

اللهم اغفر لي



دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
رساله دکتری مکانیک سنگ

ارایه مدلی برای ارزیابی پایداری تونل های واقع در سنگ های سست با هدف انتخاب روش حفاری چند مقطعی

نگارنده: آکو دارای

استاد راهنما

دکتر شکراله زارع

بهمن ۱۳۹۷

تقدیم به مادرم

سنگ صوری که الفبای زندگی به من آموخت

تقدیم به همسرم

که در سایه همیاری و همدلی او به این منظور نائل شدم.

تقدیم به دلبندم

امید بخش جانم که آسایش او آرامش من است.

شکر و قدردانی

خداوند بزرگ را شکر می‌کنم که در این مرحله از زندگی و تحصیل، موفق به انجام این رساله شدم. بر خود لازم می‌دانم از زحمات استاد راهنمای گرانقدرم، جناب آقای دکتر شکراله زارع که با راهنمایی‌های ارزنده‌شان مرا در این راه یاری دادند، تشکر کنم. همچنین از جناب آقایان: مهندس بابک رحیمی، مهندس جعفر شریفی، دکتر کاظم نجم، دکتر محمد فتح الهی، دکتر عباس کمالی بندپی و تمامی همکاران و عزیزانی که در زمان گردآوری نمونه‌ها و انجام آزمایش‌ها، کمک شایانی به اینجانب نمودند، کمال تشکر را دارم. نام و یاد این عزیزان برگ زرینی خواهد ماند در این گنبد دوار.

تعمدنامه

اینجانب آکو دارای دانشجوی دوره دکتری رشته مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده رساله ارابه مدلی برای ارزیابی پایداری تونل های واقع در سنگ های سست با هدف انتخاب روش حفاری چند مقطعی تحت راهنمایی دکتر شکراله زارع متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد 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 می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

حکیده

افزایش روز افزون جمعیت شهرنشین، افزایش ترافیک و گرمایش زمین، کارشناسان بخش حمل و نقل را به سمت ساخت سازه های زیرزمینی با سطح مقطع بزرگ در شرایط ژئوتکنیکی دشوار سوق داده است. در این میان انتخاب روش حفاری تونل به دلیل تاثیر بر پایداری آن از یک طرف و هزینه، تخصیص منابع و نیز زمان بندی پروژه از طرف دیگر، از اهمیت بالایی برخوردار است. از آنجاییکه تونل هایی با سطح مقطع بزرگ در چند مرحله حفاری می شوند، توسعه دانش در ارتباط با چگونگی انتخاب روش حفاری و ارزیابی پایداری آنها الزامی است. یکی از مسایل بسیار مهم در حفاری تونل هایی با سطح مقطع بزرگ، چگونگی تعیین مراحل حفاری است که تاثیر بسیار زیادی بر روی هزینه های تمام شده پروژه دارد. علاوه بر آن ارزیابی پایداری چنین تونل هایی نیز در حین حفاری از چالش های مهم در تونلسازی قلمداد می شود. زیرا تجارب به دست آمده از تعدادی تونل ناپایدار نشان می دهد که تغییر روش حفاری بدون تغییر در سیستم نگهداری، منجر به پایدار شدن آن ها شده است. این موضوع نشان می دهد که دو مقوله روش حفاری و پایداری کاملاً به هم وابسته هستند. اگرچه در دو دهه اخیر تلاش هایی برای ارایه ی معیار پایداری با در نظر گیری روش حفاری انجام شده است، لیکن سه محدودیت مهم کماکان پابرجا است: (۱) معیارها عمدتاً مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی بوده و کاربرد آنها در توده سنگ با پرسش هایی مواجه می باشد. (۲) معیارهای ارایه شده، عمدتاً مبتنی بر تنش است که دارای فرضیات پیچیده رفتاری هستند (۳) برای سنگ هایی با رفتار مکانیکی خاص توسعه داده شده اند. در رساله پیش رو ابتدا با انجام آزمایش های مقاومت فشاری بر روی نمونه های مختلفی از سنگ و خاک در درجات مختلف آب محتوی، مقادیر کرنش بحرانی و شکست نمونه ها تعیین گردید. سپس با انجام اصلاحاتی، معیار پایداری ساکورایی توسعه داده شد. با توجه به این که معیار مذکور در سنگ های

متخلخل و سست، حاشیه اطمینان بالایی را به دست می دهد، معیار پایداری مبتنی بر کرنش شکست توسعه داده شد. مبتنی بودن معیار مذکور بر داده های سنگ سالم از یک طرف و ایجاد رابطه ای بین کرنش توده سنگ و پارامترهای ژئوتکنیکی در حالت برجا از طرف دیگر، ضرورت تعیین رابطه ای دیگر را ایجاد نمود. در این راستا با استفاده از نتایج رفتارنگاری چند تونل در ایران، رابطه کرنش های شکست توده سنگ و سنگ سالم تعیین و سپس رابطه ای به صورت کرنش شکست توده سنگ-ضریب مقاومت توسعه داده شد. با استفاده از دو رابطه تعریف شده برای معیار کرنش شکست در حالت آزمایشگاهی و برجا و بکارگیری مفاهیم مدل یو-چرن، نمودار چندگانه ای جهت تعیین روش حفاری پیشنهاد و سپس به وسیله پروژه های مختلفی راستی آزمایی شد. نتایج صحت سنجی بیانگر دقت بالای مدل پیشنهادی در تعیین روش حفاری می باشد.

کلمات کلیدی : معیار پایداری، روش حفاری، تونلسازی، کرنش شکست، کرنش بحرانی

لیست مقالات مستخرج از رساله

✓ مجلات

- 1) Daraei A and Zare S (2018) A New Strain-based Criterion for Evaluating Tunnel Stability. *Geomechanics and Engineering, An International Journal*. 16(2):205-215. <https://doi.org/10.12989/gae.2018.16.2.205>
- 2) Daraei A, Zare S (2019) Modifying Tunnel's Hazard Warning Levels Based on the Laboratory Studies on Different Rock Types. *KSCE J Civ Eng*. <https://doi.org/10.1007/s12205-019-0326-5>.
- 3) Daraei A and Zare S (2018) Effect of Water Content Variations on Critical and Failure Strains of Rock. *KSCE J Civ Eng*. 22(9):3331-3339. <https://doi.org/10.1007/s12205-018-0592-7>.
- 4) Daraei A and Zare S (2018) Modified criterion for prediction of tunnel deformation in non-squeezing ground conditions. *Modern Transportation Journal*. <https://doi.org/10.1007/s40534-018-0173-y>.
- 5) Daraei A and Zare S (2018) Determination of critical saturation degree in rocks based on maximum loss of uniaxial compression strength and deformation modulus. *Geomech. Geophys. Geo-energ. Geo-resour.* 4(4):343-353. <https://doi.org/10.1007/s40948-018-0091-9>
- 6) Daraei, Zare S (2017) Influence of Water Content on Hazard Warning Levels in The Tunnels Excavated in Weak Rocks. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* (22.1): pp 157-170.

✓ کنفرانس

۷) دارای، زارع (۱۳۹۵) بررسی و بیان پارامترهای موثر در انتخاب روش حفاری چند مقطعی تونل ها با فاکتور مقاومت، ششمین کنفرانس مکانیک سنگ ایران ، بهمن ماه ۹۵، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

فهرست مطالب

فصل ۱: کلیات

- ۱-۱ مقدمه..... ۲
- ۱-۱-۱ محدودیت های معیار کرنش بحرانی ساکورایی..... ۶
- ۲-۱-۱ محدودیت های روش هوک..... ۷
- ۳-۱-۱ محدودیت های روش یو-چرن..... ۸
- ۲-۱ تعریف مسئله و ضرورت انجام تحقیق..... ۹
- ۳-۱ اهداف و روش تحقیق..... ۱۰
- ۴-۱ رویکرد اتخاذ شده و سازماندهی رساله..... ۱۱

فصل ۲: روش های حفاری چند مقطعی

- ۱-۲ مقدمه..... ۱۴
- ۲-۲ روش های قدیمی حفاری چند مقطعی تونل ها..... ۱۴
- ۱-۲-۲ انواع روش های قدیمی چند مقطعی..... ۱۶
- ۳-۲ روش های نوین حفاری چند مقطعی..... ۱۷
- ۱-۳-۲ روش تاق و پاتاق..... ۱۸
- ۱-۳-۲-۱ روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی..... ۲۱
- ۲-۳-۲ روش دیافراگم مرکزی..... ۲۲
- ۱-۲-۳-۲ روش دیافراگم عرضی..... ۲۳
- ۳-۳-۲ روش تونل های جانبی..... ۲۴

۲۵..... روش تونل های جانبی منفرد..... ۱-۳-۳-۲

۲۶..... جمع بندی..... ۴-۲

فصل ۳ : مروری بر مطالعات پیشین

۲۸..... مقدمه..... ۱-۳

۲۸..... مطالعات پیشین معیارهای ارزیابی پایداری تونل..... ۲-۳

۳۶..... کرنش بحرانی و معیار ساکورایی..... ۳-۳

۳۷..... بررسی تاثیر عوامل مختلف بر کرنش بحرانی..... ۴-۳

۴۱..... سطوح هشدار خطر..... ۵-۳

۴۱..... سطوح هشدار خطر ساکورایی..... ۱-۵-۳

۴۲..... سطوح هشدار خطر لی و ویلاسکوس..... ۲-۵-۳

۴۴..... سطح هشدار خطر هوک..... ۳-۵-۳

۴۴..... مطالعات پیشین روش های حفاری چند مقطعی..... ۶-۳

۵۱..... جمع بندی..... ۷-۳

فصل ۴ : مطالعات آزمایشگاهی و ارایه معیار پایداری

۵۴..... مقدمه..... ۱-۴

۵۴..... مراحل نمونه گیری و روند انجام آزمایش ها..... ۲-۴

۵۸..... تعیین آب محتوی و درجه اشباع..... ۳-۴

۶۵..... تعیین مقاومت فشاری، مدول مماسی و کرنش بحرانی..... ۴-۴

۶۹..... اصلاح معیار کرنش بحرانی و صحت سنجی آن..... ۵-۴

۷۵..... بررسی تاثیر تغییرات آب محتوی بر کرنش های بحرانی و شکست..... ۶-۴

۸۱..... ارایه معیار پایداری مبتنی بر کرنش شکست..... ۷-۴

۸۳.....	۱-۷-۴ استفاده از مدول سکانتی اصلاح شده در تعریف معیار.....
۸۸.....	۸-۴ تعیین نسبت کرنش شکست به کرنش بحرانی.....
۹۰.....	۹-۴ اثر مقیاس : بکارگیری معیار پیشنهادی در حالت برجا.....
۹۶.....	۱۰-۴ مقایسه معیار کرنش شکست با معیار کرنش بحرانی.....
۹۹.....	۱۱-۴ ارتباط کرنش شکست با سایر پارامترهای ژئومکانیکی در حالت برجا.....
۱۰۲.....	۱۲-۴ جمع بندی.....

فصل ۵ : تعیین روش حفاری

۱۰۶.....	۱-۵ مقدمه.....
۱۰۶.....	۲-۵ روند تشکیل نمودار چندگانه برای تعیین روش حفاری.....
۱۰۸.....	۳-۵ روند انجام تفکیک بندی جدیدی از روش های حفاری در بخش (C).....
۱۰۹.....	۱-۳-۵ تعیین بازه پارامترهای ژئوتکنیکی براساس رده مقاومتی.....
۱۱۰.....	۲-۳-۵ بکارگیری متلب.....
۱۱۱.....	۳-۳-۵ تحلیل حساسیت.....
۱۱۳.....	۴-۵ چگونگی انتخاب عرض و میدان تنش.....
۱۱۴.....	۵-۵ مدلسازی های عددی برای انتخاب روش حفاری.....
۱۱۴.....	۱-۵-۵ انتخاب نرم افزار تحلیل.....
۱۱۶.....	۲-۵-۵ تشکیل مدل ها و شرایط مرزی.....
۱۱۷.....	۳-۵-۵ تعیین میزان ترخیص تنش.....
۱۱۸.....	۴-۵-۵ ضریب ایمنی قابل قبول.....
۱۱۹.....	۵-۵-۵ سیستم های نگهداری.....
۱۲۰.....	۶-۵ نتایج مدلسازی ها.....
۱۲۰.....	۱-۶-۵ مدل پیشنهادی.....

- ۲-۶-۵ صحت سنجی..... ۱۲۲
- ۷-۵ بررسی تاثیر پارامترهای مختلف در انتخاب روش حفاری..... ۱۲۸
- ۱-۷-۵ تاثیر نسبت تنش افقی به قائم..... ۱۲۹
- ۲-۷-۵ تاثیر کرنش شکست..... ۱۲۹
- ۳-۷-۵ اندازه تونل..... ۱۲۹
- ۸-۵ جمع بندی..... ۱۳۰

فصل ۶: نتیجه گیری و پیشنهادات

- ۱-۶ نتیجه گیری ۱۳۴
- ۲-۶ پیشنهادات ۱۳۵

مراجع

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱. بررسی صحت روش هوک با پروژه های واقعی..... ۵
- شکل ۲-۱. بررسی دقت مدل یو-چرن با تونل های حفاری شده..... ۶
- شکل ۳-۱. ساختار رساله..... ۱۲
- شکل ۱-۲. روش های قدیمی حفاری و نصب سیستم نگهداری تونل کریستینا..... ۱۵
- شکل ۲-۲. روش های قدیمی حفاری چند مقطعی..... ۱۶
- شکل ۳-۲. اصول کلی اجرای روش های حفاری چند مقطعی..... ۱۷
- شکل ۴-۲. روش تاق و پاتاق..... ۱۸
- شکل ۵-۲. زون های بحرانی در روش تاق و پاتاق..... ۱۹
- شکل ۶-۲. المان پای فیلی در محل اتصال تاق و پاتاق..... ۲۰
- شکل ۷-۲. متمرکز شدن تنش ها در رمپ میانی روش تاق و پاتاق..... ۲۰
- شکل ۸-۲. روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی..... ۲۱
- شکل ۹-۲. روش دیافراگم مرکزی..... ۲۳
- شکل ۱۰-۲. روش دیافراگم عرضی..... ۲۴
- شکل ۱۱-۲. روش تونل های جانبی..... ۲۴
- شکل ۱۲-۲. روش تونل های جانبی منفرد..... ۲۵
- شکل ۱-۳. تعریف ضریب ایمنی بر پایه مفاهیم مبتنی بر تنش و کرنش..... ۲۹
- شکل ۲-۳. کرنش کششی بحرانی و کرنش محوری بر اساس تعریف فیجی..... ۳۱
- شکل ۳-۳. ارتباط کرنش سنگ سالم و توده سنگ..... ۳۲
- شکل ۴-۳. کرنش بحرانی نمونه های سنگ سالم..... ۳۴

- شکل ۳-۵. نسبت کرنش های شکست به بحرانی در نمونه های سنگ سالم..... ۳۴
- شکل ۳-۶. کرنش های بحرانی و شکست..... ۳۶
- شکل ۳-۷. تاثیر تغییر درجه حرارت بر کرنش بحرانی..... ۳۸
- شکل ۳-۸. تاثیر شرایط محیطی بر کرنش بحرانی نمونه های توف..... ۳۹
- شکل ۳-۹. بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر کرنش بحرانی..... ۴۰
- شکل ۳-۱۰. سطوح هشدار خطر ساکورایی..... ۴۲
- شکل ۳-۱۱. تعریف بازنگری شده کرنش بحرانی..... ۴۳
- شکل ۳-۱۲. حدود بالا و پایین سطوح هشدار خطر لی و ویلاسکوس..... ۴۳
- شکل ۳-۱۳. سطح کرنش بحرانی هوک..... ۴۴
- شکل ۳-۱۴. مدل ارائه شده جهت انتخاب روش حفاری چندمقطعی توسط یو و چرن..... ۴۵
- شکل ۳-۱۵. نمودار ضریب مقاومت-کرنش تونل..... ۴۹
- شکل ۳-۱۶. روش های حفاری چند مقطعی بر اساس درجه فشارندگی..... ۴۹
- شکل ۴-۱. موقعیت نمونه های تهیه شده..... ۵۵
- شکل ۴-۲. (الف) جک آزمایش (ب) کرنش سنج های الکتریکی (پ) سنجنده های مکانیکی..... ۵۶
- شکل ۴-۳. منحنی تنش - کرنش نمونه ها در حالات (الف) خشک (ب) اشباع..... ۶۱
- شکل ۴-۴. منحنی تنش - کرنش نمونه ها در حالات (الف) رطوبت طبیعی (ب) اشباع..... ۶۲
- شکل ۴-۵. منحنی تنش - کرنش نمونه ها در حالات (الف) خشک (ب) رطوبت طبیعی..... ۶۳
- شکل ۴-۶. منحنی تنش - کرنش نمونه هایی با رطوبت طبیعی..... ۶۴
- شکل ۴-۷. تفکیک بندی منحنی های شش گانه دیر و میلر بر اساس تشابه رفتاری..... ۶۵
- شکل ۴-۸. کرنش بحرانی، کرنش شکست و مدول مماسی در منحنی های رفتاری سنگ ها..... ۶۶
- شکل ۴-۹. اصلاح تقعر اولیه در منحنی تنش-کرنش..... ۶۷

- شکل ۴-۱۰. سطوح هشدار خطر اصلاحی بر حسب (الف) مقاومت فشاری تک محوری (ب) مدول..... ۷۰
- شکل ۴-۱۱. صحت سنجی سطوح هشدار خطر اصلاحی..... ۷۵
- شکل ۴-۱۲. منحنی های تنش - کرنش نمونه ها در درجات مختلف آب محتوی..... ۷۶
- شکل ۴-۱۳. تغییرات کرنش های بحرانی و شکست در درجات مختلف آب محتوی..... ۸۰
- شکل ۴-۱۴. محدوده تاثیرگذاری آب محتوی بر کرنش های بحرانی و شکست..... ۸۱
- شکل ۴-۱۵. روش انتقال محور و مدول های مماسی و سکانتی اصلاح شده..... ۸۴
- شکل ۴-۱۶. سطوح فوقانی و تحتانی کرنش های شکست..... ۸۶
- شکل ۴-۱۷. صحت سنجی سطوح معیار کرنش شکست..... ۸۷
- شکل ۴-۱۸. نسبت کرنش بحرانی به کرنش شکست در نمونه های رده (۳)..... ۸۹
- شکل ۴-۱۹. نسبت کرنش های شکست به بحرانی در درجات مختلف آب محتوی..... ۸۹
- شکل ۴-۲۰. موقعیت تونل های مورد مطالعه..... ۹۱
- شکل ۴-۲۱. نیمرخ طولی تونل های شبلی..... ۹۲
- شکل ۴-۲۲. نیمرخ طولی تونل ایلام-مهران..... ۹۲
- شکل ۴-۲۳. ریزش های بوقوع پیوسته در تونل های مورد مطالعه..... ۹۳
- شکل ۴-۲۴. نمودار رفتارنگاری در ایستگاههای ناپایدار تونل های شبلی..... ۹۵
- شکل ۴-۲۵. نمودار رفتارنگاری در ایستگاههای ناپایدار تونل ایلام-مهران..... ۹۵
- شکل ۴-۲۶. ارتباط بین کرنش شکست توده سنگ و سنگ سالم..... ۹۶
- شکل ۴-۲۷. سطوح معیارهای (الف) کرنش بحرانی و (ب) کرنش شکست..... ۹۷
- شکل ۴-۲۸. ارتباط کرنش شکست در حالت برجا با ضریب مقاومت..... ۱۰۰
- شکل ۵-۱. نحوه ترکیب نمودارها به منظور تشکیل نمودار چندگانه..... ۱۰۷
- شکل ۵-۲. بخش های مختلف نمودار چندگانه..... ۱۰۸
- شکل ۵-۳. تغییرات جابجایی مبنا نسبت به افزایش و کاهش پارامترها در تحلیل حساسیت..... ۱۱۳

- شکل ۴-۵. انواع محیط رفتاری بندی زمین..... ۱۱۵
- شکل ۵-۵. ابعاد مدل و شبیه سازی روش های مختلف حفاری..... ۱۱۷
- شکل ۶-۵. مدل پیشنهادی تعیین روش حفاری..... ۱۲۲
- شکل ۷-۵. صحت سنجی نمودار..... ۱۲۴
- شکل ۸-۵. نمونه ای از نیروهای نامتعادل کننده گرهی ۱۲۶
- شکل ۹-۵. نمونه ای از سرعت گرهی به منظور کنترل شکست پلاستیک..... ۱۲۶
- شکل ۱۰-۵. نمونه ای از کنتورهای جابجایی قائم ۱۲۷
- شکل ۱۱-۵. نمونه ای از حداکثر نیروهای وارد بر سیستم نگهداری ۱۲۷
- شکل ۱۲-۵. نمونه ای از کنترل نیروهای وارده بر سیستم نگهداری در کد *PCACOL*..... ۱۲۸
- شکل ۱۳-۵. تاثیر پارامترهای مختلف بر روی نوع روش حفاری..... ۱۲۸

فهرست جداول

- جدول ۱-۱. مشخصات ژئومکانیکی و روش حفاری تعدادی تونل..... ۴
- جدول ۱-۳. معیارهای مبتنی بر تنش..... ۲۹
- جدول ۲-۳. معیارهای مبتنی بر کرنش..... ۳۰
- جدول ۳-۳. مقایسه روش های چند مقطعی از نظر ایمنی، هزینه و سرعت حفاری..... ۴۶
- جدول ۴-۳. مقایسه بین روش های حفاری چند مقطعی..... ۴۶
- جدول ۵-۳. روش حفاری چند مقطعی در سنگ بر اساس استاندارد FHWA..... ۵۰
- جدول ۶-۳. روش حفاری چند مقطعی در زمین های سست بر اساس استاندارد FHWA..... ۵۰
- جدول ۱-۴. تعداد، جنس، موقعیت و شرایط نمونه ها..... ۵۵
- جدول ۲-۴. فواصل قرائت تغییرشکل سنج ها در روش غیرمستقیم..... ۵۷
- جدول ۳-۴. درجه اشباع، تخلخل و آب محتوی تعدادی از نمونه های انتخاب شده..... ۵۹
- جدول ۴-۴. پارامترهای تعیین شده از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره..... ۶۸
- جدول ۵-۴. نتایج رفتارنگاری در تعدادی از تونل های ایران..... ۷۴
- جدول ۶-۴. نتایج کرنش های بحرانی و شکست در نمونه های انتخابی..... ۷۷
- جدول ۷-۴. مقادیر حداقل، متوسط و حداکثر پارامترهای مختلف..... ۷۸
- جدول ۸-۴. کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده در نمونه های..... ۸۵
- جدول ۹-۴. پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ های میزبان..... ۹۱
- جدول ۱۰-۴. ارتباط بین کرنش های شکست توده سنگ و سنگ سالم..... ۹۶
- جدول ۱۱-۴. مقایسه نتایج معیارهای کرنش بحرانی و کرنش شکست با حالت واقعی..... ۹۸
- جدول ۱۲-۴. مکانیزم ناپایداری بر حسب ضریب مقاومت..... ۱۰۲

- جدول ۵-۱. دامنه پارامترهای ژئوتکنیکی در رده های مختلف.....۱۰۹
- جدول ۵-۲. پارامترهای تولید کننده کرنش شکست ۰/۲ درصد.....۱۱۱
- جدول ۵-۳. مشخصات ژئوتکنیکی انتخابی به عنوان داده های مبنا برای تحلیل حساسیت.....۱۱۱
- جدول ۵-۴. تغییرات جابجایی مبنا نسبت به افزایش و کاهش پارامترها.....۱۱۲
- جدول ۵-۵. روابط تعیین نسبت تنش افقی به قائم.....۱۱۴
- جدول ۵-۶. ضرایب ایمنی پیشنهادی مطابق با نظر محققین مختلف.....۱۱۹
- جدول ۵-۷. سیستم های نگهداری پیشنهادی در محدوده های مختلف.....۱۲۲
- جدول ۵-۸. مقایسه روش های مختلف در پیش بینی روش حفاری.....۱۲۵

فصل ۱: کلیات

۱-۱ مقدمه

نیاز به شبکه های حمل و نقل جدید، افزایش تقاضا را برای گسترش و ساخت فضاهای زیرزمینی دربر داشته است. توسعه شهرها، محدود بودن زمین و نیاز به توسعه حمل و نقل شهری و بین شهری، ضرورت انتقال منابع آب سطحی و زیرزمینی، انتقال فاضلاب، لزوم به کارگیری بهینه انرژی و حفظ محیط زیست، منجر به توسعه و احداث فضاهای زیرزمینی شده است (نشریه تونل، ۱۳۸۶). در این بین افزایش روز افزون جمعیت شهرنشین، افزایش ترافیک و گرمایش زمین، کارشناسان بخش حمل و نقل را به سمت ساخت سازه های زیرزمینی، حتی با سطح مقطع بزرگ در شرایط ژئوتکنیکی دشوار سوق داده است. در این میان چگونگی حفاری و ارزیابی پایداری چنین سازه هایی در دوره ساخت یکی از مباحث مهم قلمداد می شود. از آنجا که تونل هایی با سطح مقطع بزرگ را در چند مرحله حفاری می نمایند (در سنگ های سخت، به دلیل عدم حفاری در یک مرحله بنابر دلایل مکانیزاسیون و ارتعاش زیاد و در سنگ های سست، بدلیل پایین بودن زمان خود ایستایی)، لذا توسعه دانش در ارتباط با چگونگی انتخاب روش حفاری و ارزیابی پایداری آنها الزامی می نماید. یکی از مسایل بسیار مهم در حفاری تونل هایی با سطح مقطع بزرگ، چگونگی تعیین مراحل حفاری بوده که تاثیر بسیار زیادی بر روی هزینه های تمام شده پروژه دارد. علاوه بر آن ارزیابی پایداری چنین تونل هایی نیز در حین حفاری از چالش های مهم در تونلسازی قلمداد می گردد. تاکنون ارایه معیار پایداری و تعیین روش حفاری به عنوان دو مقوله جدا از هم توسط محققین بررسی شده است. این در حالی است که تجربیات مهندسی و تعدادی از تحقیقات نشان می دهد که نوع روش حفاری تاثیر بالایی در پایداری تونل دارد (آیدان و همکاران^۱ ۱۹۹۳، کواری و استاوس^۲ ۱۹۹۶، وانگ و هوانگ^۳ ۲۰۰۲، شریف زاده و همکاران^۴ ۲۰۱۲، جین و همکاران^۴ ۲۰۱۵ و

¹ Aydan et al.

² Kovari and Staus

³ Wang and Huang

⁴ Jin et al.

ژیو و همکاران^۱ (۲۰۱۶). وانگ و هوانگ (۲۰۰۲) و شریف زاده و همکاران (۲۰۱۲) نشان دادند که با تغییر روش حفاری بدون تغییر در سیستم نگهداری، شرایط ناپایدار تونل به پایدار تغییر یافته است. تاکنون چندین معیار به منظور ارزیابی پایداری تونل ها ارایه شده است لیکن این معیارها دارای سه محدودیت مهم می باشند: (۱) معیارها عمدتاً مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی بوده و کاربرد آنها در توده سنگ با پرسش هایی مواجه می باشد. (۲) معیارهای ارایه شده، عمدتاً مبتنی بر تنش می باشند که دارای فرضیات پیچیده رفتاری هستند (۳) تنها یکی از معیارهای پایداری، روش حفاری را پیشنهاد می دهد که خود با محدودیت های اساسی مواجه می باشد. در این میان یکی از مهمترین معیارهای کاربردی در ارزیابی پایداری تونل، معیار کرنش بحرانی ساکورایی (۱۹۸۱، ۱۹۹۷) است. اهمیت این معیار تا جایی است که به عنوان معیار کنترل پایداری در آیین نامه تونلسازی بریتانیا^۲ (۲۰۰۴) بعنوان یکی از آیین نامه های مهم طراحی تونل، پذیرفته شده است. این معیار علی رغم کاربرد زیاد، دارای محدودیت هایی است که در ادامه ارایه خواهد شد. از طرف دیگر در دو دهه اخیر تلاش هایی به منظور ارایه مدلی برای تعیین روش حفاری صورت گرفته است، لیکن این تحقیقات (هوک ۲۰۰۱ و یو-چرن^۳ ۲۰۰۷) نیز دارای محدودیت ها و نواقصی است که در برخی از حالات منجر به تعیین نادرست روش حفاری می شوند. به منظور اثبات این ادعا، مطابق جدول ۱-۱، روش اجرا شده در ۲۱ تونل با نتایج پیش بینی شده به وسیله مدل های یو-چرن و هوک مقایسه شد. مطابق اشکال ۱-۱ و ۲-۱، مقایسه نشان می دهد که روش پیش بینی شده به وسیله مدل هوک در ۱۴ مورد و در مدل یو-چرن در ۷ مورد با روش حفاری اجرا شده مغایرت دارد. در جدول ۱-۱، γ وزن مخصوص، c چسبندگی، φ زاویه اصطکاک داخلی، W عرض تونل، h عمق تونل، σ_{cm} مقاومت فشاری توده سنگ، P_0 تنش قائم.

¹ Zhu et al.

³ Yu and Chern

² British Standard; BS

جدول ۱-۱. مشخصات ژئومکانیکی و روش حفاری تعدادی تونل

مورد	تونل	γ (gr/cm^3)	c (MPa)	φ°	E (GPa)	W (m)	h (m)	σ_{cm} (MPa)	P_0 (MPa)	ضریب مقاومت	کرنش (%)	روش حفاری	منبع
۱	فضیلت (ایران)	۲/۴	۰/۲	۳۵	۱/۶۵	۱۹	۷۰	۰/۷۷	۱/۶۸	۰/۴۶	۰/۹۵	تونل های جانبی	گزارش
۲	ایلام-مهران (ایران)	۲/۳	۰/۱	۴۴	۳/۲	۱۳	۳۰	۰/۴۷	۰/۶۹	۰/۶۸	۰/۴۳	تمام مقطع	گزارش
۲	هیبت سلطان (عراق)	۲/۲	۰/۱	۳۰	۱/۲۶	۱۲	۲۰	۰/۳۵	۰/۴۴	۰/۷۹	۰/۳۲	تاق و پاتاق	دارایی و همکاران (۲۰۱۸)
۴	بنی هریر (عراق)	۲/۵	۱/۲۳	۴۳	۱۹	۱۲	۳۲۵	۵/۷	۸/۱	۰/۷	۰/۴۱	تاق و پاتاق	گزارش
۵	انتقال آب سردشت (ایران)	۲/۷		۳۲	۱/۲	۷	۱۰۰	۰/۹	۲/۸	۰/۳۴	۱/۷۳	تمام مقطع	گزارش
۶	راه آهن درود-خرم آباد	۲/۴	۰/۱	۳۳	۱/۲	۷/۵	۴۰	۰/۴	۱	۰/۳۸	۱/۳۹	تاق و پاتاق	گزارش
۷	صدر-نیایش (ایران)	۱/۶	۰/۰۰۵	۳۰	۰/۰۱	۱۸	۵	۰/۰۲	۰/۰۸	۰/۲۲	۳/۴۷	تونل های جانبی	بلگونابی و همکاران (۲۰۱۵)
۸	مترو اتاوا (کانادا)	۲/۵	۰/۳۷	۵۱	۷/۵	۱۸	۷	۱/۵۲	۰/۱۸	۸/۷	۰/۰۰۳	تونل های جانبی	اسپیرییدیس و همکاران ^۲ (۲۰۱۸)
۹	مترو (آرژانتین)	۱/۹	۰/۰۱۸	۴۳	۰/۰۶۷	۱۷	۸/۵	۰/۰۸	۰/۱۶	۰/۵۱	۰/۷۷	تمام مقطع	اسفاریسو و لاتیون ^۳ (۲۰۱۲)
۱۰	مترو آتن (یونان)	۲	۰/۰۴	۳۱	۰/۶	۱۶/۵	۲۰	۰/۱۴	۰/۴۴	۰/۳۲	۱/۹۵	تونل های جانبی	هوک (۲۰۰۱)
۱۱	یاکومبو (ونزوئلا)	۲/۶	۱/۲۶	۳۱	۱/۶۴	۴/۷	۱۰۰۰	۳/۶۸	۲۶	۰/۱۴	۱۰/۲	تمام مقطع	هوک و مارینوس (۲۰۰۹)
۱۲	مترو میرآباد-تجربش (ایران)	۲	۰/۰۳	۴۰	۰/۱۲۵	۹	۷	۰/۱۳	۰/۱۴	۰/۹۲	۰/۲۴	تاق و پاتاق	مهدی و شریعتمداری ^۴ (۲۰۱۴)
۱۳	آمانوسان (ژاپن)	۱/۷	۰/۰۲	۵۰	۰/۱۲	۱۶	۱۹	۰/۱۱	۰/۳۲	۰/۳۴	۰/۷۳	دیافراگم مرکزی	تومیسوا و تاموتسو ^۵ (۲۰۰۵)
۱۴	هیجی (چین)	۲/۲	۰/۰۳	۲۰	۰/۰۶	۱۴/۷	۱۳/۸	۰/۱	۰/۳	۰/۲۴	۳/۴۷	دیافراگم مرکزی	ژو و همکاران ^۶ (۲۰۱۰)
۱۵	هترو (انگلیس)	۲	۰	۳۵	۰/۰۵	۹/۲	۱۲	۰	۰/۲	۰	N/A	دیافراگم مرکزی	کاراکوسا و فاول ^۷ (۲۰۰۳)
۱۶	FHL (چین)	۱/۸	۰/۰۲	۲۱	۰/۰۱۶	۱۵/۲	۸	۰/۱	۰/۱	۰/۴	۱/۲۵	دیافراگم مرکزی	ژو و همکاران (۲۰۱۰)
۱۷	مترو سانئوپولو (برزیل)	۱/۵	۰/۰۳	۳۵	--	۱۱/۴	۸	۰/۱	۰/۱	۰/۹۷	۰/۳۱	تاق و پاتاق	سوسا و همکاران ^۸ (۲۰۱۱)
۱۸	مترو پکن (چین)	۱/۹	۰/۰۲۲	۲۱	۰/۰۲	۲۳/۸	۱۲/۴	۰/۱	۰/۲	۰/۲۷	۲/۷۴	تونل های جانبی	فانگ و همکاران ^۹ (۲۰۱۲)
۱۹	TLC (چین)	۱/۷	۰/۰۲۱	۳۰	۰/۱	۱۵/۴	۳۰	۰/۰۷	۰/۵۱	۰/۱۴	۱۰/۲	تاق و پاتاق	لی و همکاران (۲۰۱۶)
۲۰	چانگچونگ (چین)	۱/۹۴	۰/۰۲	۲۲	۰/۰۲۷	۱۱/۴	۱۴/۹	۰/۰۵۷	۰/۲۸	۰/۱۹	۵/۵۴	دیافراگم مرکزی	ما و همکاران (۲۰۱۸)
۲۱	هیجی (چین)	۱/۹۸	۰/۰۲۴	۲۲	۰/۰۴۳	۱۴/۷	۹/۸	۰/۰۷	۰/۱۹	۰/۳۶	۱/۵۴	دیافراگم مرکزی	فنگ و همکاران (۲۰۱۷)

¹ Bolghonabai et al.

² Spyridis et al.

³ Sfriso and Laiún

⁴ Mahdi and Shariatmadari

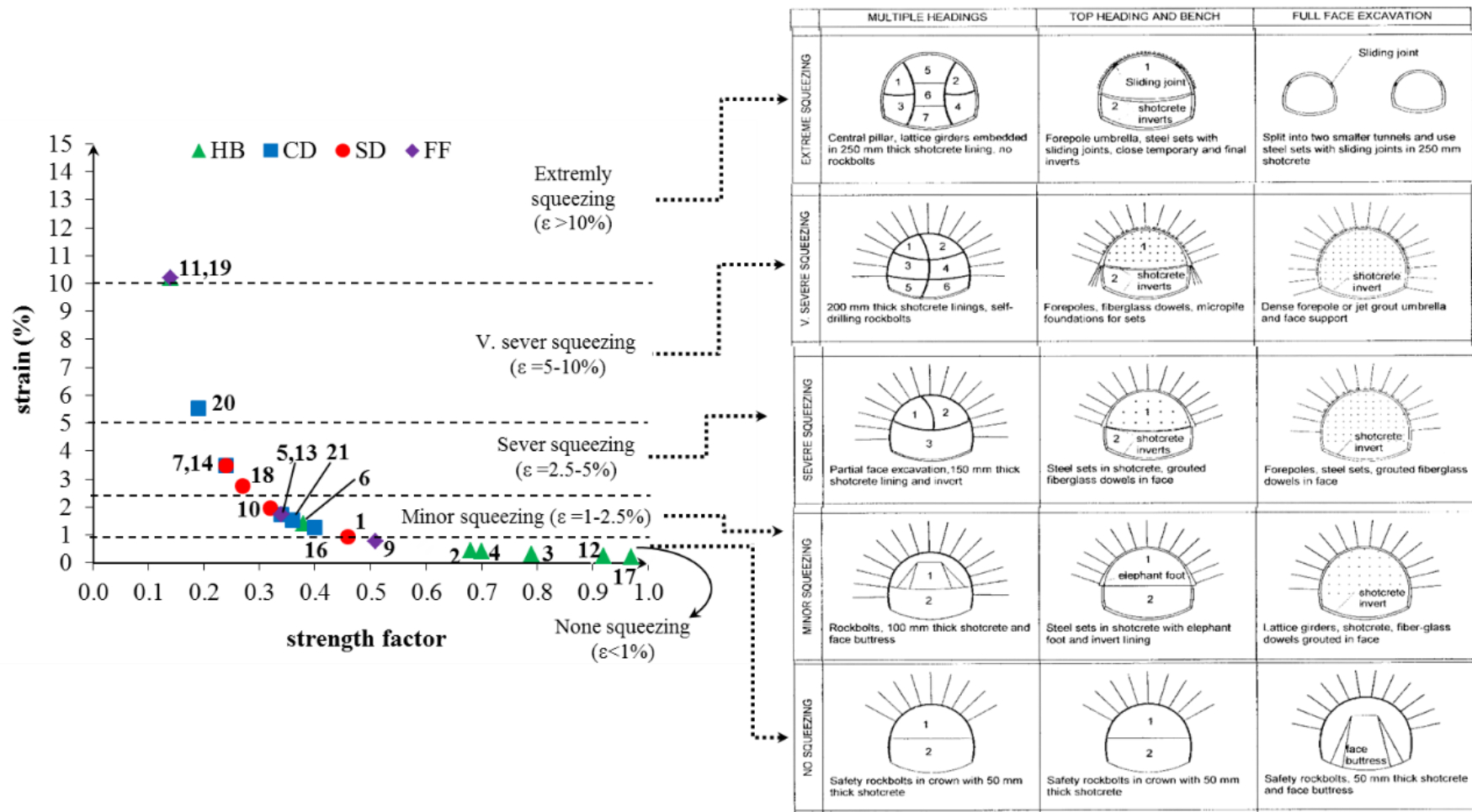
⁵ Tomisawa and Tamotsu

⁶ Xue et al.

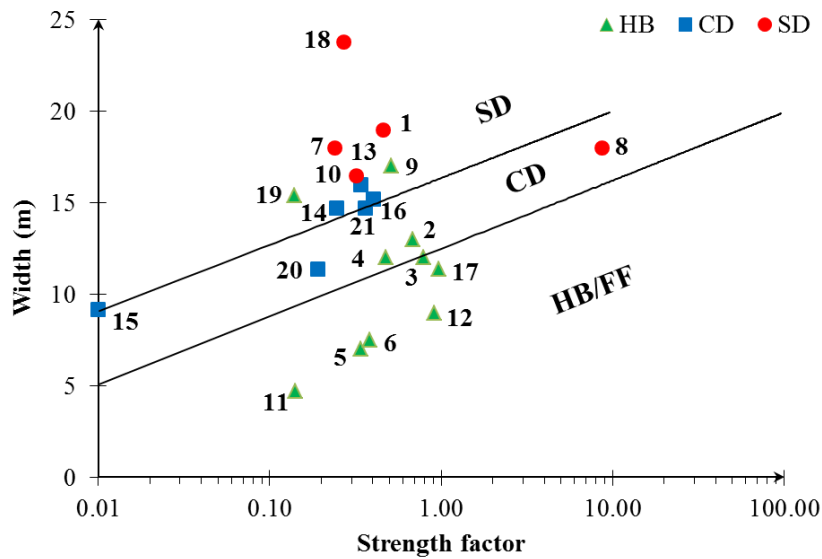
⁷ Karakusa and Fowell

⁸ Sousa et al.

⁹ Fang et al.



شکل ۱-۱. بررسی دقت روش هوک با تونل های حفاری شده (هوک، ۲۰۰۱)



شکل ۱-۲. بررسی دقت روش یو-چرن با پروژه های حفاری شده (FF تمام مقطع، HB تاق و پاتاق، CD دیافراگم مرکزی، SD تونل های جانبی) - یو و چرن (۲۰۰۷)

به دلیل نبود مدلی قابل اعتماد برای انتخاب روش حفاری چند مقطعی از یک طرف و زمان بر بودن تحلیل کلیه روش های چند مقطعی از طرف دیگر، طراحان عمدتاً روش های تیپیکی را در حین طراحی ارایه می نمایند که در بیشتر مواقع چنین طرح هایی در ضمن اجرای کار تغییر خواهد یافت و در نتیجه هزینه و زمان پیش بینی شده را به طور کلی تغییر می دهد.

۱-۱-۱ محدودیت های معیار کرنش بحرانی ساکورایی

ساکورایی (۱۹۸۱، ۱۹۸۶ و ۱۹۹۷) معیار مبتنی بر کرنشی را جهت ارزیابی پایداری تونل ها ارایه نمود. علی رغم کاربردهای زیاد، این معیار دارای محدودیت هایی بصورت زیر است:

- (۱) حاشیه اطمینان بالا
- (۲) مبتنی بودن آن بر نتایج آزمایشگاهی در سنگ هایی که عمدتاً رفتار الاستیک خطی دارند
- (۳) بیان عدم تاثیر آب محتوی بر کرنش بحرانی تنها با انجام آزمایش بر روی نمونه های توف
- (۴) عدم در نظر گرفتن روش حفاری

در حالت کلی محافظه کاری موجود در معیار کرنش بحرانی را می توان در قالب دو دلیل بیان نمود: (۱) تفاوت کرنش بحرانی سنگ سالم با توده سنگ (۲) تفاوت کرنش بحرانی با کرنش شکست، به ویژه در سنگ های سست و متخلخل. دلیل اول مرتبط با اثر مقیاس است به طوری که معیار بر اساس نتایج آزمایشگاهی تعیین شده و در شرایط برجا به کار برده می شود. در چنین شرایطی به دلیل بیشتر بودن کرنش توده سنگ نسبت به سنگ سالم، ضریب اطمینانی در معیار وجود خواهد داشت. در صورتی که نسبت بین این کرنش ها به عنوان ضریب ایمنی در نظر گرفته شود، مطابق نظرات ساکورایی (۱۹۹۷)، کیم و کیم^۱ (۲۰۰۹)، پارک و پارک^۲ (۲۰۱۴) این مقدار به ترتیب ۳، ۸ و ۳/۴ است. دلیل دوم محافظه کاری بالای موجود در معیار ساکورایی ناشی از مبتنی بودن آن بر کرنش بحرانی است. ساکورایی (۱۹۸۱)، سینگ و همکاران^۳ (۲۰۰۷)، پارک و همکاران (۲۰۰۸) و کیم و کیم (۲۰۰۹) کرنش شکست سنگ سالم را به ترتیب، ۵، ۴، ۱/۵ و ۱/۸ برابر کرنش بحرانی بیان نموده اند. این در حالی است که در سنگ های سست و متخلخل که دارای تقعر اولیه رو به بالا در منحنی رفتاری خود هستند (رفتار پلاستیک-الاستیک/ پلاستیک)، این نسبت، بیشتر از مقادیر بیان شده می باشد. همچنین ساکورایی (۱۹۹۳) با انجام آزمایش برروی تنها نمونه های توف بیان داشت که آب محتوی برروی کرنش بحرانی تاثیرگذار نیست.

۱-۱-۲ محدودیت های روش هوک (۲۰۰۱)

هوک (۲۰۰۱) مدلی را بر مبنای مطالعات موردی و تحلیل های المان محدود براساس دو مشخصه کرنش و ضریب مقاومت برای تعیین روش حفاری ارائه نمود. بررسی ها نشان می دهد که مدل مذکور دارای محدودیت هایی بصورت زیر است:

¹ Kim and Kim

² Park and Park

³ Singh et al.

- (۱) مدل ارایه شده براساس مطالعات موردی در تونل هایی با شرایط رفتاری فشارنده شدید، به دست آمده است. بنابراین بکارگیری مدل در توده سنگ های غیرفشارنده صحت نتایج خروجی را با پرسش اساسی مواجه می سازد.
- (۲) مدل ارایه شده بسیار کلی بوده و کلیه پارامترهای تاثیرگذار در تعیین روش حفاری چند مقطعی بررسی نشده است.
- (۳) مدل در شرایط تنش های هیدرواستاتیک ($K=1$) ارایه شده است.
- (۴) تحلیل ها برای تونل هایی با مقطع دایره ای انجام شده است.
- (۵) تاثیر مدول یانگ به عنوان یکی از پارامترهای مهم رفتاری در انتخاب روش ها بررسی نشده است.
- (۶) روش ارایه شده مستقل از ابعاد هندسی تونل است.

۱-۳ محدودیت های روش یو و چرن (۲۰۰۷)

یو و چرن (۲۰۰۷) براساس مطالعات موردی در تونل هایی در تایوان، روشی براساس دو مشخصه، ضریب مقاومت و عرض تونل به منظور تعیین روش حفاری ارایه نمودند. مدل مذکور دارای محدودیت هایی بصورت زیر است:

- (۱) مدل ارایه شده مبتنی بر تجربیات به دست آمده از چند تونل در تایوان است.
- (۲) مدل ارایه شده با معیار پایداری خاصی مرتبط نیست.
- (۳) مدل ارایه شده براساس مطالعات موردی در تونل هایی با رفتار فشارنده^۱ ارایه شده است. بنابراین به کارگیری و صحت نتایج خروجی آن در سایر شرایط که در آن توده سنگ های محیط میزبان، رفتاری غیرفشارنده دارند با سوال اساسی مواجه است.

^۱ Squeezing

۴) باتوجه به این که مدل ارایه شده بر مبنای دو پارامتر عرض تونل و نسبت مقاومت توده سنگ به تنش وارده قرار دارد، انتخاب روش حفاری براساس آنها کلی بوده و صحت نتایج خروجی تحت تاثیر قرار می گیرد.

۵) تاثیر مدول یانگ به عنوان یکی از پارامترهای مهم رفتاری در انتخاب روش، در نظر گرفته نشده است.

۶) خروجی نتایج روش در برخی حالات نادرست می باشد. برای مثال زمانی که نسبت مقاومت بر تنش ۵ در نظر گرفته شود، برای تونلی با عرض ۱۳ متر، مدل یو - چرن، روش حفاری چند مقطعی دیافراگم میانی^۱ را پیشنهاد می نماید که اساساً زمانیکه مقاومت ۵ برابر تنش وارده باشد، مقاومت محیط میزبان بسیار بالا بوده و انتخاب چنین روشی که در زمین های بسیار سست و با روش حفاری دستی تا مکانیکی به کار می رود، درست نیست.

۲-۱ تعریف مساله و ضرورت انجام تحقیق

افزایش سطح مقطع تونل ها و حفاری در زمین های نامطلوب از نظر ژئوتکنیکی دو مقوله پایداری و چگونگی حفاری تونل ها را پررنگ تر می نماید. چگونگی انتخاب روش حفاری و ارزیابی پایداری تونل های بزرگ مقطع به ویژه در سنگ های سست، بدلیل تاثیر بسیار زیاد بر ایمنی، هزینه و زمان اجرای پروژه، یکی از چالش های اصلی در مباحث تونل سازی است. پیش بینی روش حفاری در مرحله طراحی به میزان زیادی هزینه های تمام شده پروژه را تحت تاثیر قرار می دهد زیرا تحلیل هزینه های بخش حفاری، پیش بینی تخصیص منابع (انسانی، ماشین آلات و مصالح) و نیز برنامه زمانبندی مربوط به آن، تحت تاثیر روش حفاری چند مقطعی انتخابی قرار دارد. نظر بر تخصیص بودجه و در نظر گرفتن زمان اجرای پروژه توسط کارفرما براساس تحلیل هزینه انجام شده توسط مشاور (نشریه شماره ۴۱۳) و با توجه به تاثیرپذیری بسیار بالای این موضوع از روش حفاری انتخابی، دقت هر چه بیشتر در تعیین روش

^۱ Central diaphragm

حفاری، برآورد هزینه و زمان اجرای پروژه را با تغییرات کمتری در زمان اجرا مواجه می سازد. از طرف دیگر وجود معیاری به منظور کنترل پایداری در حین حفاری تونل، کمک شایانی در کاهش خسارات جانی و مالی در پی خواهد داشت. محدودیت های ذکر شده معیار کرنش بحرانی بعنوان یکی از پرکاربردترین معیارهای ارزیابی پایداری در تونلسازی از یک طرف و نبود مدلی قابل اعتماد برای پیش بینی روش حفاری از طرف دیگر، لزوم ارایه معیار پایداری که بتواند روش حفاری را با دقت مناسب پیشنهاد دهد، الزامی می نماید. چنین الزامی با توجه به گسترش فضاهاى زیرزمینی در کشور نیز اهمیت دوچندان پیدا می نماید.

۳-۱ اهداف و روش تحقیق

هدف اصلی در این رساله ارایه ی معیار پایداری برای ارزیابی پایداری تونل در سنگ های سست که بتوان با استفاده از آن روش حفاری چند مقطعی تونل را نیز پیش بینی نمود. اگرچه عمدتاً تحقیق بر روی سنگ های سست متمرکز است، لیکن به منظور فراگیر شدن مدل روش حفاری در سایر سنگ ها نیز از رده های مقاومتی دیگر نیز در نظر گرفته شد. ابتدا نمونه هایی از سنگ ها و خاک های مختلف از پروژه های مختلف گرد آوری و با انجام آزمایش های مقاومت فشاری تک محوری در درجات مختلف آب محتوی، منحنی های تنش-کرنش آنها ترسیم و با استفاده از آنها، مقادیر کرنش های بحرانی و شکست، مدول مماسی اولیه و مقاومت فشاری تک محوره تعیین شد. در ادامه به بررسی تاثیر آب محتوی و درجه اشباع بر روی کرنش های بحرانی و شکست پرداخته شد. باتوجه به این که معیار کرنش بحرانی مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی بوده و تنها با مدول تغییرشکل محیط میزبان مرتبط است، براساس نتایج رفتارنگاری در تعدادی تونل، ارتباط کرنش سنگ سالم با سایر پارامترهای ژئومکانیکی و کرنش توده سنگ تعیین شد. در این راستا معیارهوک (۲۰۰۱) که برای حالت برجا لیکن در سنگ های فشارنده ارایه شده است، براساس مطالعات موردی و نتایج رفتارنگاری بروز رسانی گردید. در پایان نیز براساس معادلات کرنش در حالات آزمایشگاهی، برجا و بکارگیری نمودار یو-چرن (۲۰۰۷) و انجام

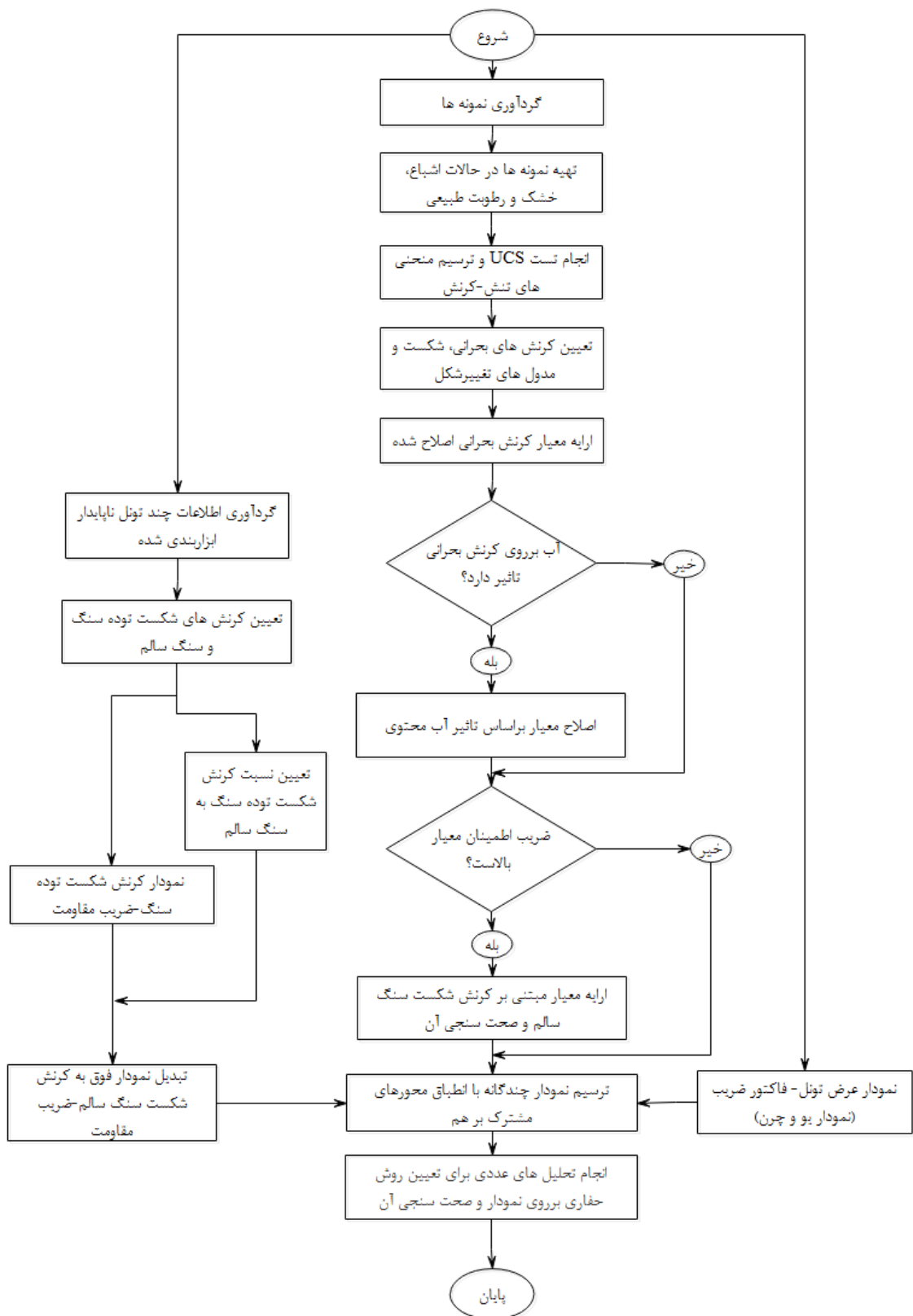
تحلیل های عددی، نمودار چندگانه ای^۱ برای انتخاب روش حفاری ارایه شد. به طور کلی اهداف مورد نظر در این رساله عبارتند از :

- بررسی تاثیر آب محتوی در معیار کرنش بحرانی
- اصلاح معیار کرنش بحرانی ساکورایی و توسعه معیار جدید
- ارایه مدل جدیدی برای تعیین روش حفاری

۴-۱ رویکرد اتخاذ شده و سازماندهی رساله

با توجه به اهداف بیان شده، رساله در ۶ فصل به شرح زیر تدوین شده است. در فصل اول کلیات موضوع ارایه شده است. در فصل دوم به روش های حفاری چند مقطعی پرداخته شده است. مطالعات انجام شده در ارتباط با معیارهای پایداری و روش های حفاری چند مقطعی در فصل سوم ارایه شده است. در فصل چهارم گردآوری نمونه ها، آزمون های آزمایشگاهی و اصلاح و ارایه معیار پایداری گنجانده شده است. در فصل پنجم براساس نتایج بدست آمده از فصل قبلی و انجام تحلیل های عددی، نمودار چند گانه ای جهت تعیین روش حفاری ارایه و صحت سنجی شده است. در پایان و در فصل ششم، نتیجه گیری و پیشنهادات برای تحقیقات آتی گنجانده شده است. در شکل ۱-۳ ساختار انجام رساله نشان داده شده است.

