی در شرایط زمین آزاد است.

A_c : مساحت مقطع پوشش جداره‌ی تونل (m^2).

E_t : مدول الاستیسیته پوشش جداره (Pa).

f : مقدار نیروی چسبندگی بین پوشش جداره و خاک یا سنگ اطراف پوشش جداره به ازای واحد طول و از طریق آزمایش مشخص می‌شود [۲۹].

برای محاسبه کرنش محوری ناشی از خمش نیز می‌توان از فرمول زیر استفاده نمود:

$$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{\gamma\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_t I_c}{K_t} \left(\frac{\gamma\pi}{L}\right)^2} r \quad (۸-۳)$$

I_c : اینرسی مقطع تونل (m^4).

K_t : ضریب فنریت عرضی (KPa).

r : شعاع تونل و یا نصف ارتفاع تونل‌های مستطیلی شکل (m).

البته برای تعیین دقیق‌تر کرنش‌های محوری که از مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار در پایداری لوله‌های سازه‌های زیرزمینی هستند، می‌توان از مدل‌سازی‌های عددی استفاده نمود و تونل را به صورت لوله مدل کرده و اقدام به تعیین کرنش محوری آن نمود [۲۸] و [۳۱].

همچنین بیشینه‌ی نیروی برشی در مقطع تونل نیز از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{max} = \frac{\left(\frac{\gamma\pi}{L}\right)^3 E_I I_c A}{\gamma + \frac{E_I I_c}{K_t} \left(\frac{\gamma\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{\gamma\pi}{L}\right) M_{max} = \left(\frac{\gamma\pi}{L}\right) \left(\frac{E_I I_c \varepsilon_{max}^b}{r}\right) \quad (9-3)$$

V_{max} : نیروی برشی بیشینه (KN). K_t : ثابت فنریت طولی (KPa).

در فرمول‌های (۳-۶) تا (۳-۹) ضرایب و کمیت‌هایی معرفی شده‌اند که خود این ضرایب و کمیت‌ها، باید معلوم و مشخص شوند. نمونه‌ای از این کمیت‌ها، ضریب‌های جهندگی هستند که با طول موج و قطر تونل رابطه دارند [۳۰]:

$$K_t = K_a = \frac{16\pi G_m (1 - \nu_m) d}{(3 - 4\nu_m)} \cdot \frac{d}{L} \quad (10-3)$$

K_a و K_t : ضریب فنریت طول و عرضی (KPa)

در این رابطه:

G_m : مدول برشی سنگ یا خاک محیط اطراف تونل (KPa).

U_m : نسبت پواسون سنگ یا خاک محیط اطراف تونل.

d : قطر تونل یا ارتفاع تونل مستطیلی شکل (m).

L : طول موج بار لرزه‌ای (m).

برای تعیین طول موج، می‌توان از رابطه‌ی ۳-۱۵ استفاده نمود:

$$L = T \times C_s \quad (11-3)$$

T : پریود طبیعی محیط (s).

ضریب دیگری که باید به دست آورد تا بتوان از فرمول‌های بالا استفاده نمود، بیشینه‌ی مقدار

جابجایی در اثر بار دینامیکی (A) است. برای به دست آوردن این ضریب می‌توان از دو فرمول زیر

استفاده کرد:

برای کرنش محوری ناشی از بارهای دینامیکی محوری داریم:

$$\frac{2\pi A}{L} = \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cdot \cos\phi \quad (12-3)$$

C_s : سرعت ظاهری انتشار موج (m/s) V_s : بیشینه دامنه سرعت موج زلزله (m/s)

و برای کرنش محوری ناشی از خمش می‌توان نوشت [۲۹]:

$$\frac{4\pi^2 A}{L^2} = \frac{a_s}{C_s} \cos^2\phi \quad (13-3)$$

۲) تغییر شکل حلقوی تونل‌های دایره‌ای شکل با در نظر گرفتن اندرکنش سازه و

محیط اطراف

پاسخ نگهداری تونل برای بارهای لرزه‌ای، تابعی از نسبت انعطاف‌پذیری و نسبت قابلیت فشرده

شدن سازه و فشار برجای روباره γh و متغیرهای دیگر است؛ بنابراین قبل از وارد شدن به بحث، نسبت

انعطاف پذیری و نسبت قابلیت فشرده شدن را که از کمیت‌های تأثیرگذار هستند، تعریف و بررسی می‌گردند:

$$C = \frac{E_m(\nu_l^2)r}{E_I t(\nu + \nu_m)(1 - \nu \nu_m)} \quad (14-3)$$

$$F = \frac{E_m(\nu_l^2)r^3}{6E_I I(\nu + \nu_m)} \quad (15-3)$$

در این رابطه:

ν_m : نسبت پواسون سنگ یا خاک محیط اطراف تونل.

ν_l : نسبت پواسون پوشش جداره‌ی تونل.

E_m : مدول الاستیسیته سنگ یا خاک محیط اطراف تونل (KPa).

E_I : مدول الاستیسیته پوشش جداره‌ی تونل (KPa).

t : شعاع پوشش جداره (m).

I : ضخامت پوشش جداره (m).

در حالت عدم لغزش^۱، نسبت انعطاف‌پذیری، تأثیرگذارتر از نسبت قابلیت فشرده شدن سازه در بررسی تغییر شکل حلقوی تونل‌ها است. پس اولین گام در به دست آوردن استعداد تونل‌ها برای تغییر شکل حلقوی، تعیین نسبت انعطاف‌پذیری تونل است. بعد از تعیین نسبت انعطاف‌پذیری (F)، اگر این نسبت بزرگ‌تر از ۲۰ باشد، تونل انعطاف‌پذیر در نظر گرفته می‌شود و از روابط مربوط به شرایط انعطاف‌پذیری استفاده می‌شود و می‌توان از اندرکنش سازه صرف‌نظر کرد. در مرحله دوم بررسی باید مشخص کرد که وابستگی پوشش جداره به محیط اطراف به چه صورت است؛ یعنی آیا پوشش جداره به محیط اطراف خود هنگام تغییر شکل خواهد چسبید (عدم لغزش^۲) و یا هنگام تغییر شکل پوشش جداره، این پوشش، در محل برخورد با محیط اطراف تونل خواهد لغزید. لغزیدن و یا نلغزیدن پوشش

^۱- Full_Slip

^۲- No_Slip

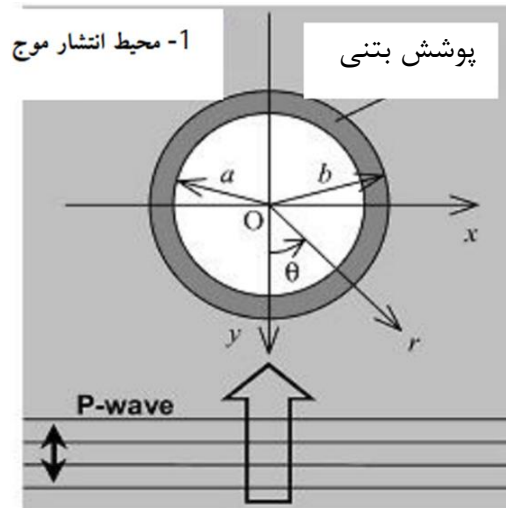
نگهداری به هنگام زلزله، بستگی به جنس محیط اطراف نگهداری، نوع و چگونگی اجزای پوشش نگهداری دارد، بدین صورت که اگر جنس محیط اطراف نگهداری از سنگ بوده و از بتن ریزی درجا استفاده شده باشد و یا همراه پوشش جداره میل مهار نیز به کار برده شده باشد، قاعدتاً هنگام زلزله پوشش نگهداری نخواهد لغزید، ولی اگر در محیطی خاکی از پوشش بتنی پیش ساخته شده استفاده شود، هنگام زمین لرزه حالت لغزش پوشش نگهداری پیش خواهد آمد [۲۹].

۳-۲-۳ روش های فرم بسته مبتنی بر انتشار امواج لرزه ای

فرمول های فرم بسته ارائه شده در قسمت قبل، مؤلفه ای زمان را ندارند؛ به عبارت دیگر، آن فرمول ها، تحلیل دینامیکی از رفتار تونل را ارائه نمی دهند و بیشتر بر مبنای تحلیل شبه استاتیک هستند؛ روابط ریاضی ناشی از حل کامل معادلات دیفرانسیل جزئی موج، پیچیده است بنابراین برای ساده شدن فرمول ها، در اغلب حل های ریاضی، از وارد شدن به بسط ریاضی معادلات موج صرف نظر شده و به حل شبه استاتیکی آن بسنده شده است. باین وجود، بعضی از متخصصین که مساله ای طراحی لرزه ای سازه ها را دنبال می نمایند، اقدام به حل کامل معادله ای دیفرانسیلی موج در محیط های سنگی نموده اند. در ذیل مطالعات Uenishi در مورد انتشار امواج در محیط های سنگی و تنش های ناشی از این انتشار آورده شده است. ایشان با استفاده از توابع بسل و هنکل، فرمول مساله ای انتشار موج در محیط های سنگی را تعمیم داده اند که در اینجا، به این روابط اشاره می شود [۳۱] و [۳۲].

۱) طراحی لرزه ای تونل های دایره ای شکل

در شرایطی که رفتار مکانیکی محیط و حفاری موجود به صورت کرنش یا تنش صفحه ای باشد، می توان انتشار امواج را به صورت دوبعدی بررسی نمود. برای شروع بحث، یک موج هارمونیک فشاری را در نظر می گیریم که در یک محیط الاستیک، با تونل دایره ای شکل که با پوشش جداره نگهداری می شود، منتشر شده است.



شکل ۳-۶: تونلی دایره‌ای شکل با نگهداری پوشش جداره در محیط [۳۱]

برای این موج هارمونیک صفحه‌ای، می‌توان تابع پتانسیل جابجایی نردبانی^۱ و تابع پتانسیل

جابجایی برداری^۲ را تعریف کرد [۳۱]:

$$\begin{cases} \phi_1 = \phi \cdot e^{i(\alpha_1 y + \omega t)} \\ \psi_1 = 0 \end{cases} \quad (۱۶-۳)$$

که در این تابع:

ϕ : تابع پتانسیل جابجایی اسکالر. ψ : تابع پتانسیل جابجایی برداری.

ω : فرکانس زاویه‌ای ϕ : ضریب تقویت موج (دامنه‌ی اولیه)

α_1 ضریب اتساع موج فشاری در محیط انتشار $\left(\alpha_1 = \frac{\omega}{(c_p)_1}\right)$

$(c_p)_1$: سرعت موج فشاری در محیط انتشار.

با توجه به شکل ۳-۶ این قرارداد در کل فصل رعایت شده است که اندیس پایین (۱) برای

^۱ - Scalar Displacement Potential

^۲ - Vector Displacement Potential

محیط انتشار موج و اندیس پایین (۲) برای پوشش جداره‌ی اطراف تونل در نظر گرفته شده است. همچنین اندیس بالای روی پارامترها، I نشان‌دهنده‌ی موج انتشاری است. هرگاه سری بس- فوریه برای معادله (۳-۲۰) به کار برده شود، در سیستم مختصات قطبی به فرمول زیر خواهیم رسید:

$$\phi_1 = \varphi \cdot e^{i\omega t} \sum_{n=0}^{\infty} \varepsilon_n i^n J_n(\alpha_1 r) \cos n\theta \quad (17-3)$$

که در آن:

$J_n(\alpha_1 r)$: تابع بس نوع اول در نقطه $\alpha_1 r$ θ : زاویه نقطه مورد نظر در مختصات قطبی

i : شعاع نقطه مورد نظر در مختصات قطبی. ε_n : ضریب ($\varepsilon_1 = 1, \varepsilon_2 = 2$)

وقتی موج فشاری (طولی) به مرز بین پوشش جداره و دیواره تونل می‌رسد، چهار نوع موج به وجود می‌آید: ۱- موج طولی انکساری ۲- موج برشی انکساری ۳- موج طولی انعکاسی، ۴- موج برشی انعکاسی.

هرگاه تأثیر این امواج به صورت برهم‌کنش بردارها در نظر گرفته شود با استفاده از روابط:

$$\begin{cases} (u_r)_1 = \frac{\partial \phi_i}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial(\psi_z)}{\partial \theta} \\ (u_\theta)_1 = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi_i}{\partial \theta} - \frac{\partial(\psi_z)}{\partial r} \end{cases} \quad (18-3)$$

$$\begin{cases} (\sigma_r)_1 = L_i \nabla^2 \phi_i + 2G_i \left(\frac{\partial^2 \phi_i}{\partial r^2} \right) + \frac{1}{r} \frac{\partial^2(\psi_i)}{\partial r \partial \theta} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial(\psi_z)}{\partial \theta} \\ (\sigma_\theta)_1 = L_i \nabla^2 \phi_i + 2G_i \left(\frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial \theta^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2(\psi_z)_i}{\partial \theta \partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial(\psi_z)_i}{\partial \theta} \right) \\ (\tau_{r\theta})_1 = G_i \left(\frac{2}{r} \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial \theta \partial r} - \frac{2}{r^2} \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial r} + \frac{2}{r} \frac{\partial(\psi_z)_i}{\partial r} + \frac{2}{r^2} \frac{\partial^2(\psi_z)_i}{\partial \theta^2} - \nabla^2(\psi_z)_i \right) \end{cases} \quad (19-3)$$

L : ضریب لاما G : مدول برشی (KPa)

$i=1$: برای محیط الاستیک اطراف تونل. $i=2$: برای پوشش جداره‌ی اطراف تونل.

با حل روابط (۳-۱۸) و (۳-۱۹) به ترتیب جابجایی و تنش‌ها را در اطراف پوشش جداره (سنگ اطراف پوشش جداره) و خود پوشش جداره در محیط الاستیک به دست خواهد آمد.

۴-۲-۳ تحلیل شبه استاتیکی

در این روش، تنش دینامیکی به صورت یک تنش استاتیکی معادل جایگزین شده و تحلیل به صورت استاتیکی برای تونل انجام می‌شود. بر اساس اینکه تونل پوشش‌دار و یا بدون پوشش باشد، تنش معادل تنش دینامیکی محاسبه می‌شود.

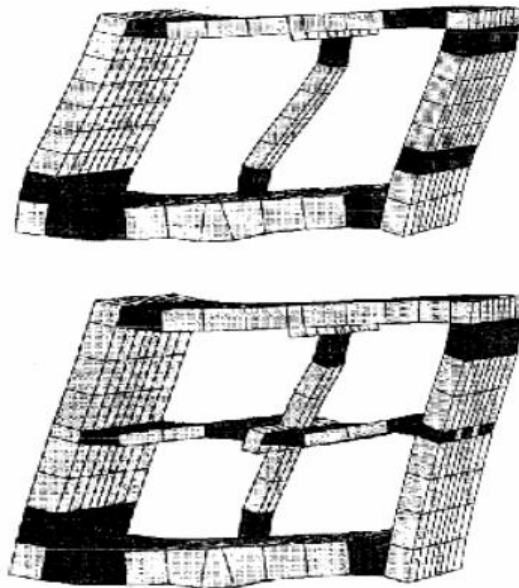
۵-۲-۳ روش‌های عددی

روش‌های تجربی که بر اساس اطلاعات مربوط به پروژه‌ها و شرایط مشابه اجرا شده قبلی پایه‌ریزی شده‌اند، برای مراحل اولیه طراحی‌ها کارآمد هستند و استفاده تنها از این روش طراحی در پروژه‌های بااهمیت بالا مناسب نیست. در مورد طراحی‌های دقیق، فرم بسته ریاضی نیز به علت فرض‌های ساده‌سازی که در نظر گرفته می‌شود، عملاً از این روش نمی‌توان برای طراحی سازه‌های پیچیده و شرایط پیچیده استفاده کرد. ولی استفاده از روش‌های فرم بسته برای کنترل کردن مدل‌های کامپیوتری می‌تواند مفید باشد [۳۳].

۱-۵-۲-۳ کلیات طراحی عددی سازه‌های زیرزمینی:

با پیشرفت روش‌های مدل‌سازی عددی و بالا رفتن سرعت کامپیوترها، استفاده از روش‌های طراحی کامپیوتری در مسائل ژئوتکنیکی سیر صعودی دارد. با روش‌های عددی می‌توان مسائل پیچیده را مدل‌سازی کرد و با بهره‌گیری از نرم‌افزارهای موجود با درصد خطای قابل قبول، به طراحی پروژه‌ها اقدام نمود. واقعیتی را که باید در نظر گرفت این موضوع است که نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی به داده‌های ورودی و فرض‌های انجام گرفته وابسته است و نباید انتظار داشت از داده‌های ورودی اشتباه، نتایج صحیح به دست آید. استفاده از مدل‌سازی عددی بخصوص برای شرایط پیچیده مانند تونل‌های کم‌عمق کندو پوش توصیه شده است. نمونه‌ای از استفاده کردن از روش‌های عددی و به دست آوردن جابجایی‌های به وجود آمده در اثر بارهای لرزه‌ای، در شکل ۳-۱۴ برای یک سازه‌ی

اجرا شده توسط روش کند- آکند آورده شده است [۳۰].



شکل ۳-۷: مدل سازی عددی و محاسبه تغییر شکل های به وجود آمده در اثر بارهای لرزه ای [۳۰]

بر اساس شرایط پروژه، از روش های عددی مختلفی، برای طراحی لرزه ای سازه های زیرزمینی استفاده شده است مانند:

تحلیل های عددی که با استفاده از روش های عددی مختلف شامل: اجزاء مجزا، تفاضل محدود، اجزاء محدود و ... انجام می شود، به دودسته تحلیل شبه دینامیکی و تحلیل دینامیکی تقسیم بندی می گردد:

۳-۲-۵-۲ تحلیل شبه دینامیکی

در تحلیل شبه دینامیکی، بعد از مدل سازی سازه با استفاده از یکی از روش های اجزاء محدود، تفاضل محدود و یا اجزاء مجزا و همچنین مشخص شدن تعداد المان ها و گره ها، تنش دینامیکی به صورت یک تنش استاتیکی معادل جایگزین و به کل مدل اعمال می گردد. از آنجایی که در این روش میرایی موج و کاهش انرژی موج در نظر گرفته نمی شود؛ بنابراین، این تحلیل نسبت به تحلیل دینامیکی جواب های محافظه کارانه تری ارائه می دهد. لازم به ذکر است، زمانی از این تحلیل استفاده می شود که زمان بارگذاری در تحلیل دینامیکی زیاد باشد و تحلیل دینامیکی به دلیل گام های زمانی

بی‌شمار قابل اجرا نباشد [۳].

۳-۲-۵-۳ تحلیل دینامیکی

در تحلیل دینامیکی بعد از مدل‌سازی سازه و مشخص شدن تعداد المان‌ها و گره‌ها، یک‌بار تحلیل استاتیکی انجام می‌شود و سازه برای ورود موج به درون آن آماده می‌گردد. در این لحظه بار، در قالب گام‌های زمانی به مدل اعمال گردیده و با حل شدن معادله ناشی از حرکت موج در مدل، تحلیل دینامیکی انجام می‌شود. جهت تحلیل دینامیکی باید ملاحظات زیر در نظر گرفته شود:

- شبکه‌بندی
- شرایط مرزی
- میرایی موج
- تعیین فرکانس طبیعی سازه

(۱) شبکه‌بندی:

ابعاد شبکه، نقش مهمی در تحلیل‌های دینامیکی ایفا می‌کند؛ چراکه بزرگ شدن ابعاد شبکه، باعث کاهش تعداد گره‌ها گردیده و دقت پایین می‌آید. همچنین اگر ابعاد خیلی کوچک باشند، زمان محاسبات بالا رفته و ممکن است مشکلات سخت‌افزاری به وجود آید. از آنجاکه بزرگ و یا کوچک بودن ابعاد شبکه در تحلیل دینامیکی منجر به خطای محاسباتی می‌گردد، از این‌رو ابعاد شبکه می‌بایست از رابطه‌ی $\Delta l \leq \frac{\gamma}{8}$ تعیین گردد. در این رابطه Δl ابعاد شبکه و γ طول موج است.

(۲) شرایط مرزی:

وجود هرگونه مرز غیرواقعی در تحلیل دینامیکی باعث می‌شود که موج بعد از برخورد به این مرزها دوباره به درون سیستم منعکس شده و منجر به خطای محاسباتی گردد؛ درحالی‌که این موج در محیط تا لحظه‌ی میرایی کامل پیشروی می‌کند؛ بنابراین جهت تأمین شرایط مرزی در گره‌های موجود در مرز تنش‌هایی معادل تنش نرمال و برشی موج، در خلاف جهت حرکت آن به گره وارد

می‌شود و به این ترتیب موج در گره‌های مرزی خنثی می‌گردد.

۳) میرایی موج:

از آنجاکه موج در طبیعت با پیشروی در محیط میرا شده و انرژی آن کاهش می‌یابد، بنابراین باید این پدیده نیز جهت تحلیل دینامیکی مورد توجه قرار گیرد.

۴) تعیین فرکانس طبیعی سازه:

از آنجاکه برابر شدن فرکانس سازه با فرکانس موج ورودی منجر به تشدید ارتعاش سازه گردیده و خسارات وارده به آن حداکثر می‌شود؛ بنابراین می‌بایست با استفاده از تحلیل مودال این فرکانس طبیعی را برآورد نمود و جهت تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرارداد [۲۳].

۳-۲-۴-۵ معیارهای بارگذاری طراحی لرزه‌ای

ضوابط بارگذاری طراحی برای سازه‌های زیرزمینی، باید بارگذاری اضافی تحمیل شده توسط ارتعاش زمین و تغییر شکل را با سایر بارهای موجود ترکیب نماید. هنگامی که پارامترهای حرکت زمین برای حداکثر زلزله طراحی و زلزله طراحی بهره‌برداری تعیین شده است، معیار بارگذاری برای سازه زیرزمینی با استفاده از روش طراحی ضریب بار تعیین می‌گردد. در این بخش، ضوابط طراحی لرزه‌ای برای زلزله‌های حداکثر (MDE)^۱ و بهره‌برداری (ODE)^۲ ارائه می‌شود [۲۳].

۱) حداکثر زلزله‌ی طراحی (MDE)

حداکثر زلزله‌ی طراحی در DSHA به‌عنوان حداکثر سطح ارتعاش که می‌تواند سایت تجربه کند، تعریف شده است. در PSHA، MDE به‌عنوان یک رویداد با احتمال کوچکی از فراتر رفتن در طول عمر تأسیسات تعریف شده است (به‌عنوان مثال ۳-۵٪). هدف از طراحی MDE این است که ایمنی عمومی باید در طول و بعد از زلزله طراحی حفظ شود، به این معنی که ظرفیت سازه‌ای موردنیاز تحت بارگذاری MDE باید در بدترین حالت ترکیبی از بارهای زنده، مرده و زلزله در نظر گرفته شود.

^۱ - Maximum Design Earthquake

^۲ - Operating Design Earthquake

بارگذاری لرزه‌ای با استفاده از روش طراحی ضریب بار برای تونل‌های دایره‌ای (مستدیر) به شرح زیر توصیه می‌شود:

$$U = D + L + EX + H + EQ \quad (20-3)$$

که U, D, L و EQ در معادله‌ی (۲۰-۳) تعریف شده‌اند.

EX : اثرات بارهای استاتیکی ناشی از حفاری.

H : اثرات ناشی از فشار هیدرو استاتیکی آب [۲۹].

۲) معیارهای بارگذاری در زلزله طرح بهره‌برداری ODE

زلزله طرح بهره‌برداری یک رویداد زلزله است که به‌طور منطقی انتظار می‌رود که حداقل یک بار در طول عمر طراحی رخ می‌دهد (به‌عنوان مثال یک رویداد با احتمال تجاوز از حدود ۴۰-۵۰٪). در تجزیه و تحلیل ODE، بارگذاری طراحی لرزه‌ای به عملکرد سازه‌ی مورد نظر نیاز اعضای ساختمانی بستگی دارد. از آنجاکه هدف طراحی ODE این است که سیستم به‌طور کلی باید طی و بعد از ODE به عملکرد خود ادامه دهد و تجربه‌ی تغییر شکل غیر الاستیک کم یا باید به حداقل برسد، بنابراین پاسخ‌های تأسیسات زیرزمینی باید در محدوده‌ی الاستیک باقی بماند [۲۹].

برای تونل‌های دایره‌ای (مستدیر):

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_1(EX + H) + 1.3EQ \quad (21-3)$$

که در آن U, EQ, H, EX, L, D و EQ در معادله‌ی (۲-۳) تعریف شده است. اگر بارهای نهایی EX و H با کمی عدم قطعیت فرض شوند، $\beta_2 = 1.05$ در غیر این صورت تنها برای $\beta_2 = 1.3$ استفاده می‌شود. به طوری که H ضریبی نمی‌گیرد.

ضرایب بار استفاده شده در این دو معادله موضوع بسیار از بحث‌ها بوده است. انتخاب نهایی به

عملکرد موردنیاز پروژه خاص بستگی دارد. برای مثال، ضریب ۱,۳ برای بار مرده در پروژه تونل‌های Central Artery بکار رفته است [۲۹].

۳-۲-۶ راه‌حل‌های تحلیلی

راه‌حل‌های تحلیلی یک از روش‌های فرم بسته است که به دلیل اهمیت موضوع در این تحقیق بصورت جداگانه مورد مطالعه قرار گرفته شده است. روش‌های تحلیلی برخلاف روش‌های عددی به جواب‌های بسته‌ای می‌رسیم که روند عمومی تأثیر پارامترها را به ما نشان می‌دهند. در این روش‌ها هرچه خصوصیات مساله به شرایط مفروض نزدیک‌تر باشد، جواب دقیق‌تر است. هرچند در بیشتر روابط تحلیلی نیاز به ساده‌سازی‌هایی نظیر پذیرفتن رفتار الاستیک خطی سنگ است، اما بعضی از پدیده‌ها تنها توسط روابط تحلیلی با اطمینان بالا تعیین می‌شوند. یکی از روش‌های تحلیلی که در به دست آوردن میدان تنش و جابجایی در محیط الاستیک کاربرد دارد، استفاده از توابع پتانسیل مختلط است. تئوری توابع مختلط ابزاری قوی تعداد زیادی از کاربردهای اصلی این روش توسط کولوسو (۱۹۰۹) ارائه شده است. محققین دیگری از جمله موسخی‌لیشویلی^۱ و ساوین^۲ کاربرد این تئوری را گسترش دادند [۳۵] و [۳۶]. اکساداکتیلوس^۳ در سال ۲۰۰۲ نشان داد که توابع مختلط می‌تواند، به‌صورت موفقیت آمیز برای حل مسائل الاستیسیته صفحه‌ای برای هر تونل با مقطع عرضی با یک محور تقارن و کشش‌های سطحی استفاده شود [۳۷]. لی و ونگ^۴ با استفاده از تئوری پتانسیل مختلط در تونل‌های دایره‌ای با آستر تحت تنش‌های برجا و برشی یک حل کرنش صفحه‌ای الاستیک ارائه دادند. این حل را برای تنش‌های اطراف تونل در یک محیط ایزوتروپ بر طبق بارهای یکنواخت زمین و فشار وسیله نگهداری استفاده کردند [۳۸]. اولین بار فردی به نام اینگیلیس^۵ در سال ۱۹۱۳ با استفاده از توابع تنش ابری توانست روابطی برای نقاط مهم روی مرز بیضی به دست آورد [۳۹]. عالمی^۶ در سال ۲۰۱۳ با استفاده از تئوری توابع پتانسیل مختلط به حل تحلیلی تنش اطراف تونل‌های بیضوی تحت میدان برشی پرداخت [۴۰]. روش تحلیلی در سال ۲۰۰۶ توسط هو و همکاران برای

^۱- Muskhelishvili

^۲- Savin,

^۳- Exadaktylos & Stavropoulou

^۴- Li & Wang

^۵- Inglis

^۶- Alami

یک سازه‌ی مستطیلی که تحت موج‌برشی قرار داشت بر اساس تئوری متغیرهای مختلط و نگاشت همدیس ارائه شد. آن‌ها تئوری توابع مختلط را برای تعیین تنش و کرنش زمین و تئوری سازه‌ای را برای تنش و کرنش سازه به کار بردند. آن‌ها همچنین از یک تحلیل عددی نیز در کنار تحلیل تحلیلی استفاده کردند [۴۱]. بوبت در سال ۲۰۱۰ روش تحلیلی جدیدی را با استفاده از توابع مختلط برای محاسبه عکس‌العمل نگهداری توده سنگ برای تونل‌های دایره‌ای و مستطیلی شکل عمیق در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده ارائه داد. در مدل او تنش برجای اولیه، تنها تنش برشی بود. باتیستا در سال ۲۰۱۱ میدان تنش‌ها و جابجایی‌ها را در اطراف حفرات غیر دایره‌ای با استفاده از توابع مختلط موسخیلیشویلی و نگاشت شوارتز-کریستوفل تعیین نمود [۴۲]. "هشاش" و همکارانش در سال ۲۰۰۵ با تکمیل و جمع‌بندی نتایج به‌دست‌آمده از روش ونگ و همکاران توانستن بر اساس به دست آوردن تنش‌های مماسی و نرمال ناشی از بارهای دینامیکی، اقدام به طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی نمایند [۲۸]. لوگالام و همکاران^۱ در سال ۲۰۱۱ صفحه‌ای را با حفره‌ی مستطیلی تحت خمش بررسی کردند؛ آن‌ها نشان دادند که چه طور روش نگاشت یک‌به‌یک متغیر مختلط در کنار تحلیل عددی المان محدود برای تحلیل تنش گوشه‌ها استفاده می‌شود [۴۳]. جپاریدز^۲ در سال ۲۰۱۳ در قالب یک مثال عددی تنش اطراف یک حفره‌ی مربعی را با استفاده از برنامه‌ی کامپیوتری MATLAB به دست آورد؛ و سپس نتایج حاصل را با نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی المان محدود مقایسه کرد [۴۴]. کارگر و همکاران^۳ در سال ۲۰۱۴ راه‌حل تحلیلی برای تعیین تنش در اطراف مغارهای گازی تحت فشار داخلی ثابت ارائه کردند. در نهایت جواب‌های تحلیلی با مقادیر به‌دست‌آمده از نرم‌افزار اجزا محدود Phase۲ مقایسه شده است. همچنین در یک روش نیمه‌تحلیلی برای تعیین تنش اطراف تونل‌های غیر دایره‌ای با پوشش بتنی ارائه دادند. آن‌ها برای هر دو منطقه پوشش بتنی و توده سنگ اطراف آن توابع پتانسیل متفاوتی در نظر گرفتند، به طوری که در سطح تونل و سطح بین تونل و پوشش مربوطه همخوانی بین توابع پتانسیل برای شرایط مرزی وجود دارد [۴۵]. اکنون در این بخش به توضیح تعدادی از روش‌های تحلیلی مهم پرداخته می‌شود.

^۱ -Louhghalam, et al.

^۲ -Kargar, et al.

^۳ -Japaridze

۳-۲-۶-۱ روابط پیشنهادی ونگ و همکاران (۱۹۹۳)

ونگ راه‌حل‌های موجود برای محاسبه معادلات ایجادشده تحت بارگذاری لرزه‌ای را مورد بازبینی قرارداد. بر اساس مطالعات مختلف انجام‌شده توسط ونگ، لغزش کامل در سطح مشترک خاک و پوشش تونل، تنها زمانی که خاک نرم باشد و یا بار لرزه‌ای شدید باشد، امکان‌پذیر است. برای اغلب تونل‌ها شرایط سطح مشترک خاک و پوشش تونل حد میان شرایط بدون لغزش و لغزش کامل است؛ بنابراین باید هر دو حالت بدون لغزش و لغزش کامل در نظر گرفته شود تا بتوان تغییر شکل‌ها و نیروهای بحرانی پوشش تونل را مشخص نمود؛ اما فرض لغزش کامل باعث می‌گردد تا نیروی فشاری به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کمتر تخمین زده شود، پس برای تخمین حداکثر نیروی فشاری باید از شرایط بدون لغزش استفاده نمود. تونل‌های دایره‌ای شکل در اثر مؤلفه قائم بارهای دینامیکی تغییر شکل داده و اصطلاحاً مقطع شان تخم‌مرغی شکل می‌شود. مساله تغییر شکل مقطع این تونل‌ها را می‌توان به دو صورت بررسی نمود، در حالت اول این مورد مطرح است که حتی اگر تونل و حفاری وجود نداشته باشد و در یک محیط الاستیک، فقط یک تونل فرضی در نظر گرفته شود، یا در یک حفاری واقعی که در مورد آن توضیح داده شد [۲۹] و [۲۷].

