University Of Qom

Civil Infrastructure Researches

Online ISSN: 2783-140X
journal homepage: https://cer.qom.ac.ir/

Assessment of Squeezing Potential in Phyllitic Rock Masses and Numerical Analysis of the Long-Term Performance of the Final Lining of the Sardasht Dam Water Conveyance Tunnel

Mohammad Hossein Jowkar[1], Mashallah Khamehchiyan[2]✉

1. MSc, Faculty of Basic science, Department of Engineering geology, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran. E-mail: h.jowkar@modares.ac.ir
2. Corresponding author, Professor, Faculty of Basic science, Department of Engineering geology, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran. E-mail: khamechm@modares.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received 22 Mar 2026
Revised 16 Jun 2026
Accepted 04 Jul 2026
Published 04 Jul 2026

Keywords:
Squeezing,
Water Conveyance Tunnel,
Sardasht,
Flac2D,
Creep.

ABSTRACT

The general layout of the water conveyance system of the Sardasht clay-core rockfill dam comprises a 4,031 m long headrace tunnel, a 147.7 m deep vertical shaft, and a 287 m long tail tunnel. Due to the high overburden (reaching approximately 600 m in some sections), the low quality and strength of low-grade metamorphic phyllitic rock masses, and the presence of sandstone interlayers (in some sections), investigating the squeezing potential along the Sardasht dam conveyance tunnel is of paramount importance. Consequently, in the first stage of this research, the squeezing hazard along the tunnel alignment was evaluated using empirical, semi-empirical, and analytical approaches. Subsequently, the creep parameters of the Burgers viscoplastic model were determined based on tunnel instrumentation data and back-analysis. Finally, numerical simulations and long-term analysis of the final lining over a 10-year service period were performed using FLAC2D software. The results indicate that the T_3 zone represents the most critical squeezing condition due to the activity of the Zirmarg Fault. Furthermore, increasing the time interval between excavation, temporary support installation, and final lining construction leads to a non-linear reduction in axial force and bending moment. Specifically, these parameters decreased by 27 and 37.5% in the first stage, and by 14 and 7% in the second stage, respectively.

Cite this article: Jowkar MH, Khamehchiyan M. Assessment of Squeezing Potential in Phyllitic Rock Masses and Numerical Analysis of the Long-Term Performance of the Final Lining of the Sardasht Dam Water Conveyance Tunnel. Civil Infrastructure Researches. 2026; 12(1): 199-226. https://doi.org/10.22091/cer.2026.15392.1675

Publisher: University of Qom.
© The Authors.

Introduction

Given the overburden of approximately 600 m in some zones, the poor quality of the rock mass, and the presence of significant geological discontinuities, the assessment of squeezing potential along the Sardasht dam water conveyance system alignment is of critical importance. Accordingly, based on geological and geomechanical data, the squeezing conditions were evaluated using empirical, semi-empirical, and analytical approaches. Furthermore, to improve the reliability of the time-dependent analysis, the creep parameters of the Burgers viscoplastic model were determined through back-analysis of instrumentation data, enabling realistic simulation of the long-term behavior of the rock mass. Finally, this research focused on the timing of the final lining installation to investigate the impact of delaying the lining execution on the reduction of imposed pressures and the optimization of construction costs.

Material and methods

Initially, the squeezing hazard within the Sardasht dam water conveyance tunnel was assessed across four distinct zones based on geological, tectonic, and rock mass mechanical conditions using empirical, semi-empirical, and analytical approaches. Due to the absence of laboratory creep tests on the surrounding rock mass, a tunnel section located near the Zirmarg Fault (Zone 3, representing the most critical squeezing condition) with comprehensive field instrumentation data was selected for back-analysis to determine the creep parameters. Specifically, the section at chainage 0+690 (with an overburden of 333 m and 175 days of monitoring data) was used to calibrate the rock mass creep model. Subsequently, FLAC2D was employed to simulate the 10-year time-dependent response of the tunnel lining in terms of displacement, axial force, and bending moment, considering different time intervals of 30, 60, and 90 days between the installation of primary support and the construction of the final lining.

Result and discussion

The results of the squeezing hazard assessment using empirical, semi-empirical, and analytical approaches indicate that Zone T3 represents the most critical section along the tunnel alignment. Located within the active Zirmarg Fault zone, this area is characterized by extremely poor rock mass conditions (RMR= 11, GSI = 10–15, and Q = 0.005) together with unfavorable tectonic settings, resulting in the highest squeezing potential along the tunnel. Furthermore, due to the large number of parameters requiring calibration and their wide range of variation, a series of FLAC2D simulations were performed to iteratively calibrate the creep parameters. The numerical convergence curves obtained from the simulations were matched with the recorded field instrumentation data. A quantitative comparison between the back-analysis results and the instrumentation data (Fig. 1) indicates that the average relative error within the stable time interval (20 to 175 days) is approximately 2.6%. Moreover, the total Root Mean Square Error (RMSE) over the entire monitoring period was calculated as 2.04 mm, demonstrating a strong agreement between the numerical model and field measurements and confirming the validity of the calibrated Burgers model parameters. The final back-calculated creep parameters for the section at chainage 0+690 are presented in Table 1.

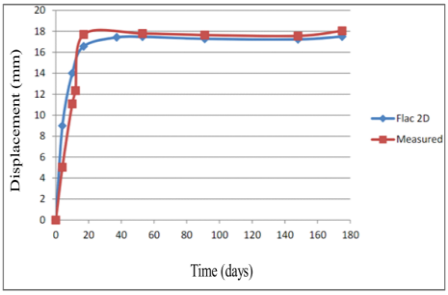


Fig. 1. Agreement between the monitored convergence data and the FLAC2D simulation results

The long-term performance of the final tunnel lining was evaluated over a 10-year period, assuming time intervals of 30, 60, and 90 days between the installation of the primary support and the construction of the final lining.

The results indicate that the designed lining performs adequately, with axial forces and bending moments remaining within the allowable capacity. Increasing the time interval leads to a non-linear reduction in axial force (27 and 14% in the first and second stages, respectively) and bending moment (37.5 and 7%) (Fig. 2.). The progressive flattening of the response curves suggests that the majority of rock mass deformation occurs during the early stages, and further delays result in only marginal reductions, as the tunnel–rock system gradually approaches a stable equilibrium condition.

Table. 1. Final creep parameters obtained from back-analysis

Parameters	G^M (GPa)	^{K}(GPa.h)η	G^K (GPa)	^{M}(GPa.h)η
Values obtained from back analysis	4.9	83.33	0.29	$2.36*10^5$

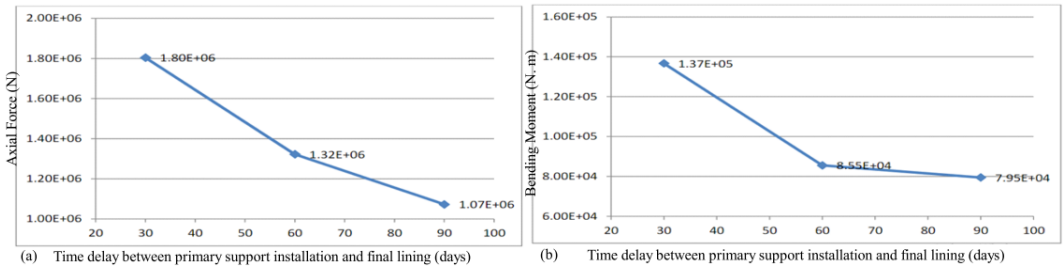


Fig. 2. Variations in (a) axial force and (b) bending moment with increasing time interval between temporary support installation and final lining placement

Conclusion

In this study, squeezing potential in phyllite rock masses of the Sardasht dam water conveyance tunnel was evaluated using empirical, semi-empirical, and analytical methods. Results show that 94.4% of the alignment (T_1, T_2 andT_4) is subject to mild-to-moderate squeezing, while 5.6% (T_3) exhibits severe conditions requiring special design measures. Numerical analysis with P–M interaction diagrams and a 10-year time-dependent model indicates that the final lining remains stable for all installation intervals (30, 60 and 90 days after primary support). A factor of safety of 3.3 was obtained for the most critical case (30-day delay), representing the governing condition. Overall, increasing the installation delay reduces axial forces and bending moments in a non-linear manner, with diminishing effects as the system approaches quasi-equilibrium, thereby lowering structural demand provided that primary support ensures stability during the interim period.

Funding Declaration

This research is financially supported by the Tarbiat Modares University through a Grant scheme.

Data availability

Data will be made available on request.

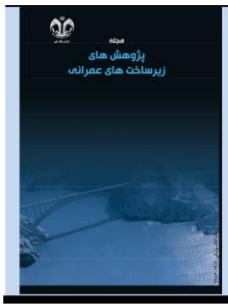
Declaration of Competing Interest

■ **Editorial role disclosure**: Mashallah Khamehchiyan is an Editorial Board Member for *Civil Infrastructure Researches* and was not involved in the editorial review or the decision to publish this article.

Authors' Contributions

Mohammad Hossein Jowkar: Conceptualization; Data curation; Formal analysis; Investigation; Software; Writing–original draft; Validation; Resources.

Mashallah khamehchiyan: Supervision; Resources; Conceptualization; Methodology; Writing – review & editing.



دانشگاه قم

پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳ -۱۴۰x

صفحه خانگی مجله: https://cer.qom.ac.ir/

ارزیابی پتانسیل لهیدگی توده سنگ‌های فیلیتی و تحلیل عددی رفتار بلندمدت پوشش نهایی تونل انتقال آب سد سردشت

محمدحسین جوکار[۱]، ماشاا.. خامه‌چیان[۲]✉

۱. کارشناسی ارشد، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده علوم پایه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران. رایانامه: h.jowkar@modares.ac.ir

۲. نویسنده مسئول، استاد، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده علوم پایه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران. رایانامه: khamechm@modares.ac.ir

اطلاعات مقاله

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۵/۰۱/۰۲

تاریخ بازنگری: ۱۴۰۵/۰۳/۲۶

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۵/۰۴/۱۳

تاریخ انتشار: ۱۴۰۵/۰۴/۱۳

کلیدواژه‌ها:
لهیدگی،
تونل انتقال آب،
سردشت،
Flac2D،
خزش.

چکیده

طرح کلی سامانه انتقال آب به نیروگاه سد سنگریزه‌ای با هسته رسی سردشت شامل تونل اول به طول ۴۰۳۱ متر، شفت قائم با طول ۱۴۷/۷ متر و سپس تونل دوم با طول ۲۸۷ متر می‌باشد. به دلایل وجود روباره زیاد (حداکثر در بعضی از قسمت‌ها به حدود ۶۰۰ متر می رسد)، کیفیت و مقاومت پایین توده سنگ‌های دگرگونی درجه پایین (فیلیت) به همراه میان لایه‌های ماسه‌سنگی (در برخی از مقاطع) احتمال بررسی رخداد خطر لهیدگی در تونل انتقال آب سد سردشت بسیار مهم و حائز اهمیت است. بنابراین در گام اول این پژوهش، خطر لهیدگی توده سنگ در طول مسیر اجرای تونل با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه تجربی، تحلیلی مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفت. سپس در بخش بعدی به کمک اطلاعات مربوط به نتایج ابزار دقیق تونل و انجام آنالیز برگشتی، پارامترهای خزشی مدل ویسکوپلاستیک برگر برای توده سنگ مشخص‌شده و درنهایت با به کار بردن نرم‌افزار Flac2D تحلیل عددی تونل به همراه ارزیابی رفتار پوشش نهایی تونل در طول ۱۰ سال بعد از اجرا صورت پذیرفت. نتایج حاکی از آن است که پهنه سوم (T_3) تونل به دلیل فعالیت گسل امتدادلغز زیرمرگ بحرانی‌ترین وضعیت لهیدگی را دارا می‌باشد. علاوه بر این با افزایش فاصله زمانی بین پایان حفاری و اجرای سیستم نگهداری موقت با زمان نصب پوشش نهایی تونل مقدار کاهش نیروی محوری و ممان خمشی در هر مرحله به‌صورت خطی نبوده، به‌طوری‌که در مرحله اول این دو پارامتر به ترتیب ۲۷ و ۳۷/۵ درصد و در مرحله دوم ۱۴ و ۷ درصد کاهش می‌یابند.

استناد: جوکار محمدحسین، خامه‌چیان ماشاا... ارزیابی پتانسیل لهیدگی توده سنگ‌های فیلیتی و تحلیل عددی رفتار بلندمدت پوشش نهایی تونل انتقال آب سد سردشت. *پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی*. ۱۴۰۵؛ ۱۲(۱): ۱۹۹-۲۲۶.
https://doi.org/10.22091/cer.2026.15392.1675

ناشر: دانشگاه قم.
© نویسندگان.

شناسه دیجیتال: https://doi.org/10.22091/cer.2026.15392.1675

۱- مقدمه

در طی حفاری تونل یا در دوره زمانی طولانی‌مدت ممکن است در اثر ایجاد و ترکیب تنش‌های القایی، تنش موجود از حد مقاومت برشی گذشته و توده سنگ به داخل محدوده حفاری‌شده رانده شود که این پدیده تحت عنوان لهیدگی شناخته می‌شود. مطابق با تعریف انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ، لهیدگی تحت عنوان تغییرشکل بزرگ و همگرایی وابسته به زمان[۱]، شناخته‌شده که در اطراف تونل رخ می‌دهد و اساسا با خزش ناشی از عبور و تجاوز از یک تنش برشی محدودکننده مرتبط است که منجر به کاهش سطح حفاری به دلیل تنش‌های القایی و خواص ضعیف مواد می‌شود [۱ و ۲]. عوامل متعددی در بروز و شدت لهیدگی تونل مؤثر هستند که عبارت‌اند از: خواص مقاومتی سنگ‌ها (بسته به رفتار کرنش- نرمی[۲] سنگ)، شرایط زمین‌شناسی و ساختاری (لیتولوژی و ناهمسانگردی)، تنش‌های برجا، فشار آب منفذی و سطح پیزومتریک، رفتار وابسته به زمان سنگ‌ها، شکل و عمق تونل، روش حفاری و ویژگی‌های سیستم نگهداری تونل. چنانچه وجود سنگ‌های ضعیف، رسی، شیستی و اسلیتی، ناهمسانگردی توده‌سنگ، تنش‌های برجا بالا نسبت به مقاومت سنگ و همچنین خزش می‌توانند احتمال وقوع لهیدگی را افزایش دهند. علاوه بر این، شکل و ابعاد مقطع حفاری، روش حفاری و نحوه نصب سیستم نگهداری (به‌ویژه شیب منحنی مشخصه نگهداری[۳]) به‌عنوان تعیین‌کننده مقاومت سیستم نگهداری تونل در برابر تغییرشکل شعاعی (K) و همچنین برهم‌کنش این عوامل بر یکدیگر (همچون نسبت مقاومت به تنش (SSR[۴])) نقش مهمی در کنترل تغییرشکل‌ها و شدت لهیدگی تونل دارند [۱ و ۳-۱۰].

در زمین‌های دارای پتانسیل لهیدگی، به‌ویژه در توده سنگ‌های رسی یا کم‌مقاومت که نسبت تنش برجا به مقاومت سنگ بالا است، تونل‌ها پس از حفاری ممکن است تغییرشکل‌های قابل‌توجه و تدریجی را تجربه کنند. در چنین شرایطی، سیستم‌های نگهداری معمولا باید سخت‌تر یا ضخیم‌تر از مقادیر معمول طراحی شوند تا ظرفیت تحمل تغییرشکل‌های بزرگ را داشته باشند. تأخیر در نصب نگهداری موجب افزایش تغییرشکل‌های اولیه و رانده‌شدن توده‌سنگ به داخل تونل می‌شود، درحالی‌که نصب سریع سیستم نگهداری موجب محدودشدن تغییرشکل و در نتیجه افزایش بار وارد بر نگهداری و نیاز به سیستم مقاوم‌تر می‌گردد [۱۱ و ۱۲]. در این زمینه، نمونه‌های متعددی از تونل‌ها گزارش شده‌اند که در طول اجرا یا پس از بهره‌برداری، دچار تغییرشکل‌های شدید و پدیده لهیدگی شده‌اند که از جمله آن‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد: لهیدگی تونل دسترسی سنت مارتین لا پورت[۵] در فرانسه با همگرایی قطری تا دو متر، لهیدگی فراتر از یک متر دیواره تونل سرریز پروژه برق‌آبی چاملیا[۶] در نپال همراه با ثبت حداکثر تغییرشکل (بیش از دو متر) در یک تونل این پروژه با قطر ۵/۲ متر، لهیدگی چهار مورد تونل در منطقه کوهستانی چینگلینگ-دابا[۷] چین در طول ساخت‌وساز، لهیدگی قابل‌توجه تونل تاوارازاکا[۸] در ژاپن به‌ویژه در سازندهای با لیتولوژی گلسنگ[۹] پالئوژن که خش‌لغزها در آن‌ها به‌شدت توسعه یافته بودند، لهیدگی تونل داپینگشان[۱۰] چین به دلیل تنش زمین‌شناسی بالا و خودپایداری ضعیف ماسه‌سنگ‌های آرژیلیتی، لهیدگی شدید تونل پروژه برق‌آبی قرخولا[۱۱] باتجربه حداکثر بسته شدن دیواره با مقدار ۰/۴۳۳ متر در ارتفاع روباره ۱۳۴ متری و در نهایت ثبت حداکثر جابه‌جایی‌ها به مقدار ۱/۴ متر دیواره‌های جانبی، ۰/۸ متر در سقف و ۱/۲ متر در کف

[1]- Time Dependent Convergence
[2]- Strain- Softening
[3]- Support Reaction Curve
[4]- Strength-Stress Ratio
[5]- Saint Martin La Porte Access
[6]- Chameliya Hydroelectric Project's Headrace Tunnel
[7]- Qingling-Daba
[8]- Tawarazaka
[9]- Mudstone
[10]- Dapingshan tunnel
[11]- Gharkhola hydroelectric project tunnel

