بسم الله الرحمن الرحيم

دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی مکانیک سنگ

بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ درزه‌دار در تونل‌ها

نگارنده: فریدون احمدی

استاد راهنما

دکتر شکراله زارع

استاد مشاور

دکتر مجید نیکخواه

شهریور ۱۳۹۷

شماره: ۳۰۱۸۹/ ۹۷/ ۰۳۰ م ع
تاریخ: ۹۷/ ۷/ ۲۳

باسمه‌تعالی

دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای **فریدون احمدی** با شماره دانشجویی **۹۴۰۱۶۱۴** رشته مهندسی معدن گرایش **مکانیک سنگ** تحت عنوان **بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ درزه‌دار در تونل‌ها** که در تاریخ **۱۳۹۷/۶/۱۱** با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

قبول (با درجه: ...... خوب ......) ☑ مردود ☐

نوع تحقیق: نظری ☑ عملی ☐

عضو هیأت داوران	نام ونام خانوادگی	مرتبهٔ علمی	امضاء
۱ـ استادراهنمای اول	دکتر شکراله زارع	دانشیار	
۲- استادراهنمای دوم	—	—	—
۳- استاد مشاور	دکتر مجید نیکخواه	استادیار	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مرتضی جوادی اصطهباناتی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر سید محمد اسماعیل جلالی	دانشیار	
۶ـ استاد ممتحن دوم	دکتر احمد رمضان‌زاده	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده:

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تبصره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیل) می توانه از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

پروردگارا:

نه میتوانم موهایشان را که در راه عزت من سفید شد، سیاه کنم و نه برای دستهای پینه بسته شان که ثمره تلاش برای افتخار من است، مرهمی دارم.

پس توفیقم ده که هر لحظه شکر گزارشان باشم و ثانیه های عمرم را در عصای دست بودنشان بگذرانم.

سپاسگزاری

شکر و سپاس بی پایان مخصوص خدایی است که بشر را آفریده و به او قدرت اندیشیدن داده و توانایی‌های بالقوه را در وجود انسان قرار داده و او را امر به تلاش و کوشش نموده.

ایزد منان را سپاس می‌گوییم که توفیق گذراندن این دوران تحصیلی را به من عنایت فرمود و سپس مراتب سپاس خویش را به تمامی عزیزانی که در انجام مراحل مختلف این تحقیق مرا یاری نمودند که پیمودن این راه جز با مساعدت و همکاری آن‌ها ممکن نبود، شایسته است تقدیر ویژه خود را به این بزرگواران تقدیم نمایم.

- استاد ارجمند جناب آقای دکتر شکراله زارع که در طول تحصیل و تحقیق پیوسته راهنمایم بوده‌اند و با شکیبایی و درایت ایشان مشکلات تحقیق یکی پس از دیگری پشت سر گذاشته‌ام. استاد ارجمند جناب آقای دکتر مجید نیکخواه که از مشاورت ایشان در مدت تحقیق بهره برده‌ام.
- پدر و مادرم که در سختی‌ها و دشواری‌های زندگی همواره یاوری دلسوز و فداکار و پشتیبانی محکم و مطمئن برایم بودند و هر لحظه وجودم را از چشمه‌سار پر از عشق چشمانشان سیراب می‌کنند.

برادرانم که همواره در طول تحصیل متحمل زحماتم بودند. خواهرانم که وجودشان شادی‌بخش و صفایشان مایه آرامش من است.

- همسر مهربانم، اسطوره زندگیم، پناه خستگیم و امید بودنم هدی حضرتی که نشانه لطف الهی در زندگی من است.

تعهدنامه

اینجانب **فریدون احمدی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مکانیک سنگ دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان‌نامه با موضوع **بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ درزه‌دار در تونل‌ها** تحت راهنمایی دکتر شکراله زارع متعهد می‌شوم:

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

تاریخ : **امضاء دانشجو**

مالکیت نتایج و حق نشر

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

چکیده

پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ از مهم‌ترین اطلاعات مورد نیاز در طراحی و بررسی پایداری سازه-هایی هستند که در سنگ حفر می‌شوند. تعیین مقادیر مناسب و با سطح اطمینان پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در مسائل طراحی و پایداری سازه‌های حفر شده در سنگ مانند تونل‌ها بسیار مهم است. یکی از موثرترین سیستم‌های تقویت در سازه‌های سنگی سطحی و زیرزمینی پیچ‌سنگ‌ها هستند و در بین آنها پیچ‌سنگ‌های دوغابی به خاطر طول درگیری و تاثیر دوغاب‌های به‌کار رفته، جایگاه ویژه‌ای به خود اختصاص داده‌اند. ارزیابی رفتار مقاومت توده‌سنگ درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ با توجه به پیچیدگی برهم کنش بین درزه‌ها و پیچ‌سنگ یک کار چالش برانگیز است. از مسائل مهم در بررسی سنگ‌های درزه-دار تقویت شده با پیچ‌سنگ این است که چگونه تاثیر پیچ‌سنگ در افزایش پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در نظر گرفته شود. همچنین در روش عددی به این دلیل که تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در محدود کردن جابجایی نسبی در طول درزه‌ها ملاک قرار نمی‌گیرد (روش پیوسته)، روش عددی ارزیابی درستی انجام نمی‌دهد. به منظور بررسی اثر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها، باید توده‌سنگ درزه‌دار پس از نصب پیچ‌سنگ‌ها به عنوان یک ناحیه‌ی پیوسته معادل مدل شود و پارامترهای مکانیکی پیوسته معادل با استفاده از درنظر گرفتن تاثیر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها ارزیابی شود. در این تحقیق از اطلاعات و داده‌های تونل البرز جهت بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ استفاده شده است. به کمک روش تحلیلی و با استفاده از دو راه‌حل استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β) و استفاده از فشار محصورکننده اضافی ($\Delta\sigma_3$)، تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج هر دو روش نشان می‌دهد که وجود پیچ‌سنگ باعث افزایش پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ می‌شود. با افزایش پارامترهای چسبندگی، s و m_b تاثیر پیچ‌سنگ در هر دو روش افزایش می‌یابد و با افزایش زاویه اصطکاک داخلی در هر دو روش و افزایش مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ، تاثیر پیچ‌سنگ کاهش پیدا می‌کند.

میزان افزایش در همه پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در روش چگالی پیچ‌سنگ بیشتر از روش فشار محصورکننده اضافی است. همچنین با استفاده از روش پارامتر چگالی پیچ‌سنگ تاثیر قطر و فاصله‌داری پیچ‌سنگ بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ بررسی شده است. مشاهده شد که با افزایش قطر و کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ، پارامتر چگالی پیچ‌سنگ افزایش پیدا می‌کند. با افزایش پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ افزایش پیدا می‌کنند. در روش عددی نیز دو مدل‌سازی به صورت مدل‌سازی پیچ‌سنگ (مدل‌سازی متداول) و مدل‌سازی زون معادل اطراف تونل ناشی از وجود پیچ‌سنگ (مدل‌سازی معادل) انجام گرفته است. در روش مدل‌سازی معادل، جابجایی های تاج، دیواره‌های راست و چپ تونل به ترتیب به اندازه ۱۳، ۵۷ و ۵۱ درصد کاهش پیدا کرده است. همچنین زون پلاستیک اطراف تونل در روش مدل‌سازی معادل نسبت به مدل‌سازی پیچ‌سنگ کاهش پیدا کرده است. در نهایت مشاهده شد که با محاسبه اثر تقویتی پیچ‌سنگ به صورت تحلیلی و لحاظ کردن تاثیر پیچ‌سنگ به صورت یک زون تقویت شده اطراف تونل در روش عددی، مدل‌سازی عددی نتایج دقیق‌تری را نسبت به مدل‌سازی‌های متداول پیچ‌سنگ ارائه می‌دهد.

کلمات کلیدی: پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ، پیچ‌سنگ‌های دوغابی، فشار محصورکننده اضافی، چگالی پیچ‌سنگ، روش تحلیلی، روش عددی

لیست مقالات مستخرج از پایان‌نامه

بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر پارامترهـای مقـاومتی تـوده‌سـنگ، چهـارمین کنفـرانس بـین المللی عمران، معماری و طراحی شهری. شهریور ۱۳۹۷، دانشگاه هنر اسلامی تبریز.

فهرست مطالب

فهرست شکل‌ها

فهرست جدول‌ها

فصل اول

کلیات تحقیق

۱-۱- مقدمه

بی‌شک یکی از موثرترین سیستم‌های تقویت[1] در سازه‌های سنگی سطحی و زیرزمینی پیچ‌سنگ‌ها هستند. در بین پیچ‌سنگ‌ها، پیچ‌سنگ‌های دوغابی[2] جایگاه ویژه‌ای به خود اختصاص داده‌اند به‌طوری که بالغ بر ۹۰ درصد پیچ‌سنگ‌های بکار رفته در دنیا به دلیل طول درگیری و تاثیر دوغاب‌های مقاوم به‌کار رفته از این نوع هستند. در اثر حرکت توده‌سنگ، بار از پیچ‌سنگ به سنگ از طریق دوغاب در اثر قفل-شدگی مکانیکی بین آج‌ها در فصول‌مشترک پیچ‌سنگ، دوغاب و سنگ منتقل می‌شود. مقدار بار انتقال داده شده به عواملی از قبیل ضخامت و مقاومت دوغاب، مشخصات هندسی پیچ‌سنگ، زبری و مقاومت سنگ و خواص مکانیکی پیچ‌سنگ بستگی دارد. اگر چه تحقیقات زیادی به منظور بررسی رفتار و تعیین عملکرد انتقال بار پیچ‌سنگ‌های دوغابی در سنگ‌های درزه‌دار انجام شده است، هنوز ابهامات زیادی در این زمینه برای مهندسین معدن و عمران وجود دارد. خواص توده‌سنگ‌های درزه‌دار اثر قابل توجهی بر تنش‌ها و تغییرشکل‌های بوجود آمده در سیستم پایدارسازی تونل‌ها دارد. آزمایش‌های میدانی، آزمایشگاهی، روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی عددی ابزار مفیدی جهت درک بهتر تاثیر رفتار پیچ‌سنگ‌های فولادی در حین عمر کاری پیچ‌سنگ‌ها است. به همین منظور سعی بر آن شده است ضمن معرفی پیچ‌سنگ و متمرکز شدن بر روی تاثیر آن‌ها بر پارامترهای مقاومتی سنگ‌های درزه‌دار در تونل‌ها، بررسی دقیقی روی نتایج حاصل از تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ با استفاده ازروش‌های تحلیلی و عددی فراهم آید.

۱-۲- تعریف مسئله

سنگ‌های که در پروژه‌های عمرانی و معدنی وجود دارند شامل بلوک‌های دست‌نخورده همراه با

---

[1] Reinforcement
[2] Fully Grouted Rock Bolts

ناپیوستگی‌ها به‌خصوص درزه‌ها هستند. وجود درزه‌ها در توده‌سنگ باعث می‌شود که دگرشکلی توده‌سنگ افزایش یابد و از طرفی باعث کاهش مقاومت می‌شود. هنگامی که این نوع توده بلوکی تحت بار برشی قرار می‌گیرد، بر هم کنش پیچیده‌ای میان بلوک‌ها رخ می‌دهد و بلوک ممکن است دچار لغزش، برش و یا چرخش شود. پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ از مهم‌ترین اطلاعات مورد نیاز در طراحی و بررسی پایداری سازه‌هایی هستند که در سنگ حفر می‌شوند. تعیین مقادیر مناسب و با سطح اطمینان مشخص برای پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در مسائل مربوط به طراحی و پایداری سازه‌های حفر شده در سنگ مانند تونل‌ها، شیب‌های سنگی و ... بسیار مهم است. برای بهبود خصوصیات مقاومتی سنگ‌های درزه‌دار، پیچ‌سنگ‌ها به طور گسترده‌ای به عنوان تقویت کننده توده‌سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرند. پیچ‌سنگ‌ها نه تنها از طریق ساختاری به مقاومت سنگ کمک می‌کنند، بلکه از وقوع لغزش و چرخش در بلوک‌ها جلوگیری می‌کند. ارزیابی رفتار مقاومت توده‌سنگ درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ با توجه به پیچیدگی برهم کنش بین درزه‌ها و پیچ‌سنگ یک کار چالش برانگیز است. از مسائل مهم در بررسی سنگ‌های درزه-دار تقویت شده با پیچ‌سنگ این است که چگونه تاثیر پیچ‌سنگ در افزایش پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در نظر گرفته شود. برهم کنش بین سنگ‌های درزه‌دار و پیچ‌سنگ‌ها در محیط پیوسته معادل باید به درستی مدل‌سازی شود. به منظور واضح شدن مکانیزم برهم کنش، با استفاده از روش‌های تحلیلی موجود میزان افزایش پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در اثر حضور پیچ‌سنگ، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. سپس این تاثیر، با استفاده از مدل‌سازی عددی نیز مطالعه و ارزیابی می‌شود.

۱-۳- سابقه موضوع

عملیات مهندسی و ژئوتکنیکی در مهندسی معدن و عمران اغلب نیازمند طراحی سازه‌هایی است که در روی سنگ درزه‌دار واقع است. وجود درزه‌ها در توده‌سنگ باعث می‌شود که مقاومت آن کاهش پیدا کند. برای بهبود خصوصیات مقاومتی سنگ‌های درزه‌دار، پیچ‌سنگ‌ها به طور گسترده‌ای به عنوان تقویت

کننده توده‌سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرند. مطالعات متعددی در گذشته برای محاسبه پارامترهایی که بر روی مقاومت سنگ‌های تقویت شده تاثیر می‌گذارد انجام شده است. مطالعات انجام شده توسط، Egger and Zabuski (1991)، Pellet and Egger (1996) و Sakurai (2010) نشان می‌دهد که مقاومت سنگ تقویت شده به مقاومت سنگ دست‌نخورده بستگی دارد. علاوه بر این، جهت‌گیری درزه‌ها نسبت به امتداد پیچ‌سنگ‌ها نیز بر روی مقاومت سنگ تقویت شده تاثیر می‌گذارد ((Bjurstorm (1974) ، Hass (1976)، Ludvig (1983)، Pellet and Egger (1996)، Grasselli et al. (1999) و Grasselli (2005)).
همچنین، ویژگی‌های مکانیکی پیچ‌سنگ ((Ferrero (1995)، Ferrero et al. (1997) و Ghadimi et al (2014, 2015)) و دوغاب ((Villaescusa et al. (2008) و Ghadimi (2017)) در مقاومت سنگ تقویت شده مشارکت دارند.

مطالعات آزمایشگاهی پاسخ مقاومت برشی توده بلوکی تقویت شده و تقویت نشده برای بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومت برشی درزه در توده‌سنگ انجام شده است. پیچ‌سنگ‌ها باعث افزایش پارامترهای مقاومت برشی درزه‌ها می‌شود. افزایش مقاومت معمولاً به دلیل بهبود پیوستگی در نتیجه افزایش چسبندگی در محل پیچ‌سنگ، نسبت فاصله پیچ‌سنگ‌ها در برابر اندازه بلوک و مقاومت ماده دست‌نخورده برای یک مجموعه از پیچ‌سنگ و دوغاب است. استفاده از پیچ‌سنگ‌ها به‌طور قابل ملاحظه‌ای باعث بهبود در چسبندگی درزه‌ها می‌شود در حالی که بر روی زاویه اصطکاک تاثیر آن‌چنانی ندارد. افزایش چسبندگی به محل پیچ‌سنگ‌ها، فاصله‌داری درزه‌ها، فاصله بین پیچ‌سنگ‌ها و چسبندگی مواد دست‌نخورده بستگی دارد (Srivastava and Singh, 2014) .

مدل گسترده‌ای براساس روش "ماده معادل" ارائه شده است که در آن تاثیر درزه‌های سنگ و پیچ‌سنگ‌ها در توده‌سنگ درنظر گرفته شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که اتساع درزه‌های سنگ از

فاکتورهای بسیار مهم در تعیین تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی هستند (Sharma and Pandet, 1988). با استفاده از کارهای تئوری و آزمایشگاهی، یک مکانیزم جدید از تغییر پارامترهای مقاومتی زمین تقویت شده با پیچ‌سنگ ارائه شده است. در روش تئوری، مسلح کردن با استفاده از پیچ‌سنگ‌ها نه تنها باعث افزایش چسبندگی می‌شود بلکه زوایه اصطکاک را نیز افزایش می‌دهد. کنترل دقت آزمایش‌های مدل فیزیکی در مقیاس آزمایشگاهی برای بررسی تغییرات پارامترهای مقاومتی زمین تقویت شده با پیچ‌سنگ انجام شده است. با توجه به نتایج تست‌های مدل، چسبندگی پارامترهای مقاومتی تنها با تقویت زمین افزایش پیدا می‌کند. با توجه به این، می‌توان مشاهده کرد که پیچ‌سنگ‌ها تاثیر بیشتری بر روی افزایش چسبندگی(C) نسبت به زاویه اصطکاک داخلی (φ) دارد (Kim et al. 2006).

مفهوم برهم‌کنش سیستم نگهداری- سنگ برای سیستم‌های نگهداری شامل پیچ‌سنگ‌های دوغابی این است که توده‌سنگ نمی‌تواند مستقل از پیچ‌سنگ عمل کنند و از این رو تغییر شکل‌هایی که انجام می‌شود در هر دو توده‌سنگ و سیستم نگهداری می‌باشد (Hoek and Brown, 1980). هوک و براون عملکرد نگهداری المان‌های تقویت‌کننده دوغابی را به صورت کیفی مورد بحث قرار دادند. استیل (۱۹۸۳)، یک راه حل تئوری را برای این مسئله براساس یک معیار مقاومت خطی برای توده‌سنگ بنام معیار موهر-کولمب و مدل الاستیک-شکننده تنش- کرنش ارائه کرد. همچنین راه حل‌های تحلیلی را برای تنش و جابجایی در سنگ به دست آورد. با در نظر گرفتن معیار مقاومت غیر خطی برای توده‌سنگ (معیار شکست هوک و براون) و براساس دو مدل رفتاری مواد (مدل‌های الاستیک- شکننده و الاستیک-کرنش) و مفهوم بر هم کنش سیستم نگهداری- سنگ روابط مربوط برای بررسی توده‌سنگ تقویت شده با پیچ‌سنگ دوغابی مشخص شده است. در این روش، معادله منحنی واکنش زمین که با پیچ‌سنگ‌های دوغابی تقویت شده نیز برای حفاری دایره‌ای زیرزمینی تحت میدان هیدرواستاتیک مشخص شده است (Fahimifar and Soroush, 2005).

به منظور بررسی اثر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها، تست‌های مدل فیزیکی در آزمایشگاه انجام شده است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که توده‌سنگ درزه‌دار باید پس از نصب پیچ‌سنگ‌ها به عنوان یک ناحیه پیوسته معادل مدل شود و پارامترهای مکانیکی ناحیه‌ی پیوسته معادل باید با استفاده از درنظر گرفتن تاثیر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها ارزیابی شود (Sakurai, 2010). ارزیابی رفتار مقاومت توده‌سنگ درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ با توجه پیچیدگی برهم‌کنش بین درزه‌ها و پیچ‌سنگ مشکل است. آزمایش‌های مقاومت فشاری تک‌محوره در نمونه‌های سنگی دست نخورده، درزه‌های تقویت نشده و درزه‌های تقویت شده انجام شده است که در آن پیچ‌سنگ‌ها برای تقویت نمونه‌های درزه‌دار استفاده شده است. نتایج آزمایش‌های به دست آمده در قالب آزمایش فشاری تک‌محوره و مدول مماسی نشان می‌دهد که استفاده از پیچ‌سنگ‌ها باعث تغییر حالت شکست نمونه‌های درزه‌دار شده و همچنین به دلیل بهبود پیوستگی، باعث افزایش مقاومت می‌شود (Srivasastava and Singh, 2015).

۱-۴- ضرورت انجام تحقیق

توده‌سنگ به عنوان اصلی‌ترین ماده مورد بررسی در علم مهندسی سنگ، ماده‌ای ناهمگن و ناپیوسته است. درزه‌ها، صفحات لایه‌بندی، گسل‌ها و دیگر ناپیوستگی‌ها به طرز قابل‌توجهی رفتار سنگ را تحت تاثیر قرار می‌دهند. ناپیوستگی‌ها و صفحات ضعف، توده‌سنگ را ضعیف‌تر و تغییرشکل‌پذیرتر نموده و مقاومت برشی سنگ را در جهات مختلف ناهمسانگرد می‌نماید. حرکت بلوک‌های سنگی در طول ناپیوستگی‌ها در پی‌ها، سدها، تونل‌ها و شیب‌های سنگی می‌تواند در هر جهتی رخ دهد. بنابراین بررسی مقاومت برشی درزه‌ها امری ضروری است. هنگامی که این نوع توده بلوکی تحت بار برشی قرار می‌گیرد، برهم‌کنش پیچیده‌ای میان بلوک‌ها رخ می‌دهد. برای بهبودی خصوصیات مقاومتی سنگ‌های درزه‌دار، پیچ‌سنگ‌ها به طور گسترده‌ای به عنوان تقویت‌کننده توده‌سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرند.

یکی از سیستم‌های نگهداری سازه‌های سطحی و زیرزمینی پیچ‌سنگ‌ها هستند. طی چند دهه گذشته کاربرد پیچ‌سنگ‌ها در اهداف استحکام بخشیدن به شیب‌ها، دیوارها، تونل‌ها، مخصوصاً در تونل‌های معدن و راه روزافزودن بوده است. در حال حاضر کاربرد پیچ‌سنگ یکی از ابتدایی‌ترین تکنیک‌های مستحکم نمودن سقف و دیواره‌های تونل است. در هر نقطه‌ای بنا به ضرورت چه به صورت موضعی و چه به صورت منظم می‌توان از پیچ‌سنگ‌ها استفاده نمود. کاربرد پیچ‌سنگ‌ها توانسته تا حد زیادی از خطرات ریزش قطعه‌سنگ‌ها جلوگیری کرده و همچنین مقطع مفیدی در تونل‌ها ایجاد نماید چرا که استفاده از نگهداری چوبی و قاب‌های فولادی مقطع مفید تونل ها را تا حد قابل توجهی کاهش داده و مشکلاتی در مسائل مهندسی ترابری در معادن ایجاد می‌کند. تعیین نیاز تقویت‌کننده به طور وسیعی براساس مشاهدات زیرزمینی و در روش‌های تجربی نظیر سیستم‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ بوده است. با این حال، در سال‌های اخیر، این روش طراحی توسط ارزیابی‌های تحلیلی تکمیل شده است. اگر یک روش پیوسته برای مدل‌سازی توده‌سنگ درزه‌دار در نظر گرفته شود، اغلب برای ارزیابی تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در تحلیل‌های عددی به دلیل اینکه تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در کاهش جابجایی نسبی در طول درزه‌ها ملاک قرار نمی‌گیرد، روش عددی ارزیابی درستی انجام نمی‌دهد. به منظور بررسی اثر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها، می‌بایست توده‌سنگ درزه‌دار پس از نصب پیچ‌سنگ‌ها به عنوان یک ناحیه‌ی پیوسته معادل مدل شود و پارامترهای مکانیکی پیوسته معادل با استفاده از درنظر گرفتن تاثیر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها ارزیابی شود. با توجه به این نکته در این تحقیق سعی شده است که با استفاده از روابط تحلیل موجود تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ مورد ارزیابی و تحلیل قرار گیرد. سپس مدل‌سازی عددی جهت مدل کردن تاثیر پیچ‌سنگ‌ها انجام شده و نتایج حاصل از مدل‌سازی با نتایج روابط تحلیلی مقایسه می‌شود.

۱-۵- روش تحقیق

مطابق ضرورت‌های بیان شده و ذکر این نکته که باید توده‌سنگ درزه‌دار پس از نصب پیچ‌سنگ‌ها

به‌صورت یک ناحیه‌ی پیوسته معادل مدل شود و پارامترهای مکانیکی پیوسته معادل با درنظر گرفتن تـاثیر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها ارزیابی شود، روش انجام تحقیق به این صورت خواهد بود که ابتدا به کمـک روش‌هـای تحلیلی موجود، تاثیر پیچ‌سنگ‌هـا بـر روی پارامترهـای مقـاومتی تـوده‌سـنگ و میـزان تغییـر پارامترهـای مقاومتی در اثر حضور پیچ‌سنگ، ارزیابی مـی‌شـود. پـس از تعیـین میـزان تغییـر در پارامترهـای مقـاومتی توده‌سنگ به کمک روابط تحلیلی، مدل عددی برای ارزیابی تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهـای مقـاومتی توده‌سنگ به این صورت تعریف می‌شود که به جای حضور پیچ‌سنگ، میزان تـاثیر آن بـر روی تـوده‌سـنگ مدل‌سازی شده و نهایتا، این روش مدل‌سازی با روش‌های مرسوم مدل‌سازی پیچ‌سنگ مقایسه می‌شود.

۱-۶- اهداف تحقیق

این تحقیق به‌طور کلی دو هدف کلی و ویژه را دنبال خواهد کرد.

۱-۶-۱-اهداف کلی

هدف کلی این تحقیق چگونگی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغـابی بـر روی تـوده‌سـنگ درزه‌دار در نتیجـه حضور پیچ‌سنگ‌ها در سنگ است.

۱-۶-۲- اهداف ویژه

اهدافی که به صورت ویـژه بـه آن‌هـا پرداختـه مـی‌شـود ایـن اسـت کـه، اولا پارامترهـای مقـاومتی توده‌سنگ درزه‌دار در اثر حضور پیچ‌سنگ به چه مقداری تغییر خواهند کـرد و میـزان تقویـت پارامترهـای توده‌سنگ در اثر حضور پیچ‌سنگ چقدر است. ثانیا مدل‌سازی عددی با درنظر گرفتن تاثیر زون معـادل بـه جای حضور پیچ‌سنگ چه تغییراتی نسبت به مدل‌سازی عددی پیچ‌سنگ‌ها دارد.

۱-۷- ساختار پایان‌نامه

برای درک بهتر، مطالب ارائه شده در این تحقیق در پنج فصل گنجانده شده است. در فصل اول، کلیات تحقیق شامل مقدمه، بیان مسئله، ضرورت انجام تحقیق، اهداف تحقیق و تعاریف واژه‌ها ارائه شده است. در فصل دوم، اصول و مبانی پیچ‌سنگ‌ها و مکانسیم انتقال بار پیچ‌سنگ‌های دوغابی ارائه شده است. در فصل سوم نگاه ویژه‌ای به پیشینه تحقیق و نحوره تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ شده است. فصل چهارم، شامل دو بخش خواهد بود. در ابتدا به معرفی پروژه تونل البرز در آزاد-راه تهران- شمال، پرداخته خواهد شد. پروژه‌ای که از اطلاعات و داده‌های آن در این تحقیق استفاده شده است. در ادامه فصل چهارم با استفاده از روش‌های تحلیلی موجود به بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی سنگ‌های درزه‌دار پرداخته خواهد شد. در فصل پنجم جهت مقایسه نتایج حاصله از مدل تحلیلی با روش عددی از نرم افزار FLACاستفاده می‌شود. در آخر نیز مقایسه‌ای بین نتایج روش‌های تحلیلی و عددی انجام خواهد گرفت و نهایتا در فصل ششم نتیجه‌گیری و پیشنهاداتی جهت مطالعات آتی ارائه می‌گردد.

فصل دوم

مبانی تحقیق

۲-۱- مقدمه

استفاده از پیچ‌سنگ، از سال‌ها پیش برای پایدارسازی تونل‌ها و سایر حفریات زیرزمینی مرسوم بوده و امروزه نیز انواع مختلفی از آن‌ها در این مورد به کار می‌رود. به طور کلی، پیچ‌سنگ از یک میله فولادی ساده و صاف تشکیل شده است که برای اتصال لایه‌ها و قطعات مختلف سنگ به کار می‌رود و به همین جهت اصطلاح "سنگ دوز" را نیز در مورد آن به کار می‌برند (مدنی، ح. ۱۳۹۱).

پیچ‌سنگ‌های دوغابی از بهترین و رایج‌ترین سیستم‌های تقویتی در حفریات معدنی و علمیات احداث تونل هستند. برای طراحی بهتر پیچ‌سنگ‌های دوغابی، فهم کامل رفتار آن در داخل توده‌سنگ تغییر شکل یافته و نقش آن در چگونگی بهبود خصوصیات مقاومتی توده‌سنگ شکسته، ضروری است. این درک می‌تواند از آزمایش‌های میدانی، آزمایشگاهی، روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی عددی به دست آید (Ghadimi et al., 2015). لذا در این فصل مبانی نظری در خصوص پیچ‌سنگ‌ها و پیشینه تحقیق مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲-۲- پایداری سنگ

در مبحث پایداری سنگ، دو مفهوم نگهداری[1] و تقویت[2]در دو مقوله جداگانه درنظر گرفته می‌شود. در این سیستم نامگذاری، نگهداری به فرایندی گفته می‌شود که طی آن، با نصب سیستم‌هایی مانند چوب، قاب‌های فلزی و دیوارسازی، از حرکت سنگ‌های اطراف تونل جلوگیری شده و نیز وزن قطعات سست که امکان سقوط آنها وجود دارد، به وسیله این سیستم تحمل می‌شود. اما مقصود از تقویت، فرایندی است که به کمک آن سنگ به حالت خود نگهدار در می‌آید. بدین ترتیب استفاده از سیستم‌هایی همچون پیچ‌سنگ، کابل‌های مهاری و تزریق، در این گروه جای می‌گیرند (Ghadimi et al., 2015).

[1]Supporting
[2]Reinforcement

۲-۳- مفهوم تقویت

بینیاوسکی در سال۱۹۸۴، هدف اصلی از تقویت را افزایش مقاومت ذاتی توده‌سنگ معرفی می‌نماید و به عبارتی دیگر به سنگ فرصتی داده می‌شود تا نگهداری ایمن‌تری فراهم نماید. در حفریات زیرزمینی و سطحی، تقویت و نگهداری یک عامل بهبود زمین به شمار می‌روند. در حالت کلی رفتار تقویت، حالتی است که مقاومت داخلی و خصوصیات دگر شکل‌پذیری یک توده‌سنگ را اصلاح و یا تغییر می‌دهد. بنابراین عمل تقویت با برهم‌کنش اجزای نگهداری و ناپیوستگی‌های توده‌سنگ مرتبط است و نگهداری از تشکیل و تکثیر ناپیوستگی‌های جدید جلوگیری می‌کند یا در مقابل حرکت جابجایی‌هائی که از قبل در سنگ بوده‌اند، مقاومت می‌کند (قدیمی، ۱۳۹۴).

۲-۴- تاریخچه تکامل و گسترش پیچ‌سنگ

در بین روش‌های مختلف پایدارسازی توده‌سنگ‌ها، استفاده از پیچ‌سنگ، موثرترین شیوه است. اولین مورد استفاده از پیچ‌سنگ در سازه‌های زیرزمینی به سال ۱۸۷۲میلادی در یکی از معادن زیرزمینی در ولز شمالی[1]باز می‌گردد. اما در سال ۱۹۴۳ میلادی، کاربرد سیستماتیک آن در مبانی طراحی توسط ویگل[2] در مجله مهندسی و معدن ارائه شد. وی به تشریح سیستمی پرداخت که شرکت سرب جوزف[3] در میسوری به سال ۱۹۶۳میلادی، آن را معرفی کرده است (Bieniawski, 1987).

با به کار بردن پیچ‌سنگ، برای اولین بار از تنش‌های داخلی برای تقویت لایه‌های سقف به عنوان یک سیستم نگهداری فعال استفاده شد. این موضوع انقلابی در زمینه نگهداری حفریات زیرزمینی ایجاد کرده است. ایالات متحده را مبتکر استفاده از پیچ‌سنگ در حفریات زیرزمینی از اوایل ۱۹۳۰میلادی می دانند. در سال ۱۹۴۷ میلادی، به کارگیری پیچ‌سنگ صنعت معدن‌کاری آمریکا را متحول ساخت. اگر چه

[1]North Wales
[2]Weigel
[3]Joseph

نخستین استفاده از پیچ‌سنگ مربوط به گذشته‌های دور بوده است. اداره معادن برای کاهش تعداد حوادث ناشی از ریزش سقف‌ها، این روش را ابداع کرد. ظرف مدت کمتر از ۲ سال، در تمام شاخه‌های صنعت و معدن ایالات متحده، کاربرد پیچ‌سنگ رایج شد. در سال ۱۹۴۹ میلادی، این روش در بیش از ۲۰۰ معدن اجرا شد و در سال ۱۹۵۲میلادی، مصرف این پیچ‌سنگ‌ها به رقم ۲۵ میلیون عدد در سال رسید. به موجب گزارش اداره معادن ایالات متحده در سال ۱۹۶۸میلادی، در ۹۱۲ معدن زغال‌سنگ، ۵۵ میلیون پیچ‌سنگ مورد استفاده قرار گرفت و ۶۰٪ استخراج به روش زیرزمینی، از معادنی استخراج می‌شد که سقف آنها با پیچ‌سنگ نگهداری شده بود. در سال ۱۹۸۴میلادی، این اداره تخمین زد که سالانه حدود ۱۲۰میلیون پیچ‌سنگ در معادن آمریکا مصرف می‌شود و ۹۰٪ معادن زیرزمینی زغال‌سنگ، با این روش نگهداری می‌شوند (Bieniawski, 1987).

۲-۵- تئوری‌های سیستم پیچ‌سنگ

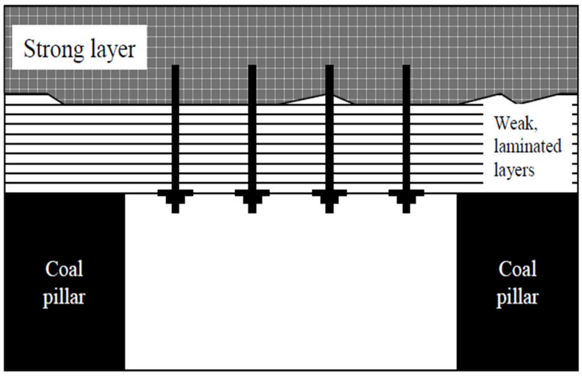
عمل اصلی پیچ‌سنگ‌ها شامل دوختن لایه‌های متورق یا شکسته شده‌ی سنگ‌ها به یکدیگر و جلوگیری از ریزش سقف است. چهار تئوری اصلی در مورد چگونگی تقویت پیچ‌سنگ‌ها وجود دارد، که به شرح ذیل می‌باشند (Le Van, Cong. , 2008):

۲-۵-۱-اثر تعلیقی[1]

وقتی یک فضای زیرزمینی ایجاد می‌شود، لایه سقف اولیه‌ی به سمت درون تونل حرکت می‌کند و به این ترتیب از سقف اصلی جدا می‌شود. چنانچه سقف اولیه توسط پیچ‌سنگ به سقف اصلی که دارای استحکام کافی و قادر به نگهداری خود می‌باشند، دوخته شود، از حرکت و ریزش سقف اولیه جلوگیری می‌شود. فرض بر آن است که شدت و امتداد جابجایی‌ها به پارامترهای زیادی از قبیل: فشار سنگ، لایه-

[1] Suspension theory

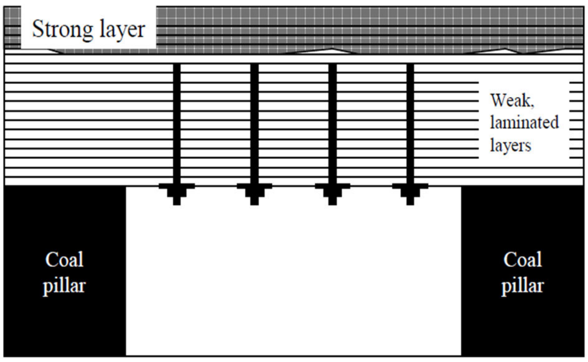
بندی یا شکستگی‌ها و همچنین اندازه و سطح مقطع بستگی دارد. در شکل (۱-۲) اثر تعلیقی نشان داده شده است (Le Van, Cong. , 2008).



شکل ۲-۱ اثر تعلیقی(Le Van, Cong. , 2008).

۲-۵-۲- اثر اصطکاکی[1]

در این حالت، مجموعه‌ای از لایه‌های ضعیف به یکدیگر متصل شده و لایه‌ای ضخیم‌تری به وجود می‌آورند. با نصب پیچ‌سنگ در میان این لایه‌ها، نیروی اصطکاکی متناسب با نیروی اتصال یا کشش پیچ‌سنگ ایجاد می‌شود. نیروی اصطکاکی از حرکت در امتداد صفحات لایه‌بندی جلوگیری کرده و سقف را پایدار می‌کند. در شکل (۲-۲) اثر اصطکاکی نشان داده شده است (Le Van, Cong. , 2008).

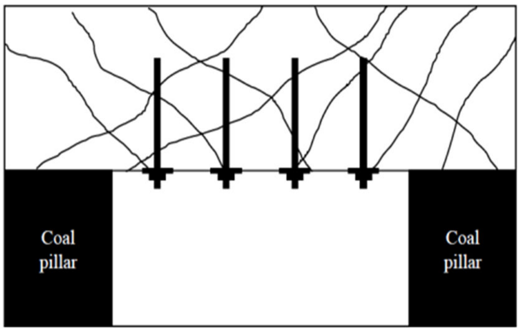


شکل ۲-۲ اثر اصطکاکی (Le Van, Cong. , 2008)

[1] Beam theoey

۲-۵-۳- اثر قفل‌کنندگی[1]

در معادن زیرزمینی لایه‌ای، نظیر زغال‌سنگ سقف بیشتر با سطوح ناپیوستگی یا صفحات سست و کم مقاومت قطع می‌شود. نصب پیچ‌سنگ در این صفحات کم مقاومت از حرکات سقف در امتداد این صفحات جلوگیری نموده و یا آن را کاهش خواهد داد. در شکل (۳-۲) اثر قفل‌کنندگی نشان داده شده است (Le Van, Cong. , 2008).

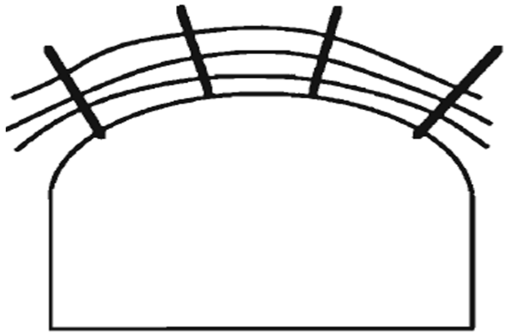


شکل ۲-۳ اثر قفل کنندگی (Le Van, Cong. , 2008)

۲-۵-۴- اثر تشکیل قوس

هدف اصلی از تئوری اثر تشکیل قوس، افزایش مقدار تنش‌های فشاری در سقف است، به این ترتیب با صرف نظر از تنش کششی، مقاومت برشی افزایش می‌یابد. حالت قوسی شکل، سبب ایجاد پروفیل سقف قوی‌تری می‌شود که این پروفیل یکی از قوی‌ترین انواع آن می‌باشد. از این تئوری می‌توان در خصوص زون‌های ضعیف بین پیچ‌سنگ‌ها استفاده نمود. در شکل (۲-۴) واکنش قوس نشان داده شده است(Le Van, Cong. , 2008).

[1] Theory of keying



شکل ۲-۴ اثر تشکیل قوس قوس (Le Van, Cong. , 2008)

۲-۶- انواع پیچ‌سنگ‌ها

هوک و وود[1] و فرانکلین[2] و همکاران پیچ‌سنگ‌ها را به سه دسته کلی تقسیم می‌کنند:

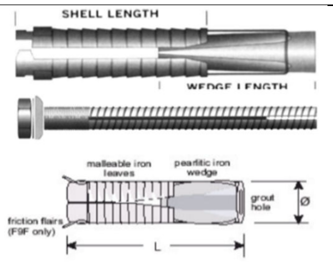
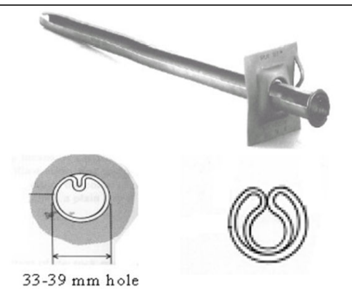
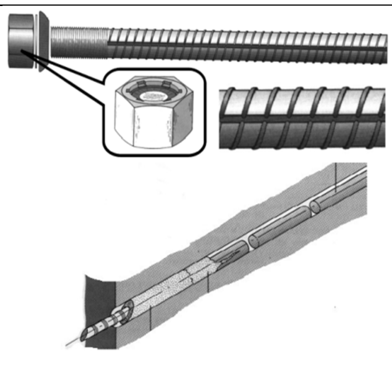
دسته اول: پیچ‌سنگ‌های مکانیکی با گیرش نقطه‌ای که خود به دو گروه، پیچ‌سنگ‌های شکاف و گوه[3] و پیچ سنگ‌های دارای پوسته منبسط شونده[4] تقسیم می‌شوند.

دسته دوم: پیچ‌سنگ‌های اصطکاکی که به دو گروه، پیچ‌سنگ‌های لوله‌ای شکاف‌دار[5] و پیچ‌سنگ‌های متورم شونده[6] تقسیم می‌شوند.

دسته سوم: پیچ‌سنگ‌های تزریقی[7] که به دو گروه رزینی[8] و دوغابی[9] تقسیم بندی می‌گردند. در جدول(۱-۲) انواع پیچ‌سنگ‌ها نشان داده شده است (Jalalifar, 2006).

[1] Hock and Wood
[2] Franklin
[3] Slot and wedge
[4] Expansion - shell
[5] Spilt Set
[6] Swellex
[7] Fully grouted rock bolts
[8] Resin
[9] Cement

جدول ۲-۱ انواع پیچ‌سنگ‌ها (Jalalifar, 2006)

پیچ‌سنگ و انواع آن		شکل	توضیحات	
پیچ‌سنگ‌های مکانیکی با گیرش نقطه‌ای	شکاف و گوه		کاربرد	سنگ سخت
			ظرفیت	۱۰ تا ۱۶ تن
	پوسته منبسط شونده		مزایا	ارزان بودن، امکان نگهداری فوری، ظرفیت بالا در سنگ‌های سخت
			معایب	محدودیت استفاده در سنگ‌های نرم، پایداری بلند مدت در اثر لغزش
پیچ‌سنگ‌های اصطکاکی	لوله شکاف‌دار		کاربرد	لایه‌هی ضعیف تا متوسط
			ظرفیت	۱۰ تا ۱۴ تن
	متورم شونده		مزایا	ارزان، نصب ساده، قابلیت استفاده مجدد
			معایب	نسبتاً گران، محدودیت‌های قطر چال برای نصب، عدم مقاومت بالا در برابر خورندگی
پیچ سنگ‌های تزریقی با گیرش تمام طول	سیمانی		کاربرد	بیشتر لایه‌ها
			ظرفیت	۱۵ تا ۲۵ تن
	رزینی		مزایا	مقاومت بالا در برابر خورندگی، دوام پذیری بالا، افزایش استفاده برای سنگ های ضعیف
			معایب	افت حجمی سیمان، زمان گیرش بالای سیمان، وقت گیر بودن نصب نوع سیمانی در زمان بحران، گران تر بودن نسبت به پیچ‌سنگ‌های مکانیکی

۲-۷- دلایل انتخاب پیچ‌سنگ‌های دوغابی

کار[1]، پارکر[2]، رید[3]، گردین[4]، ویتاکر و گرانت[5]، دایت[6]، اشنایدر[7]، ملکی[8]، گری و همکاران[9]، سیاب[10]، یاسین و همکاران[11]، جلالی‌فر دریافتند که پیچ‌سنگ‌های دوغابی نسبت به پیچ‌سنگ‌های مکانیکی در تقویت لایه‌های سقف موفق‌تر عمل می‌نمایند. برخی از مهمترین دلایلی که در اثبات این ادعا بیان شده‌اند، عبارتند از:

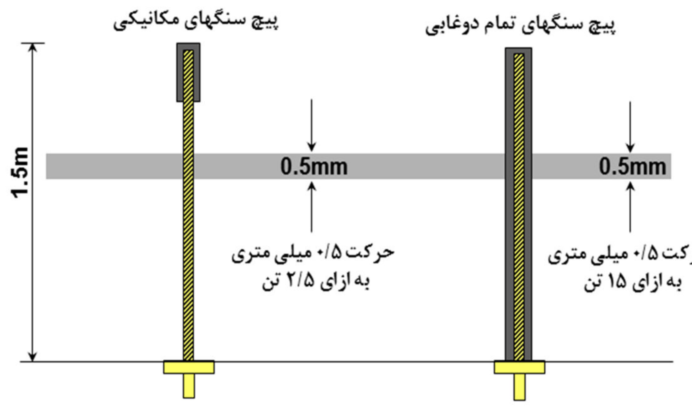
- ✓ پیچ‌سنگ‌های دوغابی وقتی در تماس کامل با سنگ‌های در برگیرنده و یا درزه‌ها و لایه‌های سقف قرار می‌گیرند سبب کاهش میزان شکم‌دادگی[12] به وسیله صلبیت ذاتی‌شان می‌گردد.
- ✓ پیچ‌سنگ‌های دوغابی در مدت زمان تغییرشکل سنگ‌های در برگیرنده، تحت بارگذاری قرار می‌گیرند. این نوع پیچ‌سنگ‌ها قابلیت تحمل بار اوج در سطح بالایی را دارند.
- ✓ در کنترل زمین در لایه‌های نازک رسوبی نسبت به پیچ‌سنگ‌های مکانیکی موثرتر هستند.
- ✓ پنج برابر موثرتر از پیچ‌سنگ‌های مکانیکی در کاهش شکست تیر، مخصوصاً زمانی که سقف در حالت تعلیق است.
- ✓ صلبیت محوری[13] پیچ‌سنگ‌های دوغابی ۱۰ تا ۲۰ برابر بزرگ‌تر از پیچ‌سنگ‌های مکانیکی

[1] Carr
[2] Parker
[3] Reed
[4] Gerdeen et al
[5] Wittaker and Grant
[6] Dight
[7] Snyder
[8] Maleki
[9] Gray and et al
[10] Siab
[11] Yassein
[12] Sagging
[13] Axial Stiffness

است.

- ✓ در مقایسه با پیچ‌سنگ‌های مکانیکی نقطه‌ای، با فولاد دارای مقاومت مشابه، سبب ایجاد نگهداری بیشتری در توده‌سنگ‌ها می‌شوند.
- ✓ در مقایسه با انواع دیگر پیچ‌سنگ‌ها، درجه بالایی از ظرفیت انتقال بار را می‌توانند، ایجاد نمایند.
- ✓ در سینه‌کار تونل‌هایی که عملیات آتشباری انجام می‌گردد، پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی بدون آنکه آسیب ببینند قابلیت استفاده دارند (Jalalifar, 2006).
- ✓ در مدت زمان بهره‌برداری از پروژه نقش مهار دائم را ایفا می‌کنند.

پیچ‌سنگ‌های دوغابی قابلیت استفاده در هر نوع سازند زمین‌شناسی و همچنین ظرفیت باربری بالا، عدم استهلاک و تقلیل زیاد ظرفیت نسبت به زمان را دارا هستند (قدیمی ، ۱۳۹۴).



شکل ۲-۵: مقایسه ظرفیت باربری پیچ‌سنگ‌های تمام دوغابی با مکانیکی(قدیمی، ۱۳۹۴)

۲-۸- گسیختگی پیچ‌سنگ‌های دوغابی

در اثر حرکت توده‌سنگ، بار از سنگ به پیچ‌سنگ از طریق دوغاب در اثر قفل‌شدگی مکانیکی بین سطوح آج‌ها در محل فصل‌مشترک دو سطح، منتقل می‌شود و مقدار بار انتقال داده شده به پارامترهایی از

قبیل ضخامت و مقاومت دوغاب، مشخصات پروفیل سطح پیچ‌سنگ، زبری و مقاومت سنگ و خواص مکانیکی پیچ‌سنگ بستگی دارد. زمانی‌که پیچ‌سنگ تحت تاثیر بارگذاری محوری قرار می‌گیرد، گسیختگی ممکن است از محل فصل مشترک سنگ و دوغاب و یا دوغاب و پیچ‌سنگ انجام گیرد. زمانی که تنش‌های برشی ایجاد شده در فصل مشترک از مقاومت برشی اتصال[1] در آن محل بیشتر شود، گسیختگی اتفاق می‌افتد و در موارد نادر هم، اگر طول درگیری و اتصال خیلی زیاد باشد گسیختگی ممکن است در محل بدنه پیچ‌سنگ اتفاق بیفتد. یقیناً اگر سنگ نرم باشد گسیختگی از فصل‌مشترک سنگ و دوغاب انجام می‌گیرد و این بواسطه از بین رفتن قفل‌شدگی مکانیکی در بارهای کم است که این قفل‌شدگی در سنگ سخت به مراتب بیش از سنگ‌های نرم است (Jalalifar, 2006).

