

پیشنهاد پوشش بتنی مسلح بر اساس کنترل نشست آب از تونل‌های تحت فشار با بهره‌گیری از مدل المان محدود

احسان داداشی؛ دانشجوی دکتری مهندسی معدن (مکانیک سنگ)، دانشگاه آزاد

اسلامی، واحد علوم تحقیقات تهران، ایران،

علی نورزاد؛ دانشگاه شهید بهشتی، دانشکده مهندسی عمران، آب و

محیط زیست،

کوروش شهریار؛ دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی معدن و

متالورژی،

کامران گشتاسبی؛ دانشگاه تربیت مدرس، گروه مهندسی معدن مکانیک سنگ

پذیرش ۹۶/۱۱/۲۹

تاریخ: دریافت ۹۶/۰۷/۳۰

چکیده

تونل‌های تحت فشار با پوشش بتنی، منابعی از جریان نشست آب به توده سنگ دربرگیرنده خود هستند، از این رو، طی فرآیند آب‌گیری مقاومت کمی در برابر فشار نشست آب خواهند داشت و با افزایش فشار آب داخلی تونل، فشار نشست آب به توده سنگ منتقل خواهد شد. در این شرایط به واسطه درزه، ترک، منافذ و همه المان‌های توده سنگ از تمام جهات تحت تأثیر فشار نشست آب قرار می‌گیرند. این اندرکنش هیدرومکانیکی باعث تغییرات نفوذپذیری المان‌های توده سنگ طی فرآیند آب‌گیری می‌شود. بنابراین، تغییرات صورت گرفته در تنش منجر به تغییراتی در ضریب نفوذپذیری و توزیع مجدد میدان نشست می‌شود. از این رو، در این تحقیق از روش المان محدود به کمک نرم افزار ABAQUS برای مدل‌سازی این اندرکنش استفاده شده است. در این راستا از داده‌های تونل تحت فشار طرح سد و نیروگاه گتوند به عنوان مطالعه موردی بهره گرفته شده است. به منظور نزدیک کردن مدل به شرایط واقعی، تأثیر تغییرات نفوذپذیری پوشش بتنی و توده سنگ بر تغییر شکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده در محیط با استفاده از کد USDFLD به مدل اعمال شده است. نتایج مدل عددی نشان می‌دهد که به منظور کنترل نشست از تونل‌های تحت فشار با پوشش بتنی، ضخامت پوشش و آرایش مناسب میل‌گردها در پوشش بتنی در ممانعت از نشست بیش از حد مجاز از تونل نقش به‌سزایی را ایفا می‌کنند.

واژه‌های کلیدی: تونل تحت فشار، پوشش بتنی مسلح، اندرکنش هیدرومکانیکی، نرم افزار ABAQUS، نشست، سد و نیروگاه گتوند، کد USDFLD.

مقدمه

مطابق بررسی‌های انجام‌شده پوشش تونل‌ها سهم چشمگیری را در هزینه‌های اجرای تونل دارد. این رقم بر مبنای تحقیقات صورت‌گرفته در حدود ۱۵ الی ۴۰ درصد هزینه‌های اجرای تونل است [۱]. در تونل‌های تحت فشار با توجه به فشار آب داخلی روی پوشش بر خلاف تونل‌های جریان آزاد، ایجاد تغییراتی در تنش روی پوشش، منجر به تغییراتی در ضریب نفوذپذیری پوشش می‌شود. تغییرات نفوذپذیری پوشش بر تغییر شکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده توده‌سنگ تأثیر گذاشته و سبب توزیع مجدد میدان تنش و در نتیجه میدان نشت می‌شود [۲]. این امر در حقیقت اندرکنش توأمان هیدرومکانیکی بین پوشش بتنی و توده‌سنگ است. روش‌های مهم طراحی پوشش تونل به اندرکنش هیدرومکانیکی پوشش و سنگ روش که اشلایس^۱ (۱۹۸۶ و ۱۹۹۷) [۳-۵] و فرناندز^۲ (۱۹۹۴) [۶] ارائه کرده‌اند، هستند که عملاً طراحی‌های معمول بر اساس آن‌ها صورت می‌گیرد. در این روش‌ها پوشش و توده‌سنگ، نفوذپذیر و ارتجاعی فرض شده و طراحی پوشش بر اساس آن پیشنهاد شده است. اشلایس برای طراحی پوشش تونل‌های تحت فشار دو روش بر اساس فشار آب داخلی [۴] و فشار آب خارجی [۵] ارائه داده است و در محاسبات خود رفتار توأمان هیدرومکانیکی حاصل از باز شدن ترک‌ها را در نظر گرفت. هم‌چنین فرناندز برای طراحی پوشش تونل‌های تحت فشار اثر توده‌سنگ دربرگیرنده تونل را بر اساس یک اندرکنش هیدرومکانیکی واقعی بین سنگ و پوشش در نظر گرفت. چانگ و همکاران^۳ (۲۰۰۱) لازمه طراحی پوشش برای تونل‌های تحت فشار را به رتبه‌بندی توده‌سنگ و درزه‌ها، تحلیل‌های عددی برای تعیین پایداری مکانیکی و تحلیل‌های هیدرولوژیکی مرتبط دانستند [۷]. سیمانجونتاک و همکاران^۴ (۲۰۱۲) برای پیش‌بینی رفتار هیدرولیکی و مکانیکی پوشش از روش المان محدود در طراحی تونل تحت فشار استفاده کردند. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که روش پیش‌تندگی در پوشش نهایی مانع باز شدن ترک‌ها شده و نشت از تونل قابل کنترل شده است [۸]. زو و همکاران^۵ (۲۰۱۵) با در