برای محاسبه اندرکنش بین تونل و خاک ابتدا باید سختی نسبی تونل نسبت به زمین مشخص گردد. این سختی توسط ضریب فشردگی C رابطه‌ی (۳-۱۴) و ضریب انعطاف‌پذیری F رابطه‌ی (۳-۱۵) تعریف می‌گردند.

بیشینه‌ی مقدار تغییر شکل حلقوی تونل‌های دایره‌ای و سایر پارامترهای طراحی لازم در حالت لغزش کامل (Full Slip) پوشش جداره نظیر بیشترین مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش جداره از روابط زیر به دست می‌آید.

(۱) حالت لغزش کامل:

در این حالت، بیشینه‌ی مقدار تغییر شکل حلقوی تونل‌های دایره‌ای شکل، نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش جداره را می‌توان از رابطه‌ی (۳-۲۲) تعیین نمود:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{max} \quad (22-3)$$

$$T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{max} \quad (23-3)$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{max} \quad (24-3)$$

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (25-3)$$

در این روابط:

T_{max} : بیشینه‌ی مقدار نیروی محوری (KN).

M_{max} : بیشینه‌ی مقدار لنگر خمشی (KN.m)

K_1 : ضریب پاسخ پوشش جداره در حالت لغزش کامل

ν_m : نسبت پواسون سنگ یا خاک دربرگیرنده تونل.

E_m : مدول الاستیسیته سنگ یا خاک دربرگیرنده تونل (KP).

γ_{max} : کرنش برشی حداکثر. r : شعاع تونل (m).

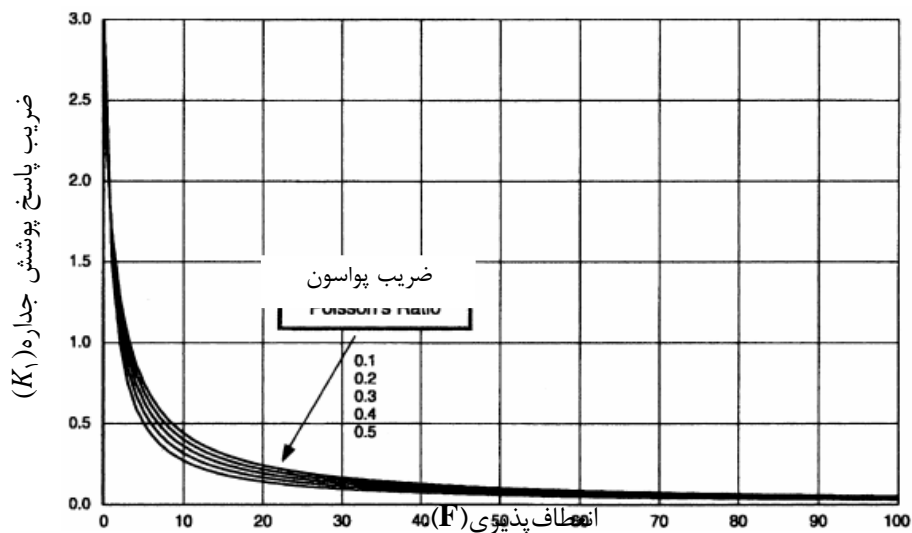
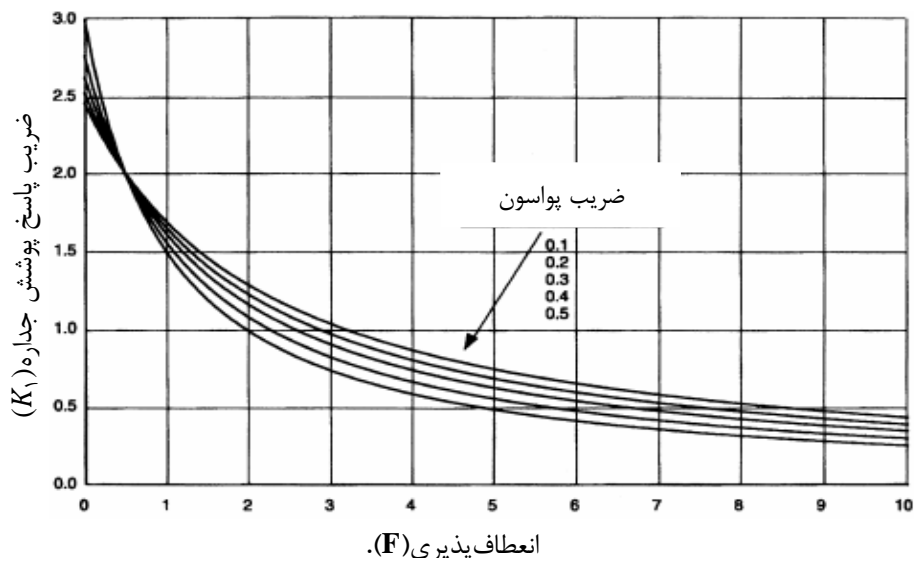
برای سهولت در انجام محاسبات و به دست آوردن تغییر شکل حلقوی تونل، علاوه بر

فرمول‌های ارائه‌شده در بالا می‌توان از شکل ۳-۸ استفاده نمود. در این اشکال، رابطه‌ی بین نسبت

انعطاف‌پذیری و K_1 ضریب پاسخ پوشش جداره در حالت لغزش کامل برحسب نسبت‌های پواسون

مختلف مشخص شده است. برای بیشتر تونل‌ها، شرایط اندرکنش بین سازه و محیط اطراف بین دو حد

بالا و پایین عدم لغزش و لغزش کامل قرار دارد.



شکل ۳-۱: رابطه‌ی بین نسبت انعطاف پذیری و ضریب پاسخ پوشش جداره در حالت **Full-slip** در نسبت‌های پواسون مختلف [۴]

۲) حالت عدم لغزش

برای این حالت روابط تعیین پارامترهای سازه‌ای به صورت زیر ارائه شده است:

$$T_{max} = \pm K_{\gamma} \tau_{max} r = \pm K_{\gamma} \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{max} \quad (26-3)$$

$$K_{\gamma} = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)c] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)c] + c \left[\frac{5}{2} - \lambda \nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - \lambda \nu_m} \quad (27-3)$$

که در آن:

K_2 : ضریب پاسخ پوشش جداره در حالت عدم لغزش U_m : ضریب پواسون توده سنگ

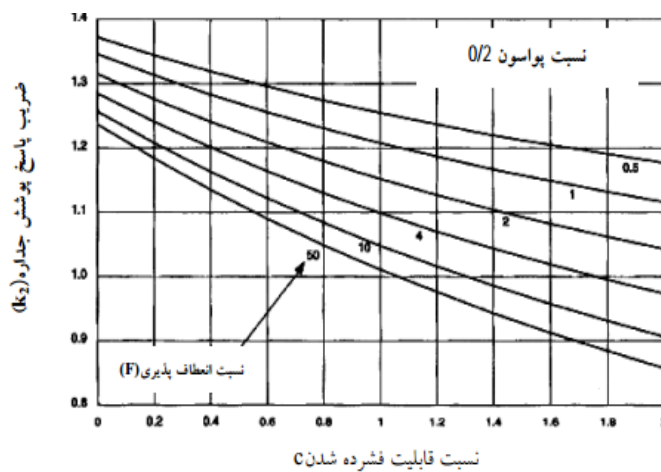
در شکل ۳-۹ رابطه‌ی بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف‌پذیری و نسبت K_2 برای نسبت‌های پواسون مختلف آورده شده است، از این اشکال می‌توان در به دست آوردن پارامترهای مجهول روابط (۳-۲۸) و (۳-۲۹) استفاده نمود [۲۸] تا [۲۷].

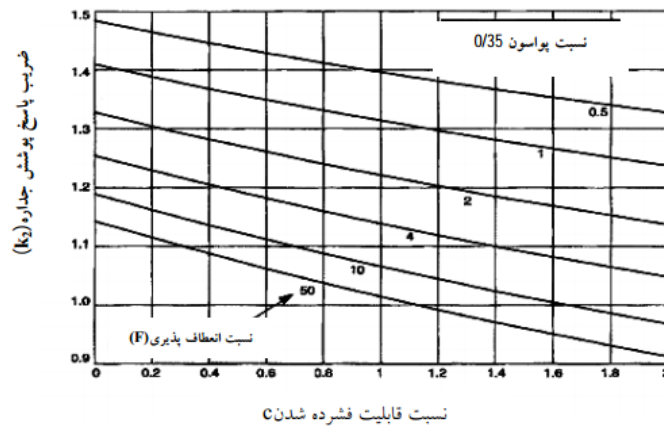
روش دیگری نیز وجود دارد که از روی ارتباط بین تغییر شکل در حالت زمین آزاد و اندرکنش سازه و زمین، می‌توان تغییر شکل حلقوی را طبق رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (3-28)$$

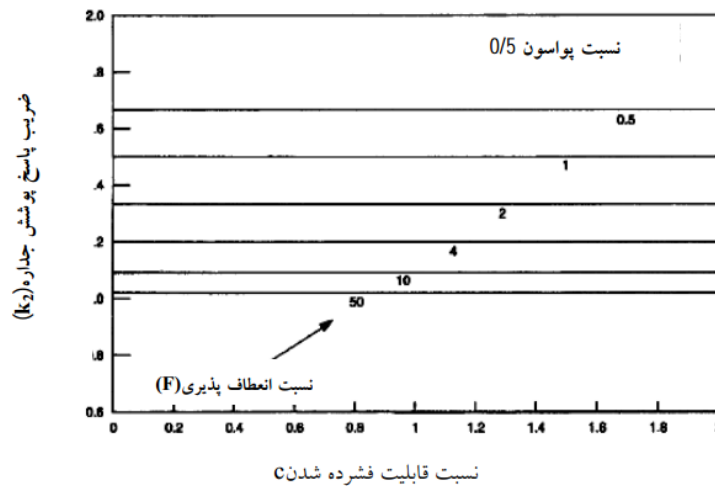
Δd_{lining} : تغییر مکان پوشش بتنی F : نسبت انعطاف‌پذیری.

همچنین با استفاده از شکل ۳-۸ که رابطه‌ی بین نسبت انعطاف‌پذیری با نسبت تغییر شکل پوشش جداره به تغییر شکل زمین آزاد را مشخص می‌کند، می‌توان برای به دست آوردن تغییر شکل حلقوی در حالت اندرکنش سازه و زمین از روی تغییر شکل حلقوی تونل در حالت زمین آزاد استفاده نمود. [۲۹] و [۲۷].





شکل ۳-۹: رابطه‌ی بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف پذیری و نسبت K_2 برای نسبت‌های پواسون مختلف [۲۹]



شکل ۳-۱۰: رابطه‌ی بین نسبت قابلیت فشرده شدن و انعطاف پذیری و نسبت K_2 برای نسبت‌های پواسون مختلف [۲۹]

۲-۶-۲-۳ روابط پیشنهادی پنزین (۲۰۰۰)

پنزین روابط عددی ساده‌شده توسعه‌یافته‌ای را روی پوشش تونل ارائه داده است. با فرض شرایط لغزش کامل پاسخ‌هایی برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در پوشش تونل‌های دایره‌ای با در نظر گرفتن اندرکنش محیط و سازه تحت بارگذاری زلزله به شکل زیر ارائه شده است [۱۰] و [۲۸]:

$$\Delta d^n_{\text{lining}} = R^n \Delta d_{\text{free-field}} = R^n \frac{d}{\gamma} \gamma_{\text{max}} \quad (۲۹-۳)$$

$$T_{max} = \pm \frac{12 E_l I \Delta d^n_{lining}}{d^3 (1 - \vartheta_l^2)} = \pm \frac{\varphi E_l I R^n \gamma_{max}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} \quad (30-3)$$

$$M_{max} = \pm \frac{\varphi E_l I \Delta d^n_{lining}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} = \pm \frac{\varphi E_l I R^n \gamma_{max}}{d (1 - \vartheta_l^2)} \quad (31-3)$$

$$V_{max} = \pm \frac{2\varphi E_l I \Delta d^n_{lining}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} = \pm \frac{12 E_l I R^n \gamma_{max}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} \quad (32-3)$$

E_l : مدول الاستیسیته پوشش بتنی (KPa)
 R : شعاع تونل به همراه ضخامت پوشش بتنی (m)
 d : قطر تونل (m)

ϑ_l : ضریب پواسون پوشش بتنی
 Δd^n_{lining} : تغییر شکل قطری تونل فقط تحت تأثیر بارگذاری نرمال
 I : ممان اینرسی پوشش بتنی (m^4)

نسبت اعوجاج خاک- تونل به صورت زیر تعریف می شود:

$$R^n = \pm \frac{\varphi (1 - \vartheta_m)}{(\alpha^n + 1)} \quad (33-3)$$

$$\alpha^n = \frac{12 E_l I (\delta - \varphi \vartheta_m)}{d^2 G_m (1 - \vartheta_l^2)} \quad (34-3)$$

با فرض شرایط عدم لغزش روابط بالا به شکل زیر اصلاح می شوند:

$$\Delta d_{lining} = R \cdot \Delta d_{free-field} = R \cdot \frac{d}{\varphi} \gamma_{max} \quad (35-3)$$

$$T_{max} = \pm \frac{12 E_l I \Delta d_{lining}}{d^3 (1 - \vartheta_l^2)} = \pm \frac{\varphi E_l I R \gamma_{max}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} \quad (36-3)$$

$$M_{max} = \pm \frac{\varphi E_l I \Delta d_{lining}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} = \pm \frac{\varphi E_l I R \gamma_{max}}{d (1 - \vartheta_l^2)} \quad (37-3)$$

$$V_{max} = \pm \frac{2\varphi E_l I \Delta d_{lining}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} = \pm \frac{12 E_l I R \gamma_{max}}{d^2 (1 - \vartheta_l^2)} \quad (38-3)$$

$$R = \pm \frac{4(1 - \vartheta_m)}{(\alpha^n + 1)} \quad (39-3)$$

$$\alpha = \frac{12E_l I(\delta - \epsilon \vartheta_m)}{d^3 G_m (1 - \vartheta_l^2)} \quad (40-3)$$

۳-۲-۶-۳ روش پیشنهادی هشاش و همکاران:

هشاش و همکاران (۲۰۰۱)، مطالعاتی در مرکز تحقیقات انجمن بین‌المللی تونل‌سازی جهت استفاده در تحلیل لرزه‌ای فضاهای زیرزمینی در آمریکا انجام دادند با بررسی آخرین مطالعات محققان در مورد طراحی و پایداری تونل‌ها تحت بارهای لرزه‌ای، راهکارهای لازم ارائه شده است [۲۹]. بر اساس مطالعات Hashash و همکاران جهت تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی سه مرحله را باید پشت سر گذاشت این سه مرحله عبارت‌اند از:

۱) تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه

آسیب‌پذیری یک سازه، برحسب شدت‌های مختلف حرکات زمین است. طبیعی است که هر چه زلزله قوی‌تر باشد، آسیب‌پذیری یک سازه نیز بیشتر خواهد شد. فضاهای زیرزمینی مقاوم در برابر زلزله با این نگرش طراحی می‌شوند که در برابر حد معینی از لرزش، آسیبی بیش‌ازحد مجاز زلزله تعریف شده، متحمل نشوند. این حد معین لرزش به ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه بستگی دارد و به‌وسیله‌ی دامنه و مشخصات حرکات مورد انتظار زمین و دوره‌ی بازگشت آن تعریف می‌شود، از این‌رو تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه که در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی امری ضروری است، در قالب به مرحله ارزیابی می‌گردد:

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

۲) بررسی پاسخ زمین نسبت به امواج لرزه‌ای و تأثیر آن بر سازه‌های زیرزمینی

بعد از تعیین ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه، نوبت به بررسی زمین نسبت به امواج لرزه‌ای و تأثیر آن بر سازه‌های زیرزمینی می‌رسد [۲۹].

۳) طراحی لرزه‌ای سازه زیرزمینی

بعد از مشخص شدن ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه و بررسی امواج لرزه‌ای بر محیط اطراف تونل نوبت به طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی می‌رسد [۲۹].

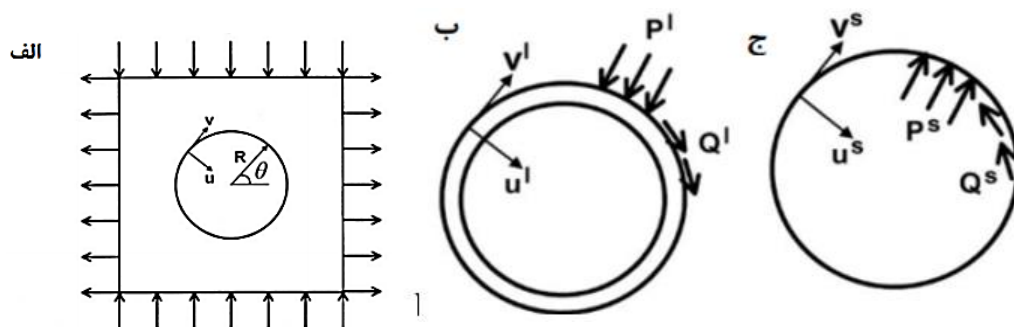
۳-۲-۶-۴ روش پیشنهادی پارک و همکاران (۲۰۰۹)

پارک و همکاران برای راحتی راحتی تحلیل، شرایط بارگذاری را مطابق شکل (۳-۱۳) به سه مورد تفکیک کردند [۴۷]:

الف) یک حفره استوانه دایره‌ای با بارگذاری خارجی (شکل ۳-۱۳ الف)

ب) یک پوشش استوانه دایره‌ای با تنش‌هایی در سطح میانی پوشش بتنی-محیط (شکل ۳-۱۳ ب)

ج) یک حفره استوانه‌ای مدور با تماس تنش‌های در سطح میانی پوشش بتنی-محیط (شکل ۳-۱۳ ج)



شکل ۳-۱۱: شرایط بارگذاری در روش پارک و همکاران [۴۷]

بر طبق این روش در شرایط بدون لغزش داریم:

$$\frac{T}{G_s \gamma_{max} r} = \frac{\varphi(1 - \vartheta_s)}{\Delta'} \left[F + \left(\frac{1}{\gamma} - \vartheta_s \right) C + \gamma \right] \cos \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (41-3)$$

$$\frac{M}{G_s \gamma_{max} r} = - \frac{\varphi(1 - \vartheta_s)}{\Delta'} \left[1 + \left(\frac{1}{\gamma} - \vartheta_s \right) C \right] \cos \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (42-3)$$

$$\sigma_r = \frac{(1 - \vartheta_s) \cdot E_s \cdot \gamma_{max}}{(1 + \vartheta_s) \cdot \Delta''} \cdot (-\gamma F + \gamma C \cdot (1 - \gamma \vartheta_s) + \varphi) \cdot \cos \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (43-3)$$

$$\sigma_\theta = \frac{(1 - \vartheta_s) \cdot E_s \cdot \gamma_{max}}{(1 + \vartheta_s) \cdot \Delta''} \cdot (\gamma F + \varphi) \cdot \sin \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (44-3)$$

$$\Delta'' = CF \cdot (1 - \gamma \vartheta_s) + F(\gamma - \gamma \vartheta_s) + C(\gamma \delta - \lambda \vartheta_s + \varphi \vartheta_s^2) + \varphi - \lambda \vartheta_s \quad (45-3)$$

$$\Delta' = F((\gamma - \gamma \vartheta_s) + (1 - \gamma \vartheta_s)C) + C[\gamma \delta - \lambda + \varphi \vartheta_s^2] + \varphi - \lambda \vartheta_s \quad (46-3)$$

و در شرایط لغزش کامل خواهیم داشت:

$$\frac{T}{G_s \gamma_{max} r} = \frac{\varphi(1 - \vartheta_s)}{(\gamma F + \delta - \varphi \vartheta_s)} \cos \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (47-3)$$

$$\frac{M}{G_s \gamma_{max} r} = - \frac{\varphi(1 - \vartheta_s)}{(\gamma F + \delta - \varphi \vartheta_s)} \cos \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (48-3)$$

$$\sigma_r = \frac{\varphi(1 + \vartheta_s) E_s \cdot \gamma_{max}}{(1 + \vartheta_s) \cdot (\gamma F + \delta - \varphi \vartheta_s)} \cdot \cos \gamma \left(\theta + \frac{\pi}{\varphi} \right) \quad (49-3)$$

$$\sigma_\theta = \cdot \quad (50-3)$$

$$\sigma = \frac{T}{A_l} + \frac{Mt}{\gamma I_l} \quad (51-3)$$

ϑ_s : ضریب پواسون محیط E_s : مدول الاستیسیته‌ی A_l : سطح مقطع پوشش σ : تنش محیطی

(Mpa)

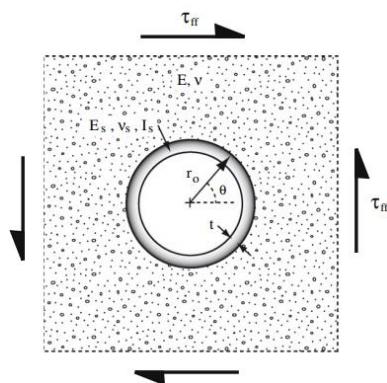
بتنی (m^2)

محیط (KPa)

σ_r : تنش شعاعی (KPa) σ_θ : تنش مماسی (KPa) γ_{max} : کرنش برشی بیشینه

۳-۲-۶-۵ روش و روابط پیشنهادی بوبت (۲۰۱۰)

راه حل‌های که برای تجزیه و تحلیل تونل‌های عمیق زهکشی نشده به دست آمده است؛ را می‌تواند به راحتی تنش‌ها و تغییرهای ایجاد شده بر اثر تنش برشی اعمالی در میدان آزاد مطابق شکل زیر توسط روابط ارائه شده بدست آورد:



شکل ۳-۱۲: تنش برشی اعمالی بر تونل دایره‌ای شکل در میدان آزاد [۴۸]

روش تحلیلی برای تونل‌های با سطح مقطع مستطیلی در یک محیط الاستیک بی‌نهایت که در معرض تنش‌های برشی میدان آزاد ناشی از بارگذاری در حالت زهکشی و زهکشی نشده قرار دارند. شبیه‌سازی‌های عددی متعددی برای تعیین اعوجاج سازه‌های مستطیلی که در محیط الاستیک بی‌نهایت تحت تنش برشی میدان آزاد در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده و زمانی که بین سازه و زمین لغزش کامل یا عدم لغزش رخ می‌دهد، انجام شده است. نتایج به دست آمده نشان داد که شکل هندسی سازه در تغییر شکل مقطع تأثیر کمی داشته و شرایط لغزش کامل کمترین تغییر شکل را به دنبال داشته است [۴۸]. در شرایط زهکشی نشده زمانی انحراف (اعوجاج) کمتر است که سازه انعطاف پذیرتر از زمین باشد و وقتی که سازه صلب باشد تغییر شکل افزایش می‌یابد. نتایج به دست آمده از تونل‌های با سطح مقطع مستطیلی و دایره‌ای نشان داد که می‌توان از معادلات به دست آمده در حالت

دایره‌ای برای حالت مستطیلی استفاده کرد نتایج به دست آمده توسط بوبت در حالت دایره‌ای در حالت زهکشی و زهکشی نشده به صورت زیر است [۴۸]:

أ) در حالت زهکشی شده (خشک)

بدون لغزش:

$$T = -(1 - C_r)\tau_{ff} r_o \cos^2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (52-3)$$

$$M = -\frac{1}{r} (1 + C_1 + C_r)\tau_{ff} r_o^2 \cos^2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (53-3)$$

$$C_1 = -2 \frac{(1-v)^2 C + (1-v) - \frac{[(1-v)C + 4]r}{F}}{(1-v)^2 C + (1-v)(3-2v) + \frac{[(1-v)(5-6v)C + 4(3-4v)]r}{F}} \quad (54-3)$$

$$C_r = \frac{1}{3} \frac{(1-v)C - 2 - C_1[(1-v)C + 4v]}{(1-v)C + 2} \quad (55-3)$$

$$C = \frac{Er_o(1-v_s^2)}{E_s A_s (1-v^2)} \quad (56-3)$$

$$F = \frac{Er_o^2(1-v_s^2)}{E_s I_s (1-v^2)} \quad (57-3)$$

$$\sigma_r = \left(1 + 2C_1 \frac{r_o^2}{r^2} + 3C_r \frac{r_o^4}{r^4} \right) \tau_{ff} \cdot \cos^2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (58-3)$$

$$\sigma_\theta = - \left(1 + 3C_r \frac{r_o^4}{r^4} \right) \tau_{ff} \cdot \cos^2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (59-3)$$

C_1, C_2 و C_r : ضرایب روابط
 A_s : سطح مقطع سیستم
 E_s : مدول الاستیسیته پوشش
 بوبت
 نگهداری
 بتنی

τ_{ff} : تنش برشی میدان آزاد
 E : مدول الاستیسیته‌ی محیط
 v : ضریب پواسون محیط

حالت لغزش کامل:

$$T = -\frac{12(1-\nu)}{3(\Delta - \epsilon\nu) + (1-\nu)F} \tau_{ff} r_o \sin 2\theta \quad (60-3)$$

$$M = Tr_o \quad (61-3)$$

$$C_1 = -\frac{3 - (1-\nu)F}{3(\Delta - \epsilon\nu) + (1-\nu)F} \quad (62-3)$$

$$C_2 = -\frac{3(1-2\nu)F - (1-\nu)}{3(\Delta - \epsilon\nu) + (1-\nu)F} \quad (63-3)$$

$$\sigma_r = \left(1 - 4C_1 \frac{r_o^2}{r^2} + 3C_2 \frac{r_o^4}{r^4}\right) \tau_{ff} \cdot \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (64-3)$$

$$\sigma_\theta = -\left(1 - 3C_2 \frac{r_o^4}{r^4}\right) \tau_{ff} \cdot \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (65-3)$$

ب) در حالت زهکشی نشده

حالت بدون لغزش:

$$C_1 = -2 \frac{(1-\nu)^2 C + (1-\nu) - \frac{[(1-\nu)C + 4]3}{F}}{[2 + (1-\nu)C][(1-\nu) + \epsilon/F]} \quad (66-3)$$

$$C_2 = \frac{1}{3} \frac{(1-\nu)^2 C - 12/F}{[2 + (1-\nu)C][(1-\nu) + \epsilon/F]} \quad (67-3)$$

$$T = -(1 - 2C_2) \tau_{ff} r_o \sin 2\theta \quad (68-3)$$

$$M = -\frac{1}{3} (1 + 2C_1 + 2C_2) \tau_{ff} r_o^2 \sin 2\theta \quad (69-3)$$

حالت لغزش کامل:

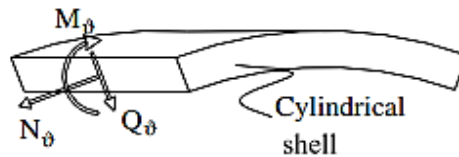
$$T = -\frac{\epsilon}{\epsilon + (1 - \nu)F} \tau_{ff} r_o \sin 2\theta \quad (70-3)$$

$$M = T r_o \quad (71-3)$$

T: نیروی محوری (KN)
M: لنگر خمشی (KN.m)
 σ_θ : تنش مماسی (KN)
 σ_r : تنش شعاعی (KN)

۳-۲-۶-۶ روش کوری گیلینو^۱

در این روش فرض می‌شود که نیروی داخلی به دلیل حفاری، حذف و با پوشش بتنی جایگزین شده است؛ و بارهای زمین لرزه نیز با توزیع بار خارجی شبه دینامیکی شبیه‌سازی شده است. رابطه‌ی به‌دست‌آمده برای نیروی محوری و لنگر خمشی در واحد طول پوشش بتنی تونل (شکل ۱۵-۳) در دو حالت لغزش کامل و عدم لغزش بررسی شده است [۱۲].



شکل ۳-۱۳: نیروهای داخلی فعال بر روی پوسته‌ی استوانه‌ای در شرایط کرنش صفحه‌ای [۱۲]

أ) حالت عدم لغزش

$$N = \frac{E_{soil}}{2(1 + \nu_{soil})} \cdot \gamma_{ffmax} \cdot R \cdot \left(1 - \frac{\delta}{3}\right) \cdot \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (72-3)$$

$$M = \frac{E_{soil}}{2(1 + \nu_{soil})} \cdot \gamma_{ffmax} \cdot R^2 / 2 \cdot \left(1 + \frac{\delta}{3} + \epsilon\right) \cdot \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (73-3)$$

$$\epsilon = \frac{\{2a[1 + C \cdot (1 - \nu_{soil})] - \epsilon \cdot \frac{C}{F} \cdot [a + 4]\}}{a \cdot [4 \cdot \nu_{soil} - 4 - a] + 2 \frac{C}{F} \cdot \{4 \cdot \nu_{soil} + a - \epsilon(1 - \nu_{soil})[2 + a]\} + (1 - 2\nu_{soil})a} \quad (74-3)$$

^۱- Corigliano et al (۲۰۰۶)

$$\delta = \frac{a - \gamma - [\gamma v_{soil} + a]\varepsilon}{\gamma + a} \quad (75-3)$$

$$\eta = \frac{\left[F(1 - v_{soil}) + \varepsilon\left(\frac{1}{\gamma} - v_{soil}\right) \right]}{\left[\gamma F(1 - v_{soil}) + \varepsilon(\omega - \varepsilon v_{soil}) \right]} \quad (76-3)$$

$$a = C \cdot (1 - v_{soil}) \quad (77-3)$$

$$\alpha = \frac{F \cdot C \cdot (1 - v_{soil}) - (1 - \gamma v_{soil})(F + C)}{F + C + F \cdot C \cdot (1 - v_{soil})} \quad (78-3)$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{\gamma}(1 + K)(1 - \alpha) - \frac{P}{\gamma}(1 - K)[1 + \delta + \gamma\varepsilon]\cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{\gamma}\right) \quad (79-3)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P}{\gamma}(1 - K)[1 - \delta - \varepsilon] \cdot \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{\gamma}\right) \quad (80-3)$$

ب) حالت لغزش كامل

$$N = \frac{E_{soil}}{\gamma(1 + v_{soil})} \cdot \gamma_{ffmax} \cdot R \cdot (1 - \gamma\eta) \cdot \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{\gamma}\right) \quad (81-3)$$

$$M = \frac{E_{soil}}{\gamma(1 + v_{soil})} \cdot \gamma_{ffmax} \cdot R^\gamma \cdot (1 - \gamma\eta) \cdot \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{\gamma}\right) \quad (82-3)$$

$$a = \frac{F \cdot (1 - v_{soil}) + \varepsilon\left(\frac{1}{\gamma} - v_{soil}\right)}{\gamma F \cdot (1 - v_{soil}) + \varepsilon(\omega - \varepsilon v_{soil})} \quad (83-3)$$

$$\alpha = \frac{F \cdot C \cdot (1 - v_{soil}) - (1 - \gamma v_{soil})(F + C)}{F + C + F \cdot C \cdot (1 - v_{soil})} \quad (84-3)$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{\gamma}(1 + K)(1 - \alpha) - \frac{P}{\gamma}(1 - K)[1 + \varepsilon a]\cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{\gamma}\right) \quad (85-3)$$

$$\sigma_\theta = \cdot \quad (86-3)$$

$\varepsilon, \delta, \eta, a$ و α : ضرایب رابطه γ_{ffmax} : کرنش برشی حداکثر K : نسبت تنش افقی به تنش عمودی
در میدان آزاد.

N : نیروی محوری (KN) M : لنگر خمشی (KN.m).
 P : تنش وارده بر سطح مقطع خارجی پوشش بتنی (KPa)

v_{soil} : ضریب پواسون محیط

۳-۳ جمع‌بندی

با توجه به مطالب ارائه شده در این فصل که به معرفی روش‌های طراحی لرزه‌ای و معیارهای بارگذاری پرداخته شد اولین و ساده‌ترین روش طراحی لرزه‌ای روش تجربی، که مبتنی بر آمار خسارت‌های ایجاد شده بر اساس عوامل موجب خسارت در سازه‌های زیرزمینی است. سپس روش فیزیکی که به شبیه‌سازی تونل تحت بارهای لرزه‌ای در سطح آزمایشگاهی بوده که به دلیل هزینه و دقت بالا کمتر مورد توجه قرار می‌گیرد. سازه‌های زیرزمینی با توجه به درجه‌ی اهمیت و حساسیت آن‌ها از روش عددی برای مدلسازی آنها برای کاهش خطا مورد استفاده قرار می‌گیرند و برای اطمینان از نتایج عددی از روش‌های فرم بسته استفاده می‌شود که در این فصل روش‌های تحلیلی متفاوت از محققین مختلف برای حالت لرزه‌ای ارائه شد. توجه به این نکته که روش‌های عددی نیازمند وقت زیادی برای تحلیل دینامیکی می‌باشد در نتیجه روش‌های تحلیلی از اهمیت بالایی برخوردار است.