حداکثر ظرفیت پیچ‌سنگ به قطر و کیفیت فولاد مورد استفاده بستگی دارد. زمانی‌که بار برشی وارده شده بر بخشی از پیچ‌سنگ از مقاومت پیچ‌سنگ تجاوز نماید، شکستگی تحت برش رخ می‌دهد. تنش برشی ایجاد شده در فصل‌مشترک پیچ‌سنگ و دوغاب، به دلیل کوچک‌تر بودن سطح تاثیر آن، بزرگتر از فصل‌مشترک سنگ و دوغاب است. اگر مقاومت سنگ و دوغاب یکسان باشد و همچنین طول درگیری ناکافی باشد، ممکن است گسیختگی در فصل‌مشترک پیچ‌سنگ و دوغاب رخ دهد ولی اگر سنگ‌های در برگیرنده نرم‌تر باشند گسیختگی در فصل‌مشترک سنگ و دوغاب رخ می‌دهد.

لیتل جان و بروس[2]، در اولین مطالعات سیستماتیک، گسیختگی سیستم پیچ‌سنگ‌ها را بررسی نموده و سه مدل گسیختگی (توده‌سنگ، پیچ‌سنگ و فصل‌مشترک سنگ و دوغاب) را پیشنهاد کردند. لیتل‌جان، علاوه بر سه مدل گسیختگی فوق، دو مدل گسیختگی (دوغاب و فصل مشترک دوغاب وپیچ‌سنگ) را نیز معرفی کرده است. رن و همکاران[3]، سیستم گسیختگی پیچ‌سنگ‌ها را به شش دسته زیر

[1] Bond
[2] Littlejohn and Bruce
[3] Ren et al.

تقسیم بندی کردند: گسیختگی (۱-پیچ‌سنگ، ۲-دوغاب، ۳-سنگ، ۴-فصل‌مشترک پیچ‌سنگ و سنگ، ۵-فصل‌مشترک سنگ و دوغاب) و ۶-ترکیبی از موارد فوق (قدیمی، ۱۳۹۴).

۲-۹- عملکرد انتقال بار[1]

سه عملکرد انتقال بار پایه به صورت چسبندگی، اصطکاکی و قفل شدگی مکانیکی وجود دارد. عملکرد هر سیستم تقویتی به وسیله کارایی انتقال بار محدود می‌گردد، فرآیندی که با حرکت یک بلوک از سنگ تقویت شده، آغاز می‌شود.

۲-۹-۱- مفهوم انتقال بار پیچ‌سنگ‌های دوغابی

پیچ‌سنگ‌های دوغابی، سیستم تقویت غیرفعال است که با حرکت سنگ‌های پیرامون‌شان فعال می‌شود. سیستم پیچ‌سنگ دوغابی شامل: پیچ‌سنگ، دوغاب و سنگ‌های اطراف آنها می‌باشد. کارایی انتقال بار تحت تاثیر عواملی از قبیل: نوع و ویژگی‌های مواد تزریقی (سیمانی یا رزینی)، پروفیل پیچ سنگ، قطر چال و پیچ‌سنگ، طول درگیری، مواد تشکیل دهنده، فشار محصور کننده و روش‌های نصب قرار می‌گیرد (Jalalifar, 2006).

اشنایدر[2]، دوغاب را عامل انتقال بار میان سنگ و المان تقویتی معرفی کرده است. همچنین توزیع مجدد نیروها در طول پیچ‌سنگ، ناشی از حرکت توده‌سنگ می‌باشد که بار را از طریق مقاومت برشی در دوغاب، منتقل می‌کند. این مقاومت ممکن است ناشی از چسبندگی و یا قفل‌شدگی مکانیکی باشد. چسبندگی اتصال کامل بین دوغاب، فولاد و سنگ است و قفل‌شدگی مکانیکی اثر کلیدی است که در زمانی که دوغاب بی‌نظمی‌های میان پیچ‌سنگ و سنگ را پر می‌کند ایجاد می‌شود (Aziz et al., 2003).

---
1 Load transfer in rock bolts
2 Snyder

مفهوم کیفی انتقال بار، حداکثر نیروی قابل تحمل توسط پیچ‌سنگ است و در مفهوم کمی، به صورت حداکثر تنش برشی قابل حفظ بر روی پیچ‌سنگ، دوغاب و سطوح چال، دوغاب و صلبیت بار برشی تعریف می‌شود. ظرفیت بالای تنش برشی، باعث مقاومت در برابر بار زیاد در بخش مرکزی پیچ‌سنگ می‌شود. همچنین انتقال بار مشخص می‌کند که پیچ‌سنگ، تا چه اندازه به حرکت لایه‌ها جهت ایجاد یک جابجایی معین، پاسخ می‌دهد. مقاومت لایه‌ها نسبت به بزرگی فشار ایجاد شده در لایه‌ها به وسیله پیچ‌سنگ، حساس می‌باشد. انتقال بار بین پیچ‌سنگ و چال بستگی به قطر چال، ضخامت دوغاب و پروفیل پیچ‌سنگ دارد (Gadimi et al., 2014).

۲-۱۰-عوامل موثر بر عملکرد انتقال بار

با کاهش نیروهای محدودکننده بیرونی، ظرفیت تنش برشی دوغاب کاهش می‌یابد و بر عملکرد بار تاثیر نامطلوبی می‌گذارد. عوامل متعددی بر عملکرد انتقال بار موثرند که مهم‌ترین آنها عبارتند از:

الف- قطر پیچ‌سنگ: میزان کاهش قطر یک پیچ‌سنگ، مستقیماً متناسب با کرنش محوری آن است (فهیمی‌فر و سروش، ۱۳۸۲).

ب- قطر چال: قطر چال نقش مهمی در انتقال بار ایفا می‌کند. بررسی‌های فهیمی‌فر و همکاران، نشان داد که افزایش قطر چال باعث کاهش ظرفیت تنش برشی می‌شود. اگر یک طوق دوغاب کوچک جابجا شود کرنش ناشی از آن در مقایسه با طوق بزرگ‌تر در زمان جابجایی یکسان و مشابه، بیشتر خواهد بود. افزایش کرنش در طوق کوچک‌تر منجر به افزایش نیروهای خارجی می‌شود و در نهایت باعث افزایش انتقال بار می‌شود (فهیمی‌فر و سروش، ۱۳۸۲).

ج- پروفیل پیچ‌سنگ: جنبه مهم دیگر مکانیسم انتقال بار، پروفیل متفاوت پیچ‌سنگ‌ها می‌باشد.

به طوری که پیچ‌سنگ‌های با آج‌های بزرگتر، مقاومت برشی و صلبیت برشی کمتری، نسبت به پیچ‌سنگ‌های با آج‌های کوچکتر دارند. درحالی‌که پیچ‌سنگ‌های با فاصله‌داری آج بیشتر، جابجایی زیادتری را در مقاومت اوج امکان‌پذیر می‌سازد و پیچ‌سنگ‌های با فاصله‌داری آج کم، انتقال بار بسیار اندکی را ایجاد می‌کنند. پیچ‌سنگ با سطح زبر، انتقال بار چشم‌گیری را در قیاس با پیچ‌سنگ دارای سطح هموار نشان می‌دهد (Jalalifar, 2006).

د- طول درگیری پیچ‌سنگ و میزان چسبندگی دوغاب: بخشی از پیچ‌سنگ که در درون دوغاب قرار می‌گیرد، طول درگیری[1] نامیده می‌شود. این طول بایستی به اندازه‌ای باشد که شکست پیچ‌سنگ در حالت کششی قبل از رسیدن به ظرفیت نهایی پیچ‌سنگ صورت نگیرد. بررسی‌های انجام شده توسط محققین بسیاری از جمله:کیلیک[2] و نیلسون[3] و همکاران نشان داده که میزان چسبندگی پیچ‌سنگ به سیمان، عددی خاص نیست و تحت شرایط گوناگون و اعمال شرایط مرزی و محیطی مختلف، مقدار آن متفاوت است (Moosavi and Karimi, 2008).

۲-۱۱- پروفیل پیچ‌سنگ

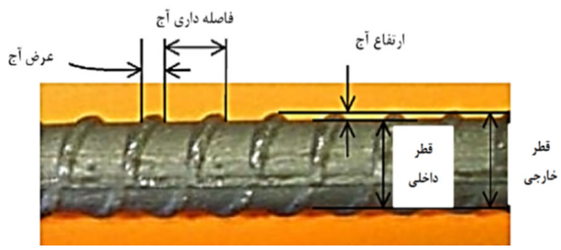
پیچ‌سنگ‌های فولادی بخش مهمی از سیستم تقویت در صنعت معدن‌کاری محسوب می شوند. کارایی سیستم تقویت پیچ‌سنگ‌ها به خوبی شناخته شده است. ولی با این وجود برای بهبود انتقال بار پیچ‌سنگ، ضروری است تحقیقاتی در خصوص شکل و هندسه پیچ‌سنگ انجام شود. مطالعات تحلیلی، آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی ابزار مفیدی جهت درک بهتر رفتار پروفیل‌های فولادی در افزایش مقاومت برشی در حین عمر کاری پیچ‌سنگ‌ها را فراهم می‌کنند. تحقیقات بر روی انتقال بار بین پیچ‌سنگ و دوغاب دلالت بر آن دارد که شکل و فاصله‌داری آج‌ها، نقش مهمی در مقاومت برشی بین پیچ‌سنگ و

[1] Bond lenght
[2] Kilic
[3] Neilson

لایه‌های در برگیرنده را ایفاء می‌نماید. آزمایش کشش کپسول کوتاه بـر روی پـیچ‌سـنگ‌هـا، نشـان دهنـده مغایرت‌های مهمی در مقاومت برشی پروفیل‌های مختلف از جمله: فاصله‌داری، زاویه، شـکل و انـدازه آج‌هـا می‌باشد. مطالعات تجربی انطباق خوبی با نمودارهای مدل‌هـای فیزیکـی مـی‌توانـد داشـته باشـند، ولـی در حالت کلی نمی‌تواند دلایل واقعی که منجر به این گونه رفتارها می‌شود را توصیف نماید. روش مـدل‌سـازی عددی نسبت به مدل‌های فیزیکی، بهتر و در مقیاس بزرگ‌تر، می‌توانند شبیه‌سازی را انجام دهنـد. بـه هـر حال این روش‌ها بستگی به دقت خصوصیات فیزیکی که در مدل وارد می شود، دارد (Cao et al., 2011).

مطالعات آزمایشگاهی نیز جهت کالیبره نمودن مطالعات تجربی و مدل‌سازی عددی نقـش مهمـی را ایفا می‌کنند. در حال حاضر معادلات ریاضی در توصیف پروفیـل پـیچ‌سـنگ و رفتـار آن در حـین آزمـایش کشش پیشـرفت‌هـایی داشـته و درک بهتـری را نسـبت بـه مـدل‌هـای فیزیکـی در تـاثیر مقاومـت برشـی پیچ‌سنگ‌های تحت بارگذاری فراهم نموده است (Kim et al., 2007).

فقط تعداد محـدودی از تحقیقـات توسـط بلومـل و همکـاران[۱] و عزیـز و همکـاران[۲] براسـاس نتـایج آزمایشگاهی برروی پارامترهای پیچ‌سنگ‌های مختلف و تاثیر این پارامترهـا بـر رفتـار پـیچ‌سـنگ‌هـا انجـام گرفته است. در شکل (۶-۲) نمونه‌ای از پروفیل پیچ‌سنگ‌های فولادی نشـان داده شـده اسـت (Jalalifar, 2006).



شکل ۲-۶: هندسه پروفیل آج‌های پیچ سنگ های فولادی (Jalalifar, 2006)

[1] Blumel et al.
[2] Aziz et al.

۲-۱۲- تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در ناپیوستگی‌ها

پیچ‌سنگ‌ها جهت جلوگیری از حرکات صفحات ناپیوستگی نصب می‌شوند. کارایی آنها به امتداد نصب و طبیعت سطح ناپیوستگی‌ها بستگی دارد. همچنین سبب افزایش مقاومت برشی می‌شوند زیرا اثر اصطکاکی، مقاومت کششی بالایی را در سطوح ناپیوستگی به وجود می‌آورد. پنگ درباره اثر تقویتی کلیدی در حفریات زیرزمینی تحقیقاتی انجام داد. امتداد پیچ‌سنگ‌های نصب شده نسبت به صفحات شکستگی در شکل (۷-۲) نشان داده شده است. روابطی برای حالت‌هایی که پیچ‌سنگ عمود و مایل بر درزه هستند، ارائه شده است (قدیمی، ۱۳۹۴).

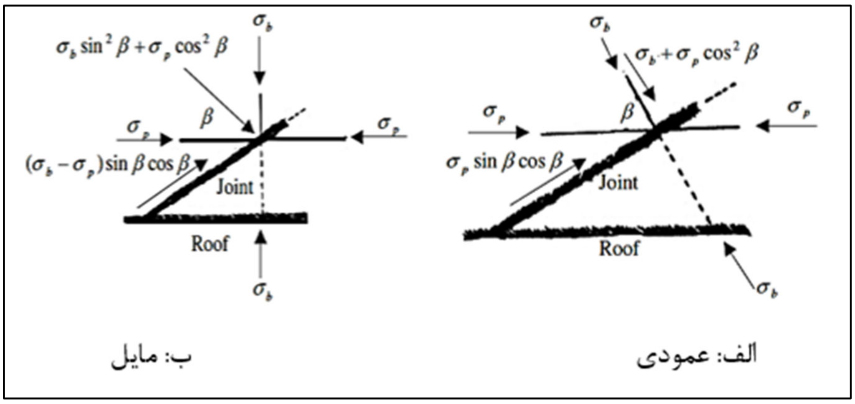
برای پیچ‌سنگ‌های مایل:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_p(\sin\beta - \cos\beta\tan\varphi)}{(\cos\beta + \tan\varphi\sin\beta)\tan\varphi} \qquad (۲-۱)$$

برای پیچ‌سنگ‌های قائم:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_p(\sin\beta\cos\beta - cos^2\beta\tan\varphi)}{\tan\varphi} \qquad (۲-۲)$$

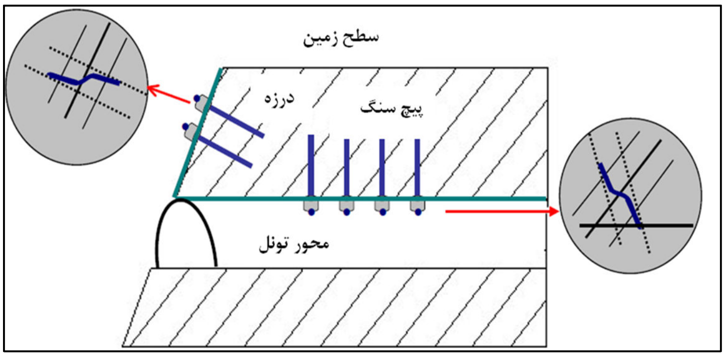
که در آن σ_b برابر تنش محوری پیچ‌سنگ، σ_p تنش افقی، β زاویه بین صفحه افق با نرمال صفحه شکست و φ : زاویه اصطکاک شکستگی است.



شکل ۲-۷ پیچ‌سنگ نصب شده در درزه، الف) عمودی، ب) مایل (قدیمی، ۱۳۹۴)

۲-۱۳- رفتار برشی پیچ‌سنگ‌ها

پیچ‌سنگ‌ها عنصر اصلی نگهداری پیشرفته، در تکنیک‌های پایدارسازی برای مهندسی ژئوتکنیک محسوب می‌گردند. به طور کلی پیچ‌سنگ‌ها سبب افزایش مقاومت اضافی در برابر شکست‌های برشی در امتداد درزه‌ها و سطوح ضعیف می‌شوند. نیروهای محوری در پیچ‌سنگ‌ها عبارتند از: مولفه عمود بر درزه برشی که منجر به مقاومت اصطکاکی شده و مولفه دوم، موازی با درزه‌های برشی در امتداد برش می‌باشد. زمانی که پیچ‌سنگ‌ها در نگهداری شیب‌های سنگی و حفریات زیرزمینی مورد استفاده قرار می‌گیرند، آنها در بارگذاری محوری و برشی در طی حرکات بلوک‌ها موثر واقع می‌شوند، که در شکل (۲-۸) نشان داده شده است (Jalalifar, 2006).



شکل ۲-۸ استفاده از پیچ‌سنگ‌های تزریقی برای پایدار سازی تونل و شیب های سنگی (Jalalifar, 2006)

رفتار برشی زیر بار و چگونگی انتقال بار در طول پیچ‌سنگ، پارامتر بسیار مهمی است. اولین مطالعات در این خصوص توسط دیولاسکا[۱] انجام گرفته است و مطالعات تکمیلی توسط بجیوراستروم[۲]، هاس[۳]، ازیوار[۴]، هیبونو و موتوجیما[۵]، ایگرو فرنانـدس[۶]، لیودویک[۷]، گرارد[۸]، دایت[۹]، بجورنفوت[۱۰] و استپ-فانسون[۱۱]، لارسون[۱۲]، شوبرت[۱۳]، یوشیناکا[۱۴] و همکاران، اسپانگ[۱۵] و ایگر، هولمبرگ[۱۶] ، ایگر و زاباسکی[۱۷]، فررو[۱۸]، پلت[۱۹] و ایگر، گوریس[۲۰]و همکاران، گراس‌سلی[۲۱]، ماهونی[۲۲] و همکاران و روی رفتار مکانیکی پیچ‌سنگ‌ها انجام شده است. همه آزمایشات تجربی بر روی پیچ‌سنگ‌های تزریقی، آزمایش برش منفرد بوده که توسط دستگاه برش منفرد انجام شده است. این موضوع سبب بروز اشکالاتی در نتایج درزه‌های برشی که ناشی از عدم تعادل و بارهای غیر یکنواخت می‌باشد گردید. هیچ کدام از تحقیقات صورت گرفته شامل به کارگیری بارهای کششی پیچ‌سنگ نبوده، اما مطالعات مختلفی درباره فشارهای محصور کننده در حرکت بلوک‌ها انجام شده است(Jalalifar, 2006).

۲-۱۳-۱-عوامل تاثیرگذار در رفتار برشی پیچ‌سنگ

عوامل تاثیرگذار که از مطالعات آزمایشگاهی نتیجه گیری شده‌اند، در جدول (۲-۲) نشان داده شده

[1] Dulascka
[2] Bjurstrom
[3] Hass
[4] Azuar
[5] Hibinand and Fernand
[6] Egger and Fernands
[7] Ludving
[8] Gerard
[9] Dight
[10] Bjornfot
[11] Stephansson
[12] Larsson
[13] Schuber
[14] Yoshinaka
[15] Spang
[16] Stillberg
[17] Zabuski
[18] Ferrero
[19] Pellet
[20] Goris
[21] Grasselli
[22] Mahony

است.

جدول۲-۲ عوامل تاثیرگذار در رفتار برشی پیچ‌سنگ (قدیمی، ۱۳۹۴)

نوع سنگ	سیستم المان تقویتی	شرایط بارگذاری
❖ بازشدگی درزه ❖ زبری سطح درزه ❖ مقاومت درزه ❖ اتساع در طی برش ❖ تغییرشکل‌پذیری سنگ‌های میزبان ❖ تغییرشکل‌پذیری سنگ و پیچ‌سنگ ❖ فاصله‌داری ناپیوستگی‌ها ❖ تعداد دسته ناپیوستگی‌ها	❖ اندازه چال ❖ زبری چال ❖ قطر پیچ‌سنگ ❖ ضخامت دوغاب ❖ پیچ‌سنگ‌های تزریقی و غیر تزریقی ❖ نوع پیچ‌سنگ ❖ نوع پیچ‌سنگ، مقاومت و تغییرشکل-پذیری آن ❖ قابلیت تغییرشکل‌پذیری سنگ و پیچ‌سنگ ❖ پیچ‌سنگ‌های زاویه‌دار ❖ نیروی کششی در پیچ‌سنگ‌ها ❖ طول تغییرشکل یافته پیچ‌سنگ	❖ پیش بارگذاری پیچ‌سنگ ❖ تنش نرمال در سطوح برشی ❖ جابجایی برشی-کشش القایی ❖ اتساع- کشش القایی در طی برش ❖ بزرگی جابجایی برشی ❖ طول تغییرشکل یافته پیچ‌سنگ

۲-۱۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

استفاده از پیچ‌سنگ، از سال‌ها پیش برای پایداری تونل‌ها و سایر حفریات زیرزمینی مرسوم بوده و امروزه انواع مختلفی از آن‌ها در این مورد به کار می‌روند. عمل اصلی پیچ‌سنگ‌ها شامل دوختن لایه‌های متورق و یا شکسته شده سنگ به یکدیگر است. در مورد چگونگی تقویت پیچ‌سنگ‌ها چهار تئوری اثر تعلیقی، اثر اصطکاکی، اثر قفل کنندگی و اثر تشکیل قوس وجود دارد. پیچ‌سنگ‌های دوغابی از مهمترین و رایج‌ترین سیستم‌های تقویت در حفریات معدنی و عملیات احداث تونل هستند. برای طراحی بهتر

پیچ‌سنگ‌های دوغابی فهم کامل رفتار آن در داخل توده‌سنگ‌های تغییرشکل یافته و نقش آن در چگونگی بهبود خصوصیات مقاومتی توده‌سنگ شکسته، ضروری است. از مهمترین دلایل اهمیت پیچ‌سنگ‌های دوغابی می‌توان به این موارد اشاره کرد: پیچ‌سنگ‌های دوغابی وقتی در تماس کامل با سنگ‌های درزه‌دار قرار می‌گیرند، سبب کاهش شکم‌دادگی می‌شوند. در کنترل زمین در لایه‌های نازک رسوبی پیچ‌سنگ‌های دوغابی موثرتر از بقیه انواع پیچ‌سنگ‌ها هستند. صلبیت محوری آن‌ها ۱۰ تا ۲۰ برابر بیشتر از پیچ‌سنگ‌های مکانیکی است. در نتیجه با توجه به اهمیت و موارد متعدد استفاده پیچ‌سنگ‌های دوغابی در پروژه‌های معدنی و عمرانی، و نیز اهمیت تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ درزه‌دار، مطالعه و بررسی عملکرد پیچ‌سنگ بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

فصل سوم

پیشینه تحقیق

۳-۱- مقدمه

در این بخش ابتدا به طور کلی، مطالعات انجام شده (مطالعات آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی) بر روی پیچ‌سنگ‌ها ارائه می‌شود. سپس مطالعات پیشین انجام شده در رابطه با تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ به طور جداگانه توضیح داده می‌شوند.

۳-۲- مروری بر مطالعات آزمایشگاهی انجام شده در رابطه با پیچ‌سنگ‌های دوغابی

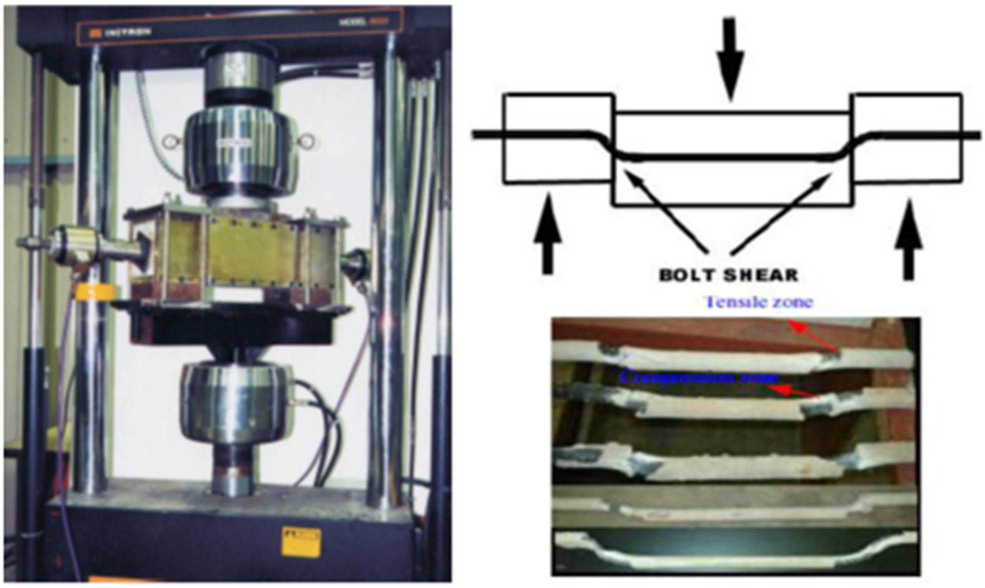
کیلیک گزارش کرده است که اگر اصطکاک سطح چال کاهش یابد، گسیختگی در فصل مشترک دوغاب-سنگ اتفاق می‌افتد. زمانی که طول پیچ‌سنگ و چال از طول بحرانی (برای پیچ‌سنگ با قطر ۲۱ میلی متر، در چال‌هایی با قطر ۲۷ میلی‌متر) تجاوز نماید، گسیختگی در پیچ‌سنگ اتفاق می‌افتد. این نتایج توسط عزیز نیز در مجموعه‌ای از آزمایشات تایید شده است (Aziz et al., 2003).

افنر[1] و همکاران، با انجام مطالعات آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که با توجه به تنش‌های برجای محیط دربرگیرنده، هندسه آج پیچ‌سنگ‌ها بر عواملی از قبیل: صلبیت اولیه و باقی‌مانده، بارهای اوج، ظرفیت درگیری و مقاومت برشی پیچ‌سنگ‌ها، تاثیرگذار است (قدیمی، ۱۳۹۴).

جلالی‌فر (۲۰۰۶)، جهت بررسی رفتار برشی سنگ‌های درزه‌دار تقویت شده، از آزمایش برش دوگانه استفاده نمود. در این آزمایش از بلوک‌های بتونی استفاده شده است. این بلوک‌ها تحت مقاومت ۲۰ و۴۰ مگاپاسکال قالب‌گیری شده‌اند تا سنگ‌های با مقاومت متفاوت را شبیه‌سازی کنند در شکل (۱-۳الف) دستگاه آزمایش برش دوگانه و (۱-۳ب) تنش‌ها در طول پیچ‌سنگ نشان داده شده است. نتایج بررسی‌های نامبرده نشان داد که یک روند غیرخطی در کلیه آزمایشات وجود دارد. در بسیاری از موارد بار برشی

[1] Offner

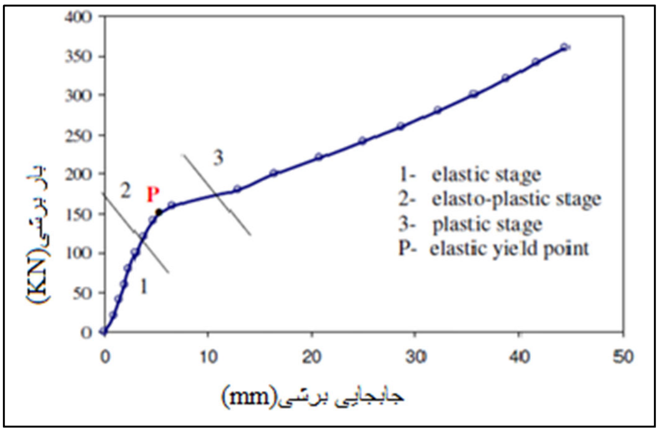
پیچ‌سنگ با افزایش کشش پیچ‌سنگ افزایش می‌یابد.



ب: دستگاه آزمایش برش دوگانه الف: تنش‌ها در طول برش

شکل ۳-۱ تنش در طول پیچ‌سنگ و دستگاه آزمایش برش دوگانه (Jalalifar, 2006)

به طور کلی با انجام این آزمایش در حین بار گذاری، سه منطقه روی پیچ‌سنگ به وجود می‌آید. الف) منطقه الاستیک، ب) منطقه پلاستیک و ج) منطقه غیر خطی که در شکل (۲-۳) نشان داده شده است. منطقه الاستیک به نسبت دو منطقه دیگر کوچک‌تر بوده و جابجایی در این مرحله با افزایش بار پیش‌تنیدگی، کاهش می‌یابد. منطقه غیرخطی، بین مناطق الاستیک و پلاستیک ایجاد می‌گردد و به آن مرحله الاستیک- پلاستیک نیز گفته می‌شود و در این مرحله حداکثر بار تسلیم رخ می‌دهد و در واقع پیچ‌سنگ به حد تسلیم می‌رسد (نقطه P) که با افزایش بار پیش‌تنیدگی جابجایی برشی در این منطقه نیز کاهش می‌یابد.



شکل ۳-۲ نمودار جابجایی برشی و بار برشی (Jalalifar, 2006)

در منطقه پلاستیک سطح پیچ‌سنگ و دوغاب کـاملاً گسـیخته مـی‌شـود و صـلبیت برشـی در ایـن منطقه کاهش و جابجایی‌ها با افزایش بار پیش‌تنیدگی افزایش می‌یابنـد. همچنـین در ایـن آزمـایش از بـتن با مقاومت‌های متفاوت ۲۰ و ۴۰ مگاپاسکال استفاده شده اسـت و نتـایج حـاکی از آن اسـت کـه مقـدار بـار برشی پیچ‌سنگ در محیطی با مقاومت ۲۰ مگاپاسکال نسبت به بار برشی پیچ‌سنگ در بتن ۴۰ مگاپاسـگال کمتر می‌باشد (Jalalifar, 2006).

جلالی‌فر و همکاران، برای ارزیابی مکانیسم انتقال بار و شکست پیچ‌سنگ‌هـای تمـام تزریقـی نصـب شده در سطوح درزه‌دار، مطالعات جامعی به صورت عددی و آزمایشگاهی انجام دادند. نمونه‌ها در دو حالـت بدون استفاده از ابزار و با استفاده از ابزار (پیچ‌سنگ‌های کرنش‌سنج) ساخته شدند. چهار نوع پیچ‌سـنگ بـا خصوصیات وپروفیل‌های مختلف برای مطالعه انتخاب گردید و تغییر در مقاومت بتن، خصوصیات مکـانیکی پیچ‌سنگ و بار پیش‌تنیدگی پیچ‌سنگ در محیط برش مورد ارزیـابی قـرار گرفـت. ارزیـابی مقاومـت برشـی سنگ‌های درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی با روش‌های تجربـی و عـددی نشـان دهنـده نتایج ذیل می‌باشند:

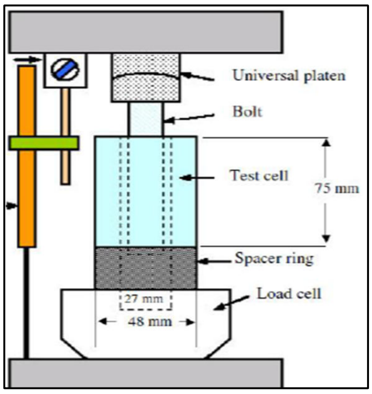
- ✓ پروفیل پیچ‌سنگ نقش مهمی در مکانسیم انتقال بار دارد.

- ✓ بار برشی پیچ‌سنگ با افزایش پیش‌تنیدگی پیچ‌سنگ افزایش می‌یابد.
- ✓ مقاومت پیچ‌سنگ به مقاومت بتن بستگی دارد.
- ✓ افزایش مقاومت بتن، جابجایی برشی درزه را کاهش و صلبیت برشی را افزایش می‌دهد.
- ✓ پیچ‌سنگ در مجاورت صفحه درزه برشی[1]، بین نقطه لولا[2] که در اثر ترکیب بارهای محوری و برشی به وجود می‌آید، شکسته می‌شود (Jalalifar, 2006).

جلالی‌فر به منظور تعیین مکانیسم انتقال بار و نقش پروفیل پیچ‌سنگ‌ها در نحوه و میزان انتقال بار، آزمایش‌های کشش[3] و فشار[4] را روی سه نوع پیچ‌سنگ مختلف، با قطر و خواص مکانیکی نسبتاً یکسان انجام داد. در بررسی‌های انجام گرفته، نتایج ذیل به دست آمده است:

- ✓ بار و تنش برشی در حالت فشار بیش از حالت کشش است.
- ✓ با افزایش فاصله‌داری آجها، بار برشی پیچ‌سنگ‌ها افزایش می‌یابد.

پیچ‌سنگ‌هایی با طول اتصال ۷۵ میلی‌متر به گسیختگی نمی‌رسند و تنها در حالت کشش و با طول اتصال ۱۵۰ میلی‌متر این حالت ممکن است اتفاق بیفتد (Jalalifar, 2006).



شکل ۳-۳: تجهیزات و نحوه انجام آزمایش فشار پیچ‌سنگ (Jalalifar, 2006)

1 Shear joint plane
2 Hinge point
3 Pull test
4 Push test

شکل ۳-۴ نحوه آزمایش کشش پیچ‌سنگ (Jalalifar, 2006)

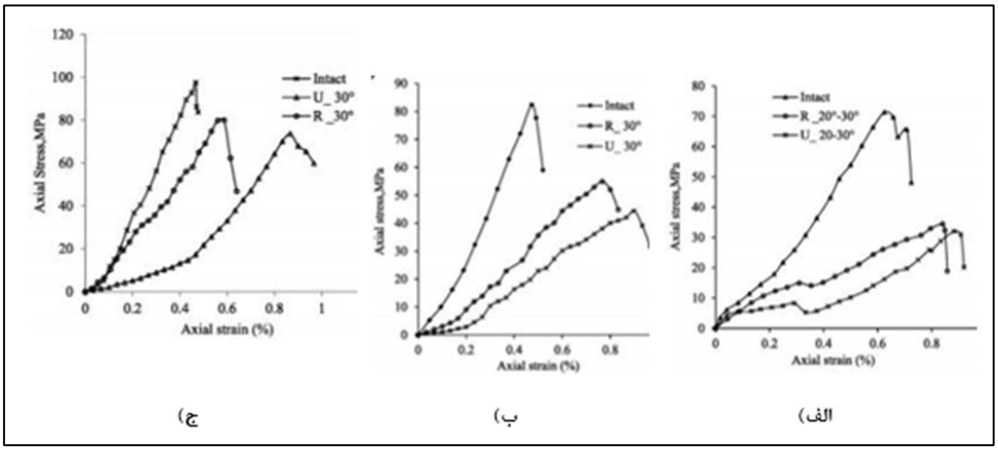
عزیزو همکاران، ظرفیت بار برشی و صلبیت را برای پروفیل پیچ‌سنگ‌های مختلف بررسی نمودند. مطالعات اولیه این روش در سال (۲۰۰۳) توسط عزیز و وب انجام شده بود، یافته‌ها حاکی از آن بود که پیچ‌سنگ‌های نرم نسبت به نوع سخت آن، مقاومت برشی بسیار کمی را نشان می‌دهند. در مطالعات (۲۰۰۸)، آنها دریافتند که پیچ‌سنگ‌های با فاصله‌داری آج ۱۲/۵ میلی‌متر، صلبیت بسیار اندکی دارند. در-حالی‌که پیچ‌سنگ‌های با فاصله‌داری آج ۳۷/۵ میلی‌متر، مقاومت باقی‌مانده و اوج بزرگ‌تری دارند (Cao et al., 2010).

ارزیابی رفتار مقاومت توده‌سنگ درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ با توجه به پیچیدگی برهم‌کنش بین درزه‌ها و پیچ‌سنگ یک کار چالش برانگیز است. برای حل این مساله از طریق مطالعات آزمایشگاهی، از سنگ‌های طبیعی گنایس که دارای درزه طبیعی بوده و همچنین دو نمونه سنگ مصنوعی دارای درزه-های مصنوعی هستند استفاده شده است. آزمایش در هر دو شرایط بدون پیچ‌سنگ و در حضور پیچ‌سنگ انجام شده است. نتایج آزمایش‌ها (شکل ۵-۳) نشان می‌دهد که استفاده از پیچ‌سنگ‌ها باعث تغییر حالت شکست نمونه‌های درزه‌دار شده و همچنین به دلیل بهبودی پیوستگی باعث افزایش مقاومت می‌شود (Srivastava and Singh, 2015).

شکل ۳-۵ آماده سازی نمونه های تقویت شده، الف) سنگ طبیعی، ب) سیمانی (نمونه مصنوعی) (Srivastava and Singh, 2015)

جدول ۳-۱ خصوصیات مادی و مهندسی سنگ‌های طبیعی و مصنوعی (Srivastava and Singh, 2015).

Property	symbol	value		
		T_2	T_3	NRC
Unit Weight ($^{kN}/_{m^3}$)	γ	24.04	24.53	27
Uniaxial compressive strength, MPa	σ_{ci}	82.44	127.13	87
Tangent modulus, MPa	E_{t50}	22.160	31.610	19.300
Cohesion, MPa	c_i	20	26	24
Friction angle, $\emptyset^{\circ}$	$\emptyset_i$	42	45	37
Deere-Millar classification (1966)	-	CM	BM	CM



شکل ۳-۶ نمودار تنش محوری-کرنش محوری

الف) سنگ طبیعی (NRC)، ب) سنگ مصنوعی (T2)، ج) نمونه مصنوعی (T3) (Srivastava and Singh, 2015)

۳-۳- مروری بر روش‌های عددی انجام شده در رابطه با پیچ‌سنگ‌های دوغابی

برنامه‌های رایانه‌ای متعددی جهت مدل‌سازی عددی در مهندسی معدن توسعه یافته است. تعـدادی از این نرم‌افزارها را می‌توان در طراحی و تحلیل سیستم پیچ‌سنگ‌ها بکار گرفت. مهم‌ترین مطالعـاتی کـه در خصوص رفتار پیچ‌سنگ انجام شده است، توسط: کـوتس و یـو[1]، هولینگشـید، صـائب و عمـادی[2]، آیـدان و جاواموتو[3]، مارنس و سوبادا[4]، موسی و وبودا[5]، مارنس و وبودا، چن و همکاران[6]، سیوراجیت[7]، جلالی‌فر و چـن و عزیز بوه است.

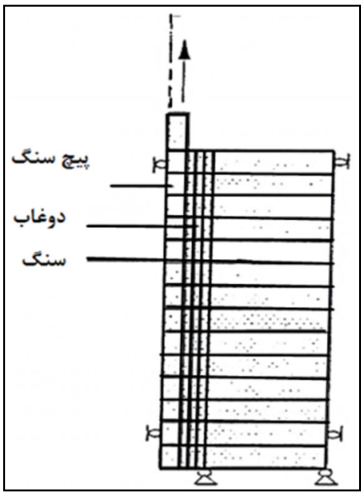
یکی از اولین تحقیقات در زمینـه اسـتفاده از روش المـان محـدود بـرای مـدل کـردن پـیچ‌سـنگ و دوغاب، توسط کوتس و یو انجام شده است. مطالعات نامبردگان در خصوص توزیع تنش پیرامون چـال‌هـای استوانه‌ای شکل بوده است. آنها پس از بررسی‌های بیشتر دریافتند که توزیـع تـنش تـابعی از پـیچ‌سـنگ و مدول الاستیسته سنگ می‌باشد. از محدودیت‌های این روش، عدم توجه به وجود دوغاب میان پـیچ‌سـنگ و سنگ و تحلیل توزیع تنش تحت رفتار الاستیک خطی در دو جنس مختلف از مواد دوغابی، می‌باشد.

همین مساله توسط هولینگشید با استفاده از سه ماده (پیچ‌سنگ، دوغاب و سنگ) حل شده اسـت و اجازه داده شد که زون تسلیمی در دیواره‌های دوغاب نفوذ کند و معیار الاسـتیک- پلاسـتیک کامـل بـرای هر سه ماده، در نظر گرفته شده است. یکی از محدویت‌های این مدل آن است که معیـار تسـلیم بـرای هـر سه محیط یکسان در نظر گرفته شده است. علاوه بر آن، در این مـدل هـیچ‌گونـه فصـل‌مشـترکی در نظـر گرفته نشده است (قدیمی، ۱۳۹۴).

---

[1] Coats and Yu
[2] Saeb and Amadi
[3] Jawamoto
[4] Swoboda and Marence
[5] Moussa and Swoboda
[6] Chen et al
[7] Surajit

رویکرد دیگری با ارائه المان ویژه‌ای توسط جان و دیلن[1] ارائه شد. در این رویکرد یک المان میله‌ای یک بعدی پس از عبور از سطح استوانه‌ای، به محیط اطراف متصل شده که در شکل (۷-۳) نشان داده شده است (قدیمی، ۱۳۹۴). مفروضات رویکرد، سه حالت مهم شکست برای پیچ‌سنگ تمام تزریقی را در نظر گرفته است.



شکل ۳-۷ مدل‌سازی توده‌سنگ‌های پیچ‌سنگ شده (قدیمی، ۱۳۹۴)

رفتار محوری پیچ‌سنگ، الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده است. برش استوانه‌ای دوغاب با فرض رفتار الاستیک پلاستیک کامل- شکننده- پلاستیک باقی‌مانده برای مرزها، مدل شده است. برش جانبی پیچ‌سنگ در شکاف‌ها رفتار الاستیک- پلاستیک کامل- شکننده تعریف شده است. اگرچه این المان بسیاری از محدویت‌های مدل‌های قبلی را حذف کرد، و یافته‌های آن با نتایج آزمایشگاهی تطابق خوبی داشته است ولی صلبیت توده‌سنگ و تاثیر تنش‌های برجا در اطراف چال نادیده گرفته شده است. آنها ادعا کردند تنش برشی بحرانی که در فصل‌مشترک سنگ و دوغاب رخ می‌دهد، همیشه در نتایج میدانی و آزمایشگاهی بدست نمی‌آید. همچنین از پدیده اتساع در مرزها و تاثیر ضریب پواسون پیچ‌سنگ و دوغاب در این مدل چشم‌پوشی شده است (Jalalifar, 2006).

[1]Johan and Dillen

در مدل پیشنهاد شده توسط آیدان، برای پیچ‌سنگ تمام تزریقی در آزمایش بیرون‌کشی، رفتار پیچ‌سنگ فولادی الاستوپلاستیک دو خطی و رفتار فصل‌مشترک‌ها و لوله تزریق در طی برش، الاستیک- نرم شونده- پلاستیک در نظر گرفته شده است. این فرض دامنه وسیعی از رفتار الاستیک- پلاستیک شکننده و الاستیک- پلاستیک کامل را نیز شامل می‌شود. علاوه بر این، پیچ‌سنگ المانی یک بعدی و انتقال بار اعمال شده به محیط اطراف، فقط به صورت برشی فرض شده است.

چن و پندی[1]، مدل رئولوژیکی براساس روش المان محدود در توده‌سنگ درزه‌دار برای پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی انفعالی ارائه کردند که مدل‌های قبلی را کامل‌تر می‌کرد. در این مدل فرض بر این است که درزه‌ها بسیار نزدیک به یکدیگر هستند و پیچ‌سنگ‌ها با آرایش مشخصی نصب می‌گردند. در حالتی که درزه‌ها دارای فواصل زیادی از هم باشند این مدل کاربردی نخواهد داشت(Jalalifar, 2006).

استانکیوس[2]، با استفاده از برنامه آنسیس و پایش داده‌های حاصل از ابزار، دریافت که افزایش طول پیچ‌سنگ برای صفحات لایه‌بندی ضعیف و مواد سقف‌های ضعیف ضروری می‌باشد که این امر سبب افزایش ضخامت تیر می‌گردد. در حالی‌که، وقتی صفحات متورق ضعیف نیستند و تنش‌های افقی بزرگتر از تنش‌های قائم است، کاهش طول پیچ‌سنگ و نصب به موقع می‌تواند در پایداری سقف نقش به‌سزایی داشته باشد.

ناکامورا[3]، روشی برای طراحی پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی در توده‌سنگ درزه‌دار ارائه نمود با فرض این که صفحه ناپیوستگی دارای طول نامحدود بوده و داخل توده‌سنگ در فواصل مساوی توزیع شده است، همچنین پیچ‌سنگ به عنوان یک تیر دو سر گیردار ثابت شده در دو طرف صفحه ناپیوستگی در نظر گرفته شده و فرمولاسیون برای توده‌سنگ درزه‌دار همراه با پیچ‌سنگ، انجام گرفت. این مدل نیز در

[1]Chen & Pande
[2]Stankus
[3]Nakamura

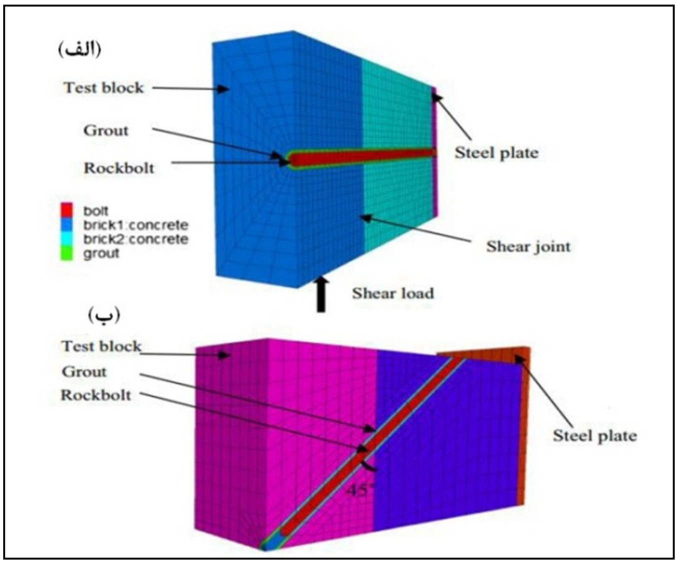
صورتی که درزه‌ها در فواصل مشخصی از همدیگر قـرار نداشـته باشـند، قابـل اسـتفاده نیسـت (Jalalifar, 2006).

جلالی‌فر (۲۰۰۶)، مدلی جهت تخمین مکانیسم انتقال بار پیچ‌سنگ‌های تمـام تزریقـی ارائـه نمـود. بررسی وی نشان داد که حداکثر تنش برشی در نزدیکی تقاطع پیچ‌سنگ و درزه می‌باشد.

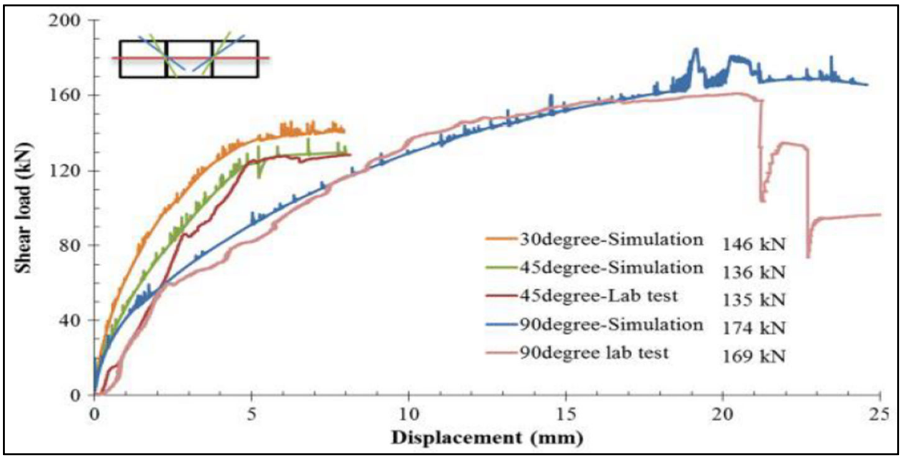
چن و عزیز، روشی جهت بهبود پروفیل پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی و تاثیر آن بر مکانیسم انتقال بـار ارائه کردند. آنها از نرم افزار FLAC جهت محاسبه توزیـع تـنش در دوغـاب اسـتفاده کردنـد (Cao et al., 2010).

به منظور بررسی واکنش سیستم‌هـای مهـاری (لنگرگـاهی) در بـرش، آزمـایش‌هـای آزمایشـگاهی و همچنین مدل‌سازی عددی مورد مطالعه قرار گرفته است. سه فاکتور زاویه نصب پیچ‌سـنگ-درزه، مقاومـت سیمان (سنگ میزبان) و قطر پیچ‌سـنگ در آزمـایش برشـی دو گانـه[1] (DST) بـرای بررسـی رفتـار برشـی پیچ‌سنگ نصب شده از میان دو درزه با زاویه های مختلف و یک مدل عددی پیچ‌سنگ‌های سراسر دوغـابی نصب شده در سیمان با اسـتفاده از نـرم‌افـزار $FLAC^{3D}$ بـه منظـور ارزیـابی تـاثیر پارامترهـای مختلـف در آزمایش برشی دو گانه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به دست آمده به این صـورت اسـت کـه نیـروی برشی ماکزیمم با مقطع پیچ‌سنگ به صورت خطی افزایش پیدا می‌کنـد. نصـب پـیچ‌سـنگ‌هـا دارای زاویـه حاده در فصل مشترک پیچ‌سنگ-درزه نسبت به زاویه عمودی دارای سختی اولیه بیشـتری اسـت. اسـتفاده از المان پیچ‌سنگ در مقاومت بالای توده‌سنگ ترجیح داده می‌شود. تـوده‌سـنگ ضـعیف در ایـن روش، بـه منظور تطبیق کردن جابجایی‌های برشی بزرگ سنگ مشکل ایجاد می‌کند و سنگ قبل از اینکه پیچ‌سـنگ به ماکزیمم ظرفیت برشی خود برسد، شکسته می‌شود (Li et al., 2016).