¹ Monograph



شکل ۱-۳. ساختار رساله

فصل ۲: روش های خاری چند مقطعی

۱-۲ مقدمه

باتوجه به عدم حفاری یک مرحله ای تونل های بزرگ مقطع (باتوجه به زمان خود ایستایی^۱ پایین در سنگ های ضعیف و اثرات نامطلوب حفاری یک مرحله ای در سنگ های مستحکم و نیز محدودیت ماشین آلات در دسترسی به جبهه کارها در هر دو شرایط سست و مستحکم)، استفاده از حفاری چند مقطعی اجتناب ناپذیر می باشد. بنابر نظر آیدان و همکاران (۱۹۹۳)، کواری و استاوس (۱۹۹۶)، ژبو و همکاران (۲۰۰۳) و جین و همکاران (۲۰۱۵)، پایداری تونل ها تا حدود زیادی وابسته به روش حفاری انتخابی می باشد. حفاری چند مرحله ای از ۲۰۰ سال قبل توسط معدن کاران شروع گردید، لیکن در ارائه فلسفه تونل سازی جدید اتریشی^۲ جلوه پیدا کرد (تانون^۳، ۲۰۱۰). باتوجه به کم بودن زمان اجرای سیستم نگهداری در روش های چند مقطعی، این روش ها در زمین های سست با سطح مقطع بزرگ به عنوان اولین انتخاب در نظر گرفته می شوند (کیم^۴ ۲۰۰۸). بطور کلی روش های حفاری چند مقطعی را می توان به دو دسته قدیمی^۵ و نوین تفکیک بندی کرد. در این روش ها، حفاری و نگهداری در طی مراحل مختلفی انجام و هر بخش قبل از حفاری بخش بعدی نگهداری می شود. نظر بر به حداقل رساندن توزیع مجدد تنش ها، تعداد بخش های حفاری تا جایی که ممکن است بایستی کمتر باشد. زیرا پایداری زمین، وابسته به تعداد مراحل و طول گام حفاری می باشد (همفیل^۶، ۲۰۱۳).

۲-۲ روش های قدیمی حفاری چند مقطعی تونل ها

روش های قدیمی چند مقطعی روش هایی هستند که در زمین های سست بر اساس تفکیک مقطع تونل به چند بخش و حفر هر قسمت به روش گالری های چوب بست شده، پایه ریزی شده بودند (مدنی، ۱۳۷۷). هر چند برخی از بزرگترین تونل های جهان با این روش ها ساخته شده اند، لیکن این روش ها

¹ Stand up time

² New Austrian Tunneling Method; NATM

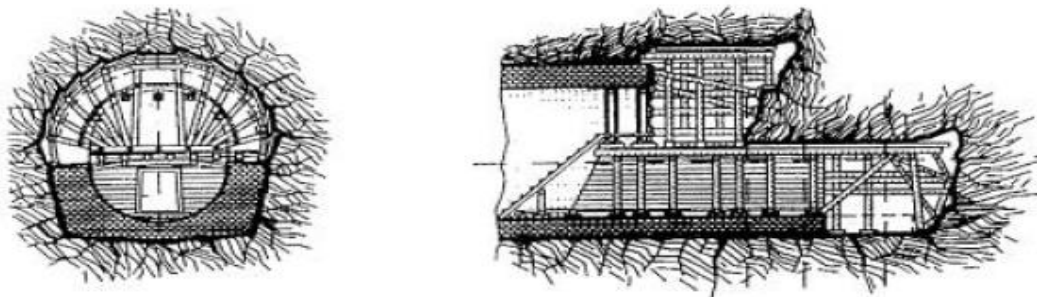
³ Tonon

⁴ Kim

⁵ Classic

⁶ Hemphill

تا نیمه پایانی قرن نوزدهم مرسوم بوده و امروزه بکار گرفته نشده، اما برخی از اصول و مبانی آنها با روش های نوین ترکیب شده اند (بهنیا، ۱۳۶۸). روش های حفاری و نصب سیستم نگهداری در تونل سازی قدیمی شامل حفاری تونل های راهنما^۱ در سقف یا کف تونل بوده است. این تونل های کوچک به صورت موقت با چوب نگهداری شده و تونل با این تکنیک تا قطر نهایی تعریض می گردید. هنگامی که سطح مقطع تونل به اندازه مورد نظر می رسید، چوب بست ها جمع آوری شده و در انتها، پوشش نهایی نصب می شد. روش های قدیمی به دلیل استفاده موفق در سنگ های فشارنده جاذبه زیادی داشتند. در این حالت قسمتی از نیمه پایین مقطع تونل اصلی به عنوان تونل پیشرو با سطح مقطع کوچک حفاری می شد (شکل ۱-۲). این بخش از مقطع تونل اصلی بلافاصله پس از حفر، با ملات و آجر نگهداری می شد. سپس بخش پایینی بطور کامل تعریض و قبل از شروع حفاری مقطع بالا، نگهداری می گردید (بارلا^۲، ۱۹۹۸).



شکل ۱-۲. روش های قدیمی حفاری و نصب سیستم نگهداری تونل کریستینا در شرایط فشارنده (بارلا، ۱۹۹۸)

با تکمیل عملیات اجرایی در بخش پاتاق، امکان نصب یا اجرای فونداسیون برای مقطع تاق فراهم شده و با این کار بطور همزمان مقاومت زیادی در دیواره ها و کف تونل ایجاد می گردید. در حالت کلی مدت زمان اجرای کامل تونل ها، بسیار طولانی و نرخ پیشروی آنها، کم بوده است (بارلا، ۱۹۹۸).

اصول و مبانی روش های قدیمی چند مقطعی را می توان به صورت زیر خلاصه کرد :

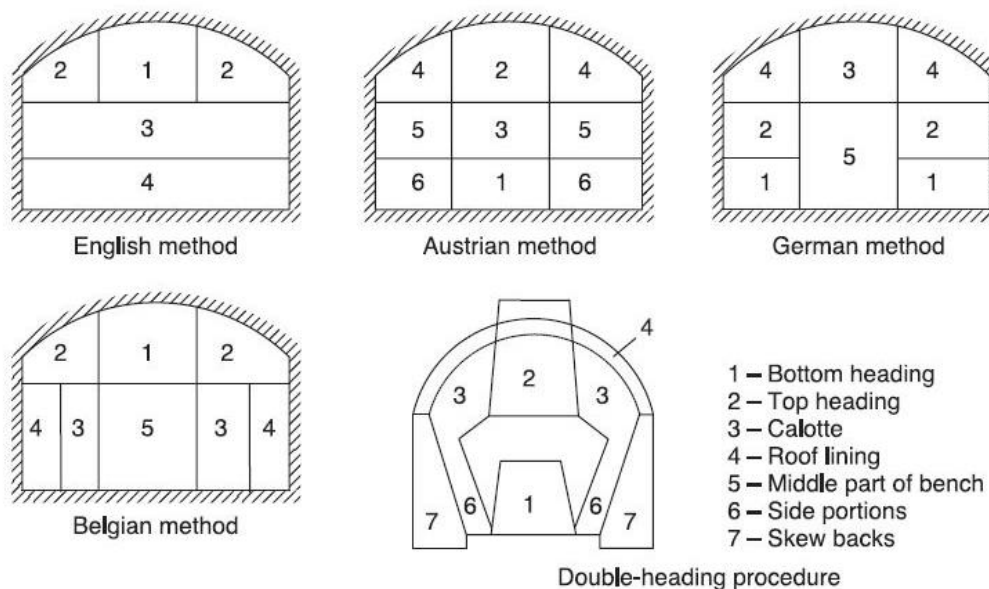
^۱ Pilot

^۲ Barla

- (۱) پیشروی در چندین مرحله انجام می شد.
- (۲) حفاری بوسیله دست یا تجهیزات ساده حفاری انجام می گرفت.
- (۳) سیستم نگهداری اولیه به وسیله الوارهای چوبی تامین می گردید.
- (۴) پوشش نهایی تونل بوسیله بنایی با سنگ و آجر (مالون کاری^۱) ساخته می شد.

۱-۲-۲ انواع روش های قدیمی چند مقطعی

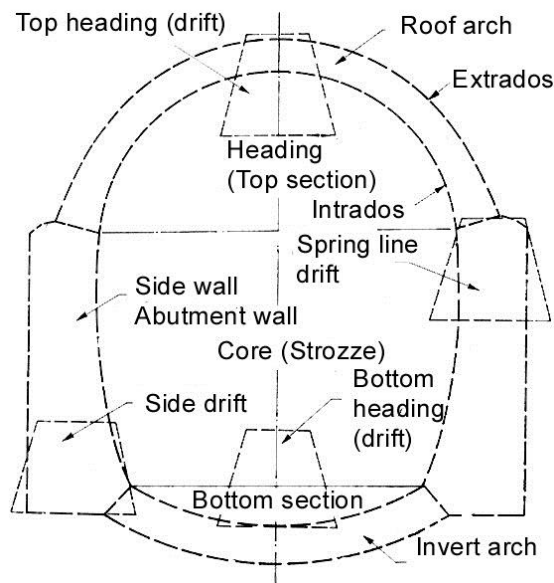
روش های قدیمی حفاری در زمین های سست به روش های آمریکایی، انگلیسی، آلمانی، اتریشی و بلژیکی تقسیم بندی می گردید (شکل ۲-۲). اصول کلی اجرای این روش ها مشترک بوده (شکل ۲-۳)، و تنها در ترتیب مراحل حفاری، تقدم و تاخر فعالیت ها با هم متفاوت بودند. حفاری در این روش ها به صورت مقطعی با وسایل دستی انجام می گرفت و سیستم نگهداری چوبی جهت تامین پایداری موقت بکار می رفت (تاتیآ، ۲۰۰۵). به دلیل منسوخ شدن این روش ها از اشاره به آن اجتناب شده است.



شکل ۲-۲. روش های قدیمی حفاری چند مقطعی (تاتیآ، ۲۰۰۵)

¹ Masonry

² Tatiya



شکل ۲-۳. اصول کلی اجرای روش های حفاری چند مقطعی (تاتیا، ۲۰۰۵)

۲-۳ روش های نوین حفاری چند مقطعی

با پیشرفت سیستم های نگهداری و تکنولوژی حفاری، روش های نوینی در زمینه حفاری مرحله ای توسعه داده شد که سرآغاز آن را می توان سیستم تونل سازی جدید اتریشی در دهه ۱۹۶۰ میلادی عنوان نمود. در روش های حفاری چند مقطعی، تنش کمتری به سیستم نگهداری وارد شده و نیز تامین پایداری آن بهتر و آسان تر می باشد. حفاری مقاطع چندگانه روشی ایمن بوده اما بایستی طراحی دقیقی از جزییات سیستم نگهداری و کیفیت نیروی کار جهت اجرای طرح در دسترس باشد (ژیانگ و همکاران^۱، ۲۰۰۸). مهمترین روش های نوین حفاری چند مقطعی تونل ها شامل روش های زیر است:

(۱) روش تاق و پاتاق^۲

(۲) روش دیافراگم مرکزی^۳ یا روش دیوار میانی^۴

(۳) روش تونل های جانبی^۵ یا روش عینکی

^۱ Xiang et al.

^۲ Top heading & benching

^۳ Central diaphragm (CD)

^۴ Mid-wall

^۵ Side drift or glasses method

در این بین سه روش دیگر نیز که عمدتاً با اعمال تغییراتی در روش های تاق و پاتاق، دیافراگم مرکزی و تونل های جانبی، بوجود آمده اند، به صورت زیر می باشند.

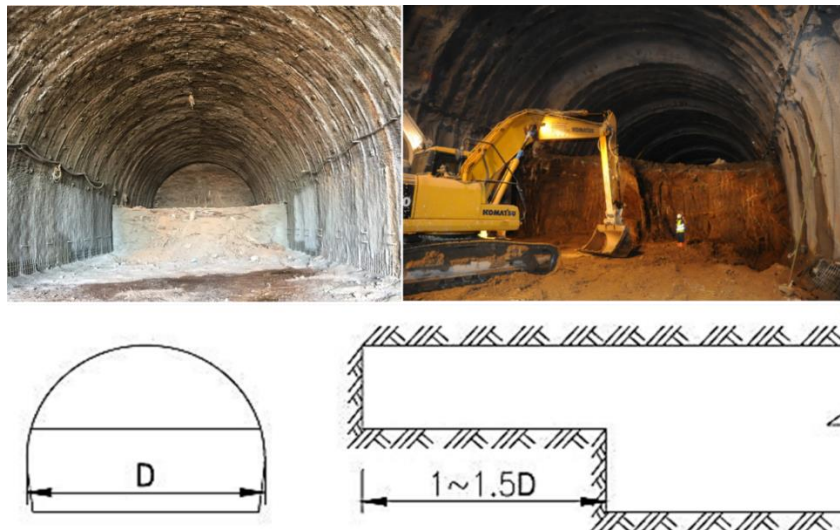
(۴) روش تاق و پاتاق با سکوی میانی

(۵) روش دیافراگم عرضی^۱

(۶) روش تونل جانبی منفرد^۲

۱-۳-۲ روش تاق و پاتاق

حفاری در این روش به صورت پله ای بوده و ابتدا از تاج شروع و به سمت پایین ادامه می یابد. با توجه به مشخصات زمین با فاصله داری مناسب از تاق، پاتاق حفر خواهد شد (شکل ۲-۴). این روش به علت دارا بودن فضای مناسب کاری، اجازه درجه بالایی از مکانیزاسیون را می دهد. معمولاً ارتفاع بخش تاق بیشتر از ۴/۵ متر می باشد.

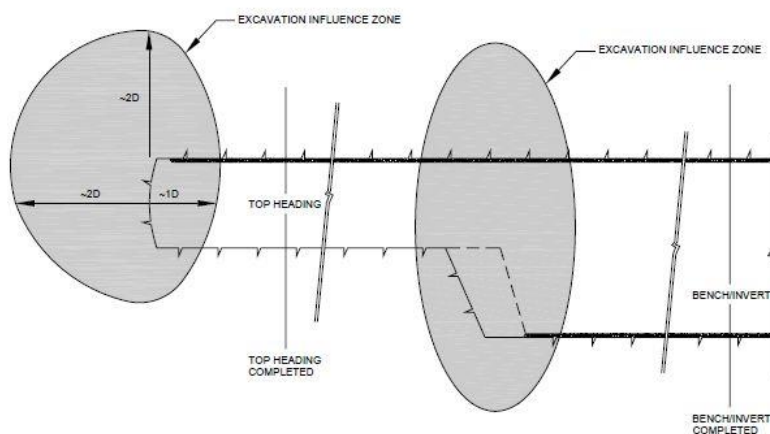


شکل ۲-۴. روش تاق و پاتاق (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸)

¹ Cross diaphragm (CRD)

² Single- side drift

روش تاق و پاتاق با دو زون بحرانی در سینه کار و بخش پاتاق، مواجه می باشد، بطوریکه بایستی سعی شود با یک فاصله مکانی - زمانی مناسب، این دو کمترین تأثیر را بر روی هم داشته باشند (شکل ۲-۵). به منظور به حداقل رساندن تأثیر دو جبهه کار بر روی هم و کاهش زون اغتشاش^۱، فاصله تاق و پاتاق معمولاً ۱ تا ۱/۵ برابر قطر تونل در نظر گرفته می شود. در این حالت قوس نگهداری طولی و جانبی که به صورت فشار موهومی^۲ نقش بهتری در پایداری تونل ایفا می نمایند. اثر قوس نگهداری طولی^۳ در صورت فراتر رفتن این فاصله از بین رفته و جابجایی طولی در طی حفاری حالت بحرانی پیدا خواهد کرد. در این حالت تمرکز تنش در تاق بیشتر شده و باعث سست شدن^۴ توده سنگ میزبان و افزایش ناحیه پلاستیک اطراف تونل می شود. چنین وضعیتی منجر ایجاد قوس فشار^۵ در پاشنه می گردد که تمرکز تنش های زیادی را در بر خواهد داشت.



شکل ۲-۵. زون های بحرانی در روش تاق و پاتاق (FHWA, ۲۰۰۹)

در صورتیکه بنابر شرایط اجرایی، رعایت فاصله ۱/۵ برابری قطر تونل، بین تاق و پاتاق امکان پذیر نباشد، باید در محل اتصال تاق و پاتاق از المان پای فیل^۶ مطابق شکل ۲-۶ استفاده شود. این المان تنش ها را به کناره ها منتقل نموده و در مقابل همگرایی تونل نقش مهمی را ایفا می نماید. در زمین های سست

¹ Disturbance zone

² Fictional pressure

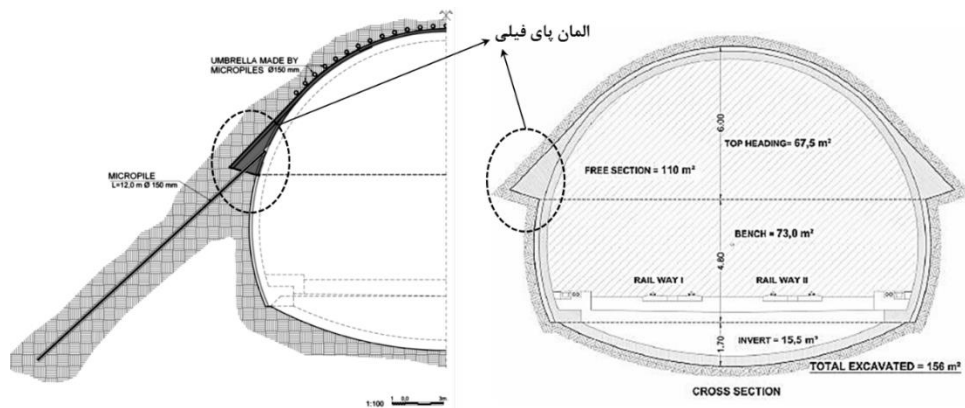
³ Longitudinal supporting effect

⁴ Loosening

⁵ Arch effect

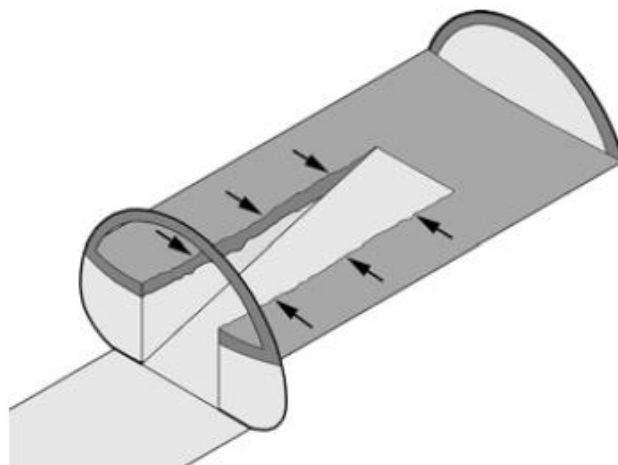
⁶ Elephant feet

و ضعیف اگر فاصله تاق و پاتاق از قطر تونل کمتر باشد، سینه کار ناپایدار می شود، زیرا سطح شکستگی های طولی ممکن است به جلوی سینه کار گسترش یافته و منجر به لغزش بخش فوقانی^۱ گردد. بنابراین فاصله کم تاق و پاتاق نیز نمی تواند برای زمین های سست و ضعیف قابل قبول باشد. در توده سنگ های سخت، طول پاتاق کوتاه کاربردی بوده، زیرا در صورت بکارگیری آتشباری، حفاری چال ها آسان تر می باشد (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸).



شکل ۲-۶. المان پای فیلی در محل اتصال تاق و پاتاق

جهت جلوگیری از متمرکز شدن تنش ها، تا جایی که امکان دارد، رمپ اتصالی بین تاق و پاتاق را نبایستی در قسمت میانی جانمایی کرد (شکل ۲-۷) (کولیمباس، ۲۰۰۵).



شکل ۲-۷. متمرکز شدن تنش ها در رمپ میانی روش تاق و پاتاق (کولیمباس^۲، ۲۰۰۵)

¹ Top earth

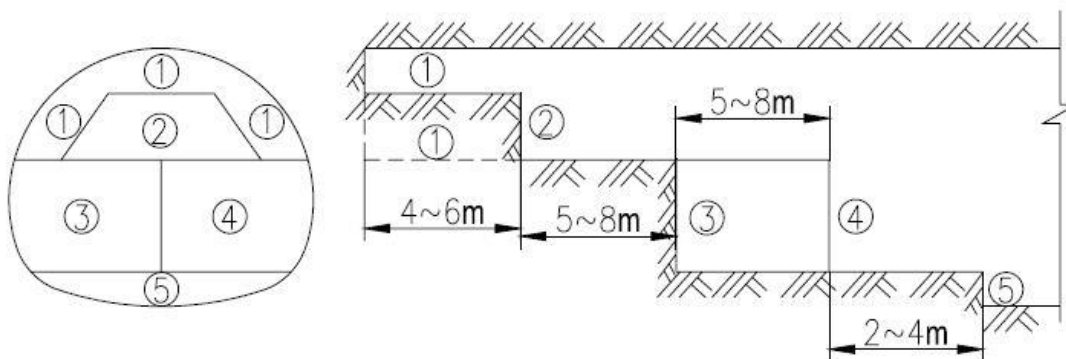
² Kolymbas

مزایا و معایب روش تاق و پاتاق را می توان به صورت زیر نام برد (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸):

- ۱) قابلیت انعطاف پذیری بالا بطوریکه در مواجهه با شرایط زمین شناسی نامطلوب قابلیت تبدیل به روش های دیگر را دارا می باشد.
- ۲) فضای کاری کافی و سرعت بالایی دارد.
- ۳) از معایب این روش می توان به تداخل بین ساخت بخش های تاق و پاتاق اشاره نمود. همچنین ساخت پاتاق بر پایداری تاق تاثیر شدیدی داشته و چرخه توزیع مجدد تنش بر روی توده سنگ میزبان در حفاری پاتاق تکرار می گردد.

۱-۱-۳-۲ روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی

شیوه دیگری از اجرای روش تاق و پاتاق، جاگذاری سکوی مرکزی می باشد. این روش به صورتی است که در بخش تاق، سکویی^۱ به منظور افزایش پایداری سینه کار باقی می ماند (شکل ۲-۸). سکوی باقیمانده، علاوه بر کمک به پایداری سینه کار، از شکم دادن^۲ آن در سنگ های تورمی^۳ نیز جلوگیری کرده و هزینه اجرای شاتکریت در سینه کار را کاهش می دهد (یو، ۲۰۰۹).



شکل ۲-۸. روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸)

^۱ Core

^۲ Face Intrusion

^۳ Swelling

این روش در شرایط زمین شناسی نامطلوب، شامل توده سنگ های سست، پرتال تونل ها، مقاطع با بارگذاری نامتقارن و نواحی کم عمق مناسب می باشند. در روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی، ۸۰ درصد نشست سطح زمین در حین حفاری حلقه مرکزی (بخش ۱) بوقوع می پیوندد. بستن سریع مقطع با پاتاق کوتاه، تاثیر بیشتری در محدود کردن نشست سطح زمین و تاج تونل نسبت به جاگذاری سکوی حجیم دارد (هیساتاک و همکاران^۱، ۲۰۰۹).

۲-۳-۲ روش دیافراگم مرکزی

این روش نیز یکی از روش های ساخت تونل های کم عمق در زمین های سست، بویژه برای کنترل نشست زمین می باشد. در این روش بخش بالایی تونل به وسیله یک حایل مرکزی به دو قسمت راست و چپ تقسیم شده و یکی از بخش ها جلوتر از بخش دیگر حفاری می گردد (شکل ۲-۹). با پیشروی، سیستم نگهداری نصب شده در حایل مرکزی، با فاصله مناسب از سینه کار تخریب می شود. روش دیافراگم مرکزی برای تونل های واقع شده در رده سنگی ضعیف تا بسیار ضعیف، نواحی کم عمق و پرتال ها مناسب می باشد (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸). نتایج بررسی های نشان می دهد که روش دیافراگم مرکزی تاثیر بیشتری در کنترل نشست زمین و تغییرشکل ها در مقایسه با روش تاق و پاتاق دارد. زمانیکه فاصله بین گالری های چپ و راست در روش دیافراگم مرکزی کاهش می یابد، تغییرشکل و نشست سطح زمین افزایش می یابد. مناسب ترین فاصله بین دو بخش، زمانی است که فاصله بین گالری های چپ و راست بیشتر از قطر تونل باشد (یو^۲، ۲۰۰۹).

¹ Hisatake et al

² Yoo



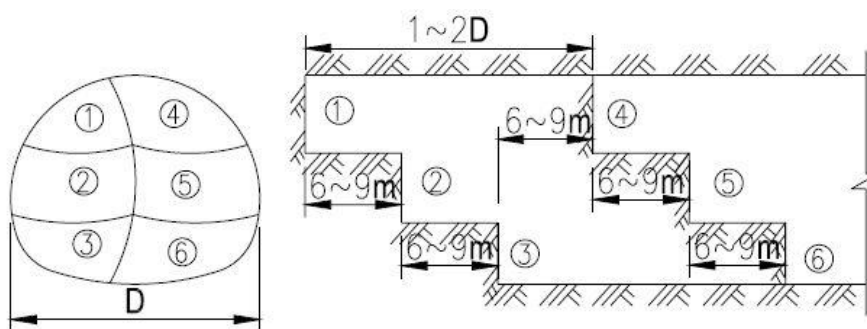
شکل ۲-۹. روش دیافراگم مرکزی (مرکادو و همکاران^۱، ۲۰۰۴)

۱-۲-۳-۲ روش دیافراگم عرضی

روش دیافراگم عرضی در واقع همان روش دیافراگم مرکزی با تعبیه کف بند^۲ می باشد. در صورتیکه پایداری توده سنگ میزبان و ایمنی ساخت تونل را نتوان با روش دیافراگم میانی تضمین نمود، کف بند موقت برای هر مرحله از حفاری در آن روش در نظر گرفته می شود. (شکل ۲-۱۰). بنابراین این روش را می توان حالت خاصی از روش دیافراگم مرکزی بشمار آورد (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸). در روش دیافراگم میانی بنابر مسایل پایداری، قابلیت حفاری دو جناح به صورت همزمان باهم وجود نداشته، حال آنکه در سیستم دیافراگم عرضی هر دو جناح را می توان همزمان حفاری نمود. با سیستم مذکور می توان سطح مقطع های بزرگ را به چندین مقطع کوچک تقسیم کرده و تغییرشکل توده سنگ میزبان را به راحتی کنترل کرد. روش دیافراگم عرضی نشست سطح زمین را حدود ۵۰ درصد تا ۳۰ درصد نسبت به روش دیافراگم میانی کاهش می دهد.

^۱ Mercado et al.

^۲ Invert

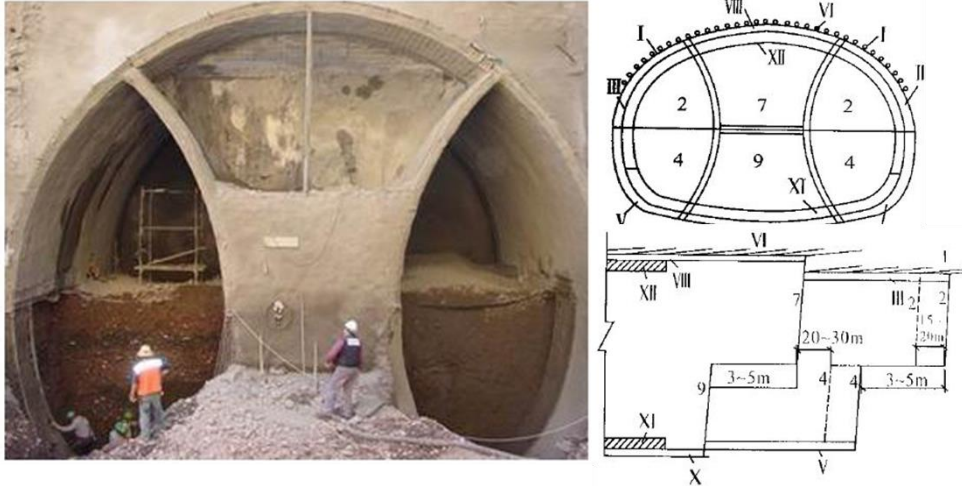


شکل ۲-۱۰. روش دیافراگم عرضی (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸)

۲-۳-۳ روش تونل های جانبی (گالری های کناری) یا عینکی

اساس روش تونل های جانبی بر مبنای تقسیم عرض تونل به چندین بخش انجام می گیرد. این روش در دهه ۱۹۸۰ میلادی توسط مهندسان اتریشی به عنوان جایگزینی برای روش تاق و پاتاق در زمین های سست ارایه شد (ITA, ۲۰۰۰). در این روش ابتدا دو گالری در جوانب تونل ایجاد می شوند، سپس قسمت تاج تا کف نیز حفر و در واقع پایه وسط بین دو گالری برداشته می شود. حفر در گالری ها به صورت از بالا به پایین و در چند مرحله با توجه به ابعاد و مسائل پایداری صورت می گیرد. به عبارت دیگر در این روش از دو دیافراگم استفاده می شود. این روش کاربرد وسیعی در زمین های سست، بویژه تونل های نواحی کم عمق داشته و از آنجا که در این روش بخش هایی با سطح مقطع کوچک حفر می شوند، پایداری جبهه کار بیشتر تامین خواهد شد. همچنین در مواردی که ابعاد تونل و در واقع عرض آن زیاد و توده سنگ میزبان ضعیف باشد، از این روش استفاده می شود (شکل ۲-۱۱). بررسی ها و اندازه گیری های انجام شده نشان می دهند که در این روش، کنترل نشست و وضعیت توزیع تنش مناسب بوده، بطوریکه ابعاد زون پلاستیک در این روش نسبت به روش های دیگر کمتر می باشد (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸). مطابق تحقیقات ژئو و همکاران (۲۰۱۶)، در بین روش ها، کمترین جابجایی در روش تونل های جانبی بوقوع می پیوندد. این روش در شرایط بد زمین شناسی و تونل های فشارنده که سایر روش های قابل کاربرد نیستند، بکار می رود. اما دارای معایبی از قبیل روند کاری پیچیده، مشکلات

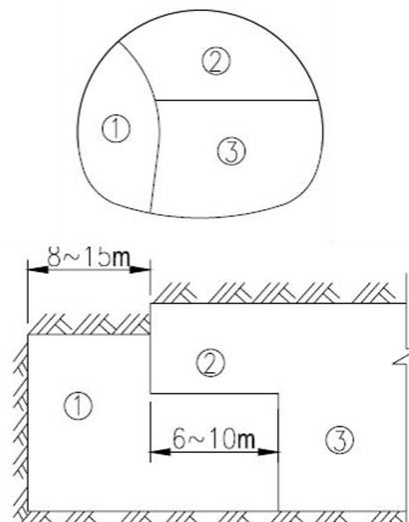
ناشی از برداشت سیستم نگهداری در گالری های جانبی، فضای کاری کم، مشکلات نصب قابهای فولادی و هزینه بالای ساخت و پرت بالا می باشد.



شکل ۲-۱۱. روش تونل های جانبی (مرکادو و همکاران، ۲۰۰۴)

۱-۳-۳-۲ روش تونل جانبی منفرد

در این روش، تونل مطابق شکل ۲-۱۲ به سه بخش تفکیک می شود. در این حالت یک تونل جانبی منفرد در گوشه ای از تونل و جلوتر از بقیه بخش ها حفاری می گردد. این فاصله همیشه ۲ برابر قطر تونل با بخش های دیگر فاصله دارد. این روش در توده سنگ های رده ضعیف تا بسیار ضعیف با عرض زیاد که بکارگرفتن روش تاق و پاتاق برای آن مشکل می باشد، بکار می رود (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸).



شکل ۲-۱۲. روش تونل های جانبی منفرد (ژیانگ و همکاران، ۲۰۰۸)

۴-۲ جمع بندی

چگونگی تعیین روش حفاری چند مقطعی به عوامل مهمی از قبیل خصوصیات ژئومکانیکی محیط میزبان و اندازه تونل بستگی دارد. یکی از عوامل مهم در پیشرفت روش های چند مرحله ای، توسعه سیستم های نگهداری و پیشرفت های ماشین آلاتی (مکانیزاسیون) بوده است. در حالت کلی هر چه محیط میزبان سست تر باشد، روش حفاری انتخابی پیچیده تر و تعداد مراحل بیشتری جهت کنترل تغییرشکل ها و ترخیص تنش، در نظر گرفته می شود. هرچه عمق تونل کمتر، محیط میزبان از نظر مقاومتی ضعیف تر و اندازه سطح مقطع تونل بیشتر باشد، اولویت انتخاب بترتیب با روش تونل های جانبی، روش دیافراگم مرکزی و تاق و پاتاق خواهد بود. در حالت کلی می توان روش ها را از دیدگاه وقوع کمترین تغییرشکل به ترتیب به صورت تونل های جانبی، دیافراگم میانی و تاق و پاتاق رده بندی نمود.

فصل ۳: مروری بر مطالعات پیشین

۱-۳ مقدمه

مطالعه تحقیقات پیشین علاوه بر اجتناب از دوباره کاری، به شناسایی متغیرهای مرتبط با تحقیق نیز کمک می نماید. هر مطالعه ضمن آنکه مبتنی بر یافته های قبلی قرار دارد، خود نیز مقدمه و پایه ای برای مطالعات بعدی خواهد بود. در این فصل ابتدا معیارهای پایداری مبتنی بر کرنش معرفی شده و سپس تحقیقات انجام شده بر روی مدل های انتخاب روش حفاری ارایه شده است.

۲-۳ مطالعات پیشین معیارهای ارزیابی پایداری تونل

بیناوسکی^۱ (۱۹۸۹) معیارهای پایداری را رابطه جبری به منظور بیان شرایط مکانیکی که مواد شکسته می شود یا بیشتر از حد معین تغییرشکل می دهد، تعریف می نماید. در طراحی مهندسی، معیارهای شکست مبتنی بر تنش و کرنش به منظور ارزیابی پایداری فضای حفاری شده توسعه داده شده اند. به علت آسان تر بودن و عملی تر بودن اندازه گیری کرنش نسبت به تنش و عدم در نظرگیری معادلات رفتاری^۲ فرضی، در ارزیابی پایداری فضاهای زیرزمینی عمدتاً از معیارهای مبتنی بر کرنش استفاده می شود (گاده و همکاران^۳، ۲۰۱۴، ساکورایی^۴ ۲۰۱۷). در معیارهای مبتنی بر تنش، معادله رفتاری بین تنش و کرنش بر مبنای تنش صفحه ای و قانون هوک فرض می شود که چنین روابطی به ندرت با شرایط برجا و خصوصیات مکانیکی سنگ ها انطباق دارد (لی^۴، ۱۹۹۰). مطابق نظر ساکورایی (۲۰۱۷) استفاده از معیارهای مبتنی بر تنش در تونل ها تنها در محیطی با رفتار الاستیک کامل می تواند مفهوم داشته باشد. زیرا بکارگیری ضریب ایمنی مبتنی بر تنش که به صورت نسبت مقاومت بر تنش وارده تعریف می شود، در تونل حفاری شده در مصالحی با رفتار الاستیک-پلاستیک، همیشه برابر ۱ خواهد شد. زیرا در چنین مصالحی در زون پلاستیک اطراف تونل، مقاومت برابر تنش وارده خواهد بود (شکل ۱-۳). این در حالی است که با توجه به تفاوت مقادیر کرنش های بوقوع پیوسته در نقطه گسیختگی و

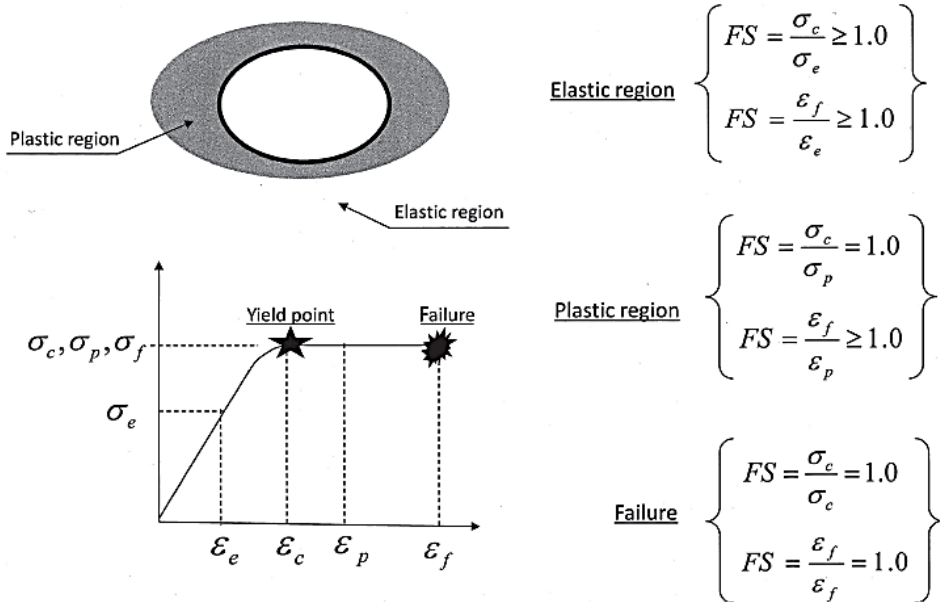
¹ Bieniawski

² Constitutive equations

³ Gaede et al.

⁴ Li

مقاومت حداکثر، بکارگیری فاهیم مرتبط با کرنش در تعریف ضریب ایمنی در تونل ها با شرایط واقعی تطابق بیشتری دارد.



شکل ۳-۱. تعریف ضریب ایمنی بر پایه مفاهیم مبتنی بر تنش و کرنش در تونلی با رفتار محیط الاستیک-پلاستیک

(ساکورایی، ۲۰۱۷)

در حالت کلی مطابق تحقیقات انجام شده مهمترین معیارهای مبتنی بر تنش و کرنش را می توان به صورت جداول ۳-۱ و ۳-۲ خلاصه نمود.

جدول ۳-۱. معیارهای مبتنی بر تنش (نیکلسون^۱، ۱۹۸۵)

سال	ارایه دهنده	معیار	سال	ارایه دهنده	معیار
۱۹۳۹	ویبول	تئوری آماری شکست	۱۷۷۳	کولمب	کولمب-ناویر
۱۹۶۰	ایرواین	چقرمگی شکست ^۲	۱۸۴۶	ترسکا	حداکثر تنش برشی
۱۹۶۲	مک کلینتوک-والاش	اصلاح شده گریفیث	۱۸۶۹	رانکین	حداکثر تنش اصلی
۱۹۶۳	مورل ^۳	توسعه یافته گریفیث	۱۹۰۰	موهر	شکست برشی
۱۹۸۰	هوک - براون	هوک - براون	۱۹۰۴- ۱۹۲۰	هابر-هنکی ^۴	تنش برشی اکتاهدرا
۲۰۰۲	هوک-براون	هوک-براون اصلاح شده	۱۹۱۳	وون میسنز	اینواریانت دوم تنش
			۱۹۲۱	گریفیث	گریفیث

¹ Niclson

² Fracture toughness

³ Murrell

⁴ Huber-Hencky

جدول ۳-۲. معیارهای مبتنی بر کرنش (نیکلسون، ۱۹۸۵)

سال	ارایه دهنده	معیار	سال	ارایه دهنده	معیار
۱۹۸۱- ۱۹۹۷	ساکورایی	کرنش بحرانی	۱۸۷۰	سینت ونانت	حداکثر کرنش الاستیک
۱۹۹۴- ۱۹۹۸	فیجی و همکاران	کرنش اصلی حداقل	۱۸۸۵	بلترامی	انرژی الاستیک ثابت تغییر شکل ^۱
			۱۹۸۱	استیسی	حداکثر کرنش کششی

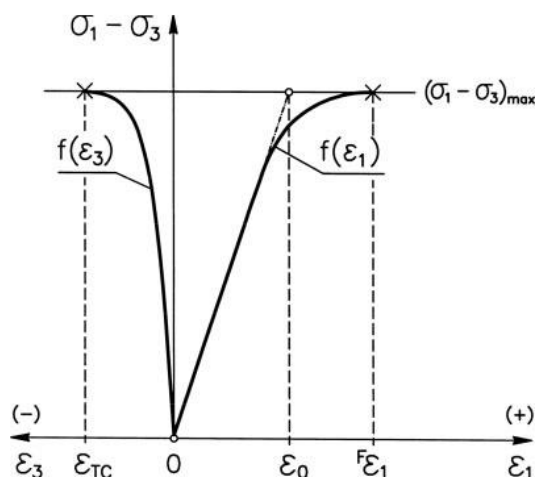
توسعه معیارهای مبتنی بر کرنش را می توان با پیشرفت در ساخت ابزارهای رفتارنگاری در دهه ۸۰ میلادی مرتبط دانست. استیسی^۲ (۱۹۸۱) بر اساس مطالعات آزمایشگاهی بر روی چندین نوع نمونه سنگ بیان نمود در صورتیکه کرنش کششی^۳ وارده برابر یا بیشتر از کرنش بحرانی شود، شکست در سنگ آغاز می گردد. او مقدار کرنش بحرانی منجر به شروع اتساع را به صورت تقریبی^۴، در سطح تنش برابر ۳۰ درصد مقاومت نهایی تعیین نمود. ساکورایی (۱۹۸۱) با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی نمونه های مختلف، مدلی را به منظور ارزیابی پایداری تونل بر اساس کرنش بحرانی ارایه نمود. او بیان نمود در صورتیکه حداکثر کرنش اصلی اندازه گیری شده تونل از مقدار کرنش بحرانی فراتر رود، تونل در شرایط ناپایدار قرار خواهد گرفت. فیجی و همکاران (۱۹۹۴، ۱۹۹۸) با انجام آزمایش های مقاومت فشاری تک محوره، سه محوره و مقاومت کششی برزلی بر روی نمونه های ماسه سنگ، گرانودیوریت، گرانیت و آندزیت بیان داشتند که در صورت برابر شدن کرنش اصلی حداقل با کرنش کششی بحرانی، شکست در سنگ بوقوع می پیوندد (شکل ۳-۲). آنها نشان دادند که اثر فشار محصور کننده بر روی مقادیر کرنش کششی بحرانی قابل صرف نظر کردن می باشد.

¹ Constant elastic energy of deformation

² Stacey

³ Extension strain

⁴ Rough



شکل ۳-۲. کرنش کششی بحرانی (ϵ_{TC}) و کرنش محوری (ϵ_0) از دیدگاه فیجی و همکاران (۱۹۹۴)

لی و همکاران (۲۰۰۰) با متمرکز نمودن تحقیقات آزمایشگاهی بر روی نمونه های ماسه سنگ و بتن، به بررسی صحت معیار کرنش کششی بحرانی فیجی و کرنش بحرانی ساکورایی تحت تغییر شرایط محیطی از قبیل اثرات آب محتوی، فشار محصور کننده و تغییرات نرخ کرنش پرداختند. نتایج تحقیقات آنها نشان داد که عوامل فوق چندان بر روی کرنش بحرانی تاثیرگذار نمی باشند. براون (۲۰۰۳) تحقیقاتی در قالب مطالعات بین المللی تخریب^۱ انجام داد و رابطه ۱-۳ را برای تخمین کرنش بحرانی با استفاده از شاخص مقاومت زمین شناسی^۲ براساس انجام تحلیل برگشتی شکست توده سنگ در مغارها و سایر حفريات زیرزمینی ارایه داد.

$$\epsilon_c = \frac{(12.5 - 0.125 \times GSI)}{100} \quad (1-3)$$

که در آن GSI شاخص مقاومت زمین شناسی و ϵ_c کرنش بحرانی است.

لی و ویلاسکوس^۳ (۲۰۰۵) با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی سنگ های مختلف به بررسی ارتباط کرنش بحرانی سنگ سالم - توده سنگ و ارتباط آنها با مدول یانگ و مقاومت فشاری پرداختند. آنها بیان نمودند که در ۷۵ درصد از نمونه های آزمایش شده، کرنش بحرانی توده سنگ کمتر از کرنش

¹ International caving study

² GSI

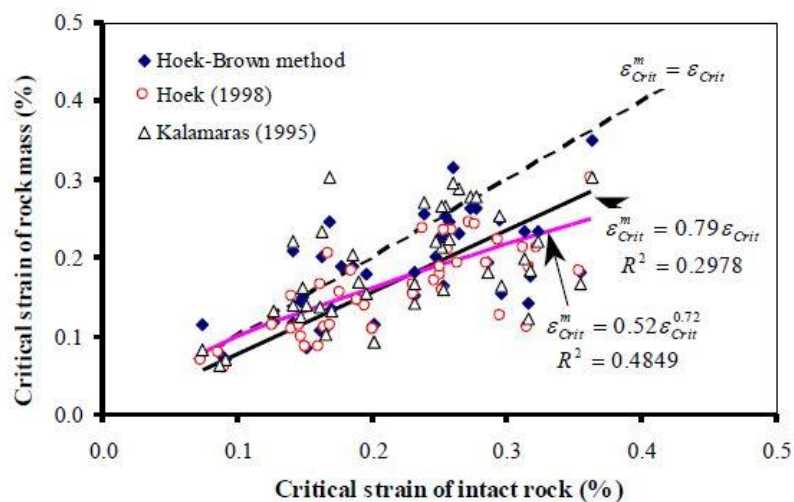
³ Li and Villaescusa

بحرانی سنگ سالم قرار دارد. آنها کرنش توده سنگ و سنگ سالم را به صورت نسبت مقاومت بر مدول تغییرشکل در نظر گرفتند. لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵) ابتدا مقاومت و مدول تغییرشکل سنگ سالم را در آزمایشگاه تعیین و سپس بر اساس روابط تجربی آنها را به پارامترهای توده سنگ تبدیل نمودند. نتایج تحقیقاتشان مطابق شکل ۳-۳، منجر به استخراج روابط ۲-۳ و ۳-۳ برای ارتباط کرنش بحرانی سنگ سالم و توده سنگ شد.

$$\varepsilon_c^m = 0.79\varepsilon_c \quad (2-3)$$

$$\varepsilon_c^m = 0.52\varepsilon_c^{0.72} \quad (3-3)$$

که در آن ε_c کرنش بحرانی سنگ سالم و ε_c^m کرنش بحرانی توده سنگ است.



شکل ۳-۳. ارتباط کرنش سنگ سالم و توده سنگ (لی و ویلاسکوس، ۲۰۰۵)

باتوجه به اینکه، نمونه های انتخابی لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵) عمدتاً دارای مقاومت بالایی بوده و در اینگونه سنگ ها، مشخصات ناپیوستگی ها تاثیر بالایی بر خصوصیات مکانیکی بویژه در حالت برجا دارد، لذا نتایج ارتباط کرنش توده سنگ و سنگ سالم از ضریب همبستگی پایینی برخوردار می باشد. سینگ و همکاران (۲۰۰۷) با انجام آزمایش بر روی نمونه های آجر آهک سیلیکاتی^۱ ارتباط بین کرنش بحرانی،

^۱ Lime silica bricks

مقاومت فشاری، مدول مماسی سنگ سالم و توده سنگ را در سنگ های درزه دار مورد بررسی قرار دادند. آنها تعداد ۲۶۰ نمونه با ابعاد ۱۵×۱۵×۱۵ سانتیمتر از مصالح فوق تهیه و به عنوان معرف سنگ های ضعیف تحت آزمایش قرار دادند. پس از انجام آزمایش های مختلف مقاومت فشاری تک محوری بر روی نمونه های مذکور، روابط ۳-۴ و ۳-۵ را برای کرنش بحرانی ارائه دادند.

$$\varepsilon_c (\%) = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ij}^{0.37} \times E_i^{0.63}} \times 100 \quad (4-3)$$

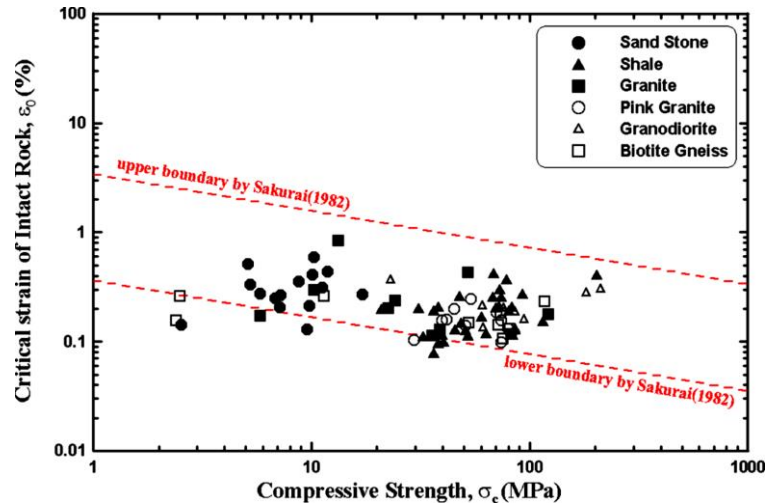
$$\varepsilon_c (\%) = 31.1 \times \frac{\sigma_{ci}^{1.6}}{E_i \gamma^{0.6} Q^{0.2}} \times 100 \quad (5-3)$$

که در آن σ_{ci} : مقاومت فشاری تک محوری، E_i : مدول مماس سنگ سالم، E_{ij} : مدول توده سنگ درزه دار، Q : شاخص کیفی تونلسازی (بارتن) می باشد. سینگ و همکاران (۲۰۰۷) در ادامه تحقیقات خود، شاخص SI را به عنوان شاخص فشارندگی بوسیله نسبت کرنش اندازه گیری شده در تونل بر کرنش بحرانی به صورت رابطه ۳-۶ ارائه دادند.

$$SI = \frac{u_a / a}{\varepsilon_c} \quad (6-3)$$

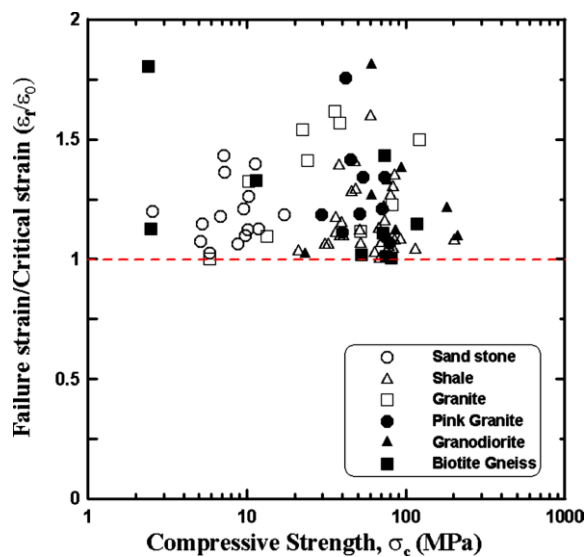
که در آن u_a : تغییرشکل شعاعی تونل، a : شعاع تونل است.