فصل چهارم

مدلسازی عددی تونل و محیط
دربرگیرندهی آن تحت بار زلزله

نرم‌افزار FLAC^{3D} بر مبنای روش تفاضل محدود و بر اساس تحلیل لاگرانژی بوده و مناسب برای مدل‌سازی تغییر مکان‌ها و تنش‌های بزرگ در توده‌های خاکی و سنگی است. در این روش اصولاً محیط را پیوسته در نظر می‌گیرند و می‌توان وجود چند سطح ناپیوستگی را نیز مدل‌سازی کرد. در برنامه‌های تفاضل محدود از روش پیشرفت زمانی مستقیم-صریح^۱ و در اجزای محدود از روش حل ماتریسی یا ضمنی^۲ استفاده می‌شود. از ویژگی‌های روش صریح عبارت‌اند از:

- برای پایداری محاسبات، گام‌های زمانی از مقدار بحرانی باید کمتر باشد
- حجم محاسبات گام‌های تحلیل اندک است
- برای اقلان قوانین رفتاری برای مدل‌های غیرخطی نیازی به تکرار محاسبات نخواهد بود
- معیار گام‌های زمان مطلوب بوده و می‌تواند قوانین محیط‌های غیرخطی را به‌صورت دقیق ارضا کند
- نیازی به تشکیل ماتریس‌های محاسباتی نبوده و به همین خاطر حافظه موردنیاز در رایانه برای انجام محاسبات حداقل خواهد بود
- با توجه به این‌که ماتریس‌های محاسباتی ساخته نمی‌شود، کرنش‌ها و تغییر شکل‌ها بدون نیاز به محاسبات پیچیده‌تر، مدل‌سازی می‌شود [۳۴].

در ادامه به معرفی نرم‌افزار و مدل ساخته‌شده شرح داده خواهد شد.

۲-۴ معرفی نرم‌افزار FLAC^{3D}:

نرم‌افزار FLAC^{3D} یک برنامه‌ی تفاضل محدود غیر ضمنی سه‌بعدی است که می‌تواند رفتار سازه‌های ساخته‌شده از خاک، سنگ یا دیگر موادی را که ممکن است، پس از رسیدن به حدود پلاستیک دچار جریان پلاستیک شوند، شبیه‌سازی کند. محلی که قرار است سازه‌ی زیرزمینی در آن حفر شود، به‌وسیله‌ی شبکه‌ای از عناصر نمایش داده می‌شوند. این شبکه توسط کاربر طوری طراحی

^۱- explicit

^۲- implicit

می‌شود که بر شکل سازه‌ی موردنظر منطبق گردد. هر المان مطابق با یک قانون تنش- کرنش خطی یا غیرخطی و در واکنش به نیروهای وارده یا شرایط مرزی رفتار می‌کند. اگر تنش‌ها به اندازه‌ی کافی زیاد باشند که سبب تسلیم شدن مواد و جریان آن‌ها شوند، شبکه‌ی طراحی شده می‌تواند مطابق واقعیت (در حالت کرنش بزرگ) تغییر شکل یافته و همراه با مواد ذکرشده حرکت کند [۳۴].

FLAC^{3D} بر یک طرح محاسباتی لاگرانژی استوار است که مناسب مدل‌سازی تغییر شکل‌های بزرگ است. به‌علاوه این نرم‌افزار، دارای چندین مدل رفتاری از پیش ساخته‌شده است که به آن اجازه‌ی شبیه‌سازی عکس‌العمل‌های شدیداً غیرخطی و برگشت‌ناپذیر مواد زمین یا مواد مشابه دیگر را می‌دهد. هم‌اکنون این نرم‌افزار، به‌صورت یک برنامه‌ی تحت ویندوز تبدیل شده است. ساختار فرمان گیر، FLAC^{3D} هنگام انجام مطالعات مهندسی دارای مزایای زیر است:

- فرمان‌های ورودی نرم‌افزار از کلمات قابل تشخیص تشکیل شده‌اند که به روش منطقی، کاربر به راحتی می‌تواند کاربرد هر یک از آن‌ها را تشخیص دهد.
- فرمان‌ها و داده‌های ورودی دارای آرایش خاصی نبوده و می‌توانند به‌صورت مستقیم، هنگام کار با نرم‌افزار یا از طریق یک فایل داده به FLAC^{3D} وارد شوند.
- فایل داده می‌تواند به راحتی اصلاح شود و چندین فایل داده را می‌توان به هم متصل کرد و یکسری تحلیل عددی را به‌طور متوالی انجام داد. این قابلیت برای انجام تحلیل پارامتری روی پارامترهای ورودی مدل عددی، بسیار مفید و مؤثر است.
- طبیعت قابل فهم فایل‌های ورودی که از فرمان‌های قابل تشخیص تشکیل شده‌اند، موجب می‌شود که این فایل‌ها، به‌عنوان سندهای بسیار خوبی از تحلیل‌های انجام‌گرفته برای مطالعات مهندسی باقی بماند.

نرم‌افزار، FLAC^{3D} برای کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک طراحی شده است. این برنامه دارای مدل‌های عددی ویژه‌ای، جهت شبیه‌سازی واکنش مکانیکی مواد زمین است. همچنین FLAC^{3D} دارای هفت مدل رفتاری از پیش ساخته‌شده است که از مدل فضای خالی برای نمایش حفاری‌ها در شبکه تا مدل‌های تسلیم برشی و حجمی برای نمایش رفتار کرنش سختی و کرنش نرمی و نمایش گسیختگی برشی غیرقابل برگشت و غیرخطی را دربر می‌گیرند.

همچنین سه مدل اختیاری برای شبیه‌سازی رفتار ویسکوالاستیک (رفتار خزشی) مواد موجود است. به‌علاوه‌ی یک مدل سطح ناپیوستگی یا سطح لغزش وجود دارد که برای مدل‌سازی سطوح ناپیوستگی مشخص، بین دو یا تعداد بیشتری از بخش‌های شبکه استفاده می‌شود. سطوح ناپیوستگی، سطوحی هستند که امکان لغزش یا جداشدگی آن‌ها وجود دارد، از این‌رو برای شبیه‌سازی گسل‌ها، درزه‌ها استفاده می‌شوند. این نرم‌افزار، دارای قابلیت‌هایی است که به آن اجازه می‌دهد تا پیوستگی کامل، بین یک جامد تغییر شکل‌پذیر متخلخل و یک سیال لزج را که در فضاهای منفذی آن جریان دارد مدل‌سازی کند. این سیال می‌تواند از قانون "ایزوتروپیک" یا "غیرایزوتروپیک" داری پیروی کند. حرکت غیریکنواخت و یکنواخت، هر دو قابل مدل‌سازی هستند [۳۴].

سازه‌هایی از قبیل پوشش‌های تونل، بولت‌ها (میل مهارها)، قطعات تسلیم‌پذیر یا شمع‌های صفحه‌ای که با سنگ یا خاک درون‌گیر خود اندرکنش انجام می‌دهند را می‌توان توسط FLAC^{3D} مدل‌سازی کرد و اثرات آن‌ها را بر روی پایداری سازه‌های زیرزمینی یا سطحی بررسی نمود. همچنین یک مدل حرارتی به‌عنوان یکی از قابلیت‌های ویژه FLAC^{3D} در دسترس است. این مدل، جریان انتقال گرما در مواد و گسترش متعاقب تنش‌های ایجادشده بر اثر حرارت (در این مواد) را شبیه‌سازی می‌کند. مدل حرارتی را می‌توان به‌طور مستقل یا در محاسبات وابسته حرارتی- مکانیکی به کار گرفت [۲۳].

۴-۲-۱ مدل‌سازی لرزه‌ای تونل‌ها در FLAC^{3D}:

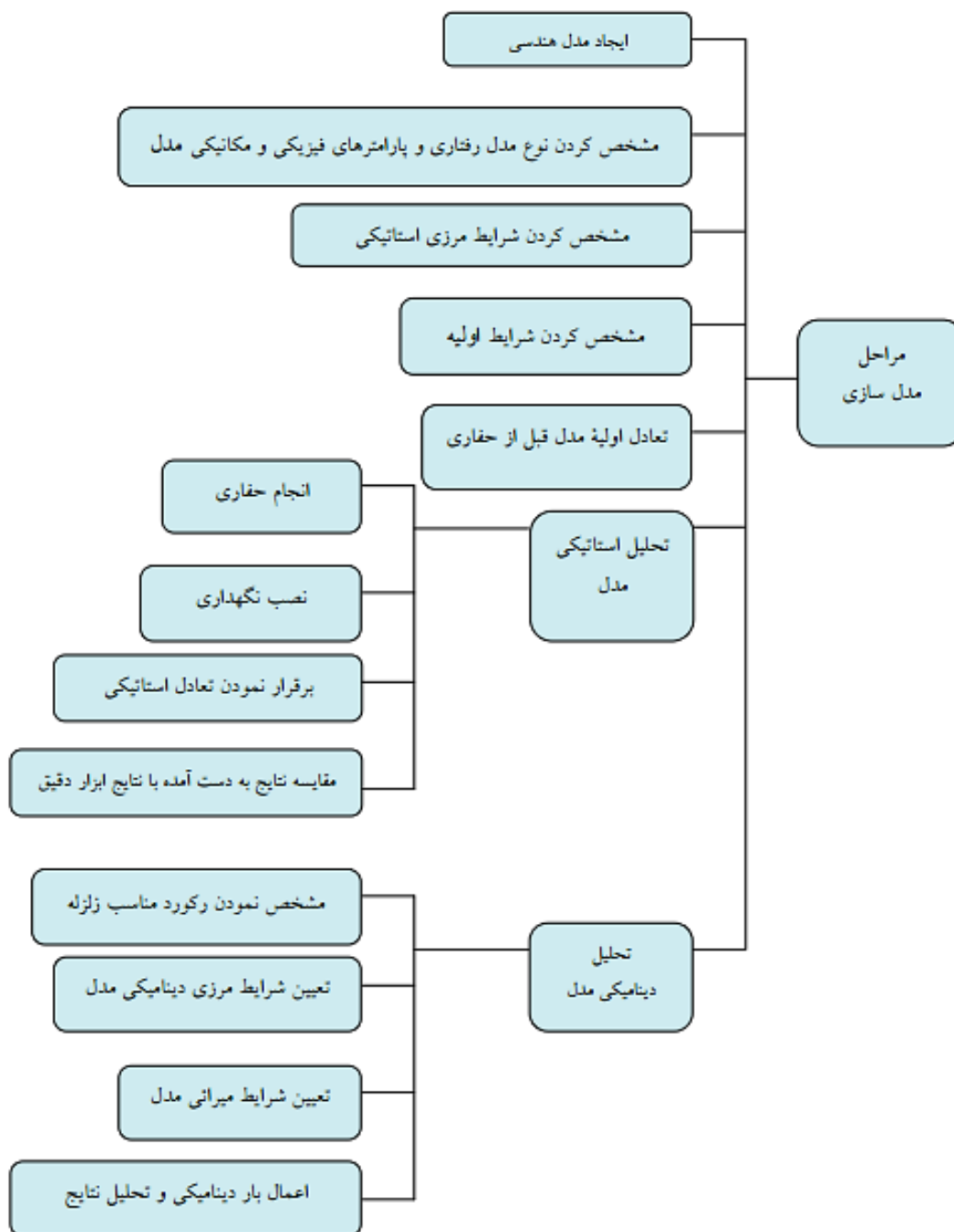
علاوه بر موارد ذکرشده، نرم‌افزار FLAC^{3D} برای انجام کارهای دینامیکی دارای توانمندی‌های خوبی است. با توجه به اینکه اساس تعادل و حلی که در این نرم‌افزار انجام می‌گیرد، بر پایه‌ی مراحل زمانی است، این توانمندی دور از انتظار نیست. داده‌های ورودی را برای تحلیل دینامیکی در نرم‌افزار، FLAC^{3D} به یکی از چهار روش زیر می‌توان اعمال کرد:

- به‌صورت تاریخچه زمانی شتاب
- به‌صورت تاریخچه زمانی سرعت
- به‌صورت تاریخچه زمانی تنش
- به‌صورت تاریخچه زمانی نیرو

برای اعمال هر کدام از داده‌های ورودی بالا، هم می‌توان از زبان برنامه‌نویسی نرم‌افزار استفاده کرد و هم می‌توان به صورت مستقیم رکوردهای زلزله را اعمال نمود که برگزیدن هر یک از این دو روش، بستگی به شرایط مساله دارد. در مورد شرایط مرزی دینامیکی نیز، دو نوع شرط مرزی برای مسائل دینامیکی در نرم‌افزار پیش‌بینی شده است که یکی شرط مرزی آرام^۱ و دیگری شرط مرزی آزاد^۲ است. با استفاده از این دو شرط مرزی می‌توان مساله انعکاس موج از مرزها را حل نمود که توضیح مربوط به هر دو شرط مرزی در ذیل آورده خواهد شد. FLAC^{3D} دارای قابلیت‌های بسیاری در زمینه رسم تصاویر است. این قابلیت‌ها به کاربر اجازه می‌دهند تا تصاویر را بر روی صفحه نمایش کامپیوتر یا دستگاه‌های رسام جانبی کامپیوتر رسم کند. همچنین می‌توان تغییرات یک متغیر را به صورت تابعی از گام‌های محاسباتی رسم کرد. در این حالت تصاویری که نشان‌دهنده تغییرات یک متغیر (در طی گام‌های محاسباتی) هستند، بخصوص برای اطمینان یافتن از رسیدن به تعادل یا وقوع گسیختگی، مناسب هستند. برای تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی، ابتدا باید مدل استاتیکی این فضاها تهیه شود و برای بارهای استاتیکی به تعادل برسد؛ سپس بارهای دینامیکی به مدل اعمال گردد. مراحل این مدل‌سازی در فلوچارت شکل (۳-۸) آورده شده است [۳۴].

^۱ - Quiet Boundaries

^۲ - Free-Field Boundaries



شکل ۴-۱: الگوریتم مراحل مدل سازی دینامیکی در $FLAC3D$ [۳۴]

برای تحلیل‌های دینامیکی فضاهای زیرزمینی، مسئله انعکاس و انکسار موج در مرزهای انتهایی مدل بسیار مهم است؛ زیرا در طبیعت در اطراف فضای زیرزمینی، محیط عملاً نامحدود قرار دارد و موج در یک محیط بی‌نهایت انتشار پیدا می‌کند. حال آنکه در مدل‌سازی عددی مجبور به محدود گرفتن مرزهای مدل است؛ بنابراین برای تحلیل‌های دینامیکی باید از مرزهای مخصوصی استفاده شود

تا شرایط واقعی زمین را بتوان مدل کرد. [۳۴].

۲-۲-۴ شرایط مرزی در مسائل دینامیکی

در واقعیت، محیط انتشار موج در اطراف فضاهاى زیرزمینی، محیطی نامحدود است؛ ولی در مدل‌سازی‌های عددی، مدل ایجادشده محدود است. پس در این نوع مدل‌سازی‌ها باید با ایجاد شرایط مرزی خاص، ویژگی نامحدود بودن محیط انتشار موج را به وجود آورد؛ برای این منظور در روش‌های عددی، شرایط مرزی گوناگونی مانند مرزهای سازگار^۱، ویسکوز^۲، بنیادی^۳ و غیره برای مسائل دینامیکی به وجود آمده است و افراد زیادی نظیر لازمیر^۴، کوهلیمیر^۵، کاوسل^۶ برای فرمول‌بندی ایجاد مرزها، کوشش نموده‌اند. امروزه شرایط مرزی گوناگونی برای استفاده، فرمول‌بندی شده است. در نرم‌افزار FLAC^{3D} دو شرط مرزی برای این کار در نظر گرفته شده است که عبارت‌اند از [۳۴]:

۱-۲-۲-۴ شرط مرزی آرام

این شرط مرزی توسط ("لایسمر" و "کالمیر")^۷ در سال ۱۹۶۹ ارائه شده است [۴۶]. این روش با اتصال میراگرهای مستقلى در گره‌های مرزی سبب می‌شود تا انرژی موج ورودی تقریباً به‌طور کامل جذب گردد و انعکاسی صورت نگیرد. مرزهای آرام تشکیل شده‌اند از میراگرهای مستقلى که در هر گره در جهات عمودی و برشی نصب می‌گردند. این میراگرها، نیروهای عمودی و برشی را مطابق با فرمول‌های زیر بر گره‌های مرزی اعمال می‌کنند [۳۴].

$$\delta_n = -2\rho \times C_p \times V_n \quad (1-4)$$

$$\delta_s = -2\rho \times C_s \times V_s \quad (2-4)$$

که در این روابط V_n و V_s به ترتیب سرعت‌های عمودی و برشی گره در مرز، ρ وزن

^۱ - Consistent

^۲ - Viscous

^۳ - Elementary

^۴ - Lysmer

^۵ - Kuhlemeyer

^۶ - Kausel

^۷ - Lysmer & Kuhlemeyer

مخصوص جرم، C_p و C_s سرعت‌های موج‌های P و S هستند. شرایط مرزی آرام را می‌توان در جهات X و Y و Z و یا در جهات عمودی و برشی اعمال نمود.

۴-۲-۲ شرط مرزی بی‌نهایت

این روش توسط کاندال^۱ و همکارانش در سال ۱۹۸۰ پیشنهاد شده است [۴۶]. در این روش میدان آزاد، به‌وسیله‌ی صفحات عمود بر محورهای X و Y مدل می‌شود. لازم به توضیح است که مرزهای متصل به میدان آزاد باید قائم و مستقیم باشد.

۴-۲-۳ میرایی مدل عددی در مسائل دینامیکی

مسئله‌ی دیگری که باید در مدل‌سازی دینامیکی مورد توجه قرار گیرد، مسئله‌ی میرایی مدل است. هر سیستم دینامیکی دارای میرایی داخلی است که باعث اتلاف انرژی موج منتشره می‌شود. مقداری از میرایی، به علت افت انرژی در اثر لغزش در طول تماس بلوک‌های درون سیستم و قسمتی نیز به‌واسطه‌ی افت اصطکاک درونی مواد بکر صورت می‌گیرد. مدل ریاضی میرایی باید چنان انتخاب شود که انرژی مستهلک‌شده در محاسبات عددی مشابه انرژی تلف‌شده در سیستم واقعی باشد. میرایی در سنگ و خاک به‌صورت وارفتگی است و به مسیر بارگذاری بستگی دارد؛ از این رو مدل کردن عددی آن، دشوار و تفسیر نتایج به‌دست‌آمده، آسان است. برنامه‌ی FLAC^{3D} برای حل مسائل دینامیکی از چند نوع میرایی استفاده می‌کند، مانند میرایی منطقه‌ای^۲، میرایی متناسب با جرم^۳ و متناسب با سختی^۴ که می‌توان هر یک را به‌صورت جداگانه یا ترکیبی به کاربرد [۳۴].

میرایی نوع ترکیبی، "میرایی رایلی"^۵ نامیده می‌شود. در مدل رایلی، ماتریس ضرایب میرایی

(C) طبق رابطه‌ی زیر با ماتریس‌های جرم و سختی ارتباط دارد:

^۱ -Cundal

^۲ - Local Damping

^۳ - Mass-proportional

^۴ - Stiffness-Proportional

^۵ - Mass-proportional

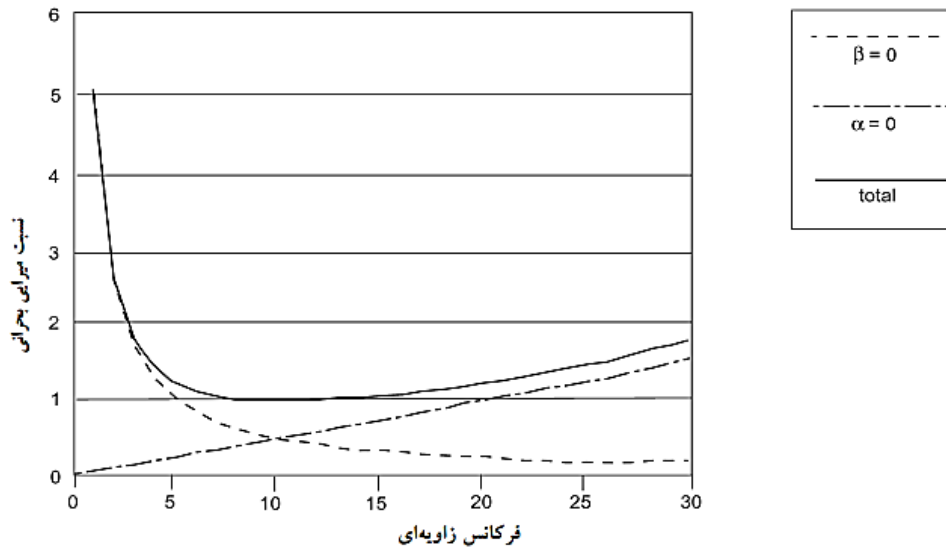
^۵ - Rayleigh Damping

$$C = \alpha M + \beta K$$

(۳-۴)

شکل ۲-۴ رابطه‌ی ضریب میرایی رایلی را با ضرایب میرایی متناسب جرمی و سختی بهتر توضیح می‌دهد. در این شکل، سه منحنی دیده می‌شود که برای وضعیت‌های میرایی متناسب با جرم، میرایی متناسب با سختی و مجموع آن‌ها است. چنانچه مشاهده می‌شود، میرایی متناسب با جرم در فرکانس‌های زاویه‌ای کوچک و میرایی متناسب با سختی، در فرکانس‌های زاویه‌ای بزرگ نقش عمده‌ای دارد. در اینجا ارائه‌ی فرمول‌های مربوطه صرف‌نظر شده و تنها به ذکر منبع بسنده می‌شود [۳۴]. در این نرم‌افزار برای استفاده از میرایی رایلی، باید دو پارامتر مشخص شود: اول فرکانس مناسبی مدل، دوم میزان میرایی بحرانی محیط برای به دست آوردن فرکانس مناسبی که ترکیبی از فرکانس طبیعی زمین و فرکانس غالب موج ورودی است، ابتدا باید فرکانس طبیعی زمین مشخص گردد، سپس فرکانس موج ورودی در نظر گرفته شود تا فرکانس مناسب به دست آید. جهت مشخص کردن فرکانس طبیعی، نخست از مدل ساخته‌شده برای چند ثانیه، فقط در اثر نیروی وزن مدل، حل دینامیکی صورت گرفته، سپس تاریخچه‌ی جابجایی در راستای محور قائم یک نقطه خوانده می‌شود که یک تابع سینوسی است. فرکانس این تابع در واقع فرکانس طبیعی مدل است، در مورد میرایی بحرانی محیط می‌توان گفت میزان این میرایی برای محیط‌های سنگی حدود ۲ تا ۵ درصد است [۳۴].

بعد از مشخص شدن پارامترهای مربوط به تحلیل دینامیکی، می‌توان رکوردهای تهیه‌شده در قسمت قبلی را به مدل اعمال نمود و نتایج را مورد بررسی قرارداد. نکته‌ی مهم اینکه با توجه به بالا بودن تعداد گره‌های مدل و اضافه شدن گره‌های مربوط به نگهداری‌ها (شاتکریت و میل مهارها) و همچنین سه‌بعدی بودن تحلیل، زمان تحلیل کامپیوتری بسیار زیاد است. برای غلبه بر این مشکل، باید از کامپیوترهای قوی‌تر استفاده نمود و یا تا حد امکان مدل را ساده اختیار کرد [۳۴].



شکل ۴-۲: رابطه‌ی ضریب میرایی رابلی با ضرایب میرایی متناسب با جرم و سختی [۳۴].

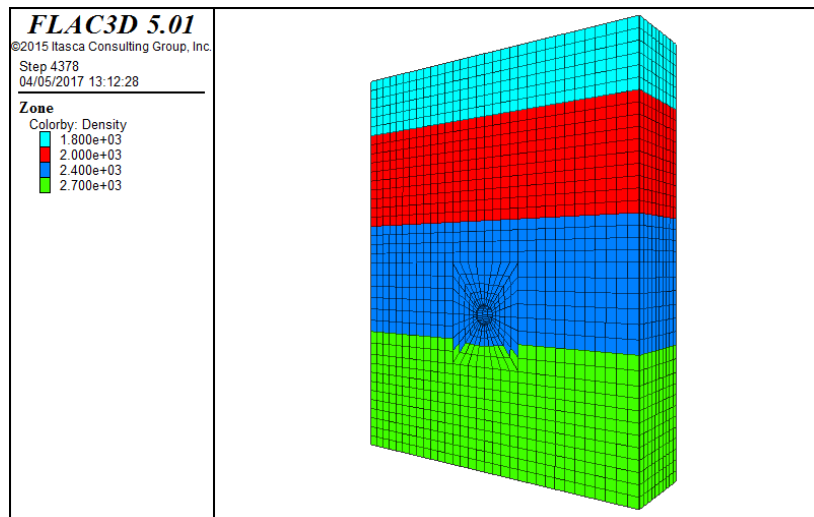
۳-۴ مراحل حل مساله و مدل‌سازی استاتیکی در FLAC^{3D}

۱-۳-۴ ساخت هندسه مدل

اولین گام در اجرای یک مدل ساخت هندسه‌ی آن است، زون بندی در این نرم‌افزار هم‌زمان با هندسه سازی انجام می‌گیرد و تعیین چگالی المان بندی به عهده‌ی کاربر است. همواره باید مطابق با اصول و قواعد حاکم بر این نرم‌افزار، یک شبکه‌بندی مناسب را پیشنهاد داد. برای این منظور چگالی زون بندی مدل باید توزیع مناسبی داشته باشد و مقادیر منطقی برای ابعاد زون‌ها تعیین شود تا بتوان مناسب‌ترین شبکه را برای مدل خاصی ساخت. مناسب بودن ابعاد زون‌ها تأثیر بسزایی در زمان حل و دقت جواب‌های به‌دست‌آمده بخصوص در حالت دینامیکی دارد.

فرضیات طراحی در حل مسائل ساده‌شده مدل از مساله‌ی واقعی بسیار مهم است. مدل‌سازی یک فرایند ساده‌سازی است که پیچیدگی ژئومتری واقعی و زمین‌شناسی (حتی اگر به‌صورت کامل شناسایی شده باشد) را با استفاده از روش‌های مختلف در نظر می‌گیرد. از این‌رو مدل ساخته‌شده با رعایت نکات مهم اشاره‌شده در این تحقیق به‌صورت یک مکعب مستطیل دربرگیرنده‌ی تونل و لایه‌های خاک و سنگ است؛ و با ابعاد $100 \times 20 \times 80$ که برای دور شده از شرایط مرزی بر اساس رفتار

الاستیک یا پلاستیک در مراجع مختلف پیشنهاد شده که ابعاد مدل بین ۸ تا ۱۰ برابر شعاع تونل در نظر گرفته شود (البته طول مدل در محور Y به دلیل اینکه حجم محاسبات دینامیکی بسیار زیاد شده کمتر فرض شده است.) که در این مدل رعایت شده است. تونل حفر شده با سطح مقطع دایره‌ای شکل با قطر ۵ متر به صورت زیر مدل سازی شده است:



شکل ۴-۳: هندسه و شبکه بندی ساخته شده برای این تحقیق.

۴-۳-۲ انتخاب مدل ساختاری و تعیین خصوصیات مواد

پس از ساخت هندسه، باید یک مدل رفتاری مناسب به ماده‌ی آن اختصاص یابد. مدل‌های رفتاری متفاوتی در این نرم افزار پیش بینی شد است. یکی از پرکاربردترین مدل‌های رفتاری در مسائل ژئوتکنیکی و مکانیک سنگ، مدل موهر-کلمب است که در این تحقیق از این مدل استفاده شده است. مدل ساخته شده از چهار لایه تشکیل شده است که مشخصات این لایه مطابق با طبقه بندی آیین نامه‌ی ۲۸۰۰ [۴۹] ایران و رده بندی زمین بر اساس آیین نامه اروپا [۶۰] که بر اساس سرعت موج برشی زلزله و خواص مکانیکی طبقه بندی شده اند، مشخص شده است. یکی از مهم ترین دلایل انتخاب این لایه ها بر اساس نوع شتاب نگاشت انتخابی است که در تحلیل های دینامیکی باید سرعت امواج برشی شتاب نگاشت و لایه های زمین متناسب باشند.

جدول ۴-۱: رده‌بندی زمین بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (کمیته دائمی بازنگری آیین طراحی در برابر زلزله) [۴۹]

نوع زمین	سرعت موج برشی V_s (m/s)	توصیف زمین مطابق آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران	وزن (γ) مخصوص (KN/m ³)	نسبت پواسو ن (ν)	مدول برشی (G) (N/m ²)	مدول الاستیسیته (E) (N/m ²)
I	$V_s > 750$	سنگ‌های آذرین، سنگ‌های رسوبی سخت و بسیار مقاوم، خاک‌های سخت (شن و ماسه متراکم یا رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر	۲۲	۰,۳	3168×10^6	12368.8×10^6
II	$375 > V_s > 750$	سنگ‌های آذرین سست، سنگ‌های سست، خاک‌های سخت شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت کمتر از ۳۰ متر	۲۱	۰,۳۵	658.56×10^6	1778.12×10^6
III	$175 < V_s < 375$	سنگ‌های هوازده و خاک‌های با تراکم متوسط	۱۸	۰,۴	136.12×10^6	381.15×10^6
IV	$V_s < 175$	نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی	۱۷	۰,۴	38.25×10^6	107.1×10^6

در جدول ۲-۴ پارامترهای ژئومکانیکی لایه‌های تشکیل‌دهنده محیط دربرگیرنده تونل موردنظر ارائه شده است؛

جدول ۲-۴: خواص ژئومکانیکی لایه‌های مدل ساخته شده

φ زاویه اصطکاک	ν نسبت پواسون	C (KPa) چسبندگی	γ (KN/m ³) وزن مخصوص	E (KN/m ²) مدول الاستیسیته	لایه‌های
۳۴	۰,۴۵	۳۰	۱۸	۵۰۰×۱۰^۳	A
۳۶	۰,۴	۴۰	۲۰	۱۰۵۰×۱۰^۳	B
۴۰	۰,۳۵	۶۰	۲۴	۱۵۰۰×۱۰^۳	C
۴۹,۶	۰,۲۵	۱۳۵۰	۲۷	۷۰۰۰×۱۰^۳	D

۳-۳-۴ مشخصات پوشش بتنی سازه زیرزمینی

مشخصات پوشش بتنی طراحی شده در این تحقیق به صورت معادل در جدول ۳-۴ ارائه شده است:

جدول ۳-۴: پارامترهای پوشش بتنی تونل

مقدار	واحد	پارامتر
۱۵	GPa	مدول الاستیسیته (E)
۰,۲	---	نسبت پواسون (ν)
۰,۲	m	ضخامت (t)
۲۰	(KN/m ³)	وزن مخصوص (γ)

۴-۳-۴ شرایط اولیه و مرزی

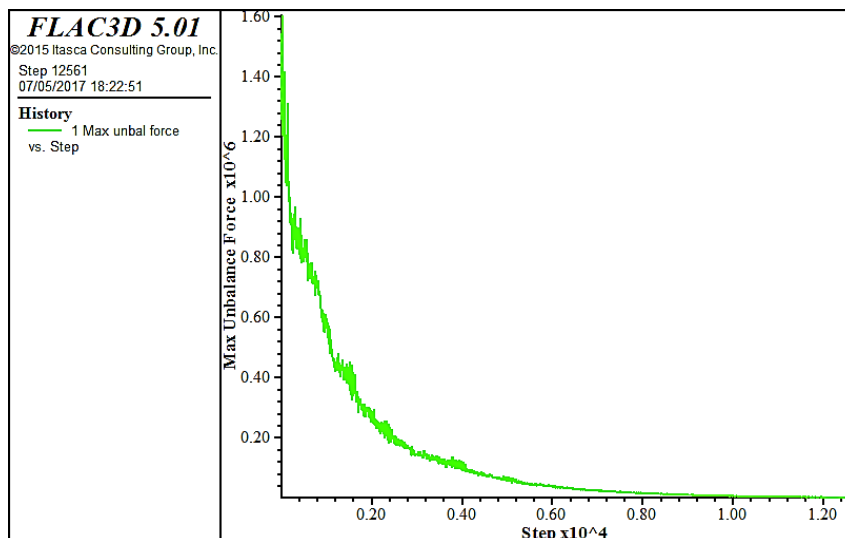
در یک مدل عددی، شرایط مرزی شامل مقادیر متغیرهای میدانی^۱ مانند میدان جابجایی، تنش، سرعت، فشار منفذی و ... است که در مرزهای یک شبکه‌ی عددی باید تعریف شوند. در مورد

^۱- Field Variables

تعیین شرایط اولیه یکی از نکات مهم در طراحی تعیین ضریب نسبت تنش افقی به قائم است که با یکنواخت فرض کردن محیط از رابطه‌ی $\frac{v}{1-v}$ مقدار K برابر با ۰,۶ برای حالت دینامیکی و استاتیکی به دست آورده شده است که در آن v ضریب پواسون است.