[1] Double shear test



شکل ۳-۸ مدل برشی دو گانه (DST): الف) نصب پیچ سنگ افقی و ب) نصب پیچ سنگ با زاویه ۴۵ درجه (Li et al., 2016).



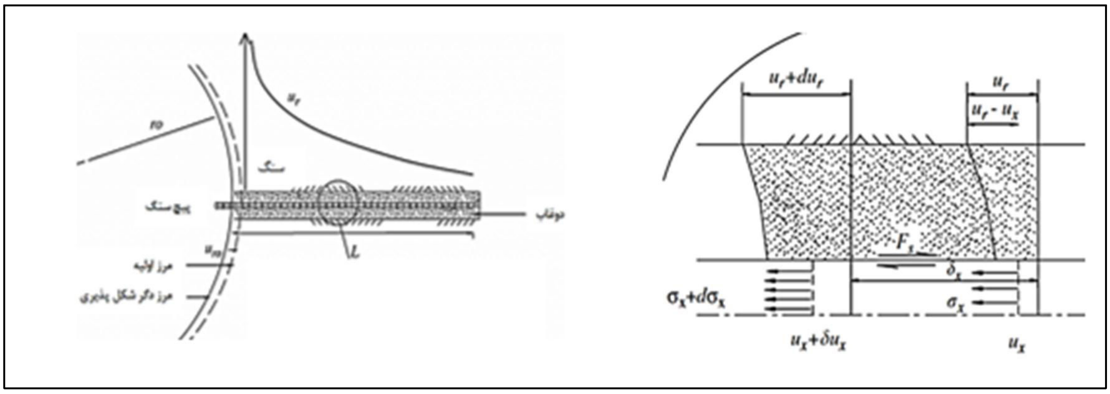
شکل ۳-۹ نتایج تست‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی پیچ‌سنگ در جهت گیری‌های مختلف نسبت به امتداد برش (Li et al., 2016)

۳-۴- مروری بر روش‌های تحلیلی انجام شده بر روی پیچ‌سنگ‌های دوغابی

در روش‌های تحلیلی، طراحی سیستم تقویت براساس مدل‌های تئوری و فرمول‌های توسعه یافته برای شرایط مشخص می‌باشد. پیچ‌سنگ‌ها تاثیر بسیار مهمی بر تقویت اطراف حفریات زیرزمینی دارند.

فارمر (۱۹۷۵)، برای اولین بار راه‌حل تحلیلی را برای محاسبه توزیع تنش در شرایط الاستیک ارائه کرد که در شکل (۱۰-۳) نشان داده شده است. او فرض کرد که پیچ‌سنگ و دوغاب در ظرفیت باربری

سنگ فعال و سنگ صلب درنظر گرفته شد. فارمر سنگ را یک جسم صلب در نظر گرفته است که این فرض دور از واقعیت می باشد. وی رابطه بین تنش کششی و برشی را به صورت زیر تعریف کرده است:



شکل ۳-۱۰ توزیع تنش در شرایط الاستیک در حفریات دایره‌ای(Farmer, 1975)

$$\frac{\tau}{\sigma} = 0.1e^{-\left(\frac{0.2x}{a}\right)} \qquad (۳-۱)$$

که در آن τ: تنش برشی در امتداد فصل‌مشترک پیچ‌سنگ و دوغاب (مگاپاسگال)، σ: تنش محوری (مگاپاسگال)، a: شعاع پیچ‌سنگ (میلی‌متر) و x: نقطه مورد بررسی (میلی‌متر) است (Farmer, 1975).

نتزج[1] و هاس، مدلی برای سیستمی از پیچ‌سنگ‌های نصب شده در سقف با توجه به الگوی از قبل تعریف شده‌ای، گسترش داده‌اند و روشی برای محاسبه حالت تنش‌ها با توجه به کشش پیچ‌سنگ ارائه گردید. تاثیر صفحه پیچ‌سنگ با استفاده از یک بار قائم بر سنگ در نظر گرفته شده است و مدل برای پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی به کار برده شده است. در این مدل فرض شده است که اتصال فصل‌مشترک‌ها کامل می‌باشد، بنابراین این راه‌حل نمی‌تواند رفتار بعد از شکست را مدل نماید (Jalalifar, 2006).

یاپ و روجر[2] راه‌حل ارائه شده توسط نتزج و هاس را با منظور کردن معیارهای تسلیم مختلف برای مواد گوناگون گسترش دادند. رفتار تنش- کرنش پیچ‌سنگ‌ها، الاستیک- پلاستیک کامل در نظر گرفته

[1]Netzche
[2]Yap & Rodger

شده است. براساس نتایج آزمایشات مشخص گردید که این مدل، نیروهای برشی در فصل‌مشترک سنگ و دوغاب را بیش از حد معمول نشان می‌دهد که با واقعیت تطابق ندارد (Jalalifar, 2006).

استیل و همکاران (۱۹۹۹)، چهار حالت مختلف رفتاری پیچ‌سنگ را با روش حل فرم بسته مورد بررسی قرار داده‌اند. در این مدل نیز میدان تنش‌های زمین هیدرواستاتیک در نظر گرفته شده است و معادلات اندرکنش سنگ و پیچ‌سنگ همراه با شاتکریت، در نظر گرفته شده است. این مدل نشان می‌دهد که تماس کامل بین سطح سنگ و پیچ‌سنگ تاثیر بسزایی در عملکرد پیچ‌سنگ دارد و استفاده از دوغاب با کیفیت بالا برای انتقال خوب بار از سنگ به پیچ‌سنگ نقش مهمی را ایفا می‌کند (Li & Stillborg, 1999).

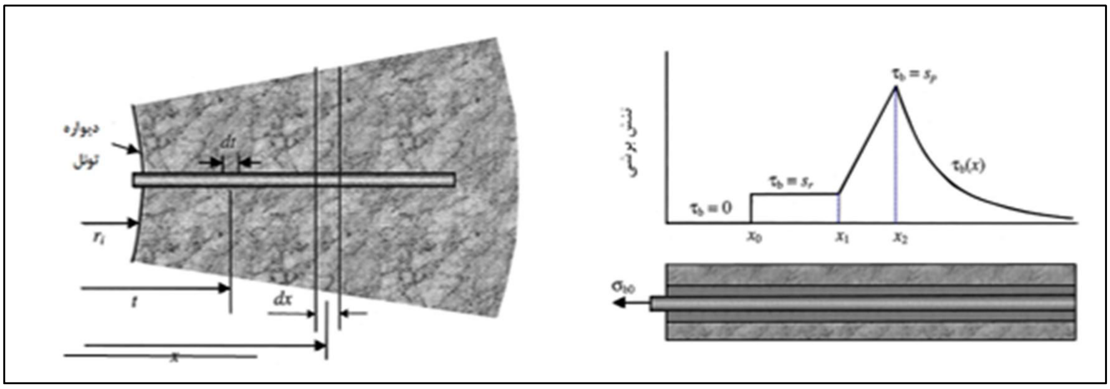
رفتار پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی تحت آزمایش بیرون‌کشی، توسط لی و استیل‌بورگ، در دو مرحله الاستیک و شکست اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. تنش‌های برشی و محوری در طول پیچ‌سنگ با در نظر گرفتن تغییرشکل پیچ‌سنگ، دوغاب و دیواره تونل محاسبه شده است. داده‌های آزمایشگاهی برای تایید تئوری به دست آمده مورد استفاده قرار گرفت و تئوری پیچ‌سنگ‌های برجا با در نظر گرفتن تغییر-شکل زمین و بار اعمال شده بر پیچ‌سنگ ارائه شد. در حل ارائه شده توسط لی و استیل بورگ آهنگ تغییرشکل زمین ثابت فرض شده است. در حالتی که آهنگ تغییرشکل زمین ثابت نباشد از حل مزبور نمی‌توان استفاده نمود (Li & Stillborg, 1999).

نامبردگان تنش برشی ایجاد شده در پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی را مطابق شکل (۱۱-۳) بصورت ذیل تعریف نموده‌اند:

$$\tau_b = \frac{\alpha}{2}\sigma_{b0}e^{-2\alpha\frac{x}{db}} \qquad (۳-۲)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_g}{\left[E_b(1+v_g)ln\left(\frac{d_g}{d_b}\right)+E_g(1+v_r)ln\left(\frac{d_0}{d_g}\right)\right]}} \qquad (۳-۳)$$

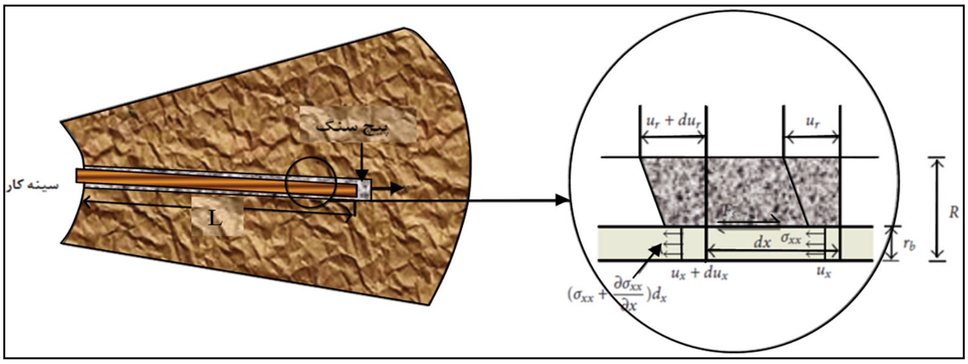
که در آن τ_b : تنش برشی در پیچ‌سنگ، σ_{b0}: تنش محوری در نقطه بارگذاری پیچ‌سنگ، E_b: مدول یانگ پیچ‌سنگ‌های فولادی، E_r: مدول یانگ توده‌سنگ، E_g : مدول یانگ دوغاب، v_r: نسبت پواسون توده‌سنگ، v_g: نسبت پواسون دوغاب، d_g: قطر چال و d_0 : دایره‌ای به قطر ۱۰ برابر قطر چال که در آن فاصله تاثیر پیچ‌سنگ از بین می‌رود.



شکل ۳-۱۱ توزیع تنش برشی در طول پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی تحت بار محوری (Li & Stillborg, 1999).

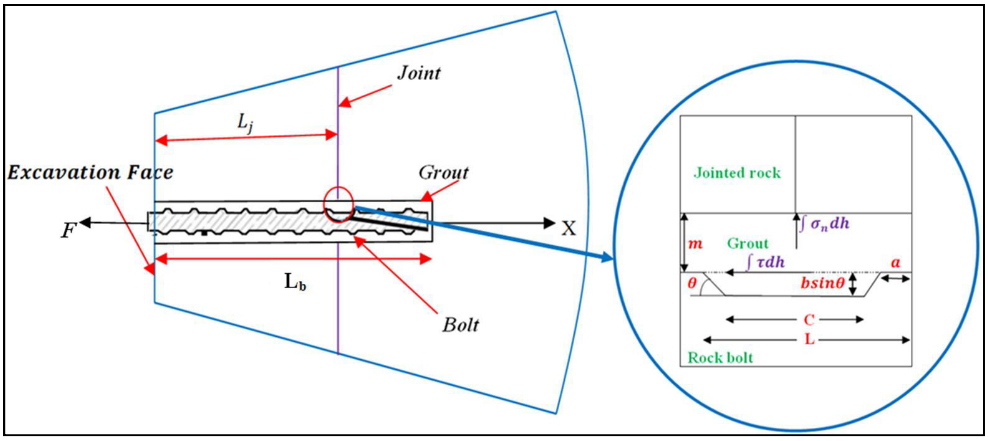
داس و همکاران[1]، مدل تحلیلی برای پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی تحت بارهای کششی ارائه کردند. در این بررسی پیچ‌سنگ به عنوان المان یک بعدی و رفتارسنگ، الاستو پلاستیک در نظر گرفته شده است. همچنین یک مدل تحلیلی جهت پیش‌بینی جابجایی، بار محوری و برشی در پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی در سنگ‌های درزه دار ارائه کرده‌اند. در شکل (۳-۱۲) توزیع تنش در پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی نشان داده شده است (Das et al., 2010).

[1]Das et al.



شکل ۳-۱۲ توزیع تنش در پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی (Das et al., 2010)

قدیمی و همکاران (۱۳۹۴)، مدل تحلیلی برگرفته از روش‌های فارمر (۱۹۷۵)، لی و استیل‌بورگ (۱۹۹۹)، ایندراتنا و همکاران (۲۰۰۰)، کاو و همکاران (۲۰۱۰) و داس و همکاران (۲۰۱۱-۲۰۱۰) و براساس پروفیل پیچ‌سنگ‌های دوغابی و درزه، ارائه کرده‌اند. در این مدل تحلیلی، مطابق شکل (۱۳-۳)، مقادیر جابجایی، تنش و کرنش برشی برای هر سه المان (سنگ، دوغاب و پیچ‌سنگ) محاسبه شده است.



شکل ۳-۱۳: مدل تحلیلی پیچ‌سنگ‌های تمام تزریقی در سنگ درزه‌دار (Gadimi et al., 2015)

۳-۵- معرفی استراتژی ساکورایی

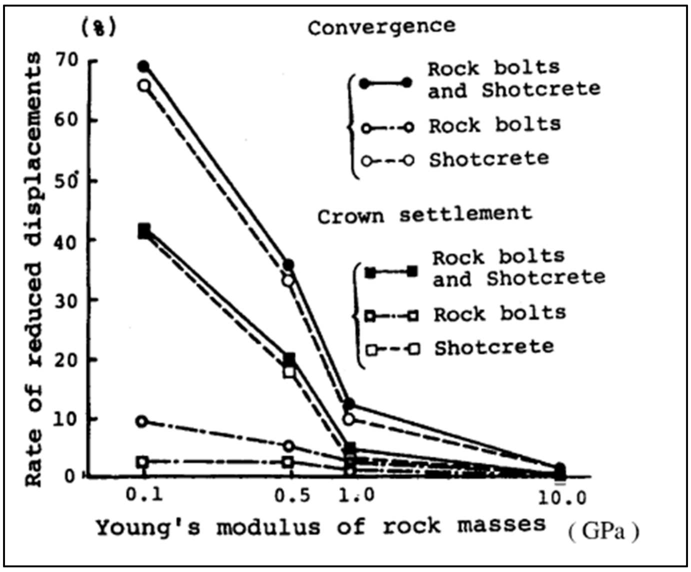
به خوبی مشخص است که پیچ‌سنگ‌ها برای تقویت توده‌سنگ درزه‌دار به ویژه توده‌سنگ‌های درزه-دار سخت موثر است. با این حال، نشان دادن تاثیر پیچ‌سنگ‌ها با استفاده از آنالیزهای عددی مشکل است.

شکل (۱۴-۳) نتایج مشابهی از تحلیل‌های المان محدود دو بعدی برای بررسی رفتار تغییر شکل-پذیری حفاری تونل در توده‌سنگ‌های درزه‌دار که به عنوان یک توده‌سنگ درزه‌دار معادل مکانیکی پیوسته مدل می‌شود را نشان می‌دهد. مقادیر مدول یانگ و نسبت پواسون استفاده شده در این تحلیل از توده‌سنگ پیوسته معادل بوده است. پس از آن پیچ‌سنگ‌ها به صورت المان‌های میله در توده‌سنگ پیوسته نصب می‌شوند. در شکل (۱۴-۳) محور عمودی نرخ کاهش جابجایی را با استفاده از نصب پیچ‌سنگ نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که تاثیر تقویت کننده پیچ‌سنگ‌ها با افزایش مدول یانگ توده‌سنگ کاهش می-یابد. این نتایج با تجربه مهندسی تفاوت دارند. دلیل این اختلاف به این دلیل است که احتمالا توده‌سنگ درزه‌دار محدود شده با پیچ‌سنگ به درستی مدل نشده است (Sakurai, 2010).

همچنین تاثیر تقویت‌کنندگی پیچ‌سنگ‌ها در تحلیل‌های المان محدود بررسی شده است (Aydan et al., 1987). در این آنالیز، توده‌سنگ به عنوان یک توده پیوسته مدل شده است. نتایج نشان می‌دهد که پیچ‌سنگ‌ها، توده‌سنگ نرم را به صورت جزئی تقویت می‌کنند، در حالی که آن‌ها توده‌سنگ‌های سخت را بیشتر تقویت می‌کنند. این نتیجه‌گیری برای سنگ‌های نرم که رفتار تغییرشکل‌پذیری آن‌ها عمدتا به ماتریکس (قالب) سنگ بستگی دارد و به درزه‌ها وابسته نیست منطقی است. برای سنگ‌های سخت، رفتار تغییرشکل‌پذیری آن‌ها به درزه‌های آن‌ها بستگی دارد. بنابراین، اثر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها بیشتر از آن چیزی است که در شبیه‌سازی‌های کامپیوتری منعکس می‌شود (Sakurai, 2010).

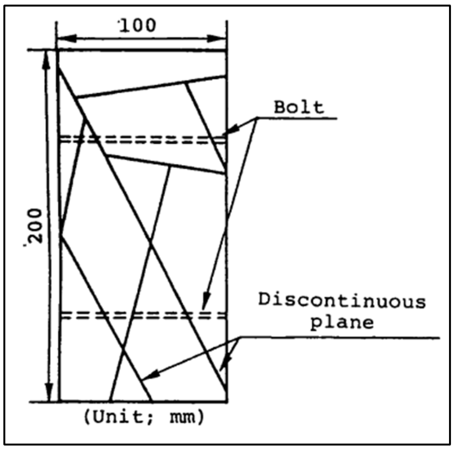
با توجه به تجارب مهندسی، سنگ‌های سخت که شامل درزه‌های زیادی هستند با استفاده از نصب پیچ‌سنگ، به خوبی تقویت می‌شود و سختی سنگ افزایش پیدا می‌کند. این افزایش سختی در سنگ‌های سخت به نسبت سنگ‌های نرم بیشتر باشد. در هر حال، در مدل‌سازی سنگ‌های درزه‌دار به عنوان یک توده پیوسته (به ویژه توده‌سنگ‌های سخت)، تاثیر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها باید به شیوه‌ای مناسب در نظر

گرفته شود.



شکل ۳-۱۴ شبیه‌سازی عددی کاهش جابجایی در اثر حضور پیچ‌سنگ (Sakurai, 2010).

به منظور بررسی تاثیر تقویتی پیچ‌سنگ بر روی توده‌سنگ درزه‌دار، آزمایش مدل فیزیکی در آزمایشگاه انجام شده است. در این آزمایش، هر دو نمونه ناپیوسته (مدل ناپیوسته) و نمونه پیوسته (مدل پیوسته) به طوری ساخته شده که رفتار تنش-کرنش برای هر دو نمونه مشابه است. آزمایش فشاری تک محوره برای هر دو نمونه با وجود پیچ‌سنگ و در عدم وجود پیچ‌سنگ انجام شده است. اندازه هر نمونه ۲۰۰*۱۰۰*۱۰۰ میلی‌متر است. در شکل (۱۵-۳) یک نمونه ناپیوسته دو بعدی به نمایندگی از توده‌سنگ درزه‌دار استفاده شده، نشان داده شده است (Sakurai, 2010).

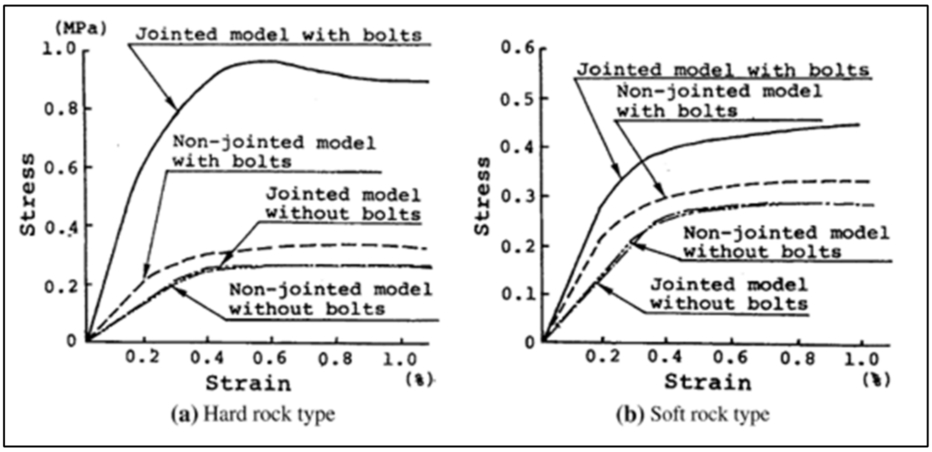


شکل ۳-۱۵ نمونه نماینده توده‌سنگ درزه‌دار (Sakurai, 2010).

منحنی تنش-کرنش به دست آمده از آزمایش‌های انجام شده بر روی سنگ‌های سخت در شکل (۱۶-۳ الف) نشان داده شده است. مقادیر به دست آمده از مدول‌های الاستیک و مقاومت فشاری در جدول (۲-۳) نشان داده شده است. از این جدول می‌توان مشاهده کرد که مقادیر مدول الاستیک و مقاومت فشاری در مدل‌های ناپیوسته برای حالت‌های که پیچ‌سنگ وجود دارد به ترتیب ۴/۷ و ۳/۵ برابر بیشتر است، برای موارد بدون پیچ‌سنگ در مدل پیوسته این مقدار به ترتیب ۱/۵ و ۱/۲ برابر است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که تقویت کردن با پیچ‌سنگ در توده‌سنگ‌های سخت حاوی درزه تاثیر بیشتری دارد.

منحنی تنش-کرنش برای توده‌سنگ‌های نرم در شکل (۱۶-۳ ب) نشان داده شده است. نسبت مدول الاستیک و مقاومت فشاری بین مدل‌های دارای پیچ‌سنگ و عدم وجود پیچ‌سنگ برای مدل ناپیوسته به ترتیب ۱/۹ و ۱/۶و برای مدل پیوسته به ترتیب ۱/۵ و ۱/۲ به دست آمده است. از این نتایج می‌توان نتیجه گرفت که تاثیر تقویت‌کنندگی پیچ‌سنگ در سنگ نرم کمتر از سنگ سخت است. به عبارتی دیگر، تاثیر پیچ‌سنگ‌ها هنگامی که توده سنگ نرم‌تر می‌شود کاهش پیدا می‌کند. در نتیجه، نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که تاثیر تقویت کنندگی پیچ‌سنگ‌ها وقتی که توده سنگ به صورت توده پیوسته

مدل می‌شود مخصوصا برای سنگ‌های سخت کمتر تخمین زده می‌شود (Sakurai, 2010).



شکل ۳-۱۶: منحنی تنش-کرنش به دست آمده از مدل فیزیکی (a): سنگ سخت و (b): سنگ نرم (Sakurai, 2010).

جدول ۳-۲ نتایج تجربی مدول تغییرشکل‌پذیری و مقاومت فشاری (Sakurai, 2010).

شماره	مدول تغییرشکل‌پذیری (GPa)	نرخ مدول تغییرشکل‌پذیری	مقاومت فشاری (KPa)	نرخ مقاومت فشاری
۱	۳۸۳	۴/۷	۹۸۰	۳/۵
۲	۸۲	۱	۲۸۰	۱
۳	۱۳۷	۱/۹	۴۵۰	۱/۶
۴	۷۲	۱	۲۸۰	۱
۵	۱۱۸	۱/۵	۳۴۰	۱/۲

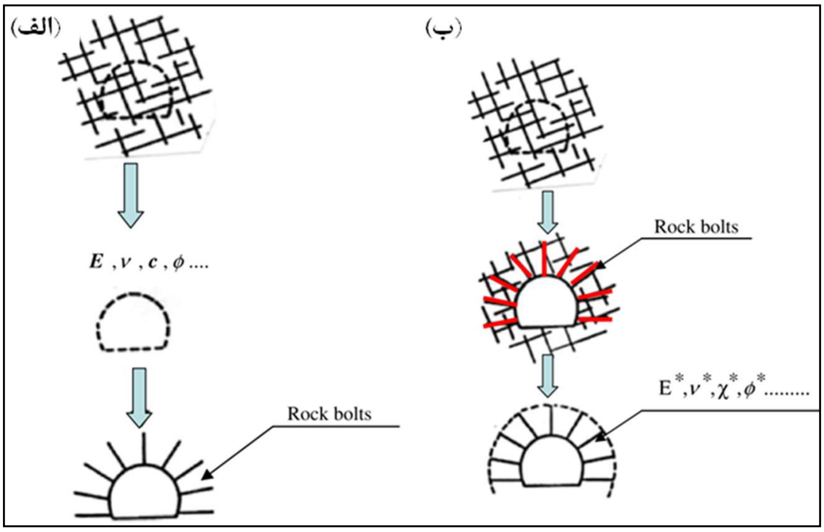
در مدل‌سازی، دو روش یعنی روش ناپیوسته و پیوسته در دسترس است. در روش ناپیوسته، انواع مختلف ناپیوستگی‌های خاک و سنگ می‌تواند به وضوح مدل‌سازی شود. با این حال، این روش به سختی می‌تواند در عملیات مهندسی اعمال شود، زیرا که خاک‌ها و سنگ‌ها دارای تعداد زیادی از ناپیوستگی‌ها است که تقریبا غیر ممکن است همه‌ی آن‌ها را تشخیص داد.

در روش پیوسته، مواد درزه‌دار به عنوان یک محیط پیوسته معادل مدل می‌شود که به طوری تعریف شده است که رفتار تنش-کرنش آن همانند مواد درزه‌دار باشد (شکل (۱۷-۳ الف)). واضح است که این مدل‌سازی منجر به تاثیر کم پیچ‌سنگ‌ها برای تقویت توده‌سنگ درزه‌دار می‌شود (شکل (۱۴-۳)).

مدل فیزیکی که در بالا توضیح داده شد نشان می‌دهد که مقدار هر دو مدول الاستیک و مقاومت فشاری، به خصوص در سنگ سخت، با نصب پیچ‌سنگ‌ها به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. مشاهده می‌شود که این افزایش به دلیل این واقعیت است که جابجایی‌های نسبی در طول درزه‌ها با استفاده از پیچ‌سنگ‌ها محدود می‌شود. بنابراین، اگر پیچ‌سنگ‌ها در توده‌سنگ معادل پیوسته نصب شوند، تاثیر آن‌ها بر روی محدود کردن جابجایی درزه‌ها نمی‌تواند به‌درستی درنظر گرفته شود. این یک محدودیت روش پیوسته برای مدل‌سازی توده‌سنگ درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ است. به منظور غلبه بر این مشکل، از روش ناپیوسته استفاده می‌شود که در آن همه درزه‌ها می‌تواند به وضوح مدل شوند. با این حال، همچنان که قبلا ذکر شد در حال حاضر، در عملیات مهندسی این که همه درزه‌ها را پیدا کرد و پارامترهای مهندسی آن‌ها را به درستی بررسی کرد عملا غیر ممکن است. بنابراین آقای ساکورایی، یک استراتژی جدید برای روش پیوسته برای مدل‌سازی سنگ‌های درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ پیشنهاد کرده است. در این روش، توده‌سنگ درزه‌دار پس از نصب پیچ‌سنگ‌ها مدل می‌شود (شکل (۱۷-۳ ب)). به عبارت دیگر، توده سنگ درزه‌دار نباید مستقل از پیچ‌سنگ مدل‌سازی شود و باید درزه‌ها و پیچ‌سنگ‌ها به صورت همزمان با توجه به مکانیسم برهم‌کنش بین آن‌ها مدل‌سازی شوند. پارامترهای مکانیکی در این روش به نام "پارامترهای مکانیکی معادل" که در آن تاثیر محدودیت پیچ‌سنگ‌ها به درستی درنظر گرفته شده است ارزیابی می‌شود (Sakurai, 2010).

در مورد سنگ‌های نرم، آزمایش‌های مدل فیزیکی نشان می‌دهد که تاثیر تقویتی پیچ‌سنگ‌ها در

مقایسه با سنگ‌های سخت کمتر است. دلیل این امر این واقعیت است که رفتار مکانیکی سنگ نرم بیشتر به ماتریکس (قالب) سنگ بستگی دارد و کمتر به درزه‌ها وابسته است. بنابراین، وقتی که تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در محدود کردن درزه‌ها کمتر است، پارامترهای مکانیکی که ارزیابی می‌شوند با استفاده از هر دو روش پیشنهادی و روش مرسوم، تفاوت زیادی ندارند. از این رو، تقریبا مدل کردن سنگ نرم تقویت شده با پیچ‌سنگ با روش‌های معمولی امکان‌پذیر است (شکل (۳-۱۷ الف)).



شکل ۳-۱۷ الف) روش مدل‌سازی مرسوم و ب) روش مدل‌سازی پیشنهادی برای توده سنگ‌های درزه‌دار تقویت شده با استفاده از پیچ‌سنگ(Sakurai, 2010).

۳-۶- تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ

برای مشخص کردن تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ و با معرفی استراتژی ساکورایی، روش‌هایی از قبیل: استفاده از پارامتر فشار محصورکننده اضافی، استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ و افزایش مدول‌الاستیک در اثر حضور پیچ‌سنگ و ... وجود دارد. در ادامه جداگانه هر یک از این روش‌ها تشریح خواهند شد.

۳-۶-۱- استفاده از پارامتر فشار محصورکننده اضافی

مبنای این رویکرد جدید این است که تقویت‌کننده اولیه توده‌سنگ، معادل بهبود مقاومت توده‌سنگ با تامین فشار محصورکننده اضافی است.

نیاز به بهود مقاومت توده‌سنگ در توسعه حفاری در هر دو عملیات معدنی و عمرانی به رسمیت شناخته شده است. بهبود چسبندگی سنگ (Muir Wood, 1979) و زاویه اصطکاک (Bischoff and Smart, 1975) معمولا در مقالات و منابع مورد بحث قرار گرفته است. به‌خصوص، تاثیر پیچ‌سنگ در بهبود چسبندگی توده‌سنگ به خوبی مستند بوده است (Egger, 1978، Wullschlager and Natau, 1987، Grasso et al., 1989 و Labiouse, 1991). همه این بررسی‌ها از معیار کولمب برای نشان دادن تاثیر تقویت‌کننده اولیه استفاده شده است. معیار هوک و براون (Hoek and Brown, 1980, 1981) که طی سال‌های بعدی بیشتر توسط هوک و همکاران (Hoek et al., 1992) اصلاح شده است هم اکنون به صورت گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد (Mahtab et al., 1993).

۳-۶-۱-۱- فرضیات مدل ارائه شده

- ✓ تقویت‌کننده‌های سنگ (دوغاب، میلگردهای غیر کششی) اطراف تونل دایره‌ای در یک تنش همگن سنگ نصب شده است.
- ✓ شکست سنگ تابع دو معیار زیر است: یکی معیار کولمب (شکل (۱۸-۳)):

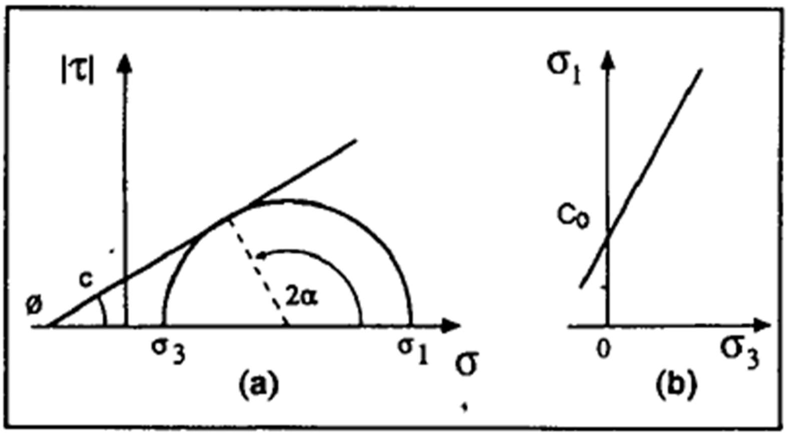
$$\sigma_1 = 2c\tan\alpha + \sigma_3 tan^2\alpha \qquad ,\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} \qquad (۳-۴)$$

که در آن c چسبندگی و $\emptyset$ زاویه اصطکاک و دومی معیار هوک-براون (شکل (۳-۱۹)):

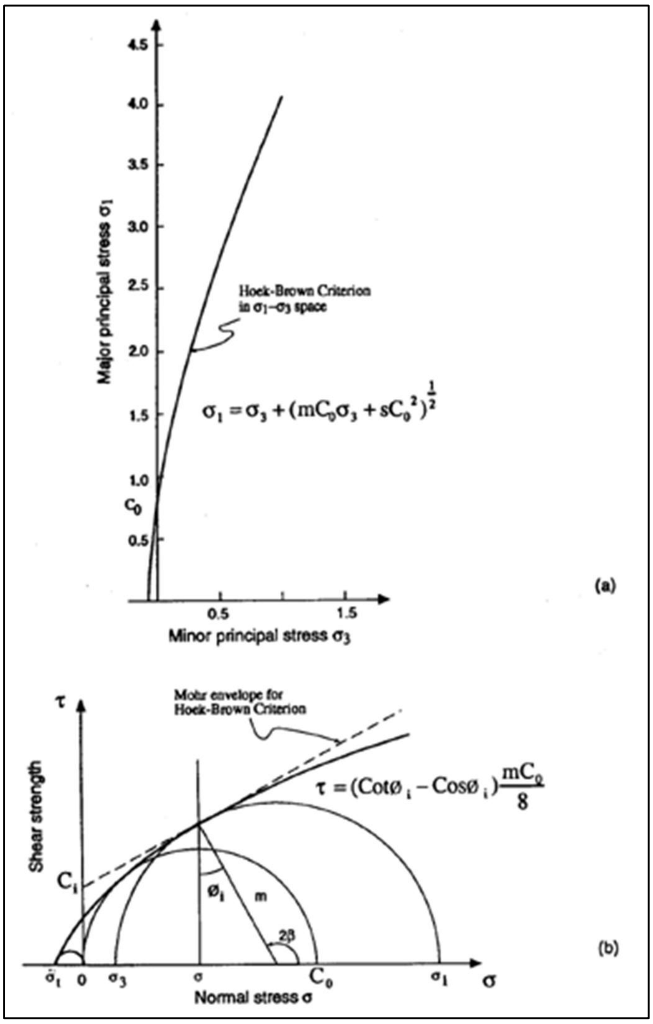
$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\sigma_3 C_0 + sC_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۵)$$

که در آن m و s خصوصیات سنگ در مقاومت فشاری غیر محصور شده، C_0 مقاومت فشاری سنگ دست نخورده (ماده سنگ) است.

- ✓ به عنوان یک نتیجه از تغییرشکل (در سیستم تقویت‌کننده‌های سنگ)، میلگردهای تقویتی (پیچ‌سنگ، میل مهار) تنش کششی که به صورت فشار محصورکننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) بر سنگ وارد می‌شوند را تحمل می‌کند. نتیجه نهایی به صورت افزایش موثر در مقاومت از σ_1 به σ_1^* است (Mahtab et al., 1993).



شکل ۳-۱۸ معیار موهر-کولمب (Mahtab et al., 1993)



شکل ۳-۱۹ معیار هوک-براون (a): صفحه $\sigma_1 - \sigma_3$ و (b): صفحه $\tau - \sigma$ (Mahtab et al., 1993)

۳-۶-۱-۲- پارامتر معادل کولمب

معیار شکست موهر-کولمب به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\sigma_1 = 2c\tan\alpha + \sigma_3 tan^2\alpha \qquad (۳\text{-}۶)$$

چسبندگی معادل (c^*) می‌تواند به عنوان یک تابع از فشار محصورکننده ($\Delta\sigma_3$) به دست آید که توسط تقویت‌کننده‌ها ارائه می‌شود. مفهوم چسبندگی معادل اولین بار توسط Daemen and Fairhurst, 1970 و Muir Wood, 1978 معرفی شد و بعدها بیشتر توسط Grasso et al., 1989 با استفاده از عبارت

زیر توسعه یافته و کاربردی شده است (Mahtab et al., 1993):

$$c^* = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan\alpha \qquad (۳-۷)$$

بهبود مقاومت با توجه به c^* در شکل (۲۰-۳) نشان داده شده است. مفهوم زاویه اصطکاک معادل ($\emptyset^*$) اولین بار توسط Bischoff and Smart, 1975 استفاده شده است، و بیشتر در روش زیر توسعه پیدا کرده است (Mahtab et al., 1993):

$$\sigma_1 = 2c\tan\alpha + (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)tan^2\alpha \qquad (۳-۸)$$

با استفاده از $\emptyset^*$ به عنوان زاویه اصطکاک معادل، معادله (۸-۳) به صورت زیر تغییر می‌کند:

$$\sigma_1 = 2c\tan\alpha^* + \sigma_3 tan^2\alpha^* \qquad (۳-۹)$$

که در آن $\alpha^* = \frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset^*}{2}$، با زاویه اصطکاک معادل به صورت:

$$\emptyset^* = 2\tan^{-1}\left[\frac{[(c+\sigma_3\tan\alpha)^2 + \Delta\sigma_3 + \sigma_3 tan^2\alpha]^{\frac{1}{2}}}{\sigma_3}\right] - \frac{\pi}{2} \qquad (۳-۱۰)$$

لازم به ذکر است که $\emptyset^*$ تابع تنش اصلی کوچک (σ_3) است.

۳-۶-۱-۳- پارامتر معادل هوک و براون

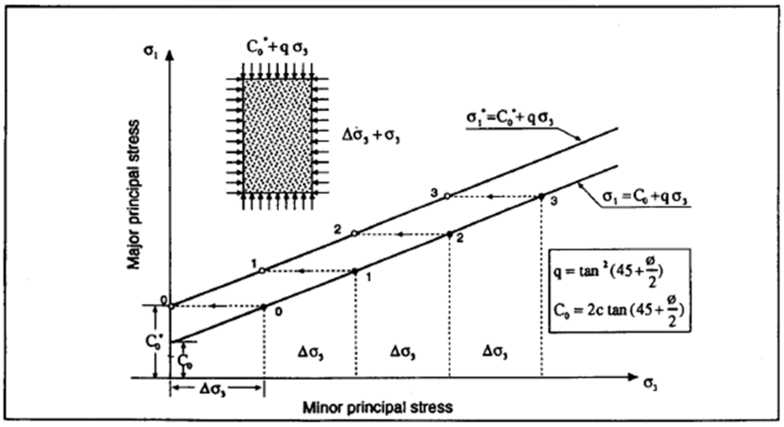
معیار هوک-براون به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + [m\sigma_3 C_0 + sC_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۱۱)$$

که در آن σ_1 تنش اصلی بزرگ (حداکثر)، σ_3 تنش اصلی کوچک (حداقل)، C_0 مقاومت فشاری

تک محوره ماده سنگ، m ثابت‌های تجربی دارای رنج ۰/۰۰۱ برای سنگ‌های به شدت آشفته (خرد شده) تا حدود ۲۵ برای سنگ سخت، s ثابت تجربی دارای رنج ۰ (صفر) برای توده‌سنگ درزه‌دار تا ۱ برای توده‌سنگ دست‌نخورده است. فشار محصورکننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) در معیار هوک-براون به صورت زیر معرفی می‌شود (Mahtab et al., 1993):

$$\sigma_1 = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) + [m(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)C_0 + sC_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۱۲)$$



شکل ۳-۲۰ نمایش چسبندگی معادل (c^*) (Mahtab et al., 1993)

اگر بهبود سنگ در دو روش متناوب را در نظر بگیریم؛ s معادل (s^*) و m معادل (m^*)، شکل‌های زیر وجود دارد: برای s معادل، معادله به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$\sigma_1^* = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) + [m\sigma_3 C_0 + (m\frac{\Delta\sigma_3}{C_0} + s)C_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۱۳)$$

یا

$$\sigma_1^* = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) + [m\sigma_3 C_0 + s^* C_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۱۴)$$

که در آن

$$s^* = m\frac{\Delta\sigma_3}{C_0} + s \qquad (۳-۱۵)$$

بهبود مقاومت به واسطه s^* در شکل (۲۱-۳) نشان داده شده است. برای m معادل (m^*) معادله می‌تواند به صورت زیر بازنویسی شود:

$$\sigma_1^* = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) + [m(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3})\sigma_3 C_0 + sC_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۱۶)$$

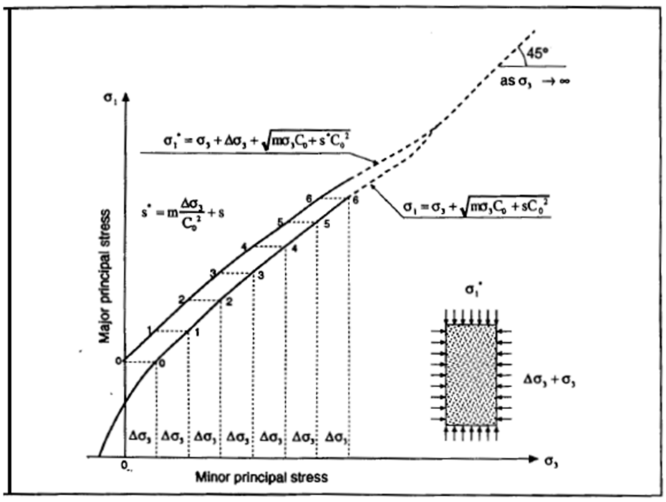
یا

$$\sigma_1^* = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) + [m^*\sigma_3 C_0 + sC_0^2]^{\frac{1}{2}} \qquad (۳-۱۷)$$

که در آن

$$m^* = m(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}) \qquad (۳-۱۸)$$

لازم به ذکر است که m^* تابع تنش اصلی حداقل (σ_3) است (Mahtab et al., 1993).



شکل ۳-۲۱ نمایش s معادل (Mahtab et al., 1993)

۳-۶-۱-۴- تعیین پارامتر فشار محصورکننده اضافی

گراسو و همکاران مقدار تاثیر پیچ‌سنگ‌ها ($\Delta\sigma_3$) را با فرض اینکه تقویت‌کننده در یک حالت مشخص تغییرشکل (($u(t)$)، پس از حفاری نصب می‌شود، محاسبه کردند. پس از تغییرشکل ایجاد شده، $\Delta\sigma_3$ تابع تغییرشکل اضافی (du)، طول پیچ‌سنگ (L) (فرض می‌شود که بزرگتر از ضخامت زون پلاستیک باشد)، فاصله‌داری پیچ‌سنگ (s)، مساحت مقطع عرضی پیچ‌سنگ (A) و مدول تغییرشکل سنگ (E) است و به صورت زیر بیان می‌شود (Grasso et al., 1989):

$$\Delta\sigma_3 = (\frac{du}{L})E(\frac{A}{S^2}) \qquad (۳-۱۹)$$

ارزیابی تقویت‌کنندگی پیچ‌سنگ را می‌توان با استفاده از محاسبات تحلیلی، آزمایش‌های معمولی درجا یا آنالیزهای عددی انجام داد (Oreste, 2003). نتایج تجربی با استفاده از انجام آزمایش‌ها بر روی مدل‌های همراه و بدون پیچ‌سنگ انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که هنگامی که از پیچ‌سنگ در مدل استفاده می‌شود افزایش قابل توجهی در مدول الاستیک و مقاومت به وجود می‌آید (Sakurai and Kamashima, 1992). تاثیر پیچ‌سنگ‌ها همچنین می‌تواند توسط افزایش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده‌سنگ اطراف آن توضیح داده شود. بدیهی است که محاسبه مقدار این افزایش مشکل است. برهم‌کنش نگهداری سنگ در تونل‌ها با استفاده از روش همگرایی-همجواری (Convergence-Confinement) مورد مطالعه قرار گرفت. برخی آزمون‌ها (Grasso et al., 1989 and 1991، Oreste, 2003) یک فرمول برای محاسبه افزایش چسبندگی نشان می‌دهد (Le Van, Cong, 2008).

$$C^* = C + \frac{1+\sin\emptyset}{2\cos\emptyset}\Delta\sigma_3 \qquad \Delta\sigma_3 = \frac{T_{med}}{S_t S_l} \qquad (۳-۲۰)$$

که در آن $\emptyset$ زاویه اصطکاک توده‌سنگ، C چسبندگی طبیعی توده‌سنگ، $\Delta\sigma_3$ عمل محدود فعالیت

پیچ‌سنگ دوغابی، T_{med} متوسط نیرو در امتداد هر پیچ‌سنگ ، S_t و S_l به ترتیب فاصله‌داری عرضی و طولی است.

۳-۶-۲- استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ

ایندراتنا و کایزر (۱۹۹۰) یک مدل تحلیلی برای نشان دادن رفتار توده‌سنگ تقویت شده در تونل‌های زیرزمینی در میدان تنش همگن و یکنواخت ارائه دادند. یک پارامتر بدون بعد به عنوان ابزار طراحی معرفی شده است. با استفاده از پارامتر بدون بعد چگالی پیچ‌سنگ، تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ بررسی شده است و معادلاتی در این خصوص ارائه شده است (Indraratna and Kaiser, 1990). روابط ارائه شده ایندراتنا و کایزر (۱۹۹۰) بعدها توسط اسکویی و اورست (۲۰۱۰) توسعه پیدا کردند (Osgoui and Oreste, 2010).

۳-۶-۲-۱- پارامتر معادل موهر-کولمب

با درنظر گرفتن پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، پارامترهای معادل موهر-کولمب محاسبه می‌شوند. مطابق روابط ارائه شده توسط اسکویی و اورست، مقدار پارامترهای زاویه اصطکاک معادل، مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ و سنگ بکر در حالت معادل به صورت زیر تعریف می‌شوند (Indraratna and Kaiser, 1990):

$$\sigma_{cm}^{*} = \sigma_{cm}(1+\beta) \qquad (۳-۲۱)$$

$$\sigma_{ci}^{*} = \sigma_{ci}(1+\beta) \qquad (۳-۲۲)$$

$$\emptyset^{*} = \sin^{-1}\left(\frac{\beta(1+\sin\emptyset)+2\sin\emptyset}{\beta(1+\sin\emptyset)+2}\right) \qquad (۳-۲۳)$$

جهت ارزیابی پارامتر چسبندگی معادل، لازم است که از روابط موجود در معیار موهر کولمب استفاده شود. روابط مورد نیاز از معیار موهر-کولمب برای محاسبه چسبندگی معادل برابر است با:

$$\sigma_{\mathrm{cm}} = \frac{2c\cos\emptyset}{1-\sin\emptyset} \qquad (۳-۲۴)$$

با فرض اینکه توده‌سنگ معادل خود نیز یک توده‌سنگ بوده و معیارهای موهر-کولمب برای آن صادق است، می‌توان نوشت:

$$\sigma_{\mathrm{cm}} = \frac{2c\cos\emptyset}{1-\sin\emptyset} \quad \rightarrow \quad \sigma_{cm}^{*} = \frac{2c^{*}\cos\emptyset^{*}}{1-\sin\emptyset^{*}} \qquad (۳-۲۵)$$

در نهایت مقدار چسبندگی معادل مطابق رابطه بالا برابر است با:

$$c^{*} = \frac{\sigma_{cm}^{*}(1-\sin\emptyset^{*})}{2\cos\emptyset^{*}} \qquad (۳-۲۶)$$

۳-۶-۲-۲- پارامتر معادل هوک و براون

مشابه روند محاسبه پارامترها در معیار موهر-کولمب، در این بخش نیز پارامترهای معادل هوک-براون محاسبه می‌شوند (Indraratna and Kaiser, 1990).

$$m^{*} = m(1+\beta) \qquad (۳-۲۷)$$

$$\sigma_{cm}^{*} = \sigma_{cm}(1+\beta) \qquad (۳-۲۸)$$

$$\sigma_{ci}^{*} = \sigma_{ci}(1+\beta) \qquad (۳-۲۹)$$

جهت محاسبه پارامتر s معادل، از رابطه موجود در معیار هوک-براون استفاده می‌شود.

$$\sigma_{\mathrm{cm}} = \sqrt{s}\sigma_{ci} \qquad (۳-۳۰)$$

مطابق رابطه (۳-۳۰) و با فرض اینکه توده‌سنگ معادل نیز از این معیار پیروی می‌کند، می‌توان نوشت:

$$\sigma^*_{cm} = \sqrt{s^*}\sigma^*_{ci} \qquad (۳-۳۱)$$

در نهایت مقدار پارامتر s معادل به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$s^* = \left(\frac{\sigma^*_{cm}}{\sigma^*_{ci}}\right)^2 \qquad (۳-۳۲)$$

۳-۶-۲-۳- تعیین پارامتر چگالی پیچ‌سنگ

پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β) یک پارامتر بدون بعد است که نشان دهنده چگالی نسبی پیچ‌سنگ با توجه به محیط دهانه و در نظر گرفتن تنش‌های برشی بر سطح پیچ‌سنگ است. اندازه β می‌تواند با استفاده از کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ، افزایش مساحت سطح پیچ‌سنگ یا افزایش زبری سطح پیچ‌سنگ، افزایش پیدا کند. مقدار β برای اکثر موارد بین ۰/۰۵ و ۰/۲ تغییر می‌کند (Indraratna and Kaiser, 1990). آقایان اسکویی و اورست (۲۰۱۰)، مقدار پارامتر چگالی پیچ‌سنگ را به صورت زیر ارائه دادند (Osgoui and Oreste, 2010):

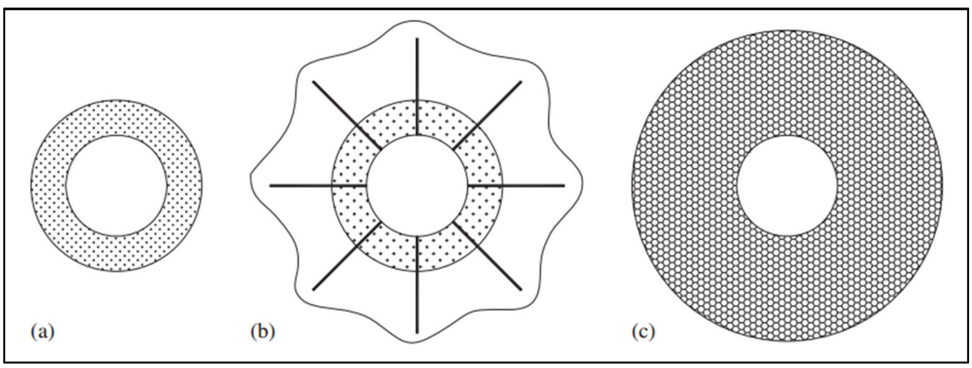
$$\beta = \frac{\pi d\lambda}{S_L\theta} = \frac{\pi d\lambda r_i}{S_L S_T} \qquad (۳-۳۳)$$

در آن d قطر پیچ‌سنگ، r_i شعاع تونل، S_L فاصله طولی، S_T فاصله عرضی پیچ‌سنگ و λ فاکتور اصطکاک برای سطح مشترک پیچ‌سنگ و دوغاب است. فاکتور اصطکاک (λ)، همانند ضریب اصطکاک

است که به تنش برشی محرک به تنش نرمال اعمالی در سطح پیچ‌سنگ مربـوط اسـت. انـدازه λ را بـرای میلگردهای صاف در رنج $\tan\frac{\emptyset_g}{2} < \lambda < \tan\frac{2\emptyset_g}{3}$ ($\emptyset_g$ زاویه اصـطکاک دوغـاب) پیشـنهاد کردنـد و بـرای میلگردهای برجسته λ نزدیک به $\tan\emptyset_g$ است و بستگی به درجه چسبندگی سطح مشترک پـیچ‌سـنگ و دوغاب (مقاومت باند) دارد (Indraratna and Kaiser, 1990).