کیم و کیم (۲۰۰۹) با انجام آزمایش برروی شش نوع سنگ مختلف، به بررسی کرنش بحرانی سنگ سالم در آزمون های مقاومت فشاری تک محوره و سه محوره پرداختند. نتایج آزمایش مقاومت فشاری تک محوره که برروی نمونه های سنگ سالم با مقاومت ۱ تا ۱۰۰ مگاپاسکال انجام شد، نشان داد که کرنش بحرانی آنها بین ۰/۱ تا ۱ درصد قرار دارند. مطابق شکل ۳-۴ نتایج بدست آمده کرنش بحرانی سنگ سالم توسط کیم و کیم (۲۰۰۹) در محدوده معرفی شده ساکورایی (۱۹۸۲) قرار داشت.



شکل ۳-۴. کرنش بحرانی نمونه های سنگ سالم (کیم و کیم، ۲۰۰۹)

آنها همچنین بیان نمودند که نسبت کرنش های شکست به بحرانی بسته به مقاومت فشاری تک محوره نمونه ها مطابق شکل ۳-۵، بین ۱ تا ۱/۸ قرار دارد. کرنش بحرانی نمونه ها در آزمایش مقاومت فشاری سه محوره کمتر از ۰/۸ درصد بدست آمد. کیم و کیم (۲۰۰۹) براساس با بیان نسبت کرنش شکست نمونه ها در حالت آزمایش مقاومت فشاری سه محوره بر کرنش شکست آنها در حالت آزمایش مقاومت فشاری تک محوره، بیان نمودند که کرنش شکست توده سنگ ۱ تا ۸ برابر کرنش شکست سنگ سالم می باشد. آنها همچنین نتیجه گرفتند که ارزیابی پایداری تونل ها با کرنش بحرانی بدست آمده از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره، محافظه کارانه می باشد.



شکل ۳-۵. نسبت کرنش های شکست به بحرانی در نمونه های سنگ سالم (کیم و کیم، ۲۰۰۹)

کواسنیوسکی و تاکاهاشی^۱ (۲۰۱۰) با انجام آزمایش های مقاومت فشاری تک محوره، سه محوره و چند محوره بر روی نمونه های ماسه سنگی بیان نمودند که نتایج آزمایش ها، مدل کرنش کششی بحرانی را تایید نمی نماید. کوهمورا (۲۰۱۲) با انجام آزمون های مقاومت فشاری و کششی تک محوری بر روی چندین نمونه شامل گرانیت، آندزیت، ماسه سنگ، مرمر و توف به مطالعه تاثیرات آنیزوتروپی، آب محتوی و فشارمحصور کننده بر کرنش بحرانی سنگ ها پرداخت. او بیان نمود که کرنش بحرانی در حداکثر کرنش حجمی بوقوع می پیوندد. واسلو و استیسی^۲ (۲۰۱۶) تجدید نظری^۳ در ارتباط با تفسیر صحیح نتایج، شرایط مناسب استفاده از معیار کرنش کششی و بکارگیری آن به عنوان شاخصی به منظور تعیین سطح آسیب سنگ ارایه نمودند. آنها بیان نمودند که معیار کرنش کششی حداکثر، تحت شرایط بارگذاری کششی، زمانیکه مقادیر تنش های اصلی متوسط و حداکثر باهم برابرند، قابل کاربرد می باشد. کوی و همکاران^۴ (۲۰۱۷) به بررسی تاثیر فشار سیستم نگهداری، رفتار کرنش نرمی توده سنگ و شرایط تنش های برجا بر کرنش بحرانی پرداختند. آنها پنج رده کرنش بحرانی و فشار نگهداری را مبتنی بر تحقیقاتشان توسعه دادند و بیان نمودند که در رده های یک و دو که مقدار کرنش بحرانی کمتر از ۲/۵ درصد می باشد، بدلیل عدم تشکیل زون های پلاستیک نرمی و باقیمانده^۵، تونل در شرایط غیرفشارنده قرار دارد. لیکن با افزایش مقدار کرنش بحرانی از سطح ۲/۵ درصد، زون های مذکور پدیدار شده و رفتار سنگ به سمت فشارندگی زیاد متمایل خواهد شد. ناپاگارسیا و تورس^۶ (۲۰۱۷) با انجام مدلسازی عددی، رابطه (۷-۳) را جهت ارتباط کرنش های شکست و بحرانی با ابعاد پایه در روش معدنکاری اتاق و پایه پیشنهاد دادند.

$$\varepsilon_f = (0.933 + 4.332 \frac{w}{h}) \varepsilon_c \quad (7-3)$$

که در آن w عرض پایه، h ارتفاع پایه، ε_c کرنش بحرانی و ε_f کرنش شکست است.

¹ Kwasniewski and Takahashi

² Wasseloo and Stacey

³ Reconsideration

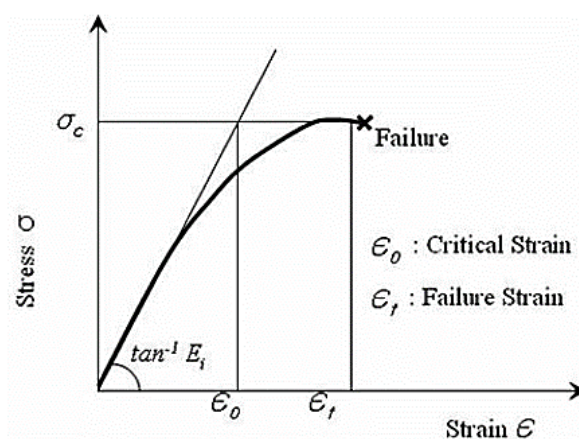
⁴ Cui et al.

⁵ Plastic softening and residual zones

⁶ Napa-García and Torres

۳-۳ کرنش بحرانی و معیار ساکورایی

کرنش بحرانی توسط ساکورایی (۱۹۸۳، ۱۹۸۶ و ۱۹۹۷) به منظور تعریف سطوحی جهت ارزیابی پایداری تونل شرایط سنگ های غیرفشارنده تعریف شد. در بین معیارهای مبتنی بر کرنش، معیار کرنش بحرانی ساکورایی از فراگیری و اهمیت بالاتری نسبت به سایرین برخوردار است. ساکورایی (۱۹۸۱، ۲۰۱۷) بیان نمود با توجه به اینکه در تحلیل برگشتی، جابجایی ها به صورت غیرمستقیم تعیین می گردند، لذا از دقت بالایی برخوردار نمی باشند. وی به منظور حل این مشکل و ایجاد راهی برای تفسیر مناسب نتایج رفتارنگاری از تکنیک ارزیابی مستقیم کرنش^۱ مبتنی بر کرنش بحرانی جهت ارزیابی پایداری تونل ها بهره گرفت. مفهوم اصلی این تکنیک، تعیین پایداری تونل بوسیله مقایسه کرنش بوقوع پیوسته در محیط اطراف تونل با کرنش مجاز مصالح میزبان می باشد (ساکورایی ۲۰۱۷). در حالت کلی کرنش بحرانی از منحنی رفتاری تنش محوری-کرنش محوری حاصل از آزمون مقاومت فشاری تک محوری (شکل ۳-۶) با نسبت مقاومت فشاری حداکثر (σ_c) به مدول مماسی اولیه (E_i) مطابق رابطه (۳-۸) تعریف می شود.



شکل ۳-۶. کرنش های بحرانی و شکست (پارک و پارک، ۲۰۱۴)

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_i} \quad (۳-۸)$$

^۱ Direct Strain Evaluation Technique (DSET)

ساکورایی (۱۹۸۳) بر اساس اندازه گیری های صحرائی بیان نمود در صورتیکه سطح کرنش تونل فراتر از ۱ درصد شود، مشکلات مرتبط با ناپایداری تونل شروع خواهد شد. این مطلب توسط چرن و همکاران (۱۹۹۸) و هوک (۲۰۰۱) تایید گردید. مفهوم کرنش بحرانی به عنوان سطحی جهت قیاس با تغییر شکل های افزایشی بکار می رود. این مفهوم توسط محققینی از قبیل هوک (۲۰۰۱) و آیدان و همکاران (۱۹۹۳)، سینگ و همکاران (۲۰۰۷) به منظور تعریف درجات فشارندگی و تعیین پتانسیل فشارندگی بکار رفته است. کرنش بحرانی به مقدار کرنشی اطلاق می شود که مشکلاتی در ساخت تونل بعلت فشارندگی بوجود آید (ژانگ و گا^۱، ۲۰۱۵) و بارلا (۲۰۰۱) کرنش بحرانی را به عنوان یکی از روش های تشخیص و کمی سازی شرایط فشارندگی بکار برد. هوک (۲۰۰۱) کرنش ۲ درصد را به عنوان مرز بین تونل های پایدار نیازمند به حداقل سیستم نگهداری و تونل ناپایدار نیازمند به تمهیدات خاص در طی حفاری عنوان نمود. مطابق تعریف کوی و همکاران (۲۰۱۷) کرنش بحرانی سطحی از کرنش می باشد که فراتر از آن محیط پیرامون تونل دچار ناپایداری و مشکلات فشارندگی خواهد شد.

۳-۴ بررسی تاثیر عوامل مختلف بر کرنش بحرانی

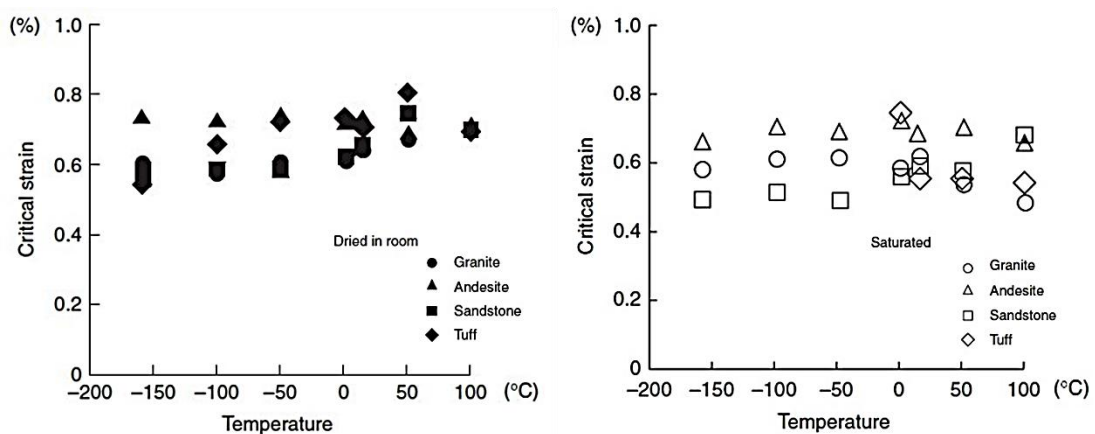
علی رغم تحقیقات فراوان در زمینه تاثیر آب و سایر شرایط محیطی از قبیل درجه حرارت و فشار محصور کننده بر خصوصیات مقاومتی و تغییر شکل پذیری سنگ ها، کمتر به بررسی تاثیر این پارامترها بر کرنش پرداخته شده است. تحقیقات نشان می دهد که آب به عنوان یکی از مهمترین پارامترهای تاثیرگذار بر روی خصوصیات ژئومکانیکی، تاثیر زیادی در کاهش خصوصیات مکانیکی و مقاومتی سنگ ها دارد. در این راستا گیو و همکاران^۲ (۲۰۱۴) نشان دادند که آب محتوی منجر به کاهش مقاومت، مدول الاستیک و چسبندگی شده و مقدار ضریب پواسون را افزایش می دهد لیکن تاثیری بر روی زاویه اصطکاک داخلی ندارد. واسارهللی^۳ (۲۰۰۳، ۲۰۰۵) نشان داد که آب محتوی می تواند تا ۳۰ درصد

¹ Zhang and Goh

² Gue et al.

³ Vasarhelyi

مدول الاستیک سنگ سالم را کاهش دهد. کواسنیوسکی و رودریگز (۲۰۰۹) با انجام آزمون هایی بر روی نمونه های ماسه سنگ و گل سنگ بیان نمودند که آب محتوی ۳۰ تا ۴۰ درصد مدول الاستیک را کاهش و مقدار ضریب پواسون را ۵۰ تا ۶۰ درصد افزایش می دهد. یلماز^۱ (۲۰۱۰) با مطالعه بر روی ژئیس بیان نمود که با تغییر آب محتوی از خشک تا اشباع، مقاومت و مدول یانگ مماسی بترتیب ۶۴ درصد و ۵۳ درصد کاهش می یابند. اینادا و کوکودو^۲ (۱۹۹۲) مطابق شکل ۳-۷ با انجام آزمایش هایی بر روی نمونه های توف، گرانیت، آندزیت و ماسه سنگ در دو حالت اشباع و خشک در دمای اتاق، به بررسی تاثیر درجه حرارت بر روی کرنش بحرانی پرداختند. آنها بیان نمودند که تغییرات کرنش بحرانی در اثر تغییر درجه حرارت ناچیز می باشد.



شکل ۳-۷. تاثیر تغییر درجه حرارت بر کرنش بحرانی (اینادا و کوکودو ۱۹۹۲)

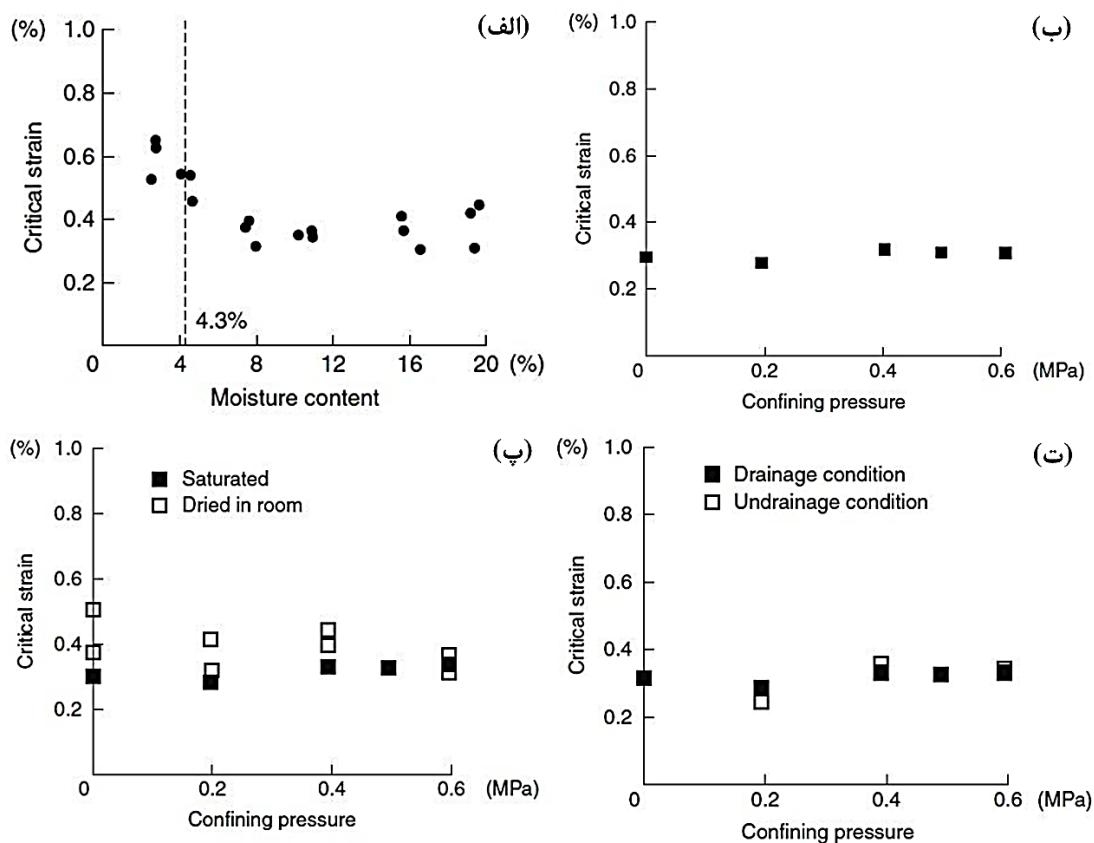
ساکورایی و همکاران (۱۹۹۳، ۲۰۱۷) با انجام آزمایش های مقاومت فشاری تک محوری و سه محوره بر روی نمونه های توف، به مطالعه تاثیر شرایط محیطی بر کرنش بحرانی پرداختند و نشان دادند که فراتر رفتن آب محتوی از ۴/۳ درصد، درجه حرارت و فشار محصور کننده^۳ مطابق شکل ۳-۸ تاثیر چندانی بر روی کرنش بحرانی نخواهد داشت. مطابق نظر ساکورایی (۲۰۱۷) فشار محصور کننده در حالت عملی نیز چندان اهمیتی ندارد، زیرا تنش اصلی حداقل نزدیک حفریه، چندان زیاد نبوده و قابل

¹ Yilimaz

² Inada and Kokudo

³ Confining pressure

چشم پوشی می باشد. ساکورایی (۲۰۱۷) دلیل عدم تاثیر آب محتوی از حد بیشتر ۴/۳ درصد بر کرنش بحرانی را ساختار تقریباً مشابه نمونه در حالت اشباع و رطوبت طبیعی بیان نمود. وی بیان کرد که در حالتی که نمونه ها در آب محتوی کمتر از رطوبت طبیعی خود آزمایش می شوند، ساختارهای ریز^۱ نمونه ها کاملاً با دو حالت دیگر متفاوت خواهد بود.

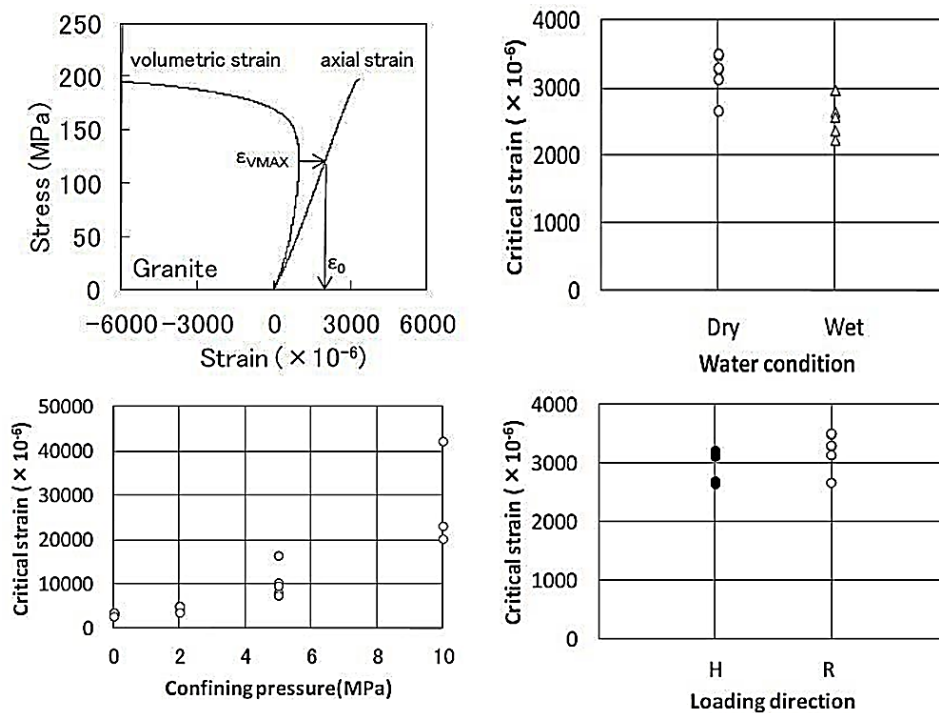


شکل ۳-۸. تاثیر شرایط محیطی بر کرنش بحرانی نمونه های توف (الف) آب محتوی (ب) فشار محصور کننده در نمونه هایی با رطوبت طبیعی (پ) فشار محصور کننده در آزمایش مقاومت فشاری سه محوره در نمونه های اشباع و خشک در دمای اتاق (ت) فشار محصور کننده بر حالات زهکشی شده و زهکشی نشده (ساکورایی، ۱۹۹۳ و ۲۰۱۷)

فیجی و همکاران (۱۹۹۸) بیان نمودند که رطوبت تا حدودی بروی مقادیر کرنش کششی بحرانی اثر گذار بوده و نشان دادند که مقادیر آن در نمونه های اشباع شده ماسه سنگ، ۲۰ درصد بیشتر از نمونه های خشک همان نوع سنگ می باشد. لی و همکاران (۲۰۰۰) با آزمایش بر روی نمونه های ماسه سنگ

¹ Microstructure

و بتن نشان دادند که کرنش کششی بحرانی در دو حالت خشک و تحت فشار آب منفذی تقریباً یکسان می باشد. همچنین بیان نمودند که مقادیر کرنش بحرانی ساکورایی در حالت بدون فشار آب منفذی، بسیار بیشتر از کرنش بحرانی نمونه ها در حضور آب محتوی می باشد. کوهمورا^۱ (۲۰۱۲) مطابق شکل ۳-۹، با بررسی تاثیر آب محتوی، راستای بارگذاری و فشار محصور کننده بر کرنش بحرانی در نمونه های گرانیت، آندزیت، ماسه سنگ، مرمر و توف با محتوای آب مختلف بیان نمود که اگرچه کرنش بحرانی در نمونه های خشک بیشتر از نمونه های مرطوب^۲ می باشد لیکن بدلیل کوچک بودن مقدار تفاوتشان، می توان آنها را قابل اغماض در نظر گرفت. همچنین او تاثیر راستای بارگذاری و فشار محصور کننده را نیز قابل اغماض بیان نمود.



شکل ۳-۹. بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر کرنش بحرانی (کوهمورا، ۲۰۱۲)

¹ Kohmura

² Wet

۳-۵ سطوح هشدار خطر

۳-۵-۱ سطوح هشدار خطر ساکورایی

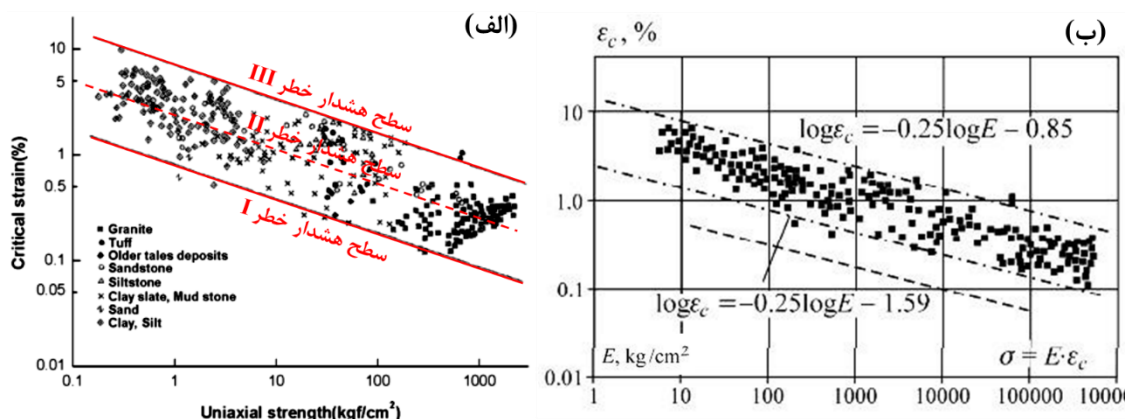
ساکورایی (۱۹۹۷) براساس کرنش بحرانی اندازه گیری شده چندین نمونه سنگ و خاک در آزمایشگاه، سطوح هشدار خطر را در سه سطح به منظور ارزیابی پایداری تونل در حین اجرا ارایه نمود. در این روش پایداری تونل بوسیله تعیین نقطه تلاقی پارامترهای مقاومت فشاری تک محوری سنگ و کرنش اندازه گیری شده از رفتارنگاری تونل در شکل ۳-۱۰ ارزیابی می گردد. در صورتیکه کرنش اندازه گیری شده فراتر از سطح هشدار III قرار گیرد تونل در شرایط ناپایدار قرار خواهد گرفت. این در حالی است که قرارگیری کرنش در پایین تر از سطح هشدار I بیانگر پایداری تونل می باشد. مطابق نظر ساکورایی (۲۰۱۷) در صورتیکه مقدار کرنش بحرانی در طی ساخت تونل، کمتر از سطح II باشد، زون پلاستیک در اطراف تونل هنوز تشکیل نشده است و تونل با همان سیستم نگهداری طراحی شده اولیه، پایدار خواهد بود. لیکن در صورتیکه مقدار کرنش بحرانی پس از اندازه گیری، بین سطوح II و III قرار گیرد بدین معنی خواهد بود که تونل به ساپورت بیشتر از آنچه نصب شده است، نیاز دارد. ساکورایی (۱۹۸۶) سطوح هشدار خطر را بر مبنای ارتباط کرنش بحرانی- مدول یانگ به صورت روابط ۳-۹، ۳-۱۰ و ۳-۱۱ تعریف نمود. وی سطح II را به عنوان سطح طراحی مهندسی پیشنهاد نمود.

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E_i - 0.85 \quad \text{سطح هشدار III} \quad (۳-۹)$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E_i - 1.22 \quad \text{سطح هشدار II} \quad (۳-۱۰)$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E_i - 1.59 \quad \text{سطح هشدار I} \quad (۳-۱۱)$$

که در آن E_i مدول یانگ اولیه (Kg/cm^2) و ε_c کرنش بحرانی است.



شکل ۳-۱۰. سطوح هشدار خطر ساکورایی (الف) ارتباط بین کرنش بحرانی و مقاومت فشاری تک محوری (ب) ارتباط

بین کرنش بحرانی و مدول مماسی اولیه (ساکورایی، ۱۹۸۲ و ۱۹۸۶)

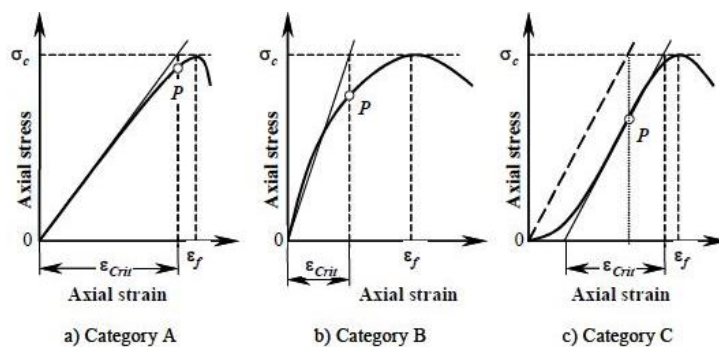
بدلیل عدم دسترسی به بانک اطلاعاتی گسترده از نتایج آزمایش های مکانیک سنگی، مطالعات تفصیلی اندکی در زمینه ارایه سطوح هشدار انجام شده است که در این میان می توان به هوک (۲۰۰۰) و لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵) اشاره نمود.

۳-۵-۲ سطوح هشدار خطر لی و ویلاسکوس

مفهوم کرنش بحرانی ارایه شده بطور گسترده ای توسط لی (۲۰۰۴) براساس داده های آزمایشگاهی حاصل از بانک اطلاعاتی مجموعه معادن استرالیای غربی بازنگری شد. وی باتوجه به سه حالت متداول منحنی رفتاری تنش محوری-کرنش محوری سنگ سالم، تعریف جدیدی از کرنش بحرانی به صورت شکل ۳-۱۱ ارایه نمودند. منحنی رفتاری سنگ ها را به سه دسته الاستیک کامل (رده A)، الاستیک-پلاستیک-کرنش نرمی (رده B) و پلاستیک-الاستیک-پلاستیک (رده C) تفکیک بندی نمودند. منحنی رده A به عنوان منحنی قدیمی^۱ معروف بوده و مرتبط با سنگ های ترد می باشد. شکست در اینگونه سنگ ها به صورت ناگهانی بوقوع خواهد پیوست. منحنی رفتاری رده B مربوط به سنگ هایی است که ابتدا تحت بارگذاری رفتار الاستیک تا بخش های میانی منحنی از خود نشان می دهند و سپس با شکل

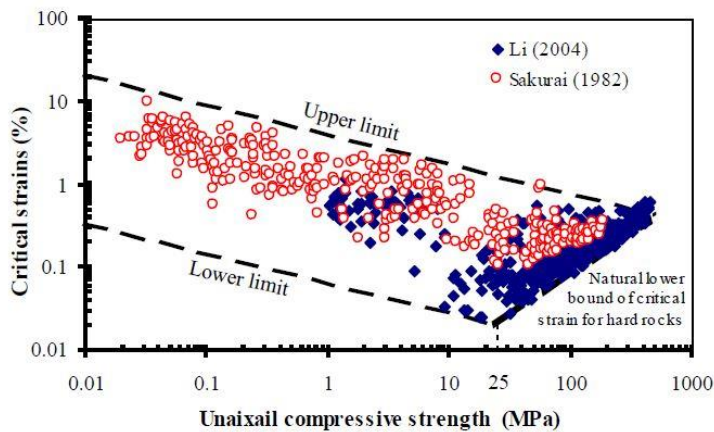
¹ Classic

دهی تقعر رو به پایین وارد مرحله پلاستیک خواهند شد. در این میان می توان رفتار سنگ هایی از قبیل سیلتستون و توف را در این رده قرار داد. منحنی رده C مرتبط به سنگ هایی است که پس از بارگذاری دچار تغییر شکل پلاستیک و سپس وارد مرحله الاستیک خواهند شد. چنین ویژگی عمدتاً در سنگ های متخلخل مشاهده می شود. در اینگونه سنگ ها پس از بسته شدن منافذ، قفل شدگی بین دانه های سنگ بوجود آمده و با افزایش مقاومت، تا نقطه تسلیم، رفتار الاستیکی خواهند داشت. از میان این رده می توان به ماسه سنگ اشاره نمود.



شکل ۳-۱۱. تعریف بازنگری شده کرنش بحرانی (لی و ویلاسکوس، ۲۰۰۵)

لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵) با ترسیم نتایج کرنش بحرانی-مقاومت فشاری تک محوری نمونه های مختلف، سطوح هشدار را مطابق شکل ۳-۱۲ ارائه دادند. بدلیل تمرکز آزمایش ها بر روی نمونه هایی عمدتاً با مقاومت بالا، چنانچه مشاهده می شود، سطوح کرنش بحرانی لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵) وسیعتر از سطوح ساکورایی (۱۹۸۲) است.



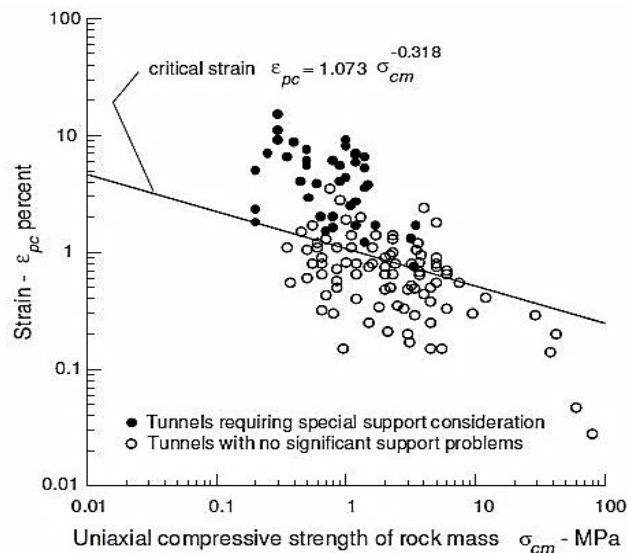
شکل ۳-۱۲. حدود بالا و پایین سطوح هشدار خطر لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵)

۳-۵-۳ سطح هشدار خطر هوک

هوک (۲۰۰۰) با استفاده از مفهوم کرنش بحرانی ساکورایی و نتایج حاصل از رفتارنگاری سه تونل در تایوان، رابطه ۱۲-۳ را به عنوان شرایط مرزی بین پایداری و ناپایداری ارائه نمود. وی بیان نمود در صورتیکه مقدار کرنش اندازه گیری شده از رفتارنگاری تونل فراتر از مقدار بدست آمده از رابطه مذکور شود، نگهداری تونل نیازمند تمهیدات ویژه ای خواهد بود (شکل ۱۳-۳).

$$\varepsilon_{pc} = 1.073\sigma_{cm}^{-0.318} \quad (12-3)$$

که در آن σ_{cm} مقاومت فشاری توده سنگ و ε_{pc} کرنش بحرانی است.



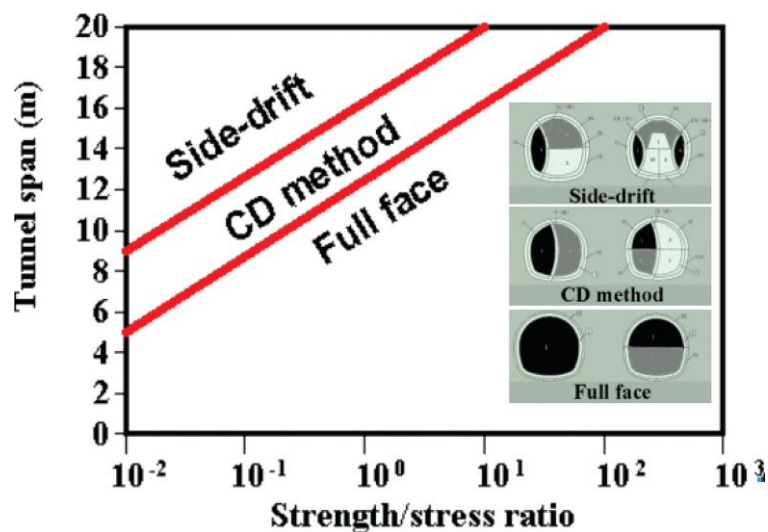
شکل ۱۳-۳. سطح کرنش بحرانی هوک (۲۰۰۰)

۳-۶ مطالعات پیشین روش های حفاری چند مقطعی

اگرچه هوک (۲۰۰۰) انتخاب روش حفاری را وابسته به عوامل زیادی مبتنی بر قضاوت مهندسی می داند، لیکن در دو دهه اخیر تلاش هایی برای کمی سازی و ارائه روشی به منظور چگونگی انتخاب

روش حفاری انجام شده است. در این زمینه می توان به هوک (۲۰۰۱)، یو و چرن^۱ (۲۰۰۷)، ژیانگ و همکاران (۲۰۰۸)، هیساتاک و همکاران^۲ (۲۰۰۹)، یو^۳ (۲۰۰۹)، ژانگ و همکاران (۲۰۱۰)، شریف زاده و همکاران (۲۰۱۲)، هیایون و همکاران^۴ (۲۰۱۴) و جین و همکاران^۵ (۲۰۱۵) اشاره نمود. بدلیل ساخت تونل هایی با سطح مقطع بزرگ، بویژه تونل های راه آهن پرسرعت در چین، بیشترین تحقیقات در این زمینه توسط محققین چینی صورت گرفته است.

یو و چرن (۲۰۰۷) مطابق شکل ۳-۱۴، با انجام مطالعات موردی در تونل های حفاری شده در محیط هایی با شرایط رفتاری فشارنده در تایوان، با استفاده از عرض تونل و نسبت مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ به تنش قائم، مدلی جهت انتخاب روش حفاری چند مقطعی ارائه نمودند، که در آن سه روش تمام مقطع، دیافراگم مرکزی و تونل های جانبی در نظر گرفته شد.



شکل ۳-۱۴. مدل ارائه شده جهت انتخاب روش حفاری چندمقطعی توسط یو و چرن (۲۰۰۷)

ژیانگ و همکاران (۲۰۰۸) با توجه به تجربیات بدست آمده از حفاری تونل های راه آهن با سطح مقطع بزرگ (بیش از ۱۲۰ مترمربع) در چین و دسته بندی روش های بکار رفته در آنها، به بررسی روش های حفاری چند مقطعی پرداختند. آنها از نقطه نظر هزینه و سرعت ساخت، روش های حفاری چند مقطعی

¹ Yu and Chern

² Hisatake et al.

³ Yoo

⁴ Huayun et al.

⁵ Jin et al.

را مطابق جدول ۳-۳ رده بندی نمودند. در حالت کلی مطابق نظر آنها انتخاب روش حفاری چند مقطعی مناسب، نیازمند در نظرگیری کامل هزینه های پروژه، میزان سرعت و ایمنی ساخت بر اساس وضعیت واقعی می باشد. مقایسه بین روش های حفاری چند مقطعی تونل ها از نظر ژيانگ و همکاران (۲۰۰۸) در جدول ۳-۴ ارایه شده است.

جدول ۳-۳. مقایسه روش های حفاری از نظر ایمنی، هزینه و سرعت حفاری (ژيانگ و همکاران، ۲۰۰۸)

روش	هزینه	سرعت حفاری	ایمنی روش	توضیحات
تمام مقطع	۱	۱	۷	• عدد (۱) در ایمنی یعنی بیشترین ایمنی و (۷) کمترین ایمنی را دارد.
طاق و پاتاق	۲	۲	۶	• عدد (۱) در سرعت حفاری، یعنی سریعترین و
طاق و پاتاق با سکوی مرکزی	۳	۳	۵	عدد (۷) یعنی کندترین روش
تونل جانبی منفرد	۵	۵	۳	• عدد (۱) در هزینه روش، یعنی ارزانترین و عدد
دیافراگم مرکزی	۴	۴	۴	(۷) یعنی پرهزینه ترین روش
دیافراگم عرضی	۷	۷	۱	
تونل های جانبی	۶	۶	۲	

جدول ۳-۴. مقایسه بین روش های حفاری چند مقطعی (ژيانگ و همکاران، ۲۰۰۸)

روش	هزینه	برداشت سیستم نگهداری موقت	مدت ساخت	میزان نشست	شرایط کاربرد
تمام مقطع	پایین	ندارد	کوتاهترین	متوسط	شرایط زمین خوب، عرض کمتر از ۸ متر
طاق و پاتاق	پایین	ندارد	کوتاه	متوسط	شرایط زمین ضعیف، عرض کمتر از ۱۲ متر
طاق و پاتاق با سکوی مرکزی	پایین	ندارد	کوتاه	متوسط	شرایط زمین ضعیف، عرض کمتر از ۱۲ متر
تونل جانبی منفرد	پایین	کم	نسبتاً کوتاه	نسبتاً زیاد	شرایط زمین ضعیف، عرض کمتر از ۱۴ متر
دیافراگم مرکزی	نسبتاً بالا	کم	نسبتاً کوتاه	نسبتاً زیاد	شرایط زمین ضعیف، عرض کمتر از ۱۸ متر
دیافراگم عرضی	بالا	زیاد	طولانی	نسبتاً کم	شرایط زمین ضعیف، عرض کمتر از ۲۰ متر
تونل های جانبی	بالا	زیاد	طولانی	زیاد	دهانه های کوچک با قابلیت تعریض

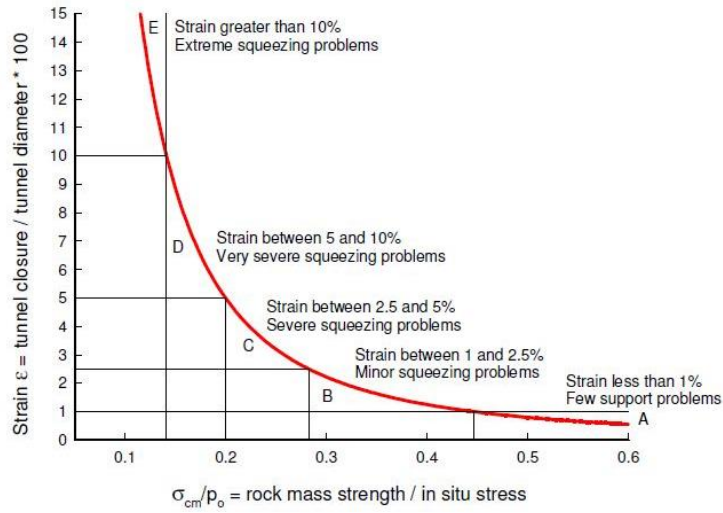
هیساتک و همکاران (۲۰۰۹) با مقایسه نتایج حاصل از مدلسازی فیزیکی و مطالعات موردی تونل هایی که با دو روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی و روش تمام مقطع حفاری شده بودند، به بررسی مقادیر

جابجایی، نشست و تاثیر سکوی مرکزی در پایداری سینه کار پرداختند. نتایج نشان داد که جاگذاری سکوی مرکزی در روش تاق و پاتاق، میزان جابجایی ها را تا ۲۵ درصد نسبت به روش تمام مقطع کاهش می دهد. همچنین آنها تاثیر جاگذاری سکوی میانی را در کاهش اضافه حفاری ها مهم قلمداد کرده و بیان کردند که مقدار نشست در سینه کار تونل با جاگذاری آن ۲۰ درصد کمتر از روش تمام مقطع می باشد. یو (۲۰۰۹) با بررسی و مدلسازی عددی سه بعدی ۵۲ مقطع حفاری شده با دو روش دیافراگم مرکزی و تاق و پاتاق با سکوی مرکزی به بررسی اثر طول و فواصل بخش های مختلف از قبیل فاصله گالری ها، طول بخش تحتانی و حجم سکوی مرکزی، بر روی جابجایی ها پرداخت. نتایج نشان داد که روش دیافراگم مرکزی در محدود کردن مقادیر جابجایی ها، موثرتر از روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی عمل می نماید. وی همچنین بیان کرد که کمترین جابجایی در روش دیافراگم مرکزی زمانی بوقوع می پیوندد که فاصله بین گالری های راست و چپ بیشتر از قطر تونل است. همچنین در روش تاق و پاتاق با سکوی مرکزی، طول بخش پاتاق تاثیر بیشتری نسبت به حجم سکوی مرکزی باقیمانده در محدود کردن میزان جابجایی ها دارد. شریف زاده و همکاران (۲۰۱۲)، با توجه به مطالعه رفتاری و تحلیل برگشتی داده های ابزار دقیق در تحقیقات خود نشان دادند که حساسیت حفاری به تغییر توالی مراحل بسیار زیاد بوده بطوریکه می توان با تغییر مراحل حفاری در روش های چند مرحله ای و بدون تغییر سیستم نگهداری، پایداری تونل را تامین نمود. هیایون و همکاران (۲۰۱۴)، با بررسی و آنالیز تغییرشکل ها در تونل های حفاری شده با سه روش تونل های جانبی، دیافراگم عرضی و تاق و پاتاق بیان کردند که روش تونل های جانبی، بیشترین تاثیر را در کنترل تغییرشکل ها در میان دو روش دیگر دارد. باوجود اینکه در روش تاق و پاتاق تغییرشکل ها بیش از دو روش دیگر است، لیکن بدلیل توزیع منسجم تر و یکنواخت تر تنش در محیط میزبان، بارهای وارده بر تونل از دو روش دیگر کمتر است. جین و همکاران (۲۰۱۵) با بررسی مطالعات موردی و مدلسازی عددی روش های حفاری چند مقطعی نشان دادند که تغییرشکل ها در روش تونل های جانبی نسبت به سایر روش ها کمتر می باشد. این در حالی است که آنها این روش را به عنوان پرهزینه ترین روش و دارای سرعت عملیاتی پایین بدلیل

شرایط ضعیف مکانیزاسیون در میان سایر روش های چند مقطعی بیان نمودند. همچنین بیان نمودند که روش دیافراگم مرکزی علی رغم محیط کاری کوچک و امکان مکانیزاسیون متوسط، بدلیل زمان و هزینه های ساخت کمتر نسبت به دو روش دیگر ارجحیت دارد. آنها انتخاب روش حفاری چند مقطعی را موثر از شکل مقطع، طول تونل، زمین شناسی محیط میزبان و شاخص های زیست محیطی بیان نمودند. ژبو و همکاران (۲۰۱۶) براساس تجربیات حاصل از حفاری تونل ها در چین، به مقایسه شرایط بکارگیری روش ها، میزان نشست سطح زمین، هزینه و زمان ساخت پرداختند. مطابق نظر آنها هر چه اندازه دهانه افزایش یابد، روش انتخابی به سمت تونل های جانبی متمایل خواهد شد. از میان تحقیقات انجام شده تاکنون، تنها مدل ارایه شده هوک (۲۰۰۱) مبتنی بر کرنش بوده و در حقیقت ارتباطی بین کرنش و روش حفاری ایجاد نمودند. بنابر نظر هوک و همکاران (۲۰۰۸)، مسئله مهمی که بایستی در طراحی تونل در نظر گرفته شود، تعیین حفاری تمام مقطع یا چند مرحله ای است. آنها بیان نمودند که تعیین این مهم وابستگی بسیار زیادی به تامین پایداری سینه کار دارد. هوک^۱ (۲۰۰۱) نموداری را بر اساس مطالعات موردی در تونل های واقع در توده سنگ های فشارنده^۲، بر مبنای کرنش تونل- ضریب مقاومت (نسبت مقاومت توده سنگ به تنش برجا) مطابق شکل ۳-۱۵ ارائه نمود. وی سپس بر اساس درجه فشارندگی، شکل ۳-۱۶ برای تعیین روش حفاری پیشنهاد نمودند. هوک (۲۰۰۱) بیان نمود هرگاه نسبت مقاومت فشاری توده سنگ به تنش برجا به کمتر از ۰/۲ برسد، تونل با مشکلات جدی ناپایداری در هر دو بخش سینه کار و بخش حفاری شده مواجه خواهد شد. این ضریب شروعی بر ناپایداری شدید بوده و بدون در نظرگیری سیستم نگهداری مناسب، هر دو بخش ریزش خواهند کرد.

¹ Hoek

² Squeezing



شکل ۳-۱۵. نمودار ضریب مقاومت-کرنش تونل (هوک، ۲۰۰۱)

	MULTIPLE HEADINGS	TOP HEADING AND BENCH	FULL FACE EXCAVATION
NO SQUEEZING	<p>Safety rockbolts in crown with 50 mm thick shotcrete</p>	<p>Safety rockbolts in crown with 50 mm thick shotcrete</p>	<p>Safety rockbolts, 50 mm thick shotcrete and face buttress</p>
MINOR SQUEEZING	<p>Rockbolts, 100 mm thick shotcrete and face buttress</p>	<p>Steel sets in shotcrete with elephant foot and invert lining</p>	<p>Lattice girders, shotcrete, fiber-glass dowels grouted in face</p>
SEVERE SQUEEZING	<p>Partial face excavation, 150 mm thick shotcrete lining and invert</p>	<p>Steel sets in shotcrete, grouted fiberglass dowels in face</p>	<p>Forepoles, steel sets, grouted fiberglass dowels in face</p>
V. SEVERE SQUEEZING	<p>200 mm thick shotcrete linings, self-drilling rockbolts</p>	<p>Forepoles, fiberglass dowels, micropile foundations for sets</p>	<p>Dense forepole or jet grout umbrella and face support</p>
EXTREME SQUEEZING	<p>Central pillar, lattice girders embedded in 250 mm thick shotcrete lining, no rockbolts</p>	<p>Forepole umbrella, steel sets with sliding joints, close temporary and final inverts</p>	<p>Split into two smaller tunnels and use steel sets with sliding joints in 250 mm shotcrete</p>

شکل ۳-۱۶. روش های حفاری چند مقطعی بر اساس درجه فشارندگی (هوک، ۲۰۰۱)

اداره بزرگراه های آمریکا^۱ (۲۰۰۹) بر اساس تجارب عملی حاصل از حفاری تونل های مختلف، بر اساس توصیفات کیفی و مبتنی بر توصیفات رده بندی ترزاقی، جداولی ارائه نمود که تنها روش تاق و پاتاق را با تغییر در تعداد مراحل حفر بررسی نموده است. این استاندارد انتخاب روش حفاری در دو حالت زمین های سنگی و سست را با طبقه بندی ترزاقی مطابق جداول ۳-۵ و ۳-۶ بیان نموده است.

جدول ۳-۵. روش حفاری چند مقطعی در سنگ بر اساس استاندارد FHWA (۲۰۰۹)

۳	کیفیت زمین -	سنگ سالم	مطبق و لایه ای	نسبتا درزه دار	بلوکی و رگه دار	خرد شده ولی سالم از نظر شیمیایی	فشارنده	آماسی
	روش حفاری چند مقطعی	تمام مقطع یا تاق در اندازه بزرگ و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق - کف بند ^۲	تاق و پاتاق - کف بند	تاق و پاتاق - کف بند

جدول ۳-۶. روش حفاری چند مقطعی در زمین های سست بر اساس استاندارد FHWA (۲۰۰۹)

۳	کیفیت زمین	خاک صلب یا سخت چسبنده / تونل بالای سطح ایستایی	روش حفاری چند مقطعی
		خاک صلب یا سخت چسبنده / تونل پایین سطح ایستایی	تاق و پاتاق - کف بند / بستگی به اندازه تونل ممکن است تقسیم بندی بیشتر سینه کار لازم باشد.
		خاک چسبنده - خوب تحکیم نیافته / تونل بالای سطح ایستایی	تاق و پاتاق - کف بند / بستگی به اندازه تونل ممکن است تقسیم بندی بیشتر سینه کار لازم باشد.
		خاک بدون چسبندگی - خوب تحکیم نیافته / تونل پایین سطح ایستایی	تاق و پاتاق - کف بند / بستگی به اندازه تونل ممکن است تقسیم بندی بیشتر سینه کار لازم باشد، حفاری دستی بوده و سینه کار بایستی پایدار شود.
		خاک بدون چسبندگی - رونده ^۳ / تونل بالای سطح ایستایی	تاق و پاتاق - کف بند / بستگی به اندازه تونل ممکن است تقسیم بندی بیشتر سینه کار لازم باشد، حفاری دستی بوده و سینه کار بایستی پایدار شود.
		خاک بدون چسبندگی - رونده / تونل پایین سطح ایستایی	تاق و پاتاق - کف بند / بستگی به اندازه تونل ممکن است تقسیم بندی بیشتر سینه کار لازم باشد، حفاری دستی بوده و سینه کار بایستی پایدار شود.

¹ Federal Highway Administration (FHWA)

³ Ravelling

² Invert

۷-۳ جمع بندی

نظر بر آسان تر بودن و عملی تر بودن اندازه گیری کرنش نسبت به تنش بویژه در فضاهای زیرزمینی، عمده معیارهای پایداری تونل ها مبتنی بر کرنش توسعه یافته اند. در این راستا مهمترین معیار موجود، معیار کرنش بحرانی ساکورایی می باشد که در سه سطح می تواند وضعیت پایداری سازه را ارزیابی نماید. تعدادی از محققین با انجام آزمایش بر روی چند نمونه سنگ (عمدتاً سخت) بیان نموده اند که شرایط محیطی تاثیر چندانی بر کرنش بحرانی ندارند. علی رغم اهمیت، این معیار دارای محدودیت هایی از جمله عدم ارایه روش حفاری در سطوح مختلف می باشد. تلاش در دو دهه اخیر برای ارایه مدلی برای تعیین روش حفاری نیز به صورت چشمگیری رو به فزونی بوده است. دو مدل یو و چرن (۲۰۰۷) و هوک (۲۰۰۱) که با محدودیت هایی نیز همراه می باشند به عنوان روش هایی برای انتخاب روش حفاری شناخته شده اند. علی رغم اینکه تحلیل های پایداری و نتایج رفتارنگاری تعداد زیادی از تونل ها بیانگر تاثیرگذاری ابعاد و تعداد مراحل حفاری بر تغییرشکل های تونل می باشد، لیکن تنها مدل هوک (۲۰۰۱) میزان کرنش را در انتخاب روش حفاری دخیل نموده است.

فصل ۴: مطالعات آزمایشگاهی و ارایه

معیار پایداری

۱-۴ مقدمه

به منظور اصلاح معیار کرنش بحرانی ساکورایی و ارایه معیاری جدید، نیاز به تعداد زیادی نمونه در شرایط مختلف آب محتوی می باشد، تا علاوه بر بررسی تاثیر درجات مختلف آب محتوی بر کرنش بحرانی، سطوح هشدار خطر نیز با دقت مناسبی تعیین گردند. به منظور تعیین مقادیر کرنش های بحرانی و شکست، انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوره و ترسیم منحنی تنش-کرنش الزامی است که در فصل پیش رو به آن اشاره شده است.