1. Schleiss

2. Fernandez

3. Chung et al.

4. Zhou et al.

5. Simanjuntak et al

نظر گرفتن ضرایب غیریک‌نواختی از کرنش روی میل‌گرد و بتن به محاسبه نفوذپذیری ثانویه پوش ترک‌خورده پرداختند و با تعریف المان درزه پر شده از آب، شبیه‌سازی اثرات متقابل پوشش بتنی و توده‌سنگ دربرگیرنده را توسعه دادند. نتایج تطابق مناسبی را بین داده‌های مشاهده‌ای و به‌دست آمده از این روش را نشان داد [۹]. اکثر پژوهش‌ها در ایران بر اساس مطالعات موردی هستند، اما به‌غیر از آن‌ها می‌توان به نمونه‌ای از تحقیقاتی که در ادامه بیان شده است، اشاره کرد. سروش و محمدپور (۱۳۸۰) با استفاده از مدل عددی در حالت دوبعدی و سه‌بعدی به بررسی اثر روباره کم بر پایداری تونل تحت فشار پرداختند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که انجام عمل تزریق تحکیمی در پشت پوشش بتنی تونل تاثیر تعیین‌کننده‌ای در کاهش بازشدگی هیدرولیکی دارد [۱۰]. قاسم‌زاده و عبادی (۱۳۸۸) اندرکنش بین سنگ و پوشش در تونل‌های تحت فشار را بررسی کردند. در این مقاله با تلفیق روش‌های موجود برای حالت تقارن محوری و کرنش صفحه‌ای یک روش تحلیلی برای محاسبه اندرکنش هیدرومکانیکی تونل‌های تحت فشار ارائه شد [۱۱]. زارعی‌فرد و فهیمی‌فر (۱۳۹۰) نیز با در نظر گرفتن رفتار توده‌سنگ ارتجاعی-خمیری با نرم‌شوندگی کرنش از نقطه حداکثر دریافتند که سهم اندرکنش هیدرومکانیکی و فشار نشست بر نتایج مکانیکی کم اثر است، ولی بر نتایج هیدرولیکی شامل آب‌منفذی و نرخ نشست شدیداً مؤثر است [۱۲].

در این تحقیق، از آن‌جاکه اثر ناپیوستگی‌ها به‌واسطه تغییرات رفتار مواد در مدل در نظر گرفته شده است، پوشش بتنی و توده‌سنگ دربرگیرنده به‌عنوان محیط پیوسته معادل مدل شده و از روش المان محدود سه‌بعدی برای مدل‌سازی میل‌گرد در پوشش برای طراحی پوشش بتنی مسلح برای کنترل نشست از تونل استفاده شده است. بر این اساس، نفوذپذیری ثانویه پوشش بتنی مسلح و توده‌سنگ دربرگیرنده آن به‌واسطه فشار آب داخلی بر پایه رفتار توأمان تنش-نش و براساس کدی که تغییرات نفوذپذیری محیط را به کرنش آن وابسته کرده است، تعیین شده است.

روش‌های تحلیلی تعیین نشت از پوشش بتنی

برای طراحی پوشش بتنی تونل‌های تحت فشار می‌توان به دو روش اشلایس (۱۹۸۶) و فرناندز (۱۹۹۴) اشاره کرد که بر پایه فرضیاتی نظیر رفتار توده‌سنگ و پوشش همگن، هم‌سان، متخلخل و ارتجاعی بنا شده است. تفاوت این دو روش در نحوه مدل‌کردن جریان فشار آب منفذی خروجی از تونل است. اشلایس برای محاسبه فشار منفذی از تونل دو رابطه را پیشنهاد داده است. حالت اول این‌که اگر جریان منفذی در توده‌سنگ در اثر تخلخل بالای آن باشد، توزیع فشار منفذی بر اساس رابطه نمایی (۱) بیان می‌شود [۳]:

$$p = \frac{p_i \ln\left(\frac{r_a}{r}\right) + p_a \ln\left(\frac{r}{r_i}\right)}{\ln\left(\frac{r_a}{r_i}\right)} \quad (1)$$

که در آن p_a و p_i به ترتیب فشار خارجی و داخلی آب (P_a)، r_a و r_i به ترتیب شعاع خارجی و داخلی پوشش (m)، g شتاب ثقل (m/s^2) و p فشار آب منفذی در هر شعاع فرضی (r) از استوانه (P_a) می‌باشند.

در حالت دوم، در صورتی‌که نفوذپذیری به دلیل تعداد زیاد ترک‌های شعاعی باشد، با فرض جریان لایه‌ای در داخل ترک‌ها، توزیع فشار خطی و بر اساس رابطه (۲) قابل محاسبه است [۳]:

$$p = \frac{p_i(r_a - r) + p_a(r - r_i)}{r_a - r_i} \quad (2)$$

اشلایس با فرض جریان لایه‌ای موازی با ترک‌ها و معلوم بودن عرض ترک‌ها، q_c جریان عبوری از میان پوشش بتنی ترک‌خورده (m^3/s) را بر اساس رابطه (۳) ارائه داده است [۴]:

$$q_c = \frac{(p_i - p_a)(2a)^3 \cdot n}{12v_w \cdot \rho_w \cdot (r_a - r_i)} \quad (3)$$

که در آن $2a$ عرض متوسط ترک (m)، n تعداد ترک‌ها و v_w گرانروی سینماتیکی (m^2/s) است.