پیچ‌سنگ دوغابی یک زون بهبود یافتـه را اطـراف تونـل ایجـاد مـی‌کنـد. در ایـن زون، پارامترهـای مقاومتی توده‌سنگ از جمله، ثابت‌های مقاومتی هوک و براون می‌تواند افزایش یابد. درجـه پایـداری اطـراف تونل با افزایش چگالی و طول پیچ‌سنگ افزایش پیدا می‌کند. با نصب پیچ‌سنگ‌های دوغـابی در زون آشـفته (زون تسلیم) اطراف تونل، بر حسب پارامترهای مقاومتی پسماند، پارامترهای مقاومتی تـوده‌سـنگ آشـفته، بهبود پیدا می‌کند (Osgoui and Oreste, 2010).

این زون تحت عنوان زون پلاستیک معادل[1] (EPZ) خوانده می‌شـود چـرا کـه زون تسـلیم در یـک ماده‌ای که خصوصیات آن بهبود پیدا کرده است همانند رفتار معادل توده‌سنگ تقویت شده بـا پـیچ‌سـنگ است. پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β)، طول پیچ‌سنگ (L)، شعاع تونل (r_i) و میدان تنش (P_0) بر روی انـدازه EPZ تاثیر می‌گذارند (Osgoui and Oreste, 2007).



شکل ۳-۲۲ زون پلاستیک معادل (Osgoui and Oreste, 2010)

[1] Equivalent Plastic Zone

مفهوم زون پلاستیک معادل اولین بار توسط ایندراتنا و کایزر تعریف شده است: زون پلاستیک معادل نشان دهنده ناحیه اطراف تونل است که پارامترهای مقاومتی پسماند ($m_b^{'}$، $s^{'}$، $a^{'}$ و $\sigma_{ci}^{'}$) در نتیجه تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی (m_b^{*}، s^{*}، a^{*} و σ_{ci}^{*}) افزایش پیدا می‌کنند. به عبارت دیگر، زون تسلیم در خصوصیات بهبود یافته مواد، معادل رفتار توده‌سنگ پیچ‌سنگ زده شده است (Osgoui and Oreste, 2010).

۳-۶-۳- تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی مدول تغییرشکل‌پذیری

پیچ‌سنگ‌ها به وسیله دوغاب سیمان، رزینی (چسب) یا ارتباط مکانیکی مورد استفاده قرار می‌گیرند. میله فولادی پیچ‌سنگ دارای مقاومت کششی بالا، مدول الاستیک بالا و ایجاد پیوستگی است، بنابراین مدول تغییرشکل‌پذیری و همچنین شکل‌پذیری توده‌سنگ را بهبود می‌بخشد (Le Van, Cong. , 2008).

افزایش مدول الاستیک و مدول برشی با استفاده از پیچ‌سنگ‌ها توسط آیدان (۱۹۸۹) طبق فرمول‌های زیر ارائه شده است (Le Van, Cong. , 2008):

$$\Delta E_x = (E_b - E_m).n \qquad (۳-۳۴)$$

$$\Delta G_y = (G_b - G_m).n \qquad (۳-۳۵)$$

$$\Delta G_z = (G_b - G_m).n \qquad (۳-۳۶)$$

که در آن E_m و E_b به ترتیب مدول الاستیک توده‌سنگ و میله فولادی هستند و G_m و G_b به ترتیب مدول برشی توده‌سنگ و میله فولادی هستند و $n = \frac{A_b}{A_t}$ که در آن A_b مقطع عرضی میله فولادی و A_t سطح مقطع عرضی حجم نماینده است (Le Van, Cong. , 2008).

۳-۷- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در فصل دوم مبانی نظری پیچ‌سنگ‌ها و موارد کاربرد آن‌ها و نیز اهمیت پیچ‌سنگ‌های دوغابی مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت. در این فصل به طور کلی مطالعات انجام شده بر روی پیچ‌سنگ‌های دوغابی مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت مطالعات انجام شده بر روی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارمترهای مقاومتی توده‌سنگ بررسی گردید. از جمله مهمترین مطالعات انجام شده می‌توان به استراتژی آقای ساکورایی در سال ۲۰۱۰ اشاره کرد که یک روش پیوسته برای مدل‌سازی سنگ‌های درزه‌دار تقویت شده با پیچ‌سنگ پیشنهاد کرده است. در این روش، توده‌سنگ درزه‌دار پس از نصب پیچ‌سنگ‌ها مدل می‌شود. همچنین در سال ۱۹۹۳ مهتاب و همکاران با معرفی فشار محصورکننده اضافی به عنوان تاثیر وجود پیچ‌سنگ، تاثیر حضور پیچ‌سنگ در توده‌سنگ‌ها را در هر دو معیار هوک -براون و موهر-کولمب مورد ارزیابی قرار داد. علاوه بر این، در سال ۱۹۹۰ ایندراراتنا و کایزر یک مدل تحلیلی برای نشان دادن رفتار توده‌سنگ تقویت شده در تونل‌های زیرزمینی در میدان تنش همگن و یکنواخت ارائه دادند. یک پارامتر بدون بعد به عنوان ابزار طراحی معرفی شده است. با استفاده از پارامتر بدون بعد چگالی پیچ‌سنگ، تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ بررسی شده است و معادلاتی در این خصوص ارائه کردند. بنابراین در این تحقیق نتایج و روابط تحقیق مهتاب و همکاران، ساکورایی، ایندراراتنا و کایزر و اسکویی و اورست مورد استفاده قرار می‌گیرد. با معرفی دو پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β) و فشار محصورکننده اضافی ($\Delta\sigma_3$)، تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ با استفاده از این دو پارامتر و به صورت جداگانه ارزیابی می‌شود.

فصل چهارم

معرفی پروژه، ارزیابی تحلیلی تاثیر پیچ سنگ های دوغابی

۴-۱- مقدمه

تکنیک تقویت کردن سنگ، همانند استفاده از پیچ‌سنگ‌های دوغابی یکی از عملی‌ترین وسیله برای پایداری دهانه‌ها توسط بهبود توده‌سنگ است. پیچ‌سنگ‌های دوغابی به طور موفقیت‌آمیزی برای رنج وسیعی از کیفیت توده‌سنگ، به‌خصوص در توده‌سنگ ضعیف تا متوسط کاربرد دارد و معمولا مشخص شده است که از دیگر انواع پیچ‌سنگ‌ها اقتصادی‌تر و موثرتر است. به دلیل تاثیر دوغاب، که توده‌سنگ را بهبود می‌بخشد، پیچ‌سنگ‌های دوغابی به طور گسترده‌ای در تونل‌سازی مرسوم و مکانیزه برای شرایط‌های مختلف زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند. علی‌رغم دستاوردهای زیادی که در تحلیل و طراحی پیچ‌سنگ‌های دوغابی به‌دست آمده است، هنوز هم برخی ابهامات و ناسازگاری‌ها در مفهوم برهم‌کنش پیچ‌سنگ و توده‌سنگ وجود دارد (Osgoui and Oreste, 2010). به خوبی مشخص است که پیچ‌سنگ‌ها برای تقویت توده‌سنگ درزه‌دار موثر هستند. با این حال، نشان دادن تاثیر پیچ‌سنگ‌ها با استفاده از آنالیز-های عددی مشکل است. دقت تحلیل‌های عددی معمولا به دلیل به وجود آمدن عدم قطعیت‌های مختلف در ویژگی‌های زمین‌شناسی و ژئومکانیکی در سنگ کاهش می‌یابد. همچنین مکانیزم برهم‌کنش بین سازه‌های نگهداری و سنگ‌ها پیچیده بوده و در مدل‌سازی ایجاد مشکل می‌کند (Sakurai, 2010). در این فصل ابتدا پروژه تونل البرز در مسیر آزادراه تهران- شمال معرفی می‌شود و از داده‌های این تونل در تحقیق حاضر استفاده می‌شود. پس از معرفی پروژه تونل البرز، به بررسی تحلیلی تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ پرداخته شده وپارامترهای معادل در اثر حضور پیچ‌سنگ مشخص می‌شوند.

۴-۲- معرفی پروژه

طرح احداث بزرگراه ۱۲۱ کیلومتری تهران- شمال از سال ۱۳۵۳ برنامه‌ریزی شده که از سال ۱۳۷۷ عملیات احداث آن آغاز شده است. مسیر آزادراه از تقاطع غیر هم‌سطح با بزرگراه شهید همت و بزرگراه آزادگان شروع می‌شود و در دره سرهنگ وارد تونل البرز شده و در پل زنگوله خارج می‌شود، سپس با عبور از ارتفاعات البرز به موازات جاده کرج-چالوس تا شهر چالوس ادامه یافته و در نهایت با یک تقاطع غیر همسطح به کمربندی چالوس-تنکابن متصل می‌شود. تونل البرز در مسیر قطعه دوم این پروژه قرار دارد. این قطعه از دوآب شهرستانک تا پل زنگوله را شامل می‌شود و ۲۵ کیلومتر طول دارد. تونل البرز که با ۶۳۸۷ متر طول، بزرگترین تونل این بزرگراه محسوب می‌شود، در این قطعه قرار دارد. برای آماده-سازی این آزادراه ۱۲۱ کیلومتری، در مجموع باید ۱۸۰ تونل در باند رفت و برگشت این مسیر بین استان تهران و مازندران به طول تقریبی ۱۰۰ کیلومتر ساخته شود و تعداد پل‌های بزرگ این مسیر در باند رفت و برگشت نیز ۹۷ پل به‌طول حدود ۱۳ کیلومتر با شیب ۶ درصدی جاده است. تونل البرز در فاصله ۱۰۰ کیلومتری شمال غربی شهر تهران و حدفاصل استان‌های تهران و مازندران واقع شده است. منطقه‌ای که تونل البرز در آن حفاری می‌گردد، در ارتفاعات البرز مرکزی واقع بوده و از نقطه‌نظر توپوگرافی بسیار ناهموار و صعب‌العبور است (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

۴-۲-۱-   زمین‌شناسی عمومی محدوده مورد مطالعه

بررسی‌های زمین‌شناسی از روی سطح مسیر تونل البرز بیانگر وجود سه سازند زمین‌شناسی متفاوت شمشک، دورود و کرج در امتداد تونل‌های البرز است که به ترتیب از شمال به جنوب محدوده مورد مطالعه واقع شده‌اند. بنابراین می‌توان انتظار داشت که واحدهای سنگی اصلی موجود در امتداد تونل-های البرز شامل: واحدهای ماسه‌سنگی ـ سیلت سنگی ـ شیلی ـ آرژلیتی و میان‌لایه‌های زغالی سازند

شمشک ـ انواع مختلف توف سنگ‌های سازند کرج ـ ژیپس ـ سنگ‌های آهکی ـ برش آهکی ـ شیل و کوارتزیت باشد (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

همچنین این مطالعات بیانگر آن است که پدیده‌هایی از قبیل مچاله‌شوندگی (Squeezing)، آماس (Swelling)، نفوذ گاز، کارست (Karst) و زون‌های گسلی از جمله مخاطرات احتمالی در محدوده مورد مطالعه هستند که باید مورد توجه قرار گیرند. لازم به ذکر است که طبق پیش‌بینی‌های به عمل آمده، تقریباً ۲۶۰۰ متر اول حفاری در تونل پیشگام البرز از دهانه شمالی در سازند شمشک، حدود ۴۰۰ متر در آهک‌ها و ماسه‌سنگ‌های سازند دورود و بقیه مسیر تونل در واحدهای توفی ـ شیل و ماسه توفی و سنگ-گچ سازند کرج خواهد بود (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

۴-۳- اطلاعات و داده‌های تونل البرز جهت ارزیابی تحلیلی تاثیر پیچ‌سنگ

تونل پیشگام البرز به طول تقریبی ۶۴۵۰ متر با هدف انجام مطالعات زمین‌شناسی حین اجرا، پیش‌بینی وضعیت زمین‌شناسی تونل‌های اصلی و همچنین ارائه سرویس‌های گوناگون به تونل‌های اصلی در زمان بهره‌برداری حفاری شده است. حفاری این تونل به‌صورت مکانیزه و با استفاده از TBM، از دهانه شمالی اجرا شده است. لازم به ذکر است که ۲۰ متر ابتدایی تونل پیشگام البرز به منظور استقرار دستگاه TBM به روش آتشباری حفاری شده است (از دهانه شمالی). همچنین به دلیل حفاری تونل پیشگام با TBM، محدودیت‌هایی نیز در امر جمع‌آوری اطلاعات زمین‌شناسی ایجاد گردیده است که از جمله آن‌ها می‌توان به عدم امکان تشخیص بسیاری از ناپیوستگی‌ها و برداشت دقیق مشخصات آنها به دلیل صاف بودن دیواره تونل بعد از حفاری اشاره نمود. این مسأله به صورت ناخواسته در کمیت و کیفیت اطلاعات گردآوری شده تأثیرگذار بوده است (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

در نهایت، در طول مسیر تونل، زون‌ها و ناحیه‌هایی از تونل که ناپایدار بوده و خردشدگی توده‌سنگ

محتمل است، شناسایی شده و در جدول (۱-۴) نشان داده شده است. همچنین خصوصیات و ویژگی‌های این زون‌ها در جدول (۲-۴) و خصوصیات سنگ‌های واقع در این زون‌ها در جدول (۳-۴) مشاهده می‌شود.

جدول ۴-۱ زون‌های بحرانی در طول مسیر تونل البرز (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳)

ردیف	طول محدوده (m)	مقاومت فشاری تک‌محوره (Mpa)	RQD	فاصله‌داری درزه‌ها (cm)	آب زیرزمینی	طول متوسط درزه‌ها (m)	RMR	تعداد سیستم درزه‌ها
۱	۵۰۰ تا ۵۱۸	۵۰ تا ۶۰	۳۵ تا ۴۰	۱۰ تا ۲۵	جریان متصل	۳/۱	۳۴ تا ۳۷	۴
۲	۲۶۶۹ تا ۲۶۹۵	۵۲ تا ۷۴	۳۶ تا ۴۲	۱۰ تا ۲۵	خیسی و چکه	۳/۷	۳۸ تا ۴۰	۴
۳	۲۹۶۷ تا ۲۹۷۱	۶۰ تا ۷۰	۳۶ تا ۴۲	۱۰ تا ۲۵	جریان شدید	۸	۳۲ تا ۳۴	۴
۴	۳۰۰۰ تا ۳۰۰۷	۴۰ تا ۵۰	۲۳ تا ۲۹	۵ تا ۲۵	خیسی و چکه ضعیف	۳/۴	۳۴ تا ۳۶	۴
۵	۳۰۲۳ تا ۳۰۶۲	۵۷ تا ۶۳	۷۵ تا ۸۵	۲۰ تا ۴۰	عدم آبدهی	۳/۱	۵۷ تا ۵۹	۳
۶	۳۲۴۹ تا ۳۲۷۰	۳۶ تا ۷۲	۳۵ تا ۴۵	۱۰ تا ۲۵	چکه و جریانی	۳	۳۷ تا ۴۰	۶
۷	۳۹۴۴ تا ۳۹۶۲	۵۸ تا ۷۱	۴۶ تا ۵۲	۱۵ تا ۲۵	خیسی و چکه ضعیف	۴/۱	۴۱ تا ۴۳	۲
۸	۵۶۲۶ تا ۵۶۳۴	۴۰ تا ۵۰	۳۵ تا ۴۰	۵ تا ۲۰	خیس و قطره خفیف	۳/۲	۳۸ تا ۴۰	۴
۹	۵۸۶۲ تا ۵۸۷۲	۵۲ تا ۶۳	۳۰ تا ۳۵	۵ تا ۲۵	قطره‌ای و جریانی	۴/۹	۳۴ تا ۳۶	۴
۱۰	۵۹۳۵ تا ۵۹۴۷	۵۳ تا ۷۲	۴۵ تا ۵۵	۱۵ تا ۲۵	خیس و قطره‌ای	۴/۱	۳۹ تا ۴۲	۴

جدول ۴-۲ خصوصیات زون‌های بحرانی در مسیر تونل البرز (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳)

ردیف	بازه بحرانی	نوع سنگ	توضیحات
۱	۵۰۰ تا ۵۱۸	ماسه‌سنگ	ساختار زمین‌شناسی، عمدتاً از آرژلیت‌های سیاه و ماسه‌سنگ‌های خاکستری ریز تا متوسط دانه تشکیل شده است. این سنگ‌ها با دایک‌هایی از جنس دیابازهای زرد متمایل به خاکستری مخلوط می‌گردند. تمامی این سنگ‌ها در دو طرف حد فاصل در اغلب موارد خرد شده و دارای چین‌های کوچک می‌باشند که ضمن ساختن بلوک‌هایی در بین ناپیوستگی‌ها، مچاله می‌باشند.
۲	۲۶۶۹ تا ۲۶۹۵	ماسه‌سنگ	در این بازه، زون تکتونیکی سنگ‌های خردشده مشاهده می‌شود. تعداد زیاد درزه‌های تکتونیکی با عرض ۲ تا ۲۰ سانتی‌متر دیده می‌شود. پرکننده این درزه‌های تکتونیکی، برش و میلونیت است.
۳	۲۹۶۷ تا ۲۹۷۱	ماسه‌سنگ	در این حدفاصل توف‌های سیاه در مقطع زمین‌شناسی دیده نمی‌شوند. در این محدوده فقط ماسه‌سنگ‌های خاکستری تیره تا سیاه با دانه‌بندی ریز و متوسط مشاهده می‌شود.
۴	۳۰۰۰ تا ۳۰۰۷	ماسه‌سنگ آرژلیت	در محدوده ۳۰۰۰ تا ۳۰۰۷ متری، در زون تاثیر گسلی، ماسه‌سنگ و آرژلیت دیده می‌شود. درجه درزه‌داری سنگ‌ها در این محدوده بسیار بالا است.
۵	۳۰۲۳ تا ۳۰۶۲	آنیدریت	در این حدفاصل، آنیدریت قرار دارد. این سنگ مستحکم، پایدار و درجه درزه‌داری آن ضعیف است. در اغلب موارد آنیدریت به‌صورت راه‌راه مشاهده می‌شود.
۶	۳۲۴۹ تا ۳۲۷۰	توف	در محدوده ۳۲۴۹ تا ۳۲۷۰ متری پهنه تکتونیکی توف مچاله‌شده و خرد شده دیده می‌شود. در این محدوده تناوب مناطق نسبتا محفوظ مانده و نواحی خرد شده و برشی مشاهده می‌شود.
۷	۳۹۴۴ تا ۳۹۶۲	توف	در این بازه توف خاکستری تیره تا سیاه، با لایه‌بندی متوسط و دانه‌بندی ریز و بسیار ریز قرار دارد. درجه هوازدگی سنگ در این محدوده متوسط و بعضا شدید است.
۸	۵۶۲۶ تا ۵۶۳۴	توف	محدوده ۵۶۲۶ تا ۵۶۳۴ در محل خم شدن لایه‌ها، گسل قرار دارد. توف در پهنه گسلی برشی (میلونیتی) شده است. در این ناحیه تعداد زیاد آینه گسلی مشاهده می‌شود.
۹	۵۸۶۲ تا ۵۸۷۲	توف	محدوده ۵۸۶۲ تا ۵۸۷۲ در ناحیه تاثی گسلی، درزه‌داری شدید است. در محدوده مذکور در تاج تونل ریزش‌های سنگ تا ارتفاع ۰/۵ متر مشاهده می‌شود.
۱۰	۵۹۳۵ تا ۵۹۴۷	توف	ساختار زمین‌شناسی توده در محدوده مذکور ساده است. در کل در این بازه، توف خاکستری مایل به سبز با میان‌لایه‌های توف مشکی قرار دارد. ۸۵ تا ۹۰ درصد حجم توده در محدوده را توف خاکستری مایل به سبز و ۱۰ تا ۱۵ درصد آن‌را توف مشکی تشکیل می‌دهند.

جدول ۴-۳ پارامترهای مقاومتی سنگ‌ها در زون‌های تعیین شده (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳)

جنس سنگ	دانسیته ($\rho\ (gr/cm^3)$)	مقاومت فشاری تک‌محوره ($\sigma_{ci}\ (MPa)$)	نسبت پوآسون (ϑ)	چسبندگی ($c\ (MPa)$)	زاویه اصطکاک داخلی ($\varphi\ (°)$)	مدول تغییرشکل‌پذیری ($E\ (MPa)$)
ماسه‌سنگ	۲/۸	۱۱۰	۰/۲	۰/۷۲	۵۷.۱	۱۶۵۰۰
انیدریت	۳	۶۸-۳۷	۰/۲۵-۰/۲۳	۱/۷۰-۱/۱۲	۳۸/۴-۳۲/۷	۵۴۳۲۰-۳۵۸۴۰
توف سبز	۲/۸-۲/۷	۸۴-۶۹	۰/۲۲-۰/۲	۱/۳۲-۱/۲	۳۸/۸-۳۶/۸	۴۰۴۶۰-۳۴۶۵۰
توف مشکی	۲/۶	۱۱۳-۷۷	۰/۲۴-۰/۲۲	۱/۸۷-۱/۳۷	۴۰/۱-۳۸/۱	۵۸۹۰۵-۴۶۰۶۰

جهت محاسبه پارامترهای مقاومتی سنگ‌ها در زون‌های انتخاب شده از جداول بالا استفاده شده است و برای تعیین مقدار پارامتر شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)، از تلفیق داده‌های جداول بالا و شکل (۴-۱) استفاده شده است (شکل (۴-۴)).

شکل ۴-۱ تخمین مقدار GSI در تودهسنگهای بلوکی (Wyllie and Mah, 2014)

جدول ۴-۴ پارامترهای مقاومتی در زونهای انتخاب شده

زون	نوع سنگ	دانسیته $\rho\ (gr/cm^3)$	مقاومت فشاری تکمحوره $(\sigma_{ci}\ (MPa))$	نسبت پوآسون (ϑ)	مدول تغییرشکل-پذیری $(E\ (MPa))$	RMR	فاکتور D	m_i	GSI
۱	ماسهسنگ	۲/۸	۱۱۰	۰/۲	۱۶۵۰۰	۳۵	۰	۱۳	۲۵
۲	ماسهسنگ	۲/۷	۸۰	۰/۱۷۵	۳۴۵۰۰	۳۹	۰	۱۳	۲۵
۳	ماسهسنگ	۲/۷	۸۰	۰/۱۷۵	۳۴۵۰۰	۳۳	۰	۱۳	۵۰
۴	ماسهسنگ، آرژلیت	۲/۸	۸۰	۰/۱۷۵	۳۴۵۰۰	۳۵	۰	۱۳	۲۰
۵	آنیدریت	۳	۵۳	۰/۲۴	۳۸۶۴۰	۵۸	۰	۱۲	۶۰
۶	توف	۲/۷	۷۶	۰/۲۱	۳۲۱۹۰	۳۸	۰	۱۰	۴۰
۷	توف	۲/۷	۹۵	۰/۲۳	۴۴۹۸۵	۴۲	۰	۱۰	۵۰
۸	توف	۲/۷	۷۶	۰/۲۱	۳۲۱۹۰	۳۹	۰	۱۰	۵۰
۹	توف	۲/۷	۷۶	۰/۲۱	۳۲۱۹۰	۳۵	۰	۱۰	۳۵
۱۰	توف	۲/۷	۷۶	۰/۲۱	۳۲۱۹۰	۴۰	۰	۱۰	۳۵

مطابق جدول (۱-۴)، تعداد ۱۰ زون در طول مسیر تونل البرز مشخص شده‌اند، که دارای پتانسیل ناپایداری بوده و به عنوان زون‌های بحرانی انتخاب شده‌اند. در بین آن‌ها زون‌های ۱، ۲، ۵ و ۱۰ انتخاب شده و تاثیر حضور پیچ‌سنگ‌ها در این چهار زون ارزیابی می‌شود. لازم به ذکر است که در اطراف محدوده زون ۱ ابزار دقیق استفاده شده است (متراژ ابزار دقیق ۴۱۷ متری)، لذا از این زون جهت اعتبارسنجی مدل عددی نیز استفاده می‌شود.

زون اول از متراژ ۵۰۰ تا ۵۱۸ متری است. ساختار زمین‌شناسی، عمدتا از آرژلیت‌های سیاه و ماسه‌سنگ‌های خاکستری ریز تا متوسط دانه تشکیل شده است. این سنگ‌ها با دایک‌هایی از جنس دیابازهای زرد متمایل به خاکستری مخلوط می‌گردند. تمامی این سنگ‌ها در دو طرف حد فاصل در اغلب موارد خرد شده و دارای چین‌های کوچک می‌باشند که ضمن ساختن بلوک‌هایی در بین ناپیوستگی‌ها، مچاله می‌باشند. عرض این بلوک‌ها از ۲۰-۳ متر نوسان دارد. در بیشتر موارد آرژلیت‌ها دارای خردشدگی بوده و در بین ماسه‌سنگ‌ها چین‌خوردگی به ندرت مشاهده می‌شود. در آرژلیت‌هایی که به شدت دارای تورق شیستی می‌باشند، رگه‌های نازک سیلیس ـ کلسیت در اغلب موارد به ضخامت ۱ تا ۴ سانتی‌متر مشاهده می‌شود. این رگه‌ها همدیگر را به شکل شبکه (مش) قطع می‌نمایند.

زون دوم از متراژ ۲۶۶۹ تا ۲۶۹۵ متری است. در این حدفاصل زون تکتونیکی سنگ‌های خردشده مشاهده می‌شود. در این محدوده تعداد زیادی درزه‌های تکتونیکی با عرض ۲ تا ۲۰ سانتی‌متر دیده می‌شود. پرکننده این درزه‌های تکتونیکی، برش و میلونیت است. غالبا در دیواره‌های درزه‌ها آینه گسلی وجود دارد. در این زون تضعیف شده، مواد آذرین نفوذ کرده‌اند. در آزمایشگاه این سنگ‌های آذرین به عنوان داسی تشخیص داده شده‌اند. ضخامت دایک‌ها ۲ تا ۵ متر است. چنین دایک‌هایی در حدفاصل ۲۶۸۳ تا ۲۶۸۵ متری و ۲۶۹۰ تا ۲۶۹۵ متری مشاهده و ثبت شده‌اند. سنگ‌های دایک نیز به‌شدت برشی هستند.

تغییرات ثانویه در این محدوده کلسیت، کوارتز و پیریت است.

زون پنجم از ۳۰۲۳ تا ۳۰۶۳ متری است. در ایـن زون آنیـدریت قـرار دارد. ایـن سـنگ مسـتحکم، پایدار و درجه درزه‌داری آن ضعیف است. در اغلب موارد آنیـدریت بـه‌صـورت راه‌راه (کـه بـه احتمـال زیـاد نشانه وجود لایه‌بندی است) مشاهده می‌شود. نوع خطواره راه‌راه در آنیدریت گویای ایـن مسـئله اسـت کـه غالبا آنیدریت مچاله و برشی می‌شده است. لیکن به‌خاطر انعطاف این سنگ، کلیه مناطق آسـیب دیـده بـه مرور زمان مداوا شده و در حال حاضر آنیدریت تقریبا به‌شکل یکپارچه درآمده است. عدم وجود کامـل آب-دهی نیز نشان‌دهنده یکپارچگی آنیـدریت اسـت. آنیـدریت تحـت تـاثیر رونـد هـوازدگی قـرار دارد. ضـمنا آنیدریت ($CaSO_4$) با افزایش حجمی تا ۶۰ تا ۶۵ درصدی به ژیپس ($CaSO_4 . 2H_2O$)تبدیل می‌شـود. بـه-خاطر همین، به منظور جلوگیی از تماس آب و هوا با آنیدریت، مناطقی از تونـل کـه دارای آنیـدریت اسـت بایستی به‌وسیله اجرای لایه حفاظتی شاتکریت ایزوله شود.

لازم به ذکر است که موارد خیلی شدید نشت گاز H_2S (بـا غلظـت بـیش از ۱۰۰ ppm) بـه نـواحی استقرار آنیدریت تعلق دارد. به احتمال زیاد گاز H_2S درون حفرات بسیار ریز قرار دارد. هنگام حفاری، ایـن حفرات تخریب و گاز آزاد می‌شود. پس از حفاری و با توجـه بـه تهویـه مناسـب، بعـد از ۱۵ تـا ۲۰ دقیقـه غلظت گاز تا میزان ۸ تا ۱۲ ppm کاهش می‌یابد.

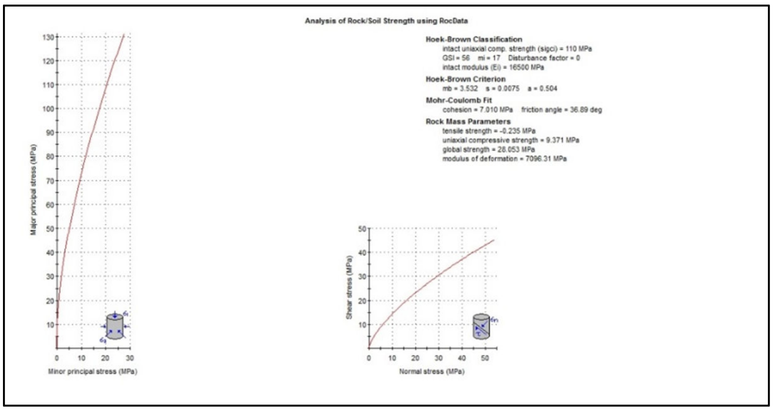
زون دهم از ۵۹۳۵ تا ۵۹۴۷ متری است. ساختار زمین‌شناسی توده در این محدوده ساده اسـت. در کل محدوده، توف خاکستری مایل به سبز (با دانه‌بندی ریز و بعضا متوسط تا درشت) و میان‌لایه‌های تـوف مشکی (با دانه‌بندی بسیار ریز) قرار دارد. ضخامت این میان‌لایه‌ها از ۱ تا ۱۲ سـانتی‌متـر اسـت. ۴ الـی ۴۰ درصد توده را این میان‌لایه‌ها تشکیل می‌دهند. سمت‌گیری لایه‌های توف‌سنگ منوکلینال است. ۸۵ تـا ۹۰ درصد حجم توده در محدوده را توف خاکستری مایل به سبز و ۱۰ تا ۱۵ درصد آن را توف مشکی تشـکیل

می‌دهد. درجه درزه‌داری توده متوسط تا شدید است. در این محدوده، در تـاج تونـل و دیـواره‌هـای تونـل، تورق و ریزش سنگ تا ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر مشاهده گردیده است.

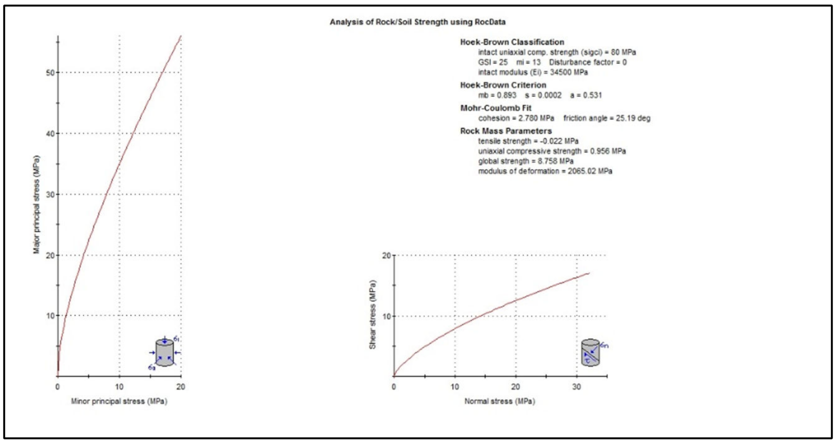
تغییرات ثانویه در محدوده مورد بررسی، به شکل کلسیت و پیریت بروز مـی‌کنـد. رگـه‌هـای پیریـت بعضا تا ۵ درصد حجم توده را تشکیل میدهد. توف خاکسـتری مایـل بـه سـبز و تـوف مشـکی در منـاطق محفوظ مانده، محکم و خیلی محکم و همچنین پایدار هستند (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳).

با مشخص شدن زون‌های مورد ارزیابی و همچنین پارامترهای مقاومتی آن‌ها، مـی‌تـوان پارامترهـای توده‌سنگ را برای هر کدام از این زون‌ها با استفاده از نرم‌افزار RocData محاسبه نمود.

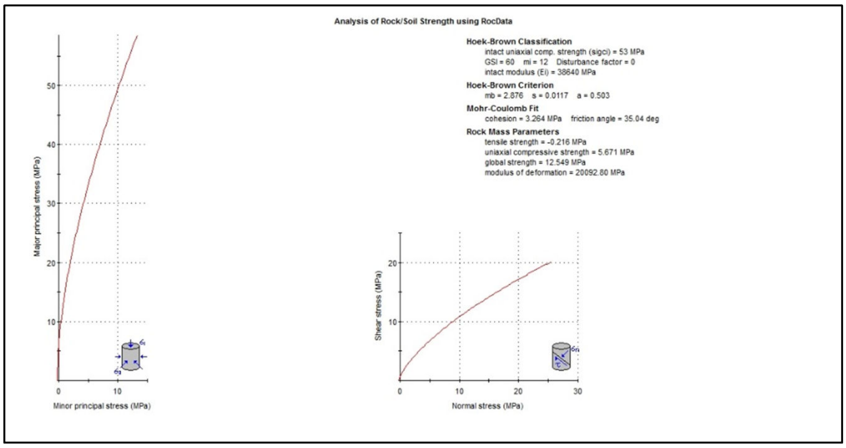
پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در این محدوده‌ها به کمک نرم‌افزار RocData محاسـبه و در جـدول (۵-۴) ارائه شده است.



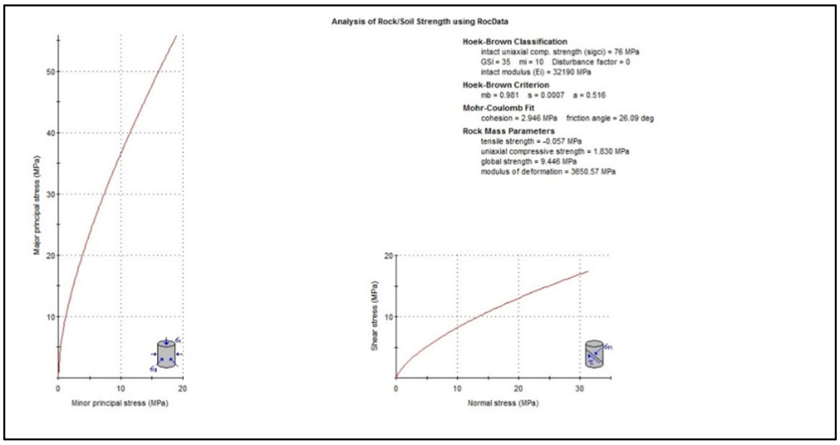
شکل ۴-۲ محاسبه پارامترهای توده‌سنگ در زون اول (متراژ ۵۰۰ تا ۵۱۸ متری) به کمک RocData



شکل ۴-۳ محاسبه پارامترهای توده‌سنگ در زون دوم (متراژ ۲۶۶۹ تا ۲۶۹۵ متری) به کمک RocData



شکل ۴-۴ محاسبه پارامترهای توده‌سنگ در زون پنجم (متراژ ۳۰۲۳ تا ۳۰۶۳ متری) به کمک RocData

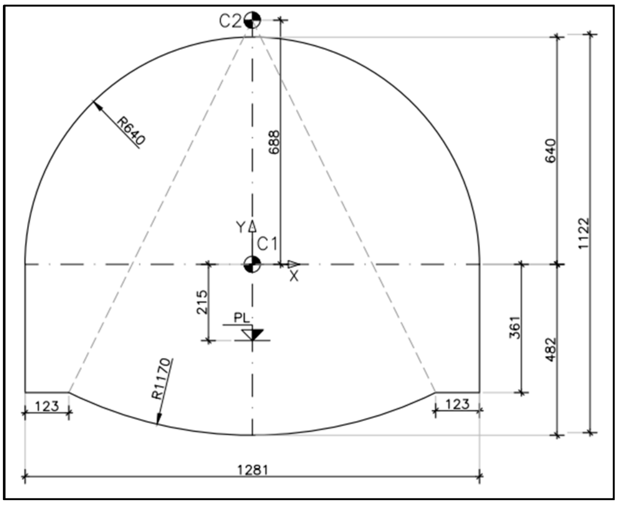


شکل ۴-۵ محاسبه پارامترهای توده‌سنگ در زون دهم (متراژ ۵۹۳۵ تا ۵۹۴۷ متری) به کمک RocData

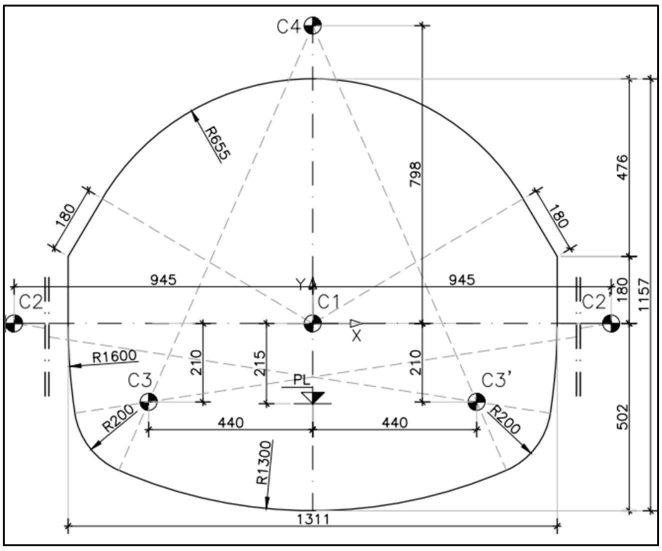
جدول ۴-۵ پارامترهای توده‌سنگ در زون‌های اول، دوم، پنجم و دهم

زون	$H\ (m)$	σ_{cm} (Mpa)	s	c (Mpa)	φ (deg.)	E_m (Mpa)	a	m_b	σ_t (Mpa)
اول	۷۰۰	۲۸/۰۵۳	۰/۰۰۷۵	۷/۰۱۰	۳۶/۸۹	۷۰۹۶/۳۱	۰/۵۰۴	۳/۵۳۲	۲/۸۰۵۳
دوم	۷۰۰	۸/۷۵۸	۰/۰۰۰۲	۲/۷۸	۲۵/۱۹	۲۰۶۵/۰۲	۰/۵۳۱	۰/۸۹۳	۰/۸۷۵۸
پنجم	۷۰۰	۱۲/۵۴۹	۰/۰۱۱۷	۳/۲۶۴	۳۶/۰۴	۲۰۰۹۲/۸	۰/۵۰۳	۲/۸۷۶	۱/۲۵۴۹
دهم	۷۰۰	۹/۴۴۶	۰/۰۰۰۷	۲/۹۴۶	۲۶/۰۹	۳۶۵۰/۵۷	۰/۵۱۶	۰/۹۸۱	۰/۹۴۴۶

پس از تعیین پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ، ابعاد تونل و نگهداری‌های مورد استفاده در این زون‌ها و پارامترها و خصوصیات پیچ‌سنگ و دوغاب مورد استفاده در آن‌ها تعیین می‌شود.



شکل ۴-۶ ابعاد هندسی تونل در زون اول (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳)



شکل ۴-۷ ابعاد هندسی تونل در زون دوم، پنجم و دهم (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳)

در زون‌های اول، دوم، پنجم و دهم به ترتیب نگهداری‌های ذیل مورد استفاده قرار گرفته است:

زون اول: تیپ تحکیم بکار رفته در این حدفاصل متشکل از راک بولت (۴/۵ متر با فاصله‌داری طولی و عرضی ۱/۲۵ متر)، مش و شاتکریت (سقف و دیواره تونل ۲۵ سانتی‌متر و کف تونل ۱۰ سانتی-متر) می‌باشد.

زون دوم: مش، پیچ‌سنگ، شاتکریت (به ضخامت ۱۴ سانتی‌متر و به شعاع ۳۶۰ درجه) و قاب‌های فولادی با فواصل ۷۵ سانتی‌متر.

زون پنجم: مش، پیچ‌سنگ، شاتکریت (به ضخامت ۱۴ سانتی‌متر و به شعاع ۳۶۰ درجه) و آرک‌های فولادی با فواصل ۷۵ سانتی‌متر.

زون دهم: مش در سقف، قاب‌های فلزی (با فواصل ۷۵ سانتی‌متر)، شاتکریت (به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر در بالا و ۷/۵ سانتی‌متر در پایین) و پیچ‌سنگ

جدول ۴-۶ خصوصیات پیچ سنگ

نوع نگهداری	طول پیچ‌سنگ (m)	قطر پیچ‌سنگ (mm)	قطر چال (mm)	فاصله‌داری طولی و عرضی (m)	مدول تغییرشکل‌پذیری (GPa)	ظرفیت کششی (MPa)
زون اول	۴/۵	۲۵	۴۵	۱/۲۵*۱/۲۵	۲۰۰	۲۶۰
زون دوم	۶	۲۵	۴۵	۱*۱	۲۰۰	۲۶۰
زون پنجم	۶	۲۵	۴۵	۱*۱	۲۰۰	۲۶۰
زون دهم	۶	۲۵	۴۵	۱*۱	۲۰۰	۲۶۰

جدول ۴-۷ خصوصیات دوغاب

مدول یانگ (GPa)	ضریب پواسون	چسبندگی (Mpa)	زاویه اصطکاک
۱۰	۰/۲	۳	۳۰

۴-۳-۱- تخمین نسبت تنش افقی به تنش قائم و برآورد تنش‌های اصلی

نتایج حاصل از برآورد تنش‌های برجا، بخشی از داده‌های ورودی یک پروژه مکانیک‌سنگ را به خود اختصاص می‌دهند و نقش مهمی در صحت اجرای آن دارا هستند. تنش‌های برجا یا به صورت مستقیم اندازه‌گیری می‌شوند و یا این‌که با استفاده از روابطی تخمین زده می‌شوند. تعیین مقدار تنش‌های برجا به صورت اندازه‌گیری مستقیم، آزمایش پر هزینه‌ای است. به این علت اغلب از روش‌های تخمینی استفاده می‌شود (میرزایی عبدالیوسفی، ۱۳۹۵).

از آنجایی‌که اندازه‌گیری تنش برجا در منطقه انجام نشده است برای تخمین تنش‌های برجا در تونل البرز از روابط پرکاربردی که در این زمینه وجود دارد، استفاده می‌شود.

در جدول (۸-۴) سه رابطه پر کاربرد در تخمین مقدار نسبت تنش افقی به تنش قائم آمده است. با توجه به رابطه هوک و براون ، $\frac{100}{Z} + 0/3 < K < \frac{1500}{Z} + 0/5$، مقدار K بین ۰/۴۴۳ تا ۲/۶۴۳ قرار می‌گیرد. همچنین دو رابطه ترزاقی و شئوری از جمله روابط پرکاربرد برای تخمین مقدار K هستند (میرزایی عبدالیوسفی، ۱۳۹۵).

جدول ۴-۸ روابط پرکاربرد برای تخمین ضریب K (میرزایی عبدالیوسفی، ۱۳۹۵)

رابطه	فرمول
ترزاقی[1]	$K = \frac{\nu}{1-\nu}$
هوک و براون[2]	$\frac{100}{Z} + 0/3 < K < \frac{1500}{Z} + 0/5$
شئوری[3]	$K = 0/33 + 9/5E_h\left(0/001 + \frac{1}{Z}\right)$

مطابق روابط ارئه شده، مقدا نسبت تنش افقی به قائم برای زون‌های اول، پنجم و دهم در جدول (۹-۴) نشان داده شده است.

جدول ۴-۹ مقادیر نسبت تنش برای زون‌های اول، پنجم و دهم

رابطه	فرمول	مقدار نسبت تنش (k)		
		زون اول	زون پنجم	زون دهم
ترزاقی	$K = \frac{\nu}{1-\nu}$	۰.۲۵	۰.۳۱۶	۰.۲۶۶
هوک و براون	$\frac{100}{Z} + 0/3 < K < \frac{1500}{Z} + 0/5$	۲.۶۴۳-۰.۴۴۳	۲.۶۴۳-۰.۴۴۳	۲.۶۴۳-۰.۴۴۳
شئوری	$K = 0.33 + 9/5E_h\left(0.001 + \frac{1}{Z}\right)$	۰.۴۹۴	۰.۷۹	۰.۴۱۴

[1] Terzaghi 1952
[2] Hoek & Brown 1980
[3] Sheorey 1994

همچنان که در جدول (۹-۴) مشاهده می‌شود، برای زون‌های اول، پنجم و دهم مقادیر مختلفی از نسبت تنش افقی به قائم به روش‌های ترزاقی، هوک و براون و شئوری محاسبه شده است.

در تونل البرز مقدار دقیق‌تری از نسبت تنش افقی به قائم به صورت آنالیز برگشتی تخمین زده شده است که در این تحقیق از مقدار محاسبه شده از روش آنالیز برگشتی استفاده می‌شود.

مقدار نسبت تنش افقی به قائم (k) به روش آنالیز برگشتی برابر با ۱ درنظر گرفته شده است.

با مشخص شدن نسبت تنش، تنش‌های اصلی را می‌توان با استفاده از فشار روباره و نسبت تنش افقی به قائم، مشخص کرد.

زون اول:

$$\sigma_v = \gamma h = \rho g h \ \frac{\rho = 2.8 \frac{gr}{cm^3}}{h = 700m} = 2800 \times 9.81 \times 700 = 18540900\ Pa = 19.2276\ MPa$$

$$\sigma_h = k\sigma_v \ \frac{\sigma_v = 19.2276MPa}{k = 1} = 18.5409 \times 1 = 19.2276\ MPa$$

با برابر $\sigma_v = \sigma_1$ و $\sigma_h = \sigma_3$، مقادیر تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل در زون اول برابر $\sigma_1 = \sigma_3 = 19.2276\ MPa$ است.