۲-۴ مراحل نمونه گیری و روند انجام آزمایش ها

تعداد ۱۶۶ نمونه از ده چینه شناسی مختلف از پروژه های مختلف ایران به ویژه غرب کشور (۷۶ نمونه) و بانک های اطلاعاتی (۹۰ نمونه) گردآوری شد. در شکل ۴-۱ موقعیت تعدادی از نمونه های گردآوری شده نشان داده شده است. در این میان، ۳۴ نمونه در حالت خشک، ۸۱ نمونه در حالت رطوبت طبیعی و ۵۱ نمونه در حالت اشباع مورد بررسی و آزمایش قرار گرفتند. تعداد، لیتولوژی و موقعیت نمونه های گردآوری شده در جدول ۴-۱ ارایه شده است. نظر بر سهولت حفاری و دستیابی به مغزه های سالم تر، در حین حفاری گمانه ها از سرمته هایی با قطر ۷۴ میلیمتر استفاده شده است. مهمترین مشکل در ضمن حفاری، تهیه نمونه سالم از مغزه های دارای شیبستوزیته و صفحات ضعیف بود. در صورت دارا بودن چنین شرایطی، نمونه در حین انجام آزمایش در راستای سطوح مذکور گسیخته شده و پارامترهای تعیین شده آن، معرف شرایط واقعی نخواهد بود. به منظور حفظ رطوبت طبیعی، نمونه ها پس از خارج نمودن از مغزه گیرها^۱ موم اندود شده و به آزمایشگاه منتقل شدند.

^۱ Core barrel

جدول ۴-۱. تعداد، جنس، موقعیت و شرایط نمونه ها

موقعیت	جنس	تعداد نمونه			موقعیت	چینه شناسی	تعداد نمونه		
		خشک	طبیعی	اشباع			خشک	طبیعی	اشباع
۱	سیلتستون	۸	--	۸	۶	سنگ آهک ۲	--	۲	--
۱	کنگومرا	۳	--	۳	۷	کنگومرا ۲	--	۳	--
۲	ماسه سنگ ۱	--	۱۳	۸	۸	شیل	۱	۵	--
۳	سنگ آهک ۱	۸	--	۸	۹	ماسه سنگ ۲	--	۷	۲
۴	کنگومرا ۱	--	۵	۵	۱۰	خاک	--	۱۲	--
	دیوریت	--	۳	۳	۱۱	شیست	۶	--	۲
۵	آرژلیت	--	۲۰	--	۱۲	سنگ آهک ۳	۶	۴	۱۰
	اسلیت	--	۷	--	۱۳	سنگ آهک ۴	۲	--	۲



شکل ۴-۱. موقعیت نمونه های تهیه شده

با توجه به اینکه لازمه تعیین کرنش بحرانی دسترسی به منحنی تنش-کرنش محوری است، لذا آزمون اصلی مورد نیاز، آزمایش مقاومت فشاری تک محوری می باشد (شکل ۴-۲-الف). جهت انجام آزمایش، پس از برش دادن مغزه های سنگی، مطابق استاندارد انجمن بین المللی مکانیک سنگ^۱ (۱۹۷۹)، سطوح انتهایی نمونه ها با دقت ۰/۰۲ میلیمتر و در راستای عمود بر محور طولی با دقت ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۵ رادیان در هر ۵۰ میلیمتر آماده گردید. به منظور کاهش تاثیر سطوح انتهایی بر مقاومت تک محوری، نسبت طول به قطر نمونه ها حداقل ۲/۵ و نرخ بارگذاری ۰/۵ تا ۱ مگاپاسکال بر ثانیه در نظر گرفته شد. در

^۱ ISRM

نمونه های دارای کیفیت مناسب و بدون لایه های ضعیف، مقادیر کرنش به روش مستقیم بوسیله کرنش سنج های الکتریکی^۱ مطابق شکل ۴-۲-ب اندازه گیری شد. در نمونه هایی با کیفیت پایین و دارای لایه های ضعیف به دلیل حساسیت بالای کرنش سنج های الکتریکی و نیز ناهمگنی نمونه ها، کرنش ها به صورت غیرمستقیم تعیین گردید. در این روش، ابتدا تغییرشکل ها بوسیله سه تغییرشکل سنج مکانیکی^۲ نصب شده برروی محیط نمونه با زاویه ۱۲۰ درجه نسبت به هم (کمر بند پواسون) که به صورت شکل ۴-۲-پ نصب شده بودند، اندازه گیری شد. سپس از تقسیم تغییرشکل طولی بر طول اولیه، مقدار کرنش محوری نمونه ها تعیین گردید.



شکل ۴-۲. (الف) جک آزمایش (ب) کرنش سنج های الکتریکی (پ) تغییرشکل سنج های مکانیکی

در روش غیرمستقیم، تغییرشکل ها، مطابق تجربیات کاری، در فواصل مشخصی نیرو تا لحظه شکست نمونه، مطابق جدول ۴-۲ قرائت و ثبت گردید. برای مثال، در نمونه ای که در نیروی محوری ۵۰ کیلونیوتن به نقطه شکست می رسید، تغییرشکل های آن به ترتیب در مقدار نیروی محوری ۵۰، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۴۰ قرائت و ثبت گردید. لازم به ذکر است که در تعدادی آزمایش، مقادیر

¹ Clip and chain-type extensometers

² Dial gauge

نیروی وارده جهت قرائت تغییر شکل سنج ها در روش غیرمستقیم بر مبنای تجربیات قبلی و با آزمایش بر نمونه مرجع از همان سنگ، تغییر داده شده است.

جدول ۴-۲. فواصل قرائت تغییر شکل سنج ها در روش غیرمستقیم

نیروی محوری (kN)	فواصل قرائت تغییر شکل سنج ها
۳۰ تا	۵ کیلونیوتن
۳۰ تا ۱۰۰	۱۰ کیلونیوتن
۱۰۰ تا ۲۰۰	۲۰ کیلونیوتن

پس از آماده سازی نمونه ها و بستن کرنش سنج ها مطابق شرایط فوق، نمونه در داخل دستگاه مقاومت فشاری تک محوری قرار داده و با ایجاد سرعت بارگذاری مطابق استاندارد، منحنی های تنش - کرنش نمونه ها ترسیم شد. برای خشک کردن، نمونه ها به مدت حداقل ۲۴ ساعت در کوره^۱ با دمای ۳ ± ۱۰۵ درجه سانتیگراد قرار داده و سپس به منظور سرد شدن تدریجی و تاثیر کمتر شرایط محیطی، پس از خارج کردن از کوره، در دیسیکاتور قرار داده شدند. نمونه هایی که پس از انتقال به آزمایشگاه بدون تغییر در آب محتوی آزمایش شدند، به عنوان حالت رطوبت طبیعی در نظر گرفته شدند. برای تهیه نمونه های اشباع، ابتدا مغزه دارای کیفیت مناسب و بدون لایه های ضعیف، به مدت ۱ تا ۲۴ ساعت در آب غرقاب می شدند. سپس به منظور خارج کردن کامل حباب های هوا و اطمینان از اشباع شدن، نمونه به مدت ۲۰ دقیقه در داخل محفظه ای با فشار کمتر از ۸۰۰ پاسکال وکیوم گردید. برای اشباع مغزه های ضعیف، نمونه برای مدت زمان معینی در آب غرقاب شد، لیکن از وکیوم کردن آن به دلیل واپاشی اجتناب گردید. به منظور تعیین مدت زمان لازم برای غرقاب کردن نمونه های ضعیف، از نمونه شاهد استفاده شد. در این حالت نمونه ای به عنوان نمونه شاهد در آب غرقاب شده و مدت زمان واپاشی آن در آب ثبت می گردید. در صورتی که مدت زمان واپاشی نمونه شاهد در آب، t در نظر گرفته شود، نمونه های بعدی از همان لیتولوژی، به مدت $t/2$ در آب غرقاب می گردید. لازم به ذکر است که

¹ Oven

استفاده از نمونه شاهد، تجربه کاری و قضاوت مهندسی، شاخص های مناسبی در اشباع کردن نمونه می باشد.

۳-۴ تعیین آب محتوی و درجه اشباع

به منظور بررسی اثر آب محتوی و درجه اشباع بر تغییرات کرنش های بحرانی و شکست، از میان نمونه های تهیه شده، تعداد ۳۱ نمونه اشباع، ۱۹ نمونه خشک و ۱۹ نمونه با رطوبت طبیعی انتخاب شدند. در صورتی که وزن نمونه ها در سه حالت خشک، طبیعی و اشباع به ترتیب M_{dry} ، M_{nat} و M_{sat} باشد، مقدار آب محتوی نمونه ها در دو حالت طبیعی و اشباع از روابط ۱-۴ و ۲-۴ محاسبه می گردد.

$$m_{nat.}(\%) = \frac{M_{nat.} - M_{dry}}{M_{dry}} \quad (1-4)$$

$$m_{sat.}(\%) = \frac{M_{sat.} - M_{dry}}{M_{dry}} \quad (2-4)$$

به منظور تعیین درجه اشباع نمونه ها، از معادلات فازی استفاده شد. در این راستا برای محاسبه درجه اشباع، رابطه ۳-۴ بکار گرفته شد. به منظور تعیین پارامتر مذکور، نیاز به اندازه گیری تخلخل نمونه ها (n) می باشد. به منظور محاسبه تخلخل نمونه ها، حجم منافذ (V_v) براساس رابطه ۴-۴ با استفاده از دانسیته آب و وزن خشک و اشباع نمونه تعیین گردید. سپس حجم کلی نمونه (V_t) با استفاده از متوسط گیری از اندازه گیری چندین مرتبه ابعاد نمونه بوسیله کولیس^۱، اندازه گیری شد. در نهایت تخلخل نمونه از رابطه ۵-۴ محاسبه شد.

$$S(\%) = \frac{M_{sat.}(1-n)}{n} \quad (3-4)$$

$$V_v = \frac{M_{sat.} - M_{dry}}{\rho_w} \quad (4-4)$$

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (5-4)$$

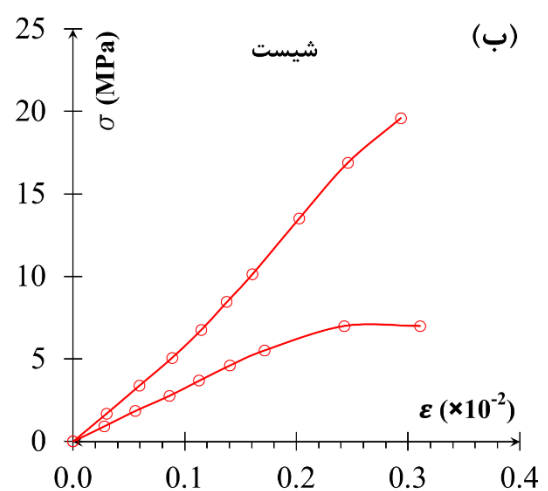
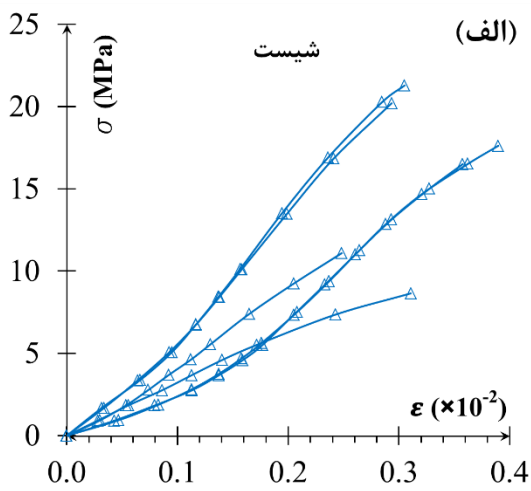
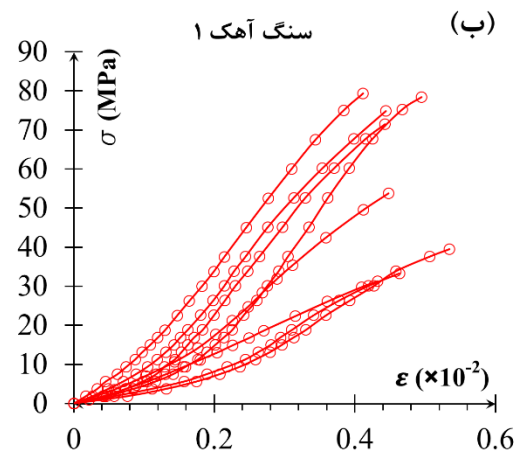
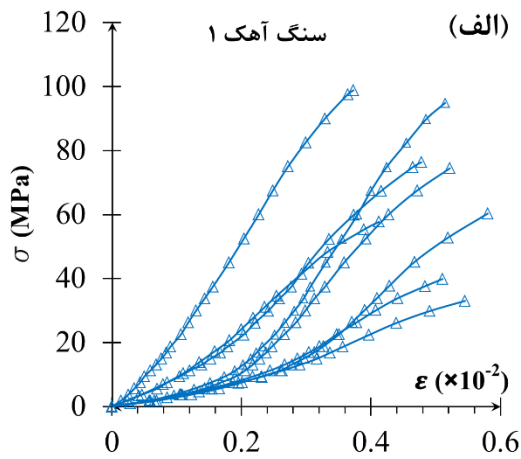
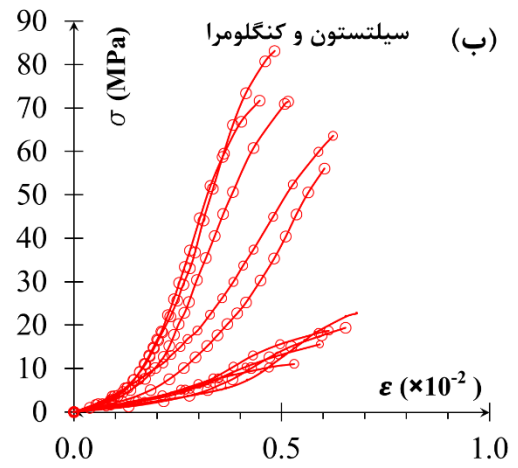
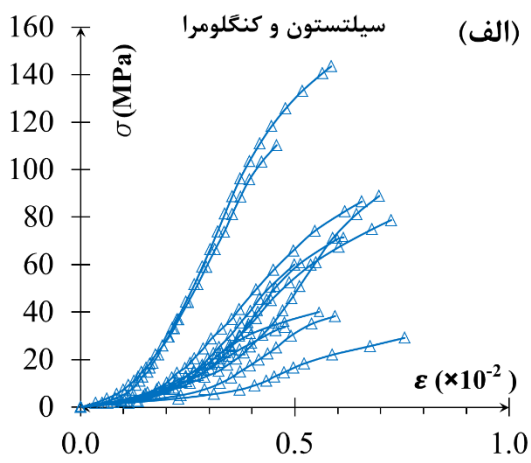
¹ Caliper

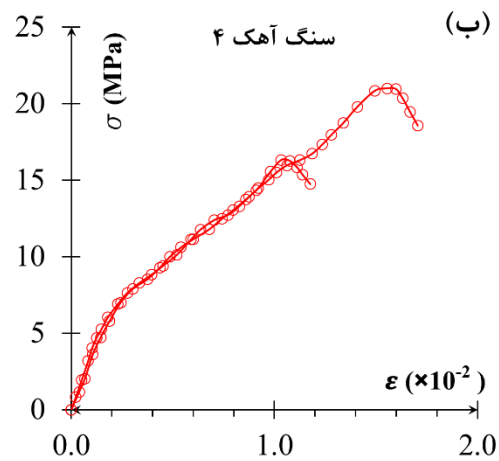
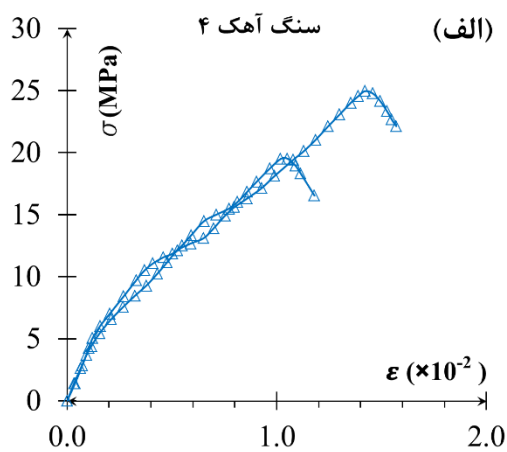
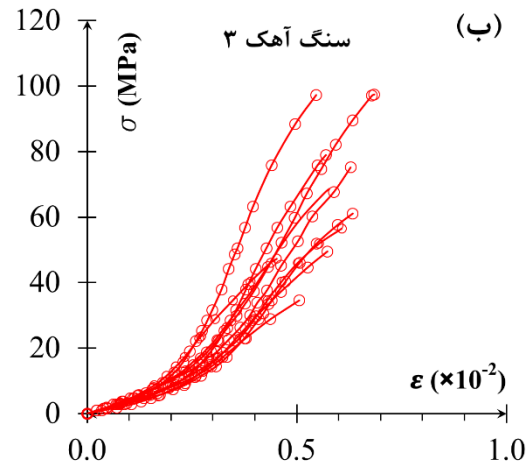
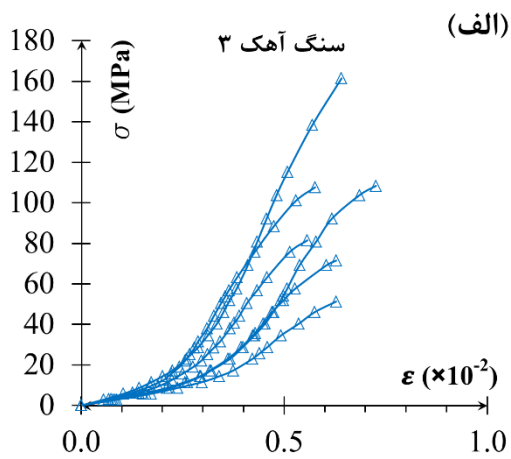
مطابق روند مذکور، درجه اشباع و آب محتوی تعدادی از نمونه هایی که به منظور بررسی تاثیر آب بر کرنش های بحرانی و شکست انتخاب شده بودند، مطابق جدول ۴-۳ به دست آمد.

جدول ۴-۳. درجه اشباع، تخلخل و آب محتوی تعدادی از نمونه های انتخاب شده

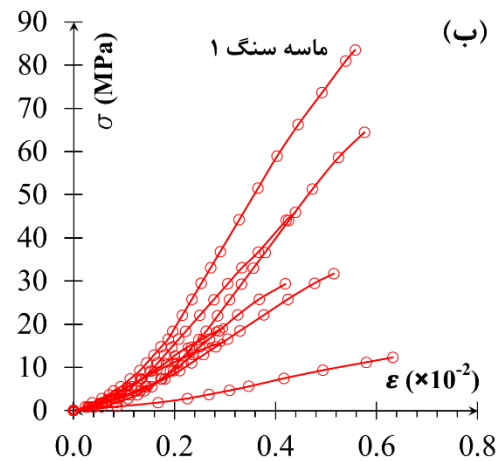
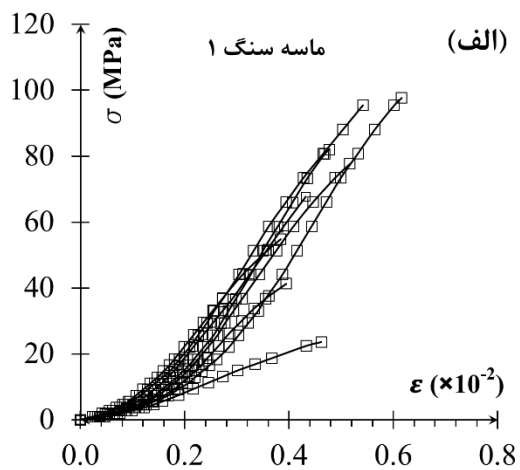
شماره نمونه					وضعیت و تعداد نمونه	وضعیت و تعداد نمونه	شماره نمونه					وضعیت و تعداد نمونه	وضعیت و تعداد نمونه
۱	۲	۳	۴	۵			۱	۲	۳	۴	۵		
آب محتوی (درصد)							آب محتوی (درصد)						
--	--	--	--	--	۲ خشک	۱۱	--	--	--	--	--	۵ خشک	۱
--	--	--	--	--	طبیعی		--	--	--	--	--	- طبیعی	
۰/۳۳	۰/۲۶	--	--	--	۲ اشباع		۱/۲	۰/۹	۱/۶۱	۱/۱۱	۱/۰۲	۵ اشباع	
۰/۹۲	۰/۷۴	--	--	--	تخلخل (%)		۳/۱۷	۲/۳۷	۴/۱۱	۲/۸۶	۲/۶۸	تخلخل (%)	
--	--	--	--	--	۳ خشک	۱۲	--	--	--	--	--	۳ خشک	۱
--	--	--	--	--	طبیعی		--	--	--	--	--	- طبیعی	
۱/۰۴	۱/۲	۰/۱۱	--	--	۳ اشباع		۰/۸	۰/۷۱	۰/۹۸	--	--	۳ اشباع	
۳/۶۸	۳/۱۶	۰/۳۱	--	--	تخلخل (%)		۲/۰۸	۲/۴	۲/۵۷	--	--	تخلخل (%)	
--	--	--	--	--	خشک	۲	--	--	--	--	--	۴ خشک	۳
۰/۱	۰/۷۵	۰/۱	۰/۸۴	۰/۶۵	۵ طبیعی		--	--	--	--	--	- طبیعی	
۰/۲	۱/۲۳	۰/۲۳	۱/۵۹	۱/۵۱	۵ اشباع		۳/۶۵	۲/۵۲	۱۱/۱۴	۷/۰۸	--	۴ اشباع	
۰/۵۴	۳/۲۷	۰/۶۳	۴/۱	۳/۹۵	تخلخل (%)		۹/۰۵	۶/۱۳	۲۳/۱	۱۵/۹	--	تخلخل (%)	
--	--	--	--	--	خشک	۴	--	--	--	--	--	۲ خشک	۱۳
۲/۳	۱/۷	۱/۶۳	۰/۷۲	۰/۸۱	۵ طبیعی		--	--	--	--	--	- طبیعی	
۶/۳۷	۷/۳۶	۵/۵	۱/۴	۱/۰۲	۵ اشباع		۱/۶۵	۱/۵۱	--	--	--	۲ اشباع	
۱۵/۵	۱۶/۷	۱۲/۷	۳/۸	۲/۹	تخلخل (%)		۱/۱	۱/۰۲	--	--	--	تخلخل (%)	
--	--	--	--	--	خشک	۵	--	--	--	--	--	- خشک	۹
۱	۰/۴	۰/۳	۰/۱	۰/۸	۵ طبیعی		۰/۵۸	۰/۲	--	--	--	۲ طبیعی	
--	--	--	--	--	اشباع		۱/۳۲	۰/۵۸	--	--	--	۲ اشباع	
--	--	--	--	--	تخلخل (%)		۰/۶۳	۰/۵۹	--	--	--	تخلخل (%)	

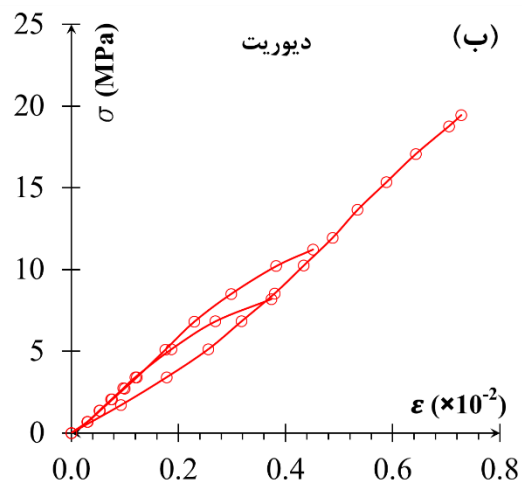
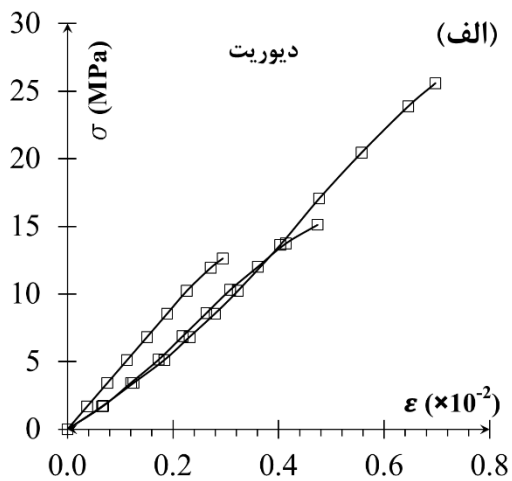
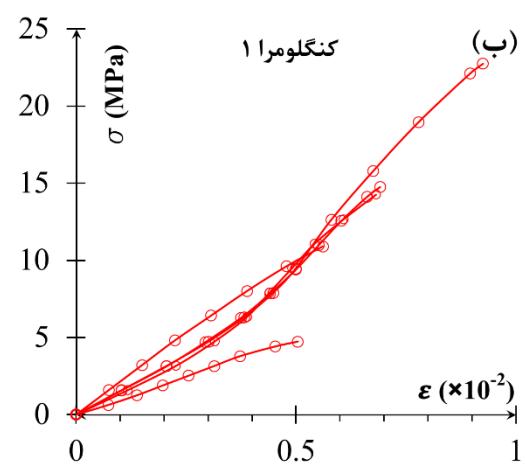
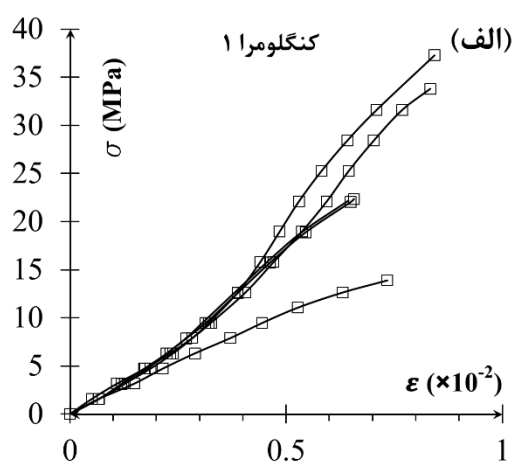
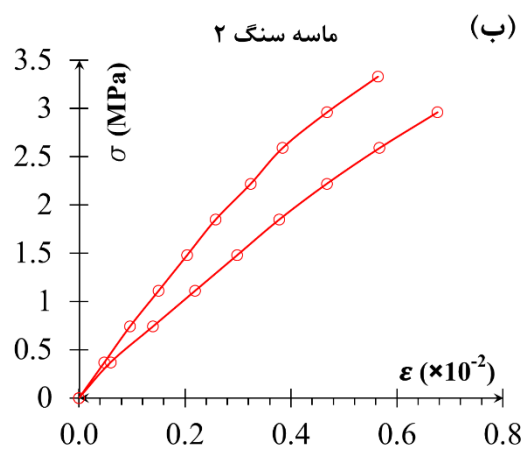
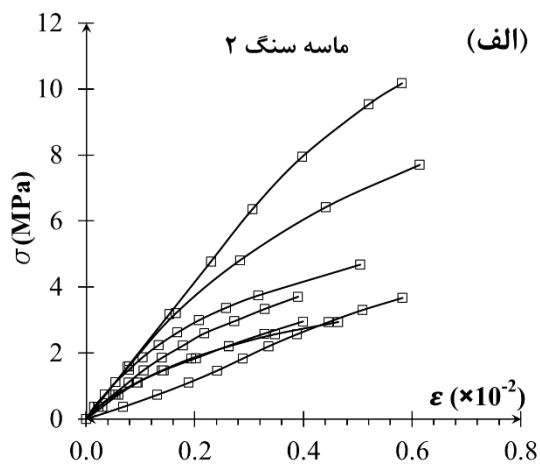
پس از انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوری، منحنی های تنش-کرنش نمونه ها در حالات مختلف خشک، رطوبت طبیعی و اشباع مطابق اشکال ۴-۳ تا ۴-۶ به دست آمد. لازم به ذکر است که تعدادی از نمونه ها در حین خشک و یا اشباع شدن دچار واپاشی شده، بنابراین در بعضی از نمودارها، تعداد آنها در دو حالت ارایه شده، یکسان نمی باشند. همچنین بدلیل کمبود نمونه، تعدادی از آزمایش ها تنها در حالت رطوبت طبیعی انجام شد.



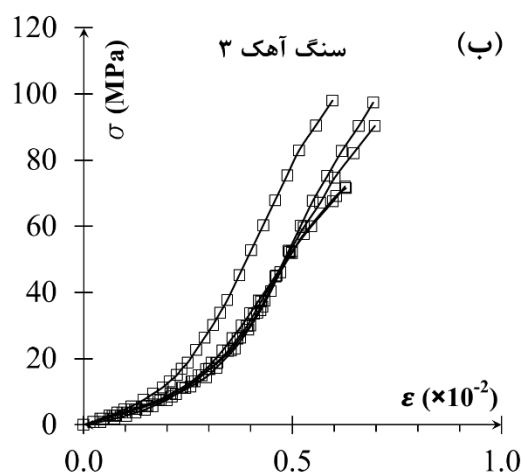
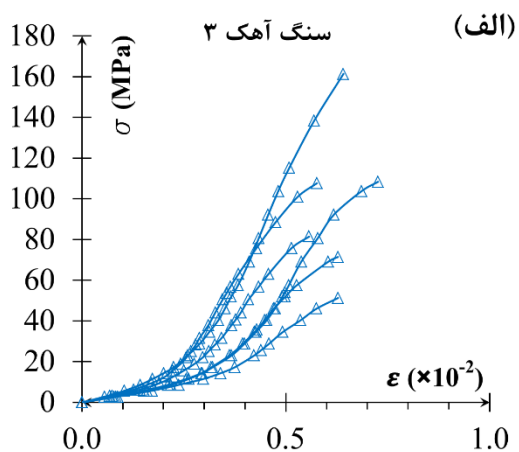
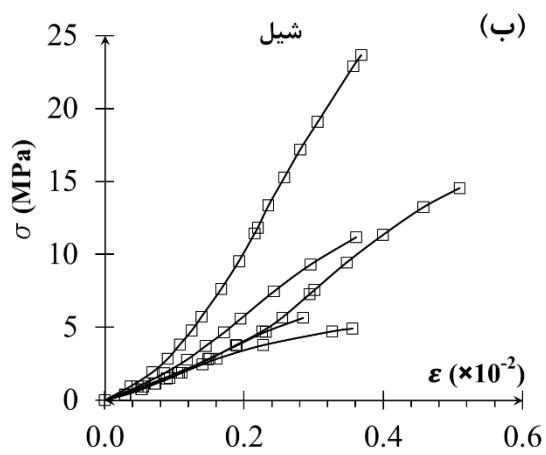
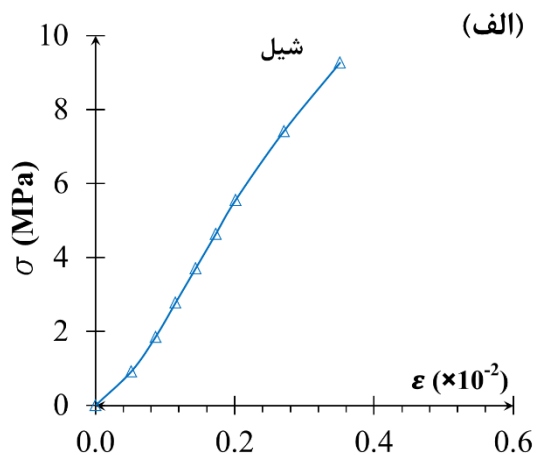


شکل ۳-۴. منحنی تنش - کرنش نمونه ها در حالات (الف) خشک (ب) اشباع

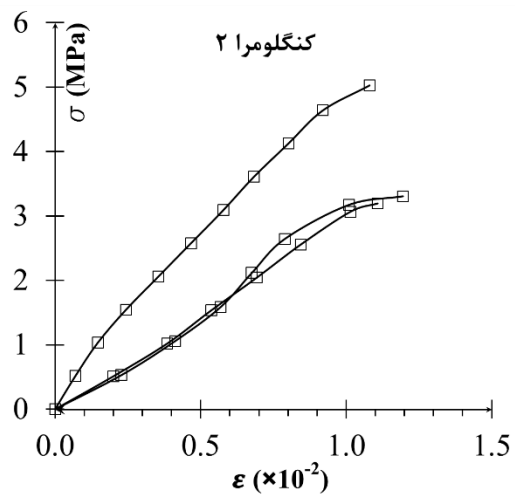
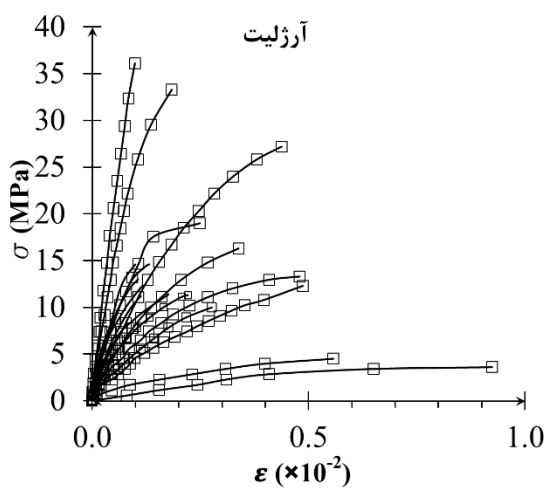


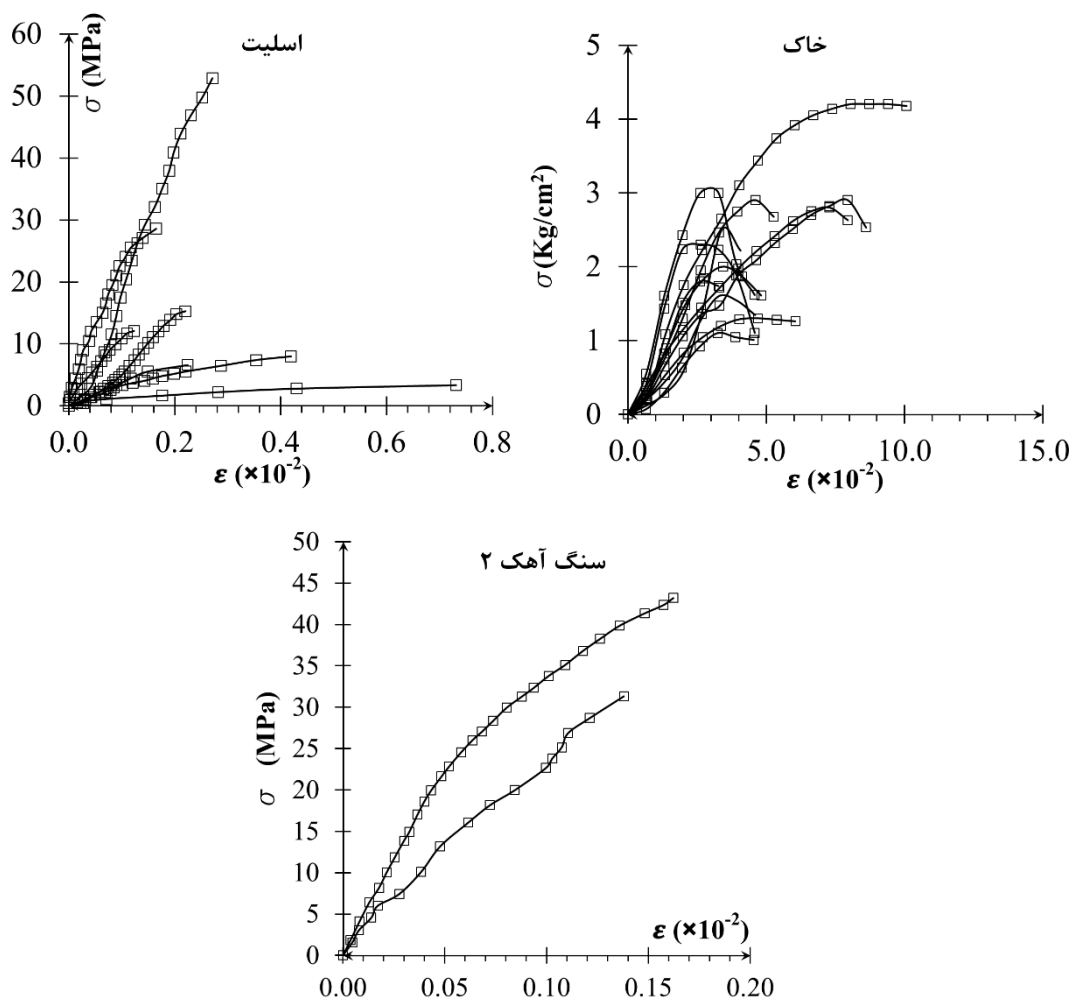


شکل ۴-۴. منحنی تنش - کرنش نمونه ها در حالات (الف) رطوبت طبیعی (ب) اشباع



شکل ۴-۵. منحنی تنش - کرنش نمونه ها در حالات (الف) خشک (ب) رطوبت طبیعی





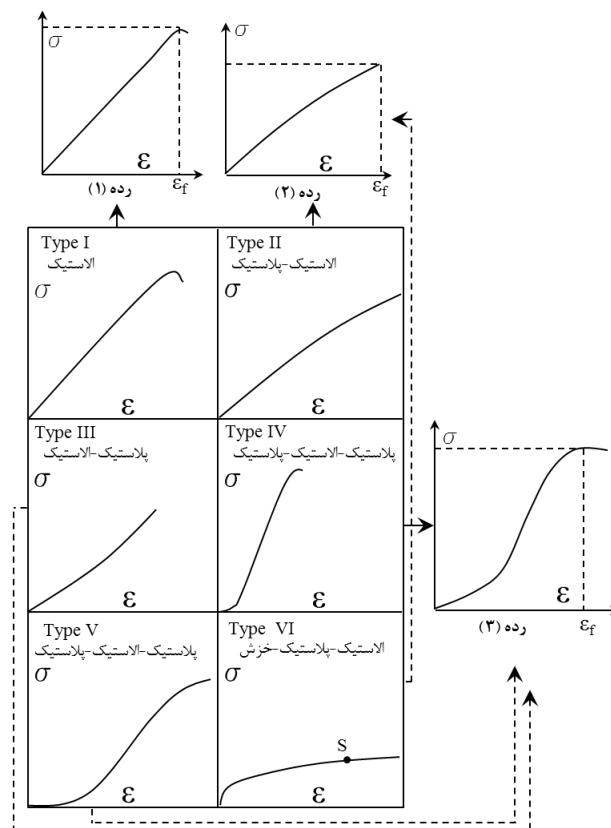
شکل ۴-۶. منحنی تنش - کرنش نمونه هایی با رطوبت طبیعی

وجود درزه های بسیار نازک با پرشدگی کلسیتی یا رسی در تعدادی از نمونه های آزمایش شده از یک طرف و تغییر پارامترهای مذکور در امتداد این ناپیوستگی ها از طرف دیگر حتی در نمونه هایی با جنس مشابه، رفتار مکانیکی و مقدار کرنش متفاوتی را در نقطه شکست بوجود آورده است. با توجه منحنی ها مشاهده می شود که گسترش محدوده بسته شدن ترک ها^۱ در منحنی های مرتبط با سنگ های متخلخل بیشتر از سنگ های ضعیف بوده به طوری که می توان بیان نمود که پارامتر تخلخل، تاثیر بیشتری نسبت به مقاومت در شکل گیری تغییرشکل پلاستیک اولیه در منحنی رفتاری را دارا می باشد.

^۱ Crack closure

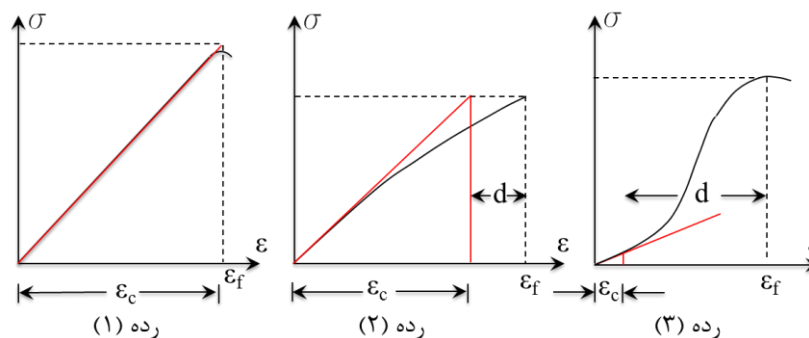
۴-۴ تعیین مقاومت فشاری، مدول مماسی و کرنش بحرانی

مطابق با پیشنهاد لی و ویلاسکوس (۲۰۰۵)، کرنش بحرانی وابسته به نوع منحنی رفتاری تنش-کرنش می باشد. دیر و میلر (۱۹۶۶) بر اساس انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوره بر روی ۲۸ دسته سنگ از ۱۳ لیتولوژی مختلف، شش منحنی رفتاری تیپیک را مطابق شکل ۴-۶ ارایه نمودند. با نگرش کلی به منحنی ها و در نظرگیری سه نوع رفتار: الاستیک، الاستیک-پلاستیک و پلاستیک-الاستیک / پلاستیک می توان سه رده مشابه از نظر مراحل رفتاری را تعریف نمود. رده (۱) شامل منحنی سنگ های تیپ I، رده (۲) دربرگیرنده سنگ هایی با منحنی رفتاری II و VI و رده (۳) شامل منحنی رفتاری تیپ های III، IV و V می باشد. لازم به ذکر است که منحنی تیپ VI تا نقطه S در شکل ۴-۷، شروع خزش، با منحنی II از نظر رفتاری مشابهت دارد.



شکل ۴-۷. تفکیک بندی منحنی های شش گانه دیر و میلر بر اساس تشابه رفتاری (دیر و میلر، ۱۹۶۶)

سنگ های رده (۱) دارای رفتار الاستیک خطی بوده و عمدتاً سنگ هایی با مقاومت بالا را در بر می گیرد. چنین سنگ هایی دارای شاخص تردی بالایی بوده به طوری که در نقطه شکست به طور ناگهانی انرژی ذخیره شده در طی بارگذاری را آزاد می نمایند. سنگ های رده (۲) در بخش های ابتدایی و میانی خود دارای رفتار الاستیک بوده و به تدریج پس از نقطه تسلیم، رفتار پلاستیک خواهند داشت. این سنگ ها مقاومت کمتری نسبت به رده (۱) دارا هستند و از نظر رفتاری در رده الاستیک-پلاستیک قرار می گیرند. رفتار سنگ های رده (۳) به صورت پلاستیک-الاستیک/ پلاستیک بوده ولی ممکن است بخش پلاستیک پس از نقطه تسلیم در برخی از سنگ ها وجود نداشته باشد. از مشخصه های اصلی این رده وجود تقعر اولیه رو به بالا در بخش ابتدایی منحنی تنش- کرنش بوده که چنین رفتاری عمدتاً در سنگ های سست و یا تخلخل بالا مشاهده می شود. با توجه به مطالب بیان شده می توان منحنی رفتاری را به صورت شکل ۴-۸ خلاصه نمود. مطابق تعریف ساکورایی (۱۹۸۱) به منظور تعیین کرنش بحرانی ترسیم مدول مماسی اولیه الزامی می باشد. با توجه به سه تیپ منحنی رفتاری، مقدار کرنش های بحرانی (ϵ_c) و شکست (ϵ_f) در شکل مذکور نشان داده شده است.

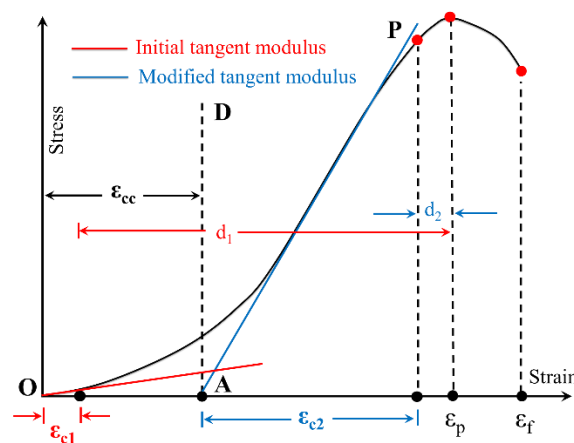


شکل ۴-۸. کرنش بحرانی، کرنش شکست و مدول مماسی در منحنی رفتاری سنگ ها

منحنی های تنش-کرنش به دست آمده از آزمایش ها، عمدتاً دارای تغییرشکل پلاستیک اولیه بوده و بنابراین در رده (۳) قرار می گیرند. مطابق نظر سانتی و همکاران^۱ (۲۰۰۰) و سینگ و همکاران (۲۰۰۷) تقعر اولیه مذکور، ناشی از بسته شدن میکروتکرک ها و جاگرفتن اولیه نمونه در زیر دستگاه می باشد.

^۱ Santi et al.

چنین تقعری جزو خصوصیات ذاتی نمونه نبوده و عمدتاً طی حفاری ایجاد می شود. از طرف دیگر در صورت عدم اصلاح آن و استفاده از مدول مماسی اولیه، بویژه سنگ های رده V طبقه بندی دیر و میلر (۱۹۶۶)، کرنش بحرانی کمتر از مقدار واقعی به دست خواهد آمد که چنین شرایطی منجر به ایجاد تفاوت زیاد بین کرنش های شکست و بحرانی شده (d) و در نتیجه حاشیه اطمینان بالایی در معیار القا خواهد شد. در حالت کلی هر چقدر اختلاف (تفاضل) کرنش بحرانی و کرنش شکست کمتر باشد (d)، میزان حاشیه اطمینان بالای موجود در معیار کرنش بحرانی کاهش خواهد یافت. در این راستا، از روش انتقال محور (سانتی و همکاران، ۲۰۰۰) جهت اصلاح تغییرشکل پلاستیک اولیه در سنگ های دارای تقعر رو به بالا در منحنی رفتاریشان مطابق شکل ۴-۹ استفاده شد. در این راستا با ترسیم خط مماس قسمت خطی بخش میانی نمودار تنش-کرنش، نقطه تلاقی با محور کرنش ها به عنوان مبدا مختصات در نظر گرفته شد.



شکل ۴-۹. اصلاح تقعر اولیه در منحنی تنش-کرنش، ϵ_{cc} کرنش بستن میکروتکرک ها^۱، ϵ_p : کرنش شکست، ϵ_f کرنش

گسیختگی و ϵ_{c1} : کرنش بحرانی قبل از اصلاح، ϵ_{c2} : کرنش بحرانی بعد از اصلاح

با اصلاح تقعر اولیه منحنی ها، مدول مماسی اولیه تبدیل به مدول مماسی اصلاح شده خواهد شد. در جدول ۴-۴ نتایج حداقل و حداکثر مقاومت فشاری تک محوری، کرنش بحرانی و مدول مماسی اصلاح شده در حالات مختلف آرایه شده است.

¹ Crack closure strain

جدول ۴-۴. پارامترهای تعیین شده از آزمایش مقاومت فشاری تک محوره

ردیف	جنس	مقدار	مقاومت فشاری تک محوری (MPa)			کرنش بحرانی (درصد)			مدول مماسی اصلاح شده (GPa)		
			خشک	طبیعی	اشباع	خشک	طبیعی	اشباع	خشک	طبیعی	اشباع
۱	سیلتستون و کنگلومرا	حداقل	۲۹	--	۱۱	۰/۲۹	--	۰/۲۵	۸/۱	--	۳/۱
		حداکثر	۱۴۳	--	۸۳	۰/۴۳	--	۰/۴۱	۴۱/۲	--	۳۰
۲	ماسه سنگ ۱	حداقل	--	۲۴	۱۲	--	۰/۰۴	۰/۲۵	--	۶/۳	۲/۵
		حداکثر	--	۹۷	۸۴	--	۰/۳۹	۰/۴۹	--	۸۶	۱۹/۵
۳	سنگ آهک ۱	حداقل	۳۳	--	۳۱	۰/۲۶	--	۰/۲۶	۹/۱	--	۸/۲۷
		حداکثر	۹۸	--	۷۹	۰/۳۶	--	۰/۳۷	۳۳/۳	--	۲۶
۴	کنگلومرا ۱	حداقل	--	۱۴	۵	--	۰/۵۳	۰/۴۹	--	۲/۱۲	۰/۹۶
		حداکثر	--	۳۷	۲۳	--	۰/۶۸	۰/۶۳	--	۶/۲	۳/۶
	دیوریت	حداقل	--	۱۳	۸	--	۰/۲۷	۰/۲۹	--	۳/۷	۲/۸
		حداکثر	--	۲۶	۱۹	--	۰/۶	۰/۶۲	--	۴/۶	۳/۲
۵	آرژلیت	حداقل	--	۳/۶	--	۰/۰۶	--	--	--	۰/۷۹	--
		حداکثر	--	۳۶	--	۰/۵	--	--	--	۲۹/۴	--
	اسلیت	حداقل	--	۳	--	۰/۱	--	--	--	۱/۵۷	--
		حداکثر	--	۵۳	--	۰/۲۸	--	--	--	۲۶/۸	--
۶	سنگ آهک ۲	حداقل	--	۳۱	--	۰/۰۹	--	--	۲۶/۸	--	
		حداکثر	--	۴۳	--	۰/۱۱	--	--	۴۵/۴	--	
۷	کنگلومرا ۲	حداقل	--	۳	--	۰/۶۸	--	--	۰/۳۳	--	
		حداکثر	--	۵	--	۰/۹۶	--	--	۰/۵۴	--	
۸	شیل	حداقل	۱۰	۵	--	۰/۲۵	--	۰/۲۵	۳/۹۱	--	۱/۹۶
		حداکثر	--	۲۴	--	۰/۳۷	--	۰/۳۷	--	۸/۳۳	--
۹	ماسه سنگ ۲	حداقل	--	۳	۲/۹	--	۰/۲۷	۰/۴۶	--	۰/۷۳	۰/۷۲
		حداکثر	--	۱۰	۳	--	۰/۵	۰/۵۹	--	۱۰/۵	۵/۰۱
۱۰	خاک	حداقل	--	۰/۱۱	--	۱/۴	--	--	--	*	--
		حداکثر	--	۰/۴۲	--	۶/۵۳	--	--	--	*	--
۱۱	شیست	حداقل	۹	--	۷	۰/۲۱	--	۰/۲۵	۳/۲	--	۲/۷
		حداکثر	۲۱	--	۲۰	۰/۲۸	--	۰/۳۳	۸/۶	--	۷/۸
۱۲	سنگ آهک ۳	حداقل	۵۱	۷۲	۳۵	۰/۳	۰/۳۷	۰/۳	۱۵/۵	۱۶/۳	۱۰/۴
		حداکثر	۱۶۲	۹۸	۹۷	۰/۳۴	۰/۴۴	۰/۴۲	۴۸/۹	۲۶/۴	۳۱/۷
۱۳	سنگ آهک ۴	حداقل	۱۹	--	۱۵	۰/۶۶	--	۰/۶۸	۲/۹۵	--	۲/۴
		حداکثر	۲۴	--	۲۱	۱/۰۸	--	۱/۰۸	۱/۰۸	--	۱/۹

* حداقل و حداکثر مقادیر به ترتیب ۴۴ و ۱۶۳ kg/cm^2 می باشد.