محدوده تقاطع تونل اصلی شماره دو با تونل دسترسی E5 معدن زغال‌سنگ مکانیزه طبس [۱۳-۲۰]. بنابراین جابه‌جایی‌های بزرگ ناشی از لهیدگی را می‌توان یکی از چالش‌های اساسی در ساخت و نگهداری فضاهای زیرزمینی به‌حساب آورد که می‌تواند منجر به بروز مشکلات اجرایی، تأخیرهای طولانی‌مدت و تحمیل هزینه‌های اضافی به اجرای پروژه‌های عمرانی و معدنی گردد [۲، ۲۱ و ۲۲]. در این راستا، از پژوهش‌های صورت گرفته در موضوع شناخت و بررسی خطر و پتانسیل لهیدگی در تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

ویزمن[۱۲] برای اولین بار به موضوع لهیدگی پرداخته و آن را درنتیجه توزیع مجدد تنش و افزایش پهنه پلاستیک در تونل‌های عمیق دانست [۲۳]. محققی دیگر، لهیدگی را حرکت آهسته سنگ به فضای داخلی تونل بدون افزایش قابل‌توجه در حجم سنگ تعریف کرد [۲۴]. بارتون[۱۳] و همکاران، لهیدگی را حرکت پلاستیک مانند سنگ‌های با کیفیت پایین تحت‌فشار زیاد عنوان کردند [۲۵]. در پژوهشی، تغییرشکل وابسته به زمان توسط تمرکز تنش‌های برشی در پهنه حفاری به عنوان موضوعی قابل‌توجه در لهیدگی دانسته شد [۲۶]. اوروركه[۱۴] زمین‌های دارای تغییرشکل ذاتی وابسته به زمان در مجاورت تونل و در نتیجه بار ثابت بیشتر از مقاومت را زمین‌های لهیده شونده تعریف کرد [۲۷]. محققان گزارش کردند که لهیدگی در نتیجه سه نوع گسیختگی کاملا برشی، خمشی (سنگ‌های دگرگونی و نازک لایه) و برشی لغزشی (سنگ‌های رسوبی ضخیم لایه) اتفاق می‌افتد [۲۸]. قائم‌پناه و همکاران، میزان لهیدگی و درصد تغییرشکل دیواره قطعه دوم تونل آزاد کردستان را نسبت به شعاع آن در مقطع بحرانی، با ضخامت روباره ۷۶۰ متر با استفاده از چهار روش تجربی مورد مطالعه و بررسی قرار داده و در نهایت، با میانگین‌گیری از نتایج حاصل از روش‌های تجربی، عمق شروع لهیدگی در این قطعه را ۱۸۰ متر برآورد کردند [۲۹]. شجاعی و همکاران با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی، بررسی‌های صحرایی و نتایج حفاری گمانه‌های اکتشافی، کیفیت توده سنگ‌های افیولیت ملانژی مسیر تونل آزاد را مورد بررسی قرار داده و پس از انجام طبقه‌بندی‌های مهندسی توده سنگ و بررسی معیارهای تجربی لهیدگی سنگ، سیستم نگه‌دارنده مناسب برای آن تونل ارائه کردند [۳۰]. رحمتی و همکاران، ویژگی‌های لهیدگی زمین و شرایط سنگ در تونل انتقال آب گلاب استان اصفهان را مورد بحث قرار دادند. بدین منظور، آن‌ها در گام اول، لهیدگی را با استفاده از روش‌های تجربی و نیمه تجربی بررسی کردند و سپس در مرحله بعد، همگرایی خزشی تونل را با مدل برگر و روش عددی شبیه‌سازی کردند. در نهایت نیز گزارش کردند که جابه‌جایی دیواره (به مقدار ۶۴/۱ میلی‌متر) تونل گلاب بیش از کرنش مجاز (یک درصد، قطر تونل) است. بنابراین پدیده لهیدگی می‌تواند منجر به شکست سیستم نگهداری تونل شود [۳۱]. پژوهشگران با تحلیل فنی ریزش در حفاری تونل انحراف دوم سد سردشت گزارش کردند اگرچه برای جلوگیری از ریزش، روش‌های مختلفی مانند نصب مجموعه‌های فولادی و همچنین تزریق دوغاب برای افزایش مقاومت توده سنگ اطراف تجویز شده است، اما هیچ‌یک از تکنیک‌ها نتوانسته است از ریزش در منطقه جلوگیری کند. بنابراین از آنجا که در ادامه روند تونل‌سازی باید از منطقه ریزشی عبور می‌کرد آن‌ها پایدارسازی تاج تونل (ساخت تاج نگه‌دارنده با استفاده از پیچ سنگ)، را به‌عنوان یک راهکار مؤثر و کاربردی برای رفع مشکل ارائه کردند [۳۲]. کاو[۱۵] و همکاران، خطر لهیدگی، تغییرشکل بزرگ و شکست سیستم نگهداری در مرحله اولیه احداث تونل لائودونگشان[۱۶]، به‌عنوان بخشی از راه‌آهن گوانگتونگ-کونمینگ[۱۷] چین را مورد بررسی قرار داده و نشان دادند که

[12]- Wiesmann
[13]- Barton
[14]- O'Rourke
[15]- Cao
[16]- Laodongshan Tunnel
[17]- Guangtong-Kunming Railway

عوامل مختلفی همچون تنش برجا بالا، وجود سنگ نرم و ضعیف، نفوذ آب‌های زیرزمینی، سیستم نگهداری ضعیف و تأخیر در تکمیل سیستم نگهداری اولیه تونل می‌توانند منجر به وقوع شکست فشارشی (لهیدگی) تونل در طول ساخت‌وساز شوند. بنابراین آن‌ها به‌منظور مدیریت ریسک لهیدگی تونل اقدامات متقابل زیادی از جمله تقویت و بهبود سختی نگهداری اولیه، عملیات تزریق، نصب نگهداری‌های اضافی، تکمیل زودهنگام نگهداری اولیه و نصب به‌موقع پوشش ثانویه (نهایی) تونل را به‌منظور افزایش ایمنی توده‌سنگ ضعیف تحت تنش بالا پیشنهاد کردند [۳۳]. نیکوبخت و همکاران با مطالعه و ارزیابی تغییرشکل و گسترش ناحیه پلاستیک در توده‌سنگ تونل گلاب دو اصفهان گزارش کردند که شبیه‌سازی ارائه‌شده برای بحرانی‌ترین پهنه‌های تونل (پهنه‌های دو و ۱۰ از میان ۱۵ پهنه) که عموما از واحدهای زمین‌شناسی شیلی با میان لایه‌های ماسه‌سنگ و سیلستون تشکیل‌شده‌اند، حاکی از آن است که خصوصیات متغیر مکانیک سنگ و تکتونیک منطقه، لهیدگی قابل‌توجهی را بر سیستم نگهداری تونل وارد می‌سازد [۳۴]. محققان با مروری جامع بر روش‌های پیش‌بینی لهیدگی تونل در سنگ‌های غنی از رس، یک روش جدید ارائه کردند که در آن شرایط زمین و پتانسیل لهیدگی براساس رویکرد تاریخچه تنش و خواص مهندسی خاک نرمال شده (SHANSEP[18])، عدد پایداری پک[19] و شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و معیار هوک- براون ارزیابی می‌شود [۳۵]. ژنگ[20] و همکاران در گام اول با مروری بر منابع، استفاده از عناصر تسلیم شونده در پوشش شاتکریتی[21] (که منجر به پوشش به اصطلاح شکل‌پذیر می‌شود) را به‌عنوان راهکاری مؤثر برای دستیابی به رفتاری شکل‌پذیر و کنترل تغییرشکل‌های ناشی از لهیدگی تونل پیشنهاد دادند. در ادامه، این پژوهشگران چهار گونه اصلی از عناصر تسلیم‌شونده را طبقه‌بندی نموده و ساختار اساسی و فرایند عملکرد مکانیکی هریک را مورد تحلیل قرار دادند [۳۶]. پژوهشگران پدیده تغییرشکل، لهیدگی و اثربخشی پوشش ثانویه بر خواص مکانیکی تونل مائوشیان[22] در راه‌آهن چنگدو-لانژو[23] چین را در طول فرآیند ساخت با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی عددی مورد بررسی قرار داده و گزارش کردند سیستم نگهداری موقت دارای یک شکست ساختاری ناشی از تغییرشکل نامتقارن ناشی از خزش است در حالی‌که سیستم نگهداری ثانویه تأثیر خوبی در مقاومت در برابر بارهای ناشی از خزش دارد [۳۷]. گوو[24] و همکاران گزارش کردند طراحی و ساخت تونل در سنگ‌های فیلیتی راه‌آهن چنگدو- لانژو چین به دلیل خطر و پتانسیل لهیدگی چالش‌های قابل‌توجهی را به‌ویژه در تعیین معیار کنترل تغییرشکل و تعیین زمان مناسب برای ساخت پوشش ثانویه ایجاد می‌کند. بنابراین آن‌ها با استفاده از رگرسیون آماری داده‌های میدانی، زمان مناسب برای ساخت پوشش ثانویه تحت شرایط مختلف را با در نظر گرفتن ضرایب ایمنی مورد مطالعه قرار داده و گزارش کردند پوشش ثانویه باید پس از رسیدن به نرخ تغییرشکل معادل ۹۵ درصد تغییرشکل مرحله پایدار اول اعمال شود تا بتواند پایداری بلندمدت را تضمین کند [۳۸]. در تحقیقی، پیش‌بینی لهیدگی تونل‌های سنگی در پروژه‌های زیرزمینی به دلیل ماهیت پیچیده و غیرقابل‌پیش‌بینی آن‌ها چالش‌برانگیز فرض شده و بنابراین جهت مطالعه و بررسی خطر لهیدگی با استفاده از یک رویکرد نوآورانه، تکنیک‌های یادگیری Q و زنجیره مارکوف آنلاین[25] با همدیگر ادغام شدند؛ زیرا زنجیره مارکوف آنلاین احتمالات تجزیه و تحلیل و انتقال بین درجه‌های مختلف لهیدگی را میسر می‌کند و بنابراین این ادغام، پیش‌بینی‌ها را بیشتر اصلاح می‌کند [۳۹]. پژوهشگران ضمن معرفی تونل انتقال آب هایدونگ

[18] Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
[19]- Peck's Stability Number
[20]- Zheng
[21]- Yielding Elements in Shotcrete Lining

[22]- Maoxian Tunnel
[23]- Chengdu-Lanzhou Railway
[24]- Guo
[25]- Online Markov Chain

(HWCT[۲۶]) چین به‌عنوان یک شاهکار مهندسی، به ارزیابی چالش‌های تونل‌زنی در محیط زمین‌شناسی پیچیده، مکانیک سنگ (سنگ نرم) و ژئومورفولوژیکی متنوع پرداخته و گزارش کردند اگرچه حفاری چنین تونل‌هایی به دلیل تغییرشکل توده سنگ، که معمولا به‌عنوان رفتار لهیدگی شناخته می‌شود، چالش‌های قابل‌توجهی را به همراه دارد ولی می‌توان با استفاده از کابل‌های لنگر پیش‌تنیده[۲۷] به‌طور قابل‌توجهی پایداری کلی توده سنگ را افزایش داده و به‌طور مؤثر مشکلات تغییر شکل بزرگ را در سراسر تونل کاهش داد [۴۰]. پاسلوک[۲۸] و همکاران خطر لهیدگی در تونل‌ها را یک مشکل عمده در مهندسی تونل دانستند که منجر به تحمیل هزینه و خطرات ایمنی شغلی و همچنین تغییرات در شکل تونل می‌شود. بنابراین در این راستا تخمین دقیق لهیدگی در مراحل اولیه طراحی تونل و از نظر حل مشکلات در طول ساخت‌وساز بسیار مهم است. بدین منظور آن‌ها با تمرکز بر روی تونل‌های حفرشده در شیست‌ها با اثرات تکتونیکی بالا، روباره کمتر از ۳۰۰ متر و توده‌های سنگی ضعیف یک معیار تجربی جدید را ارائه و گزارش کردند که ضروری است دامنه آن برای شرایط مختلف تونل‌ها گسترش یابد [۴۱]. محققان گزارش کردند که حفاری تونل عمیق دالیانگشان[۲۹] چین در سنگ‌های لهیده، تحت تأثیر پهنه‌های شکستگی فعال، تمایل زیادی به تغییرشکل‌های نامتقارن بزرگ[۳۰] دارد. چنانچه مسائلی ازجمله پیچش قوس فولادی[۳۱]، ترک‌خوردگی و پوسته‌پوسته شدن بتن پاشیده شده[۳۲] و گسیختگی مهار[۳۳] می‌تواند منجر به آسیب به تکیه‌گاه اصلی و فروپاشی فشاری در بتن مسلح لاینینگ (پوشش) ثانویه شود. بنابراین آن‌ها با انجام آزمایش‌های برجا، تجزیه‌وتحلیل ترکیب نمونه سنگ، شناسایی سطوح ساختاری توده سنگ، آزمون مقاومت ویژه الکتریکی با تراکم بالا[۳۴] و آزمایش ناحیه سست‌شدگی سنگ اطراف تونل[۳۵] اعلام کردند در محدوده مورد مطالعه فرایندهای تکتونیکی و فعالیت‌های آتشفشانی موجب نفوذ توده گرانیتی به درون شیست شده و بدین‌ترتیب، منجر به یک تنش تکتونیکی فشاری (برون‌راند[۳۶]) و ناحیه تماس لیتولوژیکی[۳۷] شده‌اند که به منظور حل این مسئله، طرح کنترل با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر[۳۸] می‌تواند تأثیر مثبتی بر کنترل مقاطع با تغییرشکل بزرگ نامتقارن و توزیع تنش در سنگ اطراف تونل داشته باشد [۴۲]. در تحقیقی دیگر، مسئله لهیدگی شدید و تغییرشکل بزرگ تونل سنگی ضعیف هابا[۳۹] چین را تحت شرایط تنش زمین‌شناسی بالا مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها بدین منظور، آزمایش‌های ریزساختار سنگ[۴۰]، مقاومت سنگ و وارونگی تنش زمین‌شناسی[۴۱] (به‌منظور تغییر تنش‌های اولیه در مدل عددی تا زمانی که خروجی مدل با داده‌های واقعی منطبق شود و در نهایت، تنش‌های واقعی زمین تخمین زده شود) را به همراه مدل‌سازی عددی انجام دادند و در نهایت، یک سیستم فناوری کنترل تغییرشکل با محوریت اصل ادغام آزادسازی تنش- مقاومت را جهت آزادسازی تنش در تونل آزمایشی میانی[۴۲] و تقویت چندلایه مرحله‌ای نگهداری موقت تونل[۴۳] برای کاهش بار وارد بر سیستم نگهداری اصلی، کنترل تغییرشکل در زمین‌های ضعیف و کاهش خطر لهیدگی پیشنهاد کردند [۴۳]. بنابراین می‌توان گفت بازتوزیع تنش‌های برجا، پاسخی بنیادین در پی حفاری هر فضای زیرزمینی است؛ اما بروز پدیده لهیدگی تنها در محیط‌های ژئومکانیکی خاص رخ می‌دهد. در مواردی که تنش‌های برجا بالا با

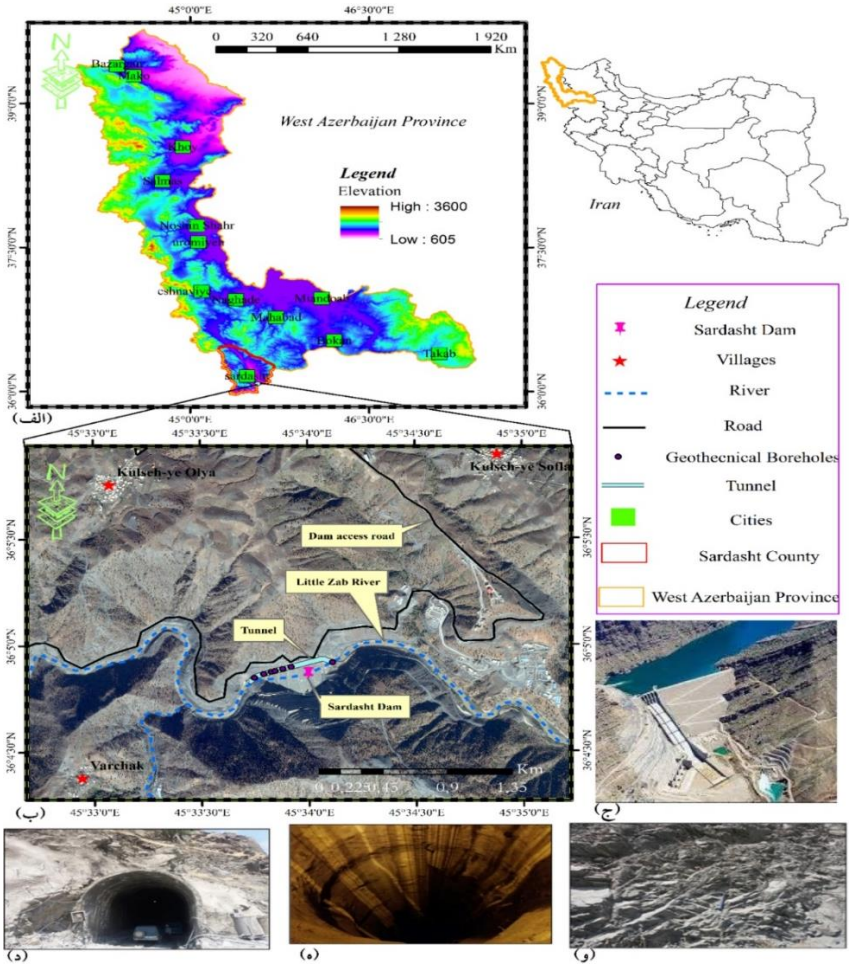
[26]- Haidong water conveyance tunnel
[27]- Prestressed anchor cables
[28]- Posluk
[29]- Daliangshan
[30]- Asymmetric large deformation
[31]- Steel arch twisting
[32]- Shotcrete cracking and spalling
[33]- Anchor failure
[34]- High-density electrical resistance method test
[35]- Surrounding rock loosening zone test
[36]- Extruded tectonic stress
[37]- Lithological contact zone
[38]- Yielding support control scheme
[39]- Haba
[40]- Rock microstructure testing
[41]- Geo-stress inversion
[42]- Stress release in the middle pilot tunnel
[43]- Multi-layer initial support reinforcement

مقاومت پایین توده سنگ همراه باشد، این بازتوزیع تنش می‌تواند منجر به توسعه گسترده پهنه پلاستیک در اطراف حفاری شود. در واقع، چنانچه تنش‌های القایی به‌طور قابل‌توجهی از مقاومت توده سنگ فراتر رود، تغییرشکل‌های بزرگ و عمدتا پلاستیک رخ می‌دهد که به عنوان پدیده لهیدگی شناخته می‌شود. این رفتار به‌ویژه در توده‌های سنگی ضعیف و دارای ساختار (مانند فیلیت‌ها و شیست‌ها) تحت فشار زیاد، جایی که نسبت تنش به مقاومت به‌طور بحرانی افزایش می‌یابد، مشاهده می‌شود. با این‌حال، پیچیدگی و تغییرپذیری رفتار لهیدگی، تحلیل و پیش‌بینی آن را به مسئله‌ای چالش‌برانگیز تبدیل می‌کند، زیرا عواملی نظیر خواص مکانیکی توده سنگ، شرایط تنش‌های برجا، اثرات وابسته به زمان و ناهمگونی‌های ساختاری نقش تعیین‌کننده‌ای در شکل‌گیری و گسترش پهنه تسلیم (که معمولا با همگرایی مقطع تونل و جابه‌جایی‌های قابل‌توجه مشخص می‌شود) دارند. جابه‌جایی‌ها در تونل‌های لهیده اغلب بزرگ بوده و با گذشت زمان نیز افزایش می‌یابند که این رفتار وابسته به زمان، مهم‌ترین و شاخص‌ترین ویژگی پدیده لهیدگی به شمار می‌رود. در این پژوهش، پس از بررسی تفصیلی سه گزینه مختلف برای سامانه انتقال آب سد سردشت، گزینه P_3 که مقدار روباره در بعضی از پهنه‌های آن حداکثر ۶۰۰ متر بود و در توده‌های سنگی دگرگونی ضعیف قرار داشت، به‌عنوان گزینه برتر برگزیده شد. با توجه به کیفیت پایین سنگ‌ها و اثرات گسل زیرمرگ، تحلیل خطر لهیدگی در این تونل اهمیت حیاتی دارد. بنابراین تلاش گردید تا بر پایه اطلاعات زمین‌شناسی و مکانیک سنگ، وضعیت لهیدگی با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی مورد مطالعه قرار گیرد. همچنین برای دستیابی به نتایج دقیق‌تر، از طریق آنالیز برگشتی، پارامترهای خزش مدل برگر استخراج شد تا بتوان رفتار واقعی توده سنگ را در طول زمان شبیه‌سازی کرد. در نهایت، این پژوهش بر روی زمان‌بندی نصب پوشش نهایی متمرکز گردید تا تأثیر تأخیر در اجرای لاینینگ بر کاهش فشارهای وارده و بهینه‌سازی هزینه‌های اجرایی بررسی شود.