زون دوم:

$$\sigma_v = \gamma h = \rho g h \ \frac{\rho = 2.7 \frac{gr}{cm^3}}{h = 700m} = 2700 \times 9.81 \times 700 = 18540900\ Pa = 18.5409\ MPa$$

$$\sigma_h = k\sigma_v \ \frac{\sigma_v = 18.5409MPa}{k = 1} = 18.5409 \times 1 = 18.5409\ MPa$$

بـا برابـر $\sigma_v = \sigma_1$ و $\sigma_h = \sigma_3$، مقـادیر تـنش‌هـای اصـلی حـداکثر و حـداقل در زون دوم برابـر $\sigma_1 = \sigma_3 = 18.5409\ MPa$ است.

زون پنجم:

$$\sigma_v = \gamma h = \rho g h\ \frac{\rho = 3\dfrac{gr}{cm^3}}{h = 700m} = 3000 \times 9.81 \times 700 = 20601000Pa = 20.601\ MPa$$

$$\sigma_h = k\sigma_v\ \frac{\sigma_v = 20.601\ MPa}{k = 1} = 20.601 \times 1 = 20.601\ \ MPa$$

بـا برابـر $\sigma_v = \sigma_1$ و $\sigma_h = \sigma_3$، مقـادیر تـنش‌هـای اصـلی حـداکثر و حـداقل در زون پـنجم برابـر $\sigma_1 = \sigma_3 = 20.601\ MPa$ است.

زون دهم:

$$\sigma_v = \gamma h = \rho g h\ \frac{\rho = 2.7\dfrac{gr}{cm^3}}{h = 700m} = 2700 \times 9.81 \times 700 = 18540900Pa = 18.5409\ MPa$$

$$\sigma_h = k\sigma_v\ \frac{\sigma_v = 18.5409MPa}{k = 1} = 18.5409 \times 1 = 18.5409\ \ MPa$$

بـا برابـر $\sigma_v = \sigma_1$ و $\sigma_h = \sigma_3$، مقـادیر تـنش‌هـای اصـلی حـداکثر و حـداقل در زون پـنجم برابـر $\sigma_1 = \sigma_3 = 18.5409\ MPa$ است.

۴-۴- مفهوم ماده معادل[۱]

این مفهوم اولین بار توسط ایندراتنا و کایزر تعریف شده است. زون پلاستیک معـادل (EPZ)[۲] نشـان دهنده ناحیه‌ای اطراف تونل است که پارامترهای مقـاومتی تـوده‌سـنگ (m_b، a، s و σ_{ci}) در نتیجـه تـاثیر

[1] Equivalent Material
[2] Equivalent Plastic Zone

پیچ‌سنگ‌های دوغابی (m_b^*، s^*، a^* و σ_{ci}^*) افزایش پیدا می‌کنند. به عبارت دیگر، زون تسلیم در خصوصیات بهبود یافته مواد، معادل رفتار توده‌سنگ در حضور پیچ‌سنگ است (Osgoui and Oreste, 2010).

اندازه زون پلاستیک مستقیما به خصوصیات توده‌سنگ و هر گونه بهبود در مقاومت سنگ (منظور هر ابزاری که مقاومت سنگ را بهبود می‌بخشد) بستگی دارد. واضح است که کاهش در زون پلاستیک، جابجایی‌های سطح تونل را محدود می‌کند. اندازه زون پلاستیک تحت تاثیر پارامترهای مقاومت سنگ (ثابت‌های هوک و براون) است. فاکتورهای پارامتر چگالی پیچ‌سنگ[1] (β)، طول پیچ‌سنگ، شعاع دهانه تونل و میدان تنش که توسط ایندراتنا و کایزر مشخص شده‌اند، مستقیما بر روی شعاع زون پلاستیک معادل (r_e^*) تاثیرگذار هستند (Osgoui and Oreste, 2010).

۴-۵- روابط حاکم در بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌ها

به طور کلی پارامترهای توده‌سنگ معادل به دو روش قابل محاسبه هستند که جداگانه تشریح خواهند شد:

- ✓ استفاده از پارامتر تنش محصور کننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) که نشان دهنده تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ است.
- ✓ استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β) که با استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ میزان تاثیر پیچ‌سنگ‌ها مشخص می‌شود.

ارزیابی تقویت کنندگی پیچ‌سنگ با استفاده از روش‌های تحلیلی، آزمایش‌های معمولی درجا یا آنالیزهای عددی قابل انجام است (Oreste, 2003). برای تعیین میزان تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی

[1] Bolt Density Parameter

پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ نتایج تجربی با استفاده از انجام آزمایش‌ها بر روی مدل‌های همراه و بدون پیچ‌سنگ انجام شده است. تاثیر پیچ‌سنگ‌ها می‌تواند با استفاده از افزایش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ اطراف آن توضیح داده شود. روابطی جهت تشخیص میزان افزایش چسبندگی با در نظر گرفتن $\Delta\sigma_3$، ارائه شده است (Le Van, Cong. , 2008).

$$C^* = C + \frac{1+\sin\emptyset}{2\cos\emptyset}\Delta\sigma_3 \qquad \Delta\sigma_3 = \frac{T_{med}}{S_t S_l} \qquad (۴-۱)$$

که در آن $\emptyset$ زاویه اصطکاک، C چسبندگی توده‌سنگ، $\Delta\sigma_3$ عمل محدود فعالیت پیچ‌سنگ دوغابی (تاثیر محدود کنندگی اضافی ناشی از حضور پیچ‌سنگ)، T_{med} متوسط نیرو در امتداد هر پیچ‌سنگ (نیروی کششی پیچ‌سنگ)، S_t و S_l به ترتیب فاصله‌داری عرضی و طولی است.

مطابق رابطه بالا و با استفاده از داده‌های محاسبه شده، مقدار $\Delta\sigma_3$ برای زون‌های اول، پنجم و دهم به صورت زیر تعیین می‌شود (مقادیر مختلف $\Delta\sigma_3$ به دلیل اختلاف فاصله‌داری‌های طولی و عرضی پیچ‌سنگ در زون اول نسبت به زون‌های پنجم و دهم است):

$$\Delta\sigma_{3_1} = \frac{T_b}{A_e} \rightarrow \frac{T_b = 260\,kN}{A_e = S_L \times S_T = 1.25 \times 1.25} \rightarrow \Delta\sigma_3 = \frac{260}{1.5625} = 166.4\,{}^{kN}\!/_{m^2} = 0.1664\,MPa$$

$$\Delta\sigma_{3_{2,\ 5\ \text{و}\ 10}} = \frac{T_b}{A_e} \rightarrow \frac{T_b = 260\,kN}{A_e = S_L \times S_T = 1 \times 1} \rightarrow \Delta\sigma_3 = \frac{260}{1} = 260\,{}^{kN}\!/_{m^2} = 0.26\,Mpa$$

پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β) بدون بعد است. این پارامتر نشان دهنده چگالی نسبی پیچ‌سنگ با توجه به محیط دهانه و درنظر گرفتن تنش‌های برشی بر سطح پیچ‌سنگ است، که در جهت عکس جابجایی‌های توده‌سنگ نزدیک دیواره دهانه است. اندازه β می‌تواند با استفاده از کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ، افزایش مساحت سطح پیچ‌سنگ یا افزایش زبری سطح پیچ‌سنگ، افزایش پیدا کند. مقدار β

برای اکثر موارد بین ۰/۰۵ و ۰/۲ تغییر می‌کند (Indraratna and Kaiser, 1990). آقایان اسکویی و اورست (۲۰۱۰)، مقدار پارامتر چگالی پیچ‌سنگ را به صورت زیر ارائه دادند:

$$\beta = \frac{\pi d\lambda}{S_L\theta} = \frac{\pi d\lambda r_i}{S_L S_T} \tag{۴-۲}$$

در آن d قطر پیچ‌سنگ، r_i شعاع تونل، S_L فاصله طولی، S_T فاصله عرضی پیچ‌سنگ و λ فاکتور اصطکاک برای سطح مشترک پیچ‌سنگ و دوغاب است. فاکتور اصطکاک (λ)، همانند ضریب اصطکاک است که به تنش برشی محرک به تنش نرمال اعمالی در سطح پیچ‌سنگ مربوط است. اندازه λ را برای میلگردهای صاف در رنج $\tan\frac{\emptyset_g}{2} < \lambda < \tan\frac{2\emptyset_g}{3}$ ($\emptyset_g$ زاویه اصطکاک دوغاب) پیشنهاد کردند و برای میلگردهای برجسته λ نزدیک به $\tan\emptyset_g$ است و بستگی به درجه چسبندگی سطح مشترک پیچ‌سنگ و دوغاب (مقاومت باند) دارد (Indraratna and Kaiser, 1990).

$$\beta_1 = \frac{\pi d_b \lambda r_i}{S_L S_T} \rightarrow \frac{d_b = 25mm\,, r_i = 6.4\,m\,, S_L S_T = 1.5625}{\lambda = \tan\emptyset_g = \tan 30} \rightarrow \beta = 0.186$$

$$\beta_{2,5\text{و}10} = \frac{\pi d_b \lambda r_i}{S_L S_T} \rightarrow \frac{d_b = 25mm\,, r_i = 6.55m\,, S_L S_T = 1}{\lambda = \tan\emptyset_g = \tan 30} \rightarrow \beta = 0.297$$

در این تحقیق پارامترهای چسبندگی (c)، زاویه اصطکاک ($\emptyset$)، m_b و s (پارامترهای مقاومتی هوک- براون) و مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ (E_m) مورد ارزیابی قرار می‌گیرند و تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی این پارامترها بررسی می‌شود. همچینی پارامترهای a (پارامتر مقاومتی هوک- براون) و نست پوآسون (ϑ) توده‌سنگ در طول این فرایند ثابت فرض شده‌اند و از تغییرات این پارامترها در اثر حضور پیچ‌سنگ صرفه‌نظر می‌شود.

۴-۶- تعیین پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ معادل با استفاده از فشار محصورکننده اضافی

در این بخش و با استفاده از فشار محصورکننده اضافی، پارامترهای توده‌سنگ معادل برای زون‌های اول، پنجم و دهم محاسبه خواهد شد و میزان تاثیر پیچ‌سنگ بر روی هر کدام از این پارامترها بررسی می‌شود.

۴-۶-۱- محاسبه پارامتر چسبندگی معادل (c^*)

با توجه به معادله مربوط به چسبندگی معادل و با مشخص شدن مقادیر زاویه اصطکاک داخلی (φ) و چسبندگی (c) توده‌سنگ و همچنین تنش محصور کننده اضافی ($\Delta\sigma_3$)، مقدار این پارامتر به صورت زیر مشخص می‌شود:

$$c^* = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan\alpha \qquad \alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} \tag{۴-۳}$$

چسبندگی معادل زون اول:

$$c^* = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan\alpha \rightarrow \frac{c = 7.010\ Mpa\ , \Delta\sigma_3 = 0.1664\ Mpa}{\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} = 63.445} = 7.1765\ Mpa$$

چسبندگی معادل زون دوم:

$$c^* = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan\alpha \rightarrow \frac{c = 2.78\ Mpa\ , \Delta\sigma_3 = 0.26\ Mpa}{\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} = 57.595} = 2.985\ Mpa$$

چسبندگی معادل زون پنجم:

$$c^{*}=c+\frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan\alpha \rightarrow \frac{c=3.264\ Mpa\ ,\Delta\sigma_3=0.26\ Mpa}{\alpha=\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2}=63.02}=3.52Mpa$$

چسبندگی معادل زون دهم:

$$c^{*}=c+\frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan\alpha \rightarrow \frac{c=2.946\ Mpa\ ,\Delta\sigma_3=0.26\ Mpa}{\alpha=\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2}=58.045}=3.15441Mpa$$

۴-۶-۲- محاسبه پارامتر زاویه اصطکاک داخلی معادل (φ^{*})

در معادله مربوط به زاویه اصطکاک معادل، با مشخص شدن پارامترهای چسبندگی (c) و زاویه اصطکاک (φ) توده‌سنگ، تنش محصور کننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) و اندازه تنش اصلی حداقل (σ_3) مقدار زاویه اصطکاک در حالت معادل برابر است با:

$$\emptyset^{*}=2\tan^{-1}\left[\frac{[(c+\sigma_3\tan\alpha)^2+\Delta\sigma_3+\sigma_3 tan^2\alpha]^{\frac{1}{2}}}{\sigma_3}\right]-\frac{\pi}{2} \qquad (۴-۴)$$

زاویه اصطکاک معادل زون اول:

$$\emptyset^{*}=2\tan^{-1}\left[\frac{[(c+\sigma_3\tan\alpha)^2+\Delta\sigma_3+\sigma_3 tan^2\alpha]^{\frac{1}{2}}}{\sigma_3}\right]-\frac{\pi}{2}\ \frac{c=7.010\ Mpa\ ,\Delta\sigma_3=0.1664\ Mpa}{\alpha=63.445,\sigma_3=19.2276\ Mpa}=44.915$$

زاویه اصطکاک معادل زون دوم:

$$\emptyset^{*}=2\tan^{-1}\left[\frac{[(c+\sigma_3\tan\alpha)^2+\Delta\sigma_3+\sigma_3 tan^2\alpha]^{\frac{1}{2}}}{\sigma_3}\right]-\frac{\pi}{2}\ \frac{c=2.78\ Mpa\ ,\Delta\sigma_3=0.26\ Mpa}{\alpha=57.595,\sigma_3=18.5409\ Mpa}=30.902$$

زاویه اصطکاک معادل زون پنجم:

$$\emptyset^* = 2\tan^{-1}\left[\frac{[(c+\sigma_3\tan\alpha)^2+\Delta\sigma_3+\sigma_3 tan^2\alpha]^{\frac{1}{2}}}{\sigma_3}\right]-\frac{\pi}{2}\ \frac{c=3.264\ Mpa\ ,\Delta\sigma_3=0.26\ Mpa}{\alpha=63.02,\sigma_3=20.601\ Mpa}=40.45$$

زاویه اصطکاک معادل زون دهم:

$$\emptyset^* = 2\tan^{-1}\left[\frac{[(c+\sigma_3\tan\alpha)^2+\Delta\sigma_3+\sigma_3 tan^2\alpha]^{\frac{1}{2}}}{\sigma_3}\right]-\frac{\pi}{2}\ \frac{c=2.946\ Mpa\ ,\Delta\sigma_3=0.26\ Mpa}{\alpha=58.045,\sigma_3=18.5409\ Mpa}=31.922$$

۴-۶-۳- محاسبه پارامتر m معادل (m^*)

در این بخش جهت بررسی پارامتر m معادل، نیاز است که پارامترهای m توده‌سنگ، تـنش محصـور کننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) و اندازه تنش اصلی حداقل (σ_3) مشخص باشد. با تعیین پارامترهای مـذکور، مقـدار m معادل از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$m^* = m(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}) \qquad (۴-۵)$$

پارامتر m معادل زون اول:

$$m^* = m\left(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}\right)\frac{m_b=3.532,\Delta\sigma_3=0.1664\ MPa}{\sigma_3=19.2276\ MPa}=3.5626$$

پارامتر m معادل زون دوم:

$$m^* = m\left(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}\right)\frac{m_b=0.893,\Delta\sigma_3=0.26\ MPa}{\sigma_3=18.5409\ MPa}=0.9055$$

پارامتر m معادل زون پنجم:

$$m^* = m\left(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}\right)\frac{m_b=2.876,\Delta\sigma_3=0.26\ MPa}{\sigma_3=20.601\ MPa}=2.9123$$

پارامتر m معادل زون دهم:

$$m^* = m\left(1+\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}\right)\frac{m_b = 0.981, \Delta\sigma_3 = 0.26\ MPa}{\sigma_3 = 18.5409\ MPa} = 0.995$$

۴-۶-۴- محاسبه پارامتر s معادل (s^*)

برای تعیین s معادل و ارزیابی میزان تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی این پـارامتر، پارامترهـای s و m توده‌سنگ، تنش محصور کننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) و مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ دســت‌نخـورده (σ_{ci}) همچنان که در رابطه زیر مشاهده می‌شود، مورد نیاز هستند. در نتیجه میزان s معادل به صـورت محاســبه می‌شود:

$$s^* = m\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \qquad (۴-۶)$$

محاسبه s معادل زون اول:

$$s^* = m\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \rightarrow \frac{m = 3.532\,, \Delta\sigma_3 = 0.1664\ Mpa}{\sigma_{ci} = 110\ Mpa\,, s = 0.0075} \rightarrow s^* = 0.012843$$

محاسبه s معادل زون دوم:

$$s^* = m\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \rightarrow \frac{m = 0.893\,, \Delta\sigma_3 = 0.26\ Mpa}{\sigma_{ci} = 80\ Mpa\,, s = 0.0002} \rightarrow s^* = 0.0031$$

محاسبه s معادل زون پنجم:

$$s^* = m\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \rightarrow \frac{m = 2.876\,, \Delta\sigma_3 = 0.26\ Mpa}{\sigma_{ci} = 53\ Mpa\,, s = 0.0117} \rightarrow s^* = 0.02581$$

محاسبه s معادل زون دهم:

$$s^* = m\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \rightarrow \frac{m = 0.981\,, \Delta\sigma_3 = 0.26\ Mpa}{\sigma_{ci} = 76\ Mpa\,, s = 0.0007} \rightarrow s^* = 0.00406$$

۴-۷- تعیین پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ معادل با استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ

در این بخش نیز همانند بخش قبلی پارامترهای توده‌سنگ معادل برای زون‌های اول، پنجم و دهم محاسبه خواهد شد و تاثیر حضور پیچ‌سنگ به کمک این روش نیز بررسی می‌شود.

۴-۷-۱- محاسبه پارامتر زاویه اصطکاک داخلی معادل (φ^*)

مشابه روند پارامترهای قبلی، میزان افزایش در پارامتر زاویه اصطکاک داخلی توده‌سنگ در اثر حضور پیچ‌سنگ با توجه به پارامتر چگالی پیچ‌سنگ به صورت زیر محاسبه می‌شود. برای محاسبه این پارامتر لازم است که پارامترهای چگالی پیچ‌سنگ و زاویه اصطکاک داخلی توده‌سنگ مشخص باشند. با مشخص شدن این پارامترها، مقدار زاویه اصطکاک معادل ($\emptyset^*$) برابر خواهد بود با:

$$\emptyset^* = \sin^{-1}\left(\frac{\beta(1+\sin\emptyset)+2\sin\emptyset}{\beta(1+\sin\emptyset)+2}\right) \qquad (۴-۷)$$

زاویه اصطکاک داخلی معادل زون اول:

$$\emptyset^* = \sin^{-1}\left(\frac{\beta(1+\sin\emptyset)+2\sin\emptyset}{\beta(1+\sin\emptyset)+2}\right) \rightarrow \frac{\emptyset = 36.89}{\beta = 0.186} \rightarrow \emptyset^* = 40.7°$$

زاویه اصطکاک داخلی معادل زون دوم:

$$\emptyset^* = \sin^{-1}\left(\frac{\beta(1+\sin\emptyset)+2\sin\emptyset}{\beta(1+\sin\emptyset)+2}\right) \rightarrow \frac{\emptyset = 25.19}{\beta = 0.297} \rightarrow \emptyset^* = 31.734°$$

زاویه اصطکاک داخلی معادل زون پنجم:

$$\emptyset^* = \sin^{-1}(\frac{\beta(1+\sin\emptyset)+2\sin\emptyset}{\beta(1+\sin\emptyset)+2}) \rightarrow \frac{\emptyset = 36.04}{\beta = 0.297} \rightarrow \emptyset^* = 41.83°$$

زاویه اصطکاک داخلی معادل زون دهم:

$$\emptyset^* = \sin^{-1}(\frac{\beta(1+\sin\emptyset)+2\sin\emptyset}{\beta(1+\sin\emptyset)+2}) \rightarrow \frac{\emptyset = 26.09}{\beta = 0.297} \rightarrow \emptyset^* = 32.58°$$

۴-۷-۲- محاسبه پارامتر چسبندگی معادل (c^*)

برای تعیین پارامتر چسبندگی معادل با استفاده از چگالی پیچ‌سنگ، به این صورت عمل می‌شود که ابتدا از رابطه زیر پارامتر مقاومت تک محوره توده‌سنگ معادل (σ_{cm}^*) محاسبه می‌شود. برای محاسبه σ_{cm}^*، لازم است که پارامتر مقاومت تک محوره توده‌سنگ و نیز پارامتر چگالی پیچ‌سنگ مشخص باشند. در نتیجه مقدار σ_{cm}^* برابر خواهد بود با:

$$\sigma_{cm}^* = \sigma_{cm}(1+\beta) \quad (۴-۸)$$

مقاومت تک‌محوره توده‌سنگ معادل زون اول:

$$\sigma_{cm}^* = \sigma_{cm}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{cm} = 28.053\ Mpa}{\beta = 0.186} \rightarrow \sigma_{cm}^* = 33.271\ Mpa$$

مقاومت تک‌محوره توده‌سنگ معادل زون دوم:

$$\sigma_{cm}^* = \sigma_{cm}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{cm} = 8.758\ Mpa}{\beta = 0.297} \rightarrow \sigma_{cm}^* = 11.35913\ Mpa$$

مقاومت تک‌محوره توده‌سنگ معادل زون پنجم:

$$\sigma_{cm}^{*} = \sigma_{cm}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{cm} = 12.549\ Mpa}{\beta = 0.297} \rightarrow \sigma_{cm}^{*} = 16.276 Mpa$$

مقاومت تک‌محوره توده‌سنگ معادل زون دهم:

$$\sigma_{cm}^{*} = \sigma_{cm}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{cm} = 9.446\ Mpa}{\beta = 0.297} \rightarrow \sigma_{cm}^{*} = 12.2515 Mpa$$

با مشخص شدن مقدار σ_{cm}^{*} و همچنین با توجه به روابط موهر-کولمب در خصوص مقاومت تک محوره توده‌سنگ، مقدار چسبندگی معادل می‌تواند از معادله زیر محاسبه شود:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c\cos\emptyset}{1-\sin\emptyset} \rightarrow \sigma_{cm}^{*} = \frac{2c^{*}\cos\emptyset^{*}}{1-\sin\emptyset^{*}} \rightarrow c^{*} = \frac{\sigma_{cm}^{*}(1-\sin\emptyset^{*})}{2\cos\emptyset^{*}} \qquad (۴-۹)$$

مطابق معادله بالا، برای تعیین c^{*} لازم است که دو مقدار $\emptyset^{*}$ و σ_{cm}^{*} مشخص باشند. مقادیر این دو پارامتر در بخش‌های قبلی تعیین شده است. در نهایت مقدار عددی پارامتر c^{*} برابر خواهد شد با:

چسبندگی معادل زون اول:

$$c^{*} = \frac{\sigma_{cm}^{*}(1-\sin\emptyset^{*})}{2\cos\emptyset^{*}} \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^{*} = 33.271\ Mpa}{\emptyset^{*} = 40.7} \rightarrow c^{*} = 7.634\ Mpa$$

چسبندگی معادل زون دوم:

$$c^{*} = \frac{\sigma_{cm}^{*}(1-\sin\emptyset^{*})}{2\cos\emptyset^{*}} \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^{*} = 11.359126\ Mpa}{\emptyset^{*} = 31.734} \rightarrow c^{*} = 3.1655\ Mpa$$

چسبندگی معادل زون پنجم:

$$c^{*} = \frac{\sigma_{cm}^{*}(1-\sin\emptyset^{*})}{2\cos\emptyset^{*}} \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^{*} = 16.276\ Mpa}{\emptyset^{*} = 41.83} \rightarrow c^{*} = 3.638\ Mpa$$

چسبندگی معادل زون دهم:

$$c^* = \frac{\sigma_{cm}^*(1 - \sin \emptyset^*)}{2 \cos \emptyset^*} \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^* = 12.2515\ Mpa}{\emptyset^* = 32.58} \rightarrow c^* = 3.35514\ Mpa$$

۴-۷-۳- محاسبه پارامتر m معادل (m^*)

برای محاسبه میزان افزایش در پارامتر m در حضور پیچ‌سنگ‌ها، با استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، می‌توان از رابطه نشان داده شده در زیر استفاده کرد. برای محاسبه این پارامتر لازم است که پارامترهای m توده‌سنگ (m_b) و پارامتر چگالی پیچ‌سنگ معلوم باشند. با مشخص شدن این دو پارامتر، پارامتر m معادل (m^*) به کمک رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$m^* = m(1 + \beta) \tag{۴-۱۰}$$

پارامتر m معادل زون اول:

$$m^* = m(1 + \beta) \rightarrow \frac{m = 3.532}{\beta = 0.186} \rightarrow m^* = 4.188952$$

پارامتر m معادل زون دوم:

$$m^* = m(1 + \beta) \rightarrow \frac{m = 0.893}{\beta = 0.297} \rightarrow m^* = 1.158221$$

پارامتر m معادل زون پنجم:

$$m^* = m(1 + \beta) \rightarrow \frac{m = 2.876}{\beta = 0.297} \rightarrow m^* = 3.730172$$

پارامتر m معادل زون دهم:

$$m^* = m(1+\beta) \rightarrow \frac{m = 0.981}{\beta = 0.297} \rightarrow m^* = 1.272357$$

۴-۷-۴- محاسبه پارامتر s معادل (s^*)

در بررسی میزان تغییرات پارامتر s در اثر حضور پیچ‌سنگ با توجه به پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، ابتدا لازم است که مقادیر دو پارامتر مقاومت تک محوره توده‌سنگ (σ_{cm}) و سنگ بکر (σ_{ci}) در حالت معادل (σ_{cm}^* و σ_{ci}^*) تعیین شوند. مقدار σ_{cm}^* در مراحل قبلی محاسبه شده اس. مقدار پارامتر σ_{ci}^* به صورت زیر خواهد بو:

$$\sigma_{ci}^* = \sigma_{ci}(1+\beta) \qquad (۴-۱۱)$$

مقاومت تک‌محوره معادل ماده‌سنگ زون اول:

$$\sigma_{ci}^* = \sigma_{ci}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{ci} = 110Mpa}{\beta = 0.186} \rightarrow \sigma_{ci}^* = 130.46\ Mpa$$

مقاومت تک‌محوره معادل ماده‌سنگ زون دوم:

$$\sigma_{ci}^* = \sigma_{ci}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{ci} = 80Mpa}{\beta = 0.297} \rightarrow \sigma_{ci}^* = 103.76Mpa$$

مقاومت تک‌محوره معادل ماده‌سنگ زون پنجم:

$$\sigma_{ci}^* = \sigma_{ci}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{ci} = 53Mpa}{\beta = 0.297} \rightarrow \sigma_{ci}^* = 68.741Mpa$$

مقاومت تک‌محوره معادل ماده‌سنگ زون دهم:

$$\sigma_{ci}^* = \sigma_{ci}(1+\beta) \rightarrow \frac{\sigma_{ci} = 76Mpa}{\beta = 0.297} \rightarrow \sigma_{ci}^* = 98.572Mpa$$

با محاسبه پارامترهای مقاومت تک محوره توده‌سنگ و سنگ بکر در حالت معادل و با استفاده از رابطه زیر، مقدار معادل پارامتر s (s^*) به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\sigma_{cm} = \sqrt{s}\sigma_{ci} \rightarrow \sigma_{cm}^* = \sqrt{s^*}\sigma_{ci}^* \rightarrow s^* = (\frac{\sigma_{cm}^*}{\sigma_{ci}^*})^2 \qquad (۴-۱۲)$$

پارامتر s معادل زون اول:

$$s^* = (\frac{\sigma_{cm}^*}{\sigma_{ci}^*})^2 \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^* = 33.271\ Mpa}{\sigma_{ci}^* = 130.46\ Mpa} \rightarrow s^* = 0.065$$

پارامتر s معادل زون دوم:

$$s^* = (\frac{\sigma_{cm}^*}{\sigma_{ci}^*})^2 \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^* = 11.359126\ Mpa}{\sigma_{ci}^* = 103.76 Mpa} \rightarrow s^* = 0.012$$

پارامتر s معادل زون پنجم:

$$s^* = (\frac{\sigma_{cm}^*}{\sigma_{ci}^*})^2 \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^* = 16.276\ Mpa}{\sigma_{ci}^* = 68.741 Mpa} \rightarrow s^* = 0.0561$$

پارامتر s معادل زون دهم:

$$s^* = (\frac{\sigma_{cm}^*}{\sigma_{ci}^*})^2 \rightarrow \frac{\sigma_{cm}^* = 12.2515\ Mpa}{\sigma_{ci}^* = 98.572 Mpa} \rightarrow s^* = 0.01545$$

۴-۸- تعیین مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ معادل با لحاظ پیچ‌سنگ

در این قسمت قصد بر این است که میزان تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ مورد ارزیابی قرار گیرد. برای این منظور لازم است که پارامترهایی از جمله مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ (E_m)، مدول تغییرشکل‌پذیری پیچ‌سنگ (E_b)، سطح مقطع پیچ‌سنگ و نیز

فاصله‌داری طولی و عرضی پیچ‌سنگ ارزیابی و مشخص شوند. بـا تعیـین پارامترهـای مـذکور، میـزان تـاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد (Le Van, Cong. , 2008):

$$\Delta E_x = (E_b - E_m).n \qquad n_1 = \frac{A_b}{A_t} = \frac{\pi \frac{d_b^2}{4}}{S_T S_L} \tag{۴-۱۳}$$

مقدار عددی n به صورت نسبت سطح مقطع پیچ‌سنگ (A_b) به سـطح مقطـع حجـم نماینـده (A_t) تعریف می‌شود و به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$n_1 = \frac{A_b}{A_t} = \frac{\pi \frac{d_b^2}{4}}{S_T S_L} \rightarrow \frac{d_b = 25mm}{S_T = 1.25\ m\, , S_L = 1.25\ m} \rightarrow n = 3.1416 \times 10^{-4}$$

$$n_{2,5\ \text{و}\ 10} = \frac{A_b}{A_t} = \frac{\pi \frac{d_b^2}{4}}{S_T S_L} \rightarrow \frac{d_b = 25mm}{S_T = 1\ m\, , S_L = 1\ m} \rightarrow n = 4.90874 \times 10^{-4}$$

با مشخص شدن مقدار n و نیز معلـوم بـودن مقـادیر مـدول‌هـای تغییرشـکل‌پـذیری تـوده‌سـنگ و پیچ‌سنگ، میزان تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری (افزایش) برابر خواهد بود با:

تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون اول:

$$\Delta E_x = (E_b - E_m).n \rightarrow \frac{E_b = 200GPa}{E_m = 7.09631\ GPa} \rightarrow \Delta E_x = 0.061\ GPa$$

در نهایت مقدار عددی مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون اول برابر خواهد شد با:

$$E^* = E_m + \Delta E_x^* \quad \rightarrow E^* = 7.15731\ Gpa$$

تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون دوم:

$$\Delta E_x = (E_b - E_m).n \;\rightarrow\; \frac{E_b = 200GPa}{E_m = 2065.02MPa} \;\rightarrow\; \Delta E_x = 0.09716GPa$$

در نهایت مقدار عددی مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون دوم برابر خواهد شد با:

$$E^* = E_m + \Delta E_x^* \quad \rightarrow E^* = 0.39358\ Gpa = 2.16218\ GPa$$

تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون پنجم:

$$\Delta E_x = (E_b - E_m).n \;\rightarrow\; \frac{E_b = 200GPa}{E_m = 20092.8MPa} \;\rightarrow\; \Delta E_x = 0.0883GPa$$

در نهایت مقدار عددی مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون پنجم برابر خواهد شد با:

$$E^* = E_m + \Delta E_x^* \quad \rightarrow E^* = 20.181\ Gpa$$

تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون دهم:

$$\Delta E_x = (E_b - E_m).n \;\rightarrow\; \frac{E_b = 200GPa}{E_m = 3.65057MPa} \;\rightarrow\; \Delta E_x = 0.0964GPa$$

در نهایت مقدار عددی مدول تغییرشکل‌پذیری معادل زون دهم برابر خواهد شد با:

$$E^* = E_m + \Delta E_x^* \quad \rightarrow E^* = 3.74697\ Gpa$$

نتایج حاصله به صورت مختصر در جدول (۱۰-۴) و شکل‌های (۶-۴) تا (۱۰-۴) ارائه شده است که در ادامه جداگانه تشریح خواهند شد.

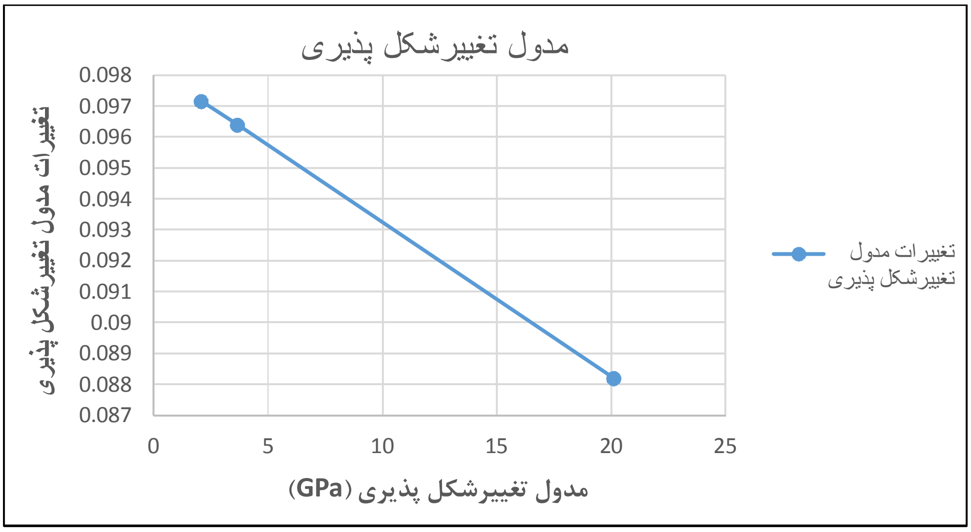
جدول ۴-۱۰ نتایج داده‌ها در اثر حضور پیچ‌سنگ

توده‌سنگ	σ_{cm} (Mpa)	s	c (Mpa)	φ (deg.)	E_m (Gpa)	m_b	σ_{ci} (Mpa)
زون اول	۲۸/۰۵۳	۰/۰۰۷۵	۷/۰۱۰	۳۶/۸۹	۷/۰۹۶۳۱	۳/۵۳۲	۱۱۰
معادل ($\Delta\sigma_3$)	-	۰/۰۱۲۸۴۳	۷/۱۷۶۵	۴۴/۹۱۵	۷/۱۵۷۳۱	۳/۵۶۲۶	-
معادل (β)	۳۳/۲۷۱	۰/۰۶۵	۷/۶۳۴	۴۰/۷	۷/۱۵۷۳۱	۴/۱۸۸۹۵۲	۱۳۰/۴۶
زون دوم	۸/۷۵۸	۰/۰۰۰۲	۲/۷۸	۲۵/۱۹	۲/۰۶۵۰۲	۰/۸۹۳	۸۰
معادل ($\Delta\sigma_3$)	-	۰/۰۰۳۱	۲/۹۸۵	۳۰/۹۰۲	۲/۱۶۲۱۸	۰/۹۰۵۵	-
معادل (β)	۱۱/۳۵۹۱۳	۰/۰۱۲	۳/۱۶۵۵	۳۱/۷۳۴	۲/۱۶۲۱۸	۱/۱۵۸۲۲۱	۱۰۳/۷۶
زون پنجم	۱۲/۵۴۹	۰/۰۱۱۷	۳/۲۶۴	۳۶/۰۴	۲۰/۰۹۲۸	۲/۸۷۶	۵۳
معادل ($\Delta\sigma_3$)	-	۰/۰۲۵۸۱	۳/۵۲	۴۰/۴۵	۲۰/۱۸۱	۲/۹۱۲۳	-
معادل (β)	۱۶/۲۷۶	۰/۰۵۶۱	۳/۶۳۸	۴۱/۸۳	۲۰/۱۸۱	۳/۷۳۰۱۷۲	۶۸/۷۴۱
زون دهم	۹/۴۴۶	۰/۰۰۰۷	۲/۹۴۶	۲۶/۰۹	۳/۶۵۰۵۷	۰/۹۸۱	۷۶
معادل ($\Delta\sigma_3$)	-	۰/۰۰۴۰۶	۳/۱۵۴۴۱	۳۱/۹۲۲	۳/۷۴۶۹۷	۰/۹۹۵	-
معادل (β)	۱۲/۲۵۱۵	۰/۰۱۵۴۵	۳/۳۵۵۱۴	۳۲/۵۸	۳/۷۴۶۹۷	۱/۲۷۲۳۵۷	۹۸/۵۷۲

با توجه به جدول (۴-۹)، میزان تغییرات هر کدام از پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ در اثر حضور پیچ‌سنگ به هر دو روش فشار محصورکننده اضافی و چگالی پیچ‌سنگ، نشان داده شده است.

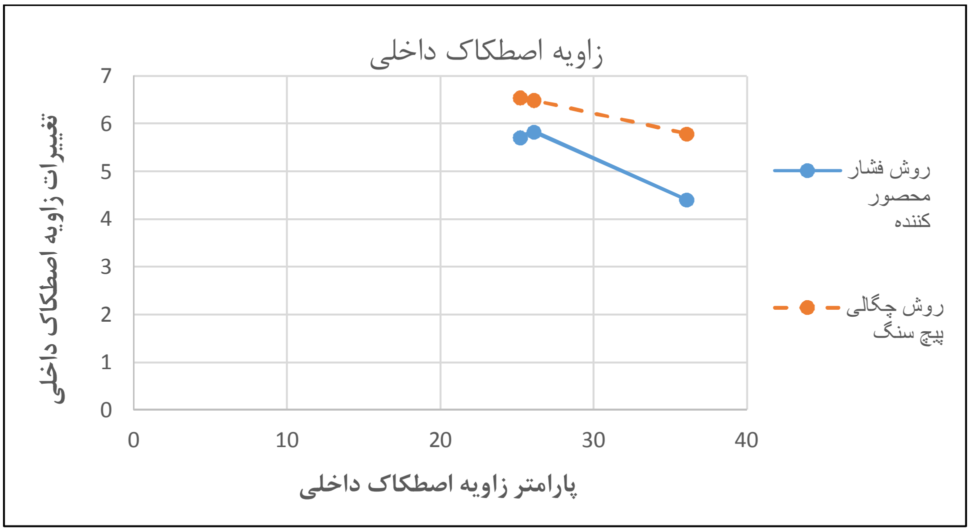
مطابق شکل (۴-۸) میزان تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ در اثر حضور پیچ‌سنگ نشان

داده شده است. همچنان که از روابط تجربی مشاهده شد، وجود پیچ‌سنگ باعث افزایش مدول تغییرشکل-پذیری توده‌سنگ می‌شود. نتیجه‌ای که از نمودار می‌توان دریافت کرد این است که میزان تاثیر پیچ‌سنگ با مقدار مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ نسبت عکس دارد، به این صورت که هرچقدر مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ افزایش پیدا کند، میزان افزایش آن در اثر حضور پیچ‌سنگ کمتر است یا به عبارت دیگر هر چقدر مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ بیشتر باشد، تاثیر پیچ‌سنگ کم‌رنگ‌تر خواهد بود.



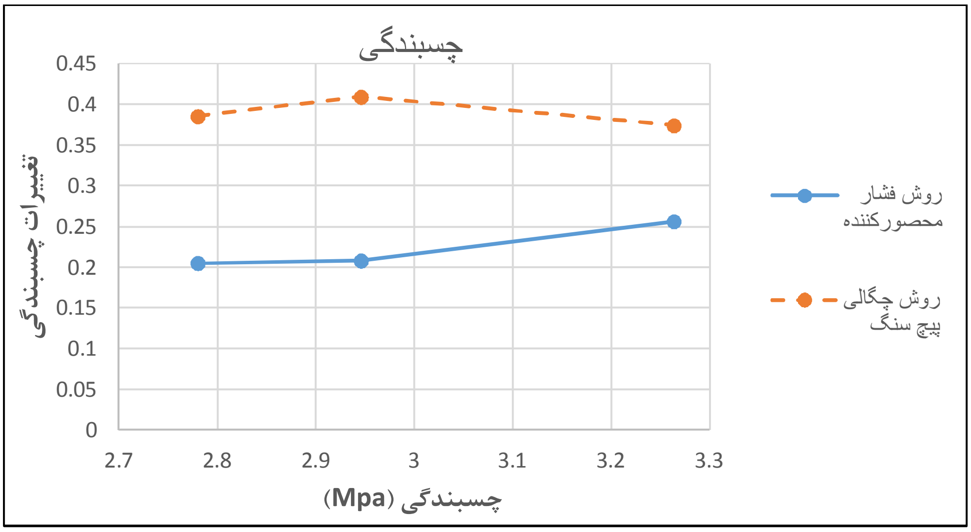
شکل ۴-۸ تغییرات مدول تغییرشکل‌پذیری در اثر حضور پیچ‌سنگ

مطابق شکل (۹-۴)، زاویه اصطکاک داخلی نیز از روابط تحلیلی نشان داده شد که در حضور پیچ‌سنگ افزایش پیدا کرده است. هرچقدر زاویه اصطکاک داخلی افزایش پیدا کند، میزان تاثیر پیچ‌سنگ کاهش پیدا می‌کند. همچنین میزان افزایش زاویه اصطکاک در روش استفاده از فشار محصورکننده اضافی، کمتر از روش استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ است.



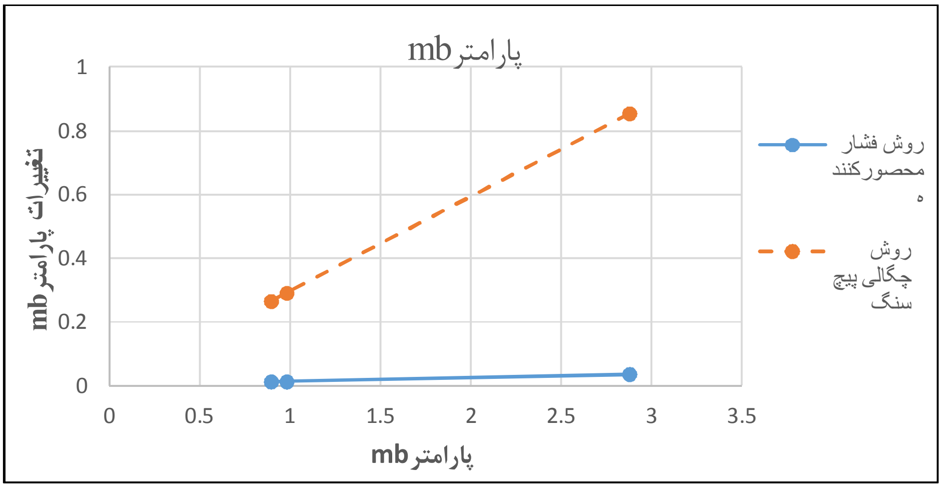
شکل ۴-۹ تغییرات زاویه اصطکاک داخلی در اثر حضور پیچ‌سنگ

با توجه به روابط تحلیلی مشخص شد که پیچ‌سنگ‌ها باعث افزایش پارامتر چسبندگی نیز می‌شوند. همچنان که در نمودار شکل (۱۰-۴) نشان داده شده است، مقدار افزایش چسبندگی در روش چگالی پیچ‌سنگ بیشتر بوده و این روش تاثیر پیچ‌سنگ را بیشتر از روش فشار محصورکننده اضافی نشان می‌دهد. در روش استفاده از فشار محصورکننده اضافی با افزایش مقدار چسبندگی میزان تاثیر پیچ‌سنگ افزایش پیدا می‌کند. در حالی که در روش چگالی پیچ‌سنگ روند متناوبی با افزایش چسبندگی مشاهده می‌شود.



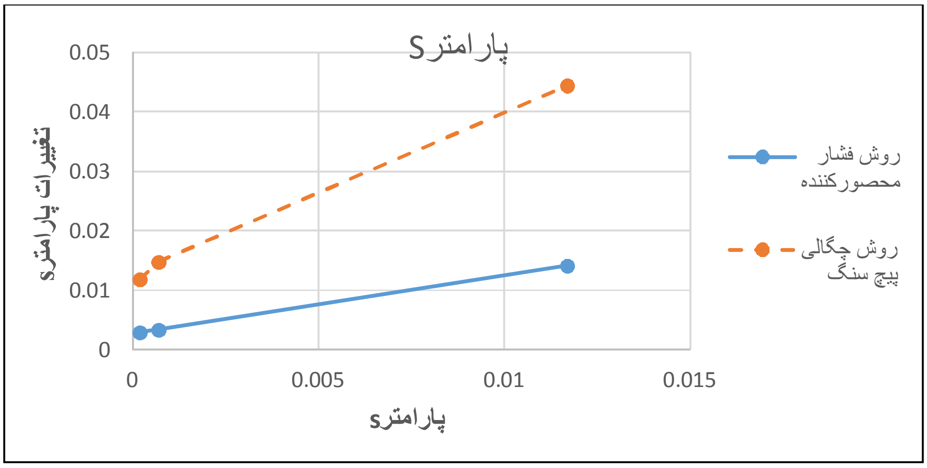
شکل ۴-۱۰ تغییرات چسبندگی در اثر حضور پیچ‌سنگ

همانند سایر پارامترها، به کمک روش تحلیلی مشاهده شد که پارامتر m_b در اثـر حضـور پـیچ‌سـنگ افزایش پیدا می‌کند. با توجه به شکل (۴-۱۱)، مشاهده می‌شود کـه بـا افـزایش پـارامتر m_b ، میـزان تـاثیر پیچ‌سنگ افزایش پیدا خواهد کرد، به این معنی که با افزایش مقدار پارامتر m_b ، مقـدار افـزایش آن در اثـر حضور پیچ‌سنگ بیشتر می‌شود و میزان تغییرات پارامتر m_b افزایش پیدا می‌کند. همچنین تاثیر پـیچ‌سـنگ در افزایش پارامتر m_b در روش چگالی پیچ‌سنگ، بسیار بیشتر از روش فشار محصورکننده اضـافی اسـت. در روش فشار محصورکننده اضافی می‌توان گفت که وجود پیچ‌سنگ تاثیر قابل توجـه‌ای بـر روی پـارامتر mb ندارد.



شکل ۴-۱۱ تغییرات پارامتر mb در اثر حضور پیچسنگ

در روش تحلیلی مشخص شد که نصب پیچ‌سنگ در توده‌سنگ درزه‌دار باعث افزایش پارامتر s می‌شود. این افزایش در هر دو روش فشار محصورکننده اضافی و پارامتر چگالی پیچسنگ مشاهده شده است. مطابق نمودار شکل(۴-۱۲)، میزان تاثیر پیچسنگ در روش استفاده از پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، بیشتر از روش استفاده از فشار محصورکننده اضافی است. با توجه به تغییرات مقادیر پارامتر s می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش پارامتر s میزان تاثیر پیچسنگ نیز افزایش پیدا می‌کند. به عبارت دیگر با افزایش پارامتر s حضور پیچسنگ موثرتر خواهد بود.



شکل ۴-۱۲ تغییرات پارامتر s در اثر حضور پیچسنگ

۴-۹- تاثیر پارامترهای هندسی پیچ‌سنگ بر روی چگالی پیچ‌سنگ

در این قسمت تاثیر پارامترهای هندسی پیچ‌سنگ از جمله فاصله‌داری و قطر پیچ‌سنگ بر روی پارامتر چگالی پیچ‌سنگ (β) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت با مشخص شدن تاثیر این پارامترها بر روی چگالی پیچ‌سنگ می‌توان نتیجه‌ای از تاثیر این پارامترها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ دریافت نمود. در این بخش با توجه به رابطه چگالی پیچ‌سنگ، پارامترهای شعاع دهانه تونل برابر r_i =۶/۵۵ متر و پارامتر λ نیز برابر با $\lambda = \tan \emptyset_g = \tan 30$ در نظر گرفته شده است. در ادامه سه نوع فاصله داری و سه نوع قطر پیچ‌سنگ مطابق جدول (۱۱-۴) در نظر گرفته شده است.

جدول ۴-۱۱ تاثیر پارامترهای هندسی بر روی چگالی پیچ‌سنگ

شماره	فاصله‌داری پیچ‌سنگ (m)	قطر پیچ‌سنگ (mm)	چگالی پیچ‌سنگ (β)
۱	۱ × ۱	۱۵	۰/۱۷۸۲
		۲۵	۰/۲۹۷
		۴۵	۰/۵۳۵
۲	۱/۲۵ × ۱/۲۵	۱۵	۰/۱۱۴
		۲۵	۰/۱۹
		۴۵	۰/۳۴۲
۳	۱/۵ × ۱/۵	۱۵	۰/۰۷۹
		۲۵	۰/۱۳۲
		۴۵	۰/۲۳۸

مطابق شکل (۱۳-۴) می‌توان نتیجه گرفت که پارامترهای فاصله‌داری و قطر پیچ‌سنگ بر روی پارامتر چگالی پیچ‌سنگ موثر هستند. با افزایش قطر پیچ‌سنگ در هر فاصله‌داری باعث افزایش چگالی

پیچ‌سنگ می‌شود. همچنین با افزایش فاصله‌داری پیچ‌سنگ مشاهده می‌شود که چگالی پیچ‌سـنگ کـاهش می‌یابد. با توجه به روابط ارائه شده در بخش چگالی پیچ‌سنگ می‌توان به این صورت نتیجـه گرفـت کـه در حالت کلی با افزایش قطر پیچ‌سنگ و کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ پارامتر چگالی پـیچ‌سـنگ افـزایش پیـدا می‌کند. با افزایش پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، تاثیر آن بر روی پارامترهای مقاومتی تـوده‌سـنگ افـزایش پیـدا می‌کند. نتیجه نهایی که از این قسمت می‌تواند گرفت این است که هرچقدر فاصله‌داری کاهش پیدا کنـد و قطر پیچ‌سنگ افزایش یابد، پارامتر چگالی پیچ‌سنگ افزایش می‌یابد و با افـزایش چگـالی پـیچ‌سـنگ، تـاثیر آن بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ بیشتر است.