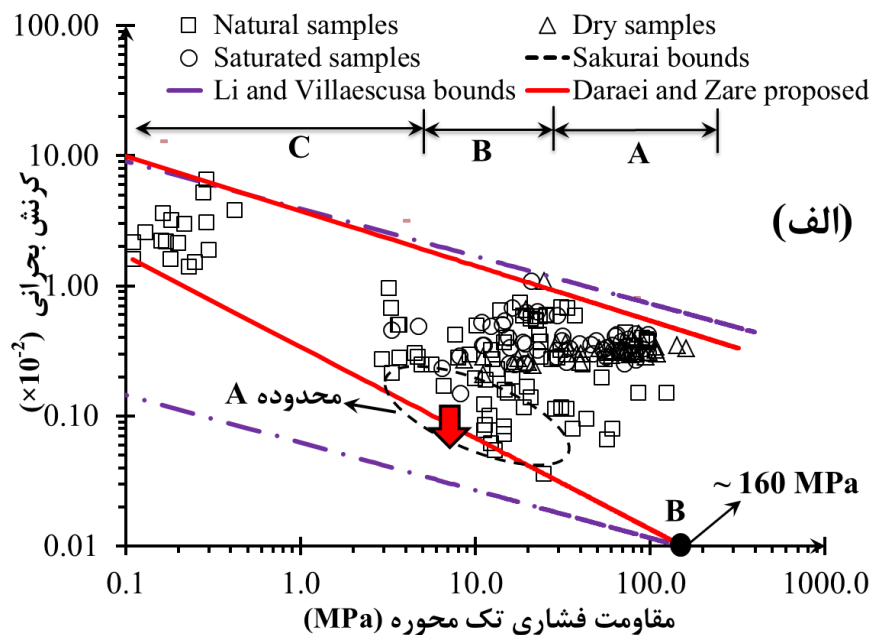
۴-۵ اصلاح معیار کرنش بحرانی و صحت سنجی آن

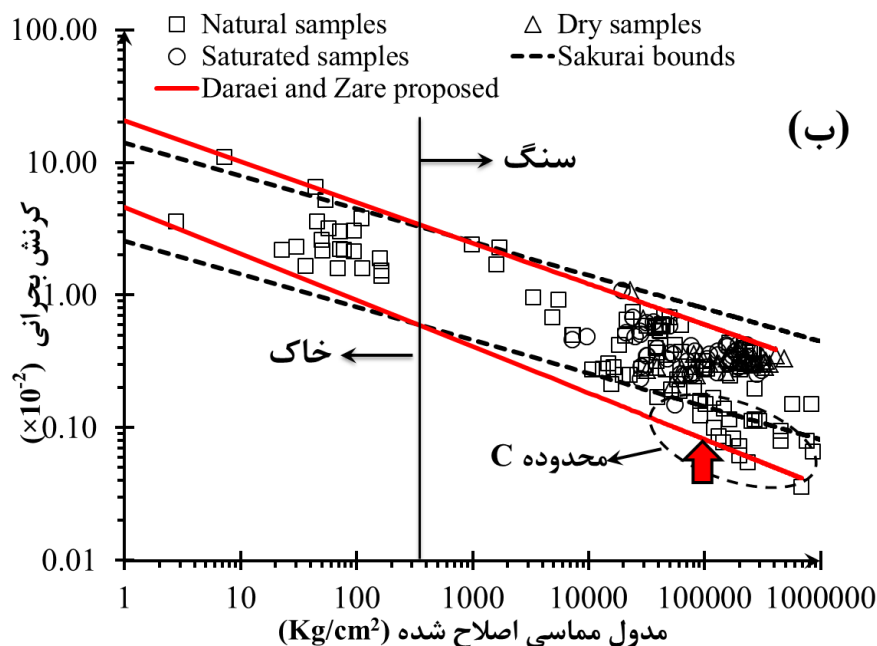
با توجه به وجود تقعر در عمده منحنی های رفتاری در نمونه های سست و متخلخل، مدول مماسی اولیه اصلاح شد. کرنش بحرانی نمونه ها، در نمودارهایی برحسب مقاومت فشاری تک محوری و مدول مماسی اولیه مطابق شکل ۴-۱۰ ترسیم و سطوح بالا و پایین آنها به عنوان سطوح هشدار خطر در نظر گرفته شد و معادلات این حدود مطابق روابط ۴-۶ و ۴-۷ برازش گردید.

$$\log \varepsilon_c = -0.31 \log Mod.E_i - 0.68 \quad \text{سطح بالا (۴-۶)}$$

$$\log \varepsilon_c = -0.35 \log Mod.E_i - 1.33 \quad \text{سطح پایین (۴-۷)}$$

که در آن $Mod.E_i$ مدول مماسی اصلاح شده سنگ سالم (Kg/cm^2) و ε_c کرنش بحرانی است.





شکل ۴-۱۰. سطوح هشدار اصلاح شده (الف) مقاومت فشاری تک محوری (ب) مدول مماسی اصلاح شده

براساس شکل ۴-۱۰، تفاوت سطوح معیار اصلاحی با معیار ساکورایی در دو محدوده خاک و سنگ قابل بحث می باشد. در محدوده خاک ($UCS < 1 \text{ MPa}$)، سطح ناپایدار اصلاحی بالاتر از سطوح اولیه و در محدوده سنگ، پایین تر از سطوح اولیه قرار دارد. ایجاد چنین تفاوتی با رفتار مکانیکی نمونه های آزمایش شده مرتبط و دامنه کرنش بحرانی به دست آمده نسبت به تحقیقات ساکورایی، بیشتر است. منحنی رفتاری در محدوده سنگ های سست و متخلخل عمدتاً به صورت پلاستیک-الاستیک-پلاستیک بوده که در این حالت با اصلاح تغییر شکل پلاستیک اولیه، مقدار کرنش بحرانی نسبت به حالت قبل از اصلاح بیشتر به دست خواهد آمد. با افزایش مقاومت و صلبیت نمونه، منحنی رفتاری به سمت الاستیک خطی متمایل شده و هرچه مقدار تردی نمونه افزایش یابد، کرنش بحرانی کمتری به دست خواهد آمد. بنابراین می توان بیان نمود که مقدار کرنش بحرانی کاملاً به رفتار مکانیکی نمونه ها وابسته می باشد. در حالت کلی قرارگیری مقادیر کرنش در سطح پایین تر از حد تحتانی دلالت بر پایداری تونل دارد، لیکن مشاهده می شود که با افزایش مقاومت فشاری تک محوری سنگ از رده متوسط به بالا ($UCS > 50 \text{ MPa}$)، وضعیت پایداری تونل به سمت سطح میانی (محدوده نیمه پایدار) متمایل می گردد. مطابق

شکل ۴-۱۰ در صورت فراتر رفتن مقاومت سنگ از ۱۶۰ مگاپاسکال (نقطه B)، تونل در شرایط نیمه پایدار (بین سطح پایدار و ناپایدار) قرار خواهد گرفت. چنین شرایطی را می توان ناشی از تردی سنگ دانست. زیرا چنین سنگ هایی می توانند انرژی کرنشی بالایی در خود ذخیره کنند و در نقطه مقاومت حداکثری خود با سقوط ناگهانی چسبندگی در راستای سطح بین دانه ها، گسیخته شوند. چنین سنگ هایی در نقطه شکست یا تغییرشکل دائمی ندارند و یا بسیار ناچیز می باشد (حاجی عبدالمجید و کیزر^۱، ۲۰۰۳). چنین موضوعی با استفاده از رابطه ۴-۸ که توسط آیدان و همکاران (۱۹۹۳) ارائه شده است نیز قابل اثبات می باشد.

$$\eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_c} = 5\sigma_{ci}^{-0.32} \quad (۸-۴)$$

η_f نسبت کرنش گسیختگی به کرنش بحرانی می باشد. با توجه به اینکه در سنگ های سخت ($UCS > 50$ MPa)، رفتار مکانیکی به سمت ترد متمایل شده است، می توان مطابق رابطه ۴-۸ مقاومتی را که در آن کرنش های بحرانی و گسیختگی برابر می شوند را یافت. در صورتی که η_f برابر واحد قرار داده شود، کرنش بحرانی با کرنش گسیختگی در مقاومت فشاری ۱۵۲/۸ مگاپاسکال برابر خواهند شد. بنابراین با افزایش مقاومت سنگ به سمت رده سخت، احتمال برابری مقادیر کرنش بحرانی و گسیختگی افزایش یافته و در نتیجه احتمال وقوع ریزش ناگهانی تونلی که در چنین سنگ هایی حفاری می گردد، در اثر تغییر شرایط افزایش خواهد یافت. از شکل ۴-۱۰ می توان نتیجه گرفت که در صورت حفر تونلی در سنگ هایی با مقاومت بیش از ۱۶۰ مگاپاسکال، کارشناسان باید همواره توجه داشته باشند که وضعیت پایداری بسیار شکننده بوده و در اثر تغییر در شرایط، سنگ میزبان بدون هیچگونه هشدار و وارد مرحله گسیختگی شود. چنین شرایطی در سنگ هایی که با پدیده انفجار سنگ^۲ مواجه می شوند حکم فرماست. با توجه به شکل ۴-۱۰، سطوح اصلاح شده در دو محدوده A و C با معیار اولیه ساکورایی متفاوت می باشد. پیدایش این محدوده ها ناشی از تاثیر بیشتر ناهمسانگری^۳ بر مقاومت فشاری است.

¹ Hajiabdolmajid and Kaiser

² Rock burst

³ Anisotropy

در سنگ هایی از قبیل سنگ آهک، شیست و آرژلیت، راستای بارگذاری نسبت به جهت لایه بندی و شیستوزیته، نقش مهمی در رفتار مکانیکی سنگ خواهد داشت. نتایج تحقیقات نشان می دهد که مدول تغییرشکل در نمونه هایی که تحت تاثیر تنش موازی صفحات لایه بندی است، بیشتر از وقتی است که تنش در جهت عمود بر لایه بندی اعمال می شود. اما چنین شرایطی در مقاومت فشاری، بالعکس می باشد. در تعدادی از نمونه ها از قبیل آرژلیت، شیست و سنگ آهک، نمونه ها در دو راستای مختلف بارگذاری، آزمایش شدند. نتایج نشان می دهد که، اگر راستای بارگذاری موازی با صفحات مذکور باشد، علاوه بر حذف بخش بسته شدن منافذ، رفتار سنگ نیز از شکل پذیر به ترد یعنی از رده C به B متمایل شده و محدوده A را بوجود خواهند آورد. در این حالت مقاومت نمونه نسبت به حالت عمود بر لایه بندی، کاهش می یابد (در جهت فلش)، لیکن تاثیر آن بر مقدار مدول تغییر شکل هر چند ناچیز، ولی افزایشی خواهد بود (محدوده C). بنابراین می توان گفت که ناهمسانگردی تاثیر بسیار بیشتری بر مقاومت فشاری دارد تا مدول تغییرشکل. عامل دیگر این تفاوت را می توان ناشی از نوع سنگ های بررسی شده دانست زیرا ماهیت کانی شناسی و سنگ شناسی می تواند بر روی رفتار سنگ، تحت بارگذاری تاثیرگذار باشد. با توجه به تحقیقات قبلی، ساکورایی بررسی های خود را بر روی نمونه های گرانیت، توف، ماسه سنگ، سیلتستون، گل سنگ، سنگ رس، ماسه، رس و سیلت انجام داده است و تحقیقات کیم و کیم (۲۰۰۹) بر روی ماسه سنگ، شیل، گرانیت، گرانودیوریت و گنایس متمرکز شده است. این در حالی است که تعدادی از سنگ های بررسی شده در تحقیق حاضر از قبیل آرژلیت، اسلیت، فیلیت و شیست که عمدتاً دارای منحنی رفتاری رده V بوده و بازه متفاوت (محدوده A) را بوجود آورده اند، در تحقیقات محققین قبلی وجود ندارد. با بررسی نمودارهای ارائه شده در شکل ۴-۱۰ می توان اظهار داشت که بیان سطوح هشدار خطر بر مبنای مدول تغییرشکل دقیق تر می باشد زیرا تاثیرپذیری مدول تغییرشکل از آب محتوی کمتر از اثر آن بر مقاومت فشاری تک محوره می باشد. در مجموع می توان گفت که با توجه به تاثیر بیشتر شرایط محیطی و مکانیکی بر مقاومت فشاری نسبت به مدول

تغییر شکل، استفاده از نمودار سطوح هشدار مبتنی بر کرنش بحرانی - مدول مماسی اصلاح شده، منطقی تر و دقیق تر خواهد بود.

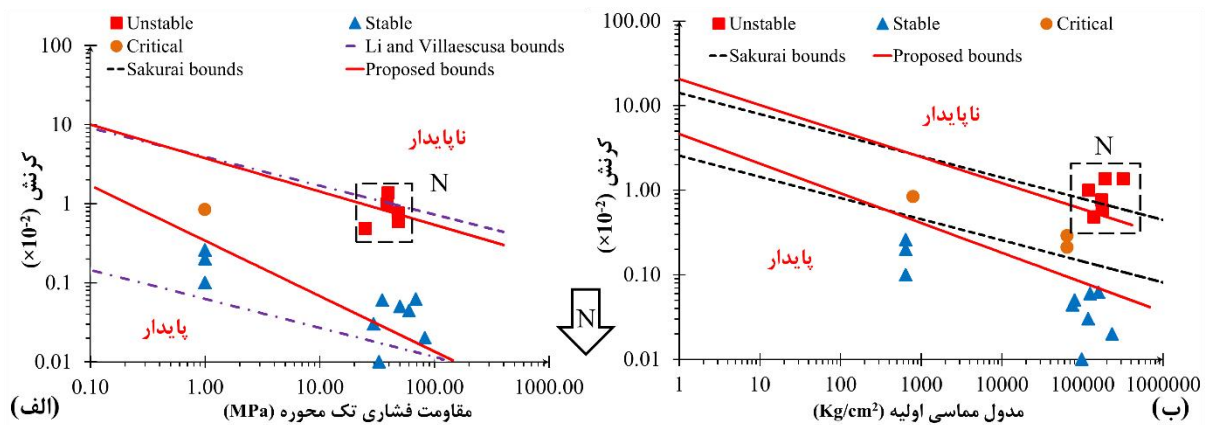
هرگاه با قراردادن کرنش های اندازه گیری شده از رفتارسنجی تونل در شکل ۴-۱۰، شرایط پایداری یا ناپایداری با وضعیت واقعی تونل مطابقت داشته باشد، صحت نمودار تایید خواهد شد. ساکورایی (۱۹۹۷) شرایط ناپایدار در تونل را شامل صعوبت نگهداری سینه کار، خمش قاب، ترک یا شکست شاتکریت، سقوط گوه، آماس و تورم کف بیان نمود. به منظور صحت سنجی سطوح پیشنهادی از کرنش های اندازه گیری شده در تعدادی از تونل های ایران مطابق جدول ۴-۵ استفاده شد. نتایج مطابق شکل ۴-۱۱ صحت سطوح پیشنهادی را تایید می نماید. تونل هایی که در جدول ۴-۵ با عنوان پایدار ذکر شده اند، بدون سیستم نگهداری یا با سیستم نگهداری سبک (۵ سانتیمتر شاتکریت و پیچ سنگ های موضعی) که تاثیر چندانی در کرنش اندازه گیری شده ندارند، می باشند. تونل هایی که به صورت ناپایدار و بحرانی ذکر شده اند، دارای سیستم نگهداری شامل قاب فولادی مدفون در شاتکریت و پیچ سنگ می باشند. در حالت کلی به منظور بکارگیری سطوح هشدار خطر بایستی تاثیر سیستم نگهداری (در صورت وجود) را از کرنش اندازه گیری شده بوسیله ابزارهای رفتارنگاری، حذف نمود و تنها کرنش خالص سنگ را بکار گرفت. بدین منظور ابتدا تونل در کد *FLAC* یا هر کدی که قابلیت ارایه کرنش سیستم نگهداری را دارد، شبیه سازی می شود. در کد *FLAC*، کرنش سیستم نگهداری از منوی کرنش المان های سازه ای^۱ قابل دسترسی می باشد. کرنش خالص سنگ برابر است با تفاضل کرنش اندازه گیری شده از رفتارنگاری و کرنش سیستم نگهداری. اگر در حین اجرای تونل، بر روی سیستم نگهداری کرنش سنج نیز نصب شده باشد، می توان بدون انجام مراحل فوق و فقط با تفاضل کرنش های به دست آمده از کشیدگی سنج و کرنش سنج نصب شده بر روی سیستم نگهداری، مقدار آن را تعیین نمود.

¹ Structural elements strain

جدول ۴-۵. نتایج رفتارنگاری در تعدادی از تونل های ایران

تونل	جنس سنگ	مقاومت فشاری تک محوره سنگ سالم (MPa)	مدول مماسی (GPa)	کرنش حداکثر (درصد)	وسیله اندازه گیری	شرایط واقعی در پروژه	منبع	
شیلی ۲ الف (تبریز)	شیل آهکی	۳۸/۷	۱۱/۹	۰/۹۸۹	کشیدگی سنج	ناپایدار	گزارش	
		۴۸/۷	۱۷/۴	۰/۷۶		ناپایدار		
		۴۹	۱۷/۶	۰/۵۸۵		ناپایدار		
		۳۹/۸	۱۹/۳	۱/۳۶		ناپایدار		
		۳۹/۶	۳۲/۳	۱/۳۶		ناپایدار		
		۲۵	۱۳/۹	۰/۴۸		ناپایدار		
شیلی ۲ ب (تبریز)								
کاکارضا (لرستان)	سنگ آهک	۵۰	۸	۰/۰۵	کشیدگی سنج	پایدار	چگینی و همکاران (۱۳۸۶)	
مغار گتوند (خوزستان)	کنگلو مرا	۳۵	۱۲/۴	۰/۰۶	کشیدگی سنج	پایدار	خواجه علی و همکاران (۱۳۸۶)	
آیدوغموش (میانه)	تراکی آندزیت و آگلو مرا	۶۹	۱۵/۸	۰/۰۶۲	کشیدگی سنج	پایدار	نجم و همکاران (۱۳۷۷)	
		۱۱۳	۲۲	۰/۰۰۸	کشیدگی سنج	پایدار		
کارون ۳ (خوزستان)	سنگ آهک و آهک ماری	۶۰	۷/۵	۰/۰۴۴	کشیدگی سنج	پایدار	تابان راد و همکاران (۱۳۸۰)	
مغار گذارلندر (مسجد سلیمان)	کنگلو مرا،	--	۶/۵	۰/۲۸۹	کشیدگی سنج	بحرانی	پاشانجاتی و همکاران (۱۳۸۲)	
	ماسه سنگ	--	۶/۵	۰/۲۱۱		بحرانی		
کوه رنگ (چهارمحال و بختیاری)	مارن های آهکی	۳۳	۹/۸	۰/۰۱	کشیدگی سنج	پایدار	اریاب زاده و همکاران (۱۳۸۵)	
صدر-نیایش (تهران)	خاک	<۱	۰/۰۸	۰/۸۴	نقاط نقشه برداری ^۱	بحرانی	عطار و همکاران (۱۳۹۲)	
				۰/۱		۰/۰۶		پایدار
				۰/۲۶		۰/۰۶		پایدار
				۰/۱		۰/۰۶		پایدار
				۰/۲		۰/۰۶		پایدار
دسترسی سد آزاد (کردستان)	ماسه سنگ	۲۹/۵	۱۱/۸	۰/۰۳	کشیدگی سنج	پایدار	گزارش	
		۸۲/۸	۲۳/۴	۰/۰۲		پایدار		

^۱ Target points

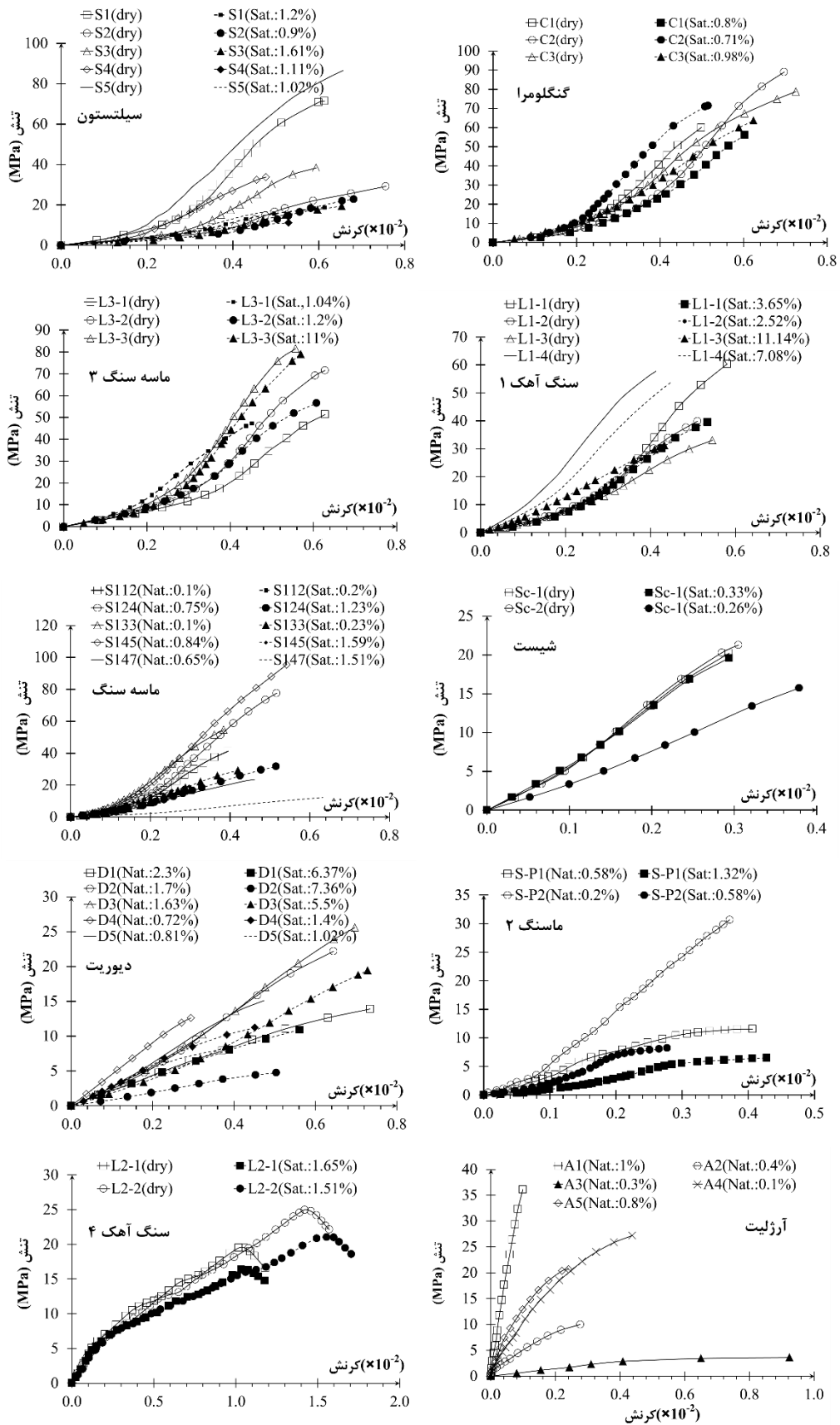


شکل ۴-۱۱. صحت سنجی سطوح هشدار خطر اصلاح شده

۴-۶ بررسی تاثیر تغییرات آب محتوی بر کرنش های بحرانی و

شکست

پس از تعیین آب محتوی و درجه اشباع نمونه های انتخابی مطابق روند ذکر شده در بخش ۴-۲، منحنی رفتاری تنش-کرنش آنها نیز مطابق شکل ۴-۱۲ ترسیم گردید.



شکل ۴-۱۲. منحنی های تنش- کرنش نمونه ها در درجات مختلف آب محتوی

مطابق با روند قبلی، کرنش بحرانی متناسب با رده منحنی رفتاری تنش-کرنش و کرنش شکست در نقطه مقاومت فشاری حداکثر تعیین گردید. با توجه به قرارگیری عمده منحنی های رفتاری در رده (۳)، تصحیح تقعر ابتدایی نمودارها مطابق نظر سانتی و همکاران (۲۰۰۰) اجتناب ناپذیر می باشد. پس از طی این مرحله، مقادیر کرنش های بحرانی و شکست مطابق جدول ۴-۶ تعیین شد.

جدول ۴-۶. نتایج کرنش های بحرانی و شکست در نمونه های انتخابی

موقعیت	جنس	کرنش بحرانی (درصد)			کرنش شکست (درصد)			موقعیت	جنس							
		شکر	طیبری	اشباع	شکر	طیبری	اشباع									
۱	سیاستون	۰/۳۱	--	۰/۳۷	۰/۶۱	--	۰/۶۱	۴	کنگومرا ۱ و دیوریت	۰/۷۳	--	۰/۵۲	۰/۶۵	--		
		۰/۳۶	--	۰/۳۲	۰/۶۸	--	۰/۷۵			۰/۵	۰/۶۴	--	۰/۴۹	۰/۵۳	--	
		۰/۳	--	۰/۳۶	۰/۶۵	--	۰/۵۹			۰/۷۲	۰/۶۹	--	۰/۶۲	۰/۱۶	--	
		۰/۳	--	۰/۳۵	۰/۵۲	--	۰/۴۷			۰/۴۵	۰/۲۹	--	۰/۳۴	۰/۲۷	--	
		۰/۴۳	--	۰/۲۵	۰/۴۸	--	۰/۶۵			۰/۳۷	۰/۴۷	--	۰/۲۹	۰/۴	--	
۱	کنگومرا	۰/۲۹	--	۰/۲۹	۰/۶	--	۰/۴۹	۵	آرژیت	۰/۰۹	--	--	۰/۰۸	--		
		۰/۳۳	--	۰/۳۲	۰/۵۱	--	۰/۶۹			۰/۲۸	--	--	۰/۱۹	--		
		۰/۳۹	--	۰/۴۱	۰/۶۲	--	۰/۷۲			۰/۹۲	--	--	۰/۵	--		
		--	۰/۲۵	۰/۲۵	۰/۲۹	۰/۳۹	--			۰/۲۵	۰/۴۴	--	--	۰/۲۷	--	
۲	ماسه سنگ ۱	--	۰/۳۵	۰/۴۱	۰/۵۱	--	۰/۴۱	۱۱	شپست	۰/۲۴	--	--	۰/۱۴	--		
		--	۰/۲۷	۰/۲۸	۰/۴۱	۰/۳۸	--			۰/۲۸	۰/۲۹	--	۰/۲۵	--	۰/۲۶	--
۳	سنگ آهک ۱	--	۰/۳۷	۰/۴۹	۰/۴۶	--	۰/۴۹	۱۲	سنگ آهک ۳	۰/۳۸	--	۰/۳۱	۰/۳۳	--		
		۰/۳۲	--	۰/۳۶	۰/۵۳	--	۰/۵۸			۰/۴۵	--	۰/۶۲	۰/۳۳	--	۰/۳۲	--
		۰/۲۶	--	۰/۲۶	۰/۴۶	--	۰/۵۱			۰/۵۶	--	۰/۵۵	۰/۳	--	۰/۳	--
		۰/۳۶	--	۰/۳۸	۰/۴۳	--	۰/۵۴			۱/۱۷	--	۱/۱۸	۰/۶۸	--	۰/۶۶	--
۹	ماسه سنگ ۲	۰/۳۱	--	۰/۳۲	۰/۴۴	--	۰/۴۱	۱۳	سنگ آهک ۴	۱/۷	--	۱/۵۷	۱/۰۸	--		
		۰/۲۸	--	۰/۵۹	۰/۶۷	۰/۳۹	--			۰/۶۷	۰/۳۹	--	۰/۴۶	۰/۲۸	--	
۹	ماسه سنگ ۲	--	۰/۳۹	--	۰/۵۹	۰/۲۸	--	۰/۵۶	۰/۳۹	--	۰/۴۶	۰/۲۸	--			

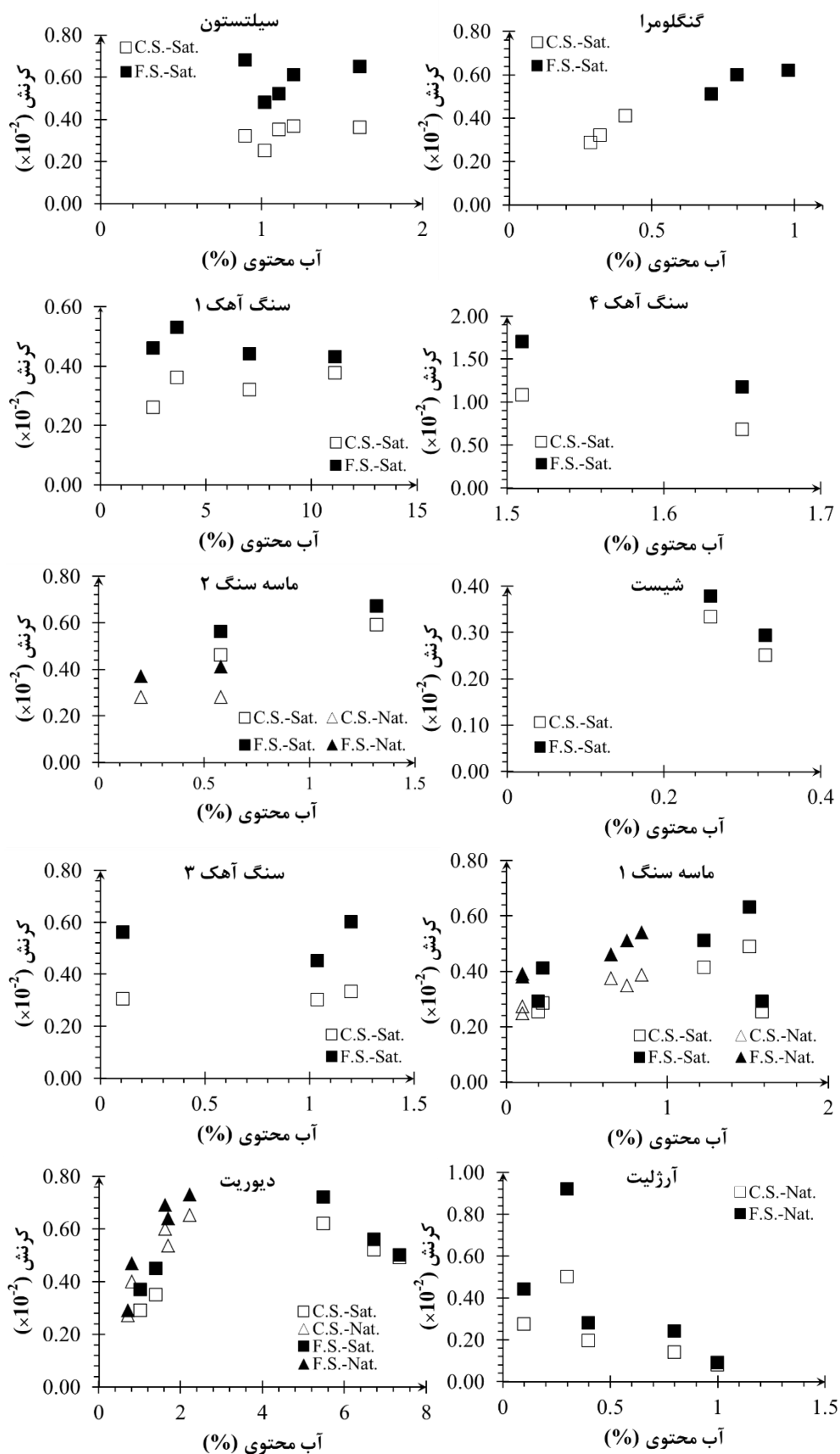
با بررسی مقادیر حداقل، متوسط و حداکثر پارامترهای تعیین شده از آزمایش های انجام شده در حالات مختلف آب محتوی، نتایج را می توان به صورت جدول ۴-۷ بیان نمود.

جدول ۴-۷. مقادیر حداقل، متوسط و حداکثر پارامترهای مختلف

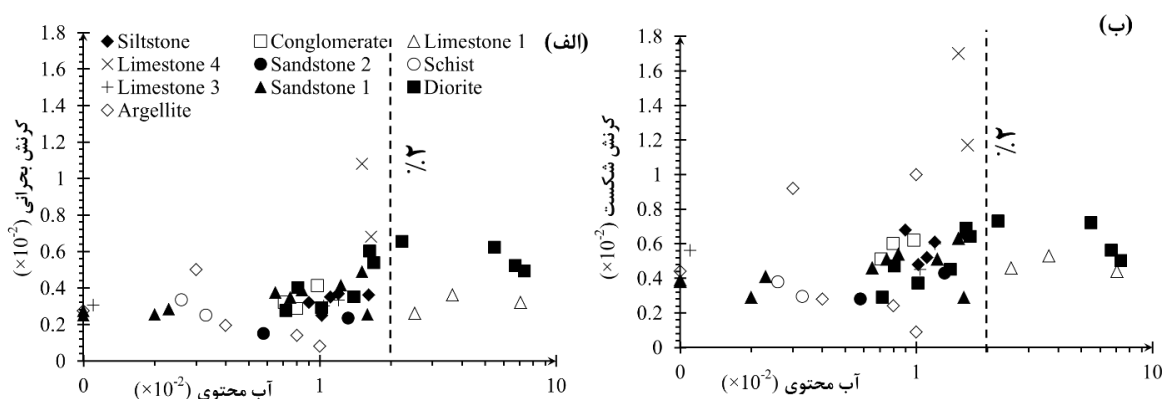
پارامتر	مقاومت فشاری تک محوری (MPa)			آب محتوی (درصد)			کرنش بحرانی (درصد)			کرنش شکست (درصد)		
	خشک	طبیعی	اشباع	طبیعی	اشباع	خشک	طبیعی	اشباع	خشک	طبیعی	اشباع	
حداقل	۱۹/۵	۳/۶	۴/۷	۰/۱	۰/۱۱	۰/۲۵	۰/۰۸	۰/۱۵	۰/۲۹	۰/۰۹	۰/۲۸	
حداکثر	۸۸/۹	۹۵/۴	۷۸/۹	۱	۱۱/۱	۱/۰۸	۰/۶۵	۱/۰۸	۱/۵۷	۰/۹۲	۱/۷	
میانگین	۵۰/۹	۲۹/۴	۲۸	۰/۴۶	۲/۱۹	۰/۳۸	۰/۳۴	۰/۳۷	۰/۶۴	۰/۴۶	۰/۵۵	
انحراف معیار	۲۳/۹	۲۴/۵	۲۰/۴	۰/۳۱	۲/۶۱	۰/۱۹	۰/۱۶	۰/۱۷	۰/۲۹	۰/۲	۰/۲۷	

باتوجه به نتایج جدول ۴-۷، حداقل و حداکثر مقادیر کرنش های شکست و بحرانی نمونه ها به ترتیب ۱/۷، ۰/۰۹ درصد و ۰/۰۸، ۱/۰۸ درصد می باشد. باتوجه به منحنی رفتاری نمونه در حالات خشک و تغییر آب محتوی، می توان مشاهده نمود که در نمونه هایی که کرنش شکست افزایش یافته است، سنگ رفتار شکل پذیرتری از خود نشان داده است. این در حالی است که هر چه منحنی رفتاری از رده (۱) به سمت رده (۳) برود، رفتار سنگ شکل پذیرتر خواهد بود. به منظور بررسی تفصیلی تغییرات آب محتوی بر روی مقادیر کرنش بحرانی، تغییرات کرنش بحرانی در اثر تغییر محتوای آب مطابق با شکل ۴-۱۳ ترسیم گردید. باتوجه به شکل ۴-۱۳ و نیز نتایج جدول ۴-۷ مشاهده می شود که در اثر افزایش آب محتوی، کرنش بحرانی عمدتاً روندی افزایشی داشته به طوری که در ۳۲ نمونه افزایش، در ۲۰ نمونه کاهش و در ۱۰ نمونه ثابت مانده است. این در حالی است که کرنش شکست در اثر افزایش آب محتوی، عمدتاً روندی کاهشی داشته به طوری که در ۲۴ نمونه افزایش، در ۳۲ نمونه کاهش و در ۶ نمونه تغییری پیدا نکرده است. حداقل و حداکثر افت مقاومت فشاری در اثر افزایش آب محتوی، به ترتیب ۳ درصد و ۸۱ درصد و به طور متوسط ۳۵ درصد بوده که به طور تفصیلی در سنگ های سست، حداقل و حداکثر به ترتیب ۳ درصد و ۷۹ درصد، در سنگ های متوسط به ترتیب ۵ درصد و ۷۳ درصد و در سنگ های مقاوم ۳ درصد و ۸۱ درصد بوده است. با ترسیم نمودار کرنش های بحرانی و شکست نسبت به تغییرات آب محتوی در یک نمودار واحد مطابق شکل ۴-۱۴ مشاهده می شود که عمده تغییرات صورت گرفته در کرنش های بحرانی و شکست تا مقدار آب محتوی ۲ درصد بوده به طوری که می توان

بیان نمود که آب محتوی تا مقدار مذکور منجر به ایجاد تغییرات افزایشی-کاهشی در کرنش های مذکور شده است. با در نظر گیری اختلاف کرنش بحرانی در حالت خشک-اشباع و رطوبت طبیعی-اشباع، حداکثر مقدار تغییرات افزایشی کرنش بحرانی ۰/۱۲ درصد و کرنش شکست ۰/۱۷ درصد به دست می آید. مقادیر به دست آمده به ترتیب یک نهم و یک دهم حداکثر کرنش بحرانی (۱/۰۸) و حداکثر کرنش شکست (۱/۷ درصد) بوده که نشان دهنده قابل اغماض بودن تاثیر آب محتوی بر روی کرنش های بحرانی و شکست حتی در مقادیر کمتر از آب محتوی ۲ درصد نیز می باشد. دلیل این مهم مطابق نظر ساکورایی (۲۰۱۷)، بهم ریختن میکروساختارها و تغییر ماهیت سنگ است به طوری که اگر مقدار آب محتوی سنگ کمتر از آب محتوی طبیعی آن شود، این اتفاق خواهد افتاد. ساکورایی (۱۹۹۳) این حد را ۴/۳ درصد برآورد کرده است.



شکل ۴-۱۳. تغییرات کرنش های بحرانی و شکست در درجات مختلف آب محتوی



شکل ۴-۱۴. محدوده تاثیرگذاری آب محتوی بر کرنش های بحرانی و شکست

۴-۷ ارایه معیار پایداری مبتنی بر کرنش شکست

در حالت کلی محافظه کاری موجود در معیار کرنش بحرانی را می توان در قالب دو دلیل بیان نمود: (۱) تفاوت کرنش بحرانی و کرنش شکست (۲) تفاوت کرنش بحرانی سنگ سالم و توده سنگ. دلیل اول محافظه کاری بالای موجود در معیار ساکورایی از مبتنی بودن آن بر کرنش بحرانی ناشی می گردد. ساکورایی (۱۹۸۱)، سینگ و همکاران (۲۰۰۷)، پارک و همکاران (۲۰۰۸) و کیم و کیم (۲۰۰۹) کرنش شکست سنگ سالم را به ترتیب، ۵، ۴، ۱/۵ و ۱/۸ برابر کرنش بحرانی بیان نموده اند. این در حالی است که در سنگ های دارای تغییرشکل پلاستیک اولیه، این نسبت، بیشتر از مقادیر بیان شده می باشد. دلیل دوم مرتبط با اثر مقیاس می باشد به طوری که معیار بر اساس نتایج آزمون های آزمایشگاهی به دست آمده و در شرایط برجا بکار برده می شود. در چنین شرایطی به دلیل بیشتر بودن کرنش توده سنگ نسبت به سنگ سالم، ضریب اطمینانی در معیار وجود خواهد داشت. در این ارتباط، مطابق نظرات ساکورایی (۱۹۹۷)، کیم و کیم (۲۰۰۹) و پارک و پارک (۲۰۱۴) کرنش توده سنگ به ترتیب ۳، ۸ و ۳/۴ برابر کرنش سنگ سالم می باشد. باتوجه به دلایل بالا، حاشیه اطمینان منطقی و کافی در اختلاف کرنش سنگ سالم و توده سنگ لحاظ شده است. بنابراین می توان با استفاده از کرنش شکست، بخشی

از محافظه کاری^۱ معیار را که با دلیل اول مرتبط می باشد، حذف نمود. زیرا حتی با حذف این بخش از محافظه کاری نیز، کماکان بخش دوم، عدم قطعیت های مرتبط با پارامترهای ژئومکانیکی در طراحی پروژه های ژئوتکنیکی را پوشش می دهد. استفاده از کرنش بحرانی در تعریف معیار پایداری در سنگ های رده رفتاری (۱) و (۲) که تقعر اولیه اصلاح شده باشد، حاشیه اطمینان منطقی ای را به دست خواهد داد. دلیل این مهم تفاوت ناچیز یا کم بین کرنش های بحرانی و شکست (d در شکل ۴-۸) می باشد. در اینگونه سنگ ها که تقریباً به طور ناگهانی گسیخته خواهند شد، اختلاف کرنش توده سنگ-سنگ سالم به عنوان ضریب ایمنی می تواند عدم قطعیت های موجود در پارامترهای ژئومکانیکی در طراحی ها را پوشش دهد. سنگهای رده (۳) رفتاری را می توان معادل سنگ های رده I طبقه بندی واورسیک و فایرهاست^۲ (۱۹۷۰) در نظر گرفت. در این سنگ ها حتی پس از شکست نیز، توانایی باربری با افزایش مقدار کرنش به صورت ناگهانی از بین نخواهد رفت. مطالعات زیادی نشان می دهد که رفتار سنگ پس از شکست^۳، دارای مرحله کرنش نرمی و مقاومت باقیمانده می باشد (حاجی عبدالمجید و کیزر ۲۰۰۳، عبدالله و امین ۲۰۰۸، جیان ژینگ و همکاران^۴ ۲۰۱۲، وانگ و همکاران^۵ ۲۰۱۴ و بوگوسز و بوکوسکا^۶ ۲۰۱۵). مطابق نظر کای و همکاران^۷ (۲۰۰۷) در عمده سنگ هایی با مکانیزم رفتاری کرنش نرمی، مقاومت باقیمانده میزان تغییرشکل پلاستیک موجود در تغییرشکل کلی را تعیین می نماید. بدیهی است که در چنین شرایطی سنگ بسته به مقدار شاخص تردی و مسیر تنش، در مقدار کرنش بالاتری (ϵ_p) نسبت به کرنش شکست (ϵ_f) گسیخته خواهد شد. از این رو حتی با بیان معیار پایداری بر اساس کرنش شکست (ϵ_f)، علاوه بر ضریب اطمینان ناشی از وجود کرنش پس از مرحله شکست، تفاوت کرنش سنگ سالم - توده سنگ، عدم قطعیت های موجود را پوشش خواهند داد. بنابراین بیان معیار پایداری بر اساس کرنش شکست به جای کرنش بحرانی دارای حاشیه اطمینان کمتر

¹ Conservative

² Wawersik and Fairhurst

³ Post-Peak failure behavior

⁴ Jianxin et al.

⁵ Wang et al.

⁶ Bogusz and Bukowska

⁷ Cai et al.

و منطقی تری بوده و در جلوگیری از طراحی غیر اقتصادی سیستم نگهداری نقش مهمی را ایفا خواهد نمود. علی رغم اصلاح معیار کرنش بحرانی بر مبنای مدول مماسی اصلاح شده، لیکن بکارگیری آن در سنگ های دارای تغییرشکل پلاستیک اولیه (رده رفتاری ۳) به دلیل تفاوت زیاد بین کرنش های بحرانی و شکست، کماکان دارای حاشیه اطمینان بالا می باشد. به منظور دستیابی به نتایج منطقی تر در تعیین وضعیت پایداری تونل های حفاری شده در سنگ های سست و متخلخل که عمدتاً دارای منحنی رفتاری پلاستیک-الاستیک/پلاستیک می باشند، معیاری بر اساس کرنش شکست می تواند حاشیه اطمینان بالای موجود در معیار کرنش بحرانی را کاهش دهد. با بررسی های انجام شده از منحنی های تنش-کرنش به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری تک محوری، تعداد ۹۱ نمونه دارای منحنی رفتاری پلاستیک-الاستیک/پلاستیک بودند که برای ارایه معیار مبتنی بر کرنش شکست مد نظر قرار گرفتند.

۴-۷-۱ استفاده از مدول سکانتی اصلاح شده در تعریف معیار

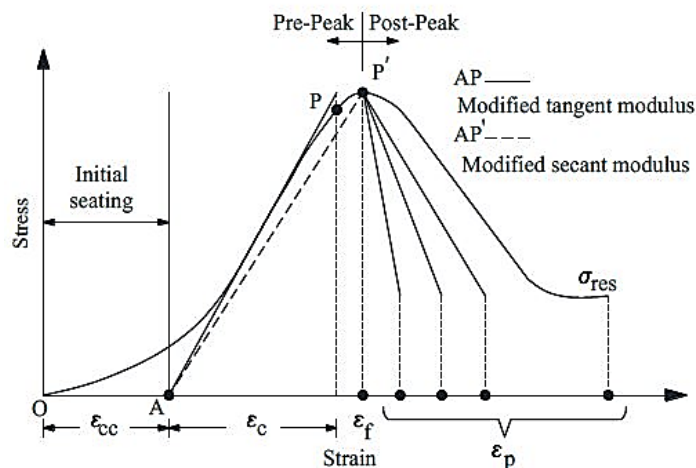
با توجه به اینکه لازمه تعیین کرنش بحرانی، رسم مدول مماسی اولیه می باشد، در صورت رسم آن مطابق استانداردهای *ASTM* (2004) و *ASCE* (1996) در سنگ های رده (۳)، تفاوت زیاد کرنش های بحرانی و شکست، حاشیه اطمینان بالایی را در معیار ایجاد خواهد نمود. چنان که در بخش های قبل ذکر شد، تقعر اولیه موجود در منحنی رفتاری رده (۳) در ابتدای مرحله بارگذاری نمونه و در پاسخ به بسته شدن میکرو ترک ها و جایگیری اولیه نمونه در زیر دستگاه ایجاد می شود. رفتار نمونه در این مرحله غیرخطی بوده و حضور و گسترش آن بستگی به دانسیته و هندسه میکروتُرک ها دارد (ابرهارد و همکاران^۱ ۱۹۹۸، نیکسییر و مارتین^۲ ۲۰۱۲ و پنگ و همکاران^۳ ۲۰۱۵). همچنانکه در بخش های قبلی نیز ذکر شد، چنین ترک هایی طی حفاری و مغزه گیری در نمونه بوجود آمده و جزو خصوصیات ذاتی سنگ نمی باشد. جهت اصلاح تقعر اولیه در چنین منحنی هایی از روش انتقال محور مطابق شکل ۴-

¹ Eberhardt et al.

² Nicksiar and Martin

³ Peng et al.

۱۵ استفاده می شود (سانتی و همکاران، ۲۰۰۰). در این روش مبدا مختصات به نقطه اتصال ادامه بخش خطی نمودار با محور کرنش ها منتقل شده و بخش تغییرشکل پلاستیک اولیه نمودار (OA)، نادیده گرفته خواهد شد.



شکل ۴-۱۵. روش انتقال محور و مدول های مماسی و سکانتی اصلاح شده

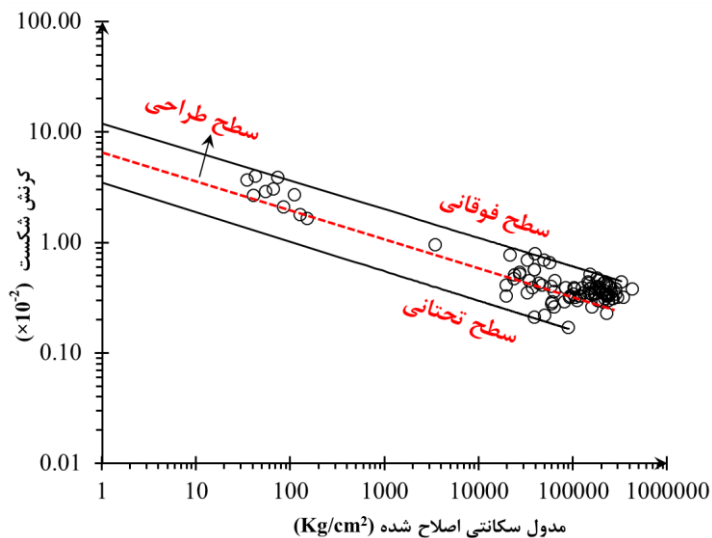
با انجام تصحیح منحنی رفتاری به صورت مذکور، مدول مماسی اولیه در معیار کرنش بحرانی به مدول مماسی اصلاح شده تبدیل خواهد شد (خط AP). اگرچه با انجام چنین اصلاحی بخشی از محافظه کاری معیار کاهش داده خواهد شد. مطابق شکل ۴-۱۵ پس از اصلاح تقعر اولیه، مدولی که بیانگر کرنش شکست باشد، مدول سکانتی بوده و باتوجه به اینکه بخش تقعر اولیه حذف شده است، عنوان اصلاح شده به آن اختصاص می یابد (خط AP'). مدول سکانتی اصلاح شده در بین مدول های تغییرشکل از قبیل مدول های اولیه، سکانتی و مماسی، دامنه وسیع تری از کرنش ها و تنش ها را پوشش می دهد، که این امر در مباحث سازه های زیرزمینی از اهمیت خاصی برخوردار می باشد. همچنین نسبت به سایر مدول ها از دو مزیت ضریب تغییرات کمتر (درصد نسبت انحراف معیار بر مقدار متوسط) و تکرارپذیری بیشتر (احتمال دستیابی به نتایج مشابه طی آزمایش های مختلف در شرایط یکسان) برخوردار می باشد (سانتی و همکاران، ۲۰۰۰). پس از بررسی ها، نتایج حداکثر و حداقل مقاومت فشاری تک محوری،

کرنش شکست، مدول سکانتی اصلاح شده و نسبت کرنش های شکست و بحرانی قبل و بعد از اصلاح تغییر شکل پلاستیک اولیه در ۹۱ نمونه رده رفتاری (۳) مطابق جدول ۴-۸ به دست خواهد آمد.

جدول ۴-۸. کرنش شکست، مدول سکانتی اصلاح شده و نسبت بین کرنش ها در نمونه های رده (۳)

کرنش شکست به بحرانی		مدول سکانتی اصلاح شده (GPa)				کرنش شکست (درصد)		مقاومت فشاری تک محوری (MPa)		ردیف
بعد از اصلاح		قبل از اصلاح		حداکثر		حداقل		حداکثر		
۱/۳۴	۱/۰۷	۵/۸۵	۲/۲	۳۴/۴	۲/۳۵	۰/۴۸	۰/۲۸	۱۴۳	۱۱	۱
۱/۳۳	۱	۶/۰۴	۳/۴۹	۲۵/۴	۱۴/۴	۰/۵۲	۰/۲۹	۸۹	۵۶	۱
۱/۱۳	۱	۶/۱	۳/۴۶	۲۶/۴	۲/۴	۰/۵۱	۰/۲۶	۹۷/۶	۱۲/۳	۲
۱/۲۷	۱/۰۶	۵/۵	۲/۸۸	۲۹/۶	۸/۴	۰/۳۹	۰/۳	۹۴/۸	۳۳	۳
۱/۱۱	۱/۰۱	۶/۹	۲/۴۳	۵/۶	۲/۷	۰/۶۹	۰/۵۲	۳۷/۲	۱۴/۲	۴
۱/۱۷	۱/۱۳	۶/۷۵	۳/۶۷	۵/۶	۹	۰/۲۳	۰/۱۷	۱۳	۱۵/۳	۵
۱/۴۲	۱/۰۳	۵/۲۵	۲/۳۳	۹/۲	۱/۹	۰/۷۷	۰/۲۱	۳۰	۶/۴	۹
۱/۱۴		۳/۱۳		۳/۹		۰/۷۹		۳۱		۶
۱/۴	۱/۱۹	۳/۷۵	۳/۱۸	۰/۳۴	۰/۱۲	۴	۰/۹۵	۵/۲	۳/۳	۷
۱/۰۵	۱/۰۲	۵/۱۴	۲/۷۸	۸/۱	۳/۷	۰/۳۹	۰/۲۹	۲۳/۶	۱۴/۵	۸
۱/۰۵	۱/۰۳	۵	۴/۱۹	۶/۳	۵	۰/۲۹	۰/۲۲	۱۷/۶	۱۱/۱	۱۱
۱/۱۹	۱	۴/۳۱	۱/۹۲	۴۲/۵	۱۰/۱	۰/۴۴	۰/۳۳	۱۶۱	۳۴/۶	۱۲

با ترسیم مقادیر کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده در یک نمودار لگاریتمی مطابق شکل ۴-۱۶، سطوح فوقانی و تحتانی کرنش های شکست معین گردید. معادله سه سطح مذکور را می توان در قالب روابط ۴-۹، ۴-۱۰ و ۴-۱۱ بیان نمود.



شکل ۴-۱۶. سطوح فوقانی و تحتانی کرنش های شکست

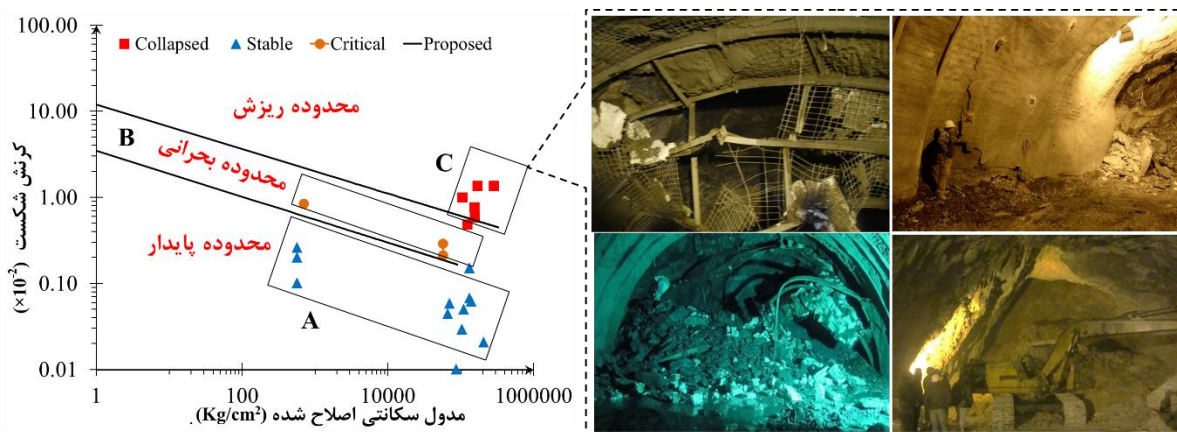
$$\text{Log } \varepsilon_f = -0.25 \log \text{Mod}.E_{\text{sec}} - 0.92 \quad \text{سطح فوقانی (۹-۴)}$$

$$\text{Log } \varepsilon_f = -0.26 \log \text{Mod}.E_{\text{sec}} - 1.185 \quad \text{سطح میانی (سطح طراحی) (۱۰-۴)}$$

$$\text{Log } \varepsilon_f = -0.27 \log \text{Mod}.E_{\text{sec}} - 1.45 \quad \text{سطح تحتانی (۱۱-۴)}$$

که در آن $\text{Mod}.E_{\text{sec}}$ مدول سکانتی اصلاح شده سنگ سالم (Kg/cm^2) و ε_f کرنش شکست می باشد.