۲- موقعیت زمین‌شناسی و جغرافیایی طرح

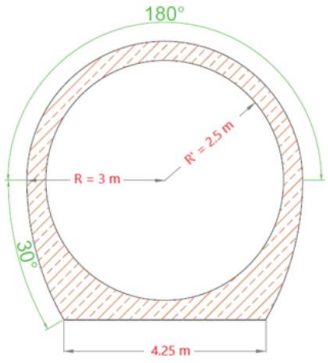
سد سردشت در طول و عرض جغرافیایی ۳۶/۰۸ شمالی و ۴۵/۵۶ شرقی در استان آذربایجان غربی (شکل ۱- الف)، شهرستان سردشت در مجاورت روستاهای کولسه علیا و سفلی در ساحل راست رودخانه کلاس (زاب کوچک) و روستای ورچک (ساحل چپ رودخانه) واقع شده است که مسیر دسترسی به آن از طریق جاده اختصاصی آسفالته به طول ۱۰ کیلومتر از شهر سردشت امکان‌پذیر است (شکل ۱- ب). این سد از نوع سنگریزه‌ای با هسته رسی با ارتفاع ۱۱۱ متر و طول تاج ۲۸۰ متر است (شکل ۱- ج). تراز تاج سد، ۱۰۴۰ متر و رقوم نرمال مخزن سد نیز ۱۰۲۴ متر در نظر گرفته شده است. حجم کل خاک‌ریزی بدنه سد حدود سه میلیون مترمکعب و حجم هسته رسی ۵۱۶ هزار مترمکعب برآورد گردیده است. سیستم انحراف آب شامل دو رشته تونل با قطر داخلی هفت متر و طول‌های ۶۲۷ و ۶۸۲/۵ متر در تکیه‌گاه راست و فرازبند با ارتفاع ۴۶ متر است. تونل موجود در تکیه‌گاه راست در دوره بهره‌برداری به‌عنوان تخلیه کننده تحتانی و تونل موجود در تکیه‌گاه چپ سد نیز به‌عنوان سیستم تخلیه سیلاب عمل می‌کند. برای انتقال آب به نیروگاه، سازه آبگیر با تراز کف ۹۸۰ متر و با ابعاد ۴×۵ متر طراحی شده است. طرح کلی سامانه انتقال آب شامل تونل اول به طول ۴۰۳۱ (شکل ۱- د)، شفت قائم با طول ۱۴۷/۷ متر (شکل ۱- ه) و سپس تونل دوم با طول ۲۸۷ متر در میان توده سنگ‌های فیلیتی (شکل ۱- و) است. بنابراین می‌توان گفت کاربری تونل سردشت از نوع آب‌بر و تحت فشار می‌باشد [۴۴ و ۴۵]. مقطع تونل مطابق با مشخصات هندسی شکل ۲، به صورت نعل اسبی طراحی‌شده و توالی حفاری آن براساس رویکرد NATM در نظر گرفته شده است. همچنین برای سیستم نگهداری، از پوشش بتن مسلح استفاده شده است که پس

از اجرای لاینینگ نهایی، ابعاد مقطع تونل به پنج متر می‌رسد [۴۵].



شکل ۱- (الف) جانمایی موقعیت سد سردشت بر روی مدل رقومی ارتفاع (DEM) استان آذربایجان غربی، (ب) مسیر دسترسی به محدوده سد سردشت و تونل انتقال آب، (ج) نمایی از سد سنگریزه‌ای سردشت، (د) ورودی تونل انتقال آب سد سردشت، (ه) شفت قائم تونل انتقال آب و (و) رخنمون سنگ‌های فیلیتی در ساختگاه تونل انتقال آب سد سردشت

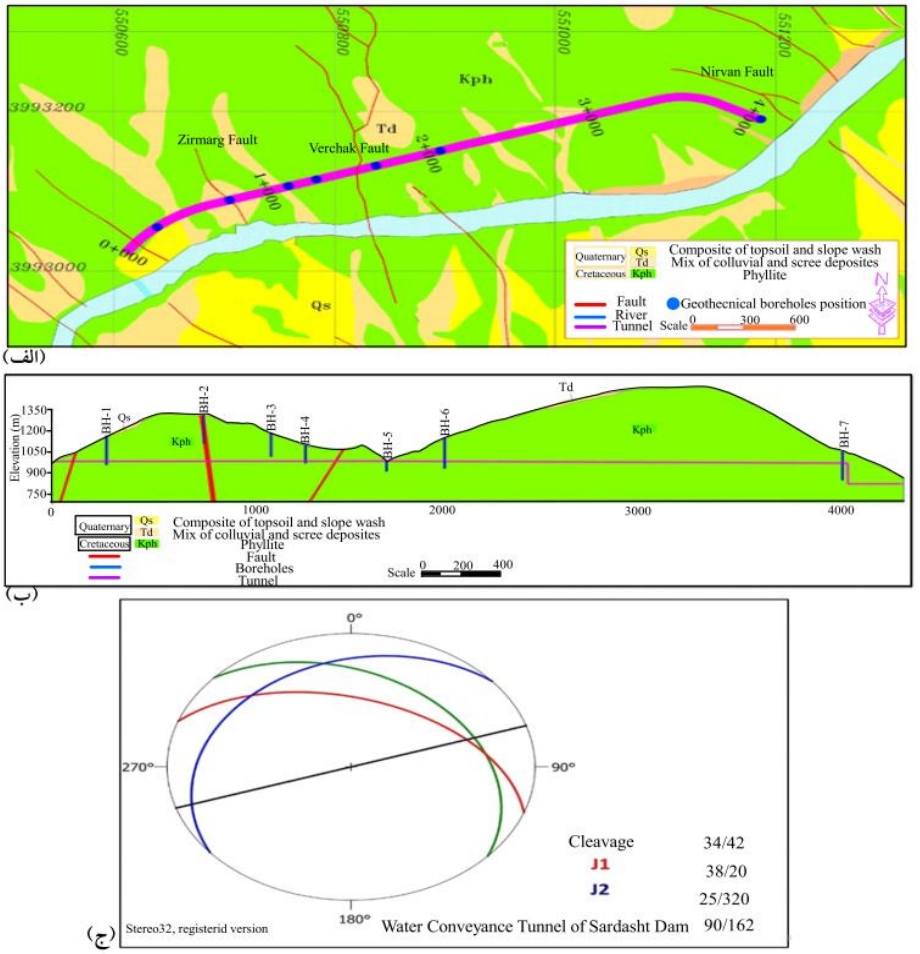
به لحاظ زمین‌شناسی نیز گستره طرح بخشی از نوار اسلیتی- فیلیتی است که با روند شمال باختری- جنوب خاوری و پهنای میانگین ۲۰ کیلومتر قرار گرفته است. این نوار با همین روند و طول بیش از ۶۰ کیلومتر در محدوده مورد مطالعه امتداد یافته است که در مقیاس وسیع‌تر بخشی از نوار عریض دگرگونی مهاباد- گلپایگان می‌باشد [۴۶]. با توجه به بازدید میدانی، نقشه زمین‌شناسی و پروفیل تونل انتقال آب (شکل‌های ۳- الف و ب) محدوده مورد مطالعه در واحدی متشکل از سنگ‌های دگرگونی فیلیتی (شکل ۱- و) قرار دارد که در بعضی از رخنمون‌های واحد فیلیتی ساختگاه تونل انتقال آب رگه‌هایی از جنس ماسه‌سنگ نیز مشاهده می‌گردد.



شکل ۲- ابعاد مقطع حفاری و مقطع نهایی تونل بعد از اعمال لاینینگ بتنی [۴۵]

تونل انتقال آب در حدود کیلومتراژ ۱+۶۵۱ با دره ورچک تلاقی می‌کند، در این محدوده به دلیل فقدان روباره در محل تلاقی و نواحی مجاور (به‌ویژه در نزدیکی گمانه ژئوتکنیکی شماره ۵) (شکل ۳- ب)، برای بازه‌ای به طول ۱۲۴ متر، استفاده از پوشش فلزی پیش‌بینی شده است [۴۵].

به لحاظ تکتونیکی نیز مهم‌ترین عارضه ساختاری مسیر تونل گسل زیرمرگ است که به‌طور تقریبی از کیلومتراژ ۰+۷۰۰ در طول تقریبی ۲۰ تا ۳۰ متر با مقطع تونل تلاقی دارد. با توجه به کیفیت بسیار پایین سنگ در این محدوده، سیستم تحکیم و نگهداری ویژه‌ای بایستی منظور گردد.



شکل ۳- (الف) نقشه زمین‌شناسی محدوده تونل انتقال آب سردشت [۴۵]، (ب) پروفیل زمین‌شناسی تونل انتقال آب سردشت [۴۵] و (ج) جهت‌یابی سیستم‌های ناپیوستگی نسبت به محور تونل

در ادامه، در محدوده گسل‌های ورچک (که امتداد آن از کف دره آبسردکه می‌گذرد) و گسل اصلی نیروان (نزدیک محدوده خروجی تونل) اثری از عوارض گسلی در محدوده تونل مشاهده نشد؛ ولی از فاصله تقریبی ۷۰۰ متری پایین‌دست محدوده خروجی نیروگاه در طولی نزدیک به ۳۰۰ متر در تکیه‌گاه راست رودخانه مجموعه افیولیتی مشتمل بر سنگ‌های آهکی به همراه توده‌های اولترابازیک به‌شدت خرد شده است که پس از حدود ۳۰۰ متر این خردشدگی به ساحل چپ و سپس ترازهای بالاتر تکیه‌گاه چپ منتقل می‌گردد و در ادامه نیز در زیر واریزه‌های دامنه‌ای پنهان می‌گردد [۴۴ و ۴۵]. مطابق با شکل ۳- ب، مسیر تونل به‌طور کامل در واحد زمین‌شناختی Kph قرار گرفته است که لیتولوژی آن شامل فیلیت، ماسه‌سنگ دگرگونی و اسلیت مربوط به دوره کرتاسه است. در این شکل همچنین، پروفیل تغییرات روباره، موقعیت گسل‌های ساختاری (به‌ویژه گسل زیرمرگ در کیلومتر ۰+۷۰۰) و

توزیع گمانه‌های اکتشافی نمایش داده شده است. در نهایت، بر پایه اطلاعات مشاور و بازدیدهای میدانی صورت گرفته، جهت‌یابی ناپیوستگی‌های موجود در توده سنگ محدوده مورد مطالعه، مطابق شکل ۳- ج (بر پایه اطلاعات جدول ۱) به‌صورت سه دسته ناپیوستگی شامل یک دسته کلیواژ و دو دسته درزه قابل مشاهده است. علاوه‌بر این، جهت ارزیابی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ‌های فیلیتی در محدوده اجرای تونل توسط شرکت مشاور آزمایش‌های آزمایشگاهی همچون آزمایش‌های تعیین وزن واحد حجم، تخلخل، مقاومت فشاری تک‌محوری، مقاومت فشاری سه محوری و کشش غیرمستقیم (برزیلین) انجام‌شده که نتایج پس از میانگین‌گیری در جدول ۲ قابل مشاهده است.

جدول ۱- مشخصات مربوط به ناپیوستگی‌ها در محدوده تونل انتقال آب سردشت [۴۵]

ناپیوستگی	جهت شیب	شیب (deg)	طول (m)	فاصله (m)	بازشدگی (mm)	پرشدگی	زبری	هوازدگی	وضعیت آب
کلیواژ	۴۲	۳۴	۶-۸	۰/۰۶ -۰/۲	۱ -۰/۰۱	بدون پرشدگی	کمی زبر	کمی هوازده	خشک
J1	۲۰	۳۸							
J2	۳۲۰	۲۵	۱۵-۲۰						

جدول ۲- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ فیلیتی در مسیر اجرای تونل [۴۵]

	نوع سنگ	فیلیت
آزمایش‌های فیزیکی	وزن واحد حجم سنگ (kN/m^3)	۲۷/۵
	تخلخل (%)	۰/۸۹
آزمایش‌های تک محوری	مقاومت فشاری (MPa)	۱۲/۴۶
	مدول یانگ (GPa)	۵/۴۸
	نسبت پواسون	۰/۳۲
آزمایش سه‌محوری	چسبندگی (MPa)	۰/۹۳
	زاویه اصطکاک داخلی (deg)	۵۶
آزمایش مقاومت کششی برزیلین	مقاومت کششی (MPa)	۳/۷

۳- روش تحقیق

۳-۱- ارزیابی پایداری توده سنگ دربرگیرنده تونل

در ابتدا با توجه به تغییرات روباره در طول مسیر اجرای تونل و تحلیل شرایط تکتونیکی، تغییرات مقاومت توده سنگ و وضعیت ناپیوستگی‌ها براساس پروفیل گمانه‌های حفرشده، مسیر تونل به چهار پهنه ژئومکانیکی T_1 تا T_4 تقسیم گردید (جدول ۳). در این تحلیل، عامل کنترل‌کننده اصلی بروز پدیده لهیدگی، شناسایی‌شده به عنوان:

۱- تخریب شدید توده‌سنگ در پهنه گسلی T_3 (مربوط به فعالیت گسل زیرمرگ) و

۲- روباره زیاد (۵۰۰ تا ۶۰۰ متر) در بخش میانی پهنه T_4 است.

از آنجا که نتایج گمانه‌ها نشان‌دهنده یکنواختی نسبی کیفیت ژئومکانیکی توده سنگ در بخش‌های وسیعی از مسیر (به‌ویژه در پهنه T_4 با محدوده RMR=33–41، GSI=35–40 و Q≈0.7) است، تغییرات محدود این پارامترها تأثیر تعیین‌کننده‌ای بر پتانسیل لهیدگی نخواهد داشت. بنابراین، به منظور ارزیابی محافظه‌کارانه و دقیق خطر لهیدگی، محاسبات در هر پهنه براساس شرایط بحرانی و حداکثر روباره قابل انتظار در آن محدوده صورت پذیرفت. براساس سیستم طبقه‌بندی RMR توده سنگ مسیر تونل در کلاس خیلی ضعیف تا ضعیف و براساس سیستم طبقه‌بندی Q توده سنگ مسیر تونل به طور استثنایی

ضعیف تا خیلی ضعیف قرار دارد، در این راستا سیستم نگهداری پیشنهادی برای پهنه‌های مختلف تونل با در نظر گرفتن نتایج طبقه‌بندی‌های مهندسی RMR و Q به ترتیب مطابق جداول ۴ و ۵ می‌باشد. همچنین از آنجا که بدون دانش کافی در مورد پارامترهای ژئومکانیکی مانند رفتار مکانیکی مواد اطراف فضای زیرزمینی، نمی‌توان ارزیابی دقیقی از شرایط و پایداری و طراحی نگهداری تونل داشت.