شکل ۴-۱۳ تاثیر پارامترهای هندسی پیچ‌سنگ بر روی چگالی پیچ‌سنگ

۴-۱۰-جمع‌بندی داده‌ها و تفسیر نتایج

در این بخش، ابتدا به معرفی تونل البرز پرداخته شد و از داده‌های دریافت شده از طول مسیر تونـل جهت مشخص کردن تاثیر پیچ‌سنگ‌های دوغابی بر روی پارامترهـای مقـاومتی تـوده‌سـنگ اسـتفاده شـده اسـت. همچنـین بـا مشـخص کـردن چهـار زون (زون اول، دوم، پـنجم و دهـم)، و معرفـی پـارامتر تـنش محصورکننده اضافی ($\Delta\sigma_3$) و پارامتر بدون بعد چگالی پیچ‌سنگ (β)، به نحوه تاثیر پـیچ‌سـنگ‌هـا بـر روی

پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ پرداخته شد. در نهایت با توجه به داده‌ها و شرایط مسئله مشخص شد که حضور پیچ‌سنگ باعث افزایش پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ می‌شود. در پارامترهای m_b و s با افزایش مقادیر آن‌ها تاثیر حضور پیچ‌سنگ بیشتر شده و میزان تاثیرگذاری آن افزایش پیدا می‌کند. در پارامترهای زاویه اصطکاک داخلی و مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ با افزایش مقدار آن‌ها تاثیر حضور پیچ‌سنگ کاهش پیدا می‌کند و با افزایش مقدار این پارامترهای میزان تغییرات ناشی از حضور پیچ‌سنگ کاهش می‌یابد. در پارامتر چسبندگی نیز حضور پیچ‌سنگ باعث بهبود مقدار چسبندگی شده اما با توجه به تغییرات ناشی از افزایش مقدار چسبندگی در اثر حضور پیچ‌سنگ نمی‌توان رابطه‌ای مستقیم یا معکوس را برای آن در نظر گرفت.

تاثیر پارامترهای هندسی پیچ‌سنگ بر روی پارامتر چگالی پیچ‌سنگ مورد ارزیابی قرار گرفته است و مشاهده شده است که با افزایش قطر پیچ‌سنگ و کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ پارامتر چگالی پیچ‌سنگ افزایش پیدا می‌کند. با توجه به نتایج روش تحلیلی مشخص شده است، افزایش پارامتر چگالی پیچ‌سنگ باعث افزایش پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ می‌شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش قطر پیچ‌سنگ و کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ، پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ افزایش پیدا می‌کنند.

فصل پنجم

ارزیابی عددی تاثیر پیچ سنگ های

دوغابی

۵-۱- مقدمه

پیش‌بینی تغییرشکل‌ها و تنش‌ها در اطراف حفاری‌های زیرزمینی یکی از موضوعات مورد مطالعه برای مهندسانی است که حفاری‌های سنگی را انجام می‌دهند. در عمل، برداشت و در نظر گرفتن تمام سیستم‌های درزه و بررسی همه خصوصیات مکانیکی آن‌ها و اجرای آنها به طور دقیق در مدل‌های تئوری اغلب غیر ممکن است. بنابراین در سال‌های اخیر رویکردهای مدل‌سازی به صورت محیط پیوسته معادل که در آن برآیندی از خصوصیات سنگ بکر و درزه‌ها به توده‌سنگ نسبت داده می‌شود، بسیار مورد توجه قرار گرفته است. از این رو در مدل‌سازی مورد نظر قصد بر این است که توده‌سنگ در یک محیط پیوسته با استفاده از نرم‌افزار FLAC[1] مدل شود. در مدل‌سازی حاضر دو فرایند وجود پیچ‌سنگ و نیز وجود توده‌سنگ معادل با در نظر گرفتن تاثیر پیچ‌سنگ (به جای مدل کردن پیچ‌سنگ) مورد نظر است. میزان تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در فرایند دوم (توده‌سنگ معادل)، به کمک روابط تحلیلی محاسبه شده است. در نهایت مقایسه‌ای بین دو فرایند موجود انجام خواهد پذیرفت.

۵-۲- کلیاتی بر روش‌های عددی

از آنجایی که بیشتر سازه‌های زیرزمینی شکل منظم و ساده‌ای ندارند و از طرفی به علت وجود ناپیوستگی‌ها و نبود شرایط ایزوتروپ، همگن و الاستیک در توده‌سنگ، روش‌های فرم بسته ریاضی برای تعیین تنش‌ها و جابجایی‌ها و گسیختگی‌ها در توده‌سنگ با محدودیت مواجه شده‌اند. لذا از چند دهه گذشته روش‌های عددی برای حل این مشکل جانشین روش‌های ریاضی شده است. که طی سال‌های اخیر توسعه زیادی یافته‌اند. در یک نگاه کلی، این مدل‌ها با هدف معین کردن رفتار توده‌سنگ در یک نقطه خاص و یا بررسی جنبه‌های پایداری و اساسی رفتار سنگ‌ها به کار می‌روند. روش‌های عددی به واسطه پیشرفت فن‌آوری و علوم وابسته مثل کامپیوتر و قابلیت کاربرد زیاد آن در رشته‌های مختلف، رواج زیادی

[1] Fast Lagrangin Analysis of Continua

در سال‌های اخیر داشته است. این روش‌ها طی سال‌های گذشته بر مبنای تئوری محیط پیوسته و ناپیوسته در نظر گرفته می‌شوند که مهمترین روش‌های عددی بر این مبنا عبارت‌اند از:

- روش المان محدود[۱] (FEM)
- روش المان مرزی[۲] (BEM)
- روش تفاضل محدود[۳] (FDM)
- روش المان مجزا[۴] (DEM)
- روش ترکیبی[۵] (HM)

در جدول (۵-۱) کاربرد روش‌های عددی در حالت‌های مختلف توده‌سنگ نشان داده شده است (قاسم زاده و پناه بر، ۱۳۸۸).

جدول ۵-۱: کاربرد روش های عددی(قاسم زاده و پناه بر، ۱۳۸۸)

وضعیت توده سنگ	رفتار توده سنگ	
	الاستیک	**الاستیک-خمیری**
سنگ‌های توده‌ای	عناصر مرزی	عناصر محدود- تفاضل محدود
سنگ های با درزه های فاصله دار	عناصر مرزی- محدود	تفاضل محدود- عناصر محدود
سنگ‌های با درزه های نزدیک به هم	عناصر مجزا	عناصر مجزا
سنگ‌های به شدت درزه دار		عناصر محدود- تفاضل محدود

[1] Finite Element Method (FEM)
[2] Boundary Element Method (BEM)
[3] Finite Difference Method (FDM)
[4] Distinct Element Method (DEM)
[5] Hybrid Method

۵-۳- معرفی نرم‌افزار $FLAC^{2D}$

این نرم‌افزار یک برنامه تفاضل محدود غیر ضمنی است که رفتار سازه‌های ساخته شده از خاک، سنگ یا دیگر موادی که ممکن است پس از رسیدن به حدود پلاستیک دچار جریان پلاستیک شوند را شبیه‌سازی می‌کند. این مواد به وسیله شبکه‌ای از المان‌ها یا ناحیه‌ها نمایش داده می‌شود. این شبکه توسط کاربر طوری طراحی می‌شود که بر شکل سازه مورد نظر منطبق شود. هر المان مطابق با یک قانون تنش-کرنش خطی یا غیرخطی و در واکنش به نیروهای وارده یا شرایط مرزی رفتار می‌کند. اگر تنش‌ها به‌اندازه کافی زیاد باشند، سبب تسلیم شدن مواد و جریان آن‌ها می‌شوند. شبکه طراحی‌شده می‌تواند مطابق واقعیت در حالت کرنش بزرگ، تغییر شکل یافته و همراه با مواد ذکرشده حرکت کند. $Flac^{2d}$ بر یک طرح محاسباتی لاگرانژی استوار است که برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های بزرگ مناسب است. به‌علاوه این نرم‌افزار دارای چندین مدل رفتاری از پیش ساخته‌شده است که به آن اجازه شبیه‌سازی عکس‌العمل‌های شدیدا غیرخطی و برگشت‌ناپذیر مواد زمین و یا مواد مشابه دیگر را می‌دهد.

$Flac^{2D}$ دارای هفت مدل رفتاری از پیش‌ساخته شده 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 غیر قابل برگشت و غیر خطی را در برمی‌گیرد. همچنین در این نرم‌افزار سه مدل اختیاری برای شبیه‌سازی رفتار ویسکوالاستیک (رفتار خزشی[1]) مواد موجود است. به‌علاوه یک مدل سطح ناپیوستگی یا سطح لغزش وجود دارد که برای مدل‌سازی سطح ناپیوستگی مشخص بین دو یا تعداد بیشتری از بخش‌های شبکه استفاده می‌شود. سطوح ناپیوستگی، سطوحی هستند که امکان لغزش یا جداشدگی آن‌ها وجود دارد و لذا برای شبیه‌سازی گسل‌ها، درزه‌ها و ... استفاده می‌شود (راهنمای $Flac^{2D}$).

[1] Creep Behavior

فرمول نویسی اصلی $Flac^{2D}$ برای حالت کرنش صفحه‌ای انجام‌گرفتـه اسـت. ایـن شـرایط، مناسـب سازه‌ها با طول زیاد و با سطح مقطع ثابت است. همچنین $Flac^{2D}$ دارای یک گزینـه تـنش صـفحه‌ای بـرای تحلیل الاستیک و یک گزینه برای مدل‌سازی مسائل با تقارن محوری است. سازه‌هایی از قبیل پوشش‌هـای تونل، میل‌مهارها، قطعات تسلیم‌پذیر یا شمع‌های صفحه‌ای که با سنگ یا خاک درون‌گیـر خـود انـدرکنش انجام می‌دهند را می‌توان توسط $Flac^{2D}$ مدل‌سازی نمود و سپس اثرات آن‌ها را بر روی پایدارسـازی سـازه‌های زیرزمینی یا سطحی بررسـی کـرد. $Flac^{2D}$ قابلیـت‌هـای بسـیاری در زمینـه رسـم تصـاویر دارد. ایـن قابلیت‌ها به کاربر اجازه می‌دهد تا تصاویر را بر روی صفحه نمایش کامپیوتر یـا دسـتگاه‌هـای رسـم جـانبی کامپیوتر رسم کند. همچنین می‌توان تغییرات یک متغیر را به‌صـورت تـابعی از گـام‌هـای محاسـباتی رسـم کرد. در این حالت تصاویری که نشان‌دهنده تغییرات یک متغیر در طی گام‌های محاسباتی است مخصوصاً برای اطمینان یافتن از رسیدن به تعادل یا وقوع گسیختگی مناسب هستند (راهنمای $Flac^{2D}$).

مدل هوک و براون یک معیار شکست مناسب جهت معرفی وضعیت تـنش و شـرایط گسـیختگی در سنگ‌های بکر و به طور کلی محیط‌های سنگی است. مد گسیختگی در این معیار غیر خطی بوده و بر پایـه رابطه تنش‌های اصلی حداقل و حداکثر در محیط تعریف می‌شود. در معیار هوک و بـراون فـرض مـی‌شـود توده‌سنگ اصلی الاستیک خطی بوده و توسط مدول الاستیسیته و ضریب پواسون (و به طور هـم‌ارز مـدول برشی و مدول حجمی) مشخص می‌گردد (ضمیران ۱۳۹۳).

از جمله مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای در FLAC می‌توان به المان‌های تیر، کابل و شمع اشـاره کـرد. در ذیل شرح مختصری برای هر المان آمده است.

الف) المان تیر[۱]: المان تیر یک المان دو بعدی است که در هر نقطه گـره‌ای دارای سـه درجـه آزادی

[1] Beam Elements

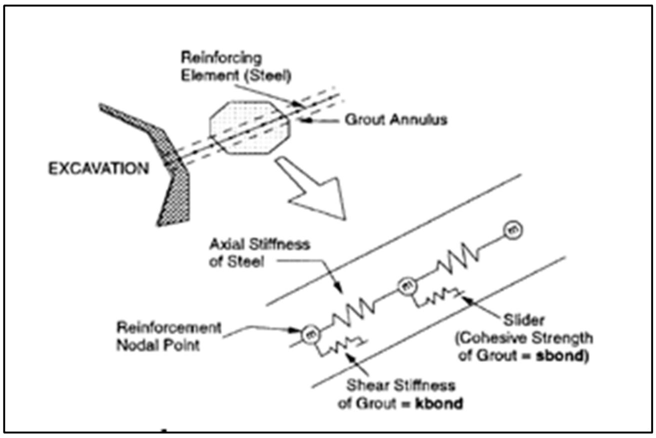
جابجایی در جهت x، جابجای در جهت y و دوران است. از المان تیـر زمـانی اسـتفاده مـی‌شـود کـه عضـو سازه‌ای شبیه‌سازی شده دارای مقاومت خمشی باشد.

ب) المان کابل[1]: المان کابل یک المان تک محوری یک بعدی است که می‌توان انتهای آن را به یـک نقطه گره‌ای متصل کرد و یا اینکه در جداره آن خصوصیات دوغاب‌ریزی را شبیه‌سازی نمود. بنابراین المـان کابل تنها می‌تواند نیرو را در جهت محوری خود خود منتقـل کنـد و قالیـت تحمـل لنگـرهـای خمشـی را ندارد. از المان کابل می‌توان برای شبیه‌سازی مهارهای سنگی و خاک‌مهارها[2] و میخکوبی در خاک اسـتفاده کرد.

ج) المان شمع[3]: المان شمع یک المان دو بعدی با قابلیت انتقال نیروهـای برشـی، نرمـال و گشـتاور خمشی است. این المان ترکیبی از المان تیر و کابل است که عـلاوه بـر تحمـل نیـروهـای برشـی، نرمـال و خمشی، دارای مقاومت جداره و مقاومت انتهایی نیز است. بنـابراین از ایـن المـان بـه طـور گسـترده بـرای مدل‌سازی پی‌های عمیق و ریزشمع‌ها (microPiles) استفاده می‌شود (ضمیران، ۱۳۹۳).

سطح مقطع عرضی، مدول تغییر شکل‌پذیری و مقاومت تسلیم در پیچ‌سنگ معمولا توسط کارخانـه تعیین می‌شود؛ اما خواص وابسته با دوغاب بـرای تخمـین دشـوارتر اسـت. در اکثـر مـوارد، سـختی برشـی دوغاب از رابطه (۴-۵) به دست می‌آید:

---
[1] Cable Elements
[2] anchors
[3] Pile Elements



شکل ۵-۱: نمایش تصویری پیچ‌سنگ در مدل‌سازی عددی(راهنمای FLAC)

که:

$$K_{bond} = \frac{\pi G}{5\ \square \left(1+\frac{2t}{d}\right)} \tag{۱-۵}$$

K_{bond}: سختی برشی دوغاب

G: مدول برشی دوغاب

t: ضخامت اتصال دوغاب

d: قطر پیچ‌سنگ

و زمانی که شکست در فصل مشترک دوغاب و سنگ رخ می‌دهد، مقاومت برشی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S_{bond} = \pi(d + 2t)\tau_I Q_B \tag{۲-۵}$$

که:

S_{bond} مقاومت ذاتی برشی دوغاب

τ_I نیمی از مقاومت فشاری تک محوره کمتر بین سنگ و دوغاب

Q_B کیفیت اتصال بین دوغابب و سنگ ($Q_B = 1$ برای اتصال‌های با کیفیت کامل) است.

۴-۵- روند کلی مدل‌سازی

جهت بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ به روش عددی، دو روند مدل‌سازی پیچ‌سنگ (مدل‌سازی متداول) و مدل‌سازی زون تقویت شده اطراف تونل ناشی از وجود پیچ‌سنگ (مدل‌سازی معادل) انجام می‌شود. قبل از مدل‌سازی عددی موردنظر، جهت اعتبار سنجی مدل، از روش ولاچوپولوس استفاده شده و میزان ترخیص تنش به ازای حفاری گامی از تونل که ابزار دقیق نصب نشده است. روند کلی مدل‌سازی جهت محاسبه میزان ترخیص تنش به ترتیب مراحل زیر است:

- ساخت هندسه و ابعاد مدل تونل
- اختصاص مواد به مدل
- اختصاص شرایط مرزی و اولیه
- اختصاص تنش‌های برجا به مدل
- اجرا و تعادل اولیه مدل
- صفر کردن سرعت‌ها و جابجایی‌ها قبل از حفاری
- حفر کامل مدل و برآورد میزان ترخیص تنش

پس از اعتبار سنجی مدل، روند کلی مدل‌سازی در هر دو روش مدل‌سازی پیچ‌سنگ (متداول) و روش مدل‌سازی زون تقویت شده اطراف تونل (زون معادل) به ترتیب زیر است:

- مراحل تعادل اولیه همانند مدل‌سازی جهت اعتبار سنجی

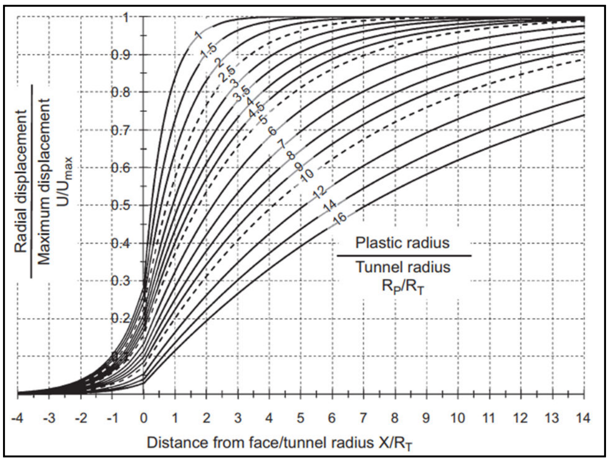
- صفر کردن سرعت‌ها و جابجایی‌ها قبل از حفاری
- حفاری تاج تونل و اختصاص ترخیص تنش متناسب
- نصب نگهداری‌های مربوط به تاج تونل (روش متداول: نصب پیچ‌سنگ به همراه سایر نگهداری‌ها و در روش معادل اختصاص مواد به زون تقویت شده اطراف تونل به همراه سایر نگهداری‌ها)
- ترخیص تنش کامل
- اجرای مدل‌سازی
- حفاری کف تونل و نصب سیستم‌های نگهداری همانند حفاری تاج تونل
- تعادل نهایی تونل

۵-۵- اعمال ترخیص تنش متناسب

در واقع بلافاصله بعد از حفاری تونل، در اثر تنش‌های القایی به وجود آمده و بارهای وارده به تونل، همگرایی در دیواره ها و سقف تونل اتفاق می‌افتد و این همگرایی، معادل ترخیص تنش است. اعمال این ترخیص تنش تا قبل از نصب سیستم نگهداری اولیه در مدل عددی، می‌تواند مسئله بعد سوم که همان تاثیر گام حفاری و فاصله سینه کار از نگهداری اولیه است را در مسائل دو بعدی حل کند. وقتی سیستم نگهداری در نزدیکی سینه کار نصب می‌شود، همه بار روی این سیستم منتقل نمی‌شود، بلکه قسمتی از بار که در اطراف فضای حفر شده توزیع مجدد یافته، توسط خود سینه کار تحمل می‌شود. با پیشروی تونل، تاثیر سینه کار کاهش یافته و سیستم نگهداری باید مقدار بیشتر از بار را تحمل کند. لحاظ نمودن وقفه زمانی بین حفر تونل تا نصب سیستم نگهداری، تاثیر بسزایی در کاهش حجم سیستم نگهداری دارد. چراکه بخش قابل توجهی از تغییرشکل توده سنگ در همین فاصله زمانی رخ داده است و در اثر این تغییر شکل، بخش عمده ای از تنش‌های القایی رها (ترخیص) شده و در نهایت فشار وارد بر سیستم نگهداری

کاهش می‌یابد. اگر در مدل عددی به این فاصله زمانی توجه نشود، مسلما نبایستی انتظار جواب قابل قبولی از آن داشت.

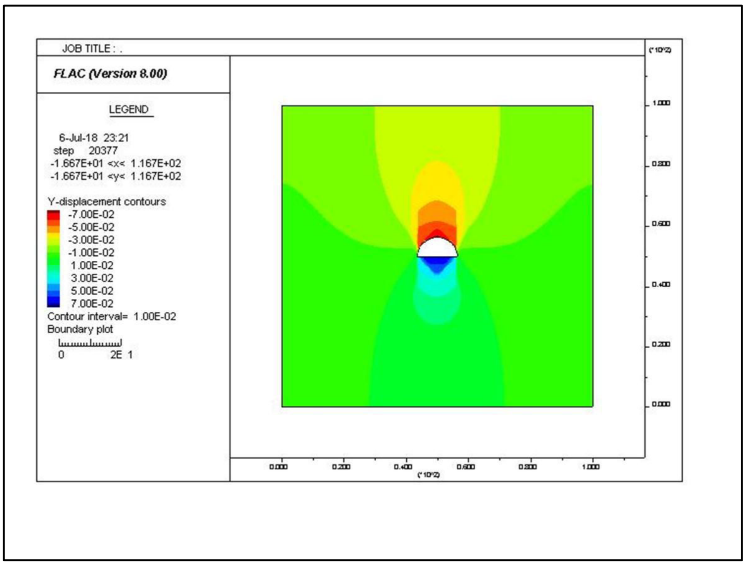
در این پژوهش از روش ولاچوپلوس و دتریچ (۲۰۰۹) برای تعیین درصد ترخیص تنش و محاسبه جابجایی تونل قبل از نصب سیستم نگهداری استفاده شده است. برای استفاده از این روش به یک سری اطلاعا ت شامل حداکثر جابجایی در تاج تونل با اعمال ترخیص تنش کامل، شعاع زون پلاستیک، شعاع معادل تونل و طول گام حفاری (فاصله از سینه کار) نیاز است که مقادیر حداکثر جابجایی تاج تونل و شعاع زون پلاستیک از نرم افزار FLAC به دست می‌آیند و اطلاعات شعاع تونل و گام حفاری را از قبل داریم. سپس همه این اطلاعات در نمودار شکل (۵-۲) که برای این روش ارائه شده است، استفاده می‌شود تا مقدار جابجایی اولیه تاج تونل (U_i)، از روی محور قائم نمودار که نسبت جابجایی اولیه به جابجایی حداکثر در تاج تونل ($\frac{U_i}{U_{max}}$) می‌باشد، حاصل شود و در نهایت از مقدار U_i، درصد ترخیص تنشی را که معادل است با مقدار جابجایی برای تونل به کمک نرم افزار FLAC، به دست می‌آید (Vlachopoulos and Diederich, 2009).



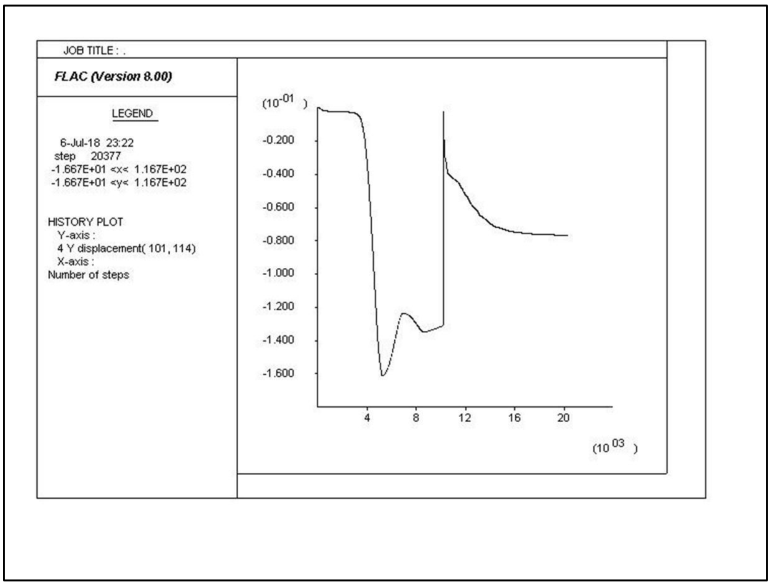
شکل ۵-۲: نمودار ارائه شده ولاچوپلس و دتریچ (Vlachopoulos and Diederich, 2009).

۵-۵-۱- ترخیص تنش زون اول

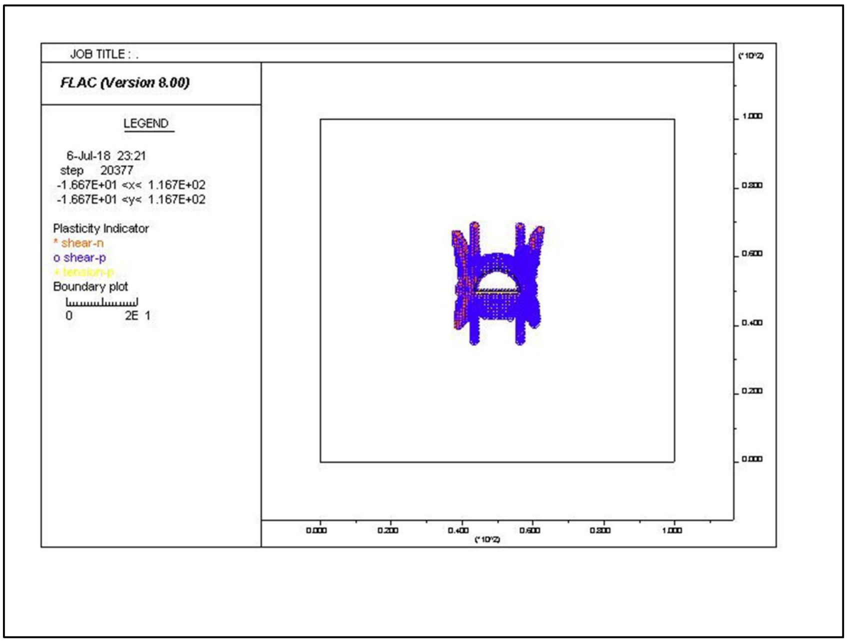
برای محاسبه مقدار ترخیص تنش به پارامترهای R_{Pl} شعاع زون پلاستیک، R_T شعاع معادل تونل، X_T گام حفاری تونل و U_{max} حداکثر جابجایی تونل نیاز است. مقادیر شعاع معادل تونل برای زون اول برابر ۴/۵۲۵۵ متر، گام حفاری برابر ۳ متر است. پارامترهای شعاع زون پلاستیک و جابجایی حداکثر تونل به کمک نرم‌افزار FLAC محاسبه می‌شوند. مطابق شکل‌های (۵-۳)، (۵-۴) و (۵-۵) مقادیر عددی شعاع زون پلاستیک و جابجایی نهایی تاج تونل به ترتیب برابر ۸/۲۵ متر و ۷/۶۶ سانتی‌متر است.



شکل ۵-۳: جابجایی نهایی تونل در زون اول



شکل ۵-۴: نمودار جابجایی نهایی تاج تونل زون اول

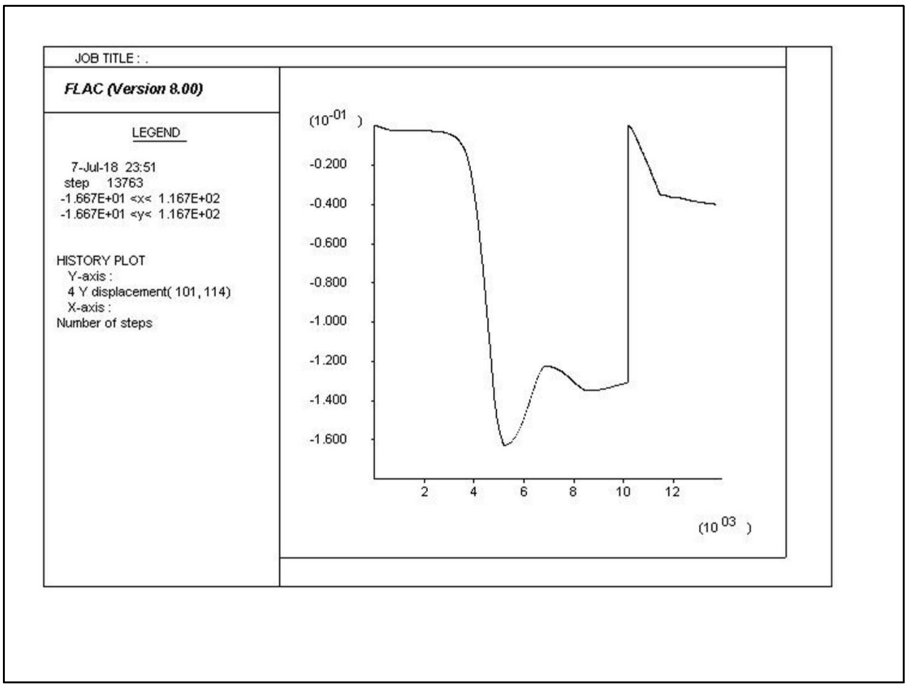


شکل ۵-۵: زون پلاستیک اطراف تونل در زون اول

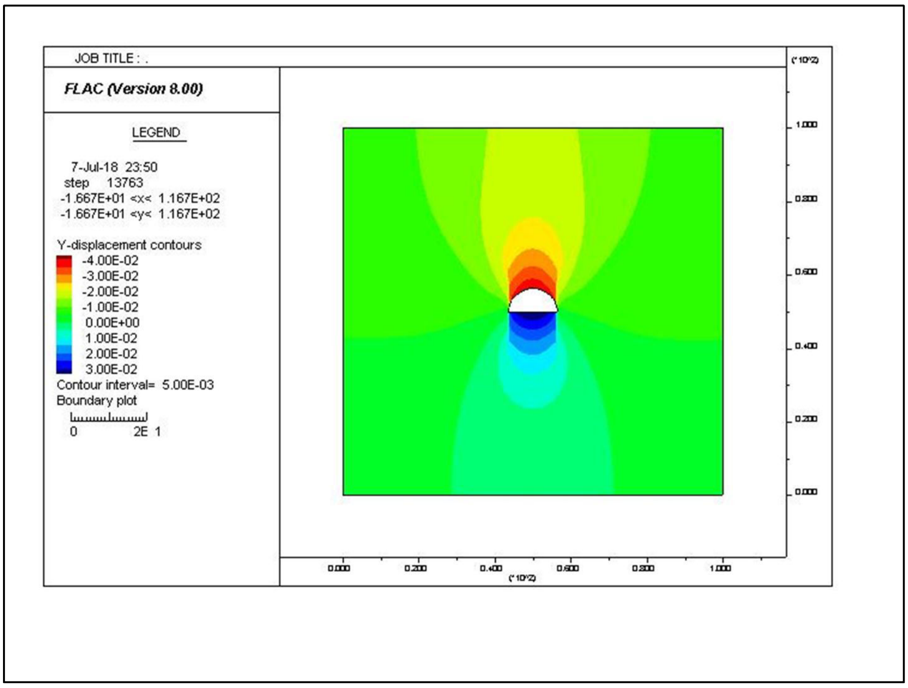
با مشخص شده مقادیر شعاع زون پلاستیک، شعاع معادل تونـل، گـام حفـاری و حـداکثر جابجـایی نهایی تاج تونل بدون نگهداری، به کمک نمودار شکل (۵-۲) می‌توان مقدار عـددی پـارامتر U_i را مشـخص کرد. مطابق نمودار مقدار عددی $\frac{U_i}{U_{max}}$ بـرای زون اول برابـر ۰/۵۴ محاسـبه شـده اسـت. در نهایـت مقـدار

عددی U_i برابر ۴/۱۴ سانتی‌متر به دست می‌آید.

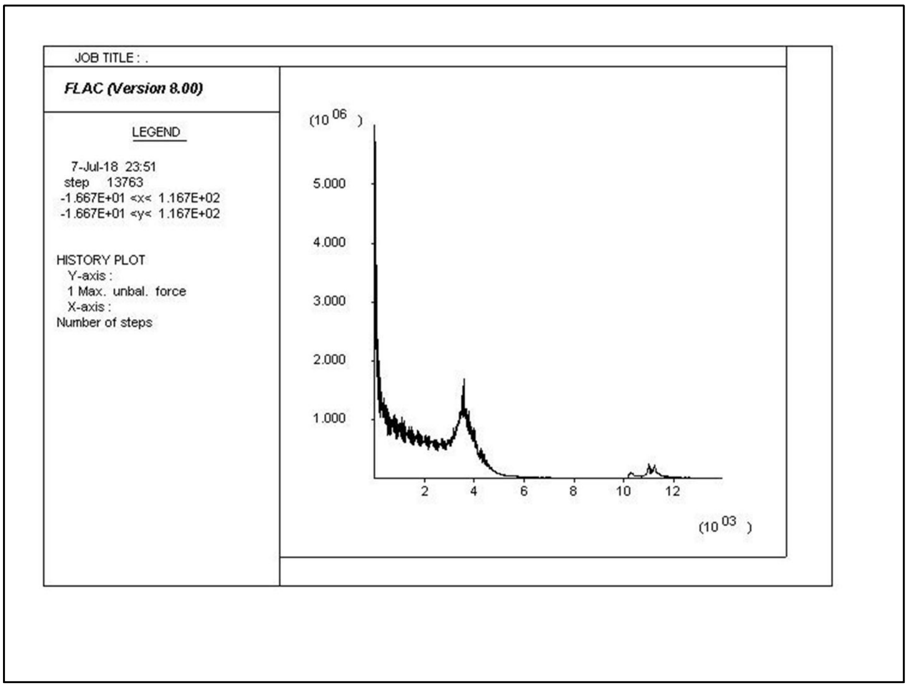
به کمک نرم‌افزار FLAC و به روش سعی و خطا میزان ترخیص تنش معادل با جابجایی اولیـه ۴/۱۴ سانتی‌متر به دست آمده و برابر با ۸۶ درصد است (شکل (۵-۶) و (۵-۷)).



شکل ۵-۶: نمودار جابجایی تاج تونل زون اول در ترخیص تنش ۸۶ درصد



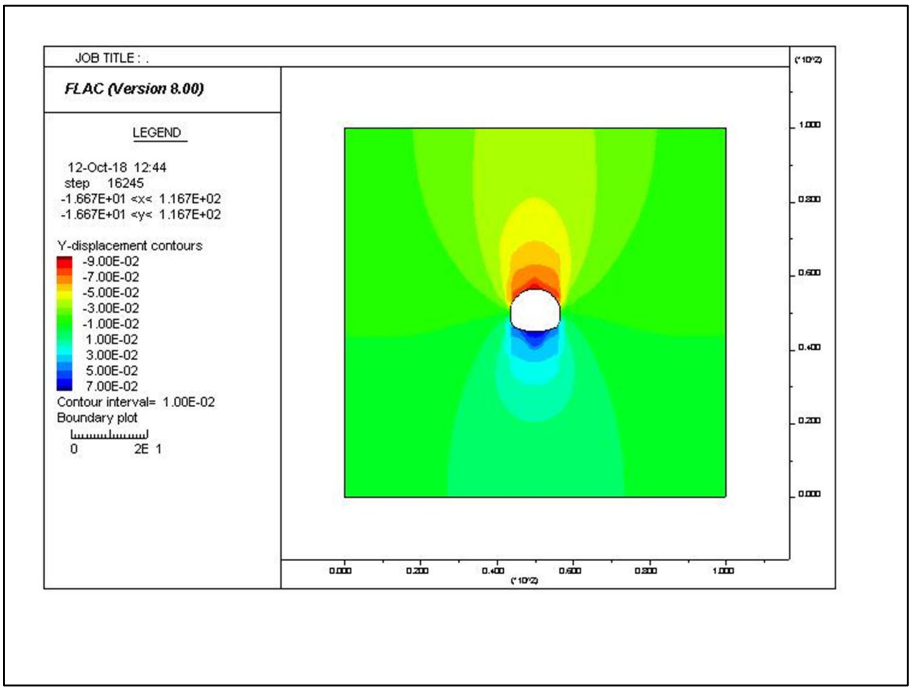
شکل ۵-۷: جابجایی نهایی تونل در زون اول بدون نگهدار در ترخیص تنش ۸۶ درصد



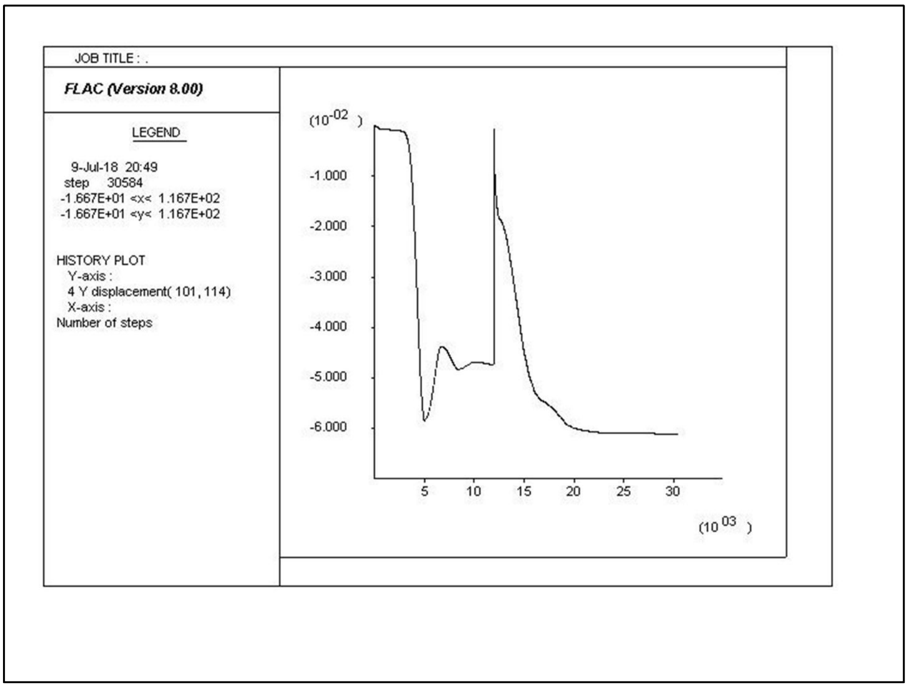
شکل ۵-۸: نیروهای نامتعادل کننده زون اول در ترخیص تنش ۸۶ درصد

۵-۵-۲- ترخیص تنش زون پنجم

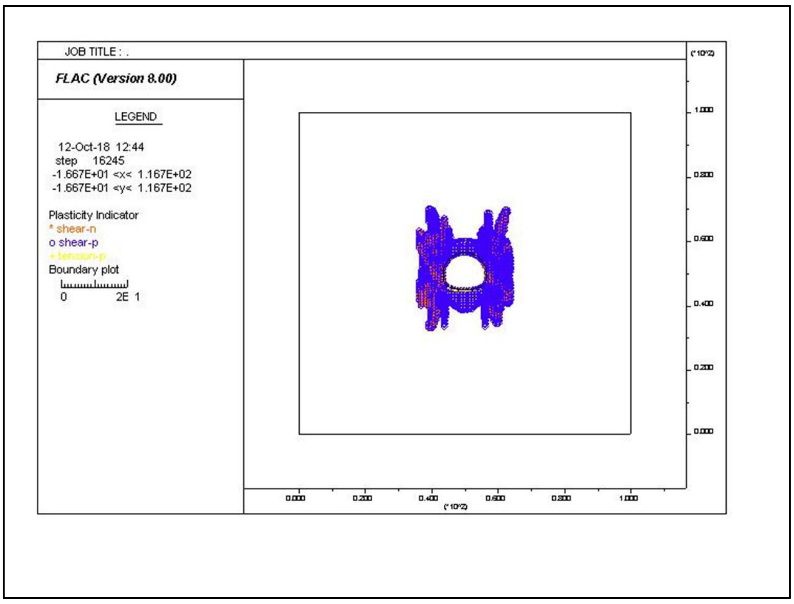
این زون نیز همانند زون اول پارامترهای R_{Pl} شعاع زون پلاستیک، R_T شعاع معادل تونـل، X_T گـام حفاری تونل و U_{max} حداکثر جابجایی تونل محاسبه می‌شود. مقادیر شعاع معادل تونـل بـرای زون پـنجم برابر ۶/۶۵ متر، گام حفاری برابر ۳ متر است. پارامترهای شعاع زون پلاستیک و جابجایی حداکثر تونـل بـه کمک نرم‌افزار FLAC محاسبه می‌شوند. مطابق شکل‌های (۵-۹)، (۵-۱۰) و (۵-۱۱) مقادیر عـددی شـعاع زون پلاستیک و جابجایی نهایی تاج تونل به ترتیب برابر ۱۶ متر و ۹/۰۷ سانتی‌متر است.



شکل ۵-۹: جابجایی نهایی تونل در زون پنجم



شکل ۵-۱۰: نمودار جابجایی نهایی تاج تونل در زون پنجم



شکل ۵-۱۱: زون پلاستیک اطراف تونل در زون پنجم

با مشخص شده مقادیر شعاع زون پلاستیک، شعاع معادل تونـل، گـام حفـاری و حـداکثر جابجـایی نهایی تاج تونل بدون نگهداری، به کمک نمودار (۵-۲)، می‌توان مقدار عددی پـارامتر U_i را مشـخص کـرد.

مطابق نمودار مقدار عددی $\frac{U_i}{U_{max}}$ برای زون پنجم برابر ۰/۵ محاسبه شده است. در نهایت مقدار عـددی U_i برابر ۴/۵۳۵ سانتی‌متر به دست می‌آید.

به کمک نرم‌افزار FLAC و به روش سعی و خطا میـزان تـرخیص تـنش معـادل بـا جابجـایی اولیـه ۴/۵۳۵ سانتی‌متر به دست آمده و برابر با ۸۵ درصد است.

۵-۶- اعتبارسنجی مدل با استفاده از داده‌های ابزار دقیق

جهت اعتبار سنجی مدل، از داده‌های ابزار دقیق که در طول تونل نصب شده‌اند، استفاده شده است. برای این منظور از داده‌های ابزار دقیق ایسـتگاه INS003 در متـراژ ۴۱۷ متـری از دهانـه شـمالی اسـتفاده شده است (شکل (۵-۱۵)).

شکل ۵-۱۲: ایستگاه همگرایی‌سنج متراژ ۴۱۷ از دهانه شمالی (جنرال مکانیک، ۱۳۹۳)

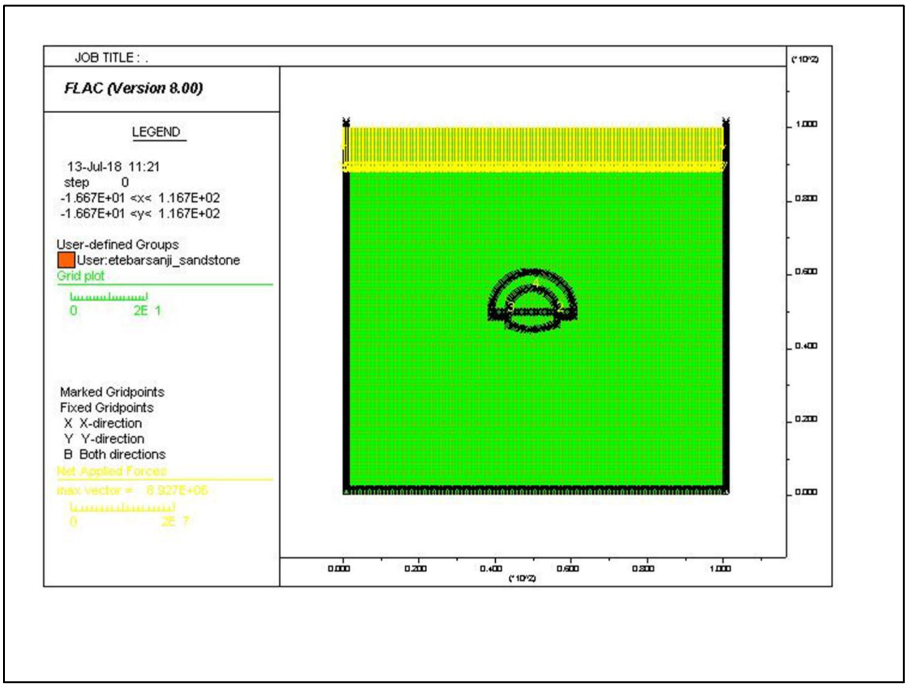
مطابق شکل (۵-۱۲) جابجایی‌های ثبت شده به کمک ابزار دقیق به صورت جابجـایی نهـایی دیـواره چپ-راست (RL) برابر ۲۰/۵۶ میلی‌متر، سقف-دیواره چـپ (LT) برابـر ۱۷/۲۱میلـی‌متـر و سـقف-دیـواره راست (RT) برابر ۱۷/۵۶ میلی‌متر است.

در ادامه زون اول که در بازه ۵۰۰ تا ۵۱۸ متری دهانه شمالی قرار دارد، مدل‌سازی شده و نتـایج آن با نتایج به دست آمده از ابزار دقیق مقایسه خواهد شد.

- پس از محاسبه درصد ترخیص تنش، مدل‌سازی عددی در این زون به صـورت مراحـل زیـر انجـام می‌شود:

۱) هندسه مدل، اختصاص مواد به مدل تا تعادل اولیه مدل عددی

در این قسمت یک مدل عددی با ابعاد بلوک ۱۰۰×۱۰۰، تونل مورد نظر با ابعاد از قبل تعریف شـده و همچنین یک زون معادل (زون معادل ناشی از حضور پیچسنگ) که به شعاع برابر با طـول پـیچسـنگ در ناحیه ای که پیچسنگ نصب شده است، مطابق شکل (۵-۱۶) ایجاد می‌شود.