خطوط فوق، محدوده حداکثر و حداقل کرنش های شکست در نمونه ها را نشان می دهد. این بدان معنی است که با قرارگیری کرنش در محدوده فراتر از سطح بالا، سنگ وارده مرحله شکست خواهد شد و در حالت کمتر بودن مقدار کرنش از سطح پایین، سنگ در شرایط پایدار قرار خواهد گرفت. به منظور صحت سنجی سطوح معیار کرنش شکست، از همان داده های جدول ۴-۵ استفاده شد. با پلات کردن کرنش های اندازه گیری شده بر روی نمودار شکل ۴-۱۷ در طی رفتارنگاری و مطابقت وضعیت تعیین شده به وسیله نمودار با شرایط واقعی به وقوع پیوسته در حین ساخت، صحت نمودار تایید گردید.



شکل ۴-۱۷. صحت سنجی سطوح معیار کرنش شکست

با قرار گرفتن کرنش های حاصل از رفتارنگاری، سه حالت برای تونل قابل پیش بینی خواهد بود:

(۱) مقدار کرنش اندازه گیری شده فراتر از سطح فوقانی قرار می گیرد که در این حالت احتمال

وقوع ریزش در تونل بسیار بالا خواهد بود.

(۲) مقدار کرنش اندازه گیری شده کمتر از سطح تحتانی قرار می گیرد که در این حالت تونل در

شرایط پایدار قرار خواهد داشت.

(۳) مقدار کرنش اندازه گیری شده در ناحیه میانی قرار می گیرد که این حالت تونل در وضعیت

بحرانی قرار خواهد داشت.

لازم به ذکر است که وضعیت بحرانی، به شرایط بینابین پایداری و ناپایدار اطلاق می گردد. در صورتی

که تونل در این شرایط قرار گیرد، لازم است به منظور کاهش جابجایی ها، سیستم نگهداری را نصب یا

افزایش داد. در صورتی که حتی با در نظر گیری تمهیدات نگهداری، نرخ جابجایی ها در تونل، ثابت نشود،

وقوع ریزش در تونل به دلیل ورود سنگ های پیرامون تونل به مرحله سوم خزش، قطعی خواهد بود.

چنین حالتی با نزدیک شدن مقادیر کرنش به مرز سطح فوقانی قابل انتظار می باشد. در این حالت با

پذیرش احتمال بالای وقوع ریزش، بایستی حتی الامکان با کاهش پرسنل و خارج نمودن ماشین آلات

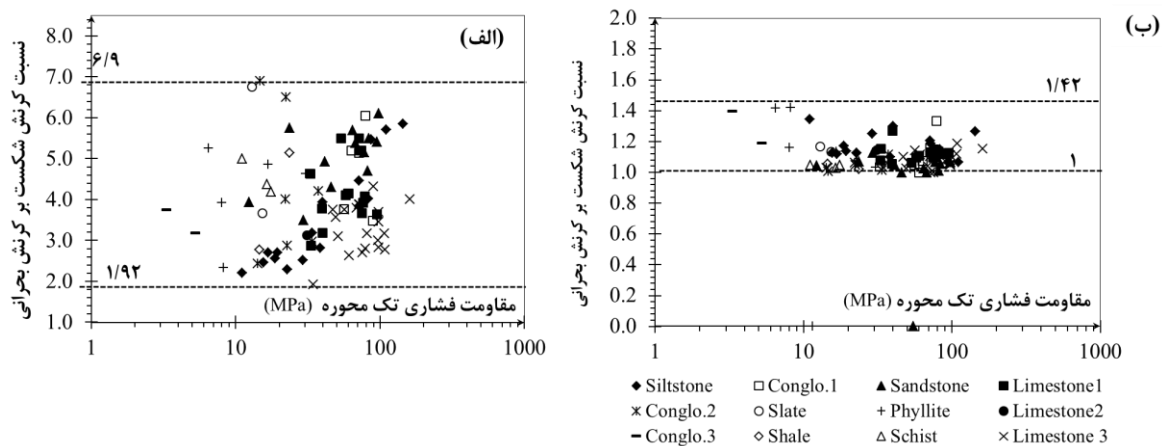
از محدوده، خسارت های ناشی از آن را به حداقل رساند.

۸-۴ تعیین نسبت کرنش به کرنش بحرانی

نسبت کرنش های شکست به بحرانی را می توان به عنوان پارامتری جهت تخمین میزان ضریب اطمینان موجود در معیارهای کرنش بحرانی و پیشنهادی در نظر گرفت. در حالت کلی ساکورایی (۱۹۸۱) ارتباط بین کرنش های بحرانی و شکست را به صورت رابطه ۴-۱۲ بیان نمود.

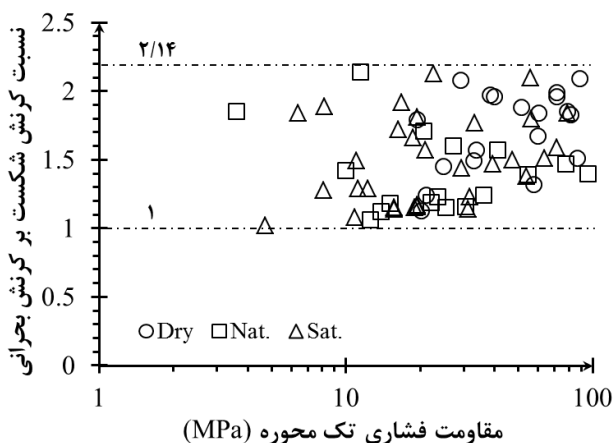
$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_c}{1 - R_f} \quad (۴-۱۲)$$

که در آن ε_f کرنش شکست، ε_c کرنش بحرانی و R_f پارامتر مقاومت شکست می باشد. مطابق نظر ساکورایی (۱۹۸۱)، مقدار R_f بین ۰/۰۵ تا ۰/۸ متغیر است که در این صورت مقدار ضریب اطمینان موجود در معیار کرنش بحرانی بین ۱ تا ۵ خواهد بود. مطابق نظر کای (۲۰۱۱)، دامنه وسیع پیشنهادی R_f توسط ساکورایی نیازمند بحث بیشتری می باشد. وی مقدار R_f را در عمده توده سنگ های سخت بین ۰/۱ تا ۰/۳ بیان نمود. با در نظر گیری چنین شرایطی، مقدار کرنش شکست در سنگ های سخت ۱/۱ تا ۱/۴۲ برابر کرنش بحرانی به دست خواهد آمد. این در حالی است که کیم و کیم (۲۰۰۹) و سینگ و همکاران (۲۰۰۷) این نسبت را به ترتیب ۱/۸ و ۱/۵ بیان نمودند. نسبت بین کرنش ها را در دو حالت بایستی بررسی نمود. (i) نسبت بین کرنش های شکست و بحرانی در سنگ های رده رفتاری (۱) و (۲) (ii) نسبت بین کرنش ها در سنگ های رده رفتاری (۳). در شکل ۴-۱۸ نسبت بین کرنش های شکست و بحرانی در ۹۱ نمونه رده رفتاری (۳) ارایه شده است. در حالت عدم انجام تصحیح ناشی از تقعر اولیه، نسبت مذکور ۶/۹-۱/۹۲ به دست خواهد آمد. در حالیکه با بکارگیری روش انتقال محور و تصحیح بخش تقعر اولیه، نسبت کرنش ها به ۱ تا ۱/۴۲ کاهش پیدا خواهد نمود. در صورتی که نسبت بین کرنش ها برای نمونه های آزمایش شده در شرایط آب محتوی مختلف که عمدتاً در رده رفتاری (۱) و (۲) قرار داشتند، ۱ تا ۲/۱۴ به دست خواهد آمد. در چنین سنگ هایی که عمدتاً رفتار ترد یا دارای شکل پذیری کمی پس از نقطه شکست هستند، چنین ضریب ایمنی می تواند قابل قبول قلمداد گردد.



شکل ۴-۱۸. نسبت کرنش بحرانی به کرنش شکست در نمونه های رده (۳) (الف) قبل از اصلاح تقعر اولیه (ب) بعد از

اصلاح تقعر اولیه



شکل ۴-۱۹. نسبت کرنش های شکست به بحرانی در درجات مختلف آب محتوی در رده (۱) و (۲)

چنان که بیان شد، در سنگ های رده (۳) که دارای تغییر شکل پلاستیک اولیه در منحنی خود می باشند، در صورت بکارگیری مدول مماسی اولیه، نسبت کرنش های شکست به بحرانی ۶/۹ - ۱/۹۲ به دست خواهد آمد. چنین نسبتی نشان می دهد که در سنگ های رده (۳)، بکارگیری مدول مماسی اولیه، محافظه کاری معیار را بسیار افزایش خواهد داد. با اصلاح تقعر اولیه و بکارگیری مدول مماسی اصلاح شده در تعریف کرنش بحرانی، این نسبت به حداکثر ۱/۴۲ کاهش می یابد. در این حالت نیز حتی با وجود اصلاحات فوق، ۴۲ درصد حاشیه اطمینان، به دلیل تفاوت کرنش های بحرانی و شکست در معیار کرنش بحرانی اصلاح شده وجود خواهد داشت. به دلیل کفایت حاشیه اطمینان موجود در

اختلاف کرنش توده سنگ با سنگ سالم در سنگ های رده رفتاری (۳)، حذف این بخش با استفاده از به کارگیری کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده، کار منطقی بوده است.

۹-۴ اثر مقیاس : بکارگیری معیار پیشنهادی در حالت برجا

به دلیل تفاوت در حجم نمونه در وضعیت های آزمایشگاهی و برجا و وجود درزه ها، پارامترهای مکانیک سنگی آنها نیز متفاوت می باشند. چنین تاثیری که در قالب اثر مقیاس توسط محققین مختلف بررسی شده است، ناشی از حضور ناپیوستگی ها و وجود شرایط محیطی متفاوت می باشد. سوال اصلی که مطرح است این است که آیا معیار پیشنهادی که مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی می باشد، می توان برای بررسی پایداری تونل در حالت برجا بکار گرفت؟ ساکورایی (۱۹۹۷) در این ارتباط بیان نمود که باتوجه به اینکه کرنش بحرانی خاک در حالت های برجا و آزمایشگاهی تقریباً برابر است، می توان معیار را در توده خاک برجا نیز بکار برد. اما او با انجام آزمون های برجای صفحه باربر^۱ و برش مستقیم، نشان داد که کرنش برجای توده سنگ ۱ تا ۳ برابر سنگ سالم می باشد و این مقدار به عنوان ضریب ایمنی عمل می نماید. به منظور پاسخ به این پرسش که چه مقدار ضریب اطمینانی در به کارگیری معیار پیشنهادی کرنش شکست که مبتنی بر نتایج سنگ سالم می باشد، در حالت برجا وجود دارد، از نتایج آزمایشگاهی و رفتارنگاری ایستگاه های ناپایدار سه تونل استفاده شد. برای بررسی این مهم، ۸ ایستگاه ناپایدار در تونل های دو قلوی شبلی و ایلام-مهران انتخاب شدند. تونل های شبلی ۲ الف و ۲ ب در آزادراه زنجان- تبریز در شمال غرب و تونل بزرگراه ایلام-مهران در غرب ایران مطابق شکل ۴-۲۰ قرار دارند. جنس توده سنگ میزبان تونل های شبلی از سنگ های آهکی خرد شده، شیل ها خاکستری تا سیاه، مارن و شیل های آهکی تشکیل شده است. مطابق با پیمایش های سطحی و طبقه بندی ژئومکانیکی، مسیر تونل به سه بلوک A، B و C تقسیم شد. توده سنگ های میزبان ایلام-مهران شامل شیل، آهک های

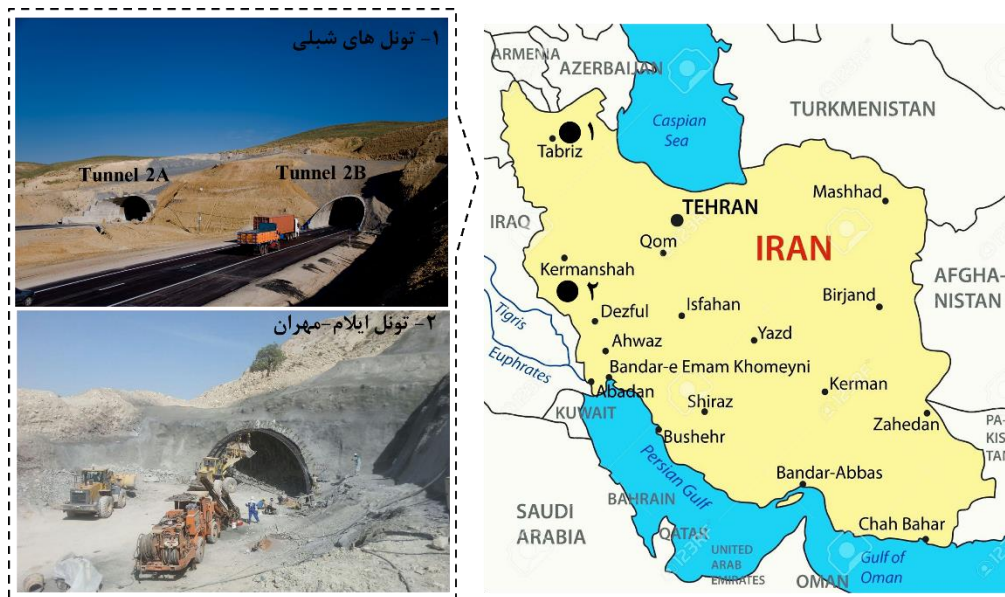
¹ Plate bearing test

مارنی و شیل های ارغوانی می باشد. نمیرخ طولی تونل ها در اشکال ۴-۲۱ و ۴-۲۲ نشان داده شده است. در جدول ۴-۹ پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ های میزبان تونل ها ارایه شده است.

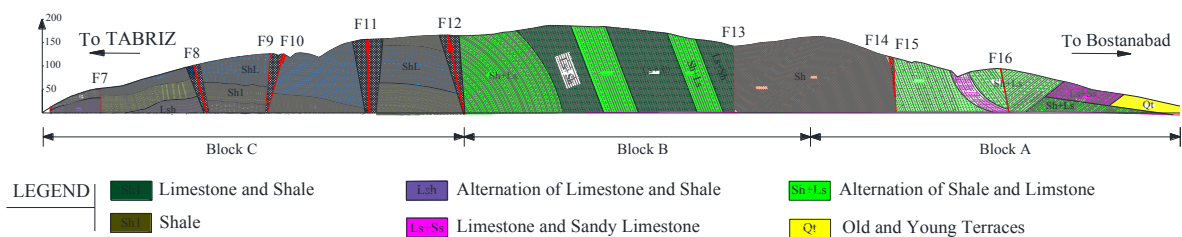
جدول ۴-۹. پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ های میزبان

تونل	ایستگاه	روباره (m)	γ (gr/cm^3)	UCS (MPa)	σ_{cm} (MPa)	GSI	ضریب مقاومت	کرنش (10^{-2})
شیلی ۲ الف	۲۷+۳۴۰	۱۵۶	۲/۳	۱۴/۵	۱/۴	۳۰	۰/۴	۰/۶
	۲۷+۴۲۰	۱۶۱	۲/۳	۱۴/۵	۱/۴	۳۰	۰/۳۸	۰/۵۶
شیلی ۲ ب	۲۷+۵۴۰	۱۶۸	۲/۳	۲۳	۲	۲۵	۰/۵۱	۰/۳۵
	۲۷+۹۸۰	۱۷۷	۲/۳	۲۳/۶	۲	۲۵	۰/۴۸	۰/۶۹
ایلام-مهران	۲۷+۰۰۵	۱۷۴	۲/۳	۲۳/۵	۲	۲۵	۰/۴۹	۰/۶۵
	۹+۴۵۰	۴۴	۲/۷۵	۱۱/۱	۰/۷	۱۵	۰/۵۴	۰/۴۷
	۹+۵۳۰	۴۸	۲/۷۵	۱۷/۶	۱	۱۵	۰/۸۶	۰/۴۲
	۹+۵۷۰	۶۴	۲/۷۵	۱۶/۵	۱	۱۵	۰/۸۱	۰/۵۶

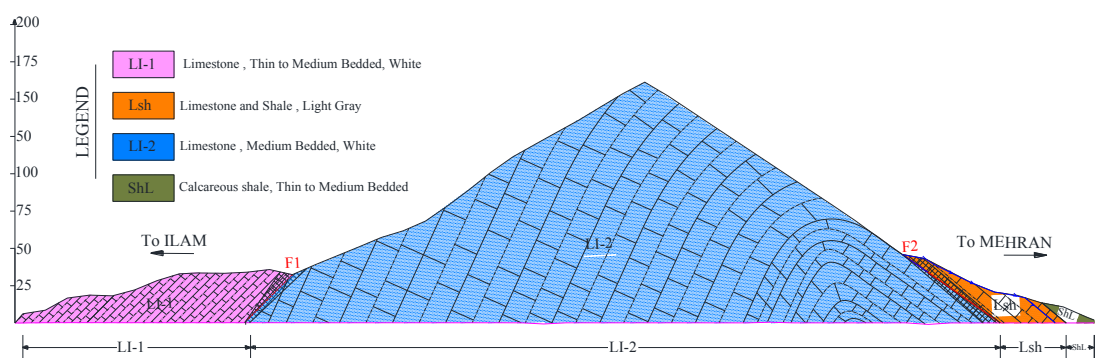
که در آن UCS: مقاومت فشاری سنگ سالم، σ_{cm} : مقاومت فشاری توده سنگ، GSI شاخص مقاومت زمین شناسی و γ وزن مخصوص سنگ است.



شکل ۴-۲۰. موقعیت تونل های مورد مطالعه



شکل ۴-۲۱. نیمرخ طولی تونل های شبلی



شکل ۴-۲۲. نیمرخ طولی تونل ایلام-مهران

در تونل های شبلی تعداد ۱۲۶ ایستگاه رفتارنگاری شامل کشیدگی سنجی و همگرایی سنجی نصب گردید. در میان ایستگاه های نصب شده، ریزش در سه ایستگاه ۲۷+۳۴۰، ۲۷+۴۲۰ و ۲۷+۵۴۰ تونل ۲ الف و دو ایستگاه ۲۷+۹۸۰ و ۲۸+۰۰۵ تونل ۲ب به وقوع پیوست. در تونل ایلام-مهران تعداد ۳۵ ایستگاه رفتارنگاری شامل همان ابزارها نصب گردید. در این تونل سه بار ریزش در ایستگاه های ۹+۴۵۰، ۹+۵۳۰ و ۹+۵۷۰ به وقوع پیوست. در هر سه تونل قبل از وقوع ریزش، ناپایداری هایی از قبیل کمانش قاب فولادی، ترک در شاتکریت و سقوط پیچ سنگ و ریزش در سقف مطابق شکل ۴-۲۳ مشاهده شد.



شکل ۴-۲۳. ریزش های به وقوع پیوسته در تونل های مورد مطالعه

در حالت کلی ۴ پارامتر شامل کرنش شکست سنگ سالم و توده سنگ و مدول های تغییرشکل سنگ سالم و توده سنگ جهت این بررسی مورد نیاز می باشند که به صورت زیر تعیین شدند:

(۱) تعیین کرنش شکست و مدول تغییر شکل سکانتی اصلاح شده سنگ سالم براساس نتایج آزمایشگاهی

(۲) تعیین کرنش شکست توده سنگ از نتایج رفتارنگاری

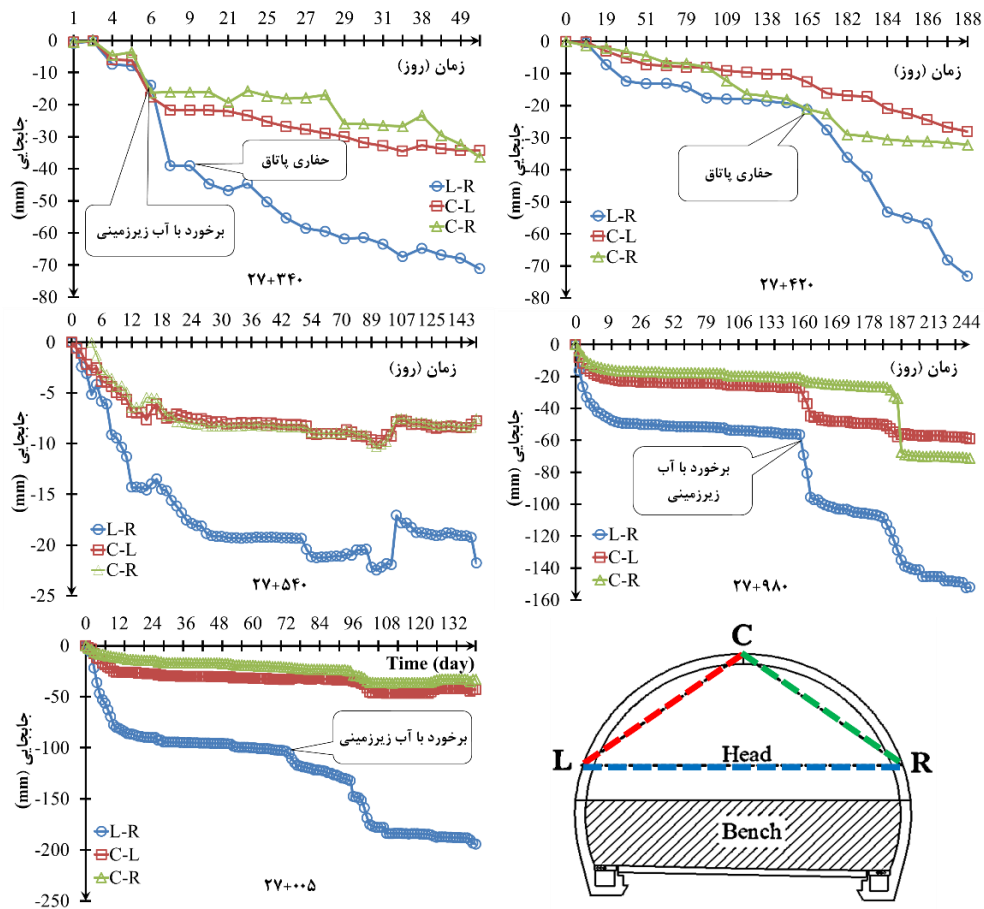
(۳) تعیین مدول تغییرشکل سکانتی توده سنگ با استفاده از معادله (۴-۱۳) (هوک و ددریچ^۱، ۲۰۰۶)

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)}} \right) \quad (۴-۱۳)$$

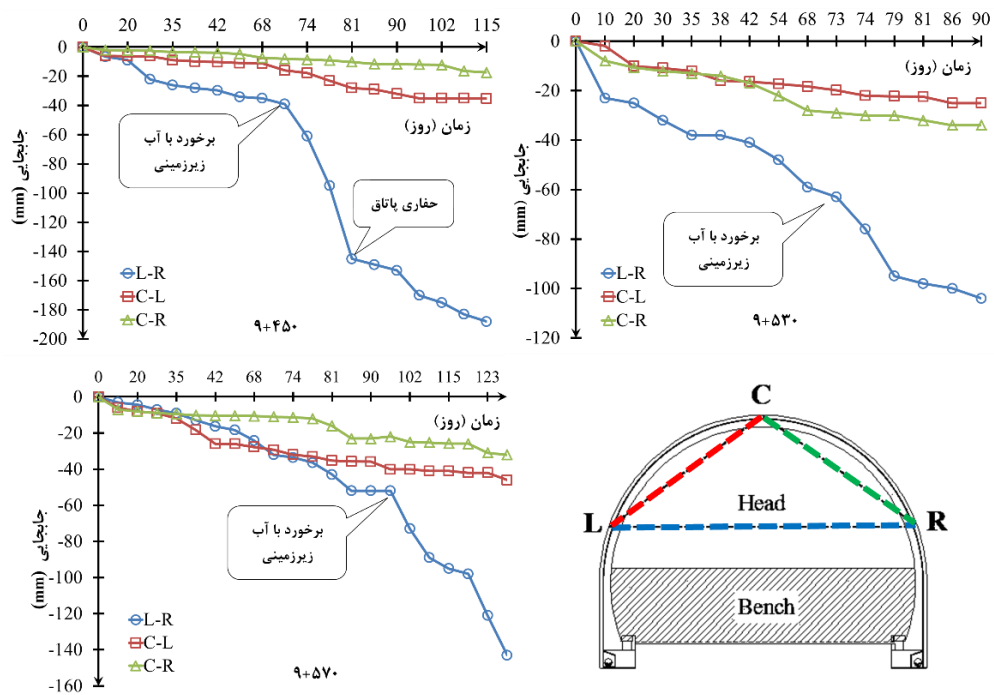
که در آن E_i و E_{rm} به ترتیب مدول تغییرشکل توده سنگ و سنگ سالم، D ضریب اغتشاش که در حفاری مکانیکی مطابق پیشنهادات صفر در نظر گرفته می شود و GSI شاخص مقاومت زمین شناسی است. کرنش شکست و مدول تغییر شکل سکانتی اصلاح شده سنگ سالم با استفاده از نتایج آزمایشگاهی

^۱ Hoek and Diederich

تعیین شد. با استفاده از نمودارهای رفتارنگاری مطابق اشکال ۴-۲۴ و ۴-۲۵، کرنش هایی که در آن ترک در شاتکریت، سقوط پیچ سنگ و یا خم شدن قاب، به وقوع پیوسته بود، به عنوان کرنش شکست توده سنگ در نظر گرفته شدند. مطابق تحقیقات انجام شده هوک و ددریچ (۲۰۰۶) مدول تغییرشکل توده سنگ که از رابطه ۴-۱۳ به دست آمده است، در حقیقت همان مدول سکانتی می باشد. نتایج به دست آمده در جدول ۴-۱۰ ارایه شده است. در صورتی که نتایج چهار پارامتر فوق در نمودار کرنش شکست-مدول سکانتی اصلاح شده پلات شوند، مطابق شکل ۴-۲۶ مشاهده می گردد که نتیجه به دست آمده در هر دو حالت آزمایشگاهی و برجا، بحرانی بودن (نه گسیختگی) را تایید می نماید. بنابراین اثر مقیاس تاثیری در وضعیت کلی ارایه شده بوسیله معیار پیشنهادی نداشته و می توان آن را در حالت برجا نیز بکار گرفت. نتایج جدول ۴-۱۰ نشان می دهد که نسبت بین کرنش توده سنگ به سنگ سالم ۱/۹ می باشد، یعنی با به کارگرفتن پارامترهای سنگ سالم، ضریب ایمنی ۱/۹ در معیار وجود خواهد داشت. یعنی در صورتی که پایداری تونل با به کارگرفتن معیار کرنش شکست که از نمونه های سنگ سالم در آزمایشگاه به دست آمده است، ضریب ۱/۹ وجود خواهد داشت. این در حالی است که در سنگ های سست حتی پس از نقطه شکست نیز سنگ قابلیت باربری دارا بوده و در کرنش بالاتر از کرنش شکست، گسیخته خواهد شد.



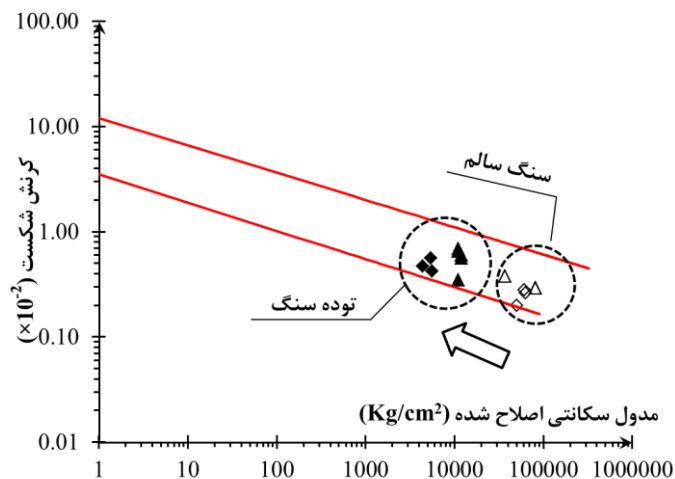
شکل ۴-۲۴. نمودار رفتارنگاری در ایستگاه های ناپایدار تونل های شبلی



شکل ۴-۲۵. نمودار رفتارنگاری در ایستگاه های ناپایدار تونل ایلام-مهران

جدول ۴-۱۰. ارتباط بین کرنش های شکست توده سنگ و سنگ سالم

نسبت بین کرنش شکست توده سنگ به سنگ سالم	توده سنگ		سنگ سالم		تونل
	مدول تغییر شکل (GPa)	کرنش شکست (%)	مدول تغییر شکل (GPa)	کرنش شکست (%)	
۲/۳۵	۰/۴۴	۰/۴۷	۵	۰/۲	ایلام-مهران
۱/۵	۰/۵۶	۰/۴۲	۶	۰/۲۸	
۲/۱۵	۰/۵۴	۰/۵۶	۶/۳۵	۰/۲۶	
۱/۵۸	۱/۲	۰/۱۶	۳/۷	۰/۳۸	شیبلی
۱/۴۷	۱/۲	۰/۵۶	۳/۷	۰/۳۸	
۱/۲۱	۱/۱	۰/۳۵	۸/۱	۰/۲۹	
۲/۳۸	۱/۱	۰/۶۹	۸/۱	۰/۲۹	
۲/۲۴	۱/۱	۰/۶۵	۸/۱	۰/۲۹	

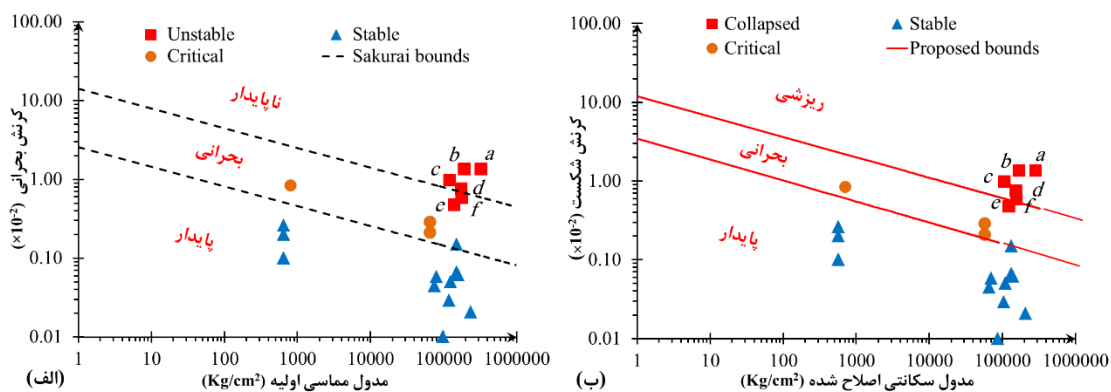


شکل ۴-۲۶. ارتباط بین کرنش شکست توده سنگ و سنگ سالم

۴-۱۰ مقایسه معیار کرنش شکست با معیار کرنش بحرانی

به منظور مقایسه دو معیار کرنش شکست و بحرانی، هر دوی آنها مطابق شکل ۴-۲۷ در مجاورت هم ترسیم گردید. چنان که مشاهده می شود، بازه تغییرات کرنش شکست کمتر از کرنش بحرانی می باشد. چنین وضعیتی به دلیل کمتر بودن مدول سکانتی اصلاح شده نسبت به مدول مماسی و خطای کمتر در تعیین کرنش شکست می باشد. خطای کمتر را می توان به وجود نقطه مشخص در نمودار تنش-کرنش جهت تعیین دقیق کرنش شکست مرتبط دانست. زیرا با اتصال خطی بین مبدا مختصات و نقطه

مقاومت حداکثر، مقدار کرنش شکست را می توان با دقت بالایی از محور افقی نمودار تنش - کرنش تعیین نمود. این در حالی است که نقطه یا وضعیتی که بیانگر وقوع کرنش بحرانی باشد، وجود ندارد و در هر مورد کرنش بحرانی را بایستی با رسم مماس برروی منحنی رفتاری تعیین نمود. بنابراین میزان خطای انسانی دخیل در تعیین کرنش شکست نسبت به کرنش بحرانی کمتر می باشد. از طرف دیگر به دلیل تاثیر پارامترهایی از قبیل آب محتوی و درجه حرارت برروی مقاومت نهایی سنگ، مقادیر کرنش شکست، اگرچه کم، لیکن تحت تاثیر قرار خواهند گرفت. این در حالی است که مطابق تحقیقات انجام شده، تاثیر آب محتوی و دما برروی کرنش بحرانی بسیار کمتر از تاثیر آن برکرنش شکست بوده، لذا چنین عاملی را نیز می توان در افزایش دقت و در نظریه شرایط واقعی تر در معیار ارایه شده کرنش شکست سهیم دانست.



شکل ۴-۲۷. سطوح معیارهای (الف) کرنش بحرانی و (ب) کرنش شکست

علاوه بر تفاوت مذکور، معیار پیشنهادی، شک و تردیدهای موجود در معیار کرنش بحرانی را نداشته و وضعیت تونل را با دقت و صراحت بیشتری تعیین می نماید. با مقایسه نتایج عملی با خروجی سطوح کرنش شکست و بحرانی مطابق جدول ۴-۱۱، این مسئله بیشتر مورد بررسی قرار گرفته است. در حالت واقعی تمامی ایستگاه های a, b, c, d, e و f در شکل ۴-۲۷ دچار ریزش دیواره یا سقف و یا هر دو شده اند. با پلات نمودن مقادیر کرنش های اندازه گیری شده این ایستگاه ها در شکل فوق، نتایج زیر به دست خواهد آمد.

۱) مطابق معیار کرنش بحرانی، وضعیت ایستگاه های e و f بحرانی و ایستگاه های a, b, c, d ناپایدار تعیین می گردد.

۲) مطابق معیار پیشنهادی، وضعیت ایستگاه های a, b, c, d و f ریزشی و ایستگاه e بحرانی به دست می آید. این در حالی است که مطابق با توضیحات قبلی در صورتی که مقدار کرنش اندازه گیری شده در این معیار در محدوده میانی بوده و روندی به سوی سطح فوقانی داشته باشد، وضعیت سنگ های میزبان در شرایط مرحله سوم خزش قرار داشته و بنابراین احتمال وقوع ریزش بسیار بالا خواهد بود. بنابراین ایستگاه e را نیز می توان دارای شرایط ریزشی قلمداد نمود.

جدول ۴-۱۱. مقایسه نتایج معیارهای کرنش بحرانی و کرنش شکست با حالت واقعی

ایستگاه	کنترل بر اساس	
	شرایط واقعی	کرنش بحرانی ساکورایی (۱۹۹۷)
a	ریزش	ناپایدار
b	ریزش	ناپایدار
c	ریزش	ناپایدار
d	ریزش	ناپایدار
e	ریزش	بحرانی
f	ریزش	بحرانی

با توجه به نتایج جدول ۴-۱۱، از آنجاییکه شرایط تعیین شده بوسیله معیار پیشنهادی با وضعیت واقعی به وقوع پیوسته در ایستگاه ها مطابقت بیشتری دارد، می توان بیان نمود که معیار مذکور، وضعیت تونل را با دقت بیشتری تعیین می نماید. علاوه بر این، وجود شک و تردید در معیار کرنش بحرانی را می توان از واژه کلیدی "ناپایدار" و دامنه وسیع چنین شرایطی در معیار مذکور استنباط نمود. مطابق نظر ساکورایی (۱۹۹۷) دامنه شرایط ناپایدار، تورم کف، ترک شاتکریت، صعوبت نگهداری سینه کار، خم شدن قاب ها و ریزش را در بر می گیرد. ایشان بیان می دارد که: " حتی مقادیر اندازه گیری شده کمتر از سطوح هشدار خطر نیز قرار گیرد، باز هم مهندسين بایستی کاملاً این را در نظر داشته باشند که با گذر زمان چه اتفاقی خواهد افتاد". با در نظرگیری چنین دامنه وسیعی از ناپایداری، در صورت وقوع

کرنش فراتر از سطح فوقانی در معیار کرنش بحرانی، نگرانی کارشناسان پروژه از اینکه از بین حالت های بیان شده چه وضعیتی رخ خواهد داد، تاثیر مستقیمی در افزایش زمان و هزینه پروژه خواهد داشت. زیرا در چنین شرایطی، با توجه به ماهیت اضطراب آور کار در فضای زیرزمینی و نیز مبهم بودن نوع ناپایداری، بالابردن ضریب ایمنی با افزایش سیستم نگهداری یا کاهش گام حفاری و یا هر دو مد نظر قرار خواهد گرفت. این در حالی است که در معیار پیشنهادی، با حذف بخشی از محافظه کاری موجود در معیار ساکورایی با استفاده از تعریف کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده، سطح فوقانی به عنوان "سطح ریزش" در نظر گرفته شده است. در این حالت نزدیک شدن مقادیر کرنش ها به سطح فوقانی تنها بیانگر یک حالت و آن هم "وضعیت ریزش" می باشد. چنین بیان صریحی همراه با برطرف کردن شک و تردیدهای مرتبط با نوع ناپایداری احتمالی، در روند تصمیم گیری بهتر کارشناسان پروژه و برنامه ریزی مناسب تر جهت اجرای به موقع سیستم نگهداری ثانویه نقش بهتری را ایفا خواهد نمود.

۴-۱۱ ارتباط کرنش شکست با سایر پارامترهای ژئومکانیکی در حالت

برجا

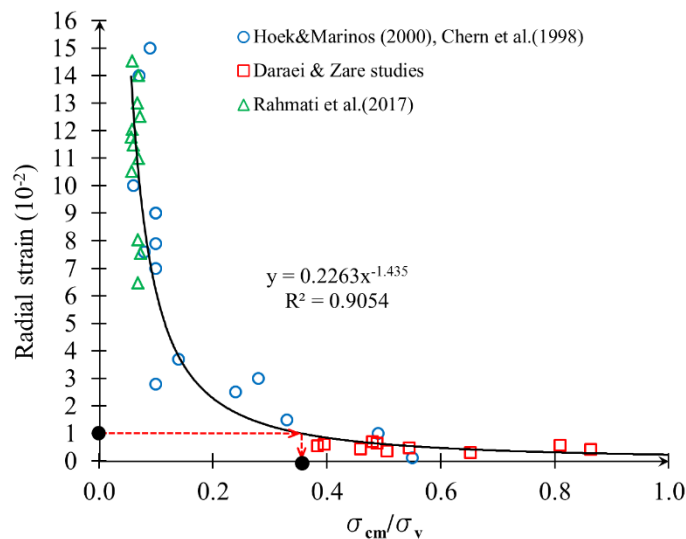
چرن و همکاران (۱۹۹۸) و هوک (۱۹۹۹، ۲۰۰۱) بر اساس مطالعات موردی در تعداد زیادی تونل، رابطه ای بین کرنش شکست و ضریب مقاومت ارایه نمودند. مطابق نظر هوک (۲۰۰۱)، ضریب مقاومت به صورت نسبت مقاومت توده سنگ بر تنش برجا (σ_{cm}/P_0) بیان می گردد. این ضریب ابتدا توسط جتوا و همکاران^۱ (۱۹۸۴) به منظور بیان درجه فشارندگی توده سنگ بکارگرفته شد. چرن و همکاران (۱۹۹۸) با انجام مطالعه موردی در ۱۱ تونل تایوان، با استفاده از ضریب مقاومت، تعریف جدیدی از درجات فشارندگی ارایه دادند. هوک (۱۹۹۹) نشان داد که ضریب مقاومت می تواند به عنوان شاخصی جهت پتانسیل فشارندگی و ناپایداری در تونل ها بیان گردد. علاوه بر این، او رده هایی از سیستم نگهداری در

^۱ Jethwa et al.

ترازهای مختلف کرنش را نیز تعریف نمود. هوک (۲۰۰۱) بیان نمود که هرگاه ضریب مقاومت به کمتر از ۲۰ درصد کاهش یابد، تغییرشکل های تونل به صورت تصاعدی افزایش خواهد یافت. او کرنش تونل را به صورت نسبت بین تغییرشکل های تونل بر شعاع تونل عنوان نمود. هوک (۲۰۰۱) رابطه ۴-۱۴ را بین کرنش شکست تونل و ضریب مقاومت ارائه داد.

$$\varepsilon_t = 0.15 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma h} \right)^{-1.85} \quad (14-4)$$

با توجه به اینکه معیار فوق عمدتاً بر پایه مطالعات موردی در تونل های فشارنده به دست آمده است، معیار یابستی برای تونل های غیرفشارنده به روز رسانی گردد. در این راستا بر اساس نتایج رفتارنگاری تونل های شبلی و ایلام-مهران، معیار برای شرایط غیرفشارنده به روز رسانی گردید. با پلات مقادیر کرنش شکست و ضریب مقاومت در یک نمودار مطابق شکل ۴-۲۸، رابطه ۴-۱۵ با ضریب همبستگی ۰/۹ به دست آمد. لازم به ذکر است که مقاومت فشاری توده سنگ، با استفاده از رابطه ۴-۱۶ تعیین شده است.



شکل ۴-۲۸. ارتباط کرنش شکست در حالت برجا با ضریب مقاومت

$$\varepsilon_{f-mass} = 0.226 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma h} \right)^{-1.435} \quad (15-4)$$

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = 0.036e^{GSI/30} \quad (16-4)$$

به منظور تعیین میزان خطا و دقت معادله در تعیین مقادیر، از دو پارامتر مقدار خطای مطلق^۱ و حساب واریانس^۲ به صورت معادلات ۱۷-۴ و ۱۸-۴ استفاده شد. مقایسه مقادیر پیش بینی شده با رابطه مذکور با داده های واقعی به دست آمده از تونل گلاب (رحمتی و همکاران، ۲۰۱۷) نشان داد که مقدار این پارامترها به ترتیب ۲ درصد و ۷۷ درصد می باشد. چنین نتیجه ای بیانگر دقت مناسب رابطه فوق در پیش بینی کرنش شکست در حالت برجا می باشد.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y - y')^2} \quad (17-4)$$

$$VAF = \left[1 - \frac{Var(y - y')}{Var(y)} \right] \times 100 \quad (18-4)$$

y مقدار اندازه گیری شده و y' مقدار پیش بینی شده می باشد. هر چه مقدار $RMSE$ به سمت صفر و VAF به سمت ۱۰۰ متمایل گردد، بیانگر پیش بینی دقیق تر مدل خواهد بود.



با توجه به مقادیر ضریب مقاومت و نوع شکست های به وقوع پیوسته در تونل های انتخابی مطابق شکل ۴-۲۳، می توان بیان نمود که در صورت قرار گرفتن ضریب مقاومت بین ۰/۶ تا ۱ با نزدیک شدن مقاومت توده سنگ به تنش بر جای محدوده، ناپایداری در تونل از نوع ساختاری بوده و به شکل سقوط و یا لغزش گوه به وقوع خواهد پیوست. چنین شرایطی در توده سنگ های دارای مقاومت متوسط تا سخت و در نواحی با تنش پایین (کم عمق) قابل انتظار خواهد بود. در شکست هایی با کنترل ساختاری، رفتار ناپیوستگی ها از اهمیت بالایی برخوردار می باشند. با کاهش ضریب مقاومت و قرارگیری آن بین ۰/۴ تا ۰/۶، شکست ها از حالت کنترل ساختاری خارج شده و به شکست های ناشی از تنش متمایل می گردد. چنین شکست هایی به صورت ایجاد قیف های بزرگ در سینه کار تونل مشاهده خواهد شد. با کاهش ضریب مقاومت و در حالت روباره زیاد، رفتار فشارنده و در حالت روباره کم، وقوع شکست دودکشی شکل قابل انتظار است. در صورتی که مطابق تعریف ساکورایی (۱۹۸۳)، کرنش ۱ درصد را به

¹ RMSE (Root-Mean-Square Error)

² VAF (Variance Accounted For)

عنوان مرز بین فشارندگی و غیرفشارندگی در نظر گرفت، ضریب مقاومت معادل این مقدار، $0/38$ (تقریباً $0/4$) به دست خواهد آمد. با کاهش مقدار ضریب مقاومت از $0/4$ ، کرنش تونل به صورت تصاعدی^۱ افزایش خواهد یافت و کنترل پایداری تونل مستلزم در نظر گرفتن تمهیدات خاصی شامل به کار گرفتن فورپولینگ های چتری و یا استفاده از روش های حفاری چند مقطعی از قبیل دیافراگم میانی و تونل های جانبی است. با توجه به نتایج به دست آمده می توان ارتباط بین ضریب مقاومت و مکانیزم ناپایداری را به صورت جدول ۴-۱۲ بیان نمود.

جدول ۴-۱۲- مکانیزم ناپایداری بر حسب ضریب مقاومت

ردیف	ضریب مقاومت	نوع شکست احتمالی	نحوه ریزش
۱-الف	$< 0/4$	فشارندگی - تغییر شکل زیاد در روباره زیاد	
۱-ب		شکست دودکشی ^۲ در روباره کم	
۲	$0/4-0/6$	ریزش در سینه کار ^۳	
۳	$0/6-1$	سقوط یا لغزش گوه	

۴-۱۲ جمع بندی

فصل را می توان در چهار قسمت به صورت زیر خلاصه نمود :

(۱) با بررسی نتایج به دست آمده می توان بیان نمود که سطح هشدار تحتانی در معیار اصلاحی تاحدودی با معیار ساکورایی متفاوت می باشد. دلیل اصلی تفاوت مذکور، اصلاح تغییر شکل پلاستیک اولیه در سنگ های رده (۳) یعنی دارای منحنی رفتاری پلاستیک-الاستیک-پلاستیک می باشد. در چنین سنگ های، کرنش بحرانی به دست آمده از مدول مماسی اصلاحی نسبت به مقدار اولیه، کمتر بوده و مقادیر در سطح پایین تری قرار خواهند گرفت. در حالت کلی سطوح اصلاحی به سطوح لی (۲۰۰۴) نزدیک تر بوده که این موضوع می تواند به دلیل

¹ Exponentially

² Cave

³ Face collapse

استفاده از کرنش بحرانی اصلاح شده و نیز یکسان بودن تقریبی نوع سنگ های آزمایش شده باشد.

(۲) با بررسی نتایج حداقل و حداکثر کاهش مقاومت نمونه های مختلف نسبت اشباع شدن می توان بیان نمود که مقدار کاهش، مستقل از رده مقاومتی سنگ می باشد. نتایج نشان داد که عمده تغییرات کرنش های بحرانی و شکست در مقدار آب محتوی کمتر از ۲ درصد به وقوع پیوسته و در این بازه، تغییرات کرنش بحرانی عمدتاً افزایشی و کرنش شکست عمدتاً کاهش می باشد. نتایج نشان می دهد که تغییرات کرنش بحرانی در اثر اشباع شدن در نمونه های مختلف، روندی عمدتاً افزایشی داشته حال آنکه کرنش شکست در اثر افزایش آب محتوی، عمدتاً با کاهش مواجه می باشد. تاثیر افزایش آب محتوی در افزایش کرنش بحرانی را می توان با شکل پذیر شدن منحنی رفتاری تنش - کرنش مرتبط دانست. اگرچه تغییرات آب محتوی تا حد ۲ درصد منجر به ایجاد تغییرات افزایشی یا کاهش در کرنش های بحرانی و شکست می گردد، لیکن به دلیل کوچک بودن تغییرات ایجاد شده، می توان تاثیر آنرا قابل اغماض در نظر گرفت. در نمونه های انتخابی برای بررسی تاثیر آب محتوی بر روی کرنش های شکست و بحرانی، عمدتاً از سنگ های رده (۱) و (۲) انتخاب شدند. در اینگونه سنگ ها حداکثر مقدار کرنش شکست ۲/۱۴ برابر کرنش بحرانی به دست آمد.

(۳) در سنگ های سست و متخلخل یعنی رده (۳) که دارای تغییر شکل پلاستیک اولیه در منحنی رفتاری تنش-کرنش خود می باشند، اختلاف زیاد بین کرنش شکست نسبت به کرنش بحرانی تا ۶/۹ برابر می باشد. با اصلاح تغییر شکل پلاستیک اولیه با روش انتقال محور و بکارگیری مدول مماسی اصلاح شده، نسبت مذکور به ۱/۴۲ کاهش می یابد. باتوجه به جبران عدم قطعیت های موجود در پارامترهای ژئومکانیکی بوسیله تفاوت کرنش توده سنگ - سنگ سالم و نیز توانایی باربری سنگ پس از نقطه شکست، به کارگیری کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده در تعریف معیار کرنش شکست، منجر به حذف بخشی از حاشیه اطمینان بالای موجود

در معیار کرنش بحرانی حداکثر تا ۴۲ درصد می شود. علاوه بر این نتایج نشان داد که استفاده از معیار کرنش شکست، وضعیت تونل را نیز با دقت و صراحت بیشتری تعیین می نماید. دلایل اصلی افزایش دقت را می توان ناشی از رفع ابهامات موجود در نوع ناپایداری احتمالی، تاثیر گذاری بیشتر شرایط محیطی بر روی کرنش شکست و بیان تعریف متفاوت از وضعیت ناپایدار قلمداد نمود.

(۴) به وسیله نمودار کرنش توده سنگ در حالت برجا می توان نوع شکست تونل را تا حدود زیادی پیش بینی نمود.

(۵) براساس روابط به دست آمده در این فصل می توان بیان نمود که پارامترهایی که با کرنش مرتبط هستند در پایداری تونل ها نقش مستقیمی ایفا می نمایند. زیرا تمامی شرایط حاکم بر سازه در نهایت تاثیر خود را به صورت تغییرشکل و کرنش بروز خواهند داد. بنابراین پارامترهایی که در روابط ۴-۹ و ۴-۱۵ در ارتباط با کرنش می باشند، مستقیماً بر پایداری تونل تاثیرگذار خواهند بود. این پارامترها عبارتند از چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مدول تغییرشکل، عمق تونل.

فصل ۵: تعیین روش حفاری

۵-۱ مقدمه

در فصل چهارم، نمودار کرنش شکست سنگ سالم-مدول سکانتی اصلاح شده بر اساس نتایج آزمایشگاهی تعیین و نمودار کرنش شکست توده سنگ-ضریب مقاومت براساس نتایج مطالعات موردی در تونل های غیرفشارنده برورسانی شد. در این فصل با استفاده از دو نمودار مذکور و بکارگیری نمودار یو-چرن (۲۰۰۷) و انجام تحلیل های عددی، نمودار چندگانه ای^۱ برای تعیین روش حفاری ارایه شده است.

۵-۲ روند تشکیل نمودار چندگانه برای تعیین روش حفاری

در فصل چهارم دو نمودار (۱) کرنش شکست سنگ سالم-مدول سکانتی اصلاح شده (شکل ۴-۱۵) و (۲) کرنش شکست توده سنگ-ضریب مقاومت (شکل ۴-۲۷) تعیین گردید. در صورتیکه کرنش سنگ سالم به توده سنگ و یا بالعکس تبدیل شود، دو نمودار در محور γ ها با هم مشترک شده و می توان آنها را در یک دستگاه با محور قائم مشترک ترسیم نمود. با توجه به اینکه اندازه گیری کرنش شکست سنگ سالم با استفاده از منحنی تنش-کرنش آسانتر از کرنش توده سنگ می باشد، لذا از تبدیل کرنش شکست توده سنگ به سنگ سالم استفاده شد. مطابق با نتایج فصل چهارم، کرنش توده سنگ بطور متوسط $1/9$ برابر کرنش شکست سنگ سالم می باشد. از طرف دیگر چنانچه در فصول قبلی اشاره شد، یو-چرن (۲۰۰۷) و هوک (۲۰۰۱) نمودارهایی را بترتیب بر مبنای ضریب مقاومت-عرض و ضریب مقاومت-کرنش ارایه نمودند. هر دو نمودار در محور γ ها با نمودار کرنش شکست سنگ سالم-ضریب مقاومت مشترک می باشند، لیکن بدلیل دقت بالاتر نمودار یو-چرن نسبت به هوک (مطابق اشکال ارایه شده در فصل اول) و نیز در نظرگیری ابعاد تونل در آن، از نمودار یو-چرن (۲۰۰۷) استفاده شد. با توجه به مطالب فصل اول، روش حفاری پیشنهادی بوسیله نمودار یو-چرن (۲۰۰۷) نیز از دقت کافی برخوردار نمی باشد، لذا تنها از مفهوم ارتباط عرض تونل با ضریب مقاومت آن استفاده شده است.