فرناندز هم با استفاده از روش تصویرنگاری چاه^۱ توزیع فشار منفذی (P_w) در فاصله هر نقطه‌ای از مرز تونل (r) را با استفاده از جریان بین دو چاه، یک منبع و یک حفره با مقاومت معادل از رابطه (۴) به دست آورد [۶]:

1. Image Well Method

$$P_w = \gamma_w (h_i - h_0) \frac{\ln \left[1 + \frac{2h_0}{r} \left(\frac{h_0}{r} - \cos \theta \right) \right]}{\ln \left[1 + \frac{2h_0}{b} \left(\frac{h_0}{b} - \cos \theta \right) \right]} \quad (4)$$

هم‌چنین نرخ نشست آب در واحد طول تونل را به‌واسطه رابطه (۵) تعیین کرده است [۶].

$$q_L = \frac{2\pi k_L (h_i - h_{w1})}{\ln \frac{b}{a_1}} \quad (5)$$

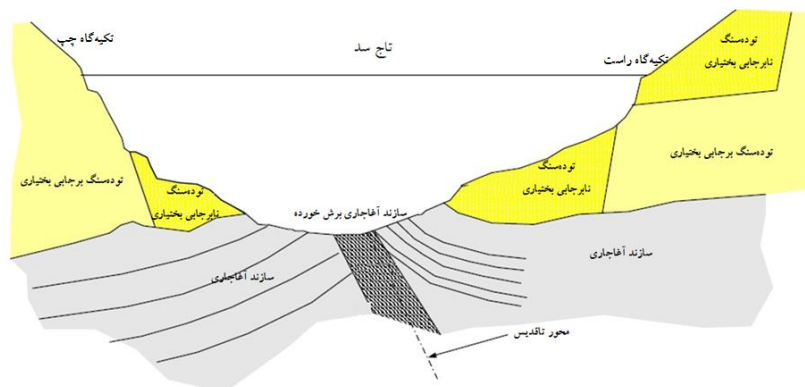
که در آن q_L نرخ نشست آب در واحد طول تونل (m^2/s)، k_L نفوذپذیری پوشش (m/s)، h_i ارتفاع سطح آب در تونل (m)، h_{w1} ارتفاع سطح آب در مرز بین پوشش و سنگ (m)، b و a_1 به‌ترتیب شعاع خارجی و داخلی تونل (m) هستند.

با توجه به‌روش‌های ارائه‌شده به‌نظر می‌رسد که چون در روش فرناندز بر خلاف اشلائیس نقش حمایتی توده‌سنگ در اندرکنش محیط در رابط ارائه‌شده در نظر گرفته شده است و تنها مانند روش اشلائیس رفتار توأمان هیدرومکانیکی را حاصل از باز شدن ترک‌ها را در نظر نگرفته است، به‌نظر می‌رسد این روش نتایج واقعی‌تری را ارائه دهد.

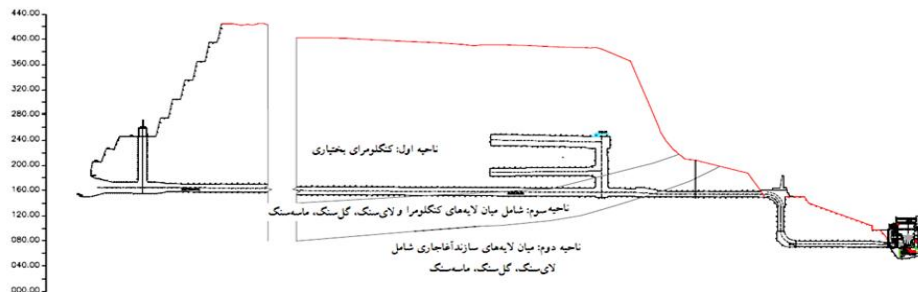
معرفی تونل‌های آب‌بر طرح گتوند به‌عنوان مطالعه موردی

طرح سد و نیروگاه گتوند در فاصله ۳۸۰ کیلومتری از سرچشمه رودخانه کارون، در فاصله ۲۵ کیلومتری شمال شهرستان شوشتر و در ۱۰ کیلومتری شمال شرقی شهر گتوند در استان خوزستان قرار دارد. قطر تونل‌های آب‌بر نیروگاه این طرح ۱۱ متر است. این تونل‌ها به‌روش معمول حفاری و انفجار حفر شده‌اند [۱۳]. در منطقه بررسی شده از محدوده سد تا انتهای دریاچه مخزن، از قدیم به جدید سازندهای گچساران، میشان، آغاچاری، بختیاری و نهشته‌های عصر حاضر گسترش دارند. ساختگاه سد در کف، شامل یک طاقدیس است که شیب جناحین آن به‌سمت تکیه‌گاه‌ها است. محور طاقدیس تقریباً شرقی-غربی و به‌سمت جنوب شرق میل پیدا کرده است. لیتولوژی این سازند به‌طورکلی تناوبی از ماسه‌سنگ و گل‌سنگ نسبتاً ضعیف است. سنگ کف از سازند آغاچاری شامل لایه‌های ماسه‌سنگ، لای سنگ و رس سنگ است. در هر دو تکیه‌گاه نیز سازند آغاچاری به‌وسیله کنگلومرای سازند بختیاری پوشیده شده است. در محدوده ساختگاه سد در دو سوی رودخانه کارون تا تراز حدود ۱۱۰ متر سازند آغاچاری رخنمون دارد که یک طاقدیس محلی در آن تشکیل شده است. بر اساس شکل ۱، با توجه به

کیفیت مناسب توده سنگ در تکیه‌گاه چپ تمامی سازه‌های جانبی سد از جمله تونل‌های در محدوده جناح چپ قرار دارند که به توده سنگ برجای سازند بختیاری محدود می‌شود. این سازند به سن پلیو-پلیستوسن است و از نظر سنگ‌شناسی این سازند بیش‌تر شامل کنگلومرا با میان لایه‌هایی از گل سنگ، ماسه سنگ و فروش سنگ یا سیلتستون است. چنان‌که در شکل ۲ مشاهده می‌شود سازند جوان‌تر بختیاری در نیمه ابتدایی مسیر تونل‌ها و بر سازند آغاچاری که در انتهای مسیر تونل‌ها قرار دارد، واقع شده است. به لحاظ زمین‌شناسی ساختمانی این لایه‌ها در قسمت خروجی از شیب ملایم ۲۰ درجه برخوردار بوده و با حرکت به سمت ورودی به شیب افق نزدیک می‌شود [۱۴].