شکل ۵-۱۳: ابعاد و هندسه مدل در زون اول

جدول ۵-۲: مشخصات توده‌سنگ و توده‌سنگ معادل در زون اول

توده‌سنگ	$H\ (m)$	σ_{cm} (Mpa)	s	c (Mpa)	φ (deg.)	E_m (Mpa)	a	m_b	σ_t (Mpa)
اول	۷۰۰	۲۸/۰۵۳	۰/۰۰۷۵	۷/۰۱۰	۳۶/۸۹	۷۰۹۶/۳۱	۰/۵۰۴	۳/۵۳۲	۲/۸۰۵۳
توده‌سنگ معادل	$H\ (m)$	σ^*_{cm} (Mpa)	s^*	c^* (Mpa)	φ^* (deg.)	E^*_m (Mpa)	a^*	m_b	σ^*_t (Mpa)
اول	۷۰۰	۳۳/۲۷۱	۰/۰۶۵	۷/۶۳۴	۴۰/۷	۷۱۵۷/۳۱	۰/۵۰۴	۴/۱۸۸۹۵۲	۳/۳۲۷۱

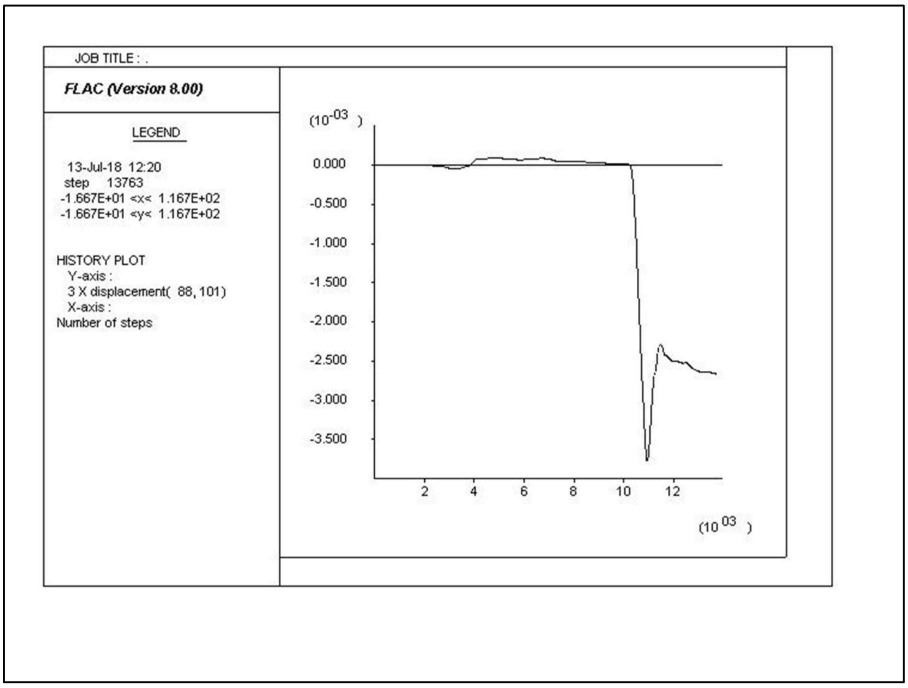
جدول ۵-۳: مشخصات دوغاب

مدول یانگ (GPa)	ضریب پواسون	چسبندگی (Mpa)	زاویه اصطکاک
۱۰	۰/۲	۳	۳۰

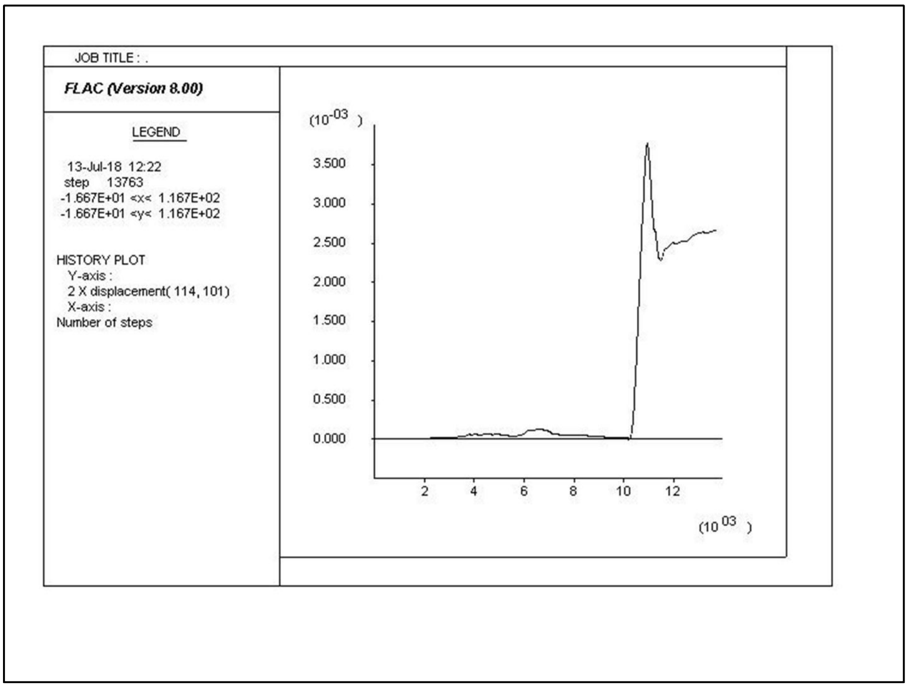
۲) حفاری سقف مدل و اعمال ترخیص تنش ۸۶ درصد به مدل

در این مرحله، حفاری سقف مدل انجام می‌شود و ترخیص تنش ۸۶ درصد به مدل اعمال می‌شود که این ترخیص تنش مربوط به جابجایی‌های انجام شده قبل از نصب ابزار دقیق و سیستم نگهداری است.

مطابق شکل‌های (۵-۶) و (۵-۷) مقدار جابجایی‌های نهایی اخذ شده از مدل عددی در تاج تونل برابر ۴/۱۴ سانتی‌متر و در دیواره های چپ و راست مطابق شکل‌های (۵-۱۴) و (۵-۱۵) برابر ۲/۶۶ میلی-متر است. این مقدار از جابجایی‌ها مقادیری هستند که توسط ابزار دقیق ثبت نشده‌اند.



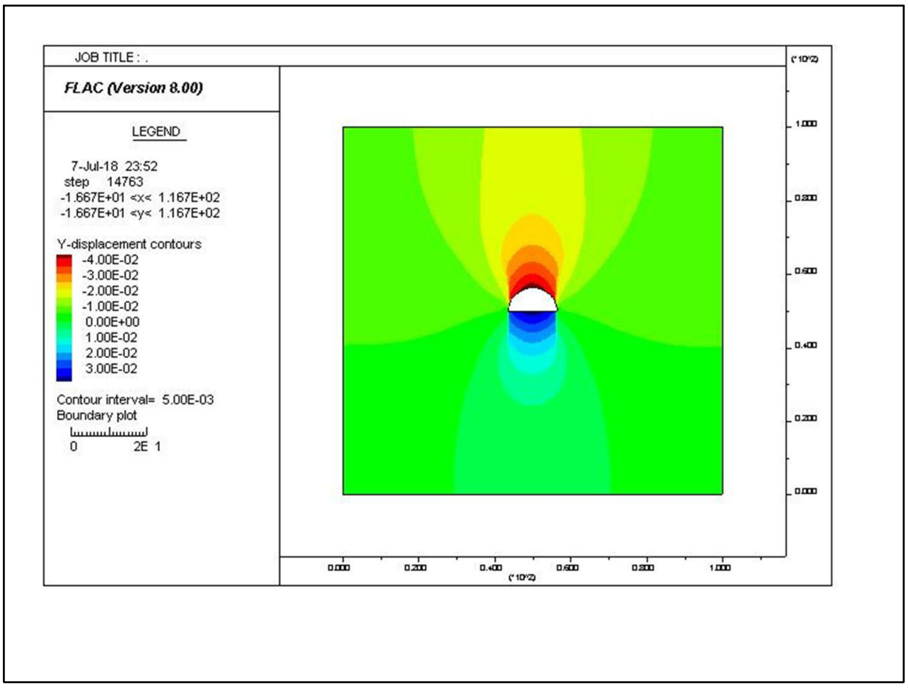
شکل ۵-۱۴: جابجایی دیواره چپ تونل در زون اول در ترخیص تنش ۸۶ درصد



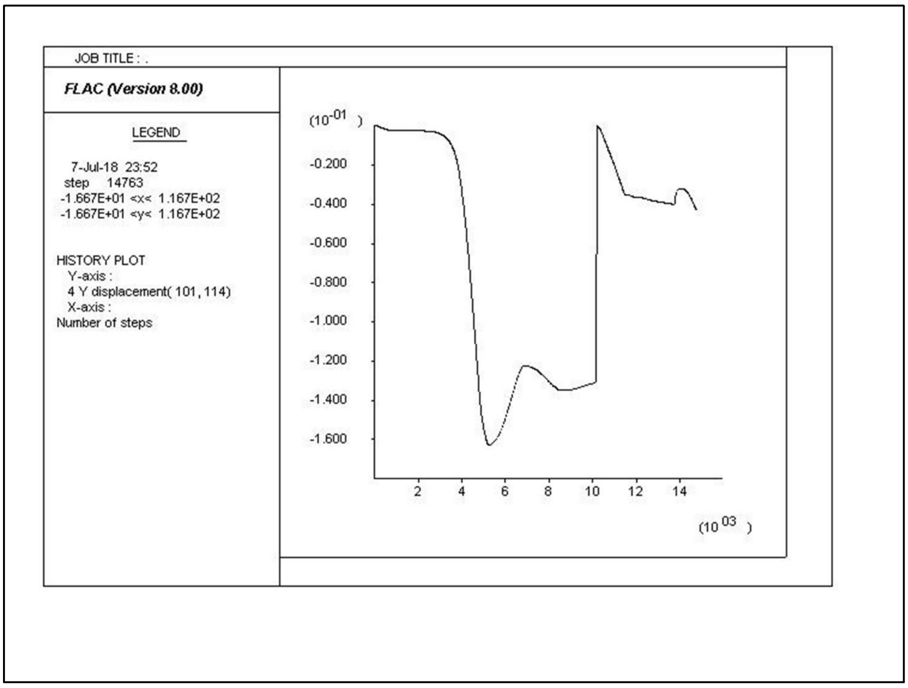
شکل ۵-۱۵: جابجایی دیواره راست تونل در زون اول در ترخیص تنش ۸۶ درصد

۳) نصب نگهداری‌های سقف تونل و ترخیص تنش ۱۰۰ درصد

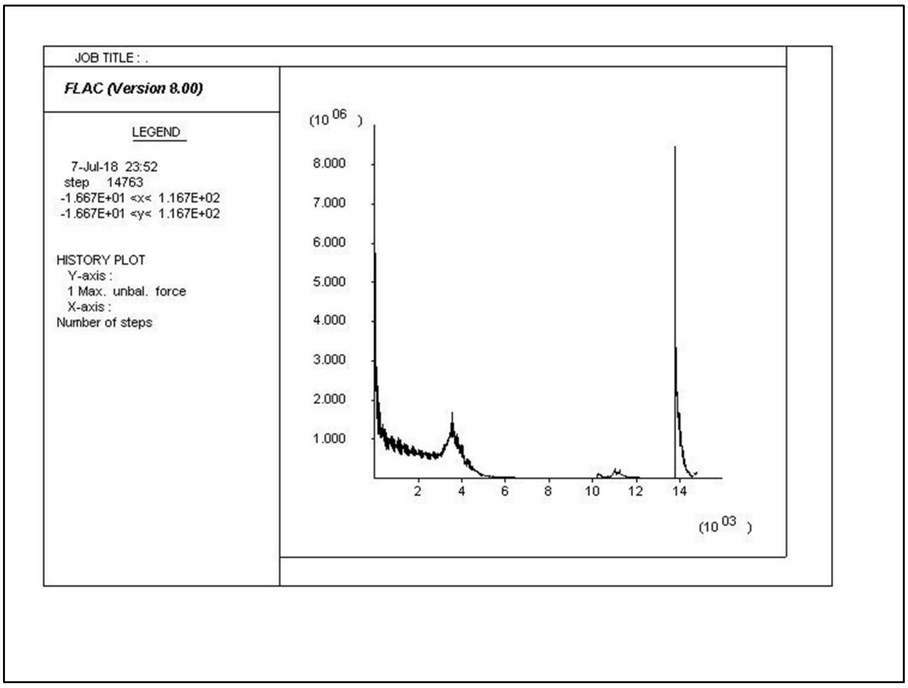
پس از ترخیص تنش ۸۶ درصد و اخذ جابجایی‌های سقف و دیواره تونل، نگهداری مربوط بـه سـقف نصب شده و ترخیص ۱۰۰ درصدی تنش اعمال می‌شود و از این مرحله به بعد جابجایی‌های دریافـت شـده از مدل با جابجایی‌های ثبت شده توسط ابزار دقیق مقایسه شده و اعتبار سنجی مدل به ایـن طریـق انجـام می‌شود.



شکل ۵-۱۶: جابجایی تونل پس از نصب نگهداری سقف و ترخیص ۱۰۰ درصد



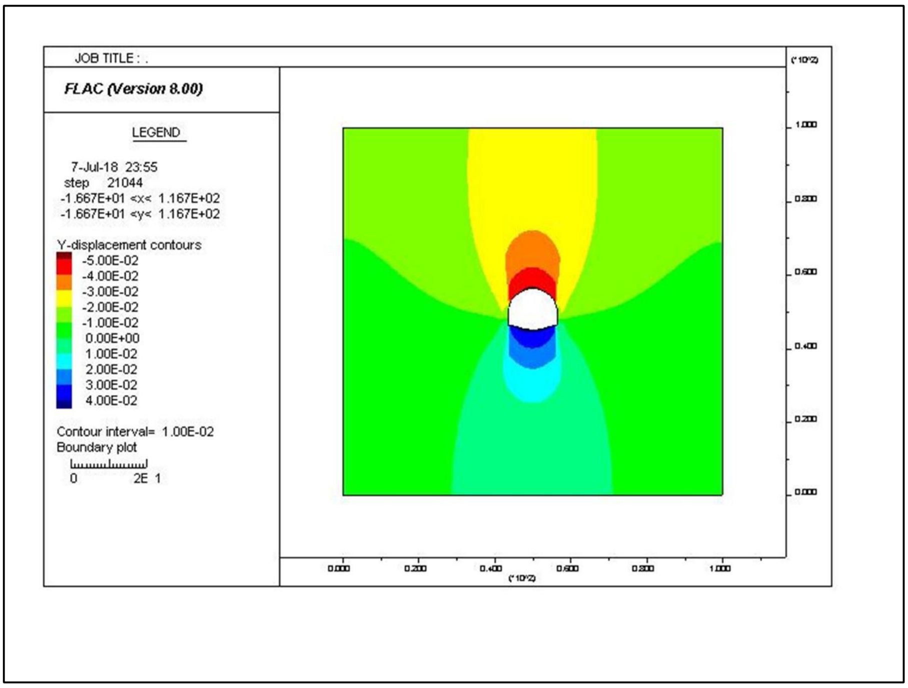
شکل ۵-۱۷: نمودار جابجایی قائم پس از نصب نگهداری سقف و ترخیص تنش ۱۰۰ درصدی تنش



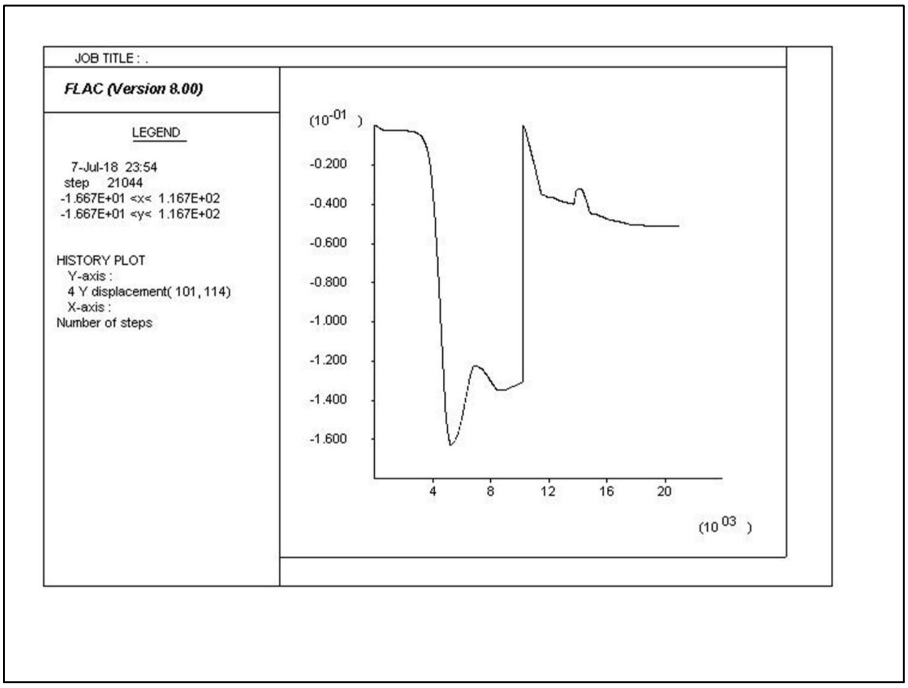
شکل ۵-۱۸: نیروهای نامتعادل‌کننده تا مرحله نصب سیستم نگهداری و ترخیص ۱۰۰ درصد

۴) حفاری کامل تونل، نصب نگهداری دیواره، نصب نگهداری دائم تونل و تعادل نهایی مدل

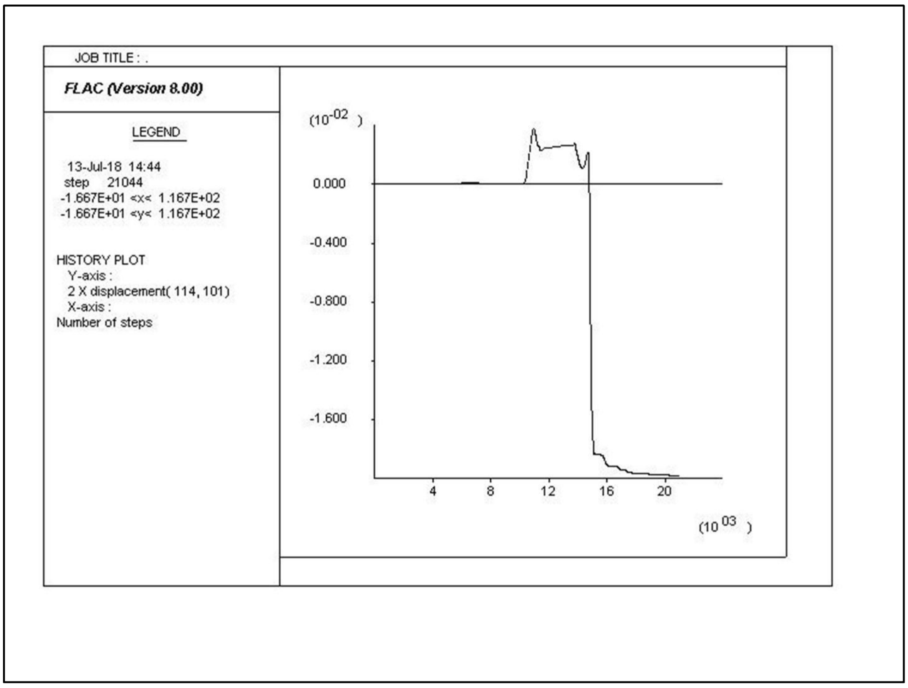
در این مرحله بخش دوم تونل (Bench) نیز حفاری شده و سیستم نگهداری‌های مربوط به آن نصب می‌شوند. پس از تعادل نهایی مدل، نتایج به دست آمده از مدل عددی با نتایج ابزار دقیق مقایسه می‌شوند.



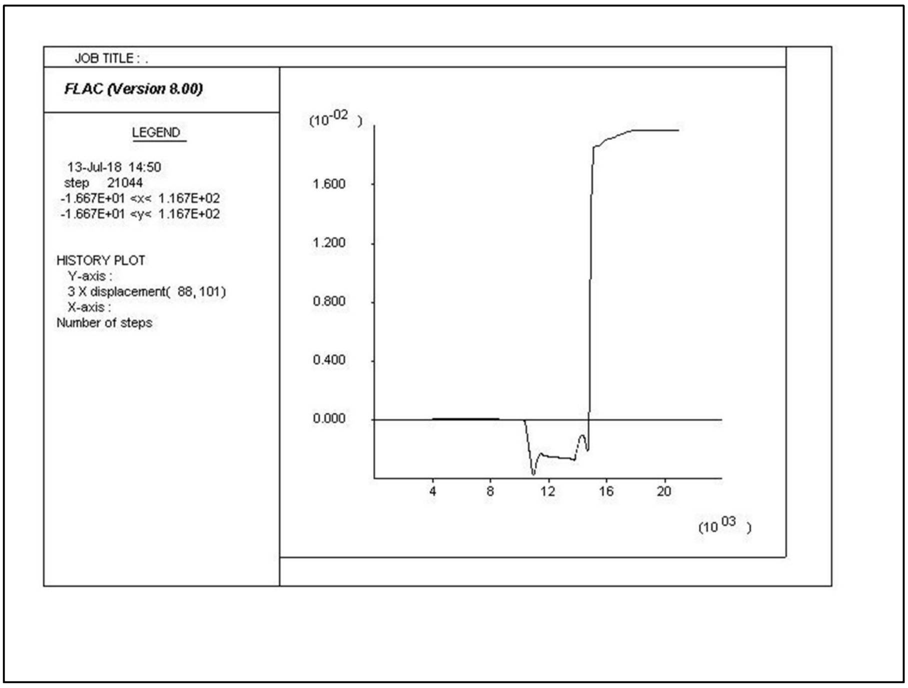
شکل ۵-۱۹: جابجایی نهایی تونل پس از حفاری کامل و نصب نگهداری تونل



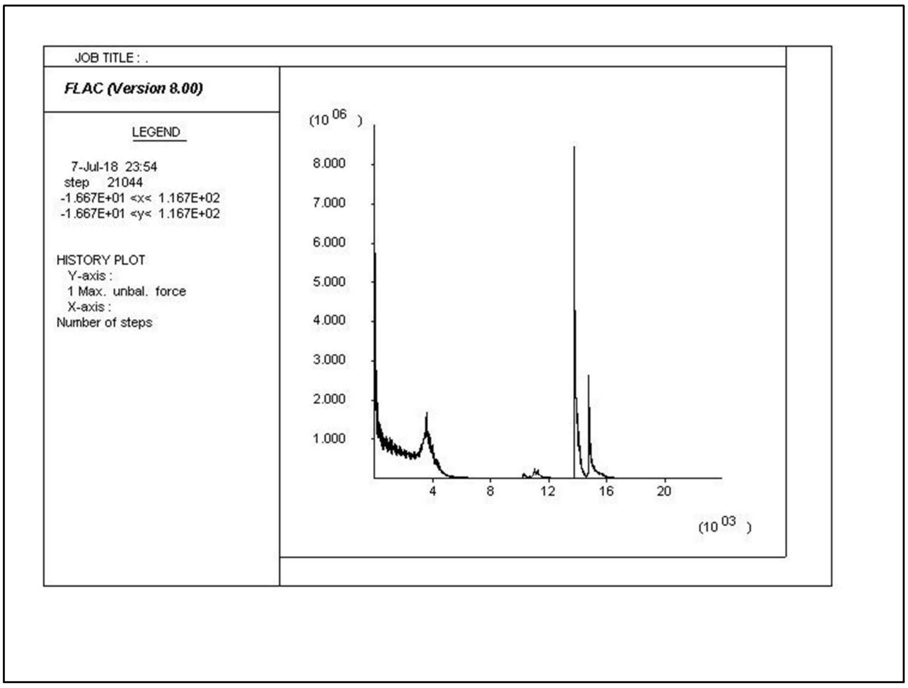
شکل ۵-۲۰: نمودارجابجایی نهایی تاج تونل پس از حفاری کامل و نصب نگهداری تونل



شکل ۵-۲۱: نمودارجابجایی نهایی دیواره راست تونل پس از حفاری کامل و نصب نگهداری تونل



شکل ۵-۲۲: نمودارجابجایی نهایی دیواره چپ تونل پس از حفاری کامل و نصب نگهداری تونل



شکل ۵-۲۳: نیروهای نامتعادل‌کننده در تعادل نهایی

میزان جابجایی‌های نهایی تونل در دیواره‌های چپ و راست و تاج تونـل پـس از تـرخیص تـنش (در

نظر نگرفتن جابجایی‌های قبل از نصب ابزار دقیق) در روش مدل‌سازی عددی محاسبه شده است. جابجایی تاج تونل برابر ۹/۶ میلی‌متر، جابجایی دیواره راست و چپ تونل هر کدارم برابر ۱۶/۸میلی‌متر است. حال به کمک روابط هندسی جابجایی‌های موجود در تاج تونل و دیواره‌های چپ و راست تونل به جابجایی‌های TR، TL و RL تبدیل می‌شوند. در نهایت جابجایی‌های TR، TL و RL محاسبه شده به کمک مدل‌سازی عددی به ترتیب برابر ۱۸/۷، ۱۸/۷ و ۳۳/۶ میلی‌متر محاسبه شده است. مقادیر TR، TL و RL ثبت شده از ایستگاه ابزار دقیق به ترتیب برابر ۱۷/۵۶، ۱۷/۲۱و ۲۰/۵۶ میلی‌متر است. اختلاف جزئی مقادیر به دست آمده از مدل‌سازی عددی و ابزار دقیق می‌تواند به دلیل اختلاف محل مقطع تونل مورد نظر با محل مقطع ایستگاه ابزار دقیق شماره INS003 باشد. اما به دلیل کمبود اطلاعات و به ناچار از نزدیک‌ترین ایستگاه ابزار دقیق استفاده شده است.

۵-۷- مدل‌سازی عددی زون پنجم

همانند مراحل مدل‌سازی زون اول، در این قسمت نیز مدل‌سازی زون پنجم انجام می‌شود. در این مدل‌سازی دو روند کلی دنبال می‌شود:

اول مدل‌سازی توده‌سنگ همراه با حضور پیچ‌سنگ (مدل‌سازی‌های متداول)

دوم مدل‌سازی توده‌سنگ همراه با ایجاد یک زون تقویت شده (به جای حضور پیچ‌سنگ) اطراف تونل

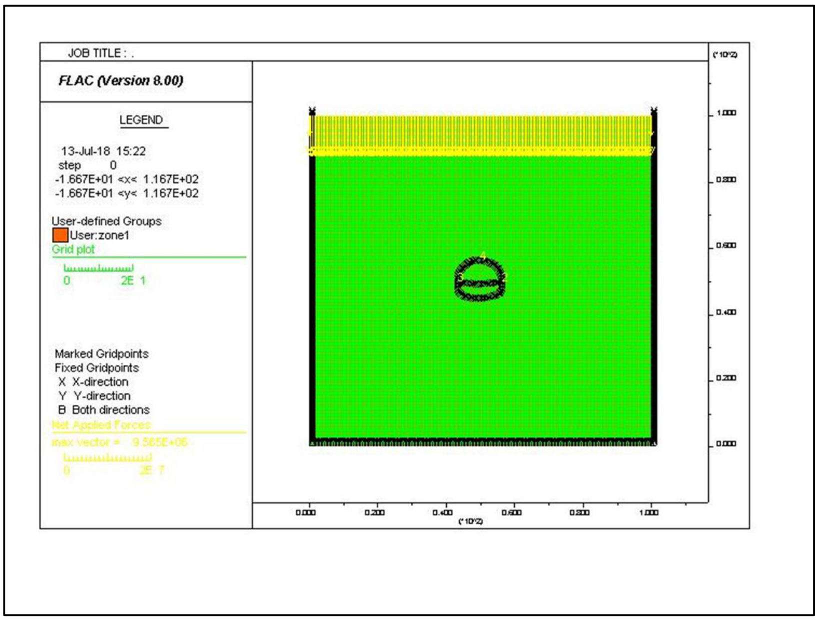
لازم به ذکر است با توجه به تشابه مدل‌سازی زون‌های پنجم و دهم، از مدل‌سازی زون دهم صرفه-نظر شده است.

۵-۷-۱-مدل‌سازی عددی زون پنجم به روش متداول

همچنان که قبلا مشاهده شده است، مقادیر ترخیص تنش در زون پنجم مشخص شـده اسـت. پـس از محاسبه درصد ترخیص تنش، مدل‌سازی عددی در این زون به صورت مراحل زیر انجام می‌شود:

۱) ابعاد هندسی مدل، اختصاص مواد تا تعادل اولیه

در این قسمت ابتدا یک مدل به ابعاد ۱۰۰×۱۰۰ با ابعاد تونل مورد نظر ایجاد مـی‌شـود. پـس از آن مواد به مدل اختصاص داده شده و با اعمال شرایط مرزی و اولیه و نیز اعمـال شـرایط اولیـه تـنش، تعـادل اولیه مدل انجام می‌شود.



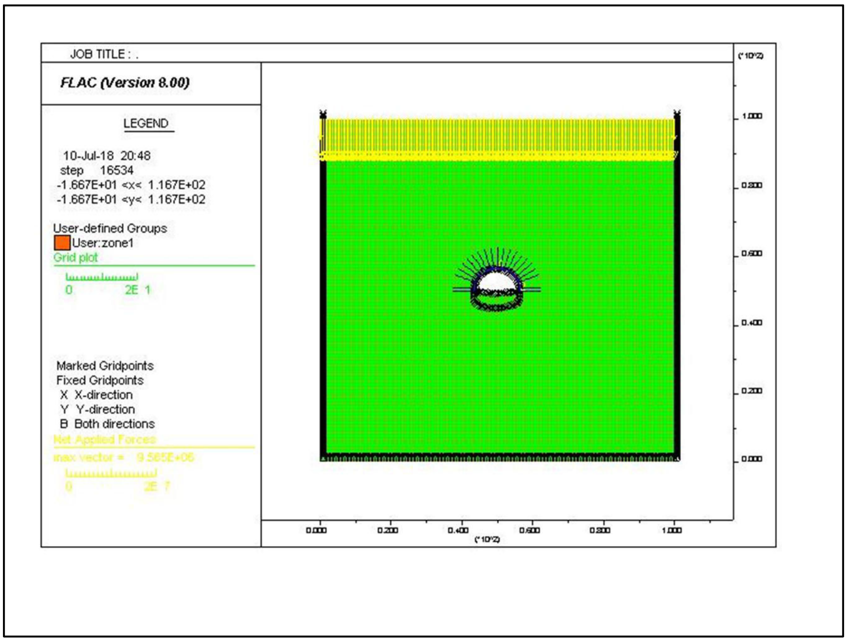
شکل ۵-۲۴: ابعاد اولیه مدل و شرایط اولیه مرزی و اعمال تنش‌های اولیه

۲) محاسبه میزان ترخیص تنش

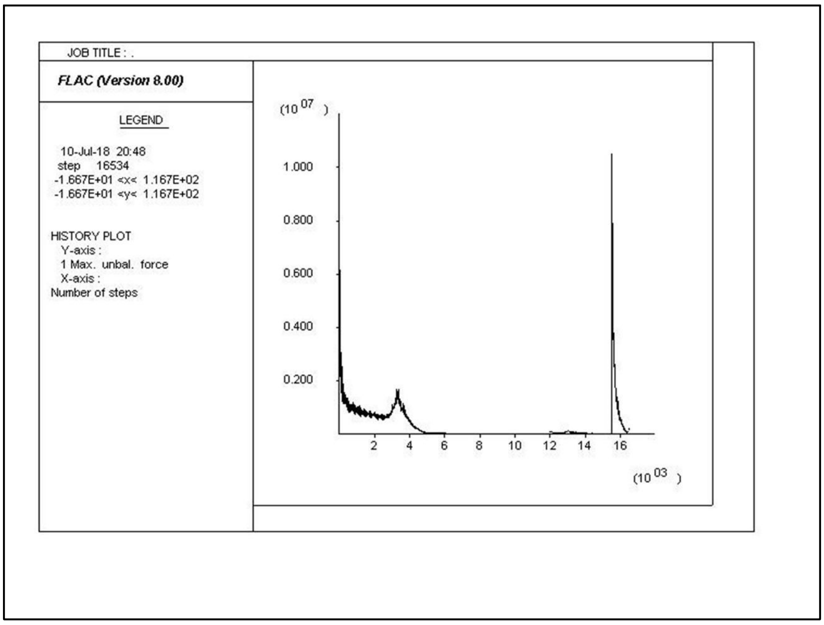
این مرحله قبلا تشریح شده است (مراجعه به قسمت ۵-۵-۲ ترخیص تنش زون پنجم)

۳) حفاری سقف تونل، نصب سیستم نگهداری مربوطه و ترخیص ۱۰۰ درصدی تنش

در این بخش سقف تونل حفاری شده و ترخیص کامل تنش اعمال می‌شود، سپس نگهداری‌های مربوط به سقف (نگهداری موقت) نصب می‌شود.



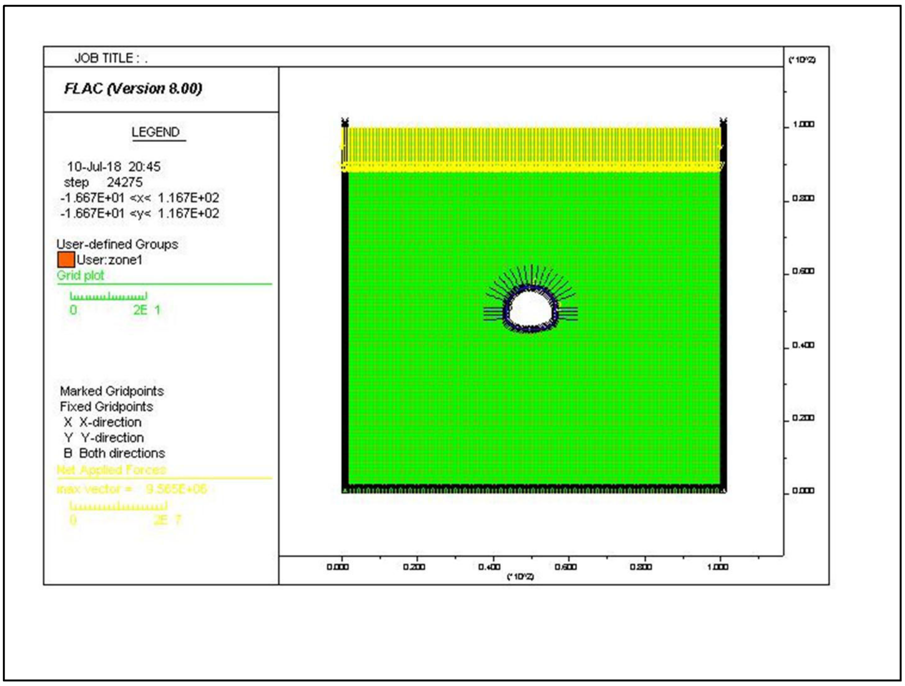
شکل ۵-۲۵: حفاری سقف، ترخیص تنش ۱۰۰ درصدی و نصب نگهداری سقف



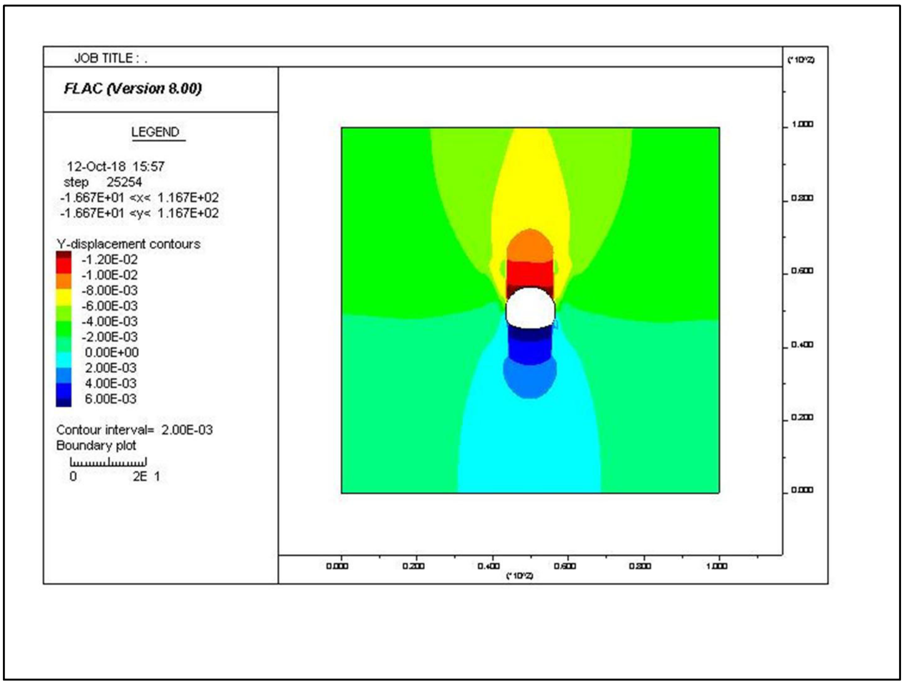
شکل ۵-۲۶: نیروهای نامتعادل‌کننده تونل پس از حفاری و نگهداری سقف تونل

۴) حفاری کامل تونل و تعادل نهایی مدل

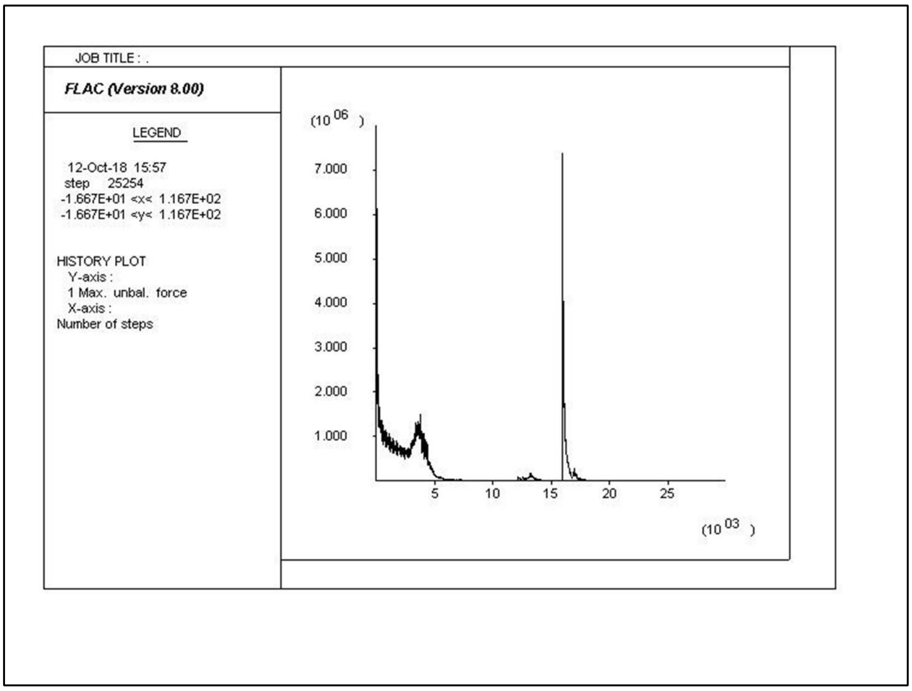
پس از حفاری سقف و نصب سیستم نگهداری مربوط به آن، حفاری کف تونل (Bench) نیز انجام می‌شود و پس از آن نگهداری‌های موقت آن نصب شده و در نهایت نگهداری دائم کل سطح مقطع تونل نصب و تعادل نهایی مدل انجام می‌شود.



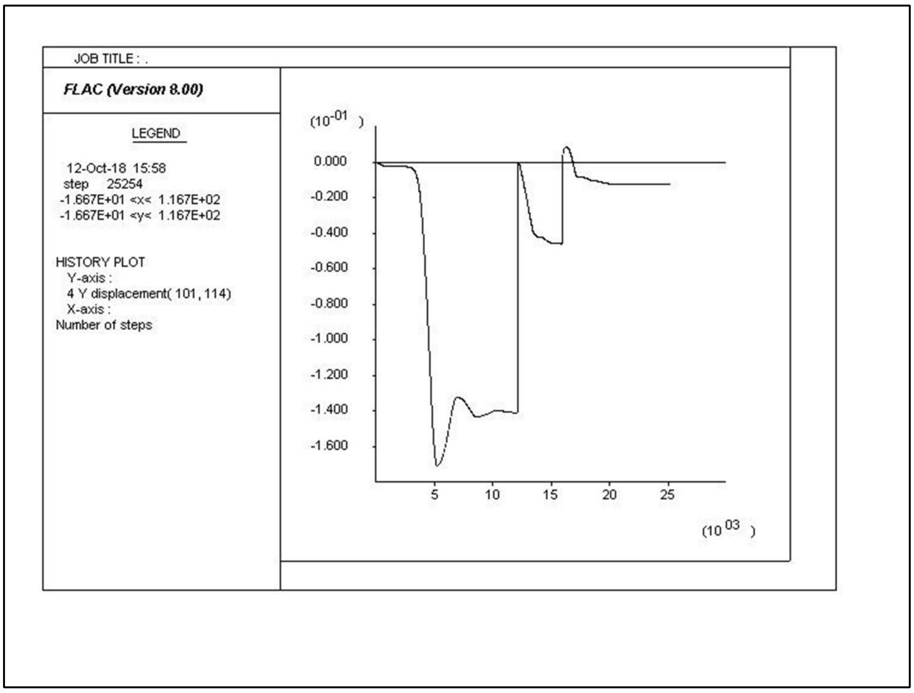
شکل ۵-۲۷: حفاری کامل تونل و نصب نگهداری دائم آن



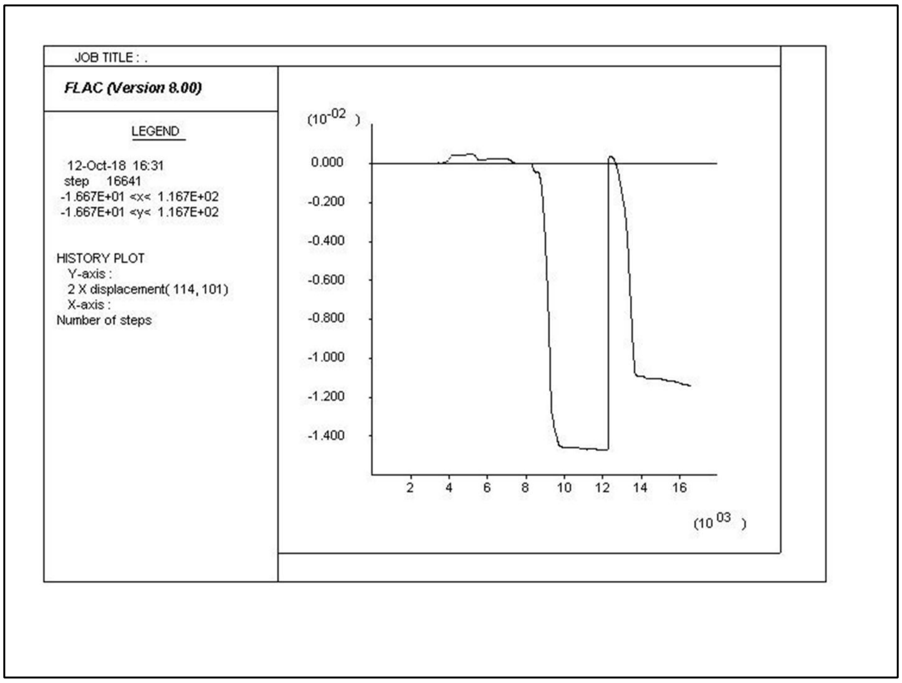
شکل ۵-۲۸: جابجایی نهایی تونل به روش متداول



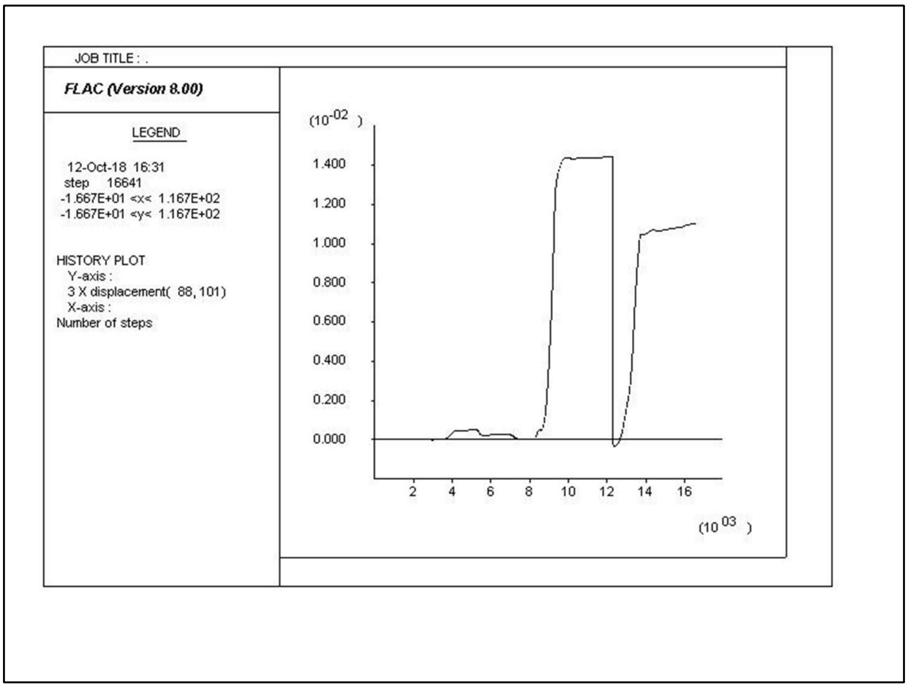
شکل ۵-۲۹: نیروهای نامتعادل‌کننده نهایی تونل



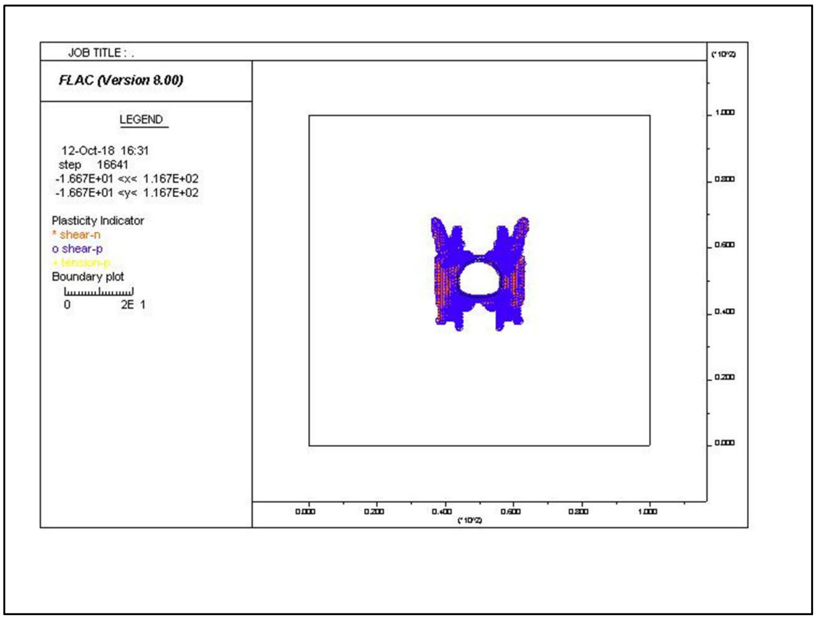
شکل ۵-۳۰: جابجایی نهایی تاج تونل



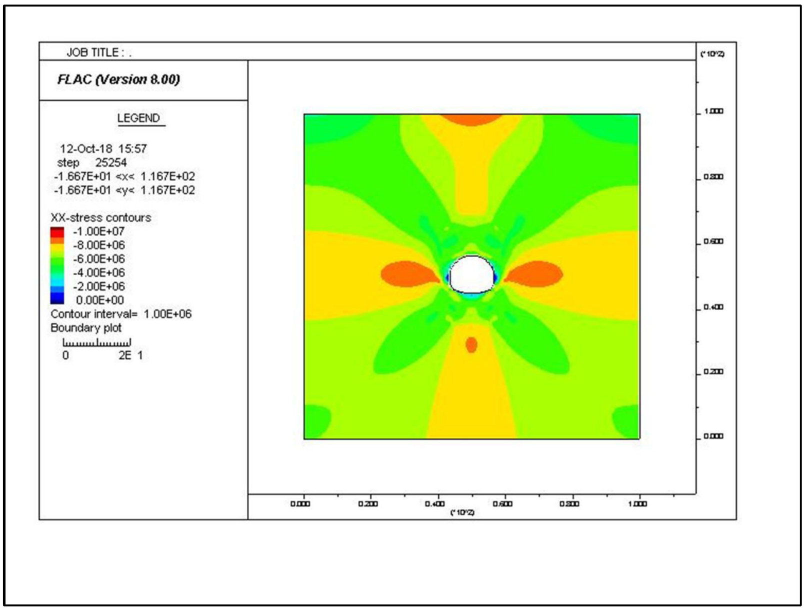
شکل ۵-۳۱: جابجایی افقی نهایی دیواره راست تونل



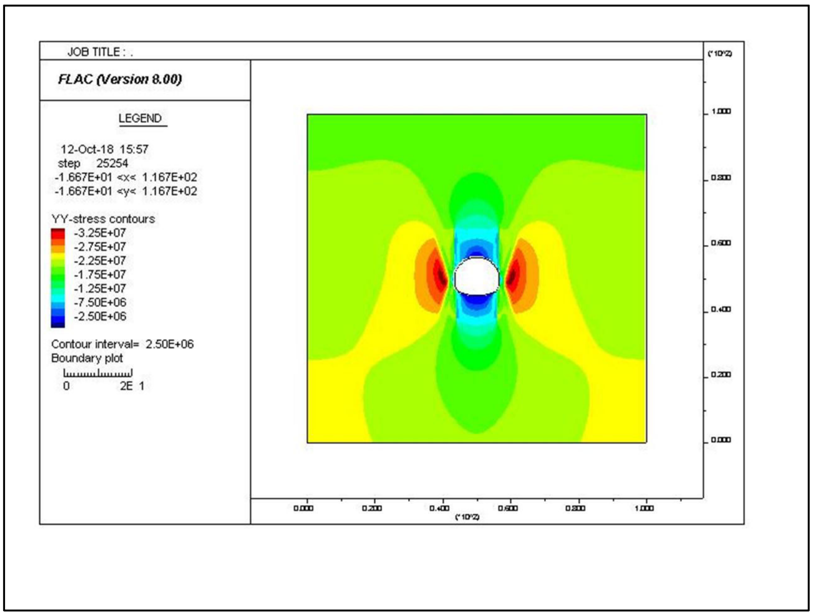
شکل ۵-۳۲: جابجایی افقی نهایی دیواره چپ تونل



شکل ۵-۳۳: زون پلاستیک اطراف تونل



شکل ۵-۳۴: کنتور تنش افقی به روش متداول

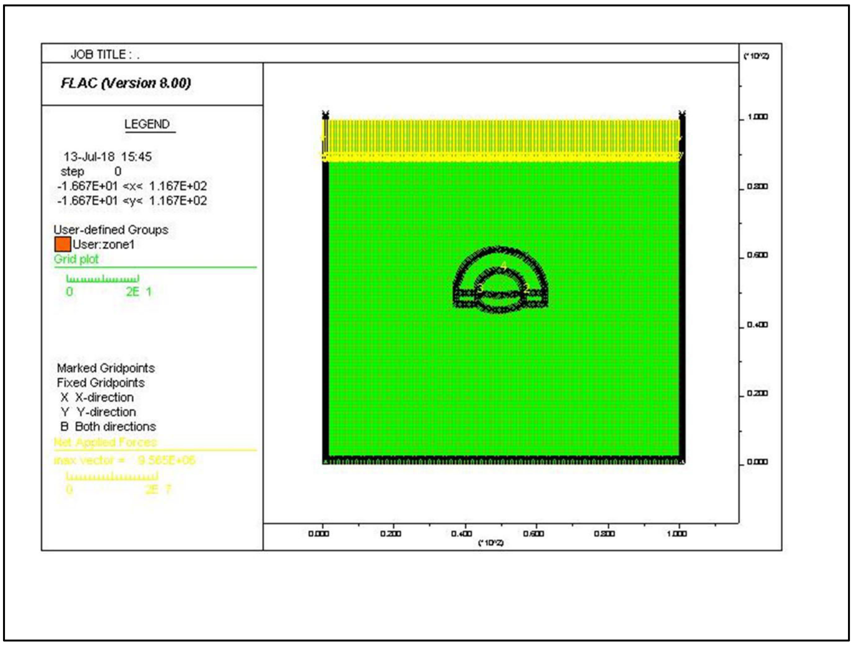


شکل ۵-۳۵: کنتور تنش قائم به روش متداول

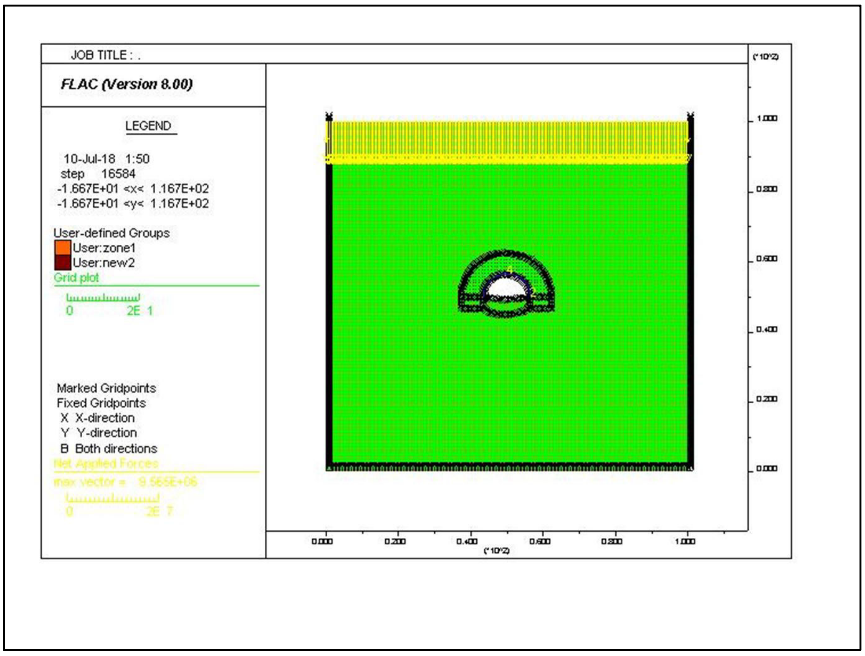
۵-۷-۲- مدل‌سازی زون پنجم به روش معادل (زون معادل اطراف تونل)

مدل‌سازی به روش معادل نیز تا مرحله قبل از نصب سیستم نگهداری همانند مدل‌سازی متداول است و نتایج تا این مرحله شبیه به هم هستند. پس از محاسبه ترخیص تنش، سیستم نگهداری سقف

تونل اعمال می‌شود که در این بخش به جایی نصب سیستم نگهداری پیچ‌سنگ، از زون تقویت شده معادل اطراف تونل استفاده می‌شود.