۵-۳-۴ بررسی تعادل اولیه استاتیکی مدل

به منظور بررسی وضعیت تعادل مدل اولیه می‌توان از شاخص‌هایی مانند نیروهای نامتعادل و سرعت در گره‌ها و همچنین جابجایی مدل استفاده کرد. شکل نشان می‌دهد که نیروهای نامتعادل مدل ساخته شده بعد از گام‌های زمانی مشخص بعد از ۱۲۵۶۱ سیکل محاسباتی به صفر میل کرده است و به تعادل استاتیکی رسیده است.



شکل ۴-۴: نمودار نیروهای نامتعادل مدل ساخته شده در حالت استاتیکی

۴-۴ فرایند مدل سازی دینامیکی

در تحلیل دینامیکی مدل ساخته شده مراحل زیر طی شده است:

- گذر امواج از داخل محیط
- تعیین شرایط میرایی مدل
- بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی

۱-۴-۴ گذر امواج از داخل محیط

مسأله‌ی که در مورد شبکه‌بندی تحلیل‌های دینامیکی مطرح می‌گردد، تأمین ابعاد مناسب المان‌ها جهت کنترل گذردهی امواج است. ابعاد مش بندی نقش مهمی را در تحلیل‌های دینامیکی ایفا می‌کند چراکه بزرگ و یا کوچک بودن ابعاد مش بندی منجر به خطای محاسباتی و یا افزایش زمان تحلیل مدل می‌گردد.

در نتیجه کولیمر و لایسمر (۱۹۷۳) برای حصول اطمینان از انتقال صحیح امواج در یک مدل مش بندی شده بزرگ‌ترین ابعاد المان (Δl) باید کوچک‌تر از یک‌دهم تا یک‌هشتم طول موج ایجادشده توسط بالاترین امواج ورودی به سیستم باشد.

$$\Delta l \leq \lambda/10. \quad (4-4)$$

که در آن λ طول موج ایجادشده توسط بزرگ‌ترین مؤلفه‌ی فرکانس امواج ورودی به سیستم است که قادر به تولید انرژی است [۳۴].

و همین‌طور از رابطه‌ی ۳-۴ می‌توان ماکزیمم ابعاد مش بندی را محاسبه کرد:

$$C_s = \sqrt{G/\rho} \quad (5-4)$$

که در این رابطه G مدول برشی و ρ نیز چگالی سنگ است. مقدار سرعت موج برشی C_s برای محیط موردنظر ۴۸۱ متر بر ثانیه است.

$$l_{max} = C_s/10 \cdot f_{max} \quad (6-4)$$

f_{max} بزرگ‌ترین فرکانس موج دارای توان

از آنجایی که سرعت موج برشی در محیط برابر با ۴۸۱ متر بر ثانیه می‌باشد و حداقل سرعت در لایه دوم از آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برابر با ۳۷۵ متر بر ثانیه است برابرافزایش دقت در مدلسازی حداقل

سرعت موج برشی در محیط سنگی (لایه ی C) برابر با ۳۶۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته در نتیجه بزرگترین مش در مدل برابر با ۳ متر خواهد شد در این حالت بزرگترین فرکانس f_{max} که موج دارای توان است با توجه به رابطه ی (۳-۴) برابر با ۱۲ هرتز است.

۴-۴-۲ تعیین شرایط میرایی مدل

از آنجاکه موج در طبیعت، با پیشروی در محیط میرا شده و انرژی آن کاهش می یابد، بنابراین بایستی این پدیده نیز جهت تحلیل دینامیکی مورد توجه قرار گیرد. در نرم افزار FLAC^{3D} برای حل مسائل دینامیکی از چند نوع میرای استفاده می کند، مانند میرای محلی، میرایی متناسب با جرم و متناسب با سختی که می توان هر کدام را به تنهایی یا ترکیبی به کاربرد که ترکیب آن ها میرایی رایلی نامیده می شود [۳۴].

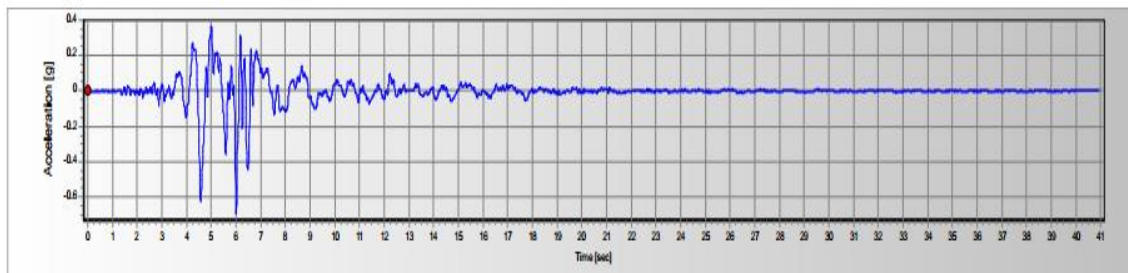
یکی از پارامترهای مهم در میرایی رایلی یافتن فرکانس طبیعی سازه است که برای یافتن آن ابتدا مدلی با فرض الاستیک بودن و میرایی صفر ساخته می شود. سپس مرزهای اطراف آزاد و فقط کف مدل ثابت می شود. آنگاه برای یک نقطه در داخل مدل، تحت تحریک شتاب جاذبه، تابع سرعت یا جابجایی نسبت به زمان و تعداد نوسان در یک ثانیه محاسبه می شود که در این پایان نامه فرکانس طبیعی سازه با توجه به توضیح داده شده وقتی محیط را تحت شتاب جاذبه ی زمین بصورت دینامیکی تحلیل شد تعداد نوسان ها در نمودار سرعت - زمان برابر با ۵ هرتز است. بنابراین از این فرکانس برای ضریب میرایی جرم استفاده شده است.

برای استفاده از میراگر رایلی در FLAC^{3D} علاوه بر فرکانس طبیعی، نسبت میرایی بحرانی نیز باید مشخص شود. یکی دیگر از پارامترهای دینامیکی مهم خاک، میرایی می باشد. از نظر تئوری هیچ گونه استهلاک انرژی در کرنش های کمتر از کرنش برشی سیکلی خطی آستانه اتفاق نمی افتد، ولی شواهد تجربی نشان می دهد که حتی در کرنش های بسیار کوچک هم مقداری استهلاک انرژی وجود داشته و بنابراین میرایی هرگز صفر نخواهد شد. جهت محاسبه ی میرایی در تونل مورد نظر، می توان همانند پارامتر مدول برشی از روش هاردین جهت محاسبه ی میرایی استفاده کرد. سپس منحنی تغییرات میرایی را با توجه به تغییرات کرنش برشی ترسیم کرده و با منحنی های ارائه شده

توسط سید^۱ و ادریس^۲ با توجه به آزمایش‌ها و روابط، مطابقت داد [۴۰]؛ اما استفاده از این روش مستلزم صرف وقت زیاد می‌باشد زیرا در روند تکراری عنوان شده برای پارامتر مدول برشی، باید همزمان روند همگرایی میرایی نیز بررسی شود. جهت سادگی و سهولت کار و نیز از آن جهت که در اکثر طراحی‌های صورت گرفته از روش مدل خطی میرایی استفاده می‌شود، در اینجا نیز از یک میرایی یکسان که برای محیط‌های سنگی، برابر $\gamma = 5\%$ می‌باشد در طراحی تونل به عنوان میرایی بحرانی مدل استفاده می‌شود.

۵-۴ بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی

شرایط بارگذاری دینامیک پیچیده‌تر از بارگذاری استاتیکی است که نیازمند توجه بیشتری است که در بخش (۴-۲-۱) توضیح داده شده است. در این تحقیق شتاب‌نگاشت زلزله‌ی کوبه^۳ ژاپن مورد استفاده قرار گرفته است. زمین‌لرزه‌ای با شدت زلزله $PGA = 0.509g$ ، در ۱۷ ژانویه ۱۹۹۵ و ثبت شده در ایستگاه شتاب‌نگاشت Nishi-Akashi، رخ داده است. با توجه به فرکانس بیشینه‌ی دارای توان که ۱۲ هرتز به دست آمد پس قبل از استفاده از شتاب‌نگاشت باید مقادیر فرکانس‌های بیشتر از این مقدار را از طریق نرم‌افزار Seismo Signal فیلتر می‌شود. شتاب‌نگاشت اصلاح شده به صورت شکل ۵-۴ به دست آمده است.



شکل ۵-۴: شتاب‌نگاشت اصلاح شده برای Kobe ژاپن.

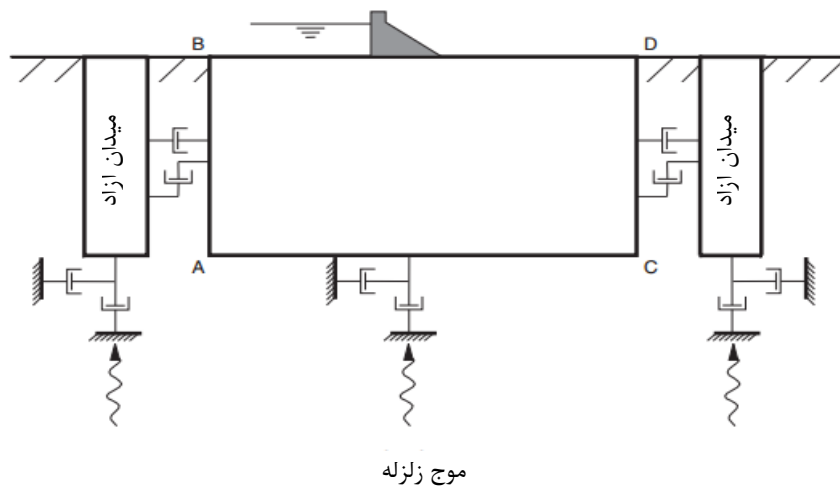
شتاب‌نگاشت مورد نظر به صورت جدول (Table) در قالب یک کد فیش به کف مدل ساخته شده

^۱ - Seed

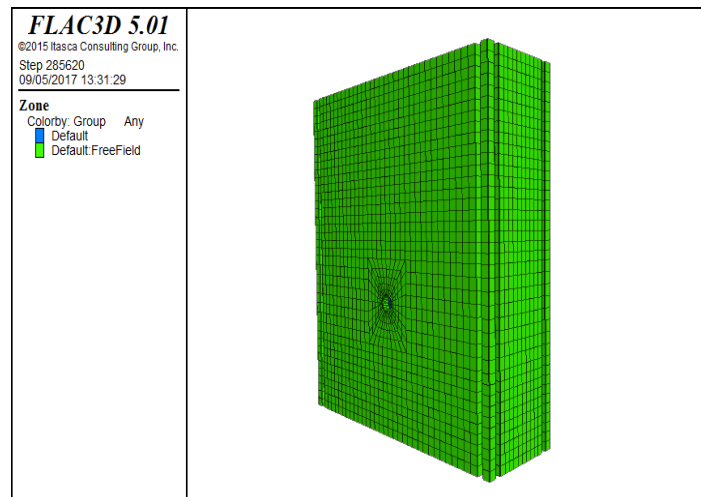
^۳ - Kobe

^۲ - Idriss

داده شد. شرایط مرزی در این مدل سازی جهت طبیعی تر نمودن رفتار مدل و جهت عدم انعکاس امواج رسیده به مرز مدل به داخل مدل به صورت میدان آزاد (Free Field) مورد استفاده مطابق شکل زیر در نظر گرفته شده است از آنجا بارهای دینامیکی بصورت یک شتاب نگاشت زلزله و بر حسب شتاب به کف مدل وارد شده است باید شرایط عدم انعکاس مرزها در هر چهار وجه و گوشه های مدل بصورت شرایط مرزی میدان آزاد اعمال گردد.



شکل ۴-۶: شرایط مرزی میدان آزاد در نرم افزار *FLAC3D* [۳۴]



شکل ۴-۷: شرایط مرزی میدان آزاد برای کنارها و گوشه های مدل ساخته شده در نرم افزار *FLAC3D*

۴-۶ جمع بندی:

با توجه به مطالب ارائه شده در این فصل نرم افزار FLAC^{3D} مورد استفاده در این تحقیق می باشد که بر مبنای روش تفاضل محدود و بر اساس تحلیل لاگرانژی بوده و مناسب برای مدل سازی تغییر مکان های و تنش های بزرگ در توده سنگ ها می باشد. و محیط مورد نظر به صورت پیوسته و نوع رفتار انتخاب شده برای تحلیل مدل سازی موهر کلمب می باشد. محیط در چهار لایه و عمق قرار گیری تونل برای مدلسازی ۶۰ متر در نظر گرفته شد. در مدل سازی دینامیکی انجام شده شتاب نگاشت مورد استفاده با توجه به سرعت موج برشی محیط، زلزله کوبه ژاپن است. نوع میرایی انتخاب شده میرایی رایلی بوده که در این میرایی، میرایی بحرانی محیط ۵ درصد و میرایی جرمی محیط با توجه به فرکانس طبیعی زمین ۵ هرتز در نظر گرفته شده است. حداکثر اندازه ی مش بندی مورد نظر با توجه به حداقل سرعت موج برشی در محیط برابر با ۳ متر و بزرگ ترین فرکانس که موج در آن دارای توان ۱۲ هرتز بدست آمد. برای جلوگیری از انعکاس امواج به داخل محیط مدل از شرایط مرزی میدان آزاد استفاده شد.

فصل پنجم

تحلیل نتایج به دست آمده از روش های
تحلیلی و روش عددی

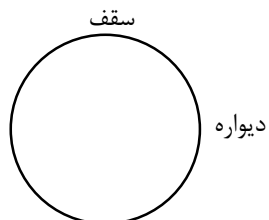
عملکرد و رفتار سازه‌های مدفون می‌تواند شدیداً برهم‌کنش سازه و محیط را تحت تأثیر قرار دهد. یکی از این موارد می‌تواند به گسترش خواص و مشخصات انتقالی بار که ناشی از اتصال سازه-محیط است اشاره کرد. مخصوصاً فصل مشترک سازه-محیط که در روش‌های عددی مدل کردن آن بسیار پراهمیت است؛ بنابراین فصل مشترک بین سازه و محیط را می‌توان به‌عنوان یک اتصال پراهمیت قلمداد کرد. در حقیقت بررسی رفتار فصل مشترک بسیار پیچیده است. از امان فصل مشترک بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل می‌توان در دامنه‌های زیادی از مسائل ژئوتکنیکی استفاده کرد، شامل پای‌های تیرها، در پی‌های کم‌عمق، درزه‌های سنگی، سدها و تکیه‌گاه‌های قوسی، لوله‌های مدفون در زمین و سدهای خاکی مسلح بر روی زمین‌های نرم و

بنابراین در این بخش به بررسی تأثیر عمق از طریق نرم‌افزار و مقایسه با مطالعات تجربی که بر روی خرابی‌های و خسارات وارده بر تونل در سال‌های گذشته توسط محققین همچون شارما و جووود، اوکاموتو و داودینگ و روزن که در فصل دوم ارائه شد پرداخته می‌شود. سپس با مشخص شدن عمق موردنظر تأثیر پارامترهای فصل مشترک تونل-پوشش بتنی در شرایط لرزه‌ای در محیط سنگی بر مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی مورد بررسی قرار گرفته و با روش‌های تحلیلی مقایسه می‌شود؛ سپس بررسی پارامترهای فصل مشترک بین پوشش بتنی و تونل به‌صورت تحلیل پارامتری انجام می‌گیرد؛ تحلیل پارامتری باید با انتخاب منطقی پارامترهای دخیل در نتایج همراه باشد تعیین میزان حساسیت پارامترها در تحلیل دینامیکی می‌تواند به تصمیم‌گیری‌های مهندسی در طراحی و انجام پروژه‌ها مفید واقع گردد این پارامترها عبارت از سختی برشی، سختی نرمال، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی هستند.

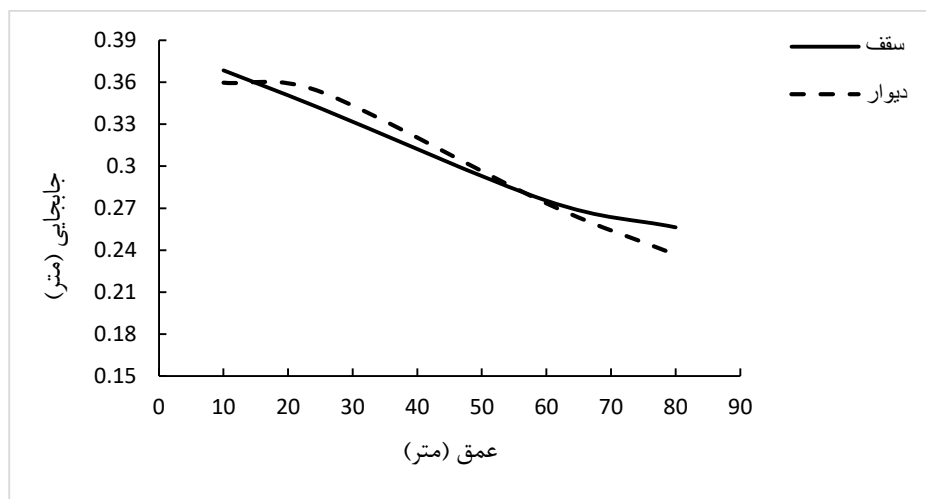
۵-۲ تأثیر عمق و تعیین عمق مورد مطالعه

مشاهدات جمع‌آوری شده از عملکرد سازه‌های زیرزمینی طی زلزله‌های اخیر بیانگر این است که تونل‌های عمیق، نسبت به تونل‌های کم‌عمق در برابر زلزله ایمن‌تر بوده و در معرض آسیب‌پذیری کمتری قرار دارند. به‌عبارت‌دیگر با افزایش روبراه، آسیب‌های کمتری گزارش شده است. البته ذکر این نکته نیز ضروری است که اگرچه شتاب و بعضی پارامترهای دیگر در عمق کمتر از لایه سطحی است،

اما مشخصاتی مثل فرکانس زلزله به منبع تولید موج بستگی داشته و تابع عمق زمین نیست. در این قسمت ابتدا تونل را در عمق‌های ۱۰ متری در لایه A، ۲۵ متری در لایه B، ۶۰ متری در لایه C و ۸۰ متری در لایه D با نرم‌افزار FLAC^{3D} در حالت دینامیکی طراحی و مورد بررسی قرار داده شد. نتایج به دست آمده از جابجایی کل در سقف، دیواره و کف مدل به صورت زیر است:



شکل ۵-۱: نقاط انتخاب شده جهت قرائت پاسخ دینامیکی تونل



شکل ۵-۲: جابجایی کل در سقف و دیواره تونل در حالت دینامیکی

همان‌طور که از شکل مشخص است مقدار جابجایی با افزایش عمق کاهش یافته است؛ که با توجه به نتیجه‌ی مطالعات تجربی محققین همچون شارما و جوود، اوکاموتو و داودینگ و روزن بر روی تونل‌های متعدد در عمق‌های مختلف همخوانی دارد. این محققین نشان دادند که در عمق‌های بیش از ۵۰ متر جابجایی‌ها کاهش محسوسی داشته است.

با توجه به مطالعات تجربی محققین شارما و جوود، داوودینگ و روزن میزان خسارات وارده به تونل در محیط خاکی نسبت به سنگ بیشتر است اما دلیل بر عدم بررسی این ویژگی در سنگ‌ها نیست با مطالعات انجام‌شده توسط شارما و جوود، داوودینگ و روزن مشاهده می‌شود که میزان خسارات وارده در تونل‌های که در سنگ حفر شده است برابر با ۴۲٪ (بخش ۲-۲-۳-۳) است که این

نشان‌دهنده توجه ویژه به این نوع از تونل‌ها بوده است. در این تحقیق تونل موردنظر در شرایط محیطی سنگی و در عمق ۶۰ متری از سطح زمین در لایه C فرض شده است.

با توجه به عمق موردنظر ابتدا به مقایسه‌ی روش‌های تحلیلی و عددی در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش می‌پردازیم تا از صحت مدل‌سازی و نتایج به‌دست‌آمده در این دو حالت اطمینان حاصل شود سپس به تحلیل پارامتری پارامترهای فصل مشترک تونل و پوشش بتنی که روابط تحلیلی ارائه‌شده توسط محققین این پارامترها را موردتوجه قرار نداده‌اند، پرداخته می‌شود.

۳-۵ مقایسه نتایج عددی و تحلیلی

در این تحقیق از سه راه‌حل تحلیلی پارک، بوبت و کوریگیلینو که عموماً در شرایط سنگی مورد استفاده‌شده است برای برآورد نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از تغییر شکل تحریک لرزه‌ای تحت شرایط فصل مشترک بدون لغزش و لغزش کامل مورد مطالعه قرار داده‌شده است. روابط این روش‌ها در فصل سوم به‌صورت کامل ارائه‌شده است. بدون لغزش به این معنی است که مقدار چسبندگی بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل بسیار بالا بوده که در این تحقیق برابر $1e^9 (Pa)$ و حالت لغزش کامل نیز که پوشش بتنی در این حالت می‌تواند لغزش داشته باشد چسبندگی برابر صفر در نظر گرفته‌شده است.

برای مقایسه، راه‌حل‌ها برحسب نسبت‌های مشابه انعطاف‌پذیری و تراکم‌پذیری C و F بیان‌شده است که به ترتیب معیاری از صلبیت کششی و خمشی هستند تعریف‌شده است. این مقادیر و همین‌طور نیروی محوری و لنگر خمشی توسط یک کد فیش^۱ در Flac^{۳d} که در پیوست ارائه‌شده است محاسبه‌شده و نمودارهای آن‌ها استخراج‌شده است. تمام نمودارهای به‌دست‌آمده از نرم‌افزار و روش‌های عددی مربوط به محیط پوشش بتنی بوده و در حالت دینامیکی پوشش بتنی به‌اندازه‌ی ۴۵ درجه در خلاف جهت ساعت‌گرد چرخش داده‌شده است.

^۱- Fish

۵-۳-۱ مقایسه نیروی محوری به دست آمده در مدل سازی عددی و تحلیلی

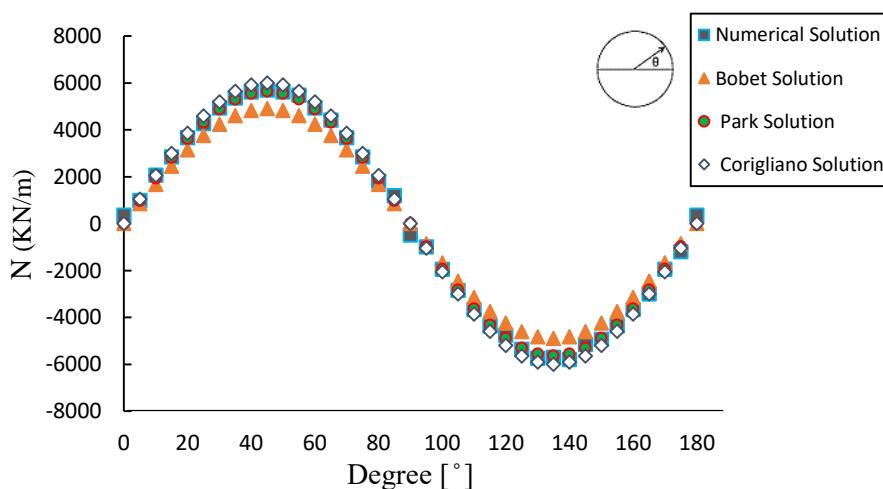
مقایسه نیروی محوری در دو حالت لغزش کامل و عدم لغزش بیان خواهد شد:

۵-۳-۱-۱ حالت عدم لغزش

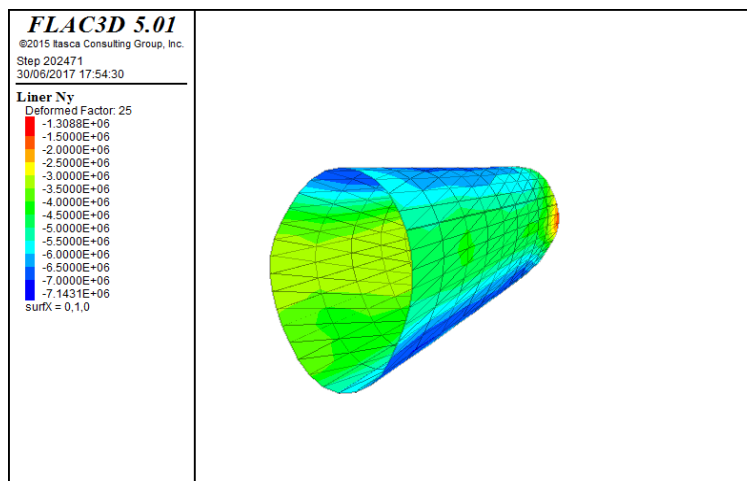
نیروی محوری به دست آمده در حالت عدم لغزش برای مدل سازی عددی و تحلیلی در محیط سنگی C حول محیط پوشش بتنی ۰ تا ۱۸۰ درجه (نیم کره ی بالا) به صورت زیر است (به دلیل تقارن در این تحقیق فقط از ۰ تا ۱۸۰ درجه از پوشش بتنی در نظر گرفته شده است):

با توجه به نمودار شکل ۵-۳ مقدار نیروی محوری به دست آمده در حول محیط پوشش بتنی در مقایسه با روش های تحلیلی پارک، بوبت و کوری گلینو به دلیل ضریب انعطاف پذیری و تراکم پذیری محیط و پوشش بتنی در حالت عدم لغزش مطابقت خوبی دارد. حالت عدم لغزش در حالت سختی نرمال، برشی و چسبندگی حداکثر رخ می دهد که دارای بیشترین نیروی محوری است.

در شکل ۵-۴ نیروی محوری بیشینه و تغییر شکل ایجاد شده در سیستم نگهداری حاصل از مدل سازی در حالت عدم لغزش مشاهده می شود. مقادیر نیروی محوری در این شکل مجموع نیروی محوری در حالت استاتیکی و دینامیکی است. در نمودار ۵-۳ و تمام نمودارهای این بخش مقادیر بدست آمده برای حالت دینامیکی خالص است و مقدار استاتیکی از آن کسر شده است.



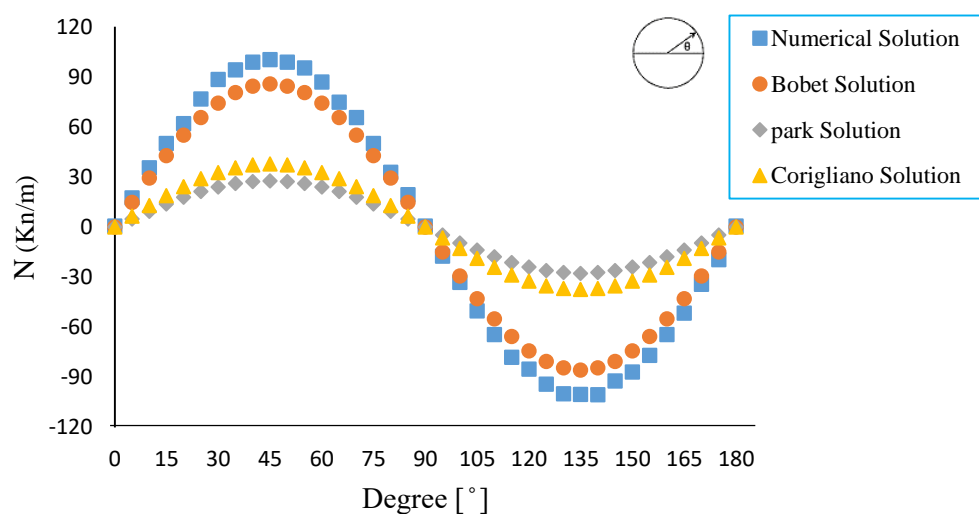
شکل ۵-۳: مقایسه ی تغییرات نیروی محوری در حالت عدم لغزش به دو روش تحلیلی و عددی



شکل ۴-۵: نیروی محوری بیشینه حول پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش

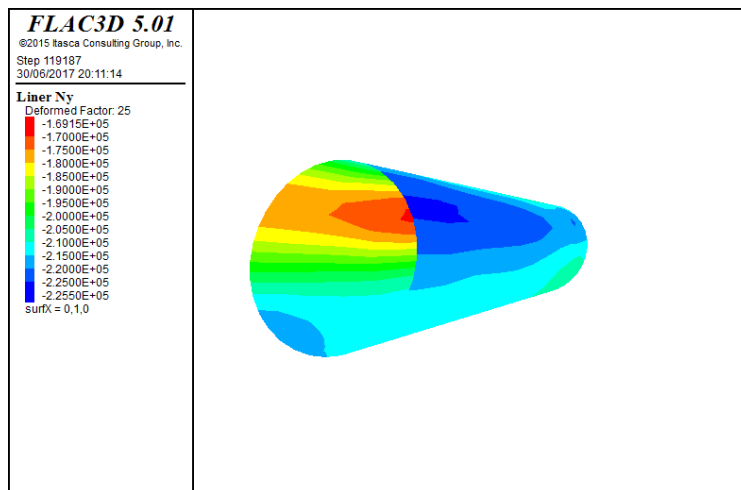
۲-۱-۳-۵ حالت لغزش کامل

نیروی محوری در این حالت به صورت نمودار شکل ۵-۵ برای مدل سازی عددی و تحلیلی به دست آمده است. همان طور که از نمودار شکل ۵-۵ مشخص است مقدار نیروی محوری محاسبه شده توسط نرم افزار با روش تحلیلی بوبت مطابقت خوبی دارد. ولی روش تحلیلی کوری گیلینو به دلیل افزایش مقدار ضریب نیروی محوری در رابطه و روش پارک به دلیل بالا بودن پارامتر ضریب انعطاف پذیری، کمتر از روش های دیگر است. در این حالت به دلیل عدم چسبندگی بین پوشش بتنی و تونل میزان نیروی محوری کاهش یافته است.



شکل ۵-۵: تغییرات مقادیر نیروی محوری در حالت لغزش کامل به دو روش تحلیلی و مدل سازی عددی

شکل ۵-۶ مقدار نیروی محوری و تغییر شکل ایجاد شده در پوشش بتنی را در حالت لغزش کامل نشان می‌دهد.



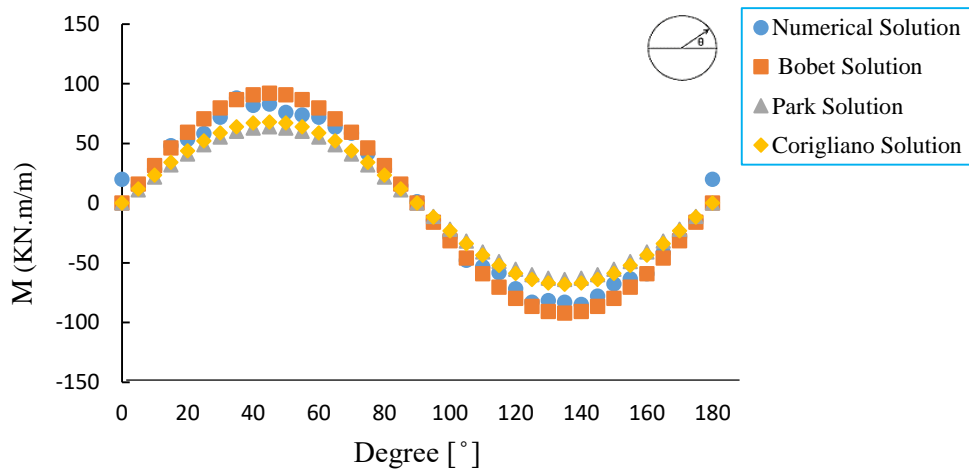
شکل ۵-۶: نیروی محوری وارده بر پوشش بتنی تونل در حالت لغزش کامل

۲-۳-۵ مقایسه لنگر خمشی به دست آمده به مدل سازی عددی و تحلیلی

لنگر خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار و روش های تحلیلی نیز در دو حالت لغزش کامل و عدم لغزش حول محیط پوشش بتنی تونل مقایسه شده است.