جدول ۳- وضعیت طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ در پهنه‌های مختلف تونل

پهنه	کیلومتراژ (m)	ارتفاع سربار (m)	طول (m)	RMR	Q	GSI
T_1	۰+۰۰ -۰+۱۲۵	۱۰۰	۱۲۵	رده ۴: ضعیف، ۳۱-۲۳	خیلی ضعیف، ۰/۴	۲۰-۲۵
T_2	۰+۱۲۵ -۰+۵۵۰	۳۶۰	۴۲۵	رده ۴: ضعیف، ۳۴-۲۶	خیلی ضعیف، ۰/۴۵	۳۰-۳۵
T_3	۰+۵۵۰ -۰+۷۷۵	۳۶۰	۲۲۵	رده ۵: خیلی ضعیف، ۱۱	فوق‌العاده ضعیف، ۰/۰۰۵	۱۰-۱۵
T_4	۰+۷۷۵ -۴+۰۳۱	۶۰۰	۳۲۵۶	رده ۴: ضعیف، ۴۱-۳۳	خیلی ضعیف، ۰/۷	۳۵-۴۰

جدول ۴- سیستم نگهداری پیشنهادی برای پهنه‌های مختلف تونل براساس مقادیر RMR

پهنه/ رده توده سنگ	سیستم نگهداری پیشنهادی		
	راک‌بولت (قطر ۲۰ میلی‌متر، تزریق‌شده)	شاتکریت	قاب‌های فولادی
T_1, T_2, T_4 سنگ ضعیف RMR = ۲۱ -۴۰	طول ۴ تا ۵ متر با فواصل ۱ تا ۱/۵ متر و در تاج و دیوارهای جانبی به همراه شبکه (مش) سیمی	ضخامت ۱۰۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر در تاج و ۱۰۰ میلی‌متر در دیواره‌های جانبی	قاب‌های فولادی متوسط با فاصله ۱/۵ متر (در صورت نیاز)
T_3 سنگ بسیار ضعیف RMR< ۲۰	طول ۵ تا ۶ متر با فواصل ۱ تا ۱/۵ متر و در تاج و دیوارهای جانبی	ضخامت ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر در تاج، ۱۵۰ میلی‌متر در دیواره‌های جانبی و ۵۰ میلی‌متر در سینه کار تونل	قاب‌های فولادی با فاصله ۰/۷۵ متر به همراه پیش‌نگهداری (در صورت نیاز)

جدول ۵- سیستم نگهداری پیشنهادی برای پهنه‌های مختلف تونل براساس مقادیر Q

پهنه/ رده توده سنگ	سیستم نگهداری پیشنهادی
T_1, T_2, T_4 ۰/۴<Q <۰/۷	شاتکریت الیافی با ضخامت ۵۰ تا ۹۰ میلی‌متر همراه با راک‌بولت با فواصل ۱/۵ تا ۱/۷ متر و طول ۳/۸ متر
T_3 Q= ۰/۰۰۵	شاتکریت الیافی با ضخامت بیش از ۱۵۰ میلی‌متر، قاب‌های فولادی تقویت‌شده با فاصله کمتر از ۱ متر از یکدیگر و راک‌بولت با طول ۴ متر

بنابراین پس از برآورد و محاسبه پارامترهای ژئومکانیکی مربوط به سنگ بکر (جدول ۲)، با استفاده از نتایج طبقه‌بندی مهندسی سنگ، قضاوت مهندسی و روابط کمی و آماری ارائه‌شده در این خصوص، مقاومت توده سنگ و مدول تغییرشکل پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ مطابق جدول ۶ برآورد گردید [۴۷-۵۲]. در ادامه، زاویه اصطکاک و چسبندگی توده سنگ از طریق نتایج طبقه‌بندی‌های مهندسی سنگ (RMR, GSI) به ترتیب مطابق با جداول ۷ و ۸ در پهنه‌های مختلف تونل محاسبه گردید. شایان ذکر است با توجه به اینکه تغییرات زیادی در نوع و جنس سنگ‌ها در طول تونل وجود ندارد و تغییرات بیشتر مربوط به مقاومت سنگ می‌باشد، وزن مخصوص سنگ، ثابت در نظر گرفته شد (جدول ۲). علاوه بر این با توجه به اینکه در مرحله مطالعات طرح نیروگاهی سردشت برای تعین مقدار نسبت تنش آزمایش‌های برجا انجام‌نشده است بنابراین این پارامتر به صورت الاستیک (مستقل از عمق)، متغیر نسبت به عمق و متغیر در عمق‌های کمتر از ۴۰۰ متر در پهنه‌های مختلف تونل مطابق جدول ۹ محاسبه گردید [۵۳-۵۵]. نتایج نشان داد که تئوری الاستیک مقادیر حداقلی (حدود ۰/۴۴) و رابطه تجربی تا عمق‌های کمتر از ۴۰۰ متر مقدار ۱/۲ را پیشنهاد می‌دهند. با توجه به قرارگیری محدوده مورد مطالعه در زون گسلی

امتدادلغز زیرمرگ در کیلومتراژ ۷۰۰+۰ و در عمق حدود ۳۳۳ متر، انتخاب نسبت تنش با در نظر گرفتن اثرات وزن روباره، شرایط تکتونیکی منطقه و تمایل تنش‌ها در اعماق بیشتر به سمت کاهش اختلاف تنش‌های افقی و قائم (مطابق با مفهوم کلی گرایش به حالت هیدرواستاتیک در رفتار بلندمدت توده‌سنگ‌ها) براساس قانون هایم[۴۴]، صورت گرفت [۵۶].

جدول ۶- مقادیر مقاومت (مگاپاسکال) و مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ (گیگاپاسکال) برای پهنه‌های مختلف مسیر تونل

پهنه	مقاومت توده سنگ (MPa)			مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ (GPa)		
	حداقل	میانگین	حداکثر	حداقل	میانگین	حداکثر
T_1	۰/۵۶۸	۱/۱۴۷	۵/۱	۱/۰۱۳	۱/۳۸	۲/۱
T_2	۰/۹۰۹۵	۱/۶۵	۳/۰۲۴	۲/۰۲۳	۲/۱	۳/۰۸۷
T_3	۰/۰۱	۰/۲۲۲	۰/۴۵	۰/۱۱۸	۰/۶۵	۰/۸۶
T_4	۰/۵۱۱	۱/۶۰۹	۵/۸۵	۱/۵۱۷	۲/۷	۳/۲

جدول ۷- مقادیر زاویه اصطکاک توده سنگ پیشنهادی برای پهنه‌های مختلف مسیر تونل (درجه)

پهنه	زاویه اصطکاک توده‌سنگ (deg)، برآوردشده براساس RMR	زاویه اصطکاک توده‌سنگ (deg)، برآوردشده براساس GSI	زاویه اصطکاک پیشنهادی توده‌سنگ (deg)
T_1	۱۵-۲۵	۲۹/۳ -۳۱/۴	۲۹
T_2	۱۵-۲۵	۲۵/۹ -۲۷/۴	۲۷
T_3	۱۵>	۶/۴ -۶/۹	۲۴
T_4	۱۵-۲۵	۲۷-۲۸	۳۱

جدول ۸- مقادیر چسبندگی توده سنگ پیشنهادی برای پهنه‌های مختلف مسیر تونل (مگاپاسکال)

پهنه	چسبندگی توده‌سنگ (MPa)، برآوردشده براساس RMR	چسبندگی توده‌سنگ (MPa)، برآوردشده براساس GSI	چسبندگی توده‌سنگ پیشنهادی (MPa)
T_1	۰/۱ -۰/۲	۰/۲	۰/۳
T_2	۰/۱ -۰/۲۵	۰/۶۵	۰/۸
T_3	۰/۱>	۰/۱	۰/۲۵
T_4	۰/۱-/۲۵	۰/۹	۱

جدول ۹- مقادیر نسبت تنش در پهنه‌های مختلف مسیر تونل

روش‌ها	T_1	T_2	T_3	T_4
تئوری الاستیک [۵۳]	۰/۴۲	۰/۴۲	۰/۵۴	۰/۳۸
حدود تجربی هوک و براون [۵۴]	۱/۳ -۵/۱۵	۰/۶۴ -۴/۶	۰/۶۴ -۴/۶	۰/۴۶ -۳
رابطه سنگوپتا [۵۵]	۱/۲	۱/۲	۱/۲	به دلیل عمق بیشتر از ۴۰۰ متر قابل اعمال نیست.

در نهایت، مقدار نسبت تنش برابر ۱ در تحلیل‌ها در نظر گرفته شد. با این حال، توصیه می‌شود برای کاهش عدم قطعیت، آزمایش‌های برجا نظیر شکست هیدرولیکی و جک تخت جهت تعیین دقیق تنش‌های افقی و قائم در منطقه انجام گیرد.

۳-۲- ارزیابی خطر و پتانسیل لهیدگی تونل سد سردشت با استفاده از روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی

جهت پیش‌آگاهی و ارزیابی خطر لهیدگی تونل انتقال آب سد سردشت در گام اول پژوهش با استفاده از:

[44] Heim

۱- روش‌های تجربی (بر پایه سیستم طبقه‌بندی توده سنگ) همچون معیارهای سینگ[۴۵] و همکاران و گوئل[۴۶] و همکاران [۵۷ و ۳].

۲- روش‌های نیمه تجربی (براساس تغییر قابل‌انتظار تونل در یک میدان تنش هیدرواستاتیک) همچون معیارهای جتوا[۴۷] و همکاران، آیدان و همکاران و هوک و مارینوس[۴۸] [۲۸، ۵۸ و ۵۹] و

۳- روش‌های تحلیلی (بر پایه پارامترهای مقاومتی و تغییرشکل‌پذیری توده سنگ) همچون معیارهای انیشتین و بارلا[۴۹] به ارزیابی ریسک این مخاطره در پهنه‌های مختلف تونل پرداخته شد [۱۱ و ۶۰].

۳-۲-۱- ارزیابی خطر و پتانسیل لهیدگی با روش‌های تجربی

۳-۲-۱-۱- معیار سینگ و همکاران

این معیار بر پایه اطلاعات جمع‌آوری‌شده از داده‌های مربوط به کیفیت توده سنگ (Q) و سربار (H)، ۳۹ مورد تونل و ترسیم یک خط مرزی راست مطابق رابطه (۱)، جهت جداسازی سنگ لهیده شونده و غیرلهیده شونده ارائه شده است [۵۷]:

$$H=350\ Q^{1/3} \qquad (۱)$$

براین اساس پتانسیل لهیدگی برای هرکدام از پهنه‌های تونل انتقال آب سد سردشت با استفاده از این معیار (بر پایه مقدار Q و رابطه خط مرزی)، بررسی گردید که نتایج نهایی آن در جدول ۱۰ قابل مشاهده است.

جدول ۱۰- نتایج ارزیابی وضعیت لهیدگی براساس روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی در پهنه‌های مختلف تونل

پهنه	کیلومتراژ (m)	سربار (m)	روش‌های تجربی		روش‌های نیمه تجربی			روش‌های تحلیلی	
			سینگ و همکاران [۵۷]	گوئل و همکاران [۳]	جئتوا و همکاران [۵۸]	آیدان و همکاران [۲۸]	هوک و مارینوس [۵۹]	انیشتین [۶۰]	بارلا[۱۱]
T1	۰+۰۰ - ۰+۱۲۵	۱۰۰	غیرلهیده	غیرلهیده	لهیدگی خفیف	لهیدگی شدید	مشکلات پایداری جزئی	لهیدگی متوسط	لهیدگی متوسط
T2	۰+۱۲۵ - ۰+۵۵۰	۳۶۰	لهیده	لهیده	لهیدگی متوسط	لهیدگی بسیار شدید		لهیدگی شدید	لهیدگی شدید
T3	۰+۵۵۰ - ۰+۷۷۵	۳۶۰			لهیدگی بسیار شدید		لهیدگی شدید		
T4	۰+۷۷۵ - ۴+۰۳۱	۶۰۰	غیرلهیده		لهیدگی متوسط		لهیدگی خفیف		

۳-۲-۱-۲- معیار گوئل و همکاران

این معیار بر پایه عدد توده سنگ[۵۰] است که به‌صورت Q فاقد فاکتور (SRF=1) تعریف می‌شود. در این معیار بر پایه ۹۹ مقطع تونل (با فرض عمق تونل برابر H، دهانه یا قطر تونل برابر B و عدد توده سنگ برابر N وضعیت لهیدگی با ترسیم نموداری لگاریتمی بین N و $H.B^{0.1}$، نسبت به یک خط با رابطه (۲) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد [۳]:

$$H=(275\ N^{0.33})B^{-.1} \qquad (۲)$$

براین اساس در این پژوهش، جهت ارزیابی خطر و پتانسیل لهیدگی برای تونل انتقال آب سد سردشت با استفاده از این معیار، مقدار SRF در سیستم طبقه‌بندی

[45]- Singh
[46]- Barla
[47]- Jethwa
[48] - Hoek and Marinos
[49] - Einstein
[50]- Rock mass number

مهندسی توده سنگ به روش Q برابر یک در نظر گرفته شد و مقدار N برای هر پهنه، جداگانه محاسبه شد که درنهایت نتایج نهایی حاصل از ارزیابی ریسک مخاطره لهیدگی برای هر کدام از پهنه‌های تونل انتقال آب سد سردشت براساس این معیار در جدول ۱۱ قابل‌مشاهده است.

۳-۲-۲- ارزیابی خطر و پتانسیل لهیدگی با روش‌های نیمه‌تجربی

۳-۲-۲-۱- معیار جتوا و همکاران

در این معیار درجه لهیدگی بر پایه ساده‌سازی معادلات تحلیلی راه‌حل فرم بسته[۵۱] برای تونل‌های دایره‌ای تحت بارگذاری هیدرواستاتیک و بررسی‌های کارگاهی فشار نهایی توده سنگ بر روی پوشش تونل و ادغام آن با مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی حداکثر و باقیمانده سنگ به‌صورت رابطه (۳) تعریف می‌گردد [۵۸]:

$$N_c=\frac{\sigma_{cm}}{P_0} \qquad (۳)$$

که در این رابطه σ_{cm} مقاومت فشاری تک‌محوری توده سنگ (مگاپاسکال) و P_0 تنش برجا (مگاپاسکال) می‌باشد.

مطابق این معیار، خطر لهیدگی تونل زمانی زیاد می‌شود که Nc کوچک‌تر از ۰/۴ باشد و در صورتی‌که مقدار Nc بزرگ‌تر از دو شود سنگ غیرلهیده می‌باشد. همچنین در مقادیر Nc حد واسط ۰/۴ تا ۰/۸ و ۰/۸ تا ۲ به ترتیب سنگ دارای لهیدگی متوسط و ملایم می‌باشد. براین اساس با در نظر گرفتن مقادیر ژئومکانیکی هر پهنه به صورت جداگانه، خطر و پتانسیل لهیدگی تونل انتقال آب سد سردشت با استفاده از این معیار مورد ارزیابی قرار گرفت که نتایج آن در جدول ۱۰ قابل مشاهده است.

۳-۲-۲-۲- معیار آیدان و همکاران

در این معیار جهت ارزیابی مخاطره لهیدگی در تونل، مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر (σ_{ci}) به فشار سربار (γh) ارتباط داده می‌شود و سطوح کرنش نرمال شده η_p، η_s و η_f به‌صورت روابط (۴) تا (۶) بیان می‌گردد [۲۸]:

$$\eta_p=\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e}=2\sigma_{ci}^{-0.17} \qquad (۴)$$

$$\eta_s=\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e}=3\sigma_{ci}^{-0.25} \qquad (۵)$$

$$\eta_f=\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e}=5\sigma_{ci}^{-0.32} \qquad (۶)$$

که در این روابط ε_s، ε_p و ε_f به ترتیب مقادیر کرنش در نقطه تسلیم، پس از تسلیم و گسیختگی بعد از نقطه تسلیم و ε_e کرنش حدی الاستیک[۵۲] است.

در این معیار، بر پایه آنالیز تحلیلی فرم بسته که برای تعیین سطح کرنش در اطراف یک تونل دایره‌ای در یک میدان هیدرواستاتیک توسعه‌یافته پنج درجه لهیدگی را می‌توان متصور بود (جدول ۱۱) که به‌منظور بیان آن (درجه لهیدگی) حد کرنش الاستیک برای توده سنگ (ε_θ^e) و کرنش مماسی اطراف تونل دایره‌ای (ε_θ^a) در میدان تنش هیدرواستاتیک مطابق روابط (۷) و (۸) بیان می‌شوند:

$$e_\theta^e=\frac{\sigma_{cm}}{E_m} \qquad (۷)$$

$$e_\theta^a=\frac{\sigma_\theta}{E_m} \qquad (۸)$$

که در این روابط E_m مدول تغییرشکل توده سنگ، σ_{cm} مقاومت فشاری تک‌محوری توده سنگ، σ_θ حداکثر تنش مماسی ایجادشده بر روی جدار تونل است، که با فرض میدان تنش هیدرواستاتیک ($\sigma_h=\sigma_v$)، مقدار حداکثر تنش مماسی برای یک تونل دایره‌ای دو برابر تنش اولیه وارد بر توده‌سنگ در نظر گرفته می‌شود ($\sigma_{\theta,max}=2\sigma_0$). در صورتی که تنش اولیه ناشی از وزن روباره باشد، خواهیم داشت: $\sigma_{\theta,max}=2\gamma H$. درنهایت با محاسبه درصد تغییرشکل نسبی پهنه‌های مختلف تونل انتقال آب سد سردشت ریسک مخاطره لهیدگی در پهنه‌های تونل براساس این معیار در جدول ۱۰ قابل مشاهده است.

[51]- Close form solution
[52]- Elastic strain limit

۳-۲-۲-۳- معیار هوک و مارینوس

خطر و پتانسیل لهیدگی سنگ‌های دربرگیرنده مسیر تونل در این معیار تابعی از کرنش شعاعی جداره تونل و کرنش جداری جبهه کار تونل است که با توجه به نیروهای داخلی مختلف سیستم نگهداری به‌صورت نمودار در مقابل نسبت مقاومت فشاری توده سنگ به تنش برجا رسم می‌شوند.

چنانچه محققان، بر پایه این نمودارها و به کمک تحلیل‌های اجزای محدود با تقارن محوری و بررسی طیف وسیعی از سنگ‌ها، ارزیابی تنش‌های برجا و نیروهای وارد بر سیستم نگهداری تونل‌ها، در نهایت جهت محاسبه کرنش جداره تونل و تعیین کرنش شعاعی تونل فاقد سیستم نگه‌دارنده روابط تقریبی (۹) و (۱۰) را ارائه کردند [۵۹]:

$$\varepsilon_t(\%)=0.15\left(1-\frac{P_i}{P_0}\right)\frac{\sigma_{cm}}{P_0}^{-\frac{\left(\frac{3Pi}{P0}+1\right)}{\left(\frac{3.8Pt}{P0+0.54}\right)}} \quad (۹)$$

$$\varepsilon_t(\%)=0.15\left(\frac{\sigma_{cm}}{P_0}\right)^{-1.85} \quad (۱۰)$$

که در این روابط σ_{cm} مقاومت فشاری تک‌محوری توده سنگ، P_0 تنش برجا، P_i فشار سیستم نگه‌دارنده و ε_t کرنش جداره تونل می‌باشد. سپس آن‌ها بر مبنای مقادیر کرنش تونل به درصد، سطوح لهیدگی را در تونل طبقه‌بندی کردند.