شکل ۱. مقطع زمین‌شناسی ساختگاه سد گتوند [۱۴]



شکل ۲. پروفیل طولی زمین‌شناسی در راستای تونل‌های آب‌رسان [۱۴]

نتایج آزمون‌های مقاومتی انجام شده برای تعیین ویژگی‌های مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری در جدول ۱ برای توده کنگلومرای به‌عنوان توده غالب منطقه ارائه شده است. لازم به ذکر

است که نسبت تنش‌ها بر اساس آزمایش‌های شکست هیدرولیکی در بررسی‌های تکمیلی برابر یک تخمین زده شده است [۱۴]. از روی نمونه‌های اخذ شده وزن مخصوص نمونه کنگلومرا نیز $24/5 \text{ kN/m}^3$ در حالت خشک تعیین شده است.

جدول ۱. نتایج مربوط به ویژگی‌های مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری توده‌سنگ کنگلومرا به‌عنوان ورودی نرم‌افزار [۱۴]

نوع سنگ	مدول دگرشکل‌پذیری (GPa)	مقاومت کششی (MPa)	زاویه اتساع (درجه)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	نسبت بواسون	چسبندگی (MPa)
کنگلومرا	۳/۱	۰/۲۵	۶	۳۵	۰/۲۵	۰/۱

گام‌های طراحی پوشش بتنی مسلح

با فرض این‌که پوشش دائمی فقط برای تأمین نیازهای مقاومتی سازه‌ای و هیدرولیکی طراحی می‌شود و هیچ‌گونه باری از توده‌سنگ به پوشش بتنی تحت هیچ شرایطی اعمال نمی‌شود [۱۵]، گام‌های طراحی در ادامه ارائه خواهند شد.

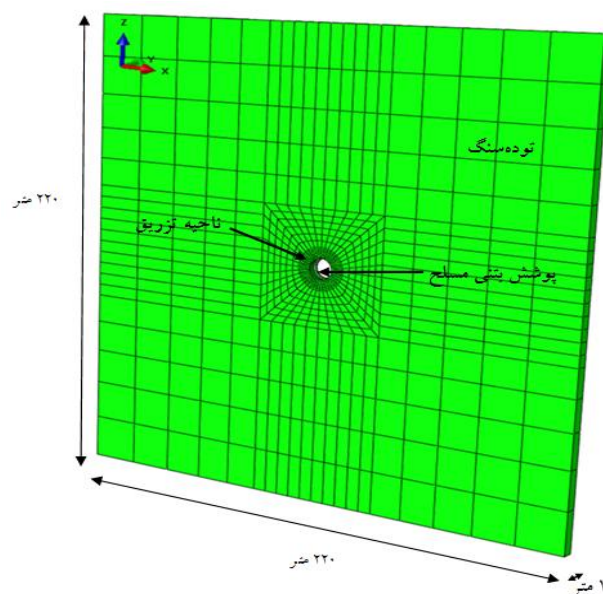
۱- انتخاب محدوده مناسبی از توده‌سنگ

با توجه به شکل ۳، در شرایطی که مرزهای هیدرولیکی بیش از حد به تونل نزدیک باشد، تخمین درستی از دبی آب ورودی و خروجی تونل نمی‌توان داشت. از طرف دیگر اگر مرزهای هیدرولیکی از تونل بیش از حد مورد نیاز دور باشد، باعث افزایش زمان حل مدل است. از این‌رو، ابعاد مدل برای تونلی به شکل دایره‌ای به قطر ۱۱ متر، 220×220 متر و بعد سوم یک متر انتخاب شده است تا میل‌گردها به جای معادل‌سازی، مدل‌سازی شوند [۱۵].

۲. انتخاب مدل رفتاری مناسب

الف) مدل رفتاری توده‌سنگ

با توجه به عمق کم در این پژوهش، تأثیر تنش اصلی میانگین مهم به‌نظر نمی‌رسد. همچنین با توجه به توده ضعیف دربرگیرنده تونل، از مدل رفتاری موهر-کلمب برای توده‌سنگ بررسی شده در تحلیل‌ها استفاده شده است [۱۵].



شکل ۳. ابعاد و شرایط مرزی مدل عددی [۱۵]

ب) مدل رفتاری پوشش بتنی مسلح

از آنجا که پوشش بتنی تونل تحت فشار آب داخلی دو حالت ترک‌خوردگی ناشی از کشش و خردشدگی ناشی از فشار را متحمل می‌شود، برای پیش‌بینی پاسخ المان‌های بتن مسلح از مدل رفتاری خمیری آسیب‌دیده بتن^۱ استفاده شده است. مشخصات مکانیکی برای پوشش بتنی مطابق جدول ۲ است. از آنجا که در چنین سیستمی نمی‌توان رفتار هر یک از این محیط‌ها را به‌طور مستقل بررسی و تحلیل کرد، برای پوشش بتنی و توده سنگ در نرم‌افزار ABAQUS از المان کوپل شده C3D8RP استفاده شده است.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده برای پوشش بتنی [۱۵]

وزن مخصوص (kN/m^3)	مدول ارتجاعی (GPa)	نسبت پواسون	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)
۲۵	۲۰	۰/۲۵	۳۰	۳

1. Concrete damaged plasticity

برای معرفی مشخصات میل‌گرد در نرم‌افزار از مدل ارتجاعی-خمیری استفاده شده است. برای مدل‌سازی میل‌گرد در نرم‌افزار ABAQUS از المان T3D2 استفاده شده است که یک المان سه‌بعدی با دو درجه آزادی است. مشخصات مکانیکی میل‌گرد مطابق جدول ۳ در نظر گرفته شده است. در روشی به نام المان مدفون شده^۱، میل‌گرد فولادی به صورت مدفون در المان بتن مدل‌سازی شده و فرض شده که تغییر مکان‌های گره‌ای آن با تغییر مکان گره‌ای المان بتن برابر می‌باشد.