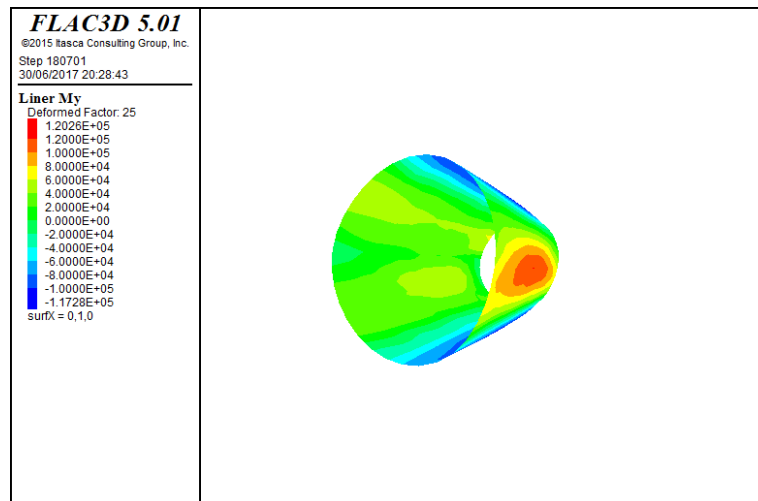
۱-۲-۳-۵ حالت عدم لغزش

مقدار لنگر خمشی به دست آمده در این حالت به دو مدل سازی عددی و تحلیلی به صورت شکل ۵-۵ به دست آمده است با توجه به شکل (۷-۵) نمودار لنگر خمشی مقادیر به دست آمده در حول پوشش بتنی تونل ناشی از بار دینامیکی از مدل سازی عددی و روش تحلیلی بوبت مطابقت خوبی باهم دارند و با دو روش تحلیلی پارک و کوری گیلینو به ترتیب ۲۳٪ و ۱۸٪ اختلاف دارند.



شکل ۵-۷: مقایسه‌ی تغییرات مقادیر لنگر خمشی در حالت عدم لغزش در دو روش تحلیلی و عددی

شکل ۵-۸ مقدار لنگر خمشی و تغییر شکل حاصل از بار لرزه‌ای زلزله را در پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش نشان می‌دهد. مقادیر لنگر خمشی در این حالت مجموع لنگر خمشی در حالت استاتیکی و دینامیکی است. تمام نمودارهای ارائه شده برای لنگر خمشی در حالت دینامیکی خالص است.

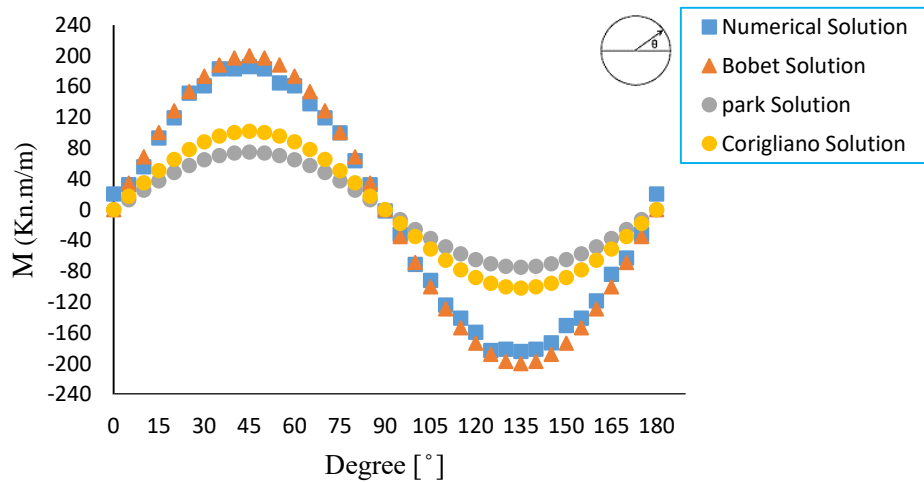


شکل ۵-۸: لنگر خمشی حول پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش

۵-۳-۲-۲ حالت لغزش کامل

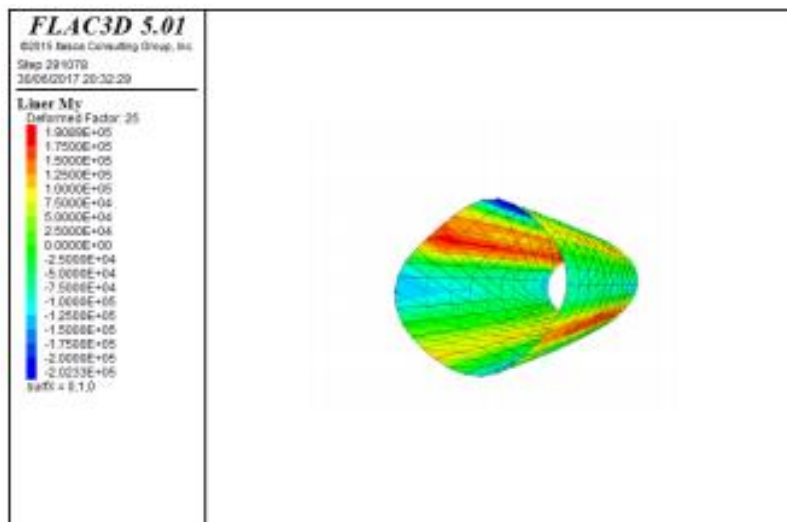
لنگر خمشی محاسبه‌شده با دو مدل‌سازی عددی و تحلیلی به‌صورت نمودار شکل (۵-۹) در صفحه‌ی بعد ارائه‌شده است با توجه به مقادیر به‌دست‌آمده از محاسبات مقدار لنگر خمشی در

مدلسازی عددی با روش تحلیلی بوبت مطابقت خوبی دارد ولی دو روش کوری گیلینو و پارک به دلیل پایین بودن مقدار نیروی محوری در حالت لغزش کامل نسبت به مدل سازی عددی و تحلیلی مقادیر کمتری به دست آمده است.



شکل ۵-۹: مقایسه‌ی تغییرات مقادیر لنگر خمشی در حالت لغزش کامل در دو روش تحلیلی و عددی

شکل ۵-۱۰ مقدار لنگر خمشی حول پوشش بتنی و تغییر شکل حاصل از بار لرزه‌ای زلزله در مدلسازی را در حالت لغزش کامل نشان می‌دهد



شکل ۵-۱۰: لنگر خمشی حول پوشش بتنی در حالت لغزش کامل

۵-۳-۳ تحلیل پارامتری، پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل

طی مطالعاتی که توسط محققین بر روی فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل انجام شده بیشتر بر روی پارامترهای محیط و یا تغییر پارامترهای زلزله و بررسی تأثیر فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل در انتقال نیروهای داخلی تحت این تغییرات صورت گرفته است و به بررسی پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل پرداخته نشده است. مهم‌ترین پارامترهای که بر روی فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل تأثیر دارند عبارت‌اند از: سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی هستند که باعث تغییرات زیادی در مقدار تنش وارده بر سطح مقطع پوشش بتنی تونل شده است. در این تحقیق با تحلیل پارامتری این پارامترها در حالت‌های عدم لغزش، لغزش کامل و حالت‌های بین این دو حالت اثرگذاری و یک بازه‌ی مناسب از این پارامترها به دست آورده شده است.

۵-۳-۳-۱ تأثیر سختی نرمال (K_N) در انتقال نیروهای داخلی حاصل از مدل‌سازی عددی

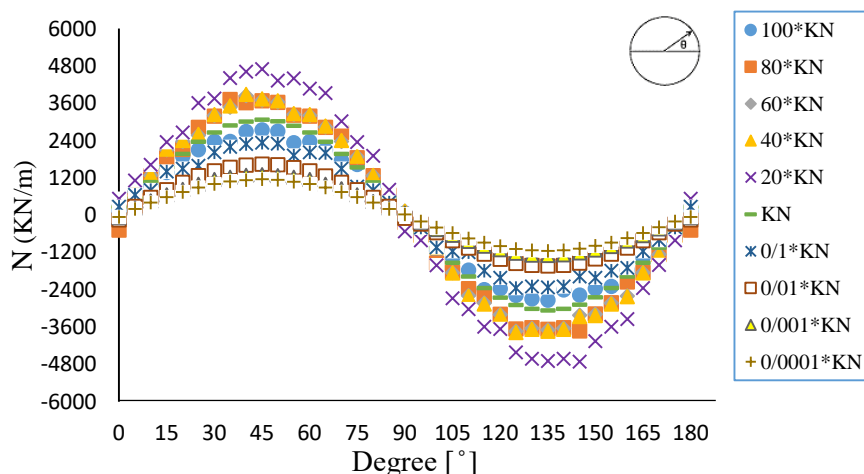
یکی از مهم‌ترین پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل سختی نرمال است که در اکثر مقالات مربوط به فصل مشترک پوشش بتنی و تونل اهمیت آن مورد بررسی قرار نگرفته است در این قسمت به تأثیر این پارامتر بر تغییرات نیروهای داخلی و تنش محیطی در دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل در حول سطح مقطع پوشش بتنی تحت بار دینامیکی زلزله پرداخته شده است. در این بخش مقادیر دیگر پارامترها همچون زاویه اصطکاک و مقاومت کششی در نرم‌افزار برای کاهش تأثیر این پارامترها بر روی مدل به ترتیب برابر با ۳۰ درجه و $1e^3 (Pa)$ در نظر گرفته شده است و مقدار سختی برشی و سختی نرمال طبق رابطه‌ی که در کتاب راهنمای نرم‌افزار استفاده شده برای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل برابر است با $\left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta Z_{min}} \right]$ که در این رابطه K و G به ترتیب مدول حجمی و مدول برشی و ΔZ_{min} کوچک‌ترین بعد یک زون مجاور در جهت نرمال است و مقدار به دست آمده برابر است با $3.713e^7 (Pa/m)$ است در این رابطه مقدار سختی برشی برای جلوگیری از صلبیت بیشتر ۰,۴ سختی نرمال یعنی $1.188e^7 (Pa/m)$ در نظر گرفته شده است. مقدار چسبندگی در این تحلیل برای اینکه یکبار در حالت لغزش کامل و یکبار هم در حالت بدون لغزش میزان تأثیر سختی نرمال مورد بررسی قرار گیرد به ترتیب برابر با ۰ و $10^8 (pa)$ در نظر گرفته شده

است. برای تحلیل پارامتری مقادیر سختی نرمال بین حداکثر مقدار سختی نرمال برای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل ۱۰۰ برابر مقدار به دست آمده از رابطه بالا و حداقل آن ۰,۰۰۰۱ برابر سختی نرمال انتخاب شده است. دلیل وسیع بودن این بازه نبود اطلاعات دقیق در مورد مقادیر سختی نرمال و برشی فصل مشترک پوشش بتنی و تونل در حالت دینامیکی بوده که هر چند میزان محاسبات دینامیکی افزایش می یابد ولی می توان یک بازه مناسب از این پارمتر بدست آورد.

حداکثر و حداقل مقادیر استفاده شده با توجه به کتاب راهنمای نرم افزار و مقالاتی که در این زمینه کار شده است انتخاب شده است [۳۴]، [۵۰] و [۵۱].

(۱) حالت عدم لغزش:

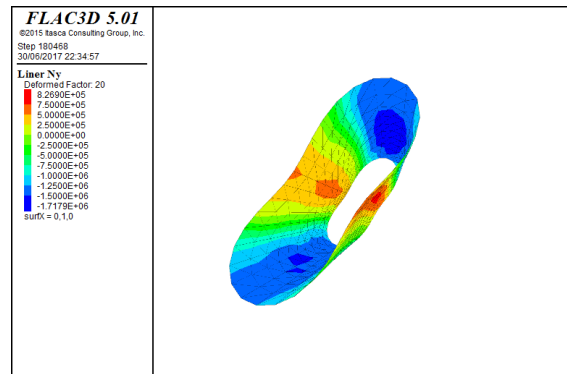
همان طور که از شکل ۵-۱۱ مشاهده می شود مقدار نیروی محوری حول پوشش بتنی در حالت دینامیکی با کاهش مقدار سختی نرمال در فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل تا مقدار $20 KN$ در بیشترین مقدار خود بوده که دلیل آن وجود چسبندگی و سختی نرمال بالا است و بعد از کاهش سختی نرمال از سختی برشی، نیروی محوری کاهش یافته است. بیشترین مقدار نیروی محوری وارده در زوایای ۴۵ و ۱۳۵ درجه از سطح مقطع پوشش بتنی رخ داده است. این تغییرات نشان دهنده تأثیر مقادیر سختی نرمال بر مقادیر نیروی محوری است.



شکل ۵-۱۱: تغییرات نیروی محوری به دست آمده در حالت بدون لغزش حول سطح مقطع پوشش بتنی

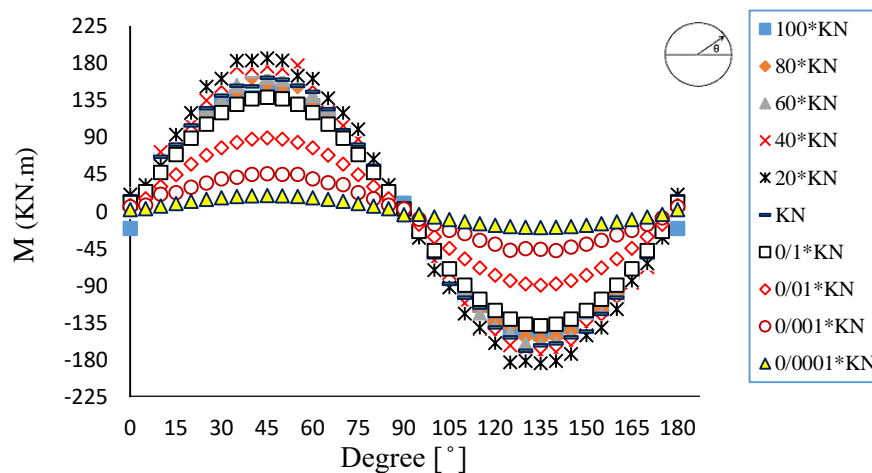
در شکل ۵-۱۲ تغییر شکل حاصل از مجموع نیروی محوری استاتیکی و دینامیکی وارده بر

حول پوشش بتنی تحت بار زلزله برای سختی نرمال $0.1K_N$ مشاهده می‌شود که به حالت بیضی شکل نسبت به حالت اولیه خود درآمده است و نمودارهای به دست آمده حاصل از تغییرات این نیرو حول سطح مقطع پوشش بتنی برای رفتار دینامیکی خالص است. شکل‌های خروجی از نرم‌افزار برای تمام حالت‌ها و پارامترهای دیگر به دلیل افزایش نمودار و صفحات صرف نظر شده است و تنها نمودارهای حاصل از آنها برای درک بهتر از رفتار پارامترها آورده شده است.



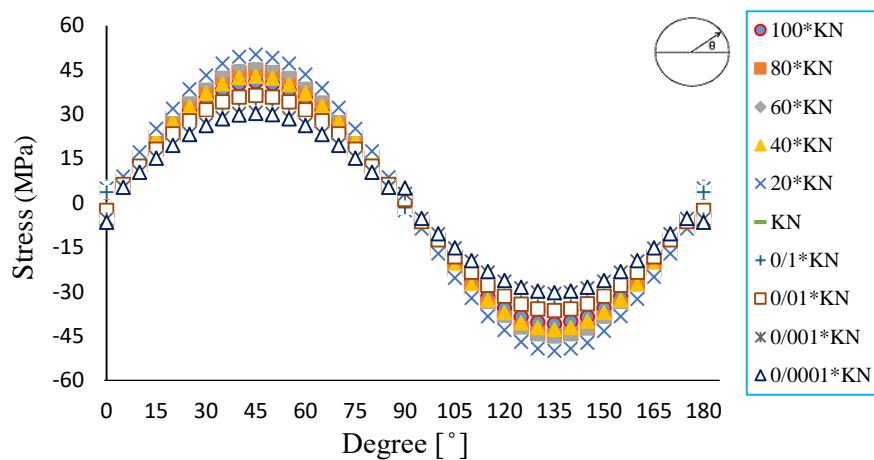
شکل ۵-۱۲: توزیع نیروی محوری بر سطح مقطع پوشش بتنی به دست آمده از نرم‌افزار برای حالت $0.1K_N$.

نمودار شکل ۵-۱۳ تغییرات لنگر خمشی در حالت عدم لغزش را نشان می‌دهد که با کاهش مقدار سختی نرمال در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره تونل مقدار لنگر خمشی ابتدا افزایش یافته است و از مقدار $0.1K_N$ به بعد مقدار لنگر خمشی کاهش یافته است که دلیل آن کاهش زیاد سختی نرمال و بالا بودن مقدار سختی برشی و چسبندگی است.



شکل ۵-۱۳: تغییرات لنگر خمشی در حالت عدم لغزش بر حسب تغییرات سختی نرمال

از نمودار ترسیم شده در شکل (۵-۱۴) این طور می توان اظهار نمود که با کاهش میزان سختی نرمال فصل مشترک پوشش بتنی و جداره تونل در حالت عدم لغزش باعث کاهش تنش محیطی شده است.



شکل ۵-۱۴: تغییرات تنش حول سطح مقطع پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش حاصل از مدل سازی

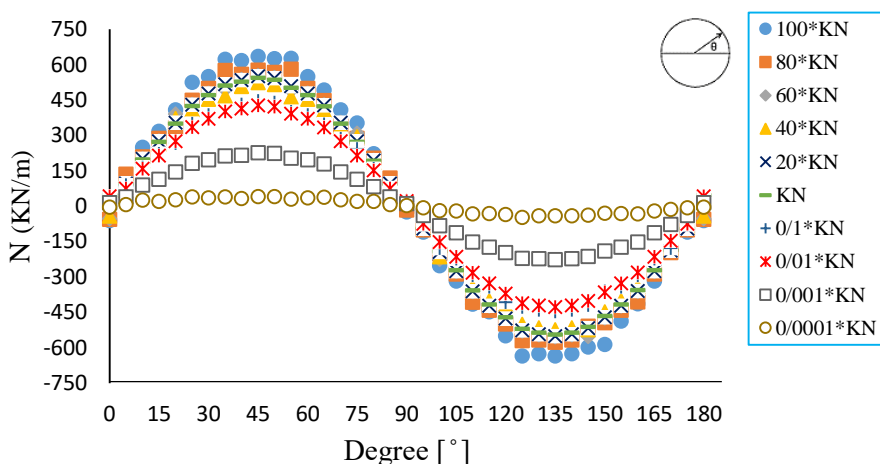
۲) حالت لغزش کامل

زمانی که ضریب انعطاف پذیر D به بی نهایت میل می کند و باعث لغزش پوشش بتنی می شود که برای مدل سازی این حالت چسبندگی صفر در نظر گرفته شده است که مثال این حالت چسبندگی صفر بین فصل مشترک پوشش بتنی و ژئوممبرن ها می باشد. نتایج حاصل از مدل سازی به صورت زیر است:

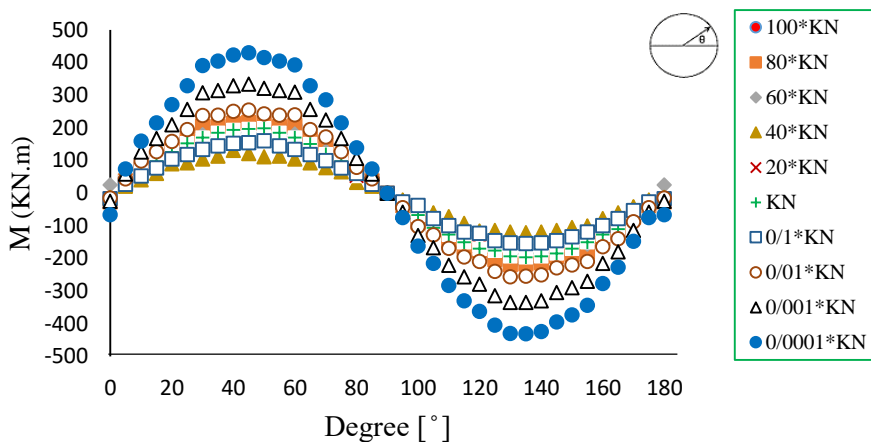
شکل نمودار (۵-۱۵) حاصل از مدل سازی نشان می دهد که با کاهش مقدار سختی نرمال فصل مشترک پوشش بتنی و جداره تونل در حالت لغزش کامل (چسبندگی صفر) مقدار نیروی محوری وارده بر سطح مقطع پوشش بتنی تحت بار زلزله با شدت زیادی کاهش یافته است. این نشان دهندهی تأثیر این پارامتر در حالت لغزش کامل همانند حالت عدم لغزش است و باید به این پارامتر در هنگام طراحی ها اهمیت ویژه ای داده شود.

با توجه به مقادیر به دست آمده در نمودار شکل ۵-۱۶ در صفحه ی بعد برای لنگر خمشی حول سطح مقطع پوشش بتنی در حالت لغزش کامل، هرچقدر که مقدار سختی نرمال در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره تونل کاهش می یابد باعث افزایش لنگر خمشی شده است ولی در بازه ی $100 KN$

تا $20 K_N$ به دلایل بالا بودن سختی نرمال از سختی برشی مانع از افزایش لنگر خمشی در سطح مقطع پوشش بتنی تونل شده است ولی بعد از $20 K_N$ مقدار لنگر خمشی با کاهش سختی نرمال از سختی برشی، افزایش یافته است. مقادیر به دست آمده در این حالت نسبت به حالت عدم لغزش لنگر خمشی افزایش یافته است.

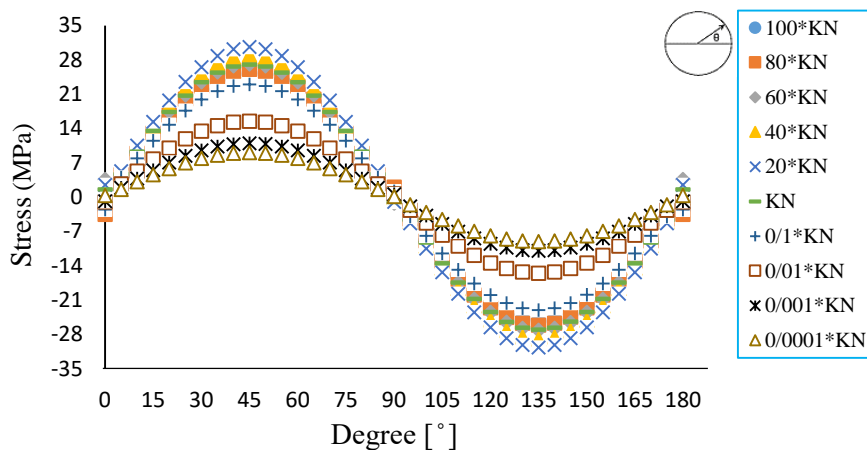


شکل ۵-۱۵: تغییرات نیروی محوری در حالت لغزش کامل نسبت به تغییرات سختی نرمال



شکل ۵-۱۶: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی نرمال در حالت لغزش کامل حول پوشش بتنی

شکل ۵-۱۷ نمودار تنش وارده بر پوشش بتنی تونل را در حالت لغزش کامل حاصل از مدل سازی را نشان می دهد که با کاهش مقدار سختی نرمال در فصل مشترک بین پوشش بتنی و جداره ی تونل مقدار تنش وارده تا $0.1 K_N$ حول سطح مقطع پوشش بتنی تونل افزایش و از این مقدار به بعد به دلیل کاهش قابل توجه در نیروی محوری، مقدار تنش کاهش یافته است.

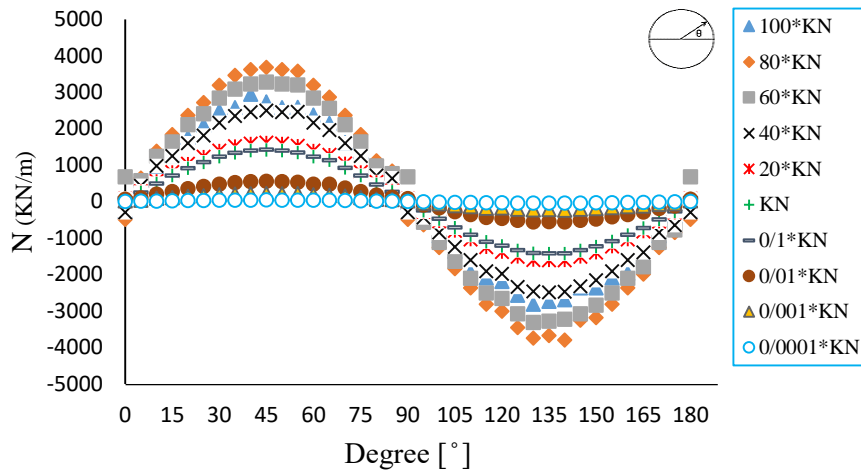


شکل ۵-۱۷: تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی تونل در حالت لغزش کامل بر حسب تغییرات سختی نرمال

۳) تأثیر سختی نرمال (K_n) در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

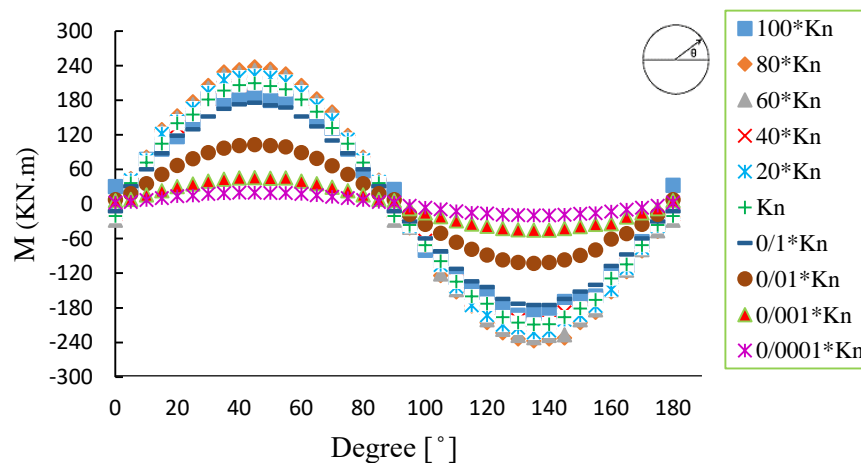
در ادامه به بررسی تغییرات سختی نرمال در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل می‌پردازیم همان‌طور که در بخش‌های قبل گفته شده عدم لغزش به معنی سختی و چسبندگی بالا یا به عبارتی ضریب انعطاف‌پذیری بین پوشش بتنی و زمین برابر صفر تعریف می‌شود ولی این حالت باعث افزایش صلبیت و هزینه ساخت تونل می‌شود، در حالت لغزش کامل نیز به دلیل عدم چسبندگی بین پوشش بتنی و زمین یا ضریب انعطاف‌پذیری بسیار بالا باعث افزایش جابجایی‌ها و حتی شکست در پوشش بتنی می‌شود پس برای کاهش هزینه و همین‌طور جابجایی باید یک حالت مناسب بین این دو حالت انتخاب شود از این‌رو در این بخش به حالت‌های بین این دو حالت یعنی چسبندگی را برابر با یک حد متوسط (KPa) ۵ و مقدار سختی برشی برابر با $۳.۷۱۳e^6 (Pa/m)$ فرض شده است و به تحلیل پارامتری سختی نرمال پرداخته شده است تا یک بازه‌ی مناسب که تنش در آن حداقل است به دست آید.

با توجه نمودار شکل ۵-۱۸ در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل با کاهش سختی نرمال بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل میزان نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی تحت بار دینامیکی کاهش یافته است. کاهش قابل توجه نیروی محوری در حالت $۰.۰۱K_N$ به بعد به دلیل افزایش جابجایی بوده که باعث کاهش نیروی محوری بر روی پوشش بتنی شده است.



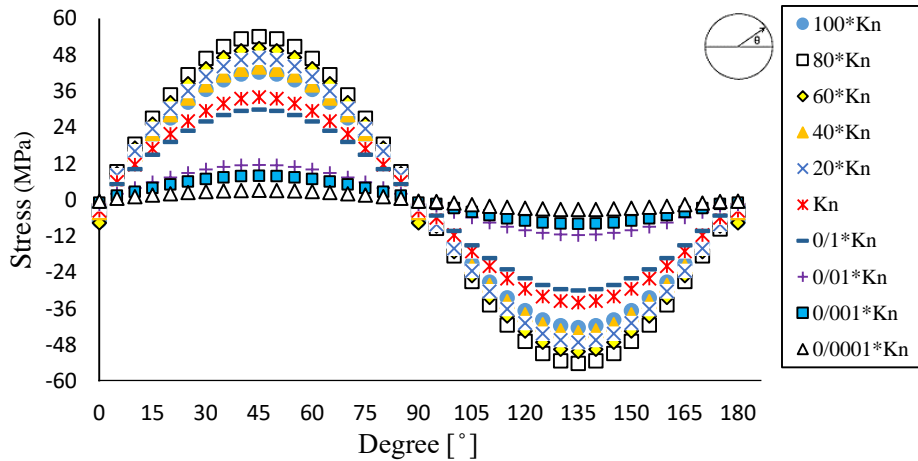
شکل ۵-۱۸: تغییرات نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی بین حالت عدم لغزش و لغزش کامل

از نمودار ترسیم شده در شکل ۵-۱۹ چنین می توان اظهار نمود که با کاهش سختی نرمال پوشش بتنی و جداره‌ی تونل مقدار لنگر خمشی حول سطح مقطع پوشش بتنی تا $0,1 KN$ بدلیل افزایش صلبیت در پوشش بتنی که باعث جذب تنش‌های ناشی از بار دینامیکی شده، در حال افزایش و بعد از این مقدار با کاهش سختی نرمال مقدار لنگر خمشی به دلیل بالا بودن چسبندگی و سختی برشی، کاهش پیدا کرده است.



شکل ۵-۱۹: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی نرمال در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

در شکل ۵-۲۰ نمودار حاصل از مدل سازی نشان می دهد که با کاهش سختی نرمال بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل بین حالت عدم لغزش و لغزش کامل باعث کاهش تنش در اطراف پوشش بتنی شده است.



شکل ۵-۲۰: تغییرات تنش محیطی برحسب تغییرات سختی نرمال در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل.

با توجه به جدول ۵-۱ مقادیر تنش به دست آمده در حالت دینامیکی و استاتیکی مقدار مناسب برای سختی نرمال $K_N = 7.42 \times 10^8 (Pa/m)$ تا $K_N = 3.713 \times 10^5 (Pa/m)$ است. مقادیر بیشتر از $7.42 \times 10^8 (Pa/m)$ باعث افزایش صلبیت سیستم و تنش و هزینه‌های ساخت تونل می‌شود و کمتر از $3.713 \times 10^6 (Pa/m)$ باعث افزایش تغییر شکل‌ها در پوشش بتنی شده است.

جدول ۵-۱: جدول تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش محیطی ماکزیمم برای تغییرات سختی نرمال.