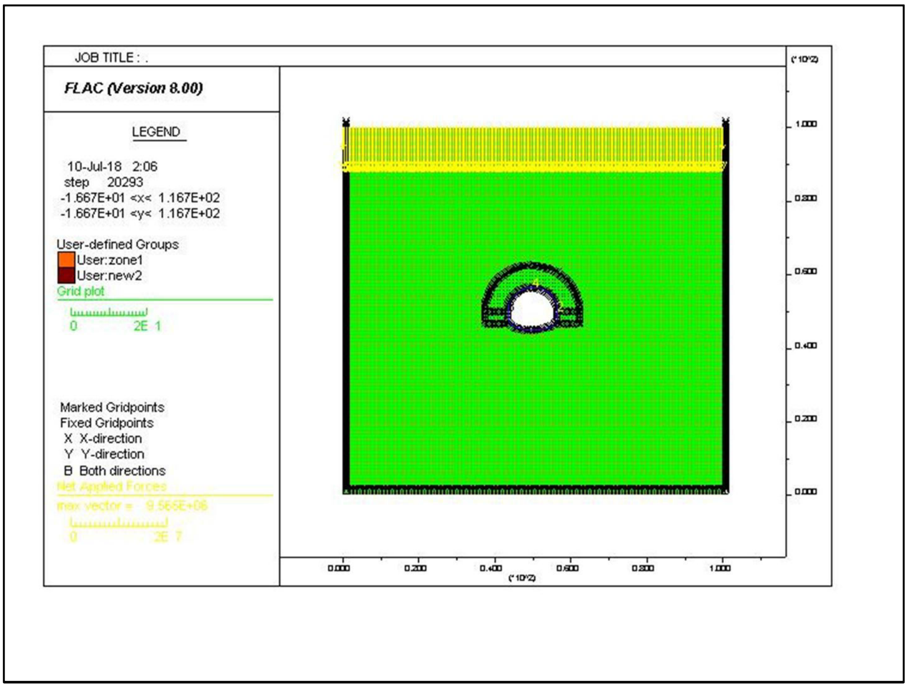


شکل ۵-۳۶: ابعاد اولیه مدل و شرایط اولیه مرزی و اعمال تنش‌های اولیه

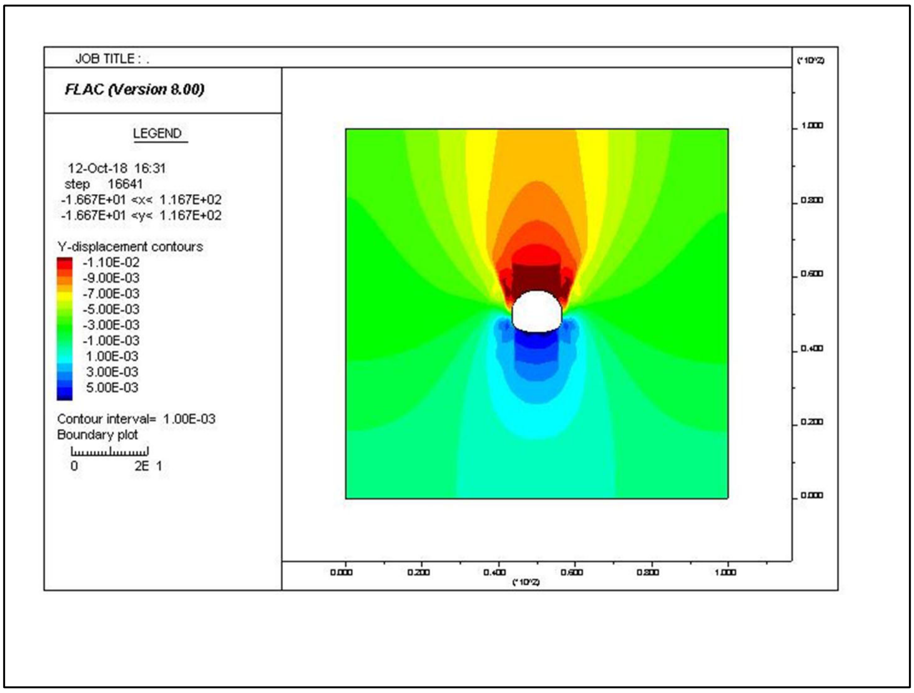


شکل ۵-۳۷: حفاری سقف، ترخیص تنش ۱۰۰ درصدی و نصب نگهداری سقف

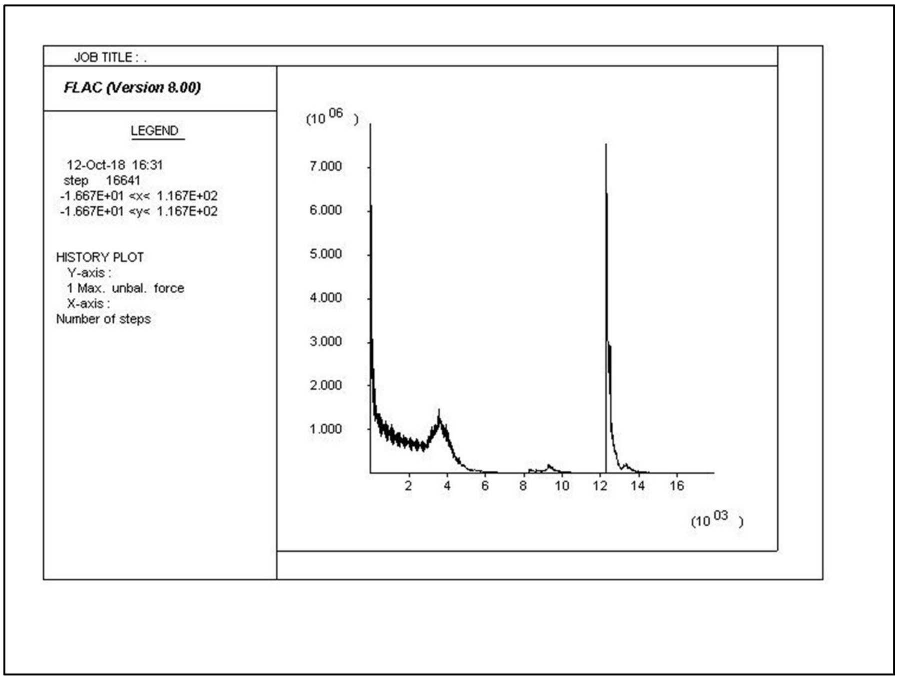
پس از آن، حفاری کامل تونل و نصب سیستم نگهداری موقت و دائم آن انجام می‌شـود و در نهایـت تعادل نهایی مدل انجام می‌شود.



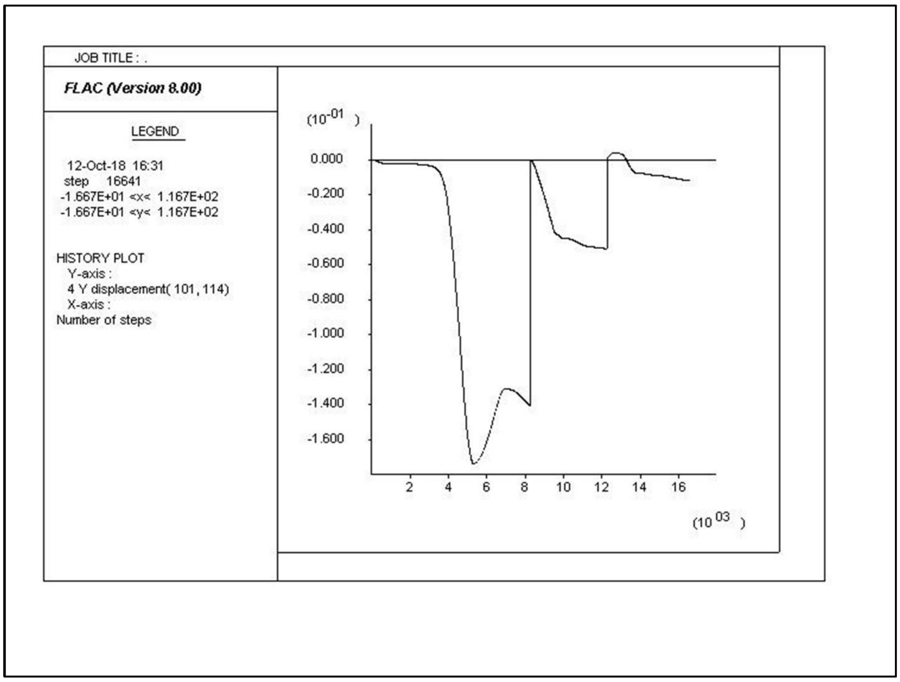
شکل ۵-۳۸: حفاری نهایی تونل و نصب نگهداری نهایی



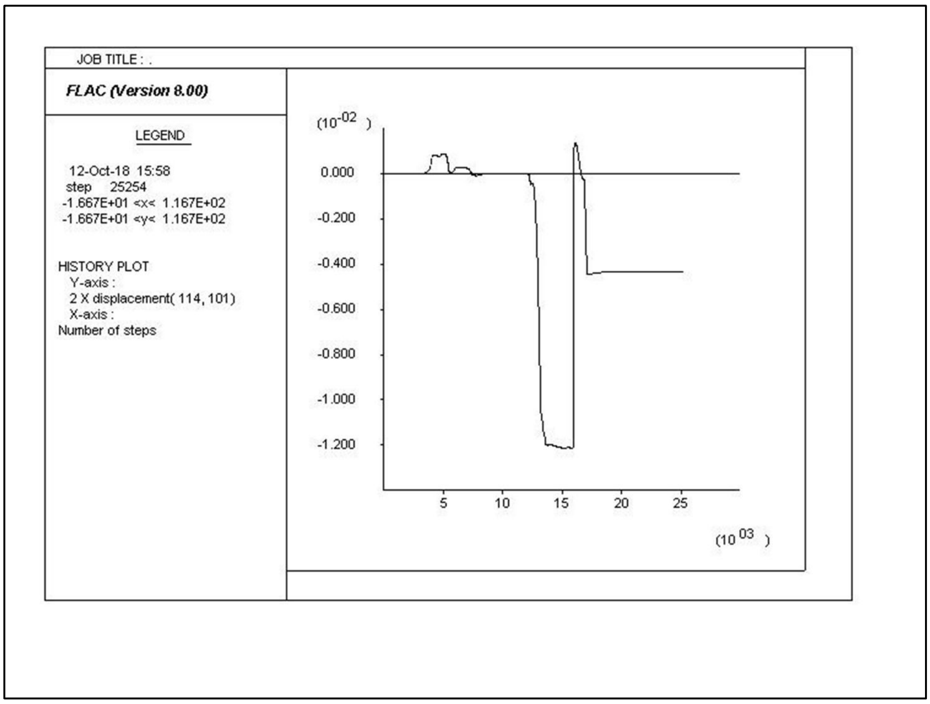
شکل ۵-۳۹: جابجایی نهایی تونل به روش معادل



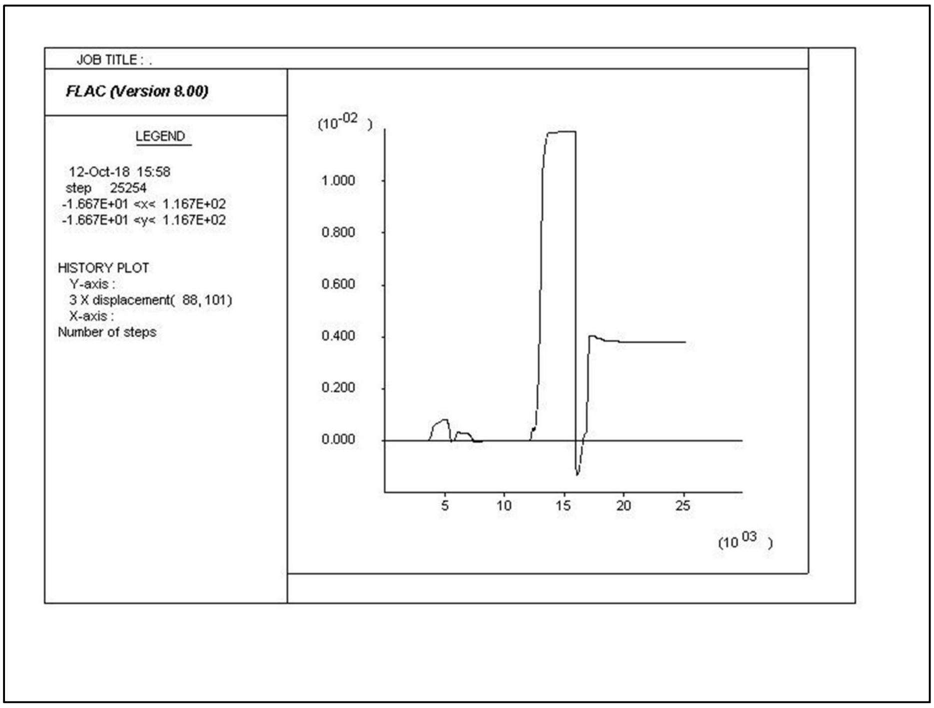
شکل ۵-۴۰: نیروهای نامتعادل‌کننده نهایی تونل



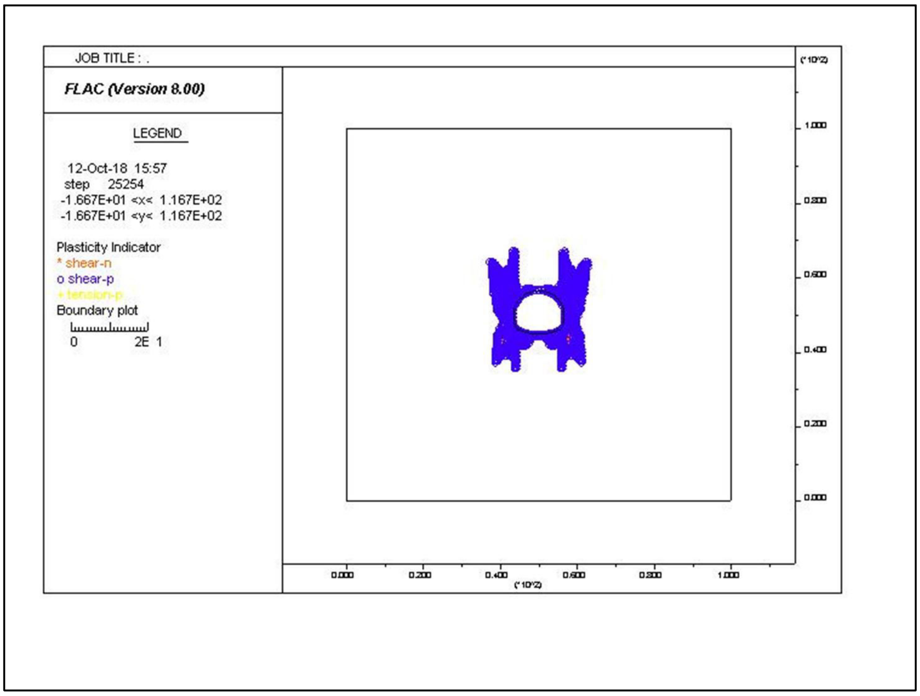
شکل ۵-۴۱: جابجایی نهایی قائم تاج تونل به روش معادل



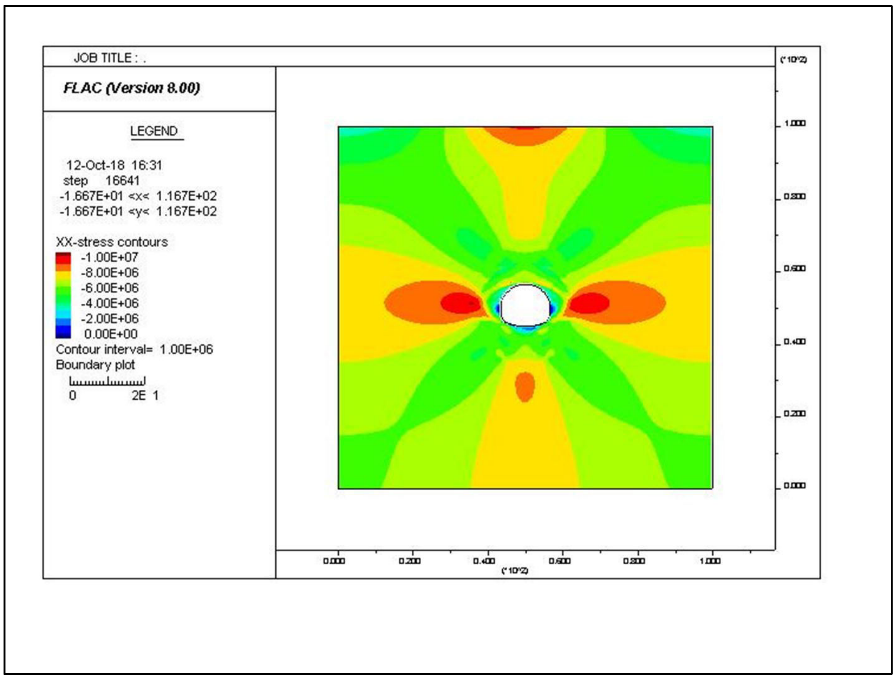
شکل ۵-۴۲: جابجایی نهایی افقی دیواره راست تونل به روش معادل



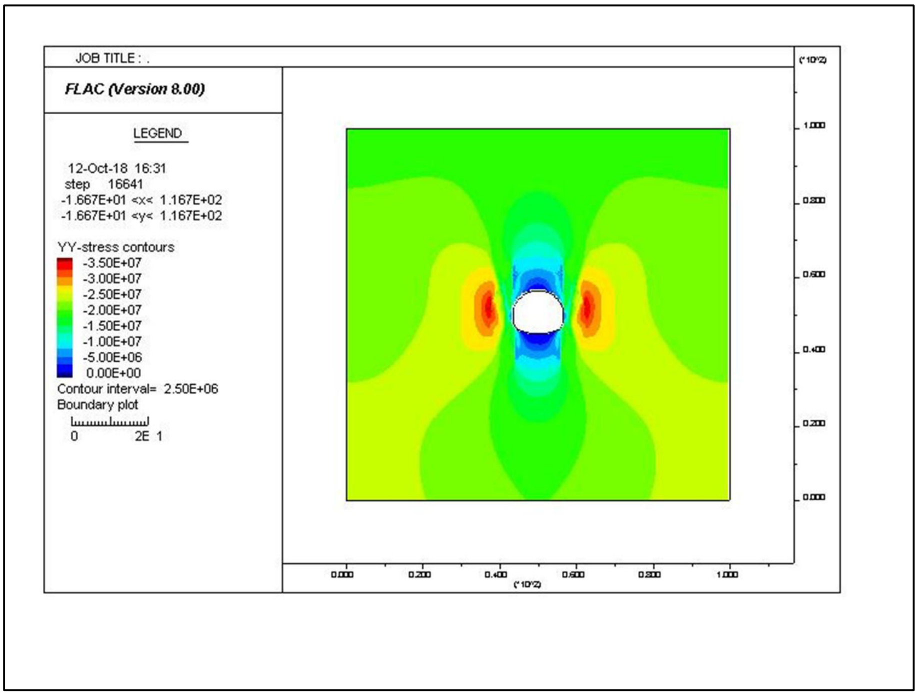
شکل ۵-۴۳: جابجایی نهایی افقی دیواره چپ تونل به روش معادل



شکل ۵-۴۴: زون پلاستیک اطراف تونل به روش معادل



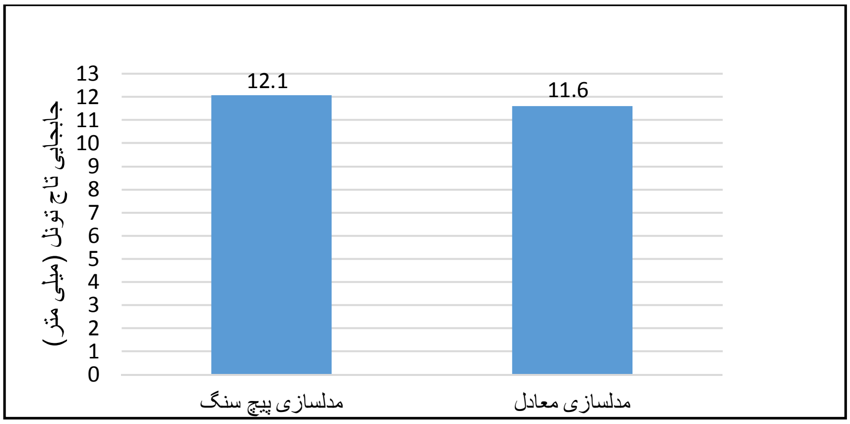
شکل ۵-۴۵: کنتور تنش افقی به روش معادل



شکل ۵-۴۶: کنتور تنش قائم به روش معادل

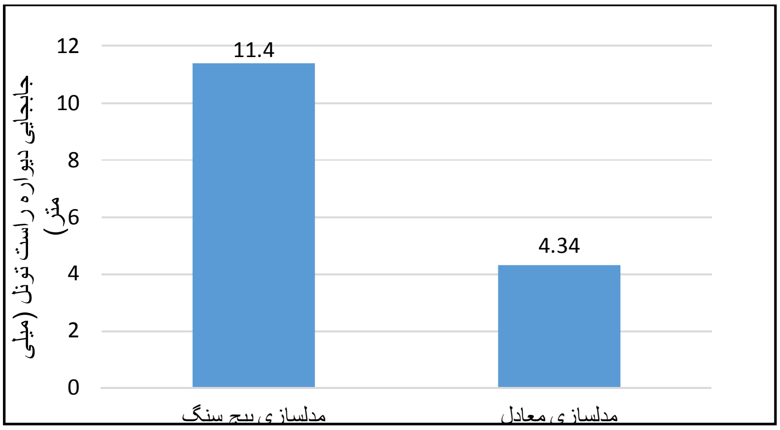
مطابق شکل (۵-۴۷) همچنان که مشاهده می‌شود جابجایی نهایی تاج تونل محاسبه شده از

مدل‌سازی به روش متداول برابر ۱۲/۱ میلی‌متر (جابجایی بدون احتساب میزان جابجایی ترخیص تنش است)، و مقدار جابجایی برای روش معادل برابر ۱۱/۶ میلی‌متر است که حدودا ۴/۱۳ درصد جابجایی تاج تونل در مدل‌سازی به روش زون تقویت‌شده معادل نسبت به مدل‌سازی پیچ‌سنگ‌ها کاهش پیدا کرده است.



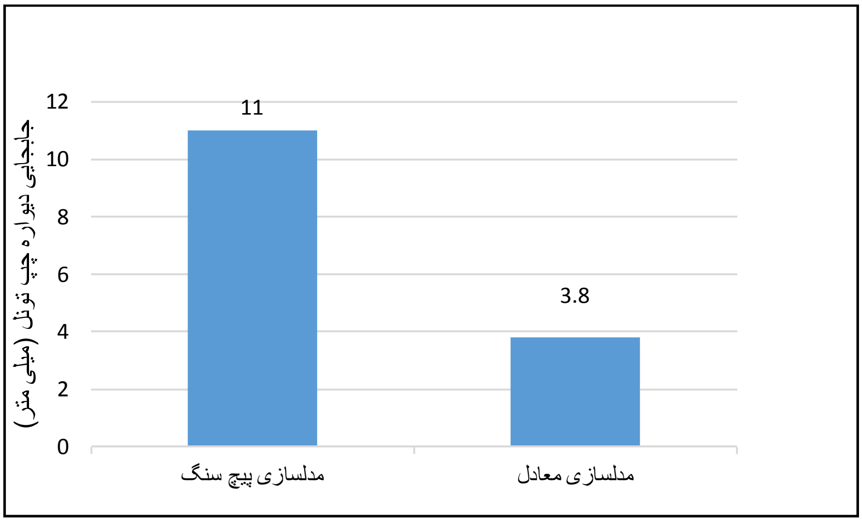
شکل ۵-۴۷: مقایسه جابجایی نهایی تاج تونل در روش‌های متداول و معادل

مطابق شکل (۵-۴۸) همچنان که مشاهده می‌شود جابجایی نهایی دیواره راست تونل محاسبه شده از مدل‌سازی به روش متداول برابر ۱۱/۴ میلی‌متر و مقدار جابجایی برای روش معادل برابر ۴/۳۴ میلی‌متر است که حدودا ۶۱/۷۵ درصد جابجایی دیواره راست تونل در مدل‌سازی به روش زون تقویت‌شده معادل نسبت به مدل‌سازی پیچ‌سنگ‌ها کاهش پیدا کرده است.



شکل ۵-۴۸: مقایسه جابجایی نهایی دیواره راست تونل در روش‌های متداول و معادل

مطابق شکل (۵-۴۹) همچنان که مشاهده می‌شود جابجایی نهایی دیواره چپ تونل محاسبه شده از مدل‌سازی به روش متداول برابر ۱۱ میلی‌متر و مقدار جابجایی برای روش معادل برابر ۳/۸ میلی‌متر است که حدودا ۶۵/۴۵ درصد جابجایی دیواره چپ تونل در مدل‌سازی به روش زون تقویت‌شده معادل نسبت به مدل‌سازی پیچ‌سنگ‌ها کاهش پیدا کرده است.



شکل ۵-۴۹: مقایسه جابجایی نهایی دیواره چپ تونل در روش‌های متداول و معادل

۵-۸- نتیجه‌گیری

پیچ‌سنگ‌ها یکی از مهم‌ترین سیستم‌های تقویت توده‌سنگ درزه‌دار به ویژه توده‌سنگ‌های درزه‌دار سخت است. با این حال، نشان دادن تاثیر پیچ‌سنگ‌ها با استفاده از آنالیزهای عددی مشکل است. به این منظور در طول این فصل به مدل‌سازی بررسی تاثیر پیچ‌سنگ‌ها به صورت ارائه یک زون تقویت شده معادل اطراف تونل پرداخته شده است. همچنین مدل‌سازی زون تقویت شده معادل نیز با مدل‌سازی‌های متداول (مدل‌سازی پیچ‌سنگ) مقایسه شده است. نتایج ارائه شده در این تحقیق نشان داده است که استفاده از زون تقویت شده معادل، به جای مدل‌سازی پیچ‌سنگ در روش‌های عددی با توجه به فرضیات و

ساده‌سازی‌های این تحقیق تاثیر پیچ‌سنگ را بهتر نشان می‌دهد و جابجایی‌های تاج، دیـواره هـای راسـت و چپ تونـل بـه ترتیـب بـه انـدازه ۴/۱۳، ۶۱/۷۵ و ۶۵/۴۵ درصـد کـاهش پیـدا کـرده اسـت. همچنـین در مدل‌سازی زون تقویت شده معادل اطراف تونل، اندازه زون پلاستیک ایجاد شده اطراف تونـل کـاهش پیـدا کرده است و همچنین شعاع متوسط زون پلاستیک تا حدودی کاهش پیدا کرده است.

فصل ششم

نتیجه گیری و پیشنهادها

۶-۱- مقدمه

یکی از موثرترین سیستم‌های تقویت در سنگ، پیچ‌سنگ‌ها هستند که از میان انواع پیچ‌سنگ‌ها، پیچ‌سنگ‌های دوغابی جایگاه ویژه‌ای دارند. با توجه به اینکه تحقیقات زیادی جهت بررسی رفتار پیچ‌سنگ‌های دوغابی در سنگ‌های درزه‌دار انجام شده است، اما همچنان مشکلاتی ازجمله اینکه در مدل‌سازی عددی دو روش کلی مدل‌سازی به روش پیوسته و ناپیوسته وجود دارد که در روش پیوسته تاثیر پیچ‌سنگ‌ها در مدل‌سازی کمتر تخمین زده می‌شود و در روش ناپیوسته برداشت همه درزه‌ها عملا غیر ممکن است. به همین منظور در این تحقیق ضمن معرفی پیچ‌سنگ‌ها، تاثیر پیچ‌سنگ‌ها بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ به روش تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین در روش عددی تاثیر پیچ‌سنگ‌ها به صورت یک زون تقویت شده اطراف تونل مدل شده است. در نهایت مدل‌سازی عددی زون تقویت شده اطراف تونل ناشی از حضور پیچ‌سنگ با مدل‌سازی معمولی پیچ‌سنگ مقایسه شده است.

۶-۲- نتیجه‌گیری

نتایج روش تحلیلی:

مدول‌تغییرشکل‌پذیری: مدول تغییرشکل‌پذیری در اثر حضور پیچ‌سنگ افزایش پیدا کرده است. همچنین میزان تاثیر پیچ‌سنگ با افزایش مقدار مدول تغییرشکل‌پذیری کاهش می‌یابد.

زاویه اصطکاک داخلی: زاویه اصطکاک داخلی در اثر حضور پیچ‌سنگ افزایش پیدا می‌کند. میزان تاثیر پیچ‌سنگ با افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی کاهش می‌یابد. همچنین میزان افزایش زاویه اصطکاک داخلی در روش استفاده از فشار محصورکننده اضافی کمتر از روش استفاده از چگالی پیچ‌سنگ است.

چسبندگی: چسبندگی در اثر حضور پیچ‌سنگ افزایش یافته است. میزان افزایش چسبندگی در روش چگالی پیچ‌سنگ بیشتر از روش فشار محصورکننده اضافی است. همچنین در روش استفاده از فشار محصورکننده اضافی با افزایش مقدار چسبندگی میزان تاثیر پیچ‌سنگ بیشتر می‌شود.

پارامتر m_b: پارامتر m_b در اثر حضور پیچ‌سنگ افزایش پیدا کرده است. با افزایش مقدار پارامتر m_b تاثیر پیچ‌سنگ بیشتر می‌شود. مقدار افزایش در روش چگالی پیچ‌سنگ بیشتر از روش فشار محصورکننده اضافی است.

پارامتر s: پارامتر s در اثر حضور پیچ‌سنگ افزایش یافته است. میزان افزایش پارامتر s در روش چگالی پیچ‌سنگ بیشتر از روش فشار محصورکننده اضافی است. همچنین با افزایش مقدار پارامتر s میزان تاثیر پیچ‌سنگ افزایش پیدا کرده است.

تغییرات پارامترهای هندسی پیچ‌سنگ نیز بر روی تاثیر پیچ‌سنگ بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ موثر است. با افزایش قطر پیچ‌سنگ و کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ پارامتر چگالی پیچ‌سنگ افزایش پیدا می‌کند و با افزایش پارامتر چگالی پیچ‌سنگ، تاثیر پیچ‌سنگ بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ افزایش پیدا می‌کند. در نتیجه با افزایش قطر و کاهش فاصله‌داری پیچ‌سنگ، تاثیر پیچ‌سنگ بر روی پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ افزایش پیدا می‌کند.

نتایج روش عددی:

با توجه به مفروضات و ساده‌سازی‌های انجام شده در این تحقیق، مشاهده شد که در اثر استفاده از زون تقویت شده معادل اطراف تونل به جای مدل‌سازی پیچ‌سنگ جابجایی‌های تونل کاهش یافته‌اند. جابجایی تاج تونل به اندازه ۴/۱۳ درصد کاهش یافته و جابجایی‌های دیواره راست و چپ تونل به ترتیب

۶۱/۷۵ و ۶۵/۴۵ درصد کاهش پیدا کرده است. همچنین زون پلاستیک اطراف تونل در مدل‌سازی به روش استفاده از زون تقویت شده معادل در اطراف تونل کاهش پیدا کرده است.

۶-۳- پیشنهادها

مواردی که در طول فرایند تحقیق با آن مواجه شده است و جهت بررسی‌های دقیق‌تر آینده اهمیت دارند به شرح ذیل هستند:

در این تحقیق شعاع زون معادل برابر با طول پیچ‌سنگ در نظر گرفته شده است که محاسبه و در نظر گرفتن شعاع تاثیر پیچ‌سنگ می‌تواند نتایج دقیق‌تری را به دنبال داشته باشد.

پارامترهای نسبت پواسون (ϑ) و پارامتر a در این تحقیق ثابت فرض شده‌اند، که مقدار تاثیر پیچ‌سنگ بر روی این پارامترها نیز می‌تواند نتایج بهتری را ارائه دهد.

نسبت تنش افقی به قائم در این تحقیق برابر ۱ در نظر گرفته شده است. محاسبه و تعیین مقدار دقیق نسبت تنش می‌تواند نتایج دقیق‌تری را ارائه دهد.

منابع

شرکت مهندسی جنرال مکانیک، مهندسین مشاور لانیز، "گزارش‌های زمین‌شناسی مهندسی و هندسی تونل البرز" تهران، ایران، ۱۳۹۳.

ضمیران، سیاوش، "مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های خاکی و سنگی در FLAC (با مثال‌های کاربردی) " ۱۳۹۳.

فهیمی‌فر، احمد و سروش، حامد "مدل‌سازی رفتار سنگ‌دوزها در توده‌های سنگی اطراف تونل با تکیه بر توزیع تنش در بدنه سنگ‌دوز" ششمین کنفرانس تونل ایران، ۱۳۸۲.

مدنی، حسن، "تونل‌سازی" جلد چهارم، طراحی و اجرای سیستم نگهداری، انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر (پلی تکنیک تهران) (۱۳۹۱).

میرزایی عبدالیوسفی، مجید، "بررسی پتانسیل مچاله‌شوندگی زمین و ارزیابی تاثیر آن در پایداری تونل البرز" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، ۱۳۹۵.

Aydan O., et al. "Reinforcement effects of rockbolts and their analysis." Proceedings of the 22nd Japan national conference on soil mechanics and foundation engineering. Vol. 2. 1987.

Aydan O., Ichikawa Y. and Kawamoto T. " Load bearing capacity and stress distribution in/along rockbolts with inelastic behaviour of interfaces." Unknown Host Publication Title. AA Balkema, 1985.

Aziz N., and Benjamin W. "Study of load transfer capacity of bolts using short encapsulation push test.". In: Proceedings of 4th underground coal operators' conference, University of Wollongong & the Australasian Institute of Mining and

Metallurgy, Wollongong; (2003): p. 72–80.

Bieniawski Z. T. "Strata control in mineral engineering." (1986).

Bischoff J. A., and John D. S. "A method of computing a rock reinforcement system which is structurally equivalent to an internal support system." The 16th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association, 1975.

Bjurstrom S. "Shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts." Proceeding 3rd Int. Conf. ISRM congress, Denver. 1974.

Cao C., Jan N., and Naj A. "Improvement of rock bolt profiles using analytical and numerical methods." In: Proceedings of the 11th underground coal operators' conference, University of Wollongong & the Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Wollongong; (2011): p. 141–47.

CAO F., and Yao-she X. "Resist-decreasing effects of rock bolts on strength of rock mass around roadway—insight from numerical modeling." Mining Science and Technology (China) 19.4 (2009): 425-429.

Daemen J. J. K., and Fairhurst C. "Rock failure and tunnel support loading." Proc. Int. Symp. Underground Openings. 1972.

Das K. C., Debasis D., and Raja S. G. P. "Analytical model for fully grouted rock bolts considering movements of rock joints." Third Indian rock conference by ISRMTT. 2011.

Dight P. M. "Improvements to the stability of rock walls in open pit mines." Monash University, 1982.

Egger P. and Zabuski L. "Behaviour of rough bolted joints in direct shear tests." 7th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics, 1991.

Fahimifar A., and Hamed S. "A theoretical approach for analysis of the interaction between grouted rockbolts and rock masses." Tunnelling and underground space technology 20.4 (2005): 333-343.

Farmer I. W. "Stress distribution along a resin grouted rock anchor." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol. 12. No. 11. Pergamon, 1975.

Ferrerò A. M., Giani G.P., Migliazza M., and Egger P. "Physical and numerical analysis of reinforced rock joint behaviour." Rivista Italiana di Geotecnica 3 (1997): 63-89.

Ferrero A. M. "The shear strength of reinforced rock joints." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol. 32. No. 6. Pergamon, 1995.

Ghadimi M., Kourosh Sh., and Jalalifar H. "Analysis profile of the fully grouted rock bolt in jointed rock using analytical and numerical methods." International Journal of Mining Science and Technology 24.5 (2014): 609-615.

Ghadimi M., Kourosh Sh., and Jalalifar H. "A new analytical solution for the displacement of fully grouted rock bolt in rock joints and experimental and numerical verifications." Tunnelling and Underground Space Technology 50 (2015): 143-151.

Ghadimi M. , Nikgoftar M.R., “The analytical model to predict the displacement of fully grouted rock bolt in rock joint” 6th Iranian Rock Mechanics Conference (IRMC6), Tehran, Iran, 2017.

Grasso P., Mahtab A. and Pelizza S. "Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations." Int. Congr. on Progress and Innovation in Tunnelling, Toronto 2 (1989): 663-70.

Grasso P., et al. "On diverse geothechnical and tunnel construction problems inthe la Spezia-Parma rail link in Italy." Proceedings of the International Congress on Tunnel and Underground Works Today and Future, Chengdu. 1990.

Grasselli G. "3D behaviour of bolted rock joints: experimental and numerical study." International journal of rock mechanics and mining sciences 42.1 (2005): 13-24.

Grasselli G., Kharchafi M. and Egger P. "Experimental and numerical comparison between fully grouted and frictional bolts." 9th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics, 1999.

Haas Ch. J. "Analysis of rock bolting to prevent shear movement in fractured ground." Mining engineering 33.6 (1981): 698-704.

Haas, Ch. J. "Shear resistance of rock bolts." Trans. Soc. Min. Eng. AIME;(United States) 260.1.(۱۹۷۶)

Hibino S., and Mutsumi M. "Effects of rock bolting in jointy rocks." ISRM International Symposium. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, 1981.

Hoek, E., and Edwin T. B. Underground excavations in rock. CRC Press, The Institution of Mining and Metallurgy, London. 1982.

Hoek, E., and Edwin T. B. "Underground excavations in rock, Institution of Mining and Metallury, London." Google Scholar (1980): 527.

Hoek, E., Wood D. and Shah S. "A modified Hoek–Brown failure criterion for jointed rock masses." Rock Characterization: ISRM Symposium, Eurock'92, Chester, UK, 14–17 September 1992. Thomas Telford Publishing, 1992.

Hoek, E., Peter K. K., and William F. B. "Support of underground excavations in hard rock." (1995).

Indraratna, B., and Peter K. K. "Analytical model for the design of grouted rock bolts." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 14.4 (1990): 227-251.

Indraratna, B., and Peter K. K. "Design for grouted rock bolts based on the convergence control method." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol. 27. No. 4. Pergamon, 1990.

Itasca Consulting Group. " Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensions" User Manual, Version 7, 2011.

Jalalifar H. "A new approach in determining the load transfer mechanism in fully grouted bolts. PhD thesis, School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong. (2006)

Kim S. H., Pelizza S. and Kim J. S. "A study of strength parameters in the reinforced ground by rock bolts." Tunnelling and Underground Space Technology 21.3-4. (2006)

Labiouse V. "Ground response curves for rock excavations supported by ungrouted tensioned rockbolts." Rock mechanics and rock engineering 29.1 (1996): 19-38.

Le Van, Cong. "Numerical analysis of the interaction between rockbolts and rock mass for coal mine drifts in Vietnam.(٢٠٠٨) ".

Li Ch., and Bengt S. "Analytical models for rock bolts." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36.8 (1999): 1013-1029.

Li L., Hagan P. C., Saydam S., Hebblewhite B., Li Y., "Parametric Study of Rockbolt Shear Behaviour by Double Shear Test." Rock Mechanics and Rock Engineering 49.12 (2016): 4787-4797.

Ludvig, B. "Shear tests on rock bolts." International Symposium on Rock Bolting: 28/08/1983-02/09/1983. Balkema Publishers, AA/Taylor & Francis The Netherlands, 1984.

Mahtab A., Xu S., and Grasso P. "Quantification of the effective Coulomb and Hoek-Brown parameters of the pre-reinforced rock mass." Proc. Int. Conf. Geomechanics. Vol. 93. 1993.

McHugh E., and Steve S.. "Roof bolt response to shear stress: laboratory analysis." Proceeding from 18th International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV. 1999.

Moosav M., and Karimi S. "Corrosion protection of rock bolts by epoxy coating and its effect on reducing bond capacity.(۲۰۰۸) ".

Muirsen W. D. A. "Ground behaviour and support for mining and tunnelling." Tunnels & Tunnelling International 11.4.(۱۹۷۹)

Oreste P. P. "Analysis of structural interaction in tunnels using the covergence–confinement approach." Tunnelling and Underground Space Technology 18.4 (2003): 347-363.

Osgoui R. R., and Oreste P. "Convergence-control approach for rock tunnels reinforced by grouted bolts, using the homogenization concept." Geotechnical and Geological Engineering 25.4 (2007): 431-440.

Osgoui R. R., and Oreste P. "Elasto-plastic analytical model for the design of grouted bolts in a Hoek–Brown medium." International journal for numerical and analytical methods in geomechanics 34.16 (2010): 1651-1686.

Pellet F., and Egger P. "Analytical model for the mechanical behaviour of bolted rock joints subjected to shearing." Rock mechanics and rock engineering 29.2 (1996): 73-97.

Sakurai S., and Kawashima I. "Modeling of jointed rock masses reinforced by rock bolts." Doboku Gakkai Ronbunshu 1992.457 (1992): 147-150.

Sakurai S. "Modeling strategy for jointed rock masses reinforced by rock bolts in tunneling practice." Acta Geotechnica 5.2 (2010): 121-126.

Sharma K. G., and Pande G. N. "Stability of rock masses reinforced by passive, fully-grouted rock bolts." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol. 25. No. 5. Pergamon, 1988.

Srivastava L. P., and Singh M. "Effect of fully grouted passive bolts on joint shear strength parameters in a blocky mass." Rock Mechanics and Rock Engineering 48.3 (2015): 1197-1206.

Srivastava L. P., and Singh M. "Empirical estimation of strength of jointed rocks traversed by rock bolts based on experimental observation." Engineering Geology 197 (2015): 103-111.

Villaescusa E., Varden R., and Hassell R. "Quantifying the performance of resin anchored rock bolts in the Australian underground hard rock mining industry." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 45.1 (2008): 94-102.

Vlachopoulos N., and Diederichs M. S. "Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels." Rock mechanics and rock engineering 42.2 (2009): 131-146.

Wullschlager D., and Natau O. "The bolted rockmass as an anisotropic continuum-Material behaviour and design suggestion for rock cavities." 6th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics, 1987.

Wyllie D. C., and Chris M. "Rock slope engineering." CRC Press, 2014.

Abstract

The resistence parameters of the rock mass are among the most important information needed for designing and for checking the stability of the structures which will be buried in the stone. Determining the right amounts and having the insurance level of the The resistence parameters of the rock mass is very important in designing issues and in stability of structures buried in the stone such as tunnels . One of the most important reinforcing systems in the surface and underground of the stone structures is the rock bolts and among them the fully grouted rock bolts have a special place ; due to their length of involvement and the grout used in them. because of the interaction's complexity between the rock bolts and the joints, The evaluation of the resistance behavior of the reinforcing connected rock masses(joints) and the rock bolts is a very challenging thing to do. One of the important things in surveying the reinforcing connected rocks with the rock bolts is the way the rock bolts are considered in the increase of the rock mass' resistance. because the effect of rock bolts in restriction of relative movement in length of the joints is not considered in the numerical method, this method is not suitable. For surveying the reinforcing effects of the rock bolts, the connected rock mass should be modeled as a continues equivalent area and the continuous equivalent mechanical parameters must be be evaluated, considering the reinforcing effects of the rock bolts . In this survey, the information and data from the Alborz tunnel is used for checking the effect of fully grouted rock bolts on the resistance parameters of the rock mass. With the help of analytical method and two solutions which are 1. using the rock bolts' density parameter (β) and 2. using the additional confining pressure ($\Delta\sigma_3$), the effects of the rock bolts on the resistance parameters of the rock mass has been checked. The result of both shows that the existence of the rock bolts increases the resistance parameters of the rock mass. With the increase of adhesion parameters, s and m_b, the effect of the rock bolts increases in both methods and with increasing the internal friction angle in both methods and modules increase of deformability of the rock mass, the effect of the rock bolts will decrease. The size of the increase in every resistance parameters of the rock mass is more in the density of the rock bolts' method than in the additional confining pressure method. Also in this method (rock bolts' density parameter), the effects of the diameter and distance on the resistance parameters of the rock mass is checked. And it was observed that with the increase of the diameter and decrease of the rock bolts' distance, the rock bolts' density parameter increases and with this increase, the resistance parameters of the rock mass will increase too.

In numerical method two modeling like rock bolts' modeling (common modeling) and equivalent modeling around the tunnel has been done (due to the existence of the rock bolts). In the equivalent modeling, the movements of the crest, of the right and left walls of the tunnel has decreased respectively 13, 57, 51 percent. Also the plastic zone around the tunnel is decreased in equivalent modeling in comparison to the rock bolts' modeling. At last it was observed that with calculations of reinforcing effects of the rock mass in analytical way and considering the effects of the rock bolts as the reinforcing part around the tunnel in numerical method, numerical modeling showed more exact results comparing to the common rock bolts' modeling.

Key words: Resistance parameters of the rock mass, fully grouted rock bolts, additional confinig pressure, rock bolts' density, analytical method, numerical method

Shahrood University of Technology

Faculty of Mining, Petroleum & Geophysics Engineering

MSc Thesis in Rock Mechanics Engineering

The effect of grouted rock bolt on strength parameters of jointed rock mass in tunnels

By: Ferydun Ahmadi

Supervisor:

Dr. Shokrollah Zare

Advisor:

Dr. Majid Nikkhah

September 2018