جدول ۳. مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده در مدل‌سازی میل‌گرد [۱۵]

وزن مخصوص (kN/m ³)	مدول ارتجاعی (GPa)	نسبت پواسون	تنش تسلیم (MPa)
۷۸/۵	۲۰۰	۰/۲۵	۴۰۰

۳. اعمال شرایط مرزی مکانیکی

با توجه به این که مقدار دقیق تنش‌های برجا روی مرزها مشخص نیست، ثابت کردن مرز مدل به نحوی که جابه‌جایی نقاط مرزی صفر باشد، تنها راه اعمال شرایط مرزی واقعی است.

۴. مدل‌سازی بر اساس اندرکنش هیدرومکانیکی با ارائه معادلات حاکم

حالت صحیح بررسی تاثیر فشار آب داخلی بر پایداری تونل‌های تحت فشار، روش دقیق انجام تحلیل اندرکنش هیدرومکانیکی در سطح تماس پوشش بتنی و توده سنگ دربرگیرنده بر اساس توزیع فشارهای منفذی به همراه توزیع تنش‌های برجا است که به عنوان تحلیل توأمان هیدرومکانیکی مطرح می‌شود. معادله میدان نشست بر اساس تحلیل توأمان نشست-تنش محیط به صورت رابطه (۶) بیان می‌شود [۱۶].

$$\frac{\rho_0 k}{\eta} \nabla^2 p + \phi_0 \rho_0 C_f \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\rho_0 (1 - \phi_0)}{(1 + \varepsilon_v)^2} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + q = 0 \quad (6)$$

که در این رابطه ρ_0 جرم مخصوص اولیه محیط (kg/m^3)، k ضریب نفوذپذیری محیط (شامل ضریب نفوذپذیری پوشش بتنی، ناحیه ترزیک و توده سنگ دست‌نخورده پشت ناحیه تزریق) (m/s)، η ویسکوزیته آب (Pa.s)، ∇^2 عملگر لاپلاس، p فشار آب منفذی (Pa)، ϕ_0 نسبت پوکی محیط، C_f ضریب تراکم‌پذیری سیال، t زمان (s)، ε_v کرنش حجمی

(مجموع کرنش‌های اصلی $(\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$) و q دبی خروجی از المان (m^3/s) است. هم‌چنین معادلات میدان تنش بر اساس معادلات تعادل (رابطه ۷) و سازگاری (رابطه ۸) بیان می‌شود [۱۶].

$$\sigma_{ij} - \alpha p \delta_{ij} + F = 0 \quad (۷)$$

که در این رابطه σ_{ij} تنش نرمال یا برشی (Pa)، F نیروی حجمی در محیط (N)، α ضریب بایوت و δ_{ij} تابع دلتای کرونکر است.

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{ij} + u_{ji}) \quad (۸)$$

که در این رابطه ϵ_{ij} کرنش نرمال یا برشی و u جابه‌جایی گره‌ای است.

با توجه به نیاز به در نظر گرفتن اندرکنش توأمان هیدرومکانیکی پوشش بتنی و توده‌سنگ، در این تحقیق از روش توأمان مستقیم برای تحلیل این اندرکنش استفاده شده است. با توجه به این‌که نرم‌افزارها این اثر اندرکنش هیدرومکانیکی را در حالت ثابت ضریب نفوذپذیری حل می‌کنند، از این‌رو، تغییر ضریب نفوذپذیری محیط در نرم‌افزار ABAQUS به‌واسطه کد USDFLD به مدل عددی اضافه شده است.

از آن‌جاکه پاسخ مدل در شرایط کششی مدنظر است، آسیب‌دیدگی بتن در این شرایط بر

اساس رابطه (۹) بیان می‌شود [۱۷].

$$D_t = 1 - \frac{\sigma_t}{E_0(\epsilon_t - \epsilon_t^{pl})} \quad (۹)$$

که در این رابطه D_t میزان آسیب‌دیدگی بتن در شرایط کششی، σ_t تنش کششی بتن (MPa)، E_0 مدول کشسان بتن (MPa)، ϵ_t کرنش کل و ϵ_t^{pl} کرنش خمیری کششی بتن است. از این‌رو، مقدار نفوذپذیری ثانویه پوشش بتنی تحت فشار آب داخلی تونل به‌صورت رابطه (۱۰) قابل محاسبه است. در این رابطه k_0 و k به‌ترتیب نفوذپذیری اولیه و ثانویه پوشش بتنی (m/s) است.

$$k = k_0 \cdot \exp[(11.3D_t)^{1.64}] \quad (۱۰)$$

از طرف دیگر، از آن‌جایی که ضریب نفوذپذیری توده‌سنگ دربرگیرنده تونل به‌طور مستقیم به تغییرشکل‌های حجمی خمیری محیط وابسته است، این ارتباط بر اساس رابطه (۱۱) در مدل رفتاری توده‌سنگ تعریف شده است [۱۶]، [۱۸]، [۱۹]:

$$k = k_0 \left[\left(\frac{1}{\phi_0} \right) (1 + \varepsilon_v)^3 - \left(\frac{1 - \phi_0}{\phi_0} \right) (1 + \varepsilon_v)^{-(1/3)} \right]^3 \quad (11)$$

که در آن k_0 و k به ترتیب نفوذپذیری اولیه و ثانویه (m/s)، ε_v کرنش حجمی و ϕ_0 تخلخل اولیه توده سنگ است.