جدول ۱۱- درجه‌بندی لهیدگی سنگ در معیار آیدان و همکاران [۲۸]

رده	درجه لهیدگی	نماد	شرایط تنش	معیار نظری	رفتار توده سنگ
I	بدون لهیدگی	NS	مقاومت توده‌سنگ بسیار بیشتر از تنش برجا در پیرامون تونل است.	$e_\theta^a/e_\theta^e \le 1$	توده‌سنگ رفتار الاستیک نشان می‌دهد و تونل با تغییرشکل ناچیز پایدار می‌ماند.
II	لهیدگی خفیف	LS	مقاومت توده‌سنگ اندکی بیشتر از تنش برجا است.	$1 < e_\theta^a/e_\theta^e \le \eta_P$	توده‌سنگ رفتار کرنش‌سخت‌شونده نشان می‌دهد و مقداری جابه‌جایی رخ می‌دهد؛ با این حال، پایداری تونل را می‌توان با نگهداری مناسب تأمین کرد.
III	لهیدگی متوسط	FS	توده‌سنگ رفتار کرنش‌سخت‌شونده دارد؛ همگرایی قابل توجه رخ می‌دهد و تغییرشکل به‌تدریج ادامه می‌یابد.	$\eta_P < e_\theta^a/e_\theta^e \le \eta_S$	همگرایی قابل توجه و تغییرشکل‌های وابسته به زمان در توده‌سنگ مشاهده می‌شود.
IV	لهیدگی شدید	HS	تنش برجا از مقاومت توده‌سنگ فراتر می‌رود.	$\eta_S < e_\theta^a/e_\theta^e \le \eta_f$	رفتار کرنش‌نرم‌شونده آشکار است؛ تغییرشکل‌های بزرگ ایجاد می‌شوند و پایداری تونل به‌شدت تحت تأثیر قرار می‌گیرد.
V	لهیدگی بسیار شدید	VHS	مقاومت توده‌سنگ به‌مراتب کمتر از تنش برجا است.	$\eta_f < e_\theta^a/e_\theta^e$	احتمال لهیدگی بسیار زیاد است؛ تغییرشکل‌های بسیار بزرگ و مداوم رخ می‌دهند و ممکن است توقف فوری حفاری و نصب سیستم نگهداری بسیار مقاوم ضروری باشد.

چنانچه مطابق این معیار خطر لهیدگی زمانی جدی است که مقدار کرنش تونل به بالای ۲/۵ درصد برسد و در مقادیر کرنش بالای ۱۰ درصد بی‌نهایت لهیدگی اتفاق می‌افتد. بر این اساس خطر و پتانسیل لهیدگی برای هرکدام از پهنه‌های تونل انتقال آب سد سردشت با استفاده از این معیار به صورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گرفت که نتایج آن در جدول ۱۰ قابل مشاهده است.

۳-۲-۳- ارزیابی خطر و پتانسیل لهیدگی با روش‌های تحلیلی

۳-۲-۳-۱- معیار بارلا

در این معیار جهت ارزیابی خطر لهیدگی تونل، مطابق رابطه (۱۱) یک شاخص با استفاده از مقاومت فشاری تک‌محوری توده سنگ (σ_{cm})، ارتفاع روباره (h) و وزن واحد حجم (γ) تحت عنوان شاخص لهیدگی بارلا تعریف می‌شود [۱۱]:

$$I_B=\frac{\sigma_{cm}}{\gamma h} \quad (۱۱)$$

سپس براساس آن، میزان لهیدگی در پنج گروه غیرلهیده شونده ($I_B>2$)، لهیده‌شوندگی ملایم ($2>I_B>1$)، لهیده‌شوندگی متوسط ($1>I_B>0.6$)، لهیده‌شوندگی زیاد ($0.6>I_B>0.3$) و لهیده‌شوندگی خیلی زیاد ($I_B<0.3$) تقسیم‌بندی می‌شود. بر این اساس با در نظر گرفتن مقادیر ژئومکانیکی هر پهنه، خطر و پتانسیل لهیدگی تونل انتقال آب سد سردشت با استفاده از این معیار به صورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گرفت که نتایج آن در جدول ۱۰ قابل مشاهده است.

۳-۲-۳-۲- معیار انیشتین یا معیار انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM)

در این معیار با استفاده از نسبت تنش مماسی بیشینه اطراف تونل ($\sigma_{\theta max}$) به مقاومت تراکمی تک‌محوری توده سنگ (σ_{cm}) میزان و پتانسیل لهیده‌شوندگی (R) در پنج گروه، بدون لهیدگی ($R<0.4$)، لهیده‌شوندگی ملایم ($0.4<R<0.8$)، لهیده‌شوندگی متوسط ($0.8<R<1.2$)، لهیده‌شوندگی زیاد ($1.2<R<2$) و لهیده‌شوندگی خیلی زیاد ($R>2$) طبقه‌بندی می‌شود [۶۰ و ۶۱]. بر این اساس با در نظر گرفتن مقادیر ژئومکانیکی هر پهنه، خطر و پتانسیل لهیدگی تونل انتقال آب سد سردشت با استفاده از این معیار به صورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گرفت که نتایج آن در جدول ۱۰ قابل مشاهده است.

۳-۳- ارزیابی پتانسیل لهیدگی به روش عددی

نتایج حاصل از ارزیابی‌های تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی نشان داد که با توجه به شرایط زمین‌شناسی حاکم بر ساختگاه پروژه و کیفیت پایین توده سنگ، احتمال وقوع خطر لهیدگی در بخش‌های مختلف تونل انتقال آب سد سردشت، به‌ویژه پهنه T_3 آن به دلیل فعالیت تکتونیکی گسل زیرمرگ خیلی زیاد است. بنابراین می‌توان گفت ارزیابی ریسک این مخاطره، طراحی پایدار و بهینه‌سازی پوشش نهایی به‌خصوص در مقاطع با لهیدگی مستلزم انجام مدل‌سازی عددی می‌باشد؛ زیرا وجود شرایط لهیدگی در توده سنگ و اعمال بارهای ناشی از حرکت خزشی توده سنگ می‌تواند بارهای بیشتر از مقادیر معمول را در زمان بهره‌برداری ایجاد کند که این امر می‌تواند منجر به بروز مشکلات جدی در دوره بهره‌برداری تونل گردد [۶۲-۶۴]. حال‌آنکه در گذشته به علت نبود امکانات رایانه‌ای کافی و همچنین زمان‌بر بودن انجام محاسبات، بیشتر از روابط تجربی استفاده می‌شد. البته باید توجه داشت که حل دقیق مسائل ژئومکانیکی با استفاده از روش‌های تجربی و عددی به‌تنهایی ممکن نیست و ترکیب این روش‌ها می‌تواند طرح را در مسائل پیچیده کمک کند؛ زیرا هیچ روش واحدی به‌تنهایی راه‌حل‌های کاملی برای مسائل پیچیده ژئومکانیکی ارائه نمی‌دهد [۶۵]. در این پژوهش با توجه به شرایط ساختاری منطقه همچون وجود دو دسته درزه به همراه کلیواژ در توده سنگ موجود در منطقه و همچنین روباره زیاد جهت انجام مدل‌سازی محیط به‌صورت شبه‌پیوسته فرض شد و با توجه به نیاز به تحلیل‌های وابسته به زمان در ارزیابی پتانسیل لهیدگی (دارا بودن قابلیت مدل‌سازی رفتار وابسته به زمان با چندین مدل رفتاری) از روش عددی تفاضل محدود (FDM[۵۳]) (نرم‌افزار Flac2D) استفاده گردید. این روش از فرمول‌بندی لاگرانژی[۵۴] برای حل مسائل تغییرشکل سازه‌ای بزرگ استفاده می‌کند [۶۶]. در رویکرد لاگرانژی Flac، شبکه با مصالح ارائه‌شده آن حرکت و تغییرمکان می‌دهد، یعنی تغییرمکان‌های جزئی گره‌ها به مختصات گره‌ها اضافه می‌شوند و تمام اطلاعات لازم حمل می‌شوند و بدین نحو از مشکل اعوجاج مش[۵۵] که معمولا در تحلیل تغییرشکل‌های بزرگ با آن مواجه شده، جلوگیری می‌کند [۶۷ و ۶۸]. بنابراین این عمل باعث شده که نرم‌افزار Flac به‌طور گسترده در تحلیل

[53]- Finite difference method
[54]- Lagrangian formulation
[55]- Mesh distortion

تغییرشکل‌های سازه‌ای جهت رفع محدودیت‌های نظری محیط‌های پیچیده مهندسی و ژئودینامیک به‌صورت دوبعدی و سه‌بعدی به کار گرفته شود [۶۶].

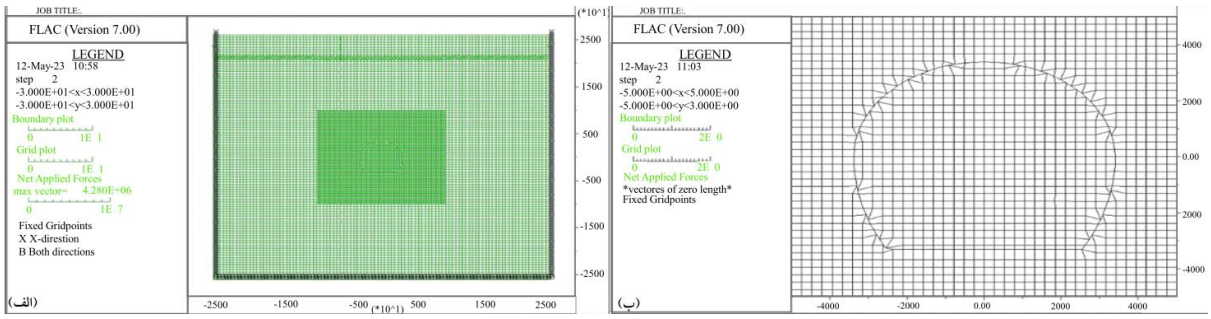
۴- یافته‌ها و نتایج

۴-۱- جمع‌بندی ارزیابی خطر و پتانسیل لهیدگی تونل به روش‌های تجربی، نیمه تجربی و تحلیلی

بررسی نتایج حاصل از روش‌های تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی نشان می‌دهد که اگرچه شدت لهیدگی پیش‌بینی‌شده توسط معیارهای مختلف دارای اختلافاتی است، اما تمامی روش‌ها پهنه T_3 را به عنوان بحرانی‌ترین بخش مسیر تونل معرفی می‌کنند. این پهنه که در محدوده گسل فعال زیرمرگ قرار دارد، به دلیل کیفیت بسیار ضعیف توده‌سنگ (RMR=11، GSI=10–15 و Q=0.005) و شرایط تکتونیکی نامناسب، بیشترین پتانسیل لهیدگی را دارا است. پس از آن، پهنه T_2 بیشترین درجه لهیدگی را نشان می‌دهد، در حالی که پهنه T_4 عمدتا در محدوده لهیدگی خفیف تا متوسط قرار می‌گیرد که علت اصلی آن روباره زیاد و تنش‌های القایی ناشی از آن است. در مقابل، پهنه T_1 به دلیل روباره کم و شرایط نسبتا مناسب‌تر توده‌سنگ، کمترین احتمال بروز لهیدگی را نشان می‌دهد. در مجموع، حدود ۹۴/۴ درصد طول مسیر تونل (پهنه‌های T_1، T_2 و T_4) دارای درجاتی از پتانسیل لهیدگی بوده که بخش عمده آن در محدوده لهیدگی خفیف تا متوسط قرار می‌گیرد، در حالی که حدود ۵/۶ درصد طول تونل (پهنه T_3) در شرایط لهیدگی شدید قرار دارد و نیازمند تمهیدات ویژه طراحی و نگهداری است. هرچند از دیدگاه مدیریت ریسک پروژه، پهنه T_4 نیز به دلیل طول زیاد و روباره بالا از اهمیت فراوانی برخوردار است؛ زیرا حتی لهیدگی خفیف تا متوسط در این بخش می‌تواند هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری تونل را به طور قابل توجهی افزایش دهد.

۴-۲- مدل‌سازی عددی تونل انتقال آب سد سردشت

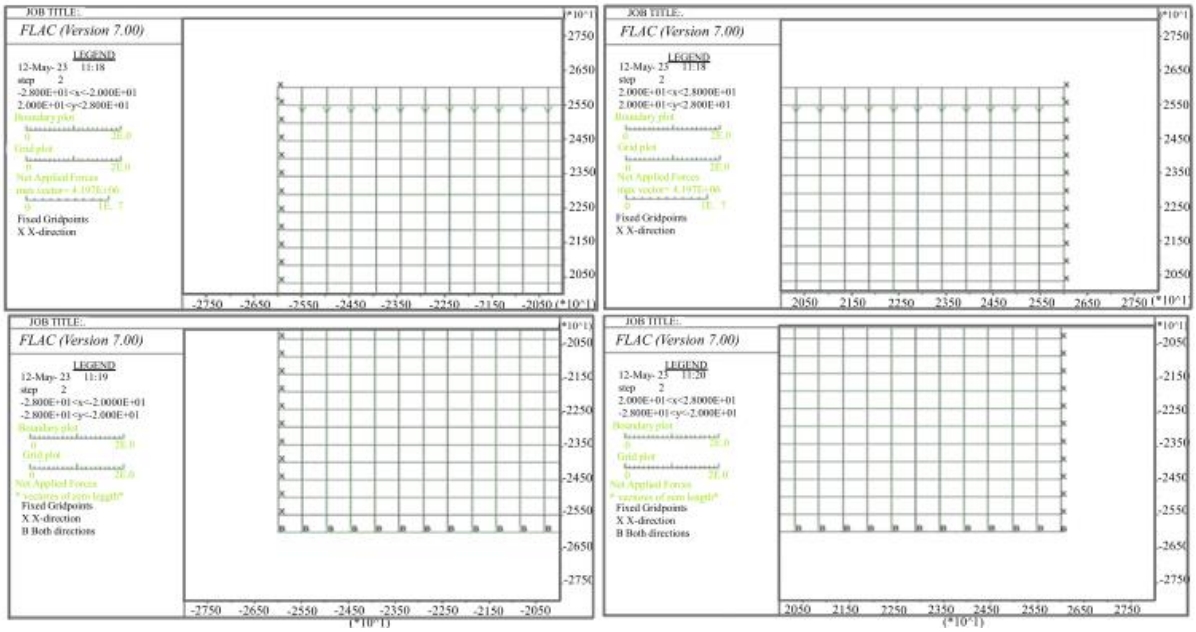
با توجه به عدم انجام آزمایش خزش بر روی سنگ‌های دربرگیرنده تونل، انجام تحلیل‌های وابسته به زمان، مستلزم انتخاب مقطعی از تونل با اطلاعات کافی ابزاردقیق جهت انجام آنالیز برگشتی و تعیین پارامترهای خزشی سنگ بود. بنابراین از آنجا که بحرانی‌ترین وضعیت لهیدگی در پهنه T_3 تونل به دلیل فعالیت تکتونیکی گسل زیرمرگ می‌باشد و در کیلومتر ۰+۶۹۰ مقطع تونل مورد مطالعه با روباره ۳۳۳ متر، دارای قرائت‌های انجام‌شده ابزاردقیق برای ۱۷۵ روز بود. بنابراین از این مقطع برای شروع مدل‌سازی و انجام آنالیز برگشتی تونل جهت تعیین پارامترهای خزشی تونل استفاده شد. در ادامه، هندسه مدل مطابق با ابعاد مقطع تونل در نرم‌افزار Flac2D طراحی گردید (شکل ۲). همچنین در نزدیکی تونل ابعاد مش‌بندی، برای افزایش دقت در اجرای مدل ریزتر انتخاب شد (شکل ۴). سپس شرایط مرزی به‌صورت مرزهای ثابت در کف و مرزهای غلتکی در جوانب مدل اعمال گردید (شکل ۵). همچنین با توجه به روباره ۳۳۳ متری در کیلومتراژ ۰+۶۹۰، وزن واحد حجم سنگ و نسبت تنش برابر یک، تنش‌های افقی و قائم (برابر ۸/۹۸ مگاپاسکال) به مدل اعمال گردید.



شکل ۴- (الف) مقطع مدل ایجادشده در نرم‌افزار Flac2D (کیلومتراژ ۰+۶۹۰) و (ب) مقطع حفاری تونل ایجادشده نرم‌افزار Flac2D

سپس از آنجاکه مدل رفتاری یک ماده، عملکرد تغییرشکلی و رفتار مقاومتی محدوده‌های تعریف‌شده در نرم‌افزار را مشخص می‌کند. بنابراین برای مدل‌سازی تونل انتقال آب سد سردشت در قسمت تحلیل‌های بدون زمان از مدل رفتاری موهر- کلمب و در راستای تحلیل رفتار وابسته به زمان توده سنگ، از میان هشت مدل رفتاری موجود در نرم‌افزار FLAC، مدل ویسکوپلاستیک برگر برگزیده شد. این انتخاب به دلیل عدم دسترسی به نتایج آزمایش‌های خزش مستقیم بر روی نمونه‌های سنگی و ضرورت استخراج دقیق پارامترهای رفتاری از طریق آنالیز برگشتی صورت پذیرفت تا قطعیت و دقت لازم در مدل‌سازی رفتار توده سنگ حاصل گردد. همچنین با توجه به اجرای تحلیل‌های عددی بر روی مقطع کیلومتر ۰+۶۹۰ واقع در پهنه T_3 تونل با بحرانی‌ترین وضعیت لهیدگی به دلیل فعالیت گسل امتدادلغز زیرمرگ، پارامترهای توده سنگ در این کیلومتراژ مطابق جدول ۱۲ ارائه گردید.