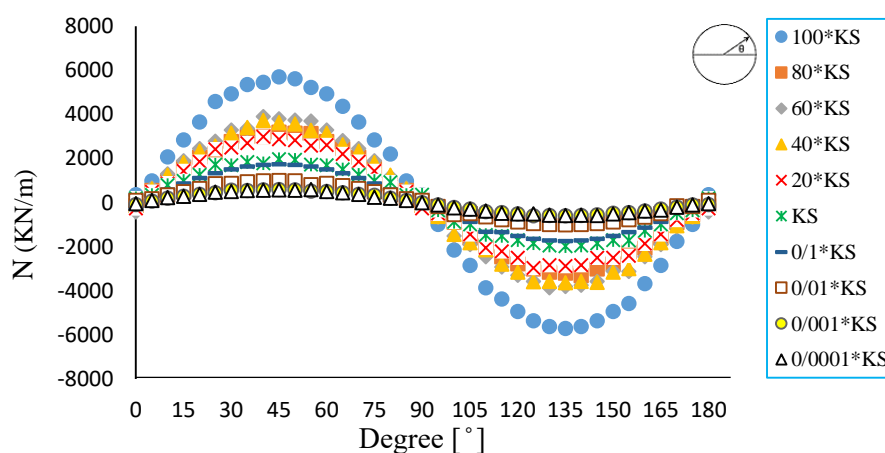
					تغییرات سختی نرمال $K_N (Pa/m)$	
$7.426e^8$	$1.485e^9$	$1.878e^9$	$2.97e^9$	$3.713e^9$	استاتیکی	N_{max} (KN/m)
۱۱۵۲,۹۴۰	۱۲۷۰,۵۳۰	۱۴۹۴,۶۳۰	۱۶۳۶,۴۶۰	۱۶۳۶,۷۲۰	دینامیکی	
۴,۰۵۲	۳,۶۵۳	۴,۸۲۸	۵,۹۲۱	۸,۱۶۲	استاتیکی	M_{max} (KN.m)
۲۲۲,۹۶۹	۲۰۹,۵۴۱	۲۳۱,۵۸۶	۲۳۷,۵۷۷	۱۹۰,۳۴۳	دینامیکی	
۶.۳۷۲۷	۶.۳۵۳۳۸۰	۸.۱۹۷۳۵	۹.۰۷۰۴۵	۹.۴۰۷۹	استاتیکی	σ_{max} (MPa)
۴۷.۰۲۳۲۵	۴۵.۸۹۳۷۵	۵۰.۱۲۰۵۱	۵۴.۰۲۴۷۲۵	۴۲.۲۲۵۱۵	دینامیکی	
					تغییرات سختی نرمال $K_N (Pa/m)$	
$3.71e^3$	$3.71e^4$	$3.71e^5$	$3.71e^6$	$3.71e^7$	استاتیکی	N_{max} (KN/m)
۱۴,۹۸۶	۴۱,۷۰۸	۳۰۵,۴۰۲	۱۰۳۰,۱۵۰	۱۲۵۸,۶۸۰	دینامیکی	
۴۲,۲۳۳	۲۱۹,۸۱۲	۵۵۱,۸۸۱	۵۱۸,۷۲۰	۷۲۰,۳۶۰	استاتیکی	M_{max} (KN.m)
۵,۵۱۲	۴,۶۱۲	۴,۷۰۹	۴,۵۰۵	۴,۴۸۶	دینامیکی	
۱۹,۷۵۰	۴۵,۵۹۲	۱۰۲,۹۸۹	۱۷۵,۴۳۱	۲۰۹,۱۶۰	استاتیکی	σ_{max} (MPa)
۰.۹۰۱۷۳	۰.۹۰۰۳۴	۲.۲۳۳۳۶	۵.۸۲۶۵	۶.۹۶۶۳	دینامیکی	
۳.۱۷۳۶۶	۷.۹۳۷۷۱	۱۱.۶۰۷۷۵	۲.۹۹۱۶۴۵	۳.۳۹۶۷۶		

۲-۳-۳-۵ تأثیر سختی برشی (K_s) در انتقال نیروهای داخلی

در این قسمت با ثابت نگه داشتن مقدار سختی نرمال برابر با 3.713×10^9 (Pa/m) و پارامترها زاویه اصطکاک و مقاومت کششی همان طور که قبلاً گفته شد در این قسمت نیز ثابت است و با تغییر سختی برشی از 3.713×10^9 (Pa/m) تا 3.713×10^3 (Pa/m) به بررسی تأثیر این پارامتر بر روی فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل پرداخته شده است. بازه‌ی انتخاب شده طبق کتاب راهنمای نرم افزار و مقالاتی که در مورد این پارامتر تحقیق کرده اند انتخاب شده است [۳۴]، [۵۰].

(۱) حالت عدم لغزش

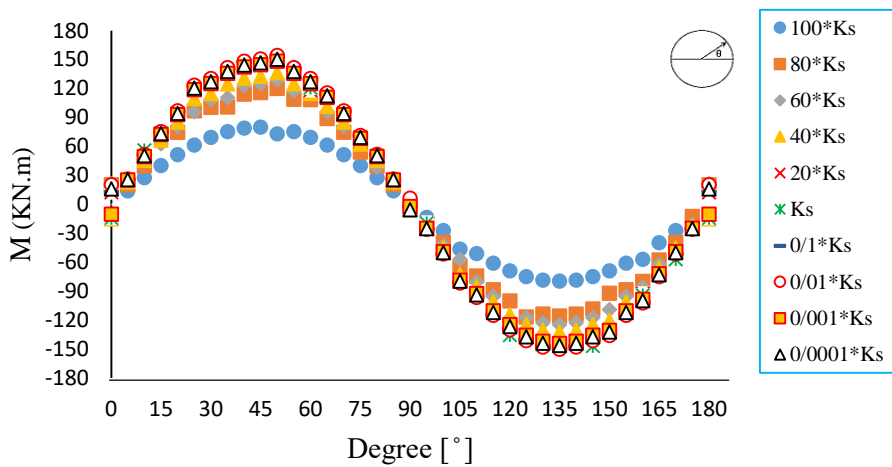
با توجه به نمودار شکل ۲۱-۵ می توان اظهار کرد که با کاهش سختی برشی بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل مقدار نیروی محوری کاهش یافته است. مقدار کاهش نیروی محوری در این حالت نسبت به سختی نرمال بیشتر است که دلیل آن وجود تنش برشی ناشی بار دینامیکی است که با کاهش سختی برشی مقاومت در برابر تنش برشی کاهش و جابجایی افزایش یافته است.



شکل ۲۱-۵: تغییرات نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی در حالت عدم لغزش با تغییر سختی برشی

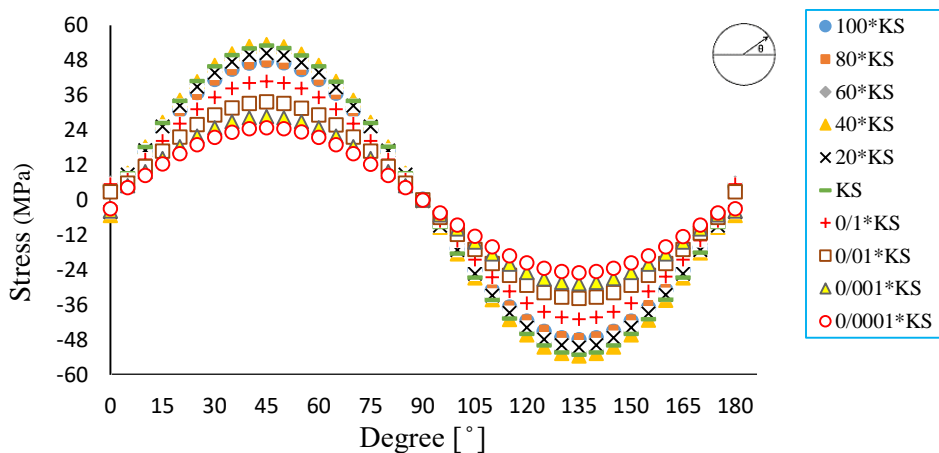
با توجه به نمودار شکل ۲۲-۵ مشاهده می شود که با کاهش سختی برشی فصل مشترک بین پوشش بتنی و جداری تونل در حالت عدم لغزش مقدار لنگر خمشی پیرامون پوشش بتنی افزایش یافته است که دلیل آن کاهش مقاومت برشی ناشی از کاهش سختی برشی در مقابل بار

دینامیکی زلزله است.



شکل ۵-۲۲: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات سختی برشی حول سطح مقطع پوشش بتنی در حالت عدم لغزش

با توجه به تغییرات تنش در نمودار شکل ۵-۲۳ مشاهده می‌شود که مقدار تنش از $100K_s$ تا K_s به دلیل بالا بودن مقدار نیروی محوری بر روی پوشش بتنی تحت بار دینامیکی زلزله افزایش یافته است ولی مقادیر کمتر از K_s به دلیل کاهش زیاد نیروی محوری، تنش کاهش پیدا کرده است.

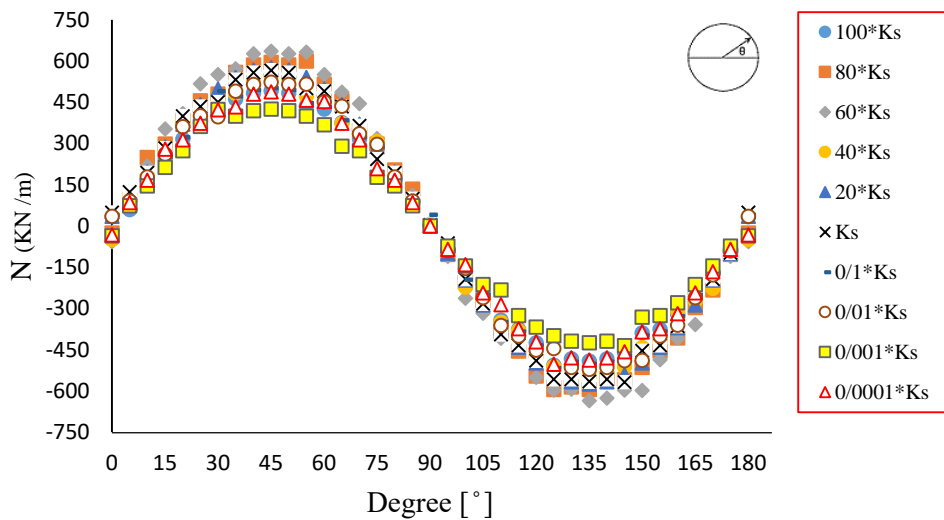


شکل ۵-۲۳: تغییرات تنش برحسب تغییرات سختی برشی حول پوشش بتنی تونل در حالت عدم لغزش

۲) حالت لغزش کامل

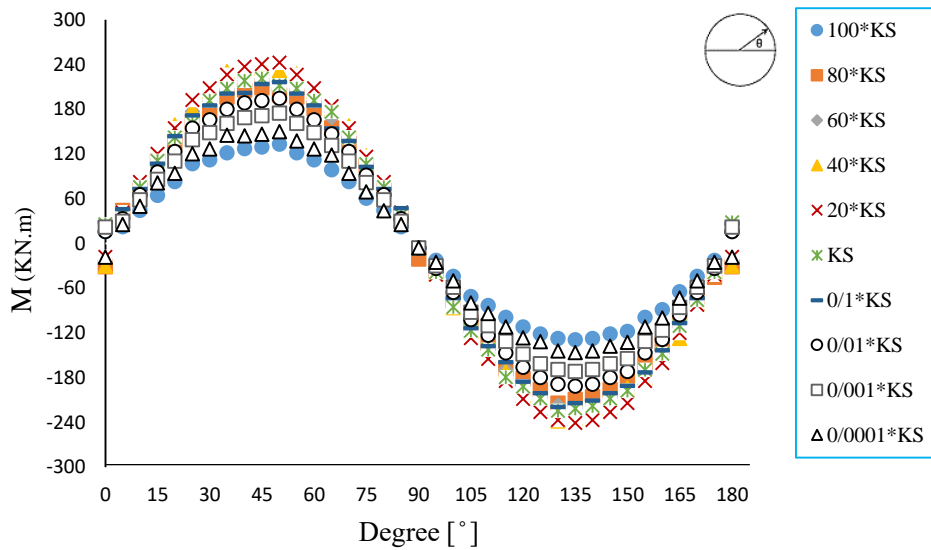
در این حالت همانند حالت عدم لغزش در پارامتر سختی نرمال چسبندگی صفر شده و دیگر پارامترها ثابت فرض شده است. نتایج حاصل از مدل‌سازی به صورت زیر ارائه شده است:

همان طور که از نمودار شکل ۵-۲۴ مشخص است نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی با کاهش پارامتر سختی برشی تغییرات قابل توجهی نداشته و نسبت به حالت عدم لغزش به دلیل نبود چسبندگی کاهش قابل توجهی صورت گرفته است که نشان دهندهی تأثیر چسبندگی و کاهش سختی برشی در بین پوشش بتنی و جداره تونل است.



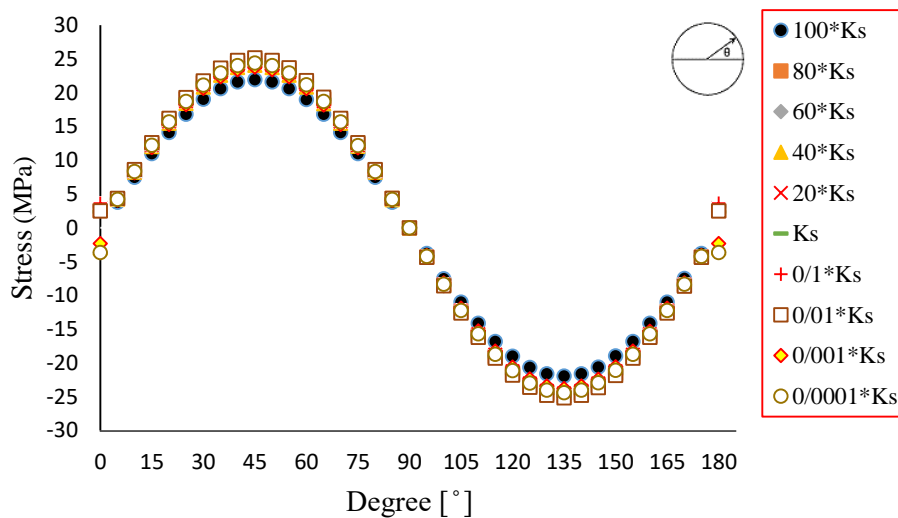
شکل ۵-۲۴: تغییرات نیروی محوری بر حسب تغییرات سختی برشی در حالت لغزش کامل

نمودار شکل ۵-۲۵ مربوط به تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات سختی برشی بین فصل مشترک پوشش بتنی و جدارهی تونل است که با کاهش سختی برشی لنگر خمشی به صورت غیریکنواخت حول سطح مقطع پوشش بتنی افزایش یافته است که باعث افزایش جابجایی در پوشش بتنی شده است. میزان لنگر خمشی در این حالت به دلیل نبود چسبندگی و کاهش سختی برشی نسبت به حالت عدم لغزش افزایش داشته است.



شکل ۵-۲۵: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات سختی برشی در حالت لغزش کامل

با توجه به شکل ۵-۲۶ مربوط به تنش اطراف پوشش بتنی تونل مشاهده می‌شود که با کاهش مقدار سختی برشی تغییراتی زیادی در تنش وارده بر پوشش بتنی به وجود نیامده است؛ که به دلیل صفر بودن چسبندگی و بالا بودن سختی نرمال است که از تأثیر زیاد کاهش سختی برشی بر روی تنش جلوگیری کرده است. پس می‌توان گفت که در حالت لغزش کامل سختی برشی به دلیل عدم چسبندگی تأثیر قابل توجهی بر تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی نداشته است.

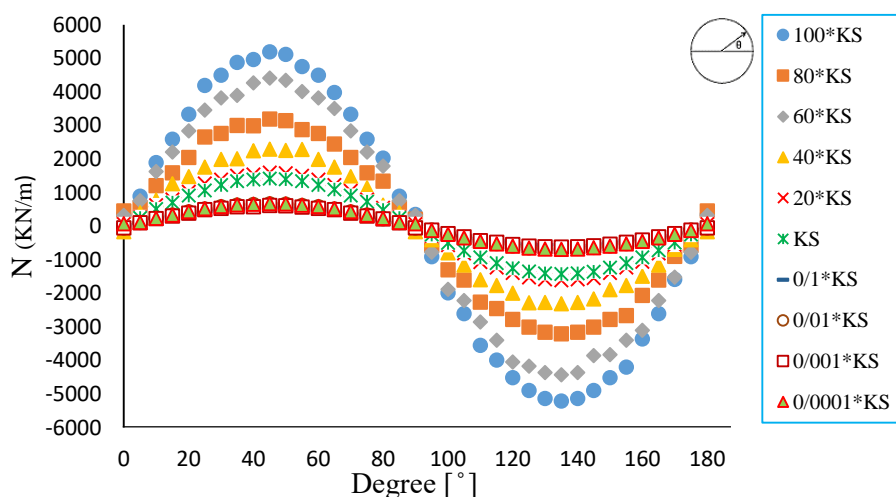


شکل ۵-۲۶: تغییرات تنش وارده به پوشش بتنی تونل برحسب تغییرات سختی برشی در حالت لغزش کامل

۳) تغییرات سختی برشی (K_s) در حالت بین لغزش و لغزش کامل

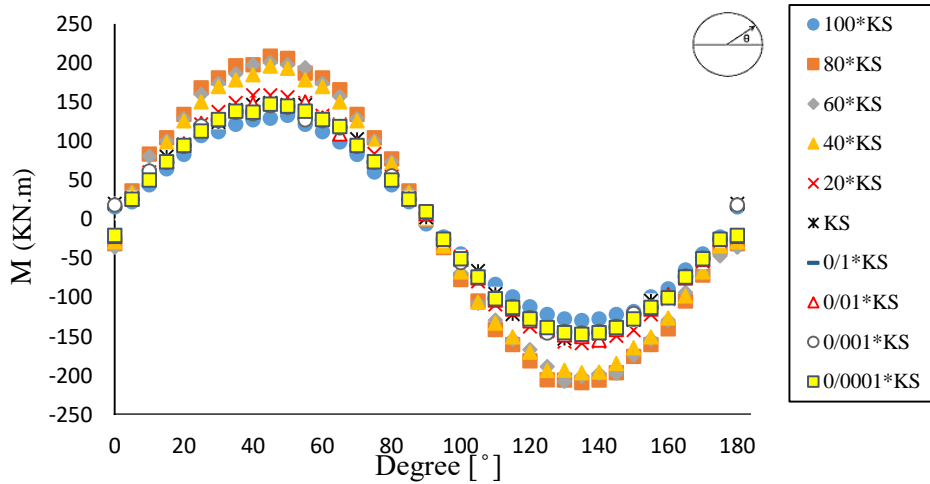
در این قسمت با کاهش سختی برشی در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل و چسبندگی برابر با ۵KPa و سختی نرمال (Pa/m) $3.317e^y$ و دیگر پارامترها ثابت فرض شده است. تا یک بازه‌ی مناسب برای سختی برشی در فصل مشترک بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل به دست آید که در حالت بین لغزش کامل و عدم لغزش تنش در آن حداقل باشد.

همان‌طور که از نمودار شکل ۵-۲۷ مشخص است مقدار نیروی محوری حول پوشش بتنی تونل تحت بار زلزله با کاهش سختی برشی در حالت بین لغزش و لغزش کامل در بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل کاهش یافته است و با توجه به حالت لغزش کامل که مورد بررسی قرار گرفت تغییرات قابل توجهی رخ داده است.

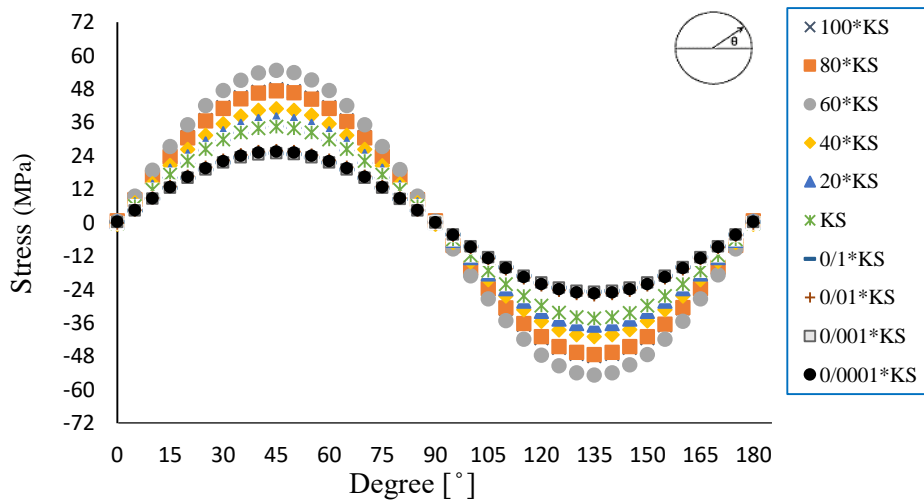


شکل ۵-۲۷: تغییرات نیروی محوری در حالت بین لغزش و لغزش کامل بر حسب تغییرات سختی برشی

در نمودار شکل ۵-۲۸ حاصل از مدل‌سازی میزان لنگر خمشی با کاهش مقدار سختی برشی در فصل مشترک بین پوشش بتنی و تونل تحت بار دینامیکی زلزله افزایش یافته است ولی در مقادیر کمتر از ۲۰KS تغییری صورت نگرفته است که دلیل آن چسبندگی و سختی نرمال است که از تغییرات زیاد لنگر خمشی جلوگیری کرده است.



شکل ۲۸-۵: تغییرات لنگر خمشی بین حالت‌های عدم لغزش تا لغزش کامل برحسب تغییرات سختی برشی



شکل ۲۹-۵: تغییرات تنش اطراف پوشش بتنی برحسب تغییرات سختی برشی بین حالت عدم لغزش و لغزش کامل

جدول ۲-۵: تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات سختی برشی در حالت استاتیکی و دینامیکی

					تغییرات سختی برش K_s (Pa/m)	
$7.426e^8$	$1.485e^9$	$1.878e^9$	$2.97e^9$	$3.713e^9$	استاتیکی	N_{max} (KN/m)
۱۴۹۲,۷۷	۱۶۳۷,۰۴	۱۶۳۷,۶۷	۱۶۳۷,۵۲	۱۶۳۷,۱۱	دینامیکی	
۵۷۱۲	۵۹۱۶	۶۲۱۵	۴۶۴۶	۵۴۳۱	استاتیکی	M_{max} (KN.m)
۱۵۸,۶۱۹	۱۹۵,۹۹۰	۲۰۰,۵۹۵	۲۰۸,۸۶۸	۱۲۹,۲۵۲	دینامیکی	
8.32065	9.0726	9.1206	8.8845	9.0002	استاتیکی	σ_{max} (MPa)
۳۶,۸۳۱۷	۴۰,۹۰۲۷۵	۵۴,۶۹۹۶	۴۷,۳۲۲۶	۴۷,۹۰۱۱۱	دینامیکی	

$۳.۷۱e^۳$	$۳.۷۱e^۴$	$۳.۷۱e^۵$	$۳.۷۱e^۶$	$۳.۷۱e^۷$	تغییرات سختی برش $K_s (Pa/m)$	
۱۳۷۷,۷۶	۱۳۷۱,۰۶	۱۳۶۲,۰۸	۱۳۱۲,۱۲	۱۳۴۲,۱۶	استاتیکی	N_{max} (KN/m)
۶۸۰,۹۷	۶۱۹,۸۶	۶۶۹,۹۱	۵۵۴,۴۰۹	۱۴۲۲,۶۵	دینامیکی	
۷۵۱۰	۷۴۱۳	۷۳۹۶	۷۱۰۸	۷۳۵۳	استاتیکی	M_{max} (KN.m)
۱۵۲,۱۸۶	۱۴۵,۳۳۲	۱۴۹,۸۹۳	۱۴۳,۵۵۸	۱۴۴,۸۴۳	دینامیکی	
۸.۰۱۵۳	۷.۹۶۷۲۵	۷.۹۱۹۸	۶.۷۳۸۳	۷.۸۱۳۷۵	استاتیکی	$(MPa) \sigma_{max}$
۲۶.۴۸۲۸۵	۲۵.۱۹۹۱۴۶	۲۵.۸۳۳۵	۲۴.۹۰۴۳	۳۴.۴۳۹۷	دینامیکی	

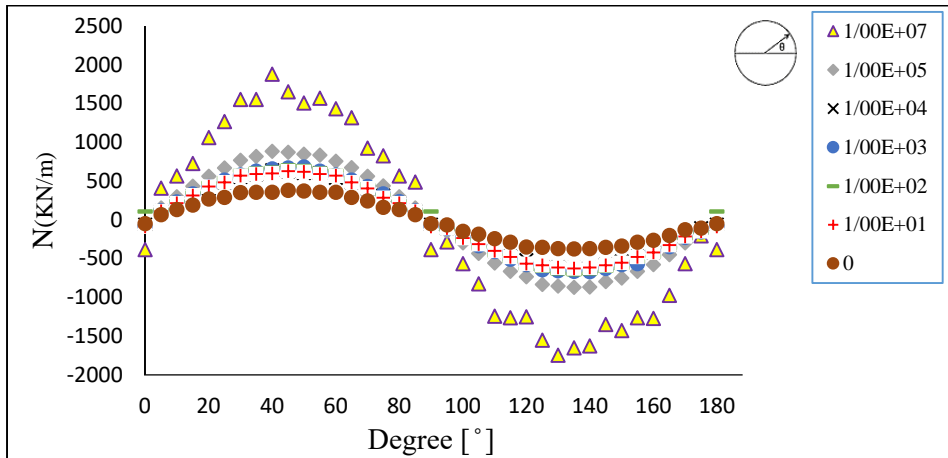
همان‌طور که از نمودارهای شکل ۵-۲۹ و جدول ۵-۲ مشخص است مقادیر $K_s = ۳.۷۱۳e^۹ (Pa/m)$ تا $K_s = ۷.۴۲۶e^۸ (Pa/m)$ تنش دارای مقادیر بالای بوده که به دلیل بالا بودن مقدار سختی برشی است. پس بازه‌ی مناسب برای تنش حداقل برای این مدل از پوشش بتنی و محیط دربرگیرنده $K_s = ۳.۷۱۳e^۷ (Pa/m)$ تا $K_s = ۳.۷۱۳e^۴ (Pa/m)$ است و از آنجایی؛ و مقدار سختی برش توصیه‌شده است که کمتر از سختی نرمال باشد به دلیل جلوگیری از بالا رفتن صلبیت سیستم نگهداری و در بعضی منابع به ۰,۱ سختی نرمال اشاره شده است هم‌خوانی دارد. مقادیر کمتر از $K_s = ۳.۷۱۳ \times ۱۰^۴ (Pa/m)$ به دلیل کاهش مقاومت در برابر تنش‌های برشی حاصل از بار دینامیکی زلزله توصیه نمی‌شود.

۳-۳-۳-۵ تأثیر تغییر پارامتر چسبندگی بر روی نیروهای داخلی، تنش

در این قسمت به بررسی تأثیر چسبندگی فصل مشترک بین پوشش بتنی و جداره تونل بر روی انتقال نیروهای داخلی و تنش بر سطح مقطع پوشش بتنی تونل را بررسی می‌کنیم؛ مقادیر بازه‌ی تحلیل پارامتری چسبندگی مطابق با حداکثر چسبندگی که در منابع مختلف با توجه به چسبندگی بین بتن با بتن، بتن با لوله و بتن با سنگ ذکر شده است برابر با $۱e^۷ (Pa)$ تا صفر فرض شده است [۵۰]، [۵۲] و [۵۳]. مقادیر مورد استفاده برای سختی برش و نرمال به ترتیب $۳.۷۱۳e^۶ (Pa/m)$ و $۳.۷۱۳e^۷ (Pa/m)$ فرض شده است.

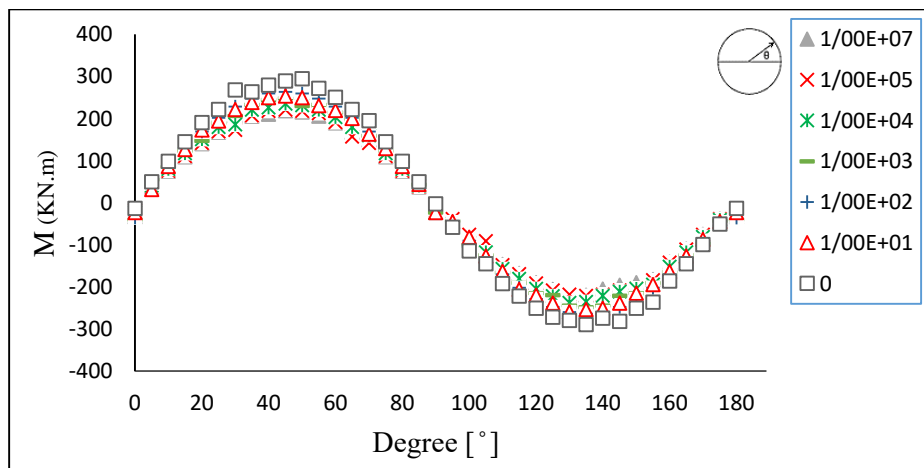
با توجه به نمودار شکل ۵-۳۰ با کاهش میزان چسبندگی بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل مقادیر نیروی محوری حول سطح مقطع پوشش بتنی کاهش یافته است که نشان‌دهنده‌ی اهمیت

این پارامتر در تغییرات نیروی محوری وارده بر پوشش تونل است.



شکل ۵-۳۰: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات چسبندگی در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل

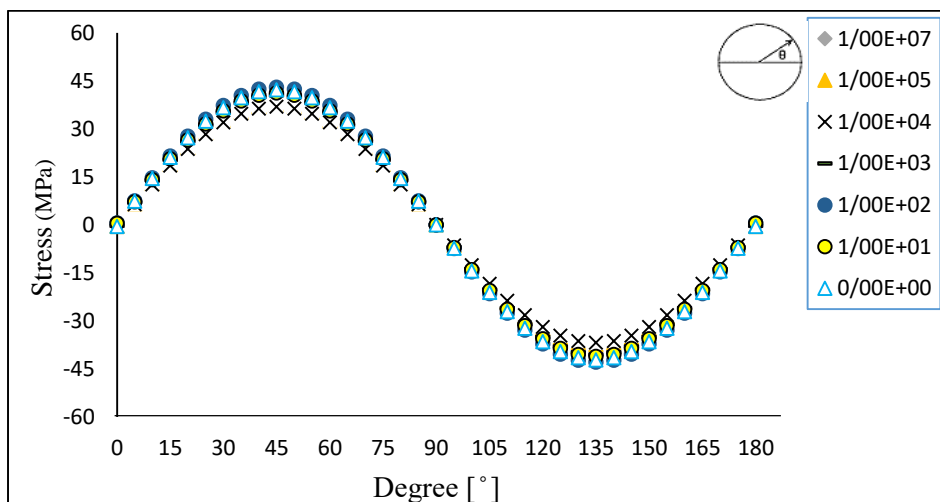
از نمودار شکل ۵-۳۱ می‌توان چنین اظهار کرد که با کاهش چسبندگی در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل مقادیر لنگر خمشی در سطح مقطع پوشش بتنی افزایش یافته است. ولی به دلیل وجود سختی نرمال و برشی در فصل مشترک تغییرات لنگر خمشی زیاد نیست و مقدار لنگر خمشی ایجادشده در پوشش بتنی نسبت به پارامترهای سختی نرمال و برشی بیشتر است.



شکل ۵-۳۱: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات چسبندگی در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل

در نمودار شکل ۵-۳۲ و جدول ۵-۳ می‌توان مشاهده کرد که تنش در مقادیر چسبندگی بین $C = 1e^5 (Pa)$ تا $C = 1e^3 (Pa)$ دارای حداقل تنش هستند. با توجه به کار آزمایشگاهی که توسط

کاپاسو و موسو بر روی چسبندگی فصل مشترک سیمان- لوله آهنی و سیمان-سنگ انجام داده‌اند میزان چسبندگی بین ۲۰ تا ۲۰۰ کیلو پاسکال به دست آورده‌اند که با مقادیر به‌دست‌آمده برای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل مطابقت دارد [۵۱]، [۵۲]، [۵۹].