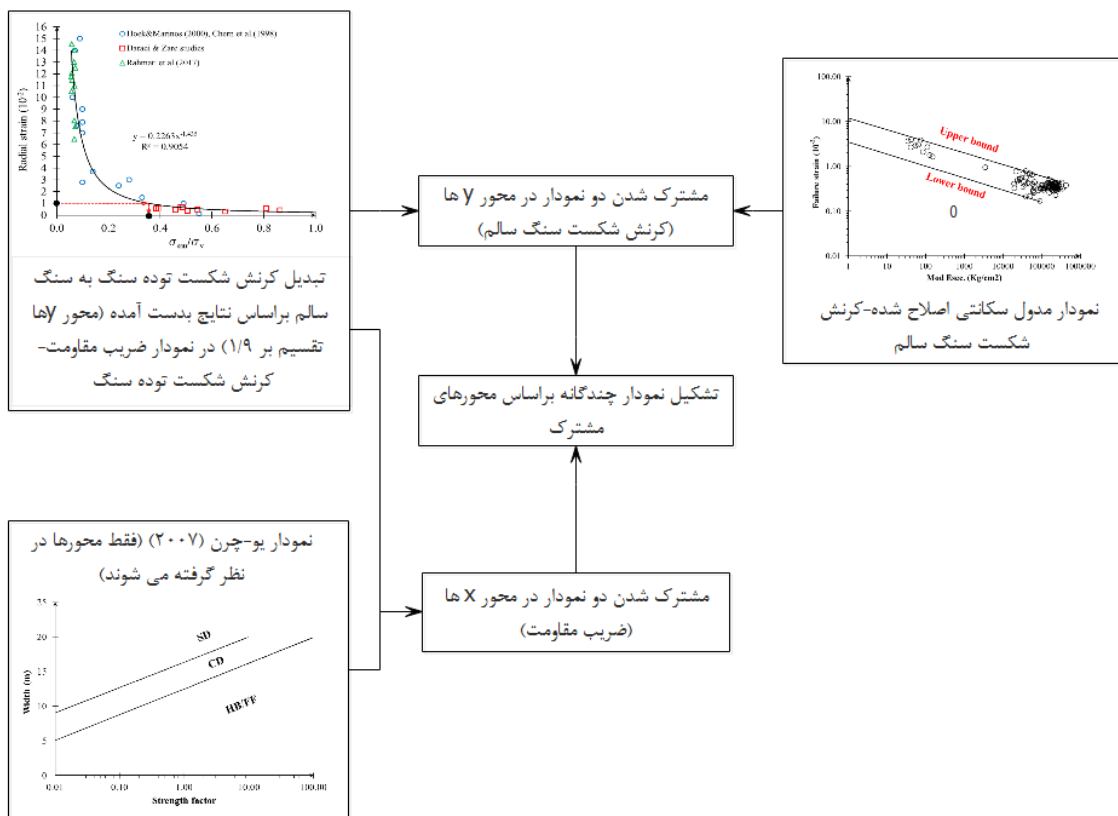
^۱ Multi-graph

با ترکیب سه نمودار مذکور مطابق شکل ۵-۱، نمودار چندگانه ای به صورت شکل ۵-۲ مبتنی بر انطباق محورهای مشترک را می توان تشکیل داد. باتوجه به این موضوع، در این فصل تفکیک بندی جدیدی از روش های حفاری انجام خواهد شد. به منظور کاهش تکرار مطالب، در ادامه هر کدام از بخش های نمودار چندگانه در شکل ۵-۲ به صورت زیر نامگذاری می شوند:

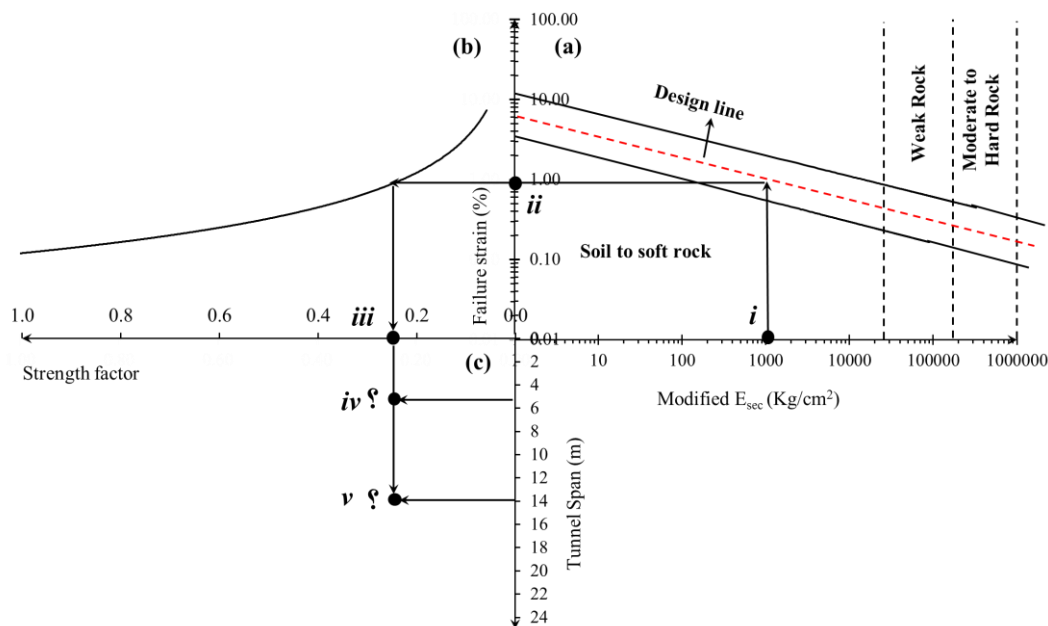
(۱) نمودار کرنش شکست-مدول سکانتی اصلاح شده ← بخش (a)

(۲) نمودار ضریب مقاومت-کرنش شکست ← بخش (b)

(۳) نمودار ضریب مقاومت-عرض تونل ← بخش (c)



شکل ۵-۱. نحوه ترکیب نمودارها به منظور تشکیل نمودار چندگانه



شکل ۵-۲. بخش های مختلف نمودار چندگانه: کرنش شکست سنگ سالم-مدول سکانتی اصلاح شده (بخش *a*)، کرنش شکست سنگ سالم- ضریب مقاومت (بخش *b*)، عرض تونل- ضریب مقاومت (بخش *c*)

۳-۵ روند انجام تفکیک بندی جدیدی از روش های حفاری در بخش (c)

به منظور انجام تفکیک بندی جدیدی از روش های حفاری بر روی بخش (c) از تحلیل های عددی مطابق روند زیر استفاده شد:

- ۱) انتخاب مقادیر مختلفی از مدول سکانتی اصلاح شده بر روی بخش (a) (به عنوان مثال مقدار *i*)
- ۲) قطع دادن مقدار مدول سکانتی اصلاح شده با سطح طراحی و اتصال خط به محور ν ها در بخش (a) برای تعیین مقدار کرنش شکست سنگ سالم (مقدار *ii*). لازم به ذکر است که بنابر نظر ساکورایی (۱۹۹۷)، حد میانی (سطح بین حدود بالا و پایین) به عنوان سطح طراحی در نظر گرفته شده است.
- ۳) ادامه دادن خط در راستای افقی و تعیین مقدار ضریب مقاومت بر روی بخش (b) (مقدار *iii*).
- ۴) تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی لازم برای تحلیل عددی با کد متلب براساس کرنش شکست (مقدار *ii*) یا ضریب مقاومت (مقدار *iii*).

۵) تداوم خط از نقطه قبلی در راستای قائم و قطع دادن آن با عرض های مختلف در بخش (c) (مقدار i_v یا v)

۶) شبیه سازی تونل با چهار روش حفاری (تمام مقطع، تاق و پاتاق، دیافراگم مرکزی و تونل های جانبی) مبتنی بر پارامترهای تعیین شده از مرحله (۴) و عرض های مختلف (مقدار i_v یا v یا هر عرض دیگر)

۷) انتخاب روشی که بیشترین ضریب ایمنی و کمترین سیستم نگهداری را بدست می دهد.

۵-۳-۱ تعیین بازه پارامترهای ژئوتکنیکی براساس رده مقاومتی

برای انجام تحلیل های عددی، تعیین پارامترهای ورودی نرم افزار الزامی می باشد. در ابتدا مطابق نظر پارک و پارک (۲۰۱۴)، بخش (a) براساس مقاومت فشاری تک محوره به ۳ رده خاک و سنگ سست، سنگ ضعیف، سنگ متوسط و سخت تفکیک بندی و سپس با استفاده از نتایج آزمایش ها، جداول و استانداردهای معتبر، دامنه پارامترهای ژئوتکنیکی در رده های مذکور مطابق جدول ۵-۱ پیشنهاد شد.

جدول ۵-۱. دامنه پارامترهای ژئوتکنیکی در رده های مختلف

h (متر)	$Mod E_{sec}$ (GPa)	E_i (GPa)	γ (gr/cm^3)	φ (درجه)	c (MPa)	رده
۵-۱۰۰۰	<۲/۶۴	<۳	<۲/۲	<۱۴	<۰/۵	خاک و سنگ سست
	۲/۶۴-۱۷/۶	۳-۲۰	۲/۲-۲/۸	۱۴-۳۷	۰/۵-۱۲	سنگ ضعیف
	>۱۷/۶	>۲۰	۲/۴-۲/۸	>۳۷	>۱۲	سنگ متوسط و سخت

که در آن c چسبندگی، φ زاویه اصطکاک داخلی، γ وزن مخصوص، E_i مدول مماسی سنگ سالم، $Mod E_{sec}$ مدول سکانتی اصلاح شده و h عمق تونل است. لازم به ذکر است که مطابق آزمایش های انجام شده، مدول سکانتی اصلاح شده بطور متوسط ۰/۸۸ مدول مماسی می باشد.

۵-۳-۲ بکارگیری متلب در انتخاب پارامترهای ژئوتکنیکی هر رده

به منظور تعیین اینکه مقدار کرنش شکست (مقدار ii) به ازای کدام مقادیر از پارامترهای چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، عمق و وزن مخصوص بدست می آید، از کد متلب استفاده شد. در این راستا در متلب رابطه ۵-۱ تعریف و سپس برابر کرنش شکست (مقدار ii) قرار داده شد. بسته به اینکه مقدار مدول سکانتی اصلاح شده مربوط به کدام رده مقاومتی باشد، متلب از میان آن رده (جدول ۵-۱) مقادیر تولید کننده کرنش شکست (مقدار ii) را جستجو خواهد نمود. چنانچه در ابتدای فصل ذکر گردید، به منظور انطباق محورهای مشترک بخش های (a) و (b) ، رابطه ۵-۱، با استفاده از روابط ۵-۲ و ۵-۳ بدست آمده است.

$$\varepsilon_{f-i} = 0.119 \left(\frac{2c \cos \varphi}{\gamma h (1 - \sin \varphi)} \right)^{-1.435} \quad (۱-۵)$$

$$\varepsilon_{f-mass} = 0.226 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma h} \right)^{-1.435} \quad (۲-۵)$$

$$\varepsilon_{f-mass} = 1.9 \varepsilon_{f-i} \quad \text{و} \quad \sigma_{cm} = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (۳-۵)$$

برای روشن تر شدن روند انجام گرفته، مثالی بیان می شود. در صورتیکه مدول سکانتی اصلاح شده ۲/۴۳ گیگاپاسکال در نظر گرفته شود، کرنش شکست سنگ سالم با استفاده از معادله سطح طراحی (معادله ۱۰ در فصل چهارم) برابر ۰/۴۷ درصد بدست خواهد آمد. با تعریف معادله ۵-۱ در متلب، پارامترهایی که منجر به تولید کرنش شکست ۰/۴۷ درصد خواهند شد، جستجو می گردد. لازم به ذکر است از آنجاییکه مقدار مدول سکانتی انتخاب شده متعلق به رده سنگ ضعیف (جدول ۵-۱) می باشد، متلب از میان داده های آن رده، پارامترهای چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، وزن مخصوص و عمق را جستجو خواهد نمود. با انجام چنین روندی، مقادیر پارامترهای تولید کننده کرنش شکست ۰/۴۷ درصد به صورت جدول ۵-۲ بدست خواهد آمد.

جدول ۵-۲. پارامترهای تولید کننده کرنش شکست ۰/۴۷ درصد در رده سنگ ضعیف

عمق (m)	وزن مخصوص (gr/cm^3)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی (MPa)	کرنش شکست (/.)
۸۶۵	۲/۲	۳۴	۲	۰/۴۷
۷۹۵	۲/۷	۲۹	۲/۵	
۳۶۵	۲/۵	۳۲	۱	

۳-۳-۵ تحلیل حساسیت

با توجه به اینکه هر مجموعه داده بدست آمده ($c_1, \phi_1, Mod E_{sec1}, \gamma_1, h_1$) با چهار روش حفاری (تاق و پاتاق، تمام مقطع، دیافراگم میانی و تونل های جانبی) و ۷ عرض مختلف شبیه سازی خواهد شد، لذا برای تنها یک مجموعه داده، ۲۸ مدل بایستی تحلیل شود. در برخی موارد مانند جدول ۵-۲، چندین مقدار برای پارامترهای چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، وزن مخصوص و عمق وجود خواهند داشت که قابلیت تولید یک مقدار کرنش شکست را دارا خواهند بود. در چنین حالتی به منظور کاهش تعداد مدلسازی های عددی و انتخاب تنها یک مجموعه پارامتر ژئوتکنیکی که منجر به بوجود آمدن حداکثر جابجایی در تونل می شود، از تحلیل حساسیت استفاده شد. در این راستا، از رده سنگ ضعیف، مقدار میانگین چهار پارامتر چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، عمق و وزن مخصوص مطابق جدول ۵-۳ به عنوان داده مبنا برای تحلیل حساسیت در نظر گرفته شدند. سپس تونلی دو خطه با عرض حدود ۱۳ متر در کد *FLAC*، با پارامترهای بیان شده در جدول ۵-۳، شبیه سازی شده و حداکثر جابجایی در اطراف تونل به عنوان جابجایی مبنا در نظر گرفته شد.

جدول ۵-۳. مشخصات ژئوتکنیکی انتخابی به عنوان داده های مبنا برای تحلیل حساسیت

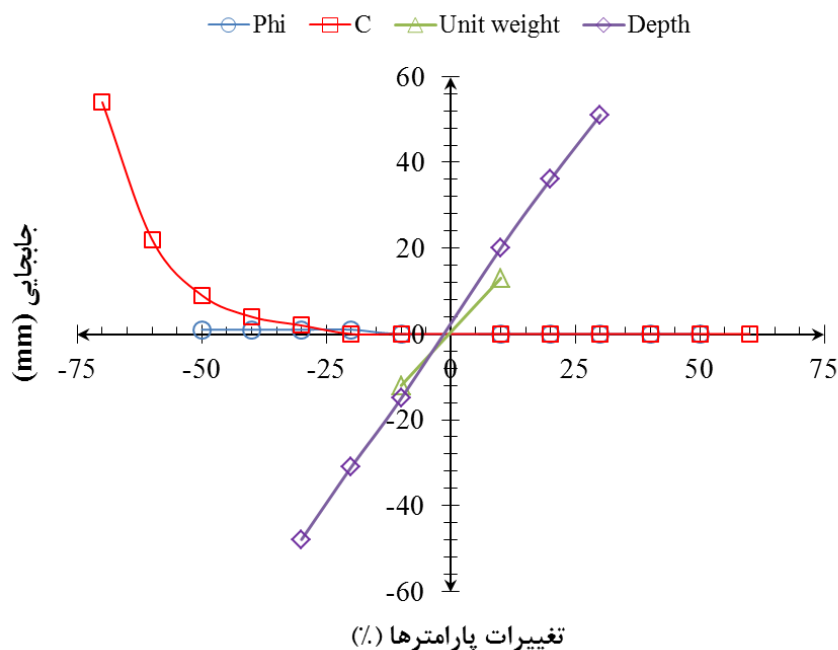
پارامتر	چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	وزن مخصوص (gr/cm^3)	مدول مماسی (GPa)	مدول سکانتی اصلاح شده (GPa)	عمق (متر)	نسبت تنش افقی به قائم
مبنا	۶/۲۵	۲۵	۲/۵	۱۱/۵	۱۰/۱	۲۳۰	۱/۹
جابجایی سقف پس از تحلیل (cm)							
۱۴/۶							

به منظور انجام تحلیل حساسیت، در هر مرحله، از میان چهار پارامتر مینا، یکی را انتخاب و به صورت پله های ۱۰ درصدی در پنج حالت، افزایش و کاهش داده شد. با تغییر یک پارامتر در هر حالت، سه پارامتر دیگر ثابت نگه داشته می شوند. سپس برای هر حالت، مجدداً مدل تحلیل و اختلاف جابجایی در حالت مینا و مدل جدید مطابق جدول ۴-۵ تعیین گردید.

در صورتیکه تغییرات جابجایی نسبت به مقادیر افزایش و کاهش پارامترها مطابق شکل ۳-۵ ترسیم شود، مشاهده می گردد که حداکثر جابجایی (بحرانی ترین حالت) به ازای حداکثر عمق، حداکثر وزن مخصوص و حداقل چسبندگی بوقوع می پیوندد. این در حالی است که زاویه اصطکاک داخلی تاثیر چندانی در تغییرات جابجایی نخواهد داشت. بنابراین در حالتی که مجموعه ای از پارامترها قابلیت تولید یک مقدار کرنش شکست را دارا باشند، مجموعه ای با حداکثر عمق، حداقل چسبندگی و حداکثر وزن مخصوص انتخاب می شود.

جدول ۴-۵. تغییرات جابجایی مینا نسبت به افزایش و کاهش پارامترها

$\Delta d (mm) = \text{جابجایی مینا} - \text{جابجایی مدل}$					وضعیت	پارامتر	
حالت ۵	حالت ۴	حالت ۳	حالت ۲	حالت ۱			
-۹	-۴	-۲	۰	۰	کاهش	چسبندگی (MPa)	
۰	۰	۰	۰	۰	افزایش		
+۱	+۱	+۱	+۱	۰	کاهش	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	
۰	۰	۰	۰	۰	افزایش		
مدل همگرا نشد			-۳۱	-۱۵	کاهش	عمق تونل (متر)	
افزایش تصاعدی دارد			+۵۱	+۳۶	افزایش		
مدل همگرا نشد					-۱۲	کاهش	وزن مخصوص (gr/cm ³)
افزایش تصاعدی دارد					+۱۳	افزایش	



شکل ۳-۵. تغییرات جابجایی مبنا نسبت به افزایش و کاهش پارامترها در تحلیل حساسیت

۴-۵ چگونگی انتخاب عرض تونل و میدان تنش

پس از تعیین پارامترهای مختلف چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، عمق و وزن مخصوص که مقدار کرنش شکست انتخابی را بدست می دهند، بایستی ابعاد تونل و میزان تنش ها را برای تحلیل های عددی انتخاب نمود. از آنجاییکه ابعاد تونل تابع عرض آن می باشد، لذا عرض های استاندارد تونل های معدنی، آزادراهی و بزرگراهی، راه آهن یک خطه و دو خطه و تونل های درون شهری به صورت ۵، ۷، ۱۰، ۱۴، ۱۶، ۱۷ و ۱۹ متر برای تحلیل های عددی در نظر گرفته شدند. در حالت کلی در اعماق زمین، تنش هایی موسوم به تنش های برجا به صورت قائم و افقی اثر می کنند. عامل اصلی تنش های برجا، وزن طبقات و فعالیت های تکتونیکی منطقه است. یکی دیگر از مهمترین پارامترهای لازم در مدلسازی های عددی، تعیین مقدار تنش های برجا می باشد. با توجه به هزینه های آزمون های برجا، عمدتاً از روابط ارائه شده در این زمینه استفاده می شود. پارامتر اساسی در این حالت، تعیین نسبت تنش های افقی به قائم (ضریب K) می باشد. محققین بسیاری روابط مختلفی را به منظور پیش بینی نسبت تنش های

افقی به قائم ارایه نموده اند که شرح کامل آن توسط ژانگ^۱ (۲۰۰۵) بیان شده است. بر حسب تجربیات مختلف از طراحی سازه های زیرزمینی، روابط ارایه شده در جدول ۵-۵، نتایج منطقی تری را در ارتباط با نسبت تنش های افقی به قائم بدست می دهند. بسته به عمق تعیین شده از کد متلب، از مقدار متوسط K برای هر تحلیل استفاده شد.

جدول ۵-۵. روابط تعیین نسبت تنش افقی به قائم

ردیف	مکان توسعه	عمق کاربرد (متر)	رابطه	محقق
۱	هنگ کنگ	۰-۲۰۰	$K_{max}=1.3+110/h$	رومل ^۲ (۲۰۰۵)
			$K_{min}=0.66+72/h$	
۲	دیتای جهانی	۵۰۰-۳۰۰۰	$K_{max}=0.98 + 250/h$	رومل (۱۹۸۶)
			$K_{min}=0.5 + 150/h$	
۳	سپر کانادا	۰-۲۲۰۰	$K = 1.25 + 267/h$	هرگت ^۳ (۱۹۸۷)
			$K_{max} = 1.46 + 357/h$	
			$K_{min} = 1.10 + 167/h$	
۴	آفریقای جنوبی	۰-۲۵۰۰	$K = 0.448 + 248/h$	وان هردن ^۴ (۱۹۷۶)
۵	هندوستان	---	$K=0.33+9.5E_h(0.001+1/h)$	شوری ^۵ (۱۹۹۴، ۲۰۰۱)

۵-۵ مدل سازی های عددی برای انتخاب روش حفاری

۱-۵-۵ انتخاب نرم افزار تحلیل

با توجه به قابلیت متفاوت نرم افزارهای عددی در مهندسی ژئوتکنیک و نظر بر وجود چند نوع محیط با مکانیک رفتاری متفاوت، انتخاب نرم افزار از اهمیت بالایی برخوردار می باشد. مطابق شکل ۴-۵ زمین هایی که تونل در آن حفاری می گردد به سه دسته پیوسته^۶، ناپیوسته^۷ و شبه پیوسته^۸ تقسیم می شوند. حالت پیوسته بیانگر زمین هایی با سنگ بکر و فاقد درزه یا خاک، ناپیوسته بیانگر توده سنگهای درزه دار و حالت شبه پیوسته، نشان دهنده توده سنگ های بشدت درزه دار یا هوازده

¹ Zhang

² Rummel

³ Herget

⁴ Van Heerden

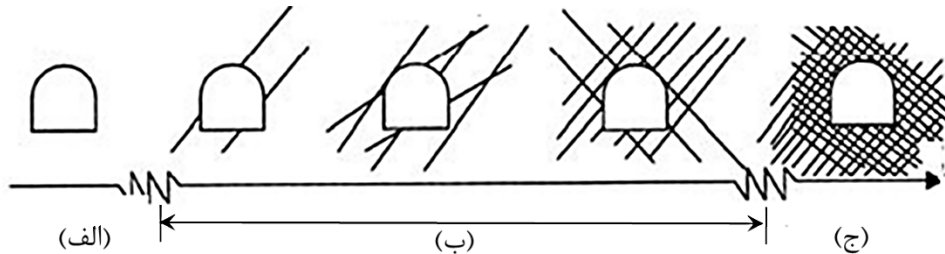
⁵ Sheorey

⁶ Continuous

⁷ Discontinuous

⁸ Pseudo-Continuous

می باشند. رفتار کلی زمین های شبه پیوسته ممکن است شبیه به جسم پیوسته باشد و به همین دلیل است که شبه پیوسته نامیده می شود.



شکل ۴-۵. انواع محیط رفتاری زمین (الف پیوسته ب) ناپیوسته ج) شبه پیوسته

در صورتیکه کنترل شکست ها عمدتاً بوسیله ناپیوستگی ها تعیین شوند و مقاومت محیط میزبان بالا و تنش بر جای محدوده کم باشد، شکست ها به صورت سقوط یا لغزش گوه پدیدار می گردند که در این حالت محیط از نظر مکانیکی در رده ناپیوسته قرار داشته و مدلسازی آن در کدهایی مانند *UDEEC* نتایج صحیح تر و منطقی تری را بدست خواهد داد. در صورتیکه محیط میزبان سنگ بکر یا سست و بشدت خرد شده باشد، محیط رفتاری، پیوسته و شبه پیوسته خواهد بود که در این حالت، احتمال وقوع شکست های غیرساختاری ناشی از تنش، افزایش خواهد یافت. در چنین محیطی بکارگیری کدهایی از قبیل *Phase2* و *FLAC* توانایی شبیه سازی صحیح تری از رفتار محیط پیرامون تونل بدست می دهند. بدلیل آنکه تمرکز تحقیق و نتایج آزمایشگاهی عمدتاً بر سنگ های سست و محیط های خاکی می باشد، نرم افزار تفاضل محدود *FLAC* برای مدلسازی های عددی مورد استفاده قرار گرفت. این نرم افزار یک برنامه کامپیوتری صریح^۱ می باشد که در سال ۱۹۸۶ توسط پیتر کندال^۲ برای تحلیل مهندسی انواع سازه های ژئوتکنیکی نوشته شده است. با این نرم افزار می توان سازه های متشکل از خاک یا سنگ یا هر ماده دیگری را شبیه سازی و تحلیل کرد. همچنین می توان رفتار مصالح را در مرحله بعد از تسلیم و یا تغییرشکل های پلاستیک تجزیه و تحلیل نمود. رفتار هر المان، متأثر از نیروهای وارده بر آن، شرایط مرزی و رابطه رفتاری (رابطه تنش - کرنش مصالح) است که برای آن المان تعریف می شود.

^۱ Explicite

^۲ Peter Cundall

اگر تنش وارده بر مصالح زیاد باشد رفتار مصالح وارد مرحله پلاستیک شده و حالت کرنش های بزرگ اتفاق می افتد، که در این حالت مصالح تغییرشکل زیاد داده و شروع به حرکت می کنند. در مدلسازی با نرم افزار *FLAC* باید سه اصل زیر در هر مسئله مشخص شود :

(۱) تعیین شبکه تفاضل محدود

(۲) تعیین شرایط مرزی و شرایط اولیه

(۳) تعیین خصوصیات مصالح و رفتار آنها

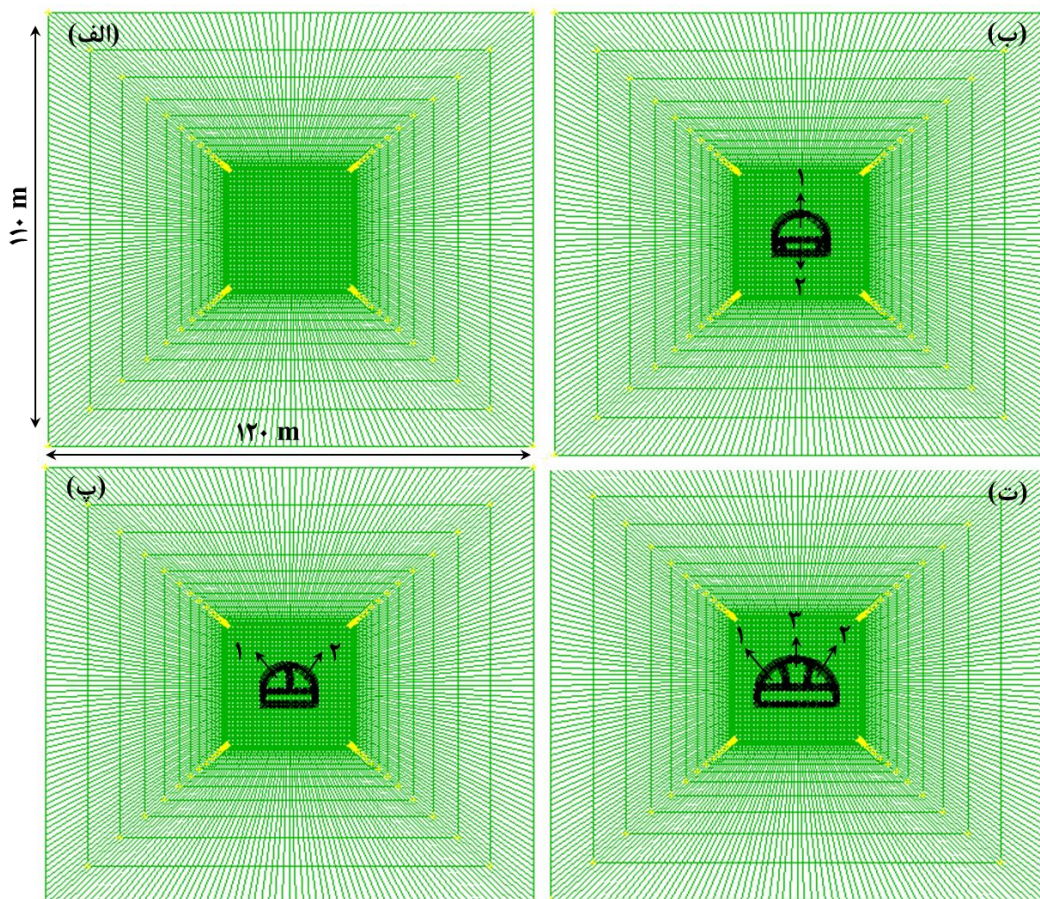
تعیین شبکه تفاضل محدود، تعیین کننده هندسه مساله می باشد. شرایط مرزی و شرایط اولیه، نشان دهنده شرایط برجای محیط قبل از تغییر و اغتشاش در مساله می باشند و رفتار و خواص مصالح، گویای عکس العمل مدل در قبال تغییرات انجام شده مثل حفاری و غیره است.

۲-۵-۵ تشکیل مدل ها و شرایط مرزی

به منظور کاهش تاثیر شرایط مرزی بر جابجایی های تونل و در نظرگیری بهتر اثر سه بعدی تنش ها، ابعاد مدل ها 110×120 متر و از شبکه مش بندی شعاعی^۱ استفاده شد. پس از تولید پارامترهای ژئومکانیکی برای تحلیل های عددی، هر مجموعه داده با ۷ عرض مختلف و چهار روش تمام مقطع، تاق و پاتاق، دیافراگم میانی و تونل های جانبی شبیه سازی گردید. مدل رفتاری برای تحلیل ها، موهر-کولمب در نظر گرفته شد. جهت تایید صحت مدلسازی، از مقایسه نتایج جابجایی مدل با داده های رفتارنگاری تونلی در غرب ایران استفاده شد. پس از شبیه سازی هر مدل، میرایی نیروهای نامتعادل کننده و سرعت گرهی جهت جلوگیری از وقوع شکست پلاستیک کنترل گردید. در شکل ۵-۵ ابعاد مدل و شبیه سازی روش های مختلف حفاری نشان داده شده است. لازم به ذکر است که به منظور تعیین نمودار روش حفاری تعداد ۶۷۲ مدل در نرم افزار شبیه سازی شد. مراحل حفاری تونل در مدل ها با شماره گذاری در شکل ۵-۷ نشان داده شده است. نحوه انتخاب روش بدین صورت خواهد بود که

^۱ Radial

هر روشی که بیشترین ضریب اطمینان با کمترین سیستم نگهداری را بدست دهد، به عنوان روش حفاری مطلوب، انتخاب خواهد شد.



شکل ۵-۵. الف) ابعاد مدل و شبیه سازی روش های مختلف حفاری (ب) تاق و پاتاق (پ) دیافراگم مرکزی (ت) تونل

های جانبی

۳-۵-۵ تعیین میزان ترخیص تنش

به منظور در نظرگیری تاثیر سه بعدی تنش ها در مدل های دو بعدی، از مفهوم ترخیص تنش استفاده شد. در این حالت، با توجه به مقدار گام پیشروی و شعاع تونل، مقدار ترخیص تنش از رابطه ۴-۵ محاسبه شد. مقدار گام پیشروی در سنگ های سست، ۰/۵ تا ۱ متر، در سنگ های متوسط ۱/۵ متر و در سنگ های سخت ۳-۱/۵ در نظر گرفته شد. هوک (۲۰۰۴)، معتقد است که در نواحی کم عمق بدلیل رسیدن سطح شکست به سطح زمین بنابر تنش زدایی محدوده، ترخیص تنشی وجود نداشته و سیستم نگهداری

از همان ابتدا بایستی وزن روباره را بطور کامل تحمل نماید. با توجه به این موضوع، در مدل هایی که میزان عمق آنها کمتر از ۳۰ متر باشد، تریخص تنشی در نظر گرفته نشد.

$$\lambda = \frac{u}{u_e} = 0.25 + 0.75 \left[1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{R}} \right)^2 \right] \quad (4-5)$$

که در آن R شعاع تونل، x گام پیشروی، u جابجایی در نرخ پیشروی تعیین شده، u_e جابجایی نهایی دیواره های تونل می باشد.

۴-۵-۵ ضریب ایمنی قابل قبول

بکارگیری ضریب ایمنی به منظور پوشش عدم قطعیت های موجود در پارامترهای مورد نیاز محاسبات، بویژه در سازه های ژئوتکنیکی الزامی می باشد. هرچه میزان عدم قطعیت در تعیین پارامترهای وردی تحلیل ها کمتر باشد، ضریب ایمنی تعریف شده، کمتر خواهد بود و بالعکس. مطابق نظر ساکورایی (۲۰۱۷) از مفهوم ضریب ایمنی مبتنی بر کرنش، به صورت نسبت کرنش شکست تعیین شده (به عنوان مثال مقدار i_i در شکل ۵-۲) بر کرنش شکست بدست آمده از مدلسازی عددی استفاده شد. حداقل مقدار ضریب ایمنی مورد نیاز بر حسب قضاوت مهندسی ۱/۲ در نظر گرفته شد. در صورتیکه پس از حفاری، ضریب ایمنی کمتر از ۱/۲ بدست آید، سیستم نگهداری برای تونل در نظر گرفته خواهد شد و در صورتیکه این مقدار بیشتر از ۱/۲ باشد، تنها برای جلوگیری از هوازدگی اجرای ۵ سانتیمتر شاتکریت و پیچ سنگ های موضعی توصیه می شود. اگر تونل باتوجه به شرایط فوق نیاز به نصب سیستم نگهداری داشته باشد، ضریب ایمنی سیستم نگهداری نیز بایستی محاسبه و ارزیابی شود. در حالت کلی قاعده خاصی برای قابل قبول بودن مقدار ضریب ایمنی سیستم نگهداری در تونل ها وجود ندارد، لیکن برخی از محققین به صورت پراکنده خطوط راهنمایی را در این ارتباط مطابق جدول ۵-۶ ارائه نموده اند. لازم به ذکر است که ضریب ایمنی قابل قبول برای سیستم نگهداری اولیه، بر اساس قضاوت و تجربیات مهندسی و در نظر گرفتن میزان عدم قطعیت های موجود، ۱/۲ در نظر گرفته شده است.

جدول ۵-۶ ضرایب ایمنی پیشنهادی مطابق با نظر محققین مختلف

ضریب ایمنی پیشنهادی بر حسب نوع پوشش			ارایه دهنده
پوشش اولیه	بتن مسلح	بتن غیرمسلح	
۱/۲۵	۲/۵	۱/۸	اشلایس ^۱
۱/۵-۲			هوک
پیچ سنگ (موقت) : ۱/۳ - پیچ سنگ دائمی (۱/۵-۲)			ارتش آمریکا ^۲

۵-۵-۵ سیستم های نگهداری

نصب سیستم نگهداری جهت کنترل پایداری تونل در بسیاری از حالات الزامی می باشد. انتخاب سیستم نگهداری مبتنی بر سه شاخص: تجربه پروژه های پیشین، سیستم های نگهداری متداول و قضاوت مهندسی انجام شد. در حالت کلی دو دسته سیستم نگهداری فعال^۳ و منفعل^۴ وجود دارند که بر حسب شرایط ژئوتکنیکی محیط میزبان به کار می روند. سیستم نگهداری فعال به آن دسته اطلاق می شود که قبل از وقوع جابجایی، نیرو را به توده سنگ وارد خواهند نمود. از بین این دسته می توان به پیچ سنگ های مکانیکی اشاره نمود. در سیستم های نگهداری منفعل تا زمانیکه جابجایی در توده سنگ به وقوع نپیوندد، نیروی عکس العمل آنها فعال نمی شوند. در این دسته می توان به قاب فولادی و شاتکریت اشاره نمود. بنابراین دسته اول در سنگ های سخت و دومی در سنگ های سست و خردشده عملکرد بهتری خواهند داشت. در حالت کلی سه سیستم نگهداری به صورت زیر در مدلسازی ها مورد استفاده قرار گرفتند :

(۱) شاتکریت مسلح به وایرمش و نصب پیچ سنگ

(۲) قاب فولادی مدفون در شاتکریت و نصب پیچ سنگ

(۳) قاب فولادی مدفون در شاتکریت و نصب پیچ سنگ با انجام پیش تحکیم (فورپولینگ)^۵

^۱ Schleiss

^۲ US army

^۳ Active

^۴ Passive

^۵ Forepoling

به منظور تعیین اینکه از کدام سیستم نگهداری استفاده شود، از مفهوم ضریب ایمنی مبتنی بر کرنش، به صورت نسبت کرنش شکست نمودار (a) بر کرنش شکست بدست آمده از مدلسازی عددی، استفاده شد (ساکورایی، ۲۰۱۷). به منظور نیاز به نصب سیستم نگهداری، بر حسب قضاوت مهندسی، حداقل ضریب ایمنی $1/2$ در نظر گرفته شد. در مدل هایی که پس از حفاری، ضریب ایمنی بیشتر از $1/2$ بدست آید، تنها برای جلوگیری از هوازگی، اجرای یک لایه شاتکریت مسلح به وایر مش و نصب پیچ سنگ های موضعی استفاده شد (گزینه ۱). در صورتیکه ضریب ایمنی پس از حفاری، کمتر از $1/2$ باشد، سیستم نگهداری از میان گزینه های ۲ و ۳ انتخاب شده و ضریب ایمنی آن نیز محاسبه و ارزیابی شد. در مدل هایی که پس از حفاری، سطح کرنش بیشتر از $2/5$ درصد باشد، گزینه ۳ یعنی بکارگیری قاب فولادی سنگین ($IPE180$) مدفون در شاتکریت با مقاومت بالای زودرس و فورپولینگ الزامی می باشد. به منظور مدلسازی پوشش قاب و شاتکریت از المان تیر^۱ و برای پیچ سنگ از المان $cabl$ استفاده شد. در نهایت به منظور تعیین ضریب ایمنی سیستم نگهداری، از کنترل نیروهای محوری و ممان خمشی در کد $PCACOL$ استفاده شد. پس از مدلسازی روش های مختلف، سیستم نگهداری پیشنهادی مطابق جدول ۵-۷ بر روی نمودار (d) پیاده شد.

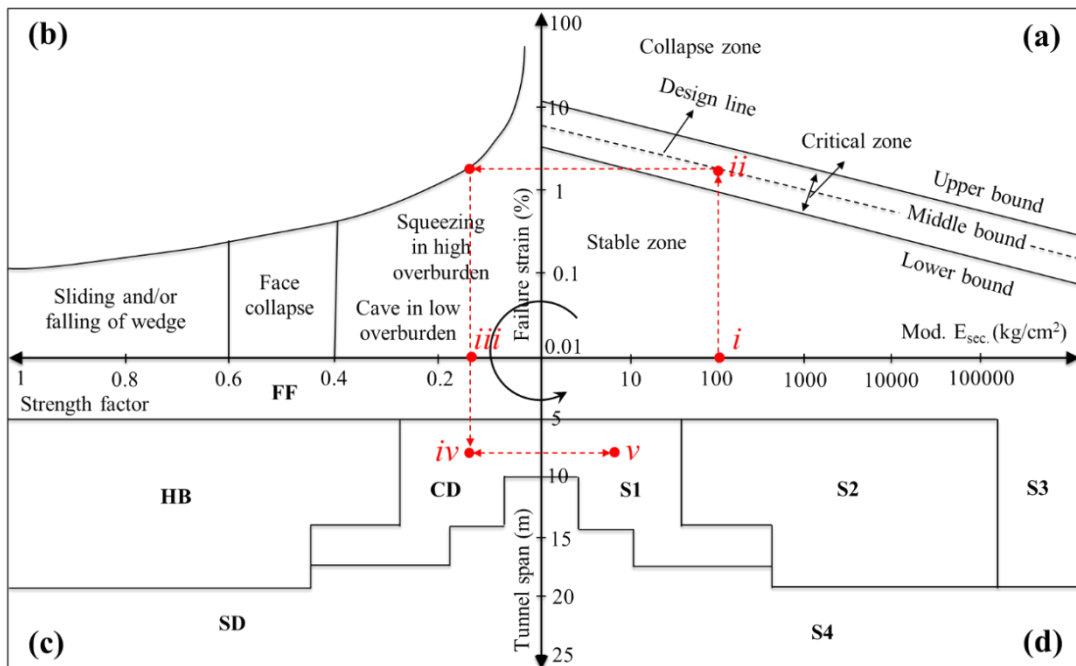
۵-۶ نتایج مدلسازی ها

۵-۶-۱ مدل پیشنهادی

پس از انجام مدلسازی های عددی، روش قابل قبول در هر حالت بر روی بخش (c) پلات شد. پس از این مرحله، مناطقی از بخش (c) که پس از تحلیل به یک روش منتهی شده بودند، به عنوان محدوده آن روش در نظر گرفته شدند. به منظور کاربردی تر شدن نمودار چندگانه، نوع شکست احتمالی که بر اساس ضریب مقاومت در فصل چهارم بیان شده بود، در بخش (b) و سیستم نگهداری به کاررفته در تحلیل ها، با قرینه نمودن محدوده روش ها نسبت به محور y ها، در بخش (d) نمودار جانمایی شد.

¹ Beam Elements

سیستم نگهداری پیشنهادی در جدول ۵-۷ ارایه شده است. لازم به ذکر است که در روش ها و سیستم های نگهداری ضریب ایمنی $1/2$ وجود دارد که باتوجه به تجربیات و استانداردهای مختلف، برای تامین پایداری اولیه در دوره ساخت، قابل قبول می باشد. پس از انجام تحلیل های عددی، نمودار چندگانه تعیین روش حفاری مطابق شکل ۵-۶ بدست آمد. به منظور روشن تر شدن نحوه استفاده از نمودار چندگانه پیشنهادی، در ادامه مثالی ذکر شده است. فرض می گردد تونلی با عرض 10 متر در زمین سستی با مدول سکانتی اصلاح شده 100 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در حال طراحی است. مطابق شکل ۵-۸، مقدار مذکور را با خط طراحی قطع داده و با انتقال آن در راستای افقی در جهت پادساعتگرد به بخش (b)، مقدار ضریب مقاومت تعیین خواهد شد. با توجه به مقدار ضریب مقاومت، نوع ناپایداری احتمالی در تونل مذکور بسته به مقدار روباره آن، فشارندگی یا ریزش قیفی خواهد بود. در ادامه، در صورتیکه مقدار ضریب مقاومت به عرض تونل در بخش (c) متصل شود، روش حفاری دیافراگم میانی بدست خواهد آمد. با قرینه نمودن نقطه تعیین شده در بخش (c) نسبت به محور y ها، رده نگهداری SI برای تونل مذکور پیشنهاد خواهد شد.



شکل ۵-۶. مدل پیشنهادی تعیین روش حفاری (HB: تاق و پاتاق، FF: تمام مقطع، CD: دیافراگم میانی، SD: تونل

های جانبی و S1 تا S4 رده های نگهداری)

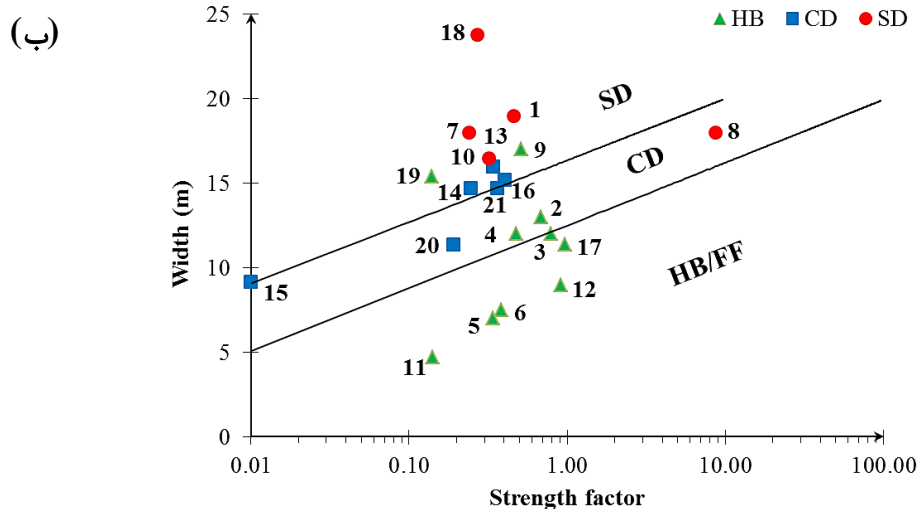
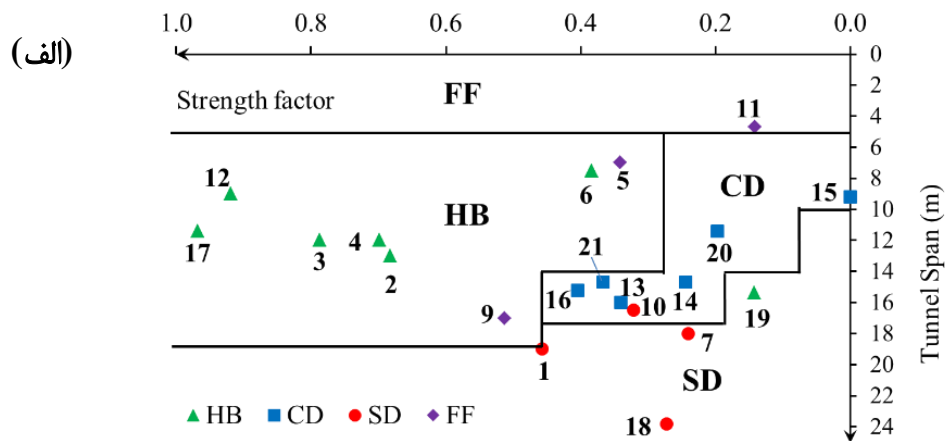
جدول ۵-۷. سیستم های نگهداری پیشنهادی در محدود های مختلف

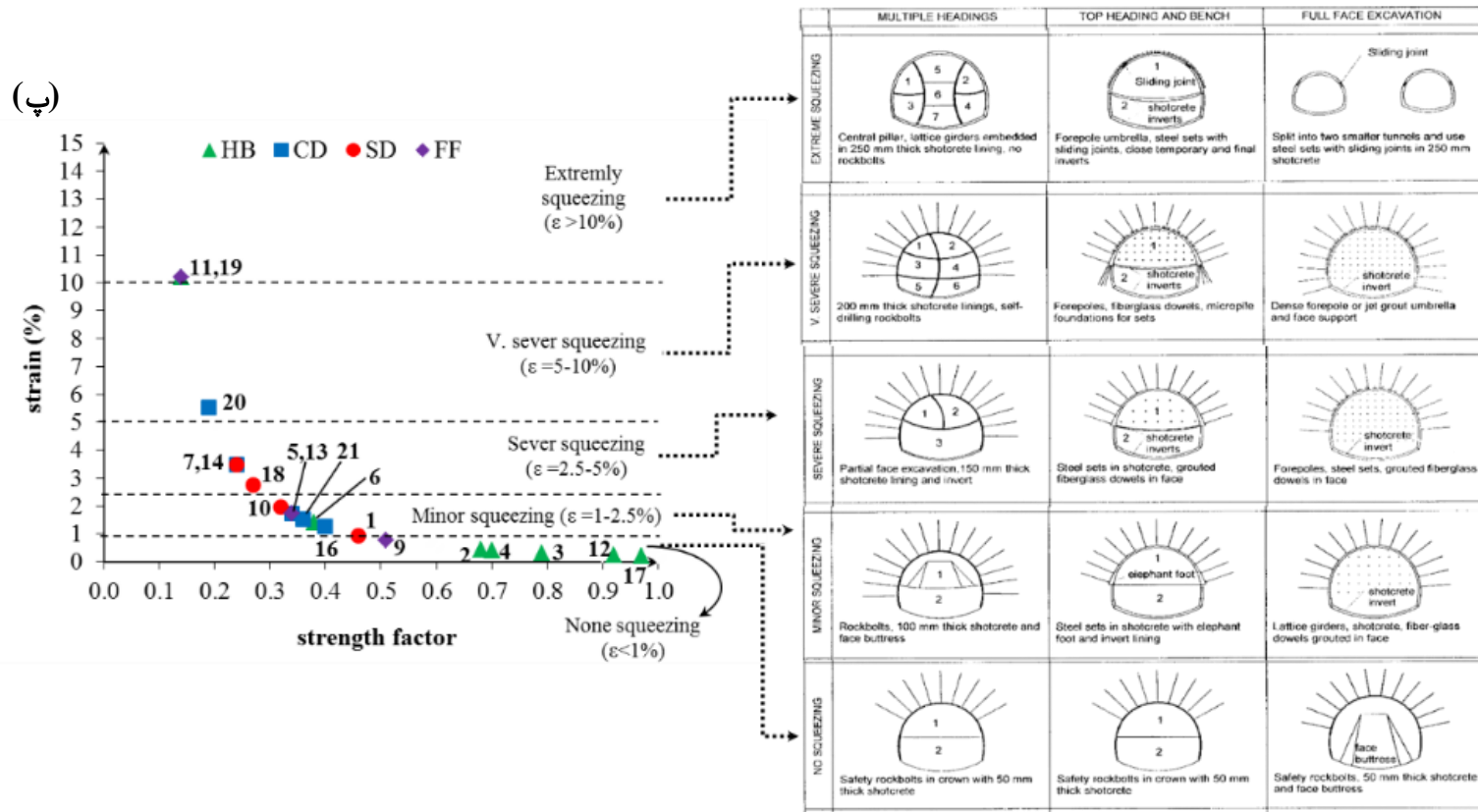
سیستم نگهداری										رده نگهداری
پیچ سنگ			مشخصات وایر مش	شانکریت (cm)	قاب فولادی		فورپولینگ			
قطر (mm)	آرایش (متر×متر)	طول (متر)			فاصله داری (m)	نوع	قطر (mm)	فاصله داری (m)	طول (متر)	
۲۵	۱/۵×۱/۵	۶	Φ۶@۱۰۰×۱۰۰	۲۵-۳۰	۰/۵	IPE180	--	--	--	S1
۲۵	۲×۲	۴	Φ۶@۱۰۰×۱۰۰	۲۰-۲۵	۱	IPE160	--	--	--	S2
۲۵	۲×۲	۴-۶	Φ۶@۱۰۰×۱۰۰	۱۰-۱۵	--	--	--	--	--	S3
۲۵	۱×۱	۶	Φ۶@۱۰۰×۱۰۰	۳۰	۰/۵	IPE180	۷۶	۰/۵-۱	۶-۹	S4

۵-۶-۲ صحت سنجی

به منظور صحت سنجی نمودار چندگانه پیشنهادی و نیز میزان دقت آن نسبت به دو روش دیگر، از مقایسه روش اجرا شده در ۲۱ تونل مذکور در جدول ۵-۸ با نتایج پیش بینی شده بوسیله مدل ها استفاده شد. نتایج مطابق جدول ۵-۸ نشان داد که از میان ۲۱ تونل اجرا شده، روش حفاری پیش بینی

شده با نمودار چندگانه، یو-چرن (۲۰۰۷) و هوک (۲۰۰۱) بترتیب در ۱۶، ۱۳ و ۷ تونل، همان روشی می باشد که در حالت واقعی بکار رفته است. لازم به ذکر است که در روش یو-چرن (۲۰۰۷)، روش های تاق و پاتاق و تمام مقطع از هم تفکیک نشده اند. بنابراین در صورتیکه چنین ابهامی برای آن در نظر گرفته شود، دقت نمودار یو-چرن به مراتب پایین تر خواهد بود. در شکل ۵-۷ روش پیشنهادی هر سه مدل برای تونل های مذکور، نشان داده شده است. با محاسبه مقدار خطا در پیش بینی روش در ۲۱ تونل بیان شده، نمودار چندگانه پیشنهادی، دارای ۱۵ درصد و ۴۸ درصد خطای کمتر نسبت به روش های یو-چرن (۲۰۰۷) و هوک (۲۰۰۱) می باشد. لازم به ذکر است که در روش یو-چرن (۲۰۰۷)، روش های تاق و پاتاق و تمام مقطع از هم تفکیک نشده اند. بنابراین در صورتیکه چنین ابهامی در کنترل روش های پیش بینی شده آن در نظر گرفته شود، دقت نمودار به مراتب پایین تر خواهد بود.