در ادامه از آنجاکه جهت اجرای تحلیل‌های وابسته به زمان در نرم‌افزار Flac2D، در مدل رفتاری خزش برگر نیاز به تعیین مقادیر مدول برشی کلوین (G^K)، ویسکوزیته کلوین (η^K)، مدول برشی ماکسول (G^M) و ویسکوزیته ماکسول (η^M) بود، آنالیز برگشتی با بررسی منابع و پژوهش‌های مختلف مقادیر این پارامترها برای سنگ‌های دگرگونی درجه پایین همچون فیلیت و اسلیت به شرح جدول ۱۳ مورد جمع‌آوری و بررسی قرار گرفت.



شکل ۵- اعمال شرایط مرزی و شرایط اولیه در چهارگوش مدل

جدول ۱۲- پارامترهای مقاومتی توده سنگ در مقطع ۰+۶۹۰ تونل [۴۵]

وزن واحد حجم سنگ (kN/m^3)	چسبندگی (kPa)	زاویه اصطکاک داخلی (deg)	مدول الاستسیته (GPa)
۲۷/۵	۵۳۶	۲۴	۲

سپس به جهت مشخص کردن پارامترهای خزشی توده سنگ، نتایج ابزاردقیق ثبت‌شده برای مقطع ۰+۶۹۰ در طول ۱۷۵ روز مطابق شکل ۶، مورد استخراج و تحلیل قرار گرفت.

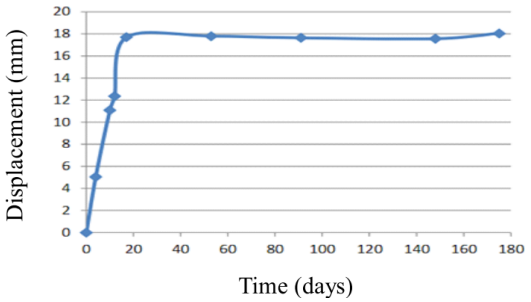
سپس از آنجا که به منظور انجام تحلیل‌های خزشی در گام نخست، مدل‌سازی شرایط استاتیکی مقطع مورد مطالعه ضروری است. بنابراین، منحنی پاسخ زمین جهت

ارزیابی میزان ترخیص تنش، با استفاده از دستورات فیش[۵۶] در نرم‌افزار Flac2d ترسیم گردید.

همان‌گونه که در ۷- الف قابل مشاهده است، با کاهش تدریجی فشار داخلی از مقدار فشار درجا به سمت صفر، توده سنگ دچار تغییرشکل شده و مقدار همگرایی افزایش می‌یابد. در واقع این منحنی رفتار مکانیکی توده سنگ را در برابر تخلیه فشار توصیف کرده و مبنای تعیین زمان و مقدار فشار لازم برای نصب سیستم نگهداری است.

جدول ۱۳- محدوده پارامترهای خزشی ارائه‌شده در پژوهش‌های مختلف

پژوهشگران	جنس توده سنگ	G^K (GPa)	η^K (GPa.h)	G^M (GPa)	η^M (GPa.h)
لو و فنگ[۶۹]	اسلیت	۱/۶	۲/۳۱×۱۰^{۸}	۱/۹	۲/۳۱×۱۰^{۹}
فنگ و هادسون[۷۰]	شیل هوازده	۵/۲	۲/۳۶×۱۰^{۲}	۳۳	۱/۳۳×۱۰^{۴}
فهیمی فر و همکاران[۷۱]	فیلیت	۵/۸	۱/۱۹×۱۰^{۶}	۰/۶	۷/۷۸×۱۰^{۶}
مهدوری و باقرپور[۷۲]	اسلیت و فیلیت	۴۲	۳/۳۳×۱۰^{۶}	۳/۳	۱×۱۰^{۷}
گروشیچ[۷۳]	فلیش	۰/۵	۱/۶۷×۱۰^{۵}	۰/۱	۱/۶۷×۱۰^{۳}



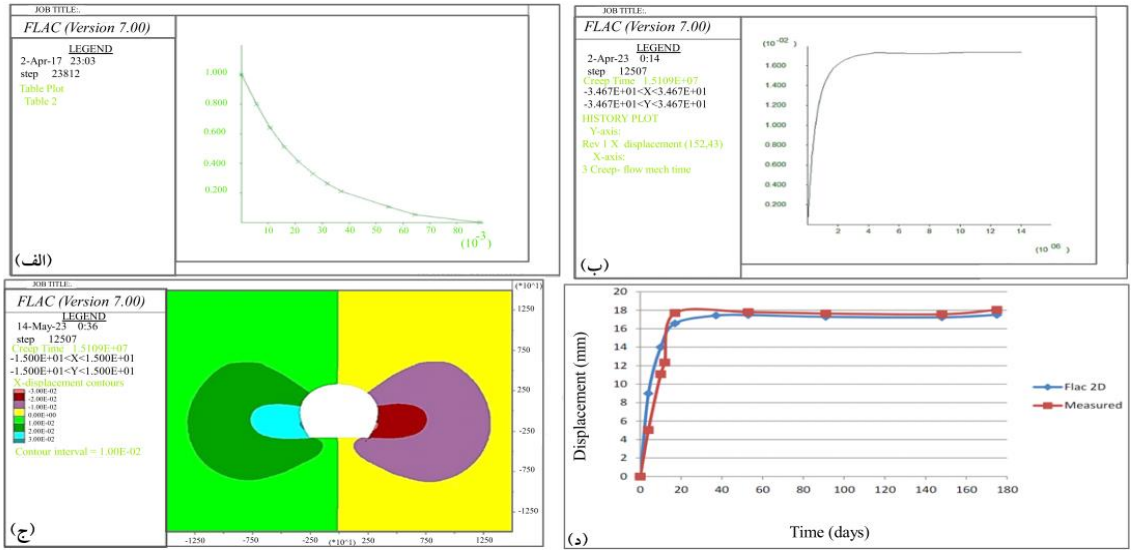
شکل ۶- نتایج همگرایی ثبت‌شده برای تونل در طول ۱۷۵ روز در مقطع ۰+۶۹۰

در مرحله بعد، با در نظر گرفتن لهیدگی متوسط برای مقطع موردمطالعه با توجه به نتایج معیارهای تجربی، نیمه‌تجربی و تحلیلی و همچنین شاخص‌های طبقه‌بندی مهندسی سنگ، یک سیستم نگهداری نیمه صلب[۵۷]، متشکل از تیرهای مشبک[۵۸] با فاصله ۵۰ سانتی‌متر (فاصله کم به جهت افزایش سختی حلقه نگهداری) به همراه ۳۰ سانتی‌متر شاتکریت (به دلیل ظرفیت تحمل تنش خوب) و دولایه مش فولادی با قطر شش میلی‌متر و شبکه‌بندی ۱۰×۱۰ سانتی‌متر (به دلایل توانایی کنترل ترک، افزایش ظرفیت کرنش‌پذیری شاتکریت و مناسب بودن برای تغییرشکل‌های تدریجی) به‌عنوان سیستم نگهداری موقت در مقطع مورد نظر مدل‌سازی گردید. تیرهای مشبک با وجود برخورداری از ظرفیت باربری مشابه قاب‌های فولادی سنتی، دارای وزن کمتر می‌باشند، جابه‌جایی، حمل و نصب آن‌ها در محیط تونل به‌مراتب ساده‌تر و سریع‌تر انجام می‌شود. علاوه بر این، ساختار مشبک این تیرها باعث ایجاد فضاهای باز بین اعضای خرپا می‌شود که امکان پخش یکنواخت و پیوسته شاتکریت را در اطراف سیستم نگهداری فراهم می‌کند. این ویژگی مانع از باقی ماندن فضاهای خالی پشت قاب‌ها شده و در نتیجه، یک سازه مرکب و یکپارچه از شاتکریت و تیرهای مشبک تشکیل می‌گردد که عملکرد سازه‌ای بهتری دارد [۷۴-۷۶]. بدین منظور، با توجه به تعداد زیاد پارامترهایی که نیاز به انجام واسنجی و کالیبراسیون داشتند و همچنین محدوده وسیع تغییرات پارامترها، با اجرای تعداد بالای مدل، سعی گردید با استفاده از آزمون و خطا نمودار همگرایی به‌دست آمده از نرم‌افزار به نمودار برداشت‌شده ابزاردقیق نزدیک شود که در نهایت در شکل ۷- ب نمودار همگرایی به‌دست‌آمده از نرم‌افزار و در شکل ۷- ج منحنی‌های میزان جابه‌جایی در جهت افقی برای مقطع کیلومتر ۰+۶۹۰ تونل بعد از ۱۷۵ روز قابل مشاهده است. مقایسه کمی نتایج آنالیز برگشتی و داده‌های ابزاردقیق (شکل ۷- د) نشان می‌دهد که میانگین خطای نسبی در بازه زمانی پایدار (۲۰ تا ۱۷۵ روز)، حدود ۲/۶

[56]- Fish
[57]- Semi-rigid Support system
[58]- Lattice girders

درصد است. همچنین، مقدار جذر میانگین مربعات خطا (RMSE[۵۹]) کل دوره برابر با ۲/۰۴ میلی‌متر به دست آمد که بیانگر انطباق مطلوب مدل عددی با داده‌های میدانی و صحت واسنجی پارامترهای مدل برگر می‌باشد. مقادیر نهایی پارامترهای خزشی استخراج‌شده برای مقطع کیلومتر ۰+۶۹۰ در جدول ۱۴ ارائه گردیده است.

پس از اعمال شرایط اولیه و شرایط مرزی، سعی گردید با الگو گرفتن از آنچه در واقعیت اتفاق می‌افتد شرایط مدل به واقعیت نزدیک‌تر شود. در فرایند حفاری تونل‌ها، توده سنگ پیش از حفاری در حالت تعادل تنش قرار دارد و ایجاد تونل موجب برهم خوردن این تعادل و در نتیجه، بازآرایی تنش‌ها و بروز جابه‌جایی‌ها در اطراف فضاهای زیرزمینی می‌شود. از این‌رو، در مدل‌سازی عددی لازم است ابتدا شرایط مرزی و تنش برجا به مدل اعمال‌شده و سپس مدل پیش از حفاری تونل اجرا شود تا میدان تنش اولیه به‌درستی شکل گیرد. علاوه بر این به‌منظور شبیه‌سازی شرایط واقعی پیش از حفاری، لازم است جابه‌جایی‌ها پس از ایجاد تنش‌های اولیه به صفر بازنشانی شوند تا اثر تغییرشکل‌های ناشی از اعمال تنش‌های اولیه از تغییرشکل‌های حاصل از حفاری تفکیک گردد. بدین ترتیب، پاسخ‌های جابه‌جایی و تنش ثبت‌شده در مراحل بعدی صرفا ناشی از فرایند حفاری تونل خواهند بود [۷۷]. در این راستا، مدل زمانی به تعادل می‌رسد که حداکثر نیروی نامتعادل‌کننده به‌اندازه ۰/۰۱ درصد از مقدار اولیه‌اش باشد و جابه‌جایی در هر گره و در هر راستایی به مقدار ثابت همگرا شود؛ در صورتی‌که تنش‌های برجا نیز وجود داشته باشد، یکنواخت شدن شمارگرهای تنش برجا نشان از حل صحیح مسئله را می‌دهد [۶۷]. در نهایت، منحنی‌های میزان تنش‌های قائم و افقی تونل بعد از تعادل رسیدن مدل در شکل ۸ نمایش داده شده است.

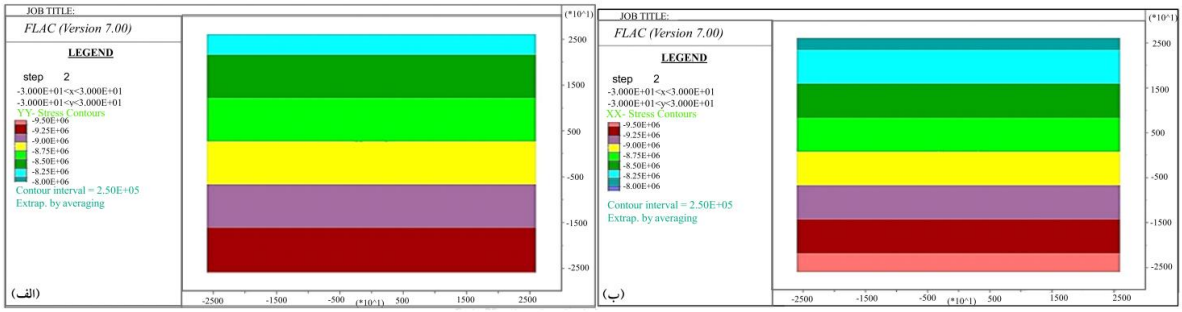


شکل ۷- (الف) منحنی مشخصه زمین، (ب) نمودار همگرایی به‌دست‌آمده از نرم‌افزار Flac2d در طول ۱۷۵ روز، (ج) منحنی‌های میزان جابه‌جایی در جهت افقی برای مقطع کیلومتر ۰+۶۹۰ تونل و (د) تطابق نتایج همگرایی ثبت‌شده توسط ابزاردقیق و به‌دست آمده از نرم‌افزار Flac2d

جدول ۱۴- پارامترهای خزشی نهایی به‌دست‌آمده از آنالیز برگشتی

پارامترها	مدول برشی ماکسول (GPa)	ویسکوزیته کلوین (GPa.h)	مدول برشی کلوین (GPa)	ویسکوزیته ماکسول (GPa.h)
مقادیر به دست آمده از آنالیز برگشتی	۴/۹	۸۳/۳۳	۰/۲۹	۲/۳۶*۱۰^{۵}

[59]- Total Root Mean Square Error



شکل ۸- (الف) منحنی‌های میزان تنش قائم مقطع ۰+۶۹۰ و (ب) منحنی‌های میزان تنش افقی مقطع ۰+۶۹۰

۴-۳- مدل‌سازی عددی رفتار وابسته به زمان پوشش نهایی تونل

به‌منظور مدل‌سازی عددی رفتار وابسته به زمان پوشش نهایی تونل و بررسی پدیده لهیدگی، تحلیل‌های خزشی جهت ارزیابی تغییرات جابه‌جایی، نیروی محوری و ممان خمشی در طول زمان انجام شد. در این تحلیل‌ها، پوشش نهایی تونل با استفاده از المان‌های تیر در نرم‌افزار FLAC2D مدل‌سازی گردید تا رفتار سازه‌ای پوشش و تغییرات نیروهای داخلی آن با دقت مناسب شبیه‌سازی شود. این موضوع از آن جهت حائز اهمیت است که می‌تواند در تعیین زمان مناسب برای پایان عملیات حفاری، نصب قالب، آرماتوربندی و اجرای پوشش نهایی تونل مؤثر باشد. در این پژوهش در یک تحلیل ۱۰ ساله، فاصله زمانی بین پایان حفاری و اجرای پوشش نهایی به‌طور میانگین ۳۰ روز در نظر گرفته شد. همچنین به‌منظور بررسی تأثیر تأخیرهای احتمالی اجرایی بر رفتار بلندمدت پوشش، سناریوهای ۶۰ و ۹۰ روزه نیز مورد مطالعه قرار گرفت.

۴-۳-۱- ارائه مشخصات پوشش نهایی تونل

در ابتدا جهت ساخت پوشش نهایی تونل در مقطع کیلومتر ۰+۶۹۰، یک پوشش بتنی به ضخامت ۴۰ سانتی‌متر (مقدار متداول در طراحی تونل‌های انتقال آب مناسب برای فشار زمین متوسط در تونل‌های با قطر متوسط تا بزرگ) و دو لایه آرماتور عرضی به قطر ۱۶ میلی‌متر و فاصله‌داری ۱۲۵ میلی‌متر (مناسب برای کنترل ترک، تحمل خمش و فشار حلقوی، جلوگیری از کرنش‌های باقیمانده در تونل‌های با قابلیت لهیدگی) با مشخصات مصالح به‌کار رفته در جدول ۱۵، برمبنای آیین‌نامه‌ها و پژوهش‌های مرجع [۷۸-۸۳] طراحی و پیشنهاد گردید. سپس با استفاده از مدل‌سازی مقطع موردنظر در نرم‌افزار Section Builder دیاگرام ظرفیت این مقطع (اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی) مطابق شکل ۹ محاسبه و ترسیم گردید. نتایج حاکی از آن است که در بخش بالایی (نیروی محوری زیاد، لنگر خمشی کم) رفتار غالب فشاری است، چنانچه بتن عمدتا تحت‌فشار بوده و آرماتورها نقش ثانویه دارند. این ناحیه مهم‌ترین قسمت برای تونل‌های دارای مخاطره لهیدگی است زیرا تونل عمدتا تحت فشار حلقوی[60] قرار دارد. با این‌حال، بخش میانی (با تقابل نیروی محوری و لنگر خمشی) حالت واقع‌بینانه‌تری برای ناهمگنی زمین و لهیدگی غیریکنواخت نشان می‌دهد که برای اجرای طراحی ایمن، نیروهای محاسبه‌شده باید داخل این ناحیه قرار گیرد. در نهایت، در بخش پایینی (با نیروی محوری کم یا منفی)، شروع کشش توسط آرماتورها کنترل شده است. بنابراین معمولا برای پوشش نهایی تونل حالت بحرانی نیست. در مجموع نتایج نشان می‌دهد که حداکثر نیروی محوری حدود ۶۰۰ تا ۶۵۰ تن است. بنابراین انتخاب ضخامت ۴۰ سانتی‌متر پوشش بتنی و مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال بتن مناسب است و پوشش برای فشارهای زمین قوی عمل می‌کند. همچنین حداکثر لنگر خمشی حدود ۴۵ تا ۵۰ تن‌متر است. بنابراین می‌توان گفت انتخاب آرماتور دولایه مؤثر بوده و کنترل ترک و خمش به‌خوبی

[60]- Hoop Compression

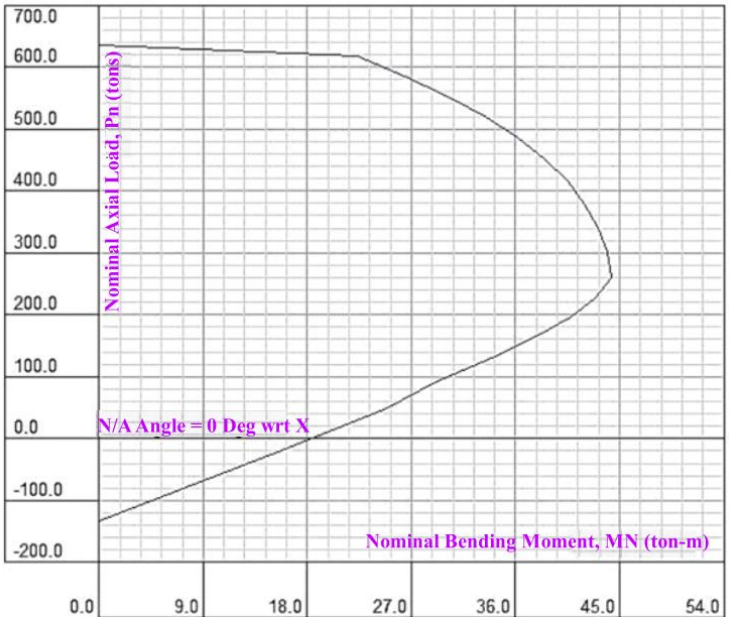
انجام می‌شود. شکست تدریجی و شکل نرم دیاگرام نیز نشان‌دهنده رفتار نسبتا شکل‌پذیر[۶۱] بوده که مناسب برای شرایط لهیدگی و جذب تغییرشکل بدون شکست ناگهانی می‌باشد.