۵. پیشنهاد میل گرد در پوشش بتنی، مدل سازی ناحیه تزریق و اعمال شرایط مرزی

هیدرولیکی

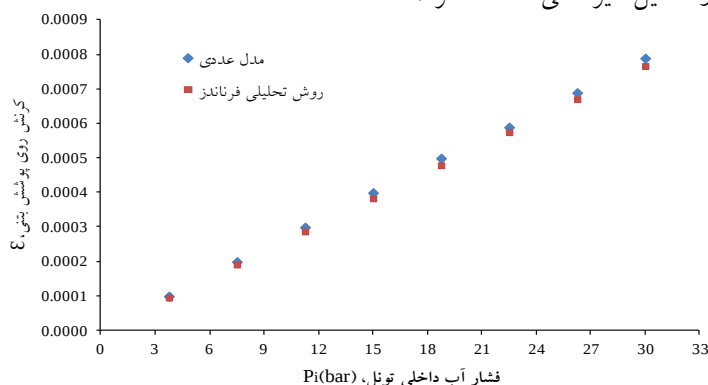
با توجه به آئین نامه های موجود برای عمل کرد مناسب پوشش لازم است تا ضخامت بتن در فضای داخلی و بیرونی پوشش روی میلگردهای عرضی و طولی ۵ تا ۷ سانتی متر پیشنهاد شود که البته این ضخامت در صورت قرارگیری در محیطی قلیایی متغیر است [۲۰] بر این اساس ضخامت بتن در فضای داخلی و بیرونی پوشش روی میلگردهای عرضی و طولی ۵ در نظر گرفته شده است. همچنین بر اساس پیشنهاد مارنس^۱ [۲۱]، شعاع ناحیه تزریق برای کنترل نشست بیش از حد مجاز از تونل برابر با قطر تونل و نفوذپذیری توده سنگ در محیطی دایره ای شکل اطراف تونل در حد 5×10^{-8} متر بر ثانیه مدل سازی شده است. اعمال شرایط مرزی هیدرولیکی نیز شامل دو شرط مرزی است که در این حالت شرط مرز بیرونی بر اساس ارتفاع هیدرواستاتیکی سطح آب زیرزمینی به مدل اعمال می شود و شرط مرزی هیدرولیکی در سطح داخلی پوشش بتنی معرف فشار آب داخلی تونل است.

صحت سنجی نتایج عددی

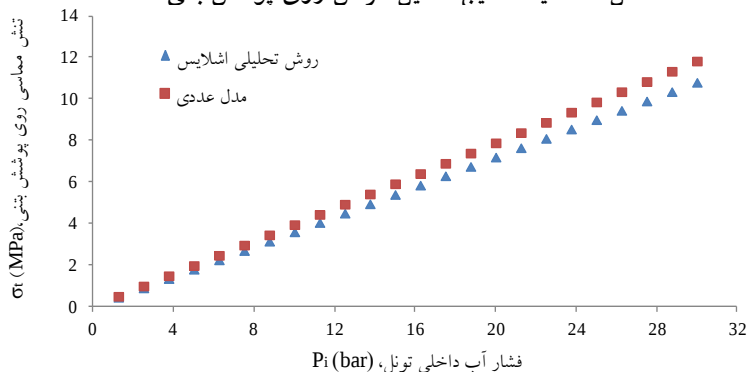
به منظور صحت سنجی نتایج عددی، فرض های محدودکننده روش های تحلیلی نظیر محیط ارتجاعی، همگن، همسان و بدون در نظر گرفتن تغییرات نفوذپذیری المان های توده سنگ و پوشش بتنی در مدل عددی در نظر گرفته شده اند. بر اساس اختلاف بین داده های به دست آمده با خطای زیر ۵ درصد در نتایج کرنش روی پوشش بتنی بر اساس روش تحلیلی فرناندز با نتایج مدل عددی که بیانگر اندرکنش واقعی بین توده سنگ و پوشش است، شکل ۴ مقایسه ای از کرنش ایجاد شده روی پوشش بتنی از نتایج مدل عددی در مقابل کرنش محاسبه شده از روش تحلیلی را نشان می دهد. همچنین مقایسه نتایج تنش مماسی روی پوشش بتنی بر اساس روش تحلیلی اشلایس با نتایج مدل عددی در شکل ۵ اختلاف بین داده های به دست آمده با

1. Marence

خطایی در حدود ۱۵ درصد را در فشارهای بیش‌تر روی پوشش بتنی نشان می‌دهد. به‌نظر می‌رسد که این اختلاف ناشی از این است که در روش اشلایس اندرکنش هیدرومکانیکی تنها بر اساس تاریخچه بازشدن ترک‌ها در نظر گرفته شده و در طی فرآیند آب‌گیری تغییر شکل‌های ایجادشده در توده‌سنگ و اثرات متقابل آن روی میدان نشست جدید با القای میدان تنش جدید دیده نشده است. از این رو، با توجه به نتایج مذکور می‌توان از این مدل به‌عنوان مدل پایه برای مدل سه‌بعدی و تحلیل غیرخطی استفاده کرد.



شکل ۴. مقایسه نتایج تحلیل کرنش روی پوشش بتنی



شکل ۵. مقایسه نتایج تحلیل تنش روی پوشش بتنی

طراحی پوشش بتن مسلح

در تونل‌های تحت فشار، پوشش بتنی هنگامی ترک می‌خورد که تنش کششی در بتن از مقاومت کششی آن بیش‌تر شود. از این رو، پیشنهاد میلگرد مورد نیاز پوشش بتنی شامل

محاسبه فاصله‌داری و قطر میلگرد فولادی با استفاده از تنش کششی ایجاد شده در بتن کنترل می‌شود. با توجه به ضخامت پوشش بتنی (پیشنهادی ۴۰ سانتی‌متر)، حداکثر تنش کششی در مقطع بحرانی در پوشش بتنی برابر ۱/۴۶ مگاپاسکال محاسبه شده است. مقدار نیروی کششی در این مقطع بحرانی از رابطه (۱۲) به دست می‌آید:

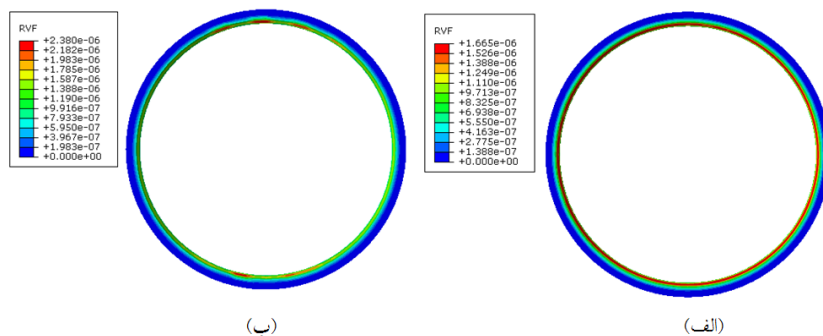
$$F_t = \sigma_t \cdot A_c = 1.46 \times 10^6 \times 0.4 \times 1 = 584 \text{ kN} \quad (12)$$

که در این رابطه σ_t حداکثر تنش کششی در مقطع بحرانی (MPa) و A_c سطح مقطع پوشش بتنی در واحد طول است. بنابراین مقدار نیروی محوری محاسبه شده ملاک تعیین تسلیح در پوشش بتنی است. از طرف دیگر، از آنجا که تنش ایجاد شده در میلگرد باید کم‌تر از مقادیر تنش مجاز طراحی باشد، بنابراین درصد تسلیح پوشش بتنی را می‌توان با استفاده از رابطه (۱۳) محاسبه کرد:

$$\sigma_t = F_t / A_s, \quad A_s = \frac{584}{200 \times 10^3} = 0.002 \text{ m}^2 \quad (13)$$

که در این رابطه A_s سطح مقطع میلگرد به کار رفته در پوشش بتنی است.

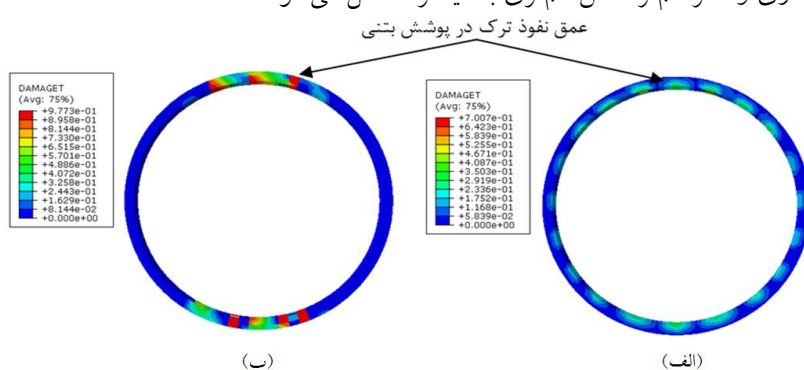
برای کنترل نشست آب از تونل به توده‌سنگ اطراف دو حالت توزیع میلگرد $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ و $\Phi 20 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$ با هم مقایسه شدند. شکل ۶ الف حداکثر نشست آب از تونل با توزیع $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ در پوشش بتنی را در حدود $1/5 \times 10^{-6}$ مترمکعب بر ثانیه و شکل ۶ ب با توزیع $\Phi 20 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$ در حدود $2/1 \times 10^{-6}$ مترمکعب بر ثانیه نشان می‌دهد، از این رو، نشست از تونل با توزیع $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ حدود ۴۰ درصد کم‌تر شده است.



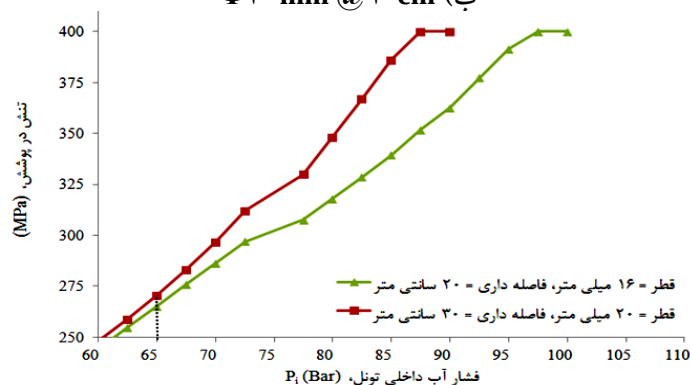
شکل ۶. مقایسه دبی نشست آب از تونل در دو توزیع میلگرد؛ الف) $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ و ب) $\Phi 20 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$

در شکل ۷، دو حالت تسلیج پوشش سبب تغییرات متفاوتی در ضریب نفوذپذیری پوشش بتنی شده که نهایتاً تعداد و عمق ترک‌های متفاوتی را نتیجه داده است. با مقایسه شکل ۷ الف نسبت به ۷ ب مشاهده می‌شود که تعداد ترک‌ها در پوشش در حالت $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ بیش‌تر از حالت $\Phi 20 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$ می‌باشد، اما ترک‌هایی با عمق کم‌تر تشکیل شده‌اند که به پشت پوشش بتنی نرسیده‌اند.

در شکل ۸، در فشار آب داخلی ۶۵ بار روی پوشش در درصد مشخصی از میلگرد، تنش روی میلگرد در حالت توزیع $\Phi 20 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$ بیش‌تر از $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ است. به عبارت دیگر در فشار آب داخلی یک‌سان، در درصد مشخصی از میلگرد در پوشش بتنی با فاصله‌داری و قطر کم‌تر، تنش کم‌تری به میلگرد منتقل می‌شود.