شکل ۵-۳۲: تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی برحسب تغییرات چسبندگی حول سطح مقطع پوشش بتنی

جدول ۵-۳: تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات چسبندگی در حالت استاتیکی و دینامیکی

تغییرات چسبندگی C (Pa)	$1e^7$	$1e^5$	$1e^4$	$1e^3$	$1e^2$	$1e^1$	صفر	
N_{max} (KN/m)	استاتیکی	۱۵۲۰,۴۸	۱۴۸۱,۱۷۵	۱۳۴۰,۹۹	۱۳۲۵,۷۲	۱۲۸۱,۱۵	۱۱۲۰,۴۹	۱۱۴۶,۲۶
	دینامیکی	۱۶۲۵,۴۱۰	۸۷۰,۷	۶۴۷,۵۹۰	۶۵۷,۲۵	۵۶۱,۲۸	۶۲۷,۲۸۰	۵۲۳,۷۲۰
M_{max} (KN.m)	استاتیکی	۵,۲۰۳	۴,۴۵۷	۶,۲۰۳	۷,۰۶۵	۷,۴۵۷	۷,۵۵۴	۷,۷۲۷
	دینامیکی	۲۱۸,۵۲۱	۲۰۸,۷۰۱	۲۲۵,۰۲۵	۲۱۷,۵۲	۲۶۳,۲۶	۲۵۳,۲۷	۲۸۸,۵۸۴
σ_{max} (KN)	استاتیکی	۸۳۸۲,۸۵	۸۰۷۴,۴۲۵	۷۶۳۵,۴	۷۶۸۸,۳۵	۷۵۲۴,۳	۶۷۳۵,۵۵	۶۸۹۰,۳۵
	دینامیکی	۴۱۰۴۸,۶	۳۶۴۵۸,۶۵	۳۵۸۷۱,۵۵	۳۵۴۹۶,۸	۴۲۲۶۵,۱	۴۱۱۲۶,۹	۴۵۹۲۰,۹

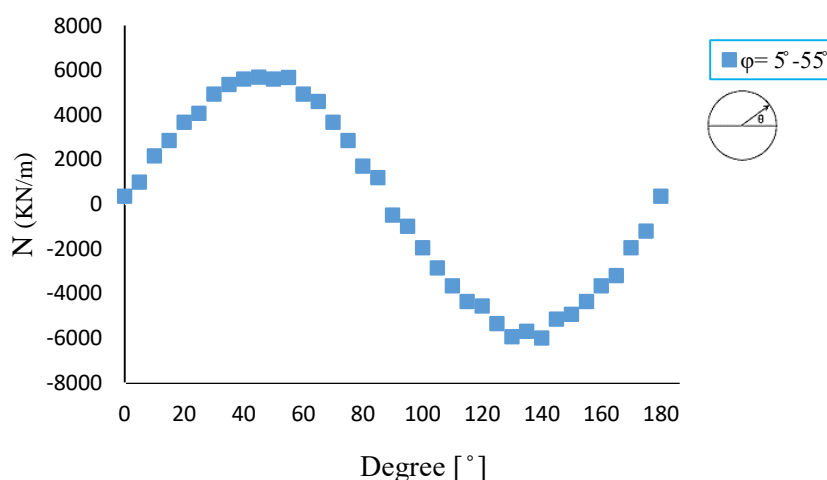
۵-۳-۳-۴ تأثیر تغییرات پارامتر زاویه اصطکاک

در این قسمت به بررسی پارامتر زاویه اصطکاک بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل که پارامتری برای مقابله تنش برشی است پرداخته شده است. مقادیر در نظر گرفته شده زاویه اصطکاک برای این تحقیق با مطالعه مقالات مختلف و بررسی زاویه اصطکاک انواع خاک‌ها خوب دانه‌بندی شده تا بدانه‌بندی شده، سنگ‌ها و مواد بتنی بازه‌ی موردنظر بین ۵ تا ۵۵ درجه در نظر گرفته شد [۵۳] تا [۵۵].

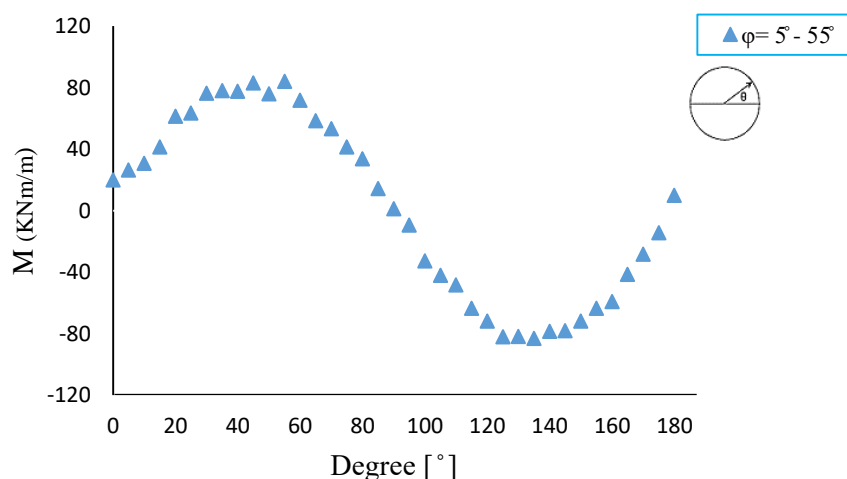
أ) حالت عدم لغزش

در این بخش به بررسی تغییرات نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت عدم لغزش پرداخته شده است. مقادیر سختی برشی و نرمال برابر با به ترتیب $۳.۷۱۳e^۹ (Pa/m)$ و $۳.۷۱۳e^۹ (Pa/m)$ و مقدار چسبندگی نیز $۱e^۹ (Pa)$ در نظر گرفته شده است.

با توجه به نمودار شکل ۵-۳۳ مشاهده می‌شود که هیچ‌گونه تغییر در نیروی محوری در حالت عدم لغزش رخ نداده است که دلیل آن چسبندگی و سختی نرمال و برشی بالا در فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل بوده است.



شکل ۵-۳۳: تغییرات نیروی محوری بر حسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت عدم لغزش



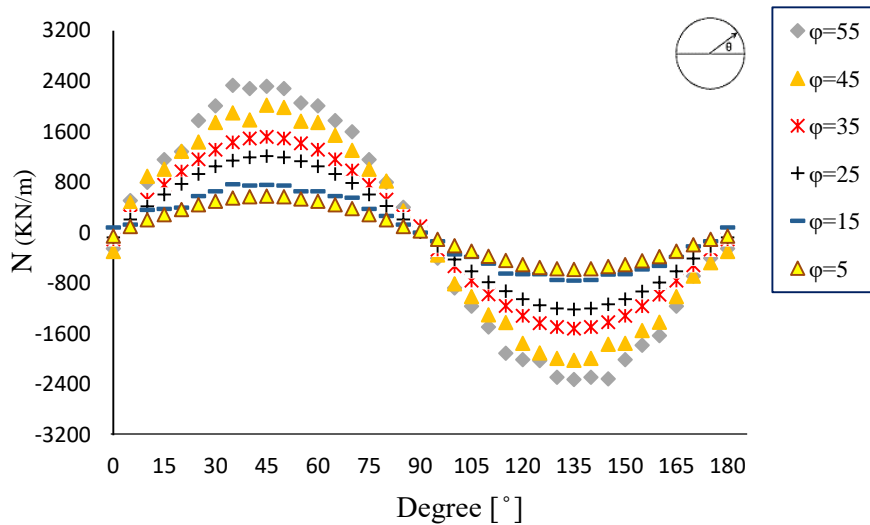
شکل ۵-۳۴: تغییرات لنگر خمشی بر حسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت عدم لغزش

با توجه به نتایج به دست آمده در نمودار شکل ۵-۳۴ کاهش زاویه اصطکاک بین پوشش بتنی و تونل در حالت عدم لغزش بر مقادیر لنگر خمشی تأثیری نداشته است.

ب) حالت لغزش کامل

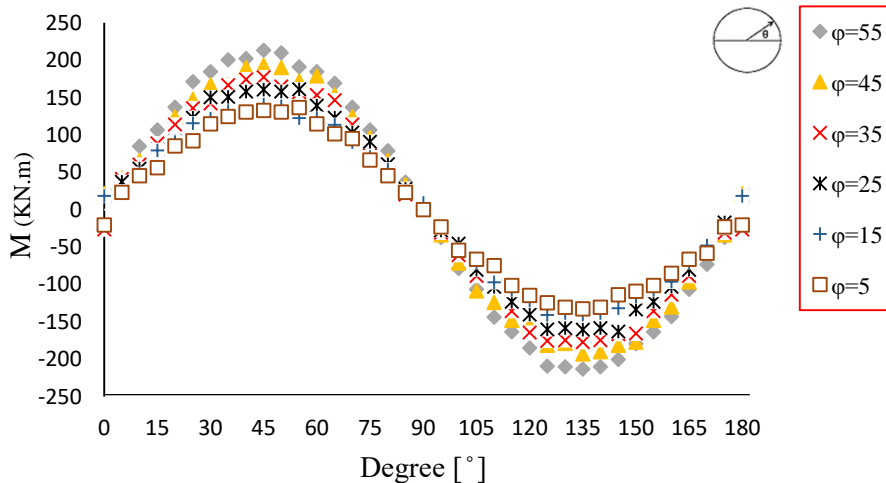
در این قسمت مقدار چسبندگی صفر و سختی نرمال و برشی برابر حالت عدم لغزش در نظر گرفته شده است.

از نمودار ترسیم شده در شکل ۵-۳۵ می توان چنین اظهار کرد که وقتی چسبندگی بین پوشش بتنی و جداره ی تونل صفر است، کاهش زاویه اصطکاک باعث کاهش نیروی محوری وارده بر حول پوشش بتنی تونل شده است؛ اما با دقت در نمودار زاویه اصطکاک باعث افزایش نیروی محوری نسبت به پارامترهای سختی نرمال، سختی برشی و چسبندگی شده است.



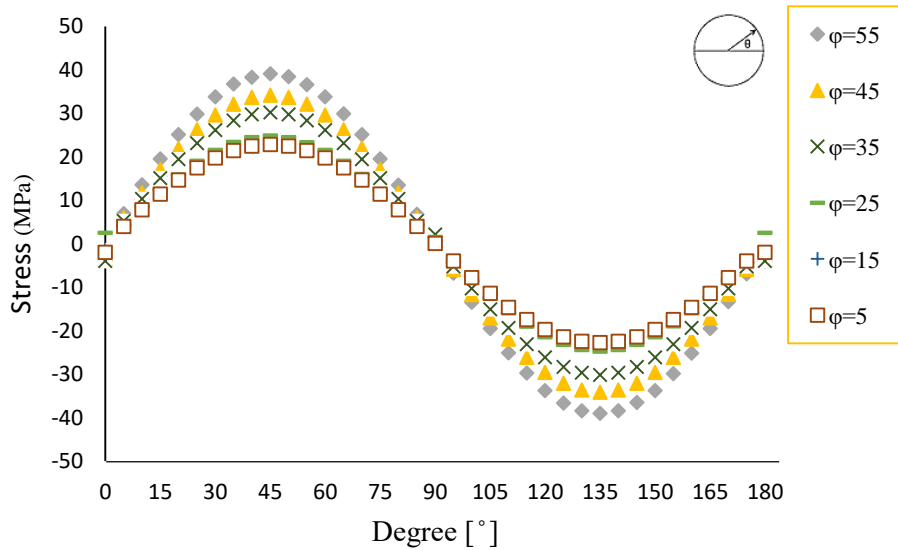
شکل ۳۵-۵: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل

همان طور که از نمودار شکل ۳۶-۵ مشخص است مقدار لنگر خمشی با کاهش زاویه اصطکاک بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل در حال کاهش است و دلیل آن مقاومت در برابر تنش‌های برشی ناشی از بار دینامیکی و وجود سختی برشی و نرمال بالا در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل است.



شکل ۳۶-۵: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل

با توجه به نمودارهای شکل ۳۷-۵ مشاهده می‌شود که با کاهش زاویه اصطکاک مقادیر تنش وارده بر سطح مقطع پوشش بتنی تونل کاهش یافته است که نشان‌دهنده‌ی تأثیر زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل برخلاف حالت عدم لغزش بوده است.

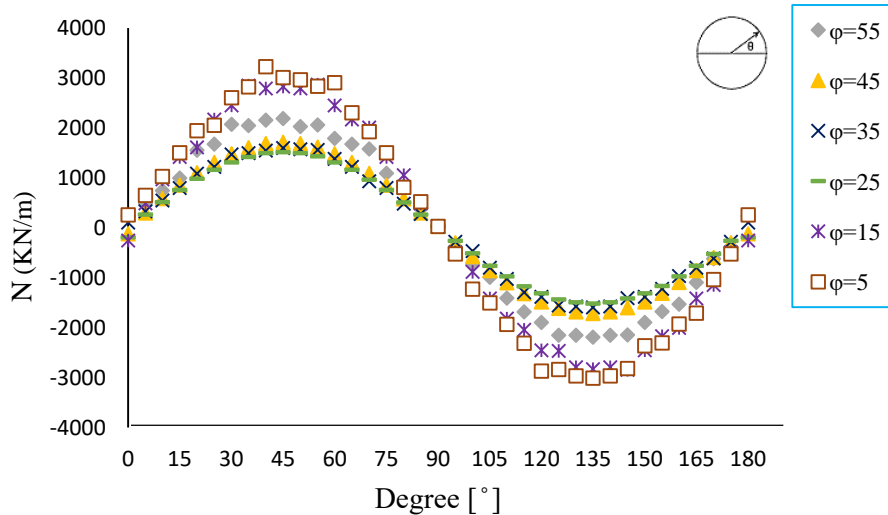


شکل ۵-۳۷: تغییرات تنش برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت لغزش کامل

ت) تأثیر زاویه اصطکاک در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

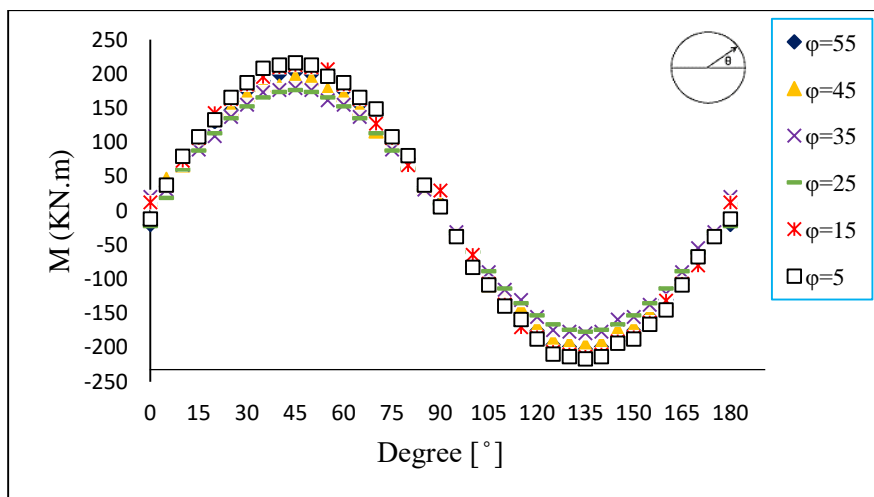
در این حالت با چسبندگی برابر با 5 (KPa) و سختی نرمال $K_n = 3.713e^9 \text{ (Pa/m)}$ و سختی برشی $K_s = 3.713e^8 \text{ (Pa/m)}$ با کاهش زاویه اصطکاک بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل به تعیین بازه‌ی مناسب از زاویه اصطکاک پرداخته شده است.

از نمودار شکل ۵-۳۸ چنین استنباط می‌شود که با کاهش زاویه اصطکاک و پایین بودن مقدار چسبندگی، سختی نرمال و برشی نسبت به حالت عدم لغزش نیروی محوری کاهش یافته است. ولی از زاویه ۱۵ درجه تا ۵ درجه نیروی محوری افزایش یافته است. دلیل این افزایش می‌تواند مقدار چسبندگی بین پوشش بتنی و جداره تونل باشد زیرا در حالت لغزش کامل وقتی چسبندگی صفر بوده است مقدار نیروی محوری کاهش یافته ولی در این حالت که مقدار چسبندگی بین حالت لغزش کامل و عدم لغزش قرار دارد در زاویه‌های اصطکاک پایین‌تر نیروی محوری افزایش یافته است.



شکل ۵-۳۸: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

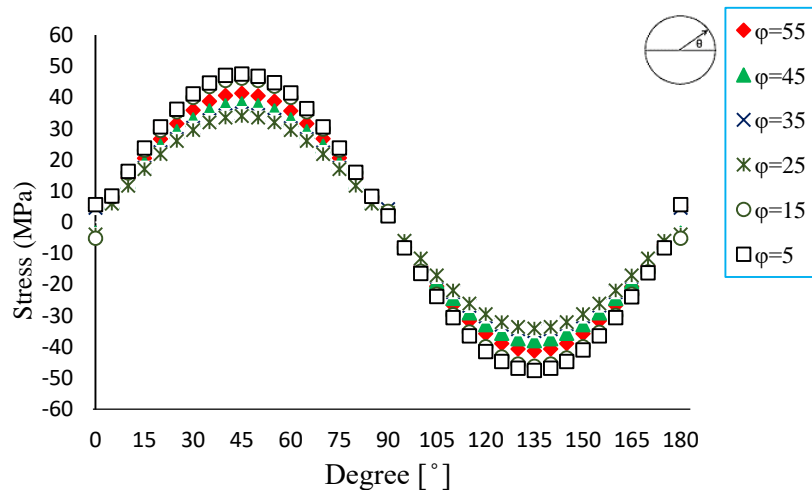
همان طور که از نمودار شکل ۵-۳۹ مشخص است لنگر خمشی حول پوشش بتنی تونل با کاهش زاویه اصطکاک در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل، کاهش یافته است. ولی در بازه‌ی ۱۵ تا ۵ درجه به دلیل اثر چسبندگی در مقایسه با حالت لغزش کامل و عدم لغزش در زاویه‌های اصطکاکی کمتر با افزایش لنگر خمشی مواجه هستیم.



شکل ۵-۳۹: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

با توجه به نمودار شکل ۵-۴۰ در صفحه قبل و جدول ۵-۴ بالا مشاهده می‌شود که مقدار زاویه اصطکاک در بازه‌ی $\phi = 55^\circ$ تا $\phi = 45^\circ$ دارای تنش بالای است و مقادیر کمتر از $\phi = 15^\circ$ در

حالت دینامیکی و هم استاتیکی تنش افزایش یافته است. از این رو حداقل تنش برای زاویه‌ی اصطکاک بین فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل در بازه‌ی $\varphi = 45^\circ$ تا $\varphi = 25^\circ$ به دست آمده است.



شکل ۵-۴: تغییرات تنش بر حسب تغییرات زاویه اصطکاک در حالت بین لغزش کامل و عدم لغزش

جدول ۵-۴: تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه نسبت به تغییرات زاویه اصطکاک در حالت استاتیکی و دینامیکی

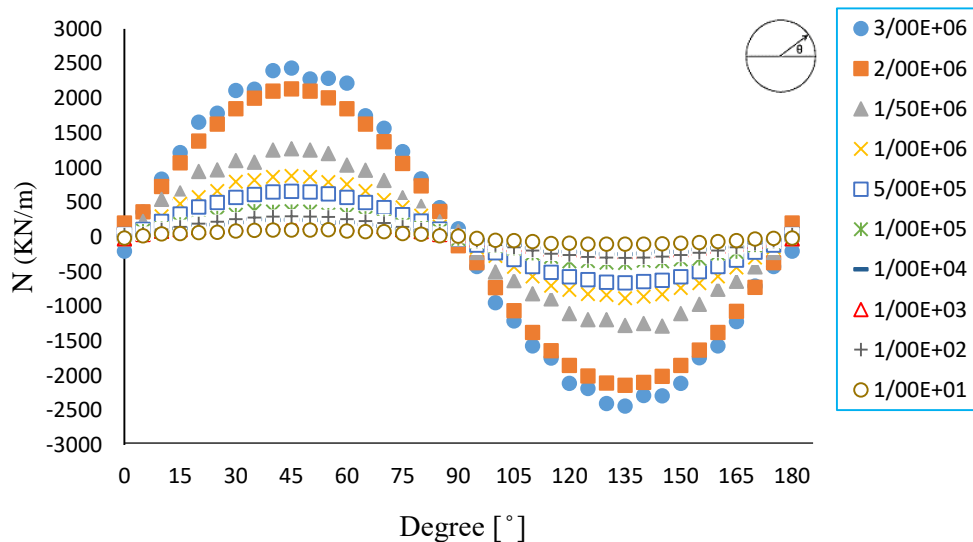
تغییرات زاویه اصطکاک φ						
۵	۱۵	۲۵	۳۵	۴۵	۵۵	
۱۶۳۶,۴۶	۱۶۳۶,۴۶	۱۶۲۷,۰۴	۱۶۰۰,۱۴	۱۶۱۰,۰۲	۱۶۱۱,۷۸	استاتیکی
۳۰۱۱,۵۷	۲۸۳۲,۲۸۰	۱۵۱۶,۱۲	۱۵۹۵,۸۵	۱۷۱۲,۳۷	۲۱۸۶,۹۷	دینامیکی
۵,۹۲۱	۵,۹۲۱	۴,۵۰۸	۴,۱۰۶	۴,۰۵۴	۶,۲۹۲	استاتیکی
۲۱۶,۵۷۷	۲۱۳,۲۴۵	۱۷۶,۵۱۹	۱۷۹,۸۸۶	۱۹۵,۸۸۶	۲۰۲,۴۶۸	دینامیکی
۹۰۷۰,۴۵	۹۰۷۰,۴۵	۸۸۱۱,۴	۸۶۱۶,۶	۸۶۵۸,۲	۹۰۰۰,۷	استاتیکی
۴۷۵۴۴,۴	۴۶۱۴۸,۱۵	۳۴۰۵۸,۴۵	۳۴۸۶۵,۰۷	۳۷۹۴۴,۷۷	۴۱۳۰۵,۰۵	دینامیکی

همان طور که از نمودار شکل ۵-۴ مشخص است با کاهش مقاومت کششی در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل باعث کاهش نیروی محوری شده است؛ وقتی مقدار زاویه اصطکاک بیش از حد در فصل مشترک پوشش بتنی و تونل کاهش یابد این ناحیه توانای تحمل نیروهای ناشی از زلزله را از دست داده و باعث افزایش انتقال نیرو بر روی پوشش بتنی می‌شود.

۵-۳-۱- تأثیر پارامتر مقاومت کششی در انتقال نیروها

در این قسمت به بررسی پارامتر مقاومت کششی در فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل پرداخته شده است. مقاومت کششی فصل مشترک پوشش بتنی و تونل باعث تحمل نیروی‌های کششی ناشی از بار زلزله می‌شود و کشیدگی و شکست در پوشش بتنی تونل را کاهش می‌دهد. مقادیر سختی نرمال برابر با $K_N = 3.713 \times 10^7 (Pa/m)$ و سختی برشی برابر با $K_S = 3.713 \times 10^6 (Pa/m)$ و چسبندگی $5 (KPa)$ و زاویه اصطکاک 30 درجه در نظر گرفته شده است.

بازه‌ی مقادیر استفاده شده در این پارامتر با توجه به مقالات و آزمایش‌هایی که در مورد مقاومت کششی انجام شده است ماکزیمم مقدار آن را برابر با مقاومت کششی بتن دارای الیاف فولادی برابر با $3 \times 10^6 (pa)$ و کمترین آن را $10 (pa)$ در نظر گرفته شده است [۵۶] تا [۵۸].

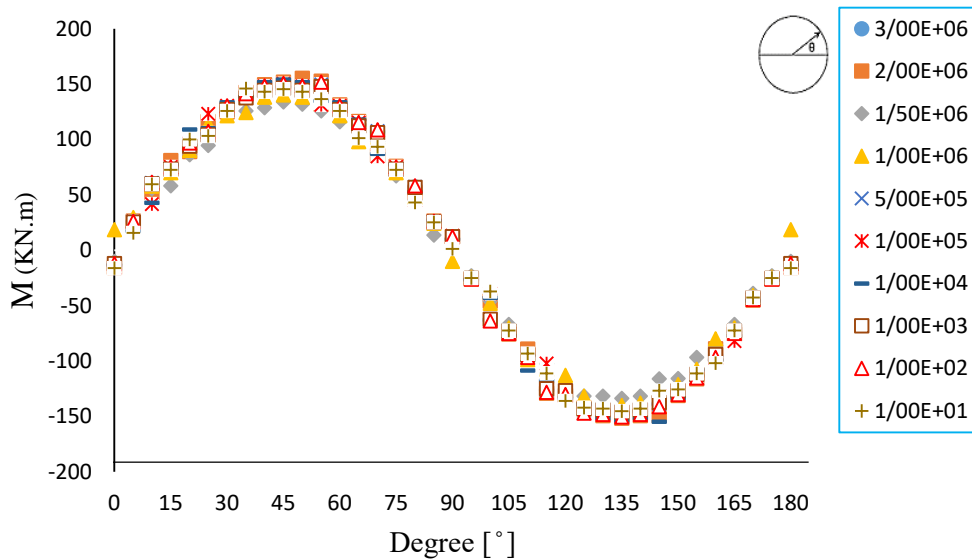


شکل ۵-۴۱: تغییرات نیروی محوری برحسب تغییرات مقاومت کششی بین حالت عدم لغزش و لغزش کامل

با توجه به نمودار شکل ۵-۴۲ با کاهش مقاومت کششی در فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل لنگر خمشی حول سطح مقطع پوشش بتنی تغییرات محسوسی نکرده است که می‌تواند به دلیل سختی نرمال و برشی و مقدار چسبندگی در فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل باشد.

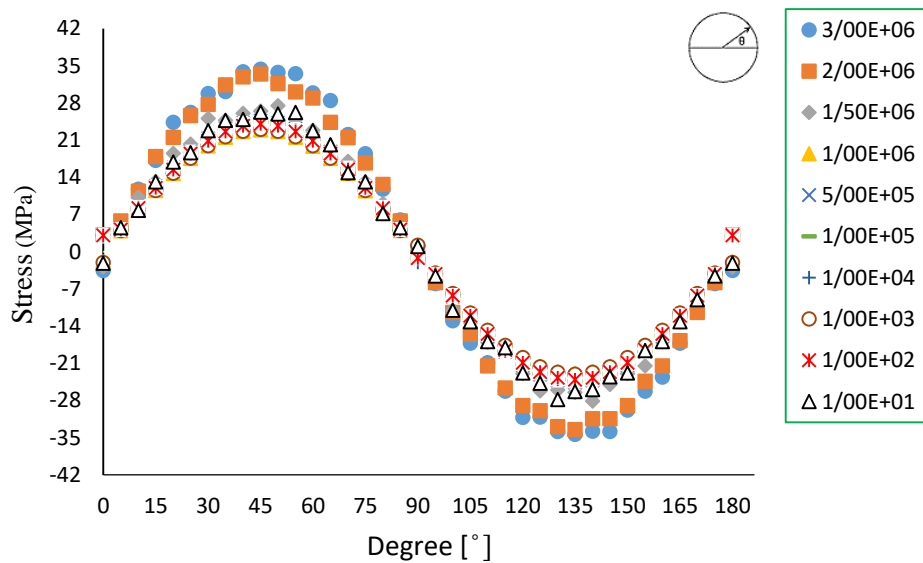
ولی با بررسی دقیق‌تر مقادیر لنگر خمشی درمی‌یابیم که با کاهش مقاومت کششی لنگر خمشی

افزایش یافته است که دلیل آن کاهش مقاومت در برابر تنش‌های برشی ناشی از بار دینامیکی می‌تواند باشد.



شکل ۵-۴۲: تغییرات لنگر خمشی برحسب تغییرات مقاومت کششی در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

از نمودار ترسیم‌شده در شکل ۵-۴۳ و جدول ۵-۵ چنین می‌توان اظهار نمود که اولاً بار دینامیکی باعث افزایش تنش نسبت به حالت استاتیکی (جدول ۵-۵) شده است که نشان‌دهنده‌ی اهمیت توجه به بار لرزه‌ای ناشی از زلزله در طراحی تونل‌ها است؛ و اینکه میزان تنش در بازه‌ی $T = 5 \times 10^5 (pa)$ تا $T = 3 \times 10^6 (pa)$ افزایش یافته است و در مقادیر کمتر از $T = 1 \times 10^3 (pa)$ افزایش لنگر خمشی باعث افزایش تنش حول پوشش بتنی شده است. باید توجه کرد که کاهش زیاد مقاومت کششی باعث کاهش مقاومت فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل در مقابل نیروهای برشی ناشی از بار دینامیکی زلزله می‌شود؛ که با توجه به این توضیحات حداقل تنش وارده بر پوشش بتنی برای مقاومت کششی در بازه‌ی $T = 1 \times 10^3 (pa)$ تا $T = 5 \times 10^5 (pa)$ است.



شکل ۵-۴۳: تغییرات تنش برحسب تغییرات مقاومت کششی در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل

جدول ۵-۵: تغییرات نیروی محوری، لنگر خمشی و تنش بیشینه برحسب تغییرات مقاومت کششی در حالت استاتیکی و دینامیکی

					تغییرات مقاومت کششی T(Pa)	
$5e^5$	$1e^6$	$1.5e^6$	$2e^6$	$3e^6$	استاتیکی	N_{max} (KN/m)
۱۳۶۰,۰۱	۱۶۳۶,۳۹	۱۶۳۶,۳۹	۱۶۳۶,۳۹	۱۶۳۶,۳۹	دینامیکی	
۶۶۱,۲۴	۸۸۰,۳۹۰	۱۲۷۳,۳۸	۲۱۳۸,۵۴	۲۴۳۹	استاتیکی	M_{max} (KN.m)
۷,۴۲۶	۶,۶۴۰	۶,۶۴۰	۶,۶۴۰	۶,۶۴۰	دینامیکی	
۱۴۸,۴۸۹	۱۴۰,۲۳۰	۱۳۳,۹۹۲	۱۵۱,۶۶۱	۱۴۷,۸۷۵	استاتیکی	(MPa) σ_{max}
۷,۹۱۳۹۵	۹,۱۴۷۹۵	۹,۱۴۷۹۵	۹,۱۴۷۹۵	۹,۱۴۷۹۵	دینامیکی	
۲۵,۵۷۹۰۵	۲۵,۴۳۶۴۵	۲۶,۴۶۵۸۵	۳۳,۴۴۱۱۵	۳۴,۳۷۶۲۵		
					تغییرات مقاومت کششی T(Pa)	
$1e^1$	$1e^2$	$1e^3$	$1e^4$	$1e^5$	استاتیکی	N_{max} (KN/m)
۱۳۱۷,۸۶	۱۳۱۰,۱۷	۱۳۲۴,۶۸	۱۳۲۹,۶۶	۱۳۴۰,۳۷	دینامیکی	
۱۰۲,۵۶	۲۹۸,۴۴	۲۱۱,۶۳	۲۴۷,۱۴	۳۷۵,۴۸	استاتیکی	M_{max} (KN.m)
۷,۵۰۱	۷,۴۹۲	۷,۴۴۳	۶,۹۵۲	۶,۴۱۳	دینامیکی	
۱۴۵,۳۳۴	۱۶۰,۵۵۱	۱۵۶,۴۱۶	۱۴۱,۱۲۶	۱۳۰,۴۴۵	استاتیکی	(MPa) σ_{max}
۷,۷۱۴۴۵	۷,۶۷۴۶۵	۷,۷۳۹۸۵	۷,۶۹۱۱	۷,۶۶۳۸	دینامیکی	
۲۶,۳۱۲۹	۲۴,۶۷۴۸۵	۲۴,۴۲۰۷	۲۳,۶۵۴۶	۲۳,۷۴۴۱۵		

با توجه به مطالب این فصل تغییر مقادیر پارامترهای سختی نرمال، سختی برشی و چسبندگی در حالت عدم لغزش تغییرات نیروی محوری افزایش یافته ولی برای پارامترهای زاویه اصطکاک هیچ تأثیری در مقدار نیروی محوری نداشته است. برای لنگر خمشی در این حالت نیز سختی نرمال و چسبندگی بیشترین تأثیر و سختی برشی کمترین تأثیر و زاویه اصطکاک هیچ تأثیر نداشته‌اند. تغییرات نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت لغزش کامل با تغییر پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و تونل سختی نرمال، چسبندگی و زاویه اصطکاک بیشترین و سختی برشی کمترین تأثیر را بر مقادیر نیروی محوری و برای لنگر خمشی نیز سختی نرمال و چسبندگی بیشترین و سختی برشی و زاویه اصطکاک کمترین تأثیر را دارند. تغییرات پارامترهای سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی در حالت بین لغزش کامل و عدم لغزش باعث تغییرات قابل توجهی در نیروی محوری و برای مقادیر لنگر خمشی پارامتر سختی نرمال و چسبندگی نسبت به پارامترهای دیگر باعث بیشترین تغییر شده است. با توجه به تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی با تغییر پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل اولویت‌بندی پارامترها با توجه به میزان تأثیر و اهمیت آن‌ها عبارت‌اند از: سختی نرمال، چسبندگی، سختی برشی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی است.