جدول ۱۵- مشخصات مصالح پیشنهادی در ساخت پوشش نهایی تونل

مصالح	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
بتن	۳۰	صفر	۲۶
فولاد	۴۰۰	۴۰۰	۲۰۰

۴-۳-۱-۱- مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۳۰ روز

در این بخش، عملکرد پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۳۰ روز بین پایان حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه با زمان اجرای پوشش نهایی تونل، در طول ۱۰ سال مورد ارزیابی قرار گرفت. چنانچه نمودار جابه‌جایی- زمان، مقطع در طول ۱۰ سال در شکل ۱۰- الف قابل مشاهده است و بررسی این مسئله نشان داد که بیشترین نیروی محوری ایجادشده به این صورت بعد از ۱۰ سال مقدار ۱۸۰ تن (شکل ۱۰- ب) و مقدار بیشینه ممان خمشی ۱۳/۷ تن بر متر (شکل ۱۰- ج) می‌باشد. همچنین در نهایت براساس ارزیابی رفتار پوشش نهایی در طول زمان با فرض فاصله زمانی ۳۰ روز بین نصب نگهداری موقت و نصب پوشش نهایی مطابق شکل ۱۰- د می‌توان نتیجه گرفت نیروی محوری و ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل در محدوده مجاز مقطع می‌باشد.



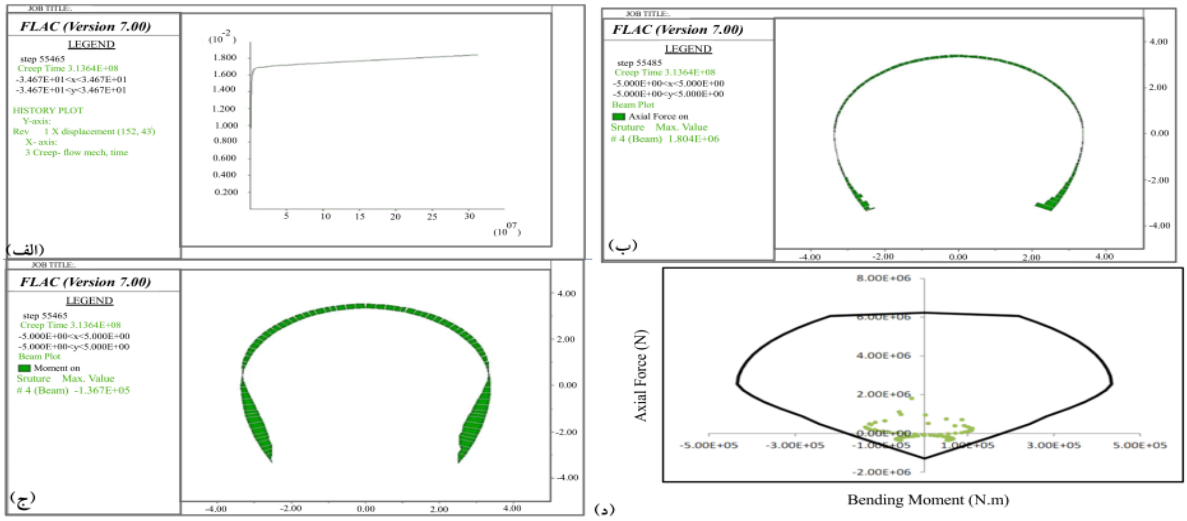
شکل ۹- دیاگرام ظرفیت مقطع پوشش نهایی تونل در نرم‌افزار Section Builder

۴-۳-۱-۲- مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۶۰ روز

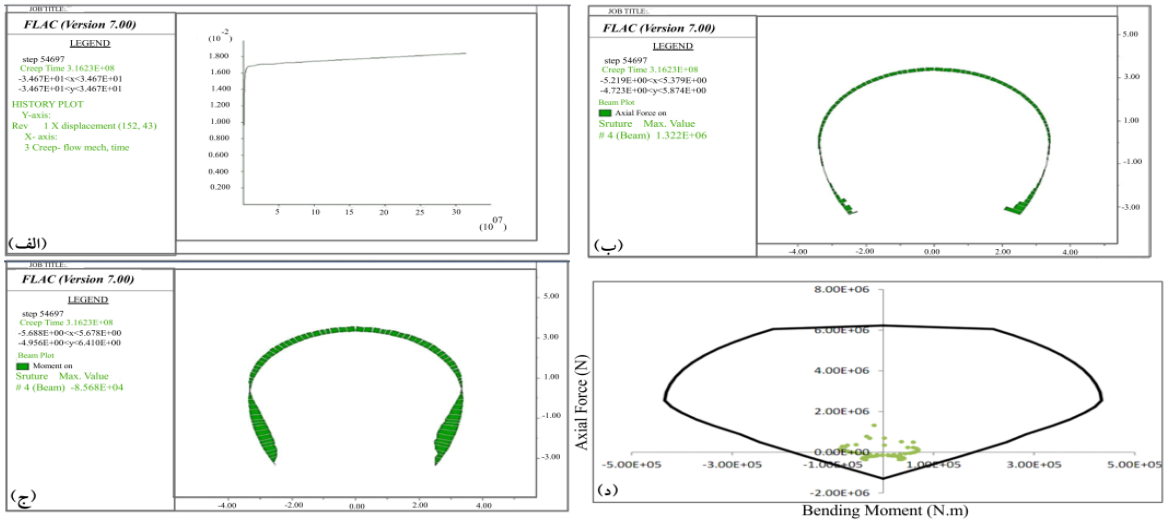
در این بخش عملکرد پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۶۰ روز بین پایان حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه با زمان اجرای پوشش نهایی، مورد ارزیابی قرار گرفت که در شکل ۱۱- الف نمودار جابه‌جایی- زمان در طول ۱۰ سال قابل مشاهده است. بیشترین نیروی محوری ایجادشده بعد از ۱۰ سال، مقدار ۱۳۲ تن (شکل ۱۱- ب) و مقدار بیشینه ممان خمشی ۸/۵ تن بر متر

[61]- Ductile behavior

می‌باشد (شکل ۱۱- ج). همچنین با توجه به نتایج به‌دست آمده از ارزیابی رفتار پوشش نهایی در طول زمان با فرض فاصله زمانی ۶۰ روز بین نصب سیستم نگهداری موقت و نصب پوشش نهایی تونل می‌توان نتیجه گرفت نیروی محوری و ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل در محدوده مجاز مقطع می‌باشد (شکل ۱۱- د).



شکل ۱۰- نتایج مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۳۰ روز، (الف) نمودار جابه‌جایی- زمان مدت ۱۰ سال پس از نصب پوشش نهایی تونل در مقطع ۰+۶۹۰، (ب) نیروی محوری ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰، (ج) ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰ و (د) دیاگرام ظرفیت ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ده سال در مقطع ۰+۶۹۰



شکل ۱۱- نتایج مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۶۰ روز، (الف) نمودار جابه‌جایی- زمان مدت ۱۰ سال پس از نصب پوشش نهایی تونل در مقطع ۰+۶۹۰، (ب) نیروی محوری ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰، (ج) ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰ و (د) دیاگرام ظرفیت ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰

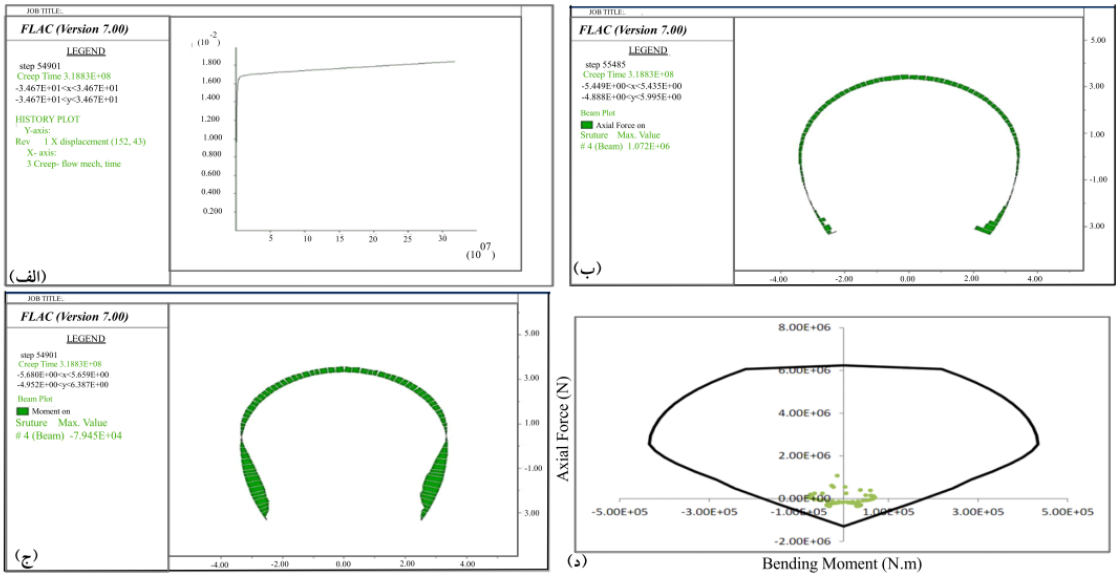
۴-۴-۱-۳- مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۹۰ روز

در این بخش عملکرد پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۹۰ روز بین پایان حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه با زمان اجرای پوشش نهایی، مورد ارزیابی قرار گرفت که در شکل ۱۲- الف نمودار جابه‌جایی- زمان در طول ۱۰ سال قابل مشاهده است. بیشترین نیروی محوری ایجادشده بعد از ۱۰ سال، مقدار ۱۰۷ تن (شکل

۱۲- ب) و مقدار بیشینه ممان خمشی ۷/۹ تن بر متر (شکل ۱۲- ج) می‌باشد. همچنین با توجه به نتایج به‌دست آمده از ارزیابی پوشش نهایی در طول زمان با فرض فاصله زمانی ۹۰ روز بین نصب سیستم نگهداری موقت و نصب پوشش نهایی تونل می‌توان نتیجه گرفت که نیروی محوری و ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل در محدوده مجاز مقطع می‌باشد (شکل ۱۲- د).

۴-۳-۱-۴- جمع‌بندی مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل در فواصل زمانی مختلف

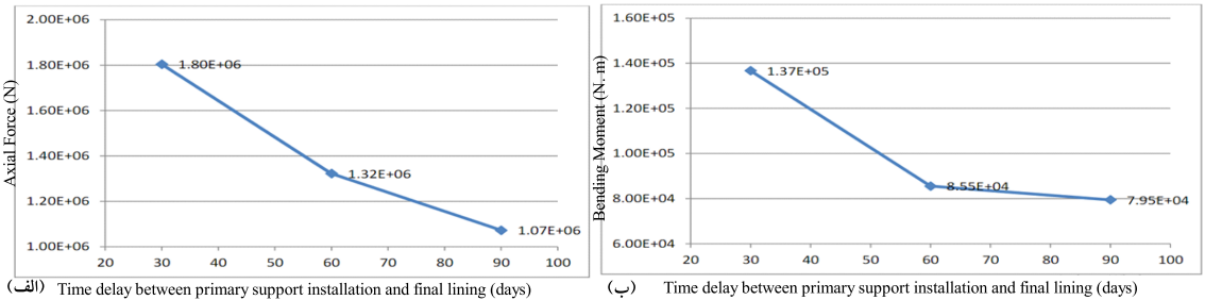
از آنجاکه به دلیل وجود و خطر پتانسیل لهیدگی در تونل، احتمال انتقال بار اضافی علاوه بر بارهای معمول محاسبه‌شده بر پوشش نهایی تونل وجود داشت؛ بنابراین با انجام مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل در فواصل زمانی مختلف مشخص گردید که عملکرد پوشش نهایی طراحی‌شده تونل مناسب بوده و نیروی محوری و ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل در محدوده مجاز ظرفیت مقطع طراحی‌شده می‌باشد. با افزایش فاصله زمانی بین پایان حفاری و اجرای سیستم نگهداری موقت با زمان نصب پوشش نهایی تونل مقدار کاهش نیروی محوری در هر مرحله به‌صورت خطی نمی‌باشد، به‌نحوی که در مراحل اول و دوم به ترتیب مقدار نیروی محوری ۲۷ و ۱۴ درصد کاهش می‌یابد (شکل ۱۳- الف). همچنین تغییرات ممان خمشی نیز به‌صورت غیرخطی بوده به این صورت که در مراحل اول و دوم به ترتیب مقدار ممان خمشی ۳۷/۵ و ۷ درصد کاهش می‌یابد (شکل ۱۳- ب).



شکل ۱۲- نتایج مدل‌سازی عددی وابسته به زمان پوشش نهایی تونل با فرض فاصله زمانی ۹۰ روز، (الف) نمودار جابه‌جایی- زمان مدت ۱۰ سال پس از نصب پوشش نهایی تونل در مقطع ۰+۶۹۰، (ب) نیروی محوری ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰، (ج) ممان خمشی ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰ و (د) دیاگرام ظرفیت ایجادشده در پوشش نهایی تونل بعد از ۱۰ سال در مقطع ۰+۶۹۰

بنابراین در مجموع می‌توان گفت با افزایش فاصله بین نصب سیستم نگهداری موقت و اجرای پوشش نهایی، نیروی محوری و ممان خمشی وارد بر پوشش نهایی کاهش می‌یابد. به‌علاوه با ملایم شدن شیب منحنی‌ها می‌توان نتیجه گرفت که پس از یک بازه زمانی مشخص، بخش عمده تغییرشکل‌های توده سنگ رخ داده و افزایش بیشتر این فاصله‌ها تنها منجر به کاهش ناچیز نیروی محوری و ممان خمشی می‌شود. این رفتار نشان‌دهنده نزدیک شدن سیستم تونل- توده سنگ به حالت تعادل است. همچنین براساس تحلیل ظرفیت در برابر تقاضا و با استفاده از دیاگرام اندرکنش نیروی محوری- ممان خمشی (شکل‌های ۹ و ۱۰)، ضریب اطمینان پوشش نهایی تونل در طراحی موجود

برابر ۳/۳ محاسبه گردید. لازم به ذکر است که این تحلیل در بحرانی‌ترین شرایط ژئومکانیکی مسیر، یعنی در پهنه T_3 و در مجاورت گسل فعال زیرمرگ که بیشترین پتانسیل وقوع لهیدگی را دارد، انجام شده است. بنابراین نتایج ارائه‌شده، نماینده حالت حداکثر بارگذاری ناشی از رفتار لهیدگی توده‌سنگ می‌باشد. همچنین به‌منظور بررسی امکان بهینه‌سازی مقطع، تحلیل مشابهی برای کاهش ضخامت پوشش به ۳۰ سانتی‌متر انجام شد که در این حالت ضریب اطمینان به ۲/۵ کاهش یافت. نتایج نشان می‌دهد که حتی در این حالت بحرانی، پوشش همچنان دارای ظرفیت کافی در برابر ترکیب نیروهای محوری و خمشی بوده و از پایداری سازه‌ای مناسبی برخوردار است.



شکل ۱۳- تغییرات (الف) نیروی محوری و (ب) ممان خمشی با افزایش فاصله بین نصب سیستم نگهداری موقت با پوشش نهایی تونل

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، پتانسیل رخداد پدیده لهیدگی در توده سنگ‌های فیلیتی تونل انتقال آب سد سردشت از طریق رویکردهای تجربی، نیمه‌تجربی، تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که به دلیل کیفیت پایین توده‌های سنگی و روباره‌های زیاد، پتانسیل لهیدگی در امتداد تونل بسیار بالا است. براساس پهنه‌بندی صورت گرفته، ۹۴/۴ درصد از طول مسیر (پهنه‌های T_1، T_2 و T_4) در معرض لهیدگی خفیف تا متوسط قرار دارند، در حالی که ۵/۶ درصد از مسیر (پهنه T_3) دچار لهیدگی شدید بوده و نیازمند تمهیدات ویژه در طراحی و نگهداری است. در گام دوم، با بهره‌گیری از مدل ویسکوپلاستیک برگر و استخراج پارامترهای خزشی از طریق آنالیز برگشتی بر روی داده‌های ابزاردقیق در مجاورت گسل زیرمرگ (پهنه T_3)، رفتار وابسته به زمان توده سنگ مدل‌سازی گردید. نتایج نشان داد که مدل‌سازی مذکور با میانگین خطای نسبی حدود ۲/۶ درصد در بازه زمانی پایدار (۲۰ تا ۱۷۵ روز) و مقدار RMSE کل دوره برابر با ۲/۰۴ میلی‌متر، از دقت و اعتبار بالایی برخوردار است. تحلیل‌های عددی و بررسی دیاگرام‌های ظرفیت تأیید کرد که پوشش نهایی تونل در هر سه بازه زمانی ۳۰، ۶۰ و ۹۰ روزه پس از نصب سیستم نگهداری اولیه، از پایداری کافی برخوردار است. شایان ذکر است که در تحلیل رفتار ۱۰ ساله تونل، برای بحرانی‌ترین حالت (فاصله ۳۰ روزه بین اجرای سیستم نگهداری اولیه و پوشش نهایی)، ضریب اطمینان ۳/۳ به دست آمد. با توجه به اینکه مدل‌سازی در بحرانی‌ترین پهنه تونل از نظر لهیدگی صورت گرفته، این نتیجه حاکی از پایداری پوشش تونل است. علاوه بر این، یافته‌های این پژوهش نشان داد که با افزایش فاصله زمانی بین پایان حفاری و اجرای سیستم نگهداری موقت با زمان نصب پوشش نهایی مقدار نیروی محوری و ممان خمشی به ترتیب در مرحله اول ۲۷ و ۳۷/۵ درصد و در مرحله دوم ۱۴ و ۷ درصد کاهش می‌یابد. بنابراین در مجموع، می‌توان نتیجه گرفت با افزایش فاصله بین نصب سیستم موقت و پوشش نهایی بعد از مدت‌زمان مشخصی مقدار کاهش نیروی محوری و ممان خمشی به دلیل نزدیک شدن سیستم تونل- توده سنگ به حالت تعادل، بسیار کمتر می‌شود که این رفتار از نظر کاهش تقاضای سازه‌ای پوشش نهایی مطلوب تلقی می‌شود، مشروط به آنکه سیستم نگهداری موقت قادر به تأمین پایداری تونل در این بازه زمانی باشد.