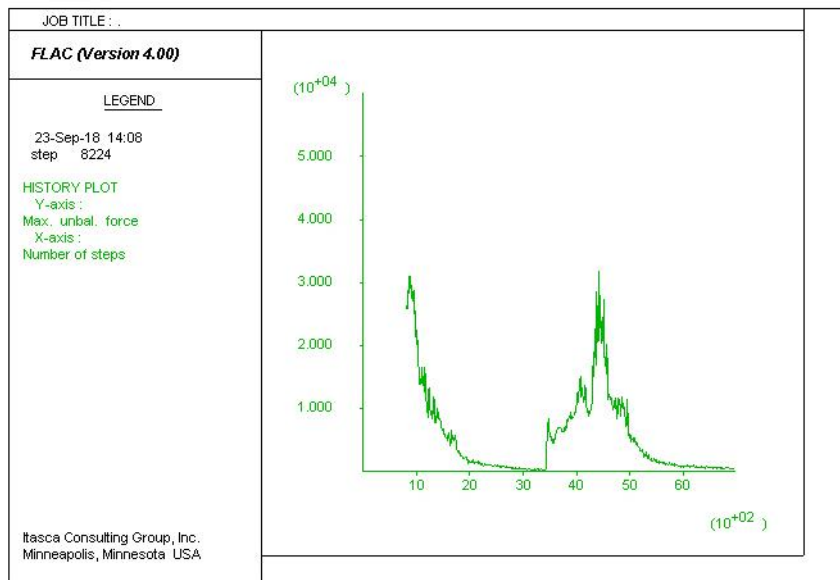


شکل ۵-۷. کنترل روش های پیشنهادی در ۲۱ تونل اجرا شده (الف) بوسیله نمودار چندگانه (ب) یوچرن (پ) هوک (HB: تاق و پاتاق، FF: تمام مقطع، CD: دیافراگم میانی، SD: تونل های جانبی)

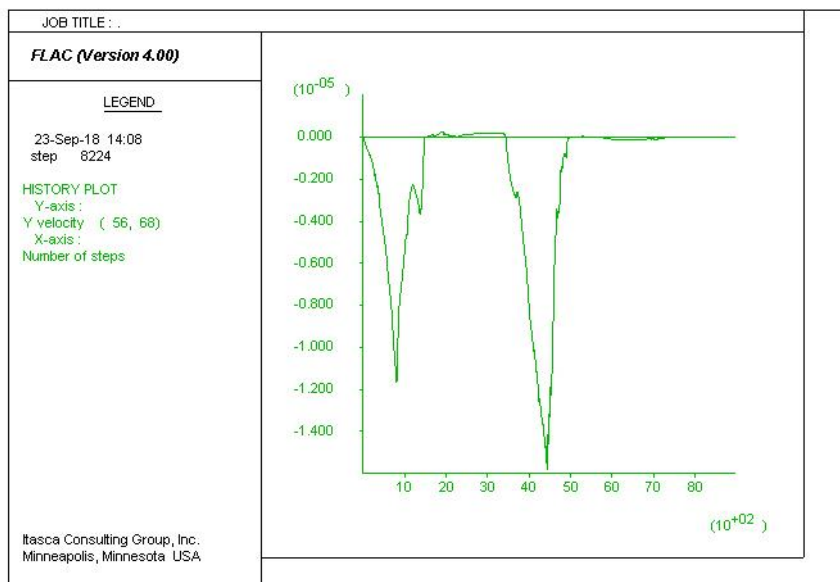
جدول ۵-۸. مقایسه روش های مختلف در پیش بینی روش حفاری

مورد	تونل	γ (gr/cm^3)	c (MPa)	φ°	E (GPa)	W (m)	h (m)	σ_{cm} (MPa)	P_0 (MPa)	کرنش (%)	روش حفاری	پیش بینی روش حفاری بوسیله				
												هوک (۲۰۰۱)	یو - چرن (۲۰۰۷)	نمودار چندگانه		
۱	فضیلت (ایران)	۲/۴	۰/۲	۳۵	۱/۶۵	۱۹	۷۰	۰/۷۷	۱/۶۸	۰/۹۵	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	هوک (۲۰۰۱)	یو - چرن (۲۰۰۷)	نمودار چندگانه
۲	ایلام-مهران (ایران)	۲/۳	۰/۱	۴۴	۳/۲	۱۳	۳۰	۰/۴۷	۰/۶۹	۰/۴۳	تمام مقطع	دیفراگم مرکزی	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۳	هیبت سلطان (عراق)	۲/۲	۰/۱	۳۰	۱/۲۶	۱۲	۲۰	۰/۳۵	۰/۴۴	۰/۳۲	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۴	بنی هریز (عراق)	۲/۵	۱/۲۳	۴۳	۱۹	۱۲	۳۲۵	۵/۷	۸/۱	۰/۴۱	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۵	انتقال آب سردشت	۲/۷		۳۲	۱/۲	۷	۱۰۰	۰/۹	۲/۸	۱/۷۳	تمام مقطع	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تمام مقطع	تمام مقطع
۶	راه آهن درود-خرم آباد	۲/۴	۰/۱	۳۳	۱/۲	۷/۵	۴۰	۰/۴	۱	۱/۳۹	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۷	صدر-نیایش (ایران)	۱/۶	۰/۰۰۵	۳۰	۰/۰۱	۱۸	۵	۰/۰۲	۰/۰۸	۳/۴۷	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی
۸	مترو اتاوا (کانادا)	۲/۵	۰/۳۷	۵۱	۷/۵	۱۸	۷	۱/۵۲	۰/۱۸	۰/۰۰۳	تونل های جانبی	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تونل های جانبی	تونل های جانبی
۹	مترو (آرژانتین)	۱/۹	۰/۰۱۸	۴۳	۰/۰۶۷	۱۷	۸/۵	۰/۰۸	۰/۱۶	۰/۷۷	تمام مقطع	تونل های جانبی	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تمام مقطع	تمام مقطع
۱۰	مترو آتن (یونان)	۲	۰/۰۴	۳۱	۰/۶	۱۶/۵	۲۰	۰/۱۴	۰/۴۴	۱/۹۵	تونل های جانبی	تونل های جانبی	دیفراگم مرکزی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی
۱۱	یاکومبو (ونزوئلا)	۲/۶	۱/۲۶	۲۱	۱/۶۴	۴/۷	۱۰۰۰	۳/۶۸	۲۶	۱۰/۲	تمام مقطع	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تمام مقطع	تمام مقطع	تمام مقطع
۱۲	مترو میرآباد-تجریش	۲	۰/۰۳	۴۰	۰/۱۲۵	۹	۷	۰/۱۳	۰/۱۴	۰/۲۴	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۱۳	آمانوسان (ژاپن)	۱/۷	۰/۰۲	۵۰	۰/۱۲	۱۶	۱۹	۰/۱۱	۰/۳۲	۰/۷۳	دیفراگم مرکزی	تونل های جانبی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی
۱۴	هیجی (چین)	۲/۲	۰/۰۳	۲۰	۰/۰۶	۱۴/۷	۱۳/۸	۰/۱	۰/۳	۳/۴۷	دیفراگم مرکزی	تونل های جانبی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی
۱۵	هترو (انگلیس)	۲	۰	۳۵	۰/۰۵	۹/۲	۱۲	۰	۰/۲	N/A	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی
۱۶	FHL (چین)	۱/۸	۰/۰۲	۲۱	۰/۰۱۶	۱۵/۲	۸	۰/۱	۰/۱	۱/۲۵	دیفراگم مرکزی	تونل های جانبی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی
۱۷	مترو سائوپائولو (برزیل)	۱/۵	۰/۰۳	۲۵	--	۱۱/۴	۸	۰/۱	۰/۱	۰/۲۱	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۱۸	مترو پکن (چین)	۱/۹	۰/۰۲۲	۲۱	۰/۰۲	۲۳/۸	۱۲/۴	۰/۱	۰/۲	۲/۷۴	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی
۱۹	TLC (چین)	۱/۷	۰/۰۳۱	۳۰	۰/۱	۱۵/۴	۳۰	۰/۰۷	۰/۵۱	۱۰/۲	تاق و پاتاق	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تونل های جانبی	تاق و پاتاق	تاق و پاتاق
۲۰	چانگچونگ (چین)	۱/۹۴	۰/۰۲	۲۲	۰/۰۲۷	۱۱/۴	۱۴/۹	۰/۰۵۷	۰/۲۸	۵/۵۴	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی
۲۱	هیجی (چین)	۱/۹۸	۰/۰۲۴	۲۲	۰/۰۴۳	۱۴/۷	۹/۸	۰/۰۷	۰/۱۹	۱/۵۴	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی	دیفراگم مرکزی

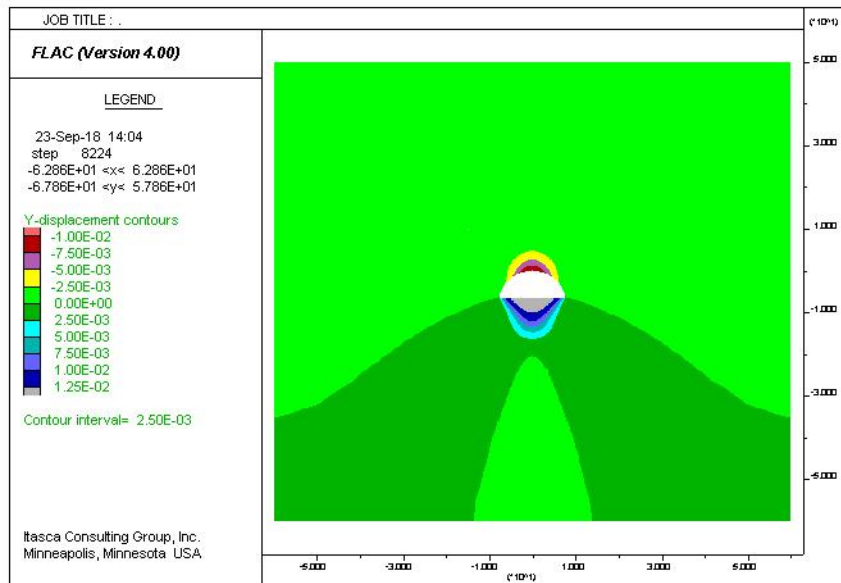
باتوجه به تعداد زیاد مدل های شبیه سازی شده و از تکرار مطالب و پرهیز از قرار دادن اشکال یکسان، تعدادی از خروجی مدل ها در اشکال ۵-۸ تا ۵-۱۲ نشان داده شده اند.



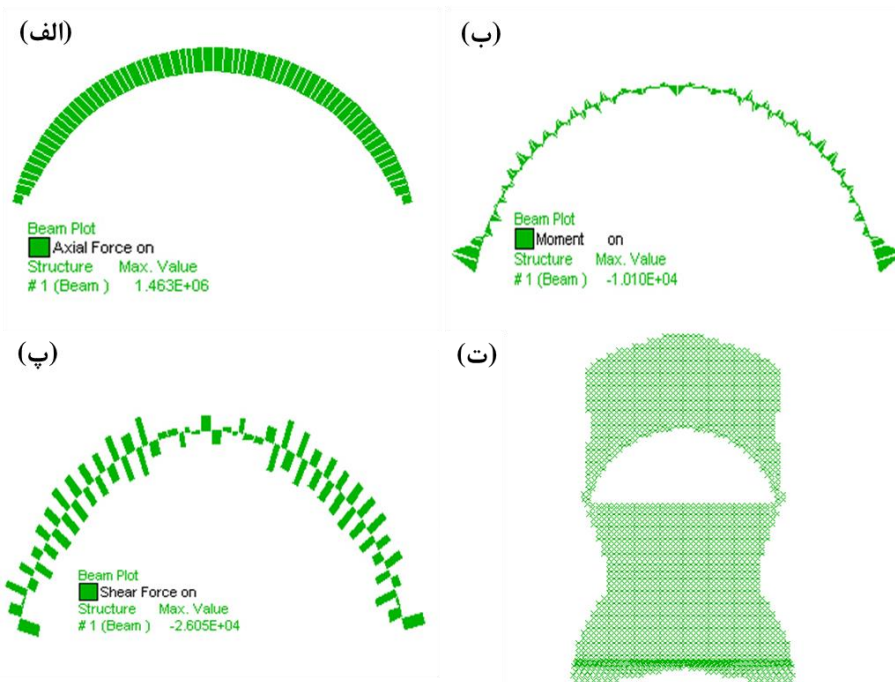
شکل ۵-۸. نمونه ای از نیروهای نامتعادل کننده گرهی (مدلی با عرض ۱۶ متر و روش تاق و پاتاق)



شکل ۵-۹. نمونه ای از سرعت گرهی به منظور کنترل شکست پلاستیک (مدلی با عرض ۱۶ متر و روش تاق و پاتاق)

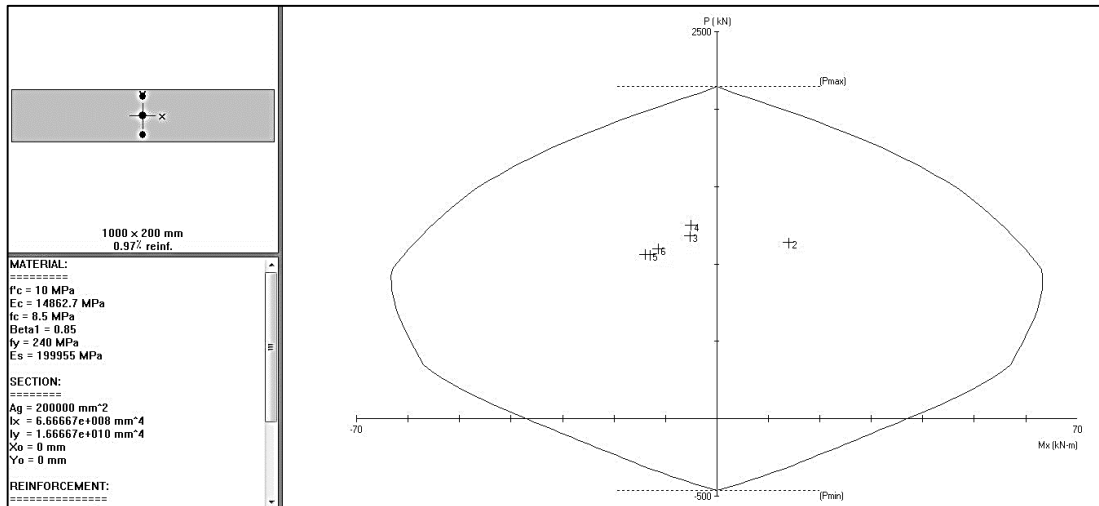


شکل ۵-۱۰. نمونه ای از کنتورهای جابجایی قائم (مدلی با عرض ۱۶ متر و روش تاق و پاتاق)



شکل ۵-۱۱. نمونه ای از حداکثر نیروهای وارد بر سیستم نگهداری (مدلی با عرض ۱۶ متر و روش تاق و پاتاق) (الف)

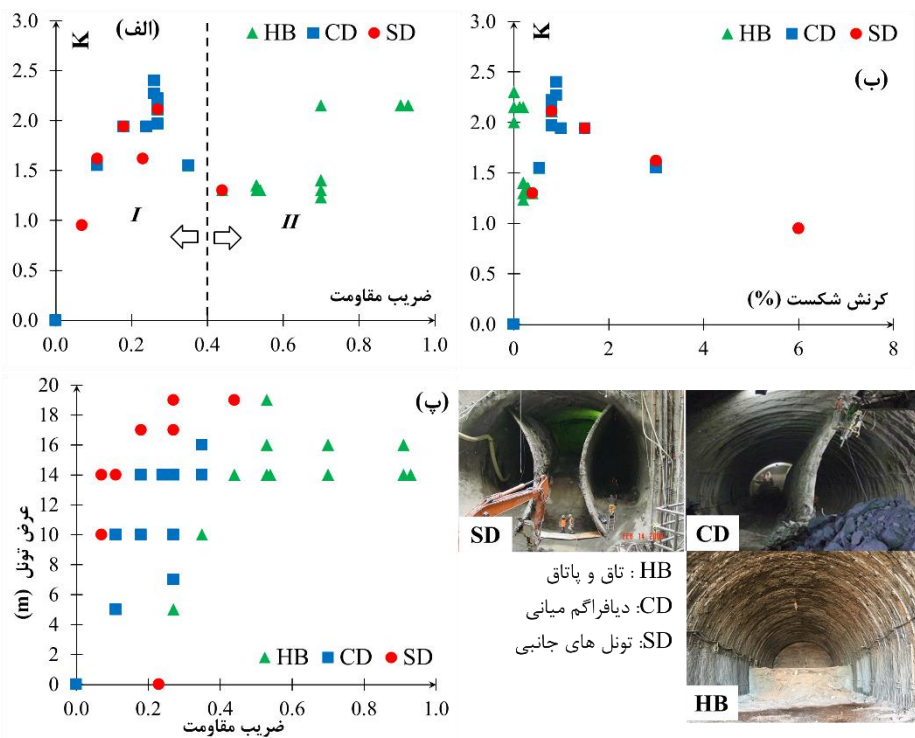
نیروی محوری (ب) ممان خمشی (پ) نیروی برشی (ت) زون پلاستیک



شکل ۵-۱۲. نمونه ای از کنترل نیروهای وارده برسیستم نگهداری در کد PCACOL

۵-۷ بررسی تاثیر پارامترهای مختلف در انتخاب روش حفاری

براساس نتایج بدست آمده از تحلیل های عددی، سه نمودار ضریب مقاومت-نسبت تنش های افقی به قائم (K) ، کرنش شکست-نسبت تنش های افقی به قائم (K) و ضریب مقاومت-عرض تونل مطابق شکل ۵-۱۳، جهت بررسی تاثیر پارامترهای مختلف در انتخاب روش حفاری ترسیم گردید.



شکل ۵-۱۳. تاثیر پارامترهای مختلف بر روی نوع روش حفاری

۵-۷-۱ تاثیر نسبت تنش افقی به قائم

مطابق شکل ۵-۱۳-الف، انتخاب روش حفاری نه تنها به میزان تنش ها، بلکه به مقاومت مکانیکی محیط میزبان نیز بستگی دارد. در صورتیکه مطابق نتایج فصل چهارم، ضریب مقاومت $0/4$ به عنوان مرز فشارندگی و غیرفشارندگی در نظر گرفته شود، می توان بیان نمود که اگر ضریب مقاومت کمتر از $0/4$ باشد (بخش I)، اولویت با دو روش تونل های جانبی و دیافراگم مرکزی خواهد بود. در این بخش (بخش I)، هرچه مقدار K افزایش یابد، اولویت با انتخاب روش دیافراگم مرکزی، و در حالت بیشتر از $0/4$ ، انتخاب روش تاق و پاتاق ارجحیت خواهد داشت. تعداد مراحل کمتر و در نتیجه تمرکز تنش و توزیع مجدد کمتر تنش ها به نسبت روش تونل های جانبی، دلیل عمده این موضوع می تواند بشمار رود. این در حالی است که در بخش (II)، افزایش یا کاهش نسبت تنش ها (K) تاثیری بر روی روش انتخابی نخواهد داشت.

۵-۷-۲ تاثیر کرنش شکست

مطابق شکل ۵-۱۵-ب، هرچه مقدار کرنش شکست کاهش یابد، روش تاق و پاتاق ارجحیت خواهد داشت. نتایج آزمایش ها نشان می دهد که مقادیر پایین کرنش شکست عمدتاً در سنگ هایی با مقاومت بالا که دارای منحنی رفتاری الاستیک کامل می باشند، بوقوع می پیوندد. با افزایش میزان کرنش شکست، پیچیدگی روش های انتخابی بیشتر شده بطوریکه در کرنش های فراتر از ۱ درصد که از دیدگاه ساکورایی (۱۹۸۳) و سایر محققینی از قبیل هوک (۲۰۰۱) و چرن و همکاران (۱۹۹۸) شروع فشارندگی خواهد بود، بکارگیری روش های دیافراگم میانی و تونل های جانبی در اولویت قرار خواهند گرفت.

۵-۷-۳ اندازه تونل

بر اساس شکل ۵-۱۳-ت می توان بیان نمود که خصوصیات ژئومکانیکی محیط میزبان، تاثیر بیشتری نسبت به اندازه تونل (پارامترهای هندسی) در انتخاب روش حفاری دارند. به عنوان مثال سه روش تاق

و پاتاق، تونل های جانبی و دیافراگم میانی در تونلی با عرض ۱۴ متر قابلیت بکارگیری را دارند. لیکن در صورتیکه محیط میزبان از نظر ژئومکانیکی دارای مقاومت بالایی باشد، روش تاق و پاتاق اولویت خواهد داشت. در حالت کلی می توان بیان نمود که در اندازه ثابتی از دهانه، با کاهش خصوصیات ژئومکانیکی محیط میزبان، روش های انتخابی از بیشترین به کمترین مقاومت، بترتیب شامل تاق و پاتاق، دیافراگم میانی و تونل های جانبی خواهند بود. لازم به ذکر است در تونل هایی با دهانه بزرگ (۱۷ متر >)، حتی در صورتیکه مقاومت محیط میزبان نیز بالا باشد، حفر در چندین مرحله بدلیل کنترل لرزش های ناشی از انفجار، الزامی می باشد.

۵-۸ جمع بندی

در این فصل، بوسیله نمودارهایی که در فصل چهارم براساس آزمون های آزمایشگاهی، مطالعات موردی و تحلیل های عددی بدست آمده بود، نمودار چندگانه ای به منظور تعیین روش حفاری ارایه گردید. مقایسه خروجی نمودار چندگانه پیشنهادی با روش های بکار رفته در ۲۱ تونل اجرا شده، نشان می دهد که مدل پیشنهادی کارایی مناسبی در پیش بینی روش حفاری دارا می باشد. همچنین مقایسه روش های اجرا شده با خروجی روش های مختلف نشان داد که دقت مدل پیشنهادی نسبت به روش های هوک (۲۰۰۱) و یو-چرن (۲۰۰۷) به مراتب بالاتر بوده، بطوریکه مقدار خطای نمودار چندگانه ۱۵ درصد و ۴۷ درصد کمتر از دو مدل دیگر می باشد. این نمودار مبتنی بر داده های سنگ سالم که تعیین آنها بسیار ساده تر از پارامترهای توده سنگ است، پایه ریزی شد. نمودار پیشنهادی هم در زمان طراحی و هم زمان اجرای تونل به صورت زیر می تواند بکار گرفته شود.

در مراحل طراحی :

(۱) ابتدا کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده با استفاده از نمودار تنش-کرنش حاصل از آزمون مقاومت فشاری تک محوری بر روی مغزه های اخذ شده از گمانه ها، تعیین خواهد شد.

- ۲) محل تلاقی مدول سکانتی اصلاح شده و کرنش شکست بر روی بخش (a) نمودار، تعیین خواهد شد. با تعیین نقطه اتصال این دو پارامتر در بخش (a)، می توان وضعیت پایداری تونل طراحی شده را نیز در زمان اجرا پیش بینی نمود.
- ۳) در صورتیکه تنها مقدار مدول سکانتی اصلاح شده در دسترس باشد، با حد میانی (سطح طراحی) قطع داده خواهد شد.
- ۴) با انتقال مقدار کرنش شکست به بخش (b) نمودار، مقدار ضریب مقاومت تعیین و نوع شکست احتمالی تونل پیش بینی می گردد.
- ۵) با انتخاب عرض تونل و قطع آن با مقدار ضریب مقاومت، محل اتصال آنها در بخش (c)، بیانگر روش پیشنهادی خواهد بود.
- ۶) با قرینه نمودن نقطه مرحله (۵) نسبت به محور yها، می توان سیستم نگهداری را در بخش (d) تعیین نمود.

در زمان اجرا:

به منظور تعیین وضعیت پایداری یا در صورت نیاز به تغییر روش حفاری در حین ساخت تونل، مراحل زیر انجام می گیرد:

- ۱) مقدار کرنش شکست یا از نمونه های ارسالی به آزمایشگاه و یا براساس مقادیر حاصل از نتایج رفتارنگاری تعیین خواهد شد. مدول سکانتی اصلاح شده نیز یا از روابط تجربی معتبر یا از نمونه گیری و انجام آزمایش مقاومت فشاری بدست خواهد آمد.
- ۲) بوسیله تعیین نقطه اتصال مدول سکانتی اصلاح شده و کرنش شکست در بخش (a) می توان وضعیت پایداری تونل را تعیین نمود.
- ۳) به منظور تغییر روش حفاری در این مرحله می توان همان روند مذکور در بخش طراحی را دنبال نمود.

فصل ۶: نتیجه گیری و پیشنهادات

۱-۶ نتیجه گیری

افزایش روز افزون جمعیت شهرنشین، افزایش ترافیک و گرمایش زمین، کارشناسان بخش حمل و نقل را به سمت ساخت سازه های زیرزمینی با سطح مقطع بزرگ در شرایط ژئوتکنیکی دشوار سوق داده است. در این بین چگونگی حفاری تونل ها به عنوان یکی از موثرترین پارامترهای دخیل در هزینه تمام شده و ارزیابی پایداری آن در طی مراحل ساخت، از مهمترین موضوعات در دو دهه اخیر در مباحث مکانیک سنگی بوده است، بطوریکه استانداردهای مختلفی به اهمیت این موضوع اشاره نموده اند (شوبرت^۱ و همکاران ۲۰۰۳، انجمن بین المللی تونل ۱۹۸۸). در حالت کلی، می توان نتایج بدست آمده از تحقیق را به صورت زیر خلاصه نمود:

- (۱) در حالت کلی، حضور آب تاثیری بر روی کرنش های بحرانی و شکست نخواهد داشت.
- (۲) سطوح کرنش بحرانی ساکورایی که در قالب معیار کرنش بحرانی ارایه شده است دارای حاشیه اطمینان بالا بویژه در سنگ های سست و متخلخل می باشد. چنین حاشیه اطمینانی با توجه به نسبت بین کرنش های شکست به بحرانی ۶/۹ ارزیابی گردید.
- (۳) کرنش شکست توده سنگ بطور متوسط، ۱/۹ برابر کرنش شکست سنگ سالم می باشد.
- (۴) با بیان معیار پایداری مبتنی بر کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده، ضریب ایمنی موجود در معیار حداکثر ۱/۴۲ خواهد بود.
- (۵) باتوجه به جبران عدم قطعیت های موجود در پارامترهای ژئومکانیکی بوسیله تفاوت کرنش توده سنگ - سنگ سالم و نیز توانایی باربری سنگ پس از نقطه شکست، بکارگیری کرنش شکست و مدول سکانتی اصلاح شده در تعریف معیار کرنش شکست، منجر به حذف بخشی از حاشیه اطمینان بالای موجود در معیار کرنش بحرانی می شود. همچنین استفاده از معیار کرنش شکست، وضعیت تونل را نیز با دقت و صراحت بیشتری تعیین می نماید. دلایل اصلی

^۱ Schubert et al.

افزایش دقت را می توان ناشی از رفع ابهامات موجود در نوع ناپایداری احتمالی، تاثیر گذاری بیشتر شرایط محیطی بر روی کرنش شکست و بیان تعریف متفاوت از وضعیت ناپایدار قلمداد نمود.

(۶) پایداری تونل بطور مستقیم به چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مدول تغییرشکل و عمق تونل وابسته می باشد.

(۷) نوع شکست احتمالی تونل بوسیله ضریب مقاومت قابل پیش بینی می باشد. در صورتیکه این مقدار کمتر از تقریباً $0/4$ باشد، در روباره زیاد، شکست از نوع فشارندگی و در روباره کم به صورت دودکشی شکل^۱ خواهد بود. در صورتیکه ضریب مقاومت در بین $0/4$ تا $0/6$ باشد، ریزش در سینه کار و در حالت $0/6$ تا 1 نوع شکست به احتمال زیاد به صورت لغزش و ریزش گوه بوقوع خواهد پیوست.

(۸) مقایسه روش های حفاری بکار رفته در ۲۱ تونل اجرا شده در کشورهای مختلف با روش پیش بینی شده از مدل های مختلف نشان داد که، دقت نمودار چندگانه پیشنهادی به مراتب بالاتر از دو روش هوک (۲۰۰۱) و یو-چرن (۲۰۰۷) می باشد.

(۹) بررسی ها نشان داد که ضریب مقاومت پارامتری است که بیشترین تاثیر را در انتخاب روش حفاری دارد. بطوریکه اگر مقدار پارامتر مذکور بالا باشد بدین معنی است که خصوصیات ژئومکانیکی محیط میزبان مناسب بوده که در این حالت، انتخاب روش حفاری تاق و پاتاق در اولویت خواهد بود.

۲-۶ پیشنهادات

در این رساله تلاش شد که طرح تحقیق پیشنهادی به بهترین نحو در زمان مقرر انجام شود. با این وجود همواره مسیر برای تحقیق های آینده باز بوده و در صورت صرف زمان بیشتر می توان در جهت

¹ Cave

بهبود بیشتر روش ها و همچنین توسعه ایده های جدیدتر حرکت نمود. در این راستا در ادامه برخی از مهمترین پیشنهادها ارایه شده است.

(۱) باتوجه به اینکه نتایج تحقیق عمدتاً بر مبنای آزمایش بر مغزه های سنگی بدست آمده است، به منظور تدقیق سطوح هشدار خطر، پیشنهاد می شود که آزمایش ها بر نمونه های بیشتری از خاک، بویژه رس های تحکیم شده و بیش تحکیم متمرکز گردد.

(۲) در تحقیق حاضر نشان داده شد که کرنش های بحرانی و شکست، عمدتاً تا حد آب محتوی ۲ درصد تحت تاثیر کاهش یا افزایش قرار خواهند گرفت. این در حالی است که تغییرات ناشی از آب محتوی برروی کرنش های مذکور ناچیز و قابل اغماض می باشد. پیشنهاد می شود که تغییر درجه حرارت برروی کرنش های بحرانی و شکست در نمونه های مختلف بررسی و در صورت لزوم معیار کرنش شکست پیشنهادی بوسیله دخیل نمودن آن، توسعه داده شود. همچنین پیشنهاد می شود که به منظور یافتن دلایل دقیقتر برای تاثیر آب محتوی برروی کرنش های بحرانی و شکست، مقاطعی از نمونه ها تهیه و آزمون های XRD و XRF تهیه و نمونه ها از نظر کانی شناسی تفسیر گردند.

(۳) نسبت کرنش شکست توده سنگ به سنگ سالم براساس نتایج چند ایستگاه در سه تونل تعیین شده است. دلیل این موضوع محدود بودن تعداد تونل های موجود در ایران می باشد که همزمان نتایج ابزار دقیق، ریزش و آزمون های مکانیک سنگی در یک ایستگاه خاص را دادا باشند. پیشنهاد می شود نتایج پروژه های مختلفی خارج از ایران نیز برای تدقیق نسبت مذکور مورد مطالعه و سپس نمودارها براساس آنها تدقیق گردند.

(۴) در تحلیل های عددی انجام شده، گام حفاری بین ۰/۵ تا ۱ متر در سنگ های ضعیف و ۱/۵ تا ۳ متر در سنگ های دارای مقاومت متوسط به بالا در نظر گرفته شده است. در راستای توسعه

نمودار چندگانه ارایه شده، پیشنهاد می شود که تاثیر گام حفاری به صورت نموداری به آن اضافه و تاثیر آن بر روش حفاری بررسی شود.

(۵) با توجه به محدودیت های ناشی از تحلیل های عددی و فرضیات موجود، پیشنهاد می شود چند مدل فیزیکی برای صحت سنجی نمودار چندگانه تهیه و سپس نمودار بر اساس آن تدقیق شود.

مرجع

- انجمن تونل ایران، (۱۳۸۶) "نشریه تونل"، شماره ۱
- ماتیوا، ژ. و بوگارد، ژ. ف، (۱۳۶۸) "روشهای کلی اجرا، جلد سوم: بناهای زیرزمینی"، ترجمه: بهنیا، ا. و بهنیا، ک، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ اول
- مدنی، ح، (۱۳۷۷) "تونلسازی، جلد اول: طراحی و اجرا" انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر، چاپ اول
- معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، (۱۳۸۹) "شرح خدمات همسان مطالعات طرح های احداث راه"، نشریه شماره ۴۱۳
- معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، (۱۳۹۱) "آیین نامه طرح هندسی راه های ایران"، نشریه شماره ۴۱۵
- تابان راد، ر، موسوی، م و مهین راد، الف (۱۳۸۰) "تحلیل پایداری به کمک رفتارسنجی در تونل های آب بر فوقانی سد کارون ۳"، پنجمین کنفرانس تونل. دانشگاه تهران
- اریاب زاده، ع، کریمی نسب، س، هاشم الحسینی، ح، فولادگر، الف، محمدی، م (۱۳۸۵) "تحلیل برگشتی جابجایی های اندازه گیری شده در تونل سوم کوه رنگ"، هفتمین کنفرانس تونل ایران
- عطار، ع، حسینی، م. ف، و عطار، الف (۱۳۹۲) "تحلیل برگشتی پارامترهای ژئوتکنیکی تونل نیایش با استفاده از روش های عددی و بهینه سازی گرادینانی"، دهمین کنفرانس تونل ایران. تهران
- پاشانجاتی، م، الهیان، ب، موسوی، م، جعفری، الف (۱۳۸۲) "ارزیابی نتایج رفتارنگاری مغارهای زیرزمینی سد مسجد سلیمان"، ششمین کنفرانس تونل ایران، تهران.
- محمد، الف. چ، رحمان نژاد، ر، کریمی نسب، س (۱۳۸۶) "معرفی روشهای تحلیل برگشتی برای تعیین مدول و نسبت تنشهای افقی به عمودی الاستیسیته"، مطالعه موردی تونل انتقال آب کاکا رضا. سومین کنفرانس مکانیک سنگ ایران. تهران
- خواجه علی، غ، مزینی، ع، رستمی، م، نوروزی، غ، خاکپور یگانه، ف، پیروی نسب، پ (۱۳۸۶) "تعیین روش حفاری مغار مخازن فشارشکن سد گتوند علیا با نگرشی ویژه به نتایج ابزار دقیق"، سومین کنفرانس مکانیک سنگ ایران. تهران
- نجم، ک، صدر کریمی، ج، امامی تبریزی، م (۱۳۷۷) "رفتارسنجی و تحلیل پایداری تونل های انحراف و انتقال آب سد آیدوغموش"، چهارمین کنفرانس تونل ایران. تهران

Abdullah R. A. and Amin M. (2008) “Verification of post failure behavior of rock using closed-circuit servo-controlled testing machine” **Bulletin of the Geological Society of Malaysia**, 54,17 – 20.

ASCE (1996) “**Rock Foundations**” Technical Engineering and Design Guides as Adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 16, ASCE Press, New York, NY.

ASTM (2004) “**Annual Book of ASTM Standards**” Vol. 4.08, Soil and Rock. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

Aydan O., Akagi T. and Kawamoto T. (1993) “The squeezing potential of rocks around tunnels; Theory and Prediction” **Rock Mech. Rock Engng**, 26,2,137-163.

Barla G. (1998) “Tunneling under squeezing rock conditions” Department of Structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino.

Bieniawski Z.T. (1989) “**Engineering rock mass classifications**” John Wiley & Sons

Bogusz A. and Bukowska M. (2015) “Stress-strain characteristics as a source of information on the destruction of rocks under the influence of load” **Journal of sustainable mining**, 14, 46-54.

Bolghonabai R., Hossaini M.F., Mohammadi M. and Nazem A. (2015) “On the selection of an appropriate excavation pattern for urban tunnels with big cross-section: A case study” **Int. J. Min. & Geo-Eng.** 49,2, 297-307.

British Tunnelling Society (2004) “**Tunnel Lining Design Guide**” ICE.

Brown E.T. (2003) “Block Caving Geomechanics” The International Caving Study I, 1997–2000JKMRC Monograph Series in Mining and Mineral Processing, Vol. 3, Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, Indooroopilly.

Bukowska M. (2013) “Post-Peak Failure Modulus in Problems of Mining Geo-Mechanics” **Journal of Mining Science**, 49(5), 731-740.

Cai M, Kaiser PK., Tasaka Y. and Minami M. (2007) “Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system” **Int J Rock Mech Min Sci**, 44,2, 247–265.

Cai M. (2011) “Rock Mass Characterization and rock property variability considerations for tunnel and cavern design” **Rock Mech Rock Eng.**, 44,4, 379–399.

Chen Y. and Chen Sh. (2007) “Evaluation of Influence Parameters for Soft Rock Tunnel” Conference: Geo-Denver: New Peaks in Geotechnics

Chern JC, Yu CW, Kao HC (1998) “Tunneling in Squeezing Ground” 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri.

Cui L, Zhang J, Dong Y, Zhang B, Wang A. (2017) “Prediction of critical strains and critical support pressures for circular tunnel excavated in strain-softening rock mass” **Engineering geology journal**, 224, 43-61.

- Daraei A., Herki B. M. A., Aryanfar H.S., Zare S., (2018) “Rehabilitation of Portal Subsidence of Heybat Sultan Twin Tunnels: Selection of Shotcrete or Geogrid Alternatives” **Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.** 4:15.
- Deere D. U. and Miller R. P. (1966) “Engineering classification and index properties for intact rock” AFWL-TR-65-116, Air Force weapons Laboratory, Kirtland AFB, New Mexico
- Eberhardt E, Stead D, Stimpson B, Read R, (1998) “Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rocks” **Can Geotech J.**, 35,2, 222–233.
- Fang Q, Liu X, Zhang D, Lou H (2017) “Shallow tunnel construction with irregular surface topography using cross diaphragm method” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 68, 11–21.
- Fang Q., Zhang D., Wong L N Y (2012) “Shallow tunnelling method (STM) for subway station construction in soft ground” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 29, 10-30.
- Federal Highway Administration (2009) “Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels” Report to US Department of Transportation prepared by Parsons Brinckerhoff, Inc. New York, USA, FHWA-NHI-09-010.
- Fujii Y, Kiyama T. and Ishijima Y. (1994) “A new criterion for brittle failure of rock” Proc. MMIJ/AusIMM Joint Symposium '94, Ube, 469–476.
- Fujii Y., Kiyama, T., Ishijima Y. and Kodama J. (1998) “Examination of a Rock Failure Criterion Based on Circumferential Tensile Strain” **Pure appl. geophys**, 152,3, 551–577.
- Gaede O., Schrank C., Canbulat I. and Karrech A. (2014) “A strain based failure criterion for pillar analysis” AUSROCK. Third Australian ground control in mining Conference, Sydney, NSW.
- Geo Q., Xi X., Zhang Z. and Yan Z. (2014) “Analysis on effect of water and confining pressure on mechanical properties of fractured Granite” **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, 19, 8515-8524.
- Hajiabdolmajid V. and Kaiser P. (2003) “Brittleness of rock and stability assessment in hard rock tunneling” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 18, 35–48.
- Hashiba K. and Fukui K. (2015) “Effect of water on the deformation and failure of rock in uniaxial tension” **Rock Mech Rock Eng.**, 48,5, 1751-1761.
- Hemphill G. (2013) “**Practical tunnel construction**” John Wiley & sons
- Hisatake M, Ohno S, Katayama T, Ohmae Y, Sano S (2009) “Effects of the ring-cut excavation method on the restraint of displacements” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 24,5,547-554.
- Hoek E. (1998) “Tunnel support in weak rock” Symposium of Sedimentary Rock Engineering. Taipei, Taiwan,

Hoek E (2001) “Big Tunnels in Bad Rock” **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 127,9, 726-740.

Hoek E (2004) “Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock” Discussion paper # 3, www.rocscience.com

Hoek E. and Diederichs M. S. (2006) “Empirical estimation of rock mass modulus” **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 43, 203–215.

Hoek E., and Marinos P. (2000) “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses” **Tunnels and tunnelling international**, 32,11, 45-51.

Hoek E. and Marinos P. (2009) “Tunnelling in overstressed rock” Rock engineering in difficult ground conditions—soft rocks and karst. In: Vrkljan, I. (Ed.), Dubrovnik, Croatia 29-31 October, 49-60. Taylor and Francis Group, London.

Hoek E. and Brown E.T. (1997) “Practical estimates of rock mass strength” **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 34,8, 1165-1186.

Huayun Li., Zhiqiang Z. and Cheng K. (2014) “Numerical Analysis on Excavation Method Comparison for Shallow-Buried Large-Span Tunnel” American Society of Civil Engineering (ASCE), ICPTT

Ieronymaki E, J.Whittle A, Einstein H. (2018) “Comparative study of the effects of three tunneling methods on ground movements in stiff clay” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 74,167-177.

Inada T. and Kokudo Y. (1992) “Effect of High and Low Temperature on Failure Characteristics of Rocks under Compression” **Journal of the Society of Materials Science**, 41, pp 463.

International Society for Rock Mechanics (1979) “**Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials**” Pergamon Press, England, pp.137-140

International Society for Rock Mechanics (1981) “**Rock Characterization Testing and Monitoring**” New York: Pergamon Press. 211p.

Itasca Consulting Group, Inc. (2002) “**Fast Lagrangian Analysis Continua, FLAC Ver 4.00 Manual**”.

Jianxina H., Shucaai L., Shuchen L. and Lei W. (2012) “Post-peak Stress-strain Relationship of Rock Mass Based on Hoek-Brown Strength Criterion” **Procedia Earth and Planetary Science**, 5, 289 – 293.

Jin B., Liu Y., Yang C., Tan T. and Zhang J. (2015) “Construction Technique of Long-Span Shallow-Buried Tunnel Considering the Optimal Sequence of Pilot-Tunnel Excavation” **Advances in Materials Science and Engineering Journal**

Karakus M. and Fowell R.J. (2003) “Effects of different tunnel face advance excavation on the settlement by FEM” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 18, 513–523.

- Kim S. R. (2008) "Some experience from soft ground tunneling in urban area" Seminar on "The State-of-the-art Technology and Experience on Geotechnical Engineering in Korea and Hong Kong" - 28 Mar.
- Kim Y. S. and Kim D. M. (2009) "Evaluation for applications of displacement criterion by the critical strain of uniaxial compression in rock mass Tunnel" **Journal of Korean Civil Engineering**, 29(6C), 321-329.
- Kohmura (2012) "A study on critical strain of rocks" **Journal of Japan society of civil engineers**, 68,3, 526-534
- Kolymbas D. (2005) "**Tunnelling and Tunnel Mechanics**" Springer
- Kovári K. and Staus J. (1996) "Basic considerations on tunnelling in squeezing ground" **Rock Mech Rock Engng.** 29,4,203-210.
- Kwasniewski M. and Rodriguez-Oitaben P. (2009) "Effect of water on the deformability of rocks under uniaxial compression" Proc. ISRM Regional Symposium – EUROCK, Cavtat, Croatia.
- Kwasniewski M. and Takahashi M. (2010) "Strain-based failure criteria for rocks: state of the art and recent advances" Proc. ISRM International Symposium – EUROCK, Lausanne, Switzerland, pp. 45–56.
- Lee Y-Z. and Schubert W. (2008) "Determination of the round length for tunnel excavation in weak rock" **Tunnelling and Underground Space Technology**, 23, 221–231.
- Li J. and Villaescusa E. (2005) "Determination of rock mass compressive strength using critical strain theory" Proc. 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Anchorage, Alaska, pp. 663.
- Li P., Zhao Y., Zhou X. (2016) "Displacement characteristics of high-speed railway tunnel construction in loess ground by using multi-step excavation method" **Tunnelling and Underground Space Technology**, 51,41–55.
- Li X., Wu Z., Takahashi M. and Yasuhara K. (2000) "An experimental study on strain based failure criteria of brittle materials" **Journal of applied mechanics**, 3, 387-394.
- Li, Z (1990) "A new approach to rock failure: Criterion of failure in plastical strain space" **Engineering Fracture Mechanics**, 35,139-742.
- Ma G., Zheng H., Li P. (2018) "Displacement characteristics for a "π" shaped double cross-duct excavated by cross diaphragm (CRD) method" **Tunnelling and Underground Space Technology**, 77, 204-215.
- Mahdi M. and Shariatmadari N. (2014) "Construction Procedures Evaluation of Three Adjacent Tunnels and Excavation Step Effects" World Academy of Science, **Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering**, 8,1, 86-90.

- Majumder D., Viladkar M. N., Singh M. (2017) “A multiple-graph technique for preliminary assessment of ground conditions for tunneling” **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 100,278-286.
- Marinos P. (2014) “Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch” **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, 6,3, 227-239.
- Martin C.D., Kaiser P.D. and Christiansson R. (2003) “Stress, instability and design of underground excavations” **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 40,7-8, 1027-1047.
- Mercado, C. H., and G. S. Chamorro. (2004) “Santiago's Metro expands. In North American Tunneling” Proceedings of the North American Tunneling Conference 2004, 17-22 April 2004, Atlanta, Georgia, USA, p. 195. CRC Press.
- Napa-García G. F. and Torres V. F. (2017) “Applicability of failure strain for the stability evaluation of square pillars in room and pillar mining” Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Nickolson, G.A. (1985) “Rock failure criteria for design of underground structural supports” technical report GL-85-19, US Army Engineer Waterways Experiment Station
- Nicksiar M. and Martin CD. (2012) “Evaluation of Methods for Determining Crack Initiation in Compression Tests on Low-Porosity Rocks” **Rock Mech Rock Eng.** 45, 607-617.
- Park S., H., Ha, M., H, Park, G. R and Shin Y. S. (2008) “A study on safety assessment technique of tunnel using critical strain” World Tunnel Congress, Agra, India, pp. 587-596.
- Park Sh. and Park Su. (2014) “Case studies for tunnel stability based on the Critical strains in the ground” **KSCE Journal of civil engineering**, 18,3, 765-771.
- Peng J., Rong G., Cai M. and Zhou C. (2015) “A model for characterizing crack closure effect of rocks” **Engineering Geology**, 189, 48–57.
- Rahmati A., Faramarzi L., Darbor M. (2017) “Squeezing rock conditions at phyllite-slate zone in Golab water conveyance tunnel, Iran: A case study” **J. Cent. South Univ.** 24, 2475–2485.
- Russo G. (2014) “An update of the “multiple graph” approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunneling” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 41,74-81.
- Sakurai S. (1981) “Direct strain evaluation technique in construction of underground opening” Proc. 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics, Cambridge, Massachusetts, USA.
- Sakurai S. (1982) “An evaluation technique of displacement measurements in tunnels” **Journal of Geotechnical Engineering JSCE**. 317, 93-100.

- Sakurai S. (1983) “Displacement measurements associated with the design of underground openings” Proc. Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics. Zurich, 2, 1163-1178.
- Sakurai S. (1986) “Field measurement and hazard warning levels in NATM” **The Japanese Geotechnical Society, JSSMFE**. 34-2,337, 5-10.
- Sakurai S. (1997) “Lesson learned from field measurement in tunneling” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 12,4, 453-460.
- Sakurai S. (2010) “Field Measurements for Assessing the Stability of Tunnels and Slopes” National Technical University Athens (NTUA)
- Sakurai S. (2017) “**Back Analysis in Rock Engineering**” CRC press. Taylor and Francis group, UK
- Sakurai S., Kawashima I. and Otani T. (1993) “Effects of environmental factors on critical strain of rocks” **Journal of Geotechnical engineering**, 463, 177-180
- Santi P., Holschen J. and Stephenson R. (2000) “Improving elastic modulus measurements for rock based on geology” **Environmental and engineering geoscience**, VI, 333-346.
- Schubert W., Goricki A., Riedmuller G., (2003) “The guideline for the geomechanical design of underground structures with conventional excavation” **Felsbau**, 21, 13–18.
- Sfriso A. and Laiún J. (2012) “Evaluation of construction procedures for metro stations in Buenos Aires Argentina” In South American Tunnelling Conference, CD-ROM.
- Sharifzadeh M., Kolivand F., Ghorbani M., Yasrobi S. (2103) “Design of sequential excavation method for large span urban tunnels in soft ground – Niayesh tunnel” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 35,178-188.
- Sharifzadeh M., Daraei R. and Sharifi Broojerdi M. (2012) “Design of sequential excavation tunneling in weak rocks through findings obtained from displacements based back analysis” **Tunneling and underground space technology**, 28,10-17.
- Singh M., Singh B. and Choudhari J. (2007) “Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 22,3, 343-350.
- Sousa J A., Negro A., Fernandes M. and Cardoso A.S. (2011) “Three-Dimensional Nonlinear Analyses of a Metro Tunnel in São Paulo Porous Clay, Brazil” **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 137,4, 376-384.
- Spyridis P., Fortsakis P. and Schwind T. (2018) “Geotechnical Engineering and Innovative Support System for Shallow Urban Subway Caverns in Rock, in Confined Built Environment” **Geotech Geol Eng.** 36,5, 2967-2983.
- Stacey T. R. (1981) “A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock” **Int. J. Rock Mech. Min. Sci& .Geomech. Abstr.** 18, 469–474.
- Tatiya R. (2005) “**Civil excavation and tunneling-a practical guide**” Thomas telford publication

Tomisawa N. and Tamotsu M. (2005) “Behaviour of central diaphragm tunnel with large cross section in earth ground” *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Eurock, 911-916.

Tonon F. (2010) “Sequential excavation, NATM and ADECO: What they have in common and how they differ” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 25,3, 245-265.

Vasarhelyi B. (2003) “Some observations regarding the strength and deformability of sandstones in case of dry and saturated conditions” **Bull. Engrg. Geol. Envir.** 62,3, 245-249.

Vasarhelyi B. (2005) “Statistical analysis of the influence of water content on the strength of the Miocene limestone” **Rock Mechanic and Rock Engineering**, 38,1, 69-76.

Wang L., Wang H. and Jiang L. (2014) “Study of post-peak stress-strain relationship of rock mass with joint” **Applied Mechanics and Materials**, 638-640, 561-564.

Wang T.T. and Huang T.H. (2002) “An experience of tunnelling in mudstone area in southwestern Taiwan” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 17, 425–436.

Wawersik W.R. and Fairhurst C. (1970) “A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments” **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 7,6, 561-575.

Wesseloo J. and Stacey T. R. (2016) “A Reconsideration of the Extension Strain Criterion for Fracture and Failure of Rock” **Rock Mech Rock Eng.** 49,12, 4667-4679.

Xiang C., Sun Z. and Zhai J. (2008) “Selection of excavation methods for large cross-section tunnels on passenger-dedicated Railways” *World Tunnel Congress, Underground Facilities for Better Environment and Safety*, India

Xiuli Du X., Zhang P., Jin L., Lu, D. (2019) “A multi-scale analysis method for the simulation of tunnel excavation in sandy cobble stratum” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 83,220-230.

Xue F., Ma J., Yan L. and Zhao Y. (2010) “Three-dimension FEM Analysis of Large Cross-section Tunnel in Collapsible Loess Constructed by CRD Method” *GeoFlorida*, February 20-24, Orlando, Florida, United States.

Yilmaz I. (2010) “Influence of water content on the strength and deformability of Gypsum” **International journal of rock mechanics & mining science**, 47,2, 342-347.

Yoo C. (2009) “Performance of multi-faced tunneling – A 3D numerical investigation” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 24,5, 562-573.

Yu, C.W., Chern, J.C., (2007) “Expert system for D&B tunnel construction” *Proceedings of the World Tunnel Congress and 33rd ITA/AITES Annual General Assembly*, Prague.

Zhang W.G. and Goh A.T.C. (2015) “Regression models for estimating ultimate and serviceability limit states of underground rock caverns” **Engineering Geology**, 188, 68–76.

Zhang L., (2005) “**Engineering properties of rocks**” Elsevier

Zhu H., Chen M., Zhao Y., Niu F. (2016) **“Stability Assessment for Underground Excavations and Key Construction Techniques”** Springer.

Abstract

Growth of urban population, increase in traffic jam and global warming emissions have led the transportation experts to design and construct large span tunnels in complex geotechnical conditions. In the meantime, the selection of tunnel excavation method on account of its effect on the tunnel stability on the one hand and the cost, allocation of the resources, and project scheduling on the other hand are of vital significance. Since large-span tunnels are excavated in several stages, the development of the knowledge in relation to the sequential excavation method, and evaluation of their stability are of vital significance. One of the most important issues in the excavation of tunnels with large sections is how to determine the excavation stages which has a huge effect on the construction costs of the project. In addition, evaluation of the stability of such tunnels during the excavation phase is considered as an important challenge in tunneling. Because it is known from the experiences of a number of unstable tunnels that changing the excavation method without changing the supporting system has led to its stability. This shows that the two matters of excavation method and stability are closely interrelated. Although within the last two decades efforts have been made to provide stability criteria taking into consideration the excavation method, three important constraints remain: (1) The criteria are mainly based on the laboratory test results, and their application in the rock mass faces with questions. (2) The criteria presented are mainly stress-based with complex behavioral assumptions (3) have been developed for rocks with specific mechanical behaviors. In this thesis, the critical strain and failure strain values of the samples have initially been determined by conducting uniaxial compression strength tests on different samples of rock and soil in different degrees of water content. Then, the Sakurai criterion was developed having had some modifications. Given that this criterion provides a high conservative margin in porous and weak rocks, the criterion of stability was developed based on the failure strain. Two reasons including being based on the intact rock data on the one hand, and the establishment of a relation between the rock mass strain and the geotechnical parameters on in-situ basis on the other, necessitated the establishment of another relation. In this regard, by use of the monitoring results of several tunnels in Iran, the relation between the failure strains of the rock mass and intact rock was determined, and then a relation was developed as the failure strain of the rock mass - strength factor. A multi-graph was also proposed for selection the sequential

excavation method and then verified by various projects using two relations defined for the failure strain criterion in laboratory and in-situ conditions, and applying the concepts of the Yu and Chen model. The verification results indicate the high accuracy of the proposed model in determining the tunnel excavation method.

Keywords: Stability criterion, Excavation method, Tunneling, Failure strain, critical strain



دانشگاه صنعتی شاهرود

Shahrood University of Technology
Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

Ph.D. Thesis in Rock Mechanics

**A Model for Evaluation of Tunnels Stability Excavated in Soft
Rocks in order to Determine Sequential Excavation Methods**

By: Ako Daraei

Supervisor

Dr.Shokrollah Zare

February 2019