فصل هشتم

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

هدف از این تحقیق بررسی اثر فصل مشترک بین پوشش بتنی و زمین تحت بارگذاری لرزه‌ی تونل‌های سنگی است که در این تحقیق ابتدا به بررسی اثر عمق قرارگیری تونل‌ها و دلیل بررسی تونل موردنظر در محیط سنگی با توجه به مطالعات محققین گذشته، سپس مقایسه مدل‌سازی عددی با روش‌های تحلیلی و درنهایت تحلیل پارامتری، پارامترهای تأثیرگذار در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل از طریق مدل‌سازی عددی انجام شد و نتایج به‌دست‌آمده به شرح زیر است:

۲-۶ نتیجه‌گیری

- (۱) با توجه به نمودار جابجایی به‌دست‌آمده از عمق‌های مختلف ۱۰، ۲۵، ۶۰ و ۸۰ متری مشاهده شد که در حالت دینامیکی با افزایش عمق میزان جابجایی‌ها کاهش یافته است و با توجه به مطالعات صورت گرفته که در عمق‌های بیش از ۵۰ متر جابجایی‌ها کاهش می‌یابد مطابقت دارد. سپس با بررسی مطالعات انجام‌شده توسط شارما و جوود، داودینگ و روزن مشاهده شد که اگرچه با افزایش عمق جابجایی کاهش می‌یابد ولی سنگ‌ها در عمق‌های زیاد مستعد خسارت‌های ناشی از زلزله هستند.
- (۲) نمودارهای به‌دست‌آمده برای مدل‌سازی عددی در حالت عدم لغزش برای نیروی محوری با روش‌های تحلیل بوبت، پارک و کوری‌گیلینو مطابقت خوبی دارد.
- (۳) با توجه به نمودار نیروی محوری به‌دست‌آمده در حالت دینامیکی از مدل‌سازی عددی برای حالت لغزش کامل با مقایسه‌ی روش تحلیلی بوبت مطابقت خوبی دارد، ولی مقدار نیروی محوری در روش‌های کوری‌گیلینو و پارک دارای مقدار کمتری است که در مقایسه با مقدار بار دینامیکی وارده بر مدل روش بوبت و مدل‌سازی عددی به دلیل مطابقت خوب روش تحلیلی بوبت برای محیط‌های سنگی و ضرایب انعطاف پذیر پایین در حالت دینامیکی، مطابقت بهتری دارند.
- (۴) با مقایسه‌ی نمودار روش‌های تحلیلی بوبت، پارک و کوری‌گیلینو و مدل‌سازی عددی در حالت دینامیکی برای لنگر خمشی در حالت عدم لغزش مقدار مدل‌سازی عددی و روش‌های تحلیلی پارک و کوری‌گیلینو و بوبت باهم مطابقت خوبی دارند که نشان‌دهنده‌ی درستی نتایج عددی

است. به این دلیل که از روابط فرم بسته که روش‌های تحلیلی جزءای از این روش محسوب می‌شوند برای صحت سنجی خروجی‌های نرم‌افزارهای عددی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

(۵) نتایج به‌دست‌آمده برای لنگر خمشی در حالت لغزش کامل برای مدل‌سازی عددی و روش‌های تحلیلی مورد محاسبه نشان داد که مقادیر مدل‌سازی عددی و روش تحلیلی بوبت دارای مطابقت خوبی هستند اما مقادیر روش‌های تحلیلی کوری‌گیلینو و پارک کمتر هستند.

(۶) با تحلیل پارامتری، پارامتر سختی نرمال (K_n) تأثیر این پارامتر بر روی فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل در حالت عدم لغزش و لغزش کامل مشخص شد که با افزایش سختی نرمال بین پوشش بتنی و جداره‌ی تونل مقدار تنش وارده بر پوشش بتنی افزایش می‌یابد.

(۷) در نمودارهای مربوط به تحلیل پارامتری، پارامتر سختی نرمال در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل با توجه به نمودار تنش و جدول در بازه‌ی $K_n = 1.485e^{\Delta}(Pa/m)$ تا $K_n = 7.42e^{\Delta}(Pa/m)$ مقدار تنش حداقل است.

(۸) پارامتر سختی برشی K_s یکی دیگر از پارامترهای مهم در فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل است با توجه به نتایج به‌دست‌آمده در حالت عدم لغزش باعث کاهش تنش شده است. ولی در حالت لغزش کامل تغییر زیادی در تنش وارده بر پوشش بتنی ایجاد نشده است که دلیل آن عدم وجود چسبندگی بوده است.

(۹) با بررسی تغییرات پارامتر سختی برشی در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل بازه‌ی که تنش در آن حداقل است برای سختی برش $K_s = 3.713e^{\Delta}(Pa/m)$ تا $K_s = 3.713e^{\Delta}(Pa/m)$ حاصل شده است. از آن جایی که مقدار سختی نرمال در طراحی‌های دینامیکی فصل مشترک پوشش بتنی و تونل در حالت دینامیکی تقریباً ۰٫۱ مقدار سختی نرمال در نظر گرفته می‌شود مقادیر بدست آمده نسبت به سختی نرمال درست است.

(۱۰) پارامتر چسبندگی دیگر پارامتر مهم در طراحی‌های فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل است که با تحلیل پارامتری این پارامتر در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل بازه‌ی مناسب برای چسبندگی که تنش در آن حداقل است بین $C = 1e^{\Delta}(Pa)$ تا $C = 1e^{\Delta}(Pa)$ محاسبه شده است.

(۱۱) با تحلیل پارامتری زاویه اصطکاک و نمودارهای به‌دست‌آمده مشاهده شد که در حالت عدم

لغزش به دلیل چسبندگی و سختی نرمال بالا تأثیر نداشته؛ ولی در حالت لغزش کامل با کاهش زاویه اصطکاک باعث کاهش تنش وارده بر تونل شده است و در حالت بین لغزش کامل و عدم لغزش با بررسی نمودارهای به دست آمده از تغییر پارامتر زاویه اصطکاک تنش حداقل در بازه $\varphi = 25^\circ$ تا $\varphi = 45^\circ$ به دست آمده است.

(۱۲) با بررسی نمودارهای به دست آمده از مدل سازی در حالت بین عدم لغزش و لغزش کامل بازه مناسب برای مقاومت کششی فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل بین $T = 1e^3 (Pa)$ تا $T = 1e^5 (Pa)$ به دست آمده است.

(۱۳) با تغییر مقادیر پارامترهای سختی نرمال، سختی برشی و چسبندگی در حالت عدم لغزش تغییرات نیروی محوری افزایش یافته ولی برای پارامترهای زاویه اصطکاک هیچ تأثیری در مقدار نیروی محوری نداشته است. برای لنگر خمشی در این حالت نیز سختی نرمال و چسبندگی بیشترین تأثیر و سختی برشی کمترین تأثیر و زاویه اصطکاک هیچ تأثیر نداشته اند.

(۱۴) تغییرات نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت لغزش کامل با تغییر پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و تونل سختی نرمال، چسبندگی و زاویه اصطکاک بیشترین و سختی برشی کمترین تأثیر را بر مقادیر نیروی محوری و برای لنگر خمشی نیز سختی نرمال و چسبندگی بیشترین و سختی برشی و زاویه اصطکاک کمترین تأثیر را دارند.

(۱۵) تغییرات پارامترهای سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی در حالت بین لغزش کامل و عدم لغزش باعث تغییرات قابل توجهی در نیروی محوری و برای مقادیر لنگر خمشی پارامتر سختی نرمال و چسبندگی نسبت به پارامترهای دیگر باعث بیشترین تغییر شده است.

(۱۶) با توجه به تغییرات تنش وارده بر پوشش بتنی با تغییر پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل اولویت بندی پارامترها با توجه به میزان تأثیر و اهمیت آنها عبارتند از: سختی نرمال، چسبندگی، سختی برشی، زاویه اصطکاک و مقاومت کششی است.

(۱۷) با توجه به اینکه روابط تحلیلی ارائه شده توسط محققین تنها برای حالت های عدم لغزش و لغزش کامل است. در به دست آوردن حالت واقعی کاربردی نبوده و همین طور در روابط ارائه شده پارامترها فصل مشترک پوشش بتنی و جداری تونل لحاظ نشده است، بنابراین با

مدل‌سازی انجام شده در این تحقیق علاوه بر دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل حالت‌های بین این مقادیر با توجه به پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل مدل‌سازی شده است.

(۱۸) کدهای نوشته شده در این تحقیق برای فصل مشترک بین پوشش بتنی و تونل طوری نوشته شده است که می‌تواند با تغییر خواص محیط و پوشش بتنی برای هر نوع محیط و پوشش بتنی کاربرد داشته باشد و مقادیر اولیه‌ی از پارامترهای این بخش از تونل را در اختیار طراح قرار داده تا یک دید اولیه‌ی از خواص این محیط داشته و نوع مصالح مورد استفاده را با دقت نسبتاً بالایی انتخاب کند.

۳-۶ پیشنهادها

با توجه به بررسی‌های انجام شده و نتایج به دست آمده موارد زیر پیشنهاد می‌شود:

- (۱) بررسی و مدل‌سازی پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل در محیط‌هایی دارای ناپیوستگی یا گسل توسط نرم‌افزارهای مورد استفاده در محیط‌های ناپیوسته.
- (۲) ارتباط دادن این پارامترها به روابط تحلیلی موجود از طریق روابط فرم بسته.
- (۳) ارائه‌ی یک مدل رفتاری از طریق کدهای برنامه‌نویسی قوی در قالب Fish یا Matlab برای به دست آوردن یک حالت مناسب از پارامترهای فصل مشترک پوشش بتنی و جداره‌ی تونل برای هر نوع خاک و یا سنگ اطراف تونل.

(۷) منابع و مراجع

[۱] Youssef M.A. Hashasha J (۲۰۰۱). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* ۲۸ – ۲۹۳.

[۲] ASCE, ۱۹۷۸. Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures, February. American Society of Civil Engineers, Los Angeles section.

[۳] پایان نامه. نیکخواه م. ۱۳۸۰. بررسی بارهای لرزه‌ای بر روی پایداری تونل‌ها. دانشگاه تربیت مدرس.

[۴] Wang, W.L. Wang, T.T. Su, J.J. Lin, C.H. Seng, C.R. Huang, T.H. (۲۰۰۱). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunneling and Underground Space Technology*, vol ۱۶ (۱۳۳-۱۵۰).

[۵] Muirwood, A. M. (۱۹۷۵). The circular tunnel in elastic ground. *Geotechnique*, ۲۵(۱), ۱۱۵-۱۲۷, DOI: ۱۰.۱۶۸۰/geot.

[۶] Carranza-Torres, C. Rysdahl, B. & Kasim, M. (۲۰۱۳). On the elastic analysis of a circular lined tunnel considering the delayed installation of the support. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, ۶۱, ۵۷-۸۵. DOI:۱۰.۱۰۱۶/j.ijrmms

[۷] Palassi, M. & Mohebbi, M. M. (۲۰۰۸). Design of Lining of Tunnels Excavated in Soil and Soft Rock. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, ۱۲.

[۸] Einstein, H. H. & Schwartz, C. W. (۱۹۷۹). Simplified analysis for tunnel supports. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ۱۰۵, ۸۹۹-۵۱۸.

[۹] Fairhurst C, Carranza-Torres C. Closing the circle. Proceedings of the ۵۰th annual geotechnical engineering conference, St. Available for downloading at /www.cctrockengineering.com.

[۱۰] Penzien, J. (۱۹۷۷). "Seismically induced racking of tunnel lining". Int. J. of Earthquake Engr and Struct.

[۱۱] Penzien, J. and Wu, C.L. (۱۹۹۸). Stresses in Linings of Bored Tunnels. Earthquake Engineering and Structural.

[۱۲] Corigliano, M. (۱۹۷۷). Seismic Response of Deep Tunnels in Near-Fault Conditions, in Politecnico di Torino: Italy. p. ۳۳۳.

[۱۳] ولی اسکویی ش، لکی روحانی ع. ۱۳۹۵. "حل تحلیلی و عددی پوشش تونل‌ها در اثر بارهای لرزه‌ای و بررسی عوامل تأثیرگذار بر آن". نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست. دوره ۴۸، شماره ۲.

[۱۴] Kirzhner, F. and Rosenhouse, G. (۱۹۷۷), Numerical analysis of tunnel dynamic response to earth motions. Seismic Analysis, ۱۵, ۳۴۹-۳۵۸.

[۱۵] Giannakou A. Nomikos P. Anastasopoulos I. Sofianos A. Gazetas G. & P. Yiouta-Mitra. (۱۹۹۹). "Seismic Behaviour of Tunnels in Soft Soil: Parametric Numerical Study and Investigation on the Causes of Failure of the Bolu Tunnel (Düzce, Turkey, ۱۹۹۹)". Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress, Istanbul- Turkey.

[۱۶] Pakbaz, M. C. and Yareevand, A. (۱۹۹۵), "3-D analysis of circular tunnel against earthquake loading". Tunnelling and Underground Space in Technology, ۳, ۱۱-۱۷.

[۱۷] Fahimifar, A and Vakilzadeh, A. (۱۹۹۹). "Numerical and analytical solutions for ovaling deformation in circular tunnels under seismic loading", International Journal of Recent Trends in Engineering, Vol. ۱, ۳۰-۳۵.

[۱۸] Shahrour, I. F. Khoshnoudian, et al. (۱۹۹۰). "Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils". Tunnelling and Underground Space Technology ۵(۴): ۳۷۸-۳۸۳.

- [۱۹] Ngoc-Anh Do, Daniel Dias, Pierpaolo Oreste, Irini Djeran-Maigre". "FD numerical investigation of segmental tunnel lining under seismic loading". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- [۲۰] Pierpaolo Oreste ۲۰۱۵. Simplified analysis of the lining behavior during earthquakes in deep rock tunnels. *American Journal of Applied Sciences*, ۱۲(۳): ۱۹۱,۱۹۹. DOI:۱۰.۳۸۴۴.
- [۲۱] Cao, X. & Yan, S. (۲۰۱۳). Numerical analysis for earthquake dynamic responses of tunnel with different lining rigidity based on finite element method. *Information Technology Journal*, ۱۲, ۲۵۹۹-۲۶۰۴.
- [۲۲] زارعی ح؛ شهریار ح ۱۳۹۴. برآورد نیروهای داخلی پوشش بتنی تونل‌ها با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی. نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاها‌ی زیرزمینی. زمستان ۲ - شماره‌ی ۴.
- [۲۳] گشتاسبی، ک ۱۳۷۸. "مبانی روش‌های طراحی و احداث تونل‌های راه‌آهن در مناطق لرزه‌خیز." وزارت راه و ترابری پژوهشکده‌ی حمل‌ونقل.
- [۲۴] Dowding, C.H. & Rozen, A., ۱۹۷۸. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE* ۱۰۴ GT۲, ۱۷۵-۱۹۱.
- [۲۵] Taylor, D.W. ۱۹۴۸. *Fundamental of soil Dynamic*. Wiley, New York.
- [۲۶] Dowrick, D.J. ۱۹۹۴. Damage to the mountain tunnels during earthquakes. *Workshop on Earthquakes Resistant Design of lifeline*.
- [۲۷] Wang, J.N. ۱۹۹۳. *Seismic Design of Tunnels: A State-of-theArt Approach*, Monograph, monograph V, Parsons, Brinkerhoff, Quad and Douglas Inc, New York.
- [۲۸] Hashash, Y.M and Park, J. ۲۰۰۵. *Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures*. Pergamon, *Tunneling and Underground Space Technology*.

- [29] Hashash, Y.M. Hook, J. & Schmidt, B. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. Tunneling and Underground Space Technology, Vol.17 pp.735-793.
- [30] Whitman, R.V. (1989). Workshop on Ground Motion Parameter for Seismic Hazard Mapping, Technical Report NCEER, Buffalo
- [31] Uenishi, Koji. (2001). Wave –Induced Damage To Underground Structures, Report of the Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, Vol.Δ, pp.99-107.
- [32] Uenishi, Koji, (2000). CHARACTERISTIC OF THE VERTICAL SEISMIC WAVES. Report of the Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, Vol. Γ9(7), pp.113- 117.
- [33] William, D. A.M. (2001). The behaviour of tunnels at great depth under large static and dynamic pressures. Tunneling and Underground Space Technology.
- [34] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC^{3D}, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. version 0, User's Manual.
- [35] Muskhelishvili, N. I. (1968). Some basic problems of the mathematical theory of elasticity.
- [36] Savin, G. N. (1971). Stress concentration around holes, International Series of Monographs in Aeronautics and Astronautics. Pergamon Press.
- [37] Exadaktylos, G. E. & Stavropoulou M.C. (2007). A closed-form solution for stresses and displacement around tunnels, Int. J. Rock Min. Sci. Vol. 39, pp. 900-917.
- [38] Li, Shu-cai & Wang, Ming-bin (2008). Elastic analysis of stress-displacement field for a lined circular tunnel at great depth due to ground loads and internal pressure, Tunn. Undergr. Spce Tech. Vol. 13, pp. 709-714.

- [۳۹] Inglis, CE. (۱۹۱۳). Stress in Plate due to the presence of cracks and sharp corners, Trans Inst. Nov, Archss, ۰۰, pp. ۱۱۹-۱۳۰.
- [۴۰] Alami, M. (۱۳۰۱). The Analysis of Stress around Elliptical Tunnel due to the Tangential in-situ Stress, by the Complex Potential Functions. Civil Engineering Department, Yasouj University.
- [۴۱] Huo, H. B. Obert, A. & Fernandez, G. (۱۳۰۱). Analytical solution for deep rectangular. structure subjected to far-field shear stresses, Tun. Undergr. Spce Tech. Vol. ۱, pp. ۱۱۳-۱۲۰.
- [۴۲] Batista, M. (۱۳۰۱). On the stress concentration around a hole in an infinite plate subject to a uniform load at infinity. International Journal of Mechanical Sciences, ۴۳(۸), ۱۰۵۸-۱۰۶۱.
- [۴۳] Louhghalam, A., Igusa, T., & Park, C. (۱۳۰۱). Analysis of stress concentrations in plates with rectangular openings by combined conformal mapping– finite element approach, International journal of solids and structures, Vol. ۴۸.
- [۴۴] Japaridze, L. (۱۳۰۱). Comparison of Analytical and numerical Methods for Assessment of stress -strain state of the Massif around the tunnel of noncircular cross-section, Bulletin of the Georgian academy of science, Vol. V, No. ۱.
- [۴۵] Kargar, A., Rahmangeb, R., & Hajabbasi, M. (۱۳۸۹). Determining the stress around Gaseous Underground Opening using the Complex Potential Functions, Tunneling and Underground Structure Engineering Journal, ۳(۱), Shahrood University.
- [۴۶] Beer, G and Pande, G.N., ۱۹۹۰. Numerical Methods in Rock Mechanics. John Wiley, New York.
- [۴۷] Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., Owatsiriwong, A. (۱۳۰۹). Analytical Solution for Seismic Induced Ovaling of Circular Tunnel Lining Under No-Slip Interface

Conditions: a Revisit. Tunnelling and Underground Space Technology. ۲۳(۱): p. ۲۳۱-۲۳۵

[۴۸] Bobet. A. ۲۰۱۰. Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far-field shear loading. Tunnelling and Underground Space Technology ۲۵.

[۴۹] بشارت و؛ بلوری بزاز ج. زمستان ۱۳۹۳. «تحلیل دینامیکی تونل‌های دایره‌ای شهری و اثر عوامل محیطی بر رفتار متفاوت این سازه‌ها». نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاها‌ی زیرزمینی. دوره‌ای ۳.

[۵۰] Jan N. F. ۲۰۰۳. Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College of Science, Technology and Medicine London, SW۷ ۲BU.

[۵۱] Yiming S., Mike M., Jan Van G. Load Sharing in two-pass lining systems for NATM tunnels.

[۵۲] زرین طلا ه، ارمغانی ا، درویش هاشمی م، افشاری م ع. ۱۳۹۲. «بررسی آزمایشگاهی تنش چسبندگی بین بتن و فولاد بوسیلله آزمایش بیرون کشیدگی PULL-OUT». کنفرانس ملی تکنیک‌های نوین محاسباتی و مناسب‌سازی در مهندسی عمران. کد DOI مقاله ۰۱-۰۳۷-NCTOCE.

[۵۳] Chaallal, O., and Benmokrane, B. (۱۹۹۳). Pullout and bond of glassfibre rods embedded in concrete and cement grout. Mat. And Struct., ۲۶, ۱۳۵-۱۴۵.

[۵۴] Dusko H. A. ۲۰۰۹. Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures. Plaxis Bulletin. www.plaxis.nl.

[۵۵] سایت <http://ucivil.ir> «بررسی مقادیر زاویه اصطکاک داخلی خاک‌های مختلف».

[۵۶] Kumar. P M, Paulo J.M. Concrete: Microstructure, Properties and Materials, third edition. McGraw-Hill. ISBN ۰۰۷۱۴۶۲۸۹۹. DOI: ۱۰.۱۰۳۶/۰۰۷۱۴۶۲۸۹۹.

[۵۷] Leshchinsky, D. ۲۰۰۲. Stability of Geosynthetic Reinforced Structures. ADAMA

Engineering, Newark, D.E., USA, ۳۰p.

[۵۸] مقصودی ع، ا. قلی‌زاده و. باقری م ج. مهرماه ۱۳۹۵. «مدول الاستیسیته، مقاومت فشاری و کششی بتن‌های معمولی و خود تراکم مقاومت بالا (خط ۲ قطار شهری مشهد) و ارزیابی آئین‌نامه‌ای». پنجمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران - تهران - ۱۵.

[۵۹] Capasso. G, and Musso. G. ۳۰۱۰. Evaluation of Stress and Strain Induced by the Rock Compaction on a Hydrocarbon Well Completion Using Contact Interfaces with Abaqus. SIMULIA Customer Conference.

[۶۰] CEN, ۳۰۰۸-BS EN, ۱۹۹۸ -۱: ۳۰۰۸: Eurocode ۸: Design of structures for earthquake resistance -Part ۱: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization. ISBN: ۰۵۸۰۸۵۸۷۳۵.

پیوست

کدهای فیش محاسباتی نیروی محور و لنگر خمشی برای مدل‌سازی عددی و روش‌های

تحلیلی:

روابط تحلیلی مربوط به بوبت:

```
def _constants
;-----Input: no_slip - ۱ or ۰ for no-slip or full-slip case, resp.
global R = rad_
local K = ۰,۶
global ghm = ۰,۰۰۱۵
global P = -۱,۳۱e۶
global E = ۱,۰۵e۹
global nu = ۰,۵*(۳.*bulk_ - ۲.*shear_)/(۳.*bulk_ + shear_)
global Tff = (ghm*E)/(۲*(۱+nu))
local Es = ۱۵e۹
local nus = ۰,۲
local thick_ = ۰,۲۰
local As = ۰,۲۰
local Is = thick_*thick_*thick_/۱۲.
local Cs = E*R*(۱.-nus*nus)/(Es*As*(۱.-nu*nu))
local Fs = E*R*R*R*(۱.-nus*nus)/(Es*Is*(۱.-nu*nu))
if no_slip = ۱ then
local Ca = ((۱-nu)*(۱-nu)*Cs)+(۱-nu)
local Cb = (۳*((۱-nu)*Cs + ۴))/Fs
local Cc = ((۱-nu*nu)*Cs)+((۱-nu)*(۳-۲*nu))
local Cd = (۳*((۱-nu)*(۵-۶*nu)*Cs + ۴*(۳-۴*nu)))/Fs
local C۱ = (-۲*(Ca - Cb))/(Cc + Cd)
```

```

local Ce = (1-nu)*Cs-γ-C1*((1-nu)*Cs + ϕ*nu)
local Cf = (1-nu)*Cs + γ
local Cγ = Ce/(γ*Cf)
else
C1 = (γ-(1-nu)*Fs)/(γ*(δ-ϕ*nu)+(1-nu)*Fs)
Cγ = -(γ*(1-γ*nu)*Fs + (1-nu))/(γ*(δ-ϕ*nu)+(1-nu)*Fs)
end_if
;
if no_slip = 1 then
global U1 = 1 - γ*(1-nu)*C1*((R*R)/(ϕ,γδ))
global Uγ = -Cγ*((R*R*R*R)/γ9,ϕγδ)
global V1 = 1 - (1-γ*nu)*C1*((R*R)/(ϕ,γδ))
global Vγ = Cγ*((R*R*R*R)/γ9,ϕγδ)
global T1 = -(1-Cγ)*Tff*R
global Tγ = 1
global Mγ = .δ*(1 + C1 + Cγ)*Tff*R*R
global sigR1 = 1 + γ*C1*((R*R)/((R-. ,γ)*(R-. ,γ)))
global sigRγ = γ*Cγ*((R*R*R*R)/(γ9,ϕγδ))
global tauRTγ = 1+γ*Cγ*((R*R*R*R)/(γ9,ϕγδ))
else
U1 = 1 + ϕ*(1-nu)*C1*((R*R)/(ϕ,γδ))
Uγ = Cγ*((R*R*R*R)/γ9,ϕγδ)
V1 = 1 + (1-γ*nu)*C1*((R*R)/(ϕ,γδ))
Vγ = Cγ*((R*R*R*R)/γ9,ϕγδ)
T1 = -(1γ*(1-nu)*Tff*R)
Tγ = γ*(δ-ϕ*nu) + (1-nu)*Fs
Mγ = (T1 + Tγ)*R
sigR1 = 1 - ϕ*C1*((R*R)/(ϕ,γδ))

```

```

sigRγ = γ*Cγ*((R*R*R*R)/α,·εγδ)
tauRTγ = 1-γ*Cγ*((R*R*R*R)/(α,·εγδ))
end_if
;
table_name(1) = 'us - analytic'
table_name(2) = 'vs - analytic'
table_name(1·) = 'us - computed'
table_name(2·) = 'vs - computed'
;
table_name(3) = 'T - analytic'
table_name(4) = 'M - analytic'
table_name(3·) = 'T - computed'
table_name(4·) = 'M - computed'
;
table_name(Δ) = 'sigR - analytic'
table_name(ε) = 'tauRT - analytic'
table_name(Δ·) = 'sigR - computed'
table_name(ε·) = 'tauRT - computed'
end

def _responses
local ii = del_table(1)
ii = del_table(2)
ii = del_table(1·)
ii = del_table(2·)
ii = del_table(3)
ii = del_table(4)
ii = del_table(3·)
ii = del_table(4·)

```

```

ii = del_table( $\Delta$ )
ii = del_table( $\rho$ )
ii = del_table( $\Delta \cdot$ )
ii = del_table( $\rho \cdot$ )
--- ;Support displacements
local np = nd_head
loop while np # null
  local _x = nd_pos(np,  $\nu$ , 1)
  local _z = nd_pos(np,  $\nu$ , 3)
  local _rad = sqrt( _x*_x + _z*_z )
  local _theta = atan2( _z, _x )
  local _dtheta = (_theta)/degrad
;
  local _ua = ((1.+nu)/E)*((U1 + U2)*sin( $\nu$ *(_theta+(pi/4))))*Tff* $\nu$ , $\Delta$ 
  local _va = ((1.+nu)/E)*((V1 - V2)*cos( $\nu$ *(_theta+(pi/4))))*Tff* $\nu$ , $\Delta$ 
  local _xc = nd_rdisp(np, 1, 1)
  local _zc = nd_rdisp(np, 1, 3)
  local _uc = -_xc*cos(_theta) - _zc*sin(_theta)
  local _vc = _xc*sin(_theta) - _zc*cos(_theta)
;
  table( 1,_dtheta) = _ua
  table( 2,_dtheta) = _va
  table(1.,(_dtheta+ $\nu\Delta$ )) = _uc
  table(2.,(_dtheta+ $\nu\Delta$ )) = _vc
  local eps = (_ua-_uc)
  if eps > 1e- $\nu$  then
    end_if
;
  np = nd_next(np)
end_loop

```

```

;---Interface contact stresses.
local sp = s_head
loop while sp # null
  if s_type(sp) = 9 then ; it is a linerSEL
    local lp = sp
    local _xcen = s_pos(sp, 1)
    local _zcen = s_pos(sp, 3)
    rad_ = sqrt(_xcen*_xcen + _zcen*_zcen)
    theta_ = atan2( _zcen, _xcen )
    dtheta_ = (_theta)/degrad
;
    local _sigRa = Tff*((sigR1 + sigR2)*cos(2*(theta+(pi/4))))
    local _tauRTa = -Tff*( tauRT2*cos(2*(theta+(pi/4))))
;   Compute average value from all three nodes, acts at centroid
    local _sigRc = sl_rstr(lp, 1, 1) + sl_rstr(lp, 1, 2) + sl_rstr(lp, 1, 3)
    sigRc_ = -_sigRc/3,
    local _mag = sl_rstr(lp, 2, 1) + sl_rstr(lp, 2, 2) + sl_rstr(lp, 2, 3)
    mag_ = _mag / 3,
    local _dirX= sl_rstrdir(lp, 2, 1, 1)+sl_rstrdir(lp, 2, 2, 1)
    dirX_ = _dirX + sl_rstrdir(lp, 2, 3, 1)
    if _dirX > 0, then ; set sign to correspond w/ analytic soln.
      local _tauRTc = _mag
    else
      tauRTc_ = -_mag
    end_if
;
    table( delta, dtheta) = _sigRa
    table( phi, dtheta) = _tauRTa
    table(delta, (dtheta+45)) = _sigRc
    table(phi, (dtheta+45)) = _tauRTc

```

```

;
  end_if
  sp = s_next(sp)
end_loop
; ---Stress resultants.
command
  sel recover surface surfx · \ · ; establish surface system
  sel recover sres          ; recover stress resultants
  sel recover stress
end_command
sp = s_head
loop while sp # null
  xcen_ = s_pos(sp, \)
  zcen_ = s_pos(sp, r)
  rad_ = sqrt(_xcen*_xcen + _zcen*_zcen)
  theta_ = atanr( _zcen, _xcen )
  dtheta_ = _theta/deggrad
;
  local _Ta = (T\ / T r) * cos(r * (_theta + (pi / r)))
;   Ta > · is compression
  local _Ma = -M r * cos(r * (_theta + (pi / r)))
  local _Tc = -sst_sres(sp, ·, Δ)
  local _Mc = -sst_sres(sp, ·, r)
;
  table( r, _dtheta) = _Ta
  table( r, _dtheta) = _Ma
  table(r ·, (_dtheta + r Δ)) = _Tc
  table(r ·, (_dtheta + r Δ)) = _Mc
;
  sp = s_next(sp)
end_loop

```

end

@_constants

@_responses

روابط تحلیلی آقای پارک و کوری گیلینو نیز با جاگذاری روابط در روابط بوبت مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی به دست آمده است.

Abstract

Underground facilities are essential part of modern societies that they should be designed and constructed correctly. Investigations in historical cases of earthquakes shows that they have lower damage in compared of surface structures. Nevertheless, some underground structure had experience of significant damage in recent large earthquakes, such as Kobe, Japan 1995. In dynamic analysis, the depth of tunnel and surrounding materials are the important parameters in the tunnel design, so in this research influence of tunnel depth under seismic load has studied by numerical finite difference method (FLAC^{3D}) and analytical methods. As a seismic load, Kobe Japan acceleration has selected. The results showed that displacement around the tunnel decreases by depth growing in numerical simulation. Analytical scrutinize (Sharma, Judd, Dowding & Rozen solutions) displayed that tunnel in rock material has low damage in the earthquake loading. therefore, a circular tunnel in the depth of 70m into rocky surrounding material has selected for more studies. Tunnel support system is precast segmental lining, and the influence of seismic load has investigated in two non-slip and full slip interface states. Numerical method in the non- slip condition has well an agreement with analytical methods, but numerical method showed accordance just by Boebet solution in full- slip condition. Moreover, Park and Corygiliano methods obtained less value of axial forces and bedding moments in lining due to seismic loading. As parametrical studies, the effect of normal stiffness, sheer stiffness, cohesion, friction angle and tensile strength of interface between lining and tunnel in both conditions non- slip and full-slip have investigated in FLAC model. The results showed that these parameters have significant influence in stress increment to the lining, despite that they have ignored in analytical methods.

Keywords: Axial force, Bending moment, Seismic loading, Flac^{3D} software, Tunnel depth, Numerical modeling, Analytical method, Parametric analysis



Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

M.Sc. Thesis in Tunnel and Underground Spaces

**Study effect of interface between concrete lining and ground
under seismic loading of rock tunnels.**

By:

Farzad Taimory

Supervisor:

Dr. Shokrollah Zare

Dr. Majid Nikkhah

July ۲۰۱۷