References

[1] Barla GB, Borgna S. Squeezing behaviour of tunnels: a phenomenological approach. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee. 1999; 58: 39-60.

[2] Potvin Y, Hadjigeorgiou J. Ground support strategies to control large deformations in mining excavations. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy. 2008; 108(7): 397-404.

[3] Goel RK, Jethwa JL, Paithankar AG. Tunnelling through the young Himalayas-a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel. Engineering Geology. 1995; 39(1-2): 31-44. **doi: 10.1016/0013-7952(94)00002-J**

[4] Barla G. Tunnelling under squeezing rock conditions. Eurosummer-school in tunnel mechanics, Innsbruck. 2001: 169-268.

[5] González-Nicieza C, Álvarez-Vigil AE, Menéndez-Díaz A, González-Palacio C. Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence–confinement method. Tunnelling and Underground Space Technology. 2008; 23(1): 25-37. **doi: 10.1016/j.tust.2006.12.001**

[6] Barla G, Zhao K, Janutolo M. 3D advanced modelling of TBM excavation in squeezing rock condition. In1st Asian and 19th Iranian Tunnel Symposium. 2011.

[7] Chen Y, Li T, Zeng P, Ma J, Patelli E, Edwards B. Dynamic and probabilistic multi-class prediction of tunnel squeezing intensity. Rock Mechanics and Rock Engineering. 2020; 53(8): 3521-342. **doi: 10.1007/s00603-020-02138-8**

[8] Jain A, Rao KS. Empirical correlations for prediction of tunnel deformation in squeezing ground condition. Tunnelling and Underground Space Technology. 2022; 125: 104501. **doi: 10.1016/j.tust.2022.104501**

[9] Akbariforouz M, Zhao Q, Chen K, Baghbanan A, Dehnavi RN, Zheng C. Statistical study of squeezing for soft rocks based on factor and regression analyses of effective parameters. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2023; 163: 105306. **doi: 10.1016/j.ijrmms.2022.105306**

[10] Bo Y, Huang X, Pan Y, Feng Y, Deng P, Gao F, Liu P, Liu Q. Robust model for tunnel squeezing using Bayesian optimized classifiers with partially missing database. Underground Space. 2023; 10: 91-117. **doi: 10.1016/j.undsp.2022.11.001**

[11] Barla M. Stress paths around a circular tunnel-Percorsi di sollecitazione attorno ad una galleria circolare. Rivista italiana di geotecnica. 2000; 34(1): 53-58.

[12] Gutierrez M, Arora K. Time-dependent convergence confinement method for estimation of tunnel support loads in squeezing ground. New Challenges in Rock Mechanics and Rock Engineering. 2024 Aug; 20:148-54. **doi: 10.1201/9781003429234-16**

[13] Barla G, Bonini M, Debernardi D. Time dependent deformations in squeezing tunnels. ISSMGE International Journal of Geoengineering Case Histories. 2010; 2(1): 40-65. **doi: 10.4417/IJGCH-02-01-03**

[14] Russo G, Repetto L, Piraud J, Laviguerie R. Back-analysis of the extreme squeezing conditions in the exploratory adit to the Lyon-Turin base tunnel. Rock Engineering in Difficult Conditions, Toronto, ON, Canada. 2009; 9-14.

[15] Basnet CB. Evaluation on the Squeezing Phenomenon at the Headrace Tunnel of Chameliya Hydroelectric Project, Nepal [Master's thesis]. Trondheim, Norway: Institutt for geologi og bergteknikk, Norwegian University of Science and Technology. 2013.

[16] Wang X, Lai J, Garnes RS, Luo Y. Support system for tunneling in squeezing ground of Qingling-Daba mountainous area: a case study from soft rock tunnels. Advances in Civil Engineering. 2019; 2019(1): 8682535. **doi: 10.1155/2019/8682535**

[17] Wang X, Iura T, Jiang Y, Wang Z, Liu R. Deformation and mechanical characteristics of tunneling in squeezing ground: A case study of the west section of the Tawarazaka Tunnel in Japan. Tunneling and Underground Space Technology. 2021; 109: 103697. **doi: 10.1016/j.tust.2020.103697**

[18] Deng HS, Fu HL, Shi Y, Zhao YY, Hou WZ. Countermeasures against large deformation of deep-buried soft rock tunnels in areas with high geostress: A case study. Tunnelling and Underground Space Technology. 2022; 119: 104238. **doi: 10.1016/j.tust.2021.104238**

[19] Acharya M, Timilsina K, Dahal RK. Deformation study of Gharkhola Hydroelectric Project tunnel emphasis on squeezing, west central Nepal. Asian Journal of Engineering Geology. 2024; 1(1 and 2): 27-38. **doi: 10.64862/ajeg.112.04**

[20] Shekarchizadeh M, Najafi M, Fatehi Marji M. Numerical Simulation of Appropriate Design for Selecting Tunnel Support Systems in Squeezing Grounds (Tunnel No. 2 in Tabas Coal Mine, Iran). Advances in Civil Engineering. 2025; 2025(1): 4398231. **doi: 10.1155/adce/4398231**

[21] Zarei HR, Uromeihy A, Sharifzadeh M. Identifying geological hazards related to tunneling in carbonate karstic rocks-Zagros, Iran. Arabian Journal of Geosciences. 2012; 5(3): 457-464. **doi: 10.1007/s12517-010-0218-y**

[22] Mezger F. On the variability of squeezing behavior in tunneling. Vdf Hochschulverlag AG. 2020**. doi: 10.3929/ethz-b-000424080**

[23] Wiesmann E. Mountain pressure. Switz J Struct. 1912; 60(7): 15.
[24] Terzaghi K. Rock defects and loads on tunnel supports. In: Rock Tunneling with Steel Supports. USA: Commercial Shearing and Stamping Company. 1946; 17-99.
[25] Barton N, Lien R, Lunde JJ. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics. 1974; 6(4): 189-236. **doi: 10.1007/BF01239496**
[26] Gioda G. On the non-linear squeezing effects around circular tunnels. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 1982; 6(1): 21-46. **doi: 10.1002/nag.1610060104**
[27] O'Rourke TD. Guidelines for tunnel lining design. ASCE. American Society of Civil Engineers (ASCE), Geotechnical Engineering Division, Reston, Virginia. 1984.
[28] Aydan Ö, Akagi T, Kawamoto T. The squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction. Rock mechanics and rock engineering. 1993; 26(2): 137-163. **doi: 10.1007/BF01023620**
[29] Ghaempanah MS, Lashkaripour G, Sadeghi H, Ghafoori M, Eshghipour M. An investigation in squeezing potential in the second segment of Azad tunnel. Scientific Quarterly Journal of Iranian Association of Engineering Geology. 2009 Feb 19;1(3 & 4):15-24. [In Persian]
[30] Shojaei H, Orumiehie A, Sharifi H. Evaluation of rock mass support systems in ophiolitic mélange of the Azad Tunnel. Journal of Applied Geology. 2011; 6(3):204–208. [In Persian].
[31] Rahmati A, Faramarzi L, Darbor M. Squeezing rock conditions at phyllite-slate zone in Golab water Conveyance tunnel, Iran: A case study. Journal of Central South University. 2017; 24(10): 2475-2485. **doi: 10.1007/s11771-017-3659-6**
[32] Esmailzadeh A, Shirzad PJ, Haghshenas SS. Technical analysis of collapse in tunnel excavation and suggestion of preventing appropriate applicable methods (case study: sardasht dam second diversion tunnel). Civ Eng J. 2017; 3(9): 682-689. **doi: 10.21859/cej-03095**
[33] Cao C, Shi C, Lei M, Yang W, Liu J. Squeezing failure of tunnels: a case study. Tunnelling and Underground Space Technology. 2018; 77: 188-203. **doi: 10.1016/j.tust.2018.04.007**
[34] Nikoobakht S, Mehrnahad H, Azarafza M, Asghari-Kaljahi E. Deformation analyses and plastic zone expansion in the tunnel Isfahan Golab 2 rock mass by convergence-confinement and numerical methods. New Findings in Applied Geology, 2020; 14(27): 55-71. **doi: 10.22084/nfag.2019.19766.1387** [In Persian]
[35] Arora K, Gutierrez M, Hedayat A, Xia C. Tunnels in squeezing clay-rich rocks. Underground space. 2021; 6(4): 432-445. **doi: 10.1016/j.undsp.2020.07.001**
[36] Zheng X, Wu K, Shao Z, Yuan B, Zhao N. Tunnel squeezing deformation control and the use of yielding elements in shotcrete linings: A review. Materials. 2022; 15(1): 391. **doi: 10.3390/ma15010391**
[37] Zhao JP, Tan ZS, Li L, Wang XY. Supporting structure failure caused by the squeezing tunnel creep and its reinforcement measure. Journal of Mountain Science. 2023; 20(6): 1774-1789. **doi: 10.1007/s11629-022-7853-0**
[38] Guo X, Fan X, Tan Z. Deformation control benchmarks and secondary lining construction timing in squeezing phyllite tunnels: A case study of Chengdu-Lanzhou Railway. Tunneling and Underground Space Technology. 2024; 143: 105454. **doi: 10.1016/j.tust.2023.105454**
[39] Fard HS, Parvin H, Mahmoudi M. Improving predictions of rock tunnel squeezing with ensemble Q-learning and online Markov chain. Scientific reports. 2024; 14(1): 22885. **doi: 10.1038/s41598-024-72998-5**
[40] Sun D, Tao Z, Yang H, Lei X, Cai M, Wang F, Huo S, Ji Y, He M. Countermeasures against squeezing ground: A case study of Haidong Water Conveyance Tunnel. Journal of Mountain Science. 2025: 22(6): 2291-2312. **doi: 10.1007/s11629-024-9421-2**
[41] Posluk E, Karahan S, Dalğıç S, Gokceoglu C. An empirical equation for tunnel squeezing prediction in weak rock masses. Advances in Civil Engineering. 2025; 2025(1): 7026847. **doi: 10.1155/adce/7026847**
[42] Xu J, Zhu H, Cai W, Wu K, Wang A, Lyu C. Failure mechanism analysis and yielding support control method for asymmetric large deformation tunnels in squeezing rock: A case study. Tunnelling and Underground Space Technology. 2025; 158: 106426. **doi: 10.1016/j.tust.2025.106426**
[43] Zhang B, Tan Z, Zhao J, Zhou Z. Research on the deformation mechanisms and control systems for tunnels subjected to squeezing in weak surrounding rock. Tunneling and Underground Space Technology. 2025; 165: 106914. **doi: 10.1016/j.tust.2025.106914**
[44] Bakhshndeh Amieh H., Taei Semiromi S., Rahimi M., Pirmoradian H. Stability analysis of the support system for Sardasht long tunnel using convergence -confinement and Hoek-Brown criteria. Scientific Quarterly Journal of Iranian Association of Engineering Geology. 2014; 7(1-2): 83-92. [In Persian]
[45] Sepasad - Consulting Engineers Company. Engineering geological report of the Sardasht Dam water conveyance long tunnel. Tehran. 2011. [In Persian]
[46] Aghanabati A. Geology of Iran. Tehran: Geological Survey of Iran. 2004; 640. [In Persian]
[47] Bhasin R, Grimstad E. The use of the Q-system in numerical modelling. In: Proceedings of the ISRM International Symposium on Prediction and Performance in Rock Engineering and Rock Construction. Seoul, South Korea: ISRM. 1996; 373-381.

[48] Singh B, Viladkar MN, Samadhiya NK, Mehrotra VK. Rock mass strength parameters from classification systems. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1997; 123(2): 189-191. **doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:2(189)**
[49] Trueman R. A critical strength criterion for the design of stable mine layouts in coal formations, PhD Thesis. Cardiff: University of Wales. 1998.
[50] Barton N. TBM tunnelling in jointed and faulted rock. 1st ed. Rotterdam: A.A. Balkema. 2000; 173.
[51] Sheorey PR. Empirical rock failure criteria. 1st ed. Rotterdam: A.A. Balkema; 1997; 176.
[52] Ramamurthy T. Stability of rock mass. Indian Geotechnical Journal. 1986; 16(1): 1-74.
[53] Terzaghi K, Richart FE. Stresses in rock about cavities. Geotechnique. 1952; 3(2): 57-90.
[54] Hoek E, Brown T. Underground excavations in rock. CRC Press; 1980 Jun 30.
[55] Sengupta M. Mine design: its practice and theory. Rotterdam: AA Balkema; 1993.
[56] Heim J. The stresses in rock. In: Proceedings of the International Congress on Soil Mechanics and Foundations. 1952.
[57] Singh B, Jethwa JL, Dube AK, Singh B. Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tunneling and Underground Space Technology. 1992; 7(1): 59-74. **doi: 10.1016/0886-7798(92)90114-W**
[58] Jethwa JL, Singh B, Singh B. Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions- a new approach. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr. 1985; 231-238.
[59] Hoek E, Marinos P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels and tunneling international. 2000; 32(11): 45-51.
[60] Einstein, H. Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 1994; 31(5): 535-546. **doi: 10.1016/0148-9062(94)90155-4**
[61] Wu K, Shao Z, Qin S, Wei W, Chu Z. A critical review on the performance of yielding supports in squeezing tunnels. Tunneling and Underground Space Technology. 2021; 115: 103815. **doi: 10.1016/j.tust.2021.103815**
[62] Barla G, Debernardi D, Sterpi D. Time-dependent modeling of tunnels in squeezing conditions. International Journal of Geomechanics. 2012; 12(6): 697-710. **doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000163**
[63] Unterberger W, Burger D, Jedlitschka G. Design of the Bolu Tunnels- Numerical analysis of tunnels in highly squeezing ground. In: Numerical Models in Geomechanics. CRC Press. 1999; 359-365.
[64] Karki S, Karki B, Chhushyabaga B, Khadka SS. Design and analysis of squeezing ground hydropower tunnel in the Himalaya through a case study. Lowland Technology International. 2020; 21(4): 268-278.
[65] Rehman ZU, Hussain S, Mohammad N, Gul A, Nawaz B. Design Techniques in Rock and Soil Engineering. InSlope Engineering. 2021. **doi: 10.5772/intechopen.90195**
[66] Gong JW, Cui JB, Xi XW, Lin G. FLAC method for numerical modeling and its geological application. Geotectonica et Metallogenia. 2002; 26(3): 321-325.
[67] Jing L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2003; 40(3): 283-353. **doi: 10.1016/S1365-1609(03)00013-3**
[68] Shi G, Ma Q, Guo H. Lagrangian particle-based methods for modeling large deformation problems in geomechanics: A review. Computers and Geotechnics. 2019; 113: 103125. **doi: 10.1016/j.compgeo.2019.103125**
[69] Lo CM, Feng ZY. Deformation characteristics of slate slopes associated with morphology and creep. Engineering Geology. 2014; 178: 132-154. **doi: 10.1016/j.enggeo.2014.06.011**
[70] Feng XT, Hudson JA. Specifying the information required for rock mechanics modelling and rock engineering design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2010; 47(2): 179-194. **doi: 10.1016/j.ijrmms.2009.12.009**
[71] Fahimifar A, Ghasemi M, Karami M. An Elasto-Viscoplastic Creep Model for Prediction of Deformations around Tunnels. In: ISRM International Symposium-Asian Rock Mechanics Symposium. 2012.
[72] Mahdevari S, Bagherpour R. Considering Creep Parameters of Rock Mass to Evaluate the Necessity Thrust for Excavation in Squeezing Ground. J. Civil Eng. Urban. 2014; 4(4): 370-377.
[73] Grošić M. Time-dependent deformation of flysch rock mass: doctoral thesis, Sveučilište u Rijeci, Sveučilište u Rijeci Građevinski fakultet. 2014.
[74] Braun WM. Lattice girders offer economy and performance for tunnel support. Tunnels & Tunneling International. 1983; 15(5): 19-21.
[75] Moon SH, Shin YW, Kim SH, Yoo HK. A study on load bearing capacity of composite member with steel rib and shotcrete in NATM tunnel. KSCE Journal of Civil and Environmental Engineering Research. 2012; 32(5C): 221-229. **doi :10.12652/Ksce.2012.32.5C.221**

[76] Qi C, Liu J, Xing S, Yin X, Li W, Zhang C, Sun B. Study on mechanical properties of shotcrete lattice girder in a tunnel considering the excavation effect at early-age. Structures. 2024; 62: 106196. **doi: 10.1016/j.istruc.2024.106196**
[77] Sazid M, Ahmed HA. Stability analysis of shallow depth tunnel in weak rock mass: 3d numerical modeling approach. J. City Dev. 2019; 1: 18-22. **doi: 10.12691/jcd-1-1-3**
[78] Panet M. Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence-Confinement, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 1995. [In French]
[79] International Tunneling Association (ITA). Guidelines for the Design of Tunnels. Tunneling Underground Space Technol. 1988; 3(3): 237-249. **doi: 10.1016/0886-7798(88)90050-8**
[80] Itasca Consulting Group. FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 8.1: User's manual. Minneapolis (MN): Itasca Consulting Group. 2019.
[81] European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General Rules (EN 1997-1) [Standard]. Brussels: CEN. 2004.
[82] European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1). Brussels: CEN. 2004.
[83] American Concrete Institute (ACI). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. 2019.