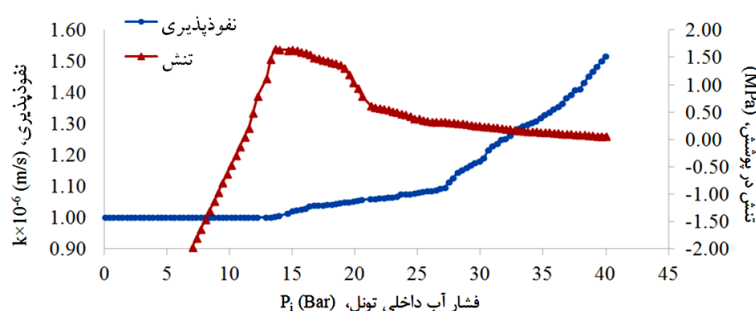


شکل ۷. مقایسه تعداد و عمق ترک‌ها در دو توزیع میلگرد: الف) $\Phi 16 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ و ب) $\Phi 20 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$



شکل ۸. مقایسه تنش بر روی دو توزیع میلگرد در پوشش بتنی با درصد یک‌سان در فشارهای آب داخلی زیاد

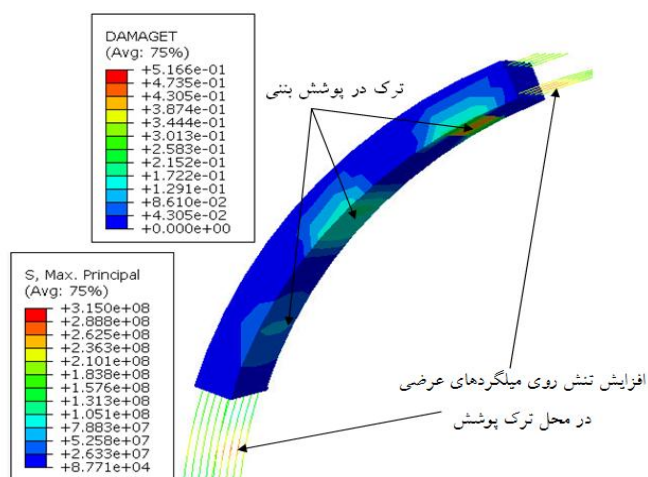
در شکل ۹، تغییرات نفوذپذیری پوشش بتنی مسلح نسبت به تنش در یک نقطه روی آن ارائه شده است. چنان‌که نشان داده است، در فشار بعد از حدود ۱۱ بار فشار آب داخلی، تنش از حالت فشاری (مقادیر منفی) به کششی (مقادیر مثبت) تبدیل شده که این حالت بیان‌گر شروع ترک‌خوردگی در پوشش است. در ادامه و در محدوده بین ۱۱ تا ۱۳ بار که افزایش ناگهانی تنش روی پوشش را نشان می‌دهد، بیان‌گر رشد ترک بوده است که در نهایت در فشار ۱۳ بار، رشد ترک به مرز پوشش و توده‌سنگ می‌رسد. به محض ترک خوردن بتن در فشار ۱۳ بار تغییرات نفوذپذیری حالت ناگهانی صعودی را نشان می‌دهد. در لحظه بعد از ترک پوشش بتنی، تنش روی پوشش حالت نزولی به‌خود می‌گیرد. دلیل این امر اختلاف فشار بین داخل و بیرون پوشش است که با مقادیر نزدیک به هم برای رسیدن به یک شرایط پایدار از مقادیر تنش کششی می‌کاهند. در شکل ۱۰ تلفیقی از دو نتیجه خروجی از مدل عددی روی بخشی از پوشش بتنی ارائه شده است، بدین‌صورت که در محل ترک پوشش بتنی، افزایش تنش روی میلگردها را نشان می‌دهد.



شکل ۹. تغییرات نفوذپذیری و تنش پوشش بتنی مسلح با افزایش فشار آب داخلی تونل

نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج صحت‌سنجی مدل عددی بر اساس روش‌های اشلایس و فرناندز، روش اشلایس خطای بیش‌تری را در نتایج ارائه می‌دهد. از این رو، در حل مسئله با روش تحلیلی، روش فرناندز به‌دلیل آن‌که برخلاف روش اشلایس، رفتار توأمان هیدرومکانیکی را بر اساس



شکل ۱۰. محل‌های ترک در پوشش بتنی و افزایش تنش روی میگرد در محل ترک‌ها طی افزایش فشار آب داخلی تونل

اثر متقابل توده‌سنگ و پوشش در نظر گرفته است، در ارجحیت قرار گرفته است و مدل عددی پایه با این روش صحت‌سنجی شده است. هم‌چنین با کاهش قطر و فاصله میلگردها تعداد ترک‌ها افزایش یافته و در پوشش بتنی پخش می‌شود. در حالی که با افزایش قطر و فاصله میلگردها، در همان درصد میلگرد به کار رفته در بتن و تحت همان فشار داخلی تعداد ترک‌ها کاهش یافته و بر عمق آن‌ها افزوده می‌شود. این ترک‌ها به پشت پوشش بتنی رسیده و فشار نشت را به توده‌سنگ انتقال می‌دهند. بنابراین تا حد ممکن باید قطر و فاصله میلگردها را کاهش داد. در نهایت، بسته به میزان نشت آب از تونل بخش عمده‌ای از فشار آب داخلی به خارج پوشش بتنی انتقال می‌یابد. بنابراین فشار نشت هم به توده‌سنگ و هم به پوشش وارد می‌شود و نمی‌توان در محاسبه تنش‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده در توده‌سنگ و پوشش از آن چشم‌پوشی کرد.

منابع

1. Ripley B. D., "Design and Performance of Lined and Unlined Pressure Tunnels and Shafts", PhD Thesis, University of California, Berkeley, (1987) 40-150.

2. Olumide B. A, LI. C. W., "Coupled Stress-Seepage Numerical Design of Pressure Tunnels", International Journal of Science and Technology, (2012) 216-223.
3. Schleiss A. J., "Design of Pervious Pressure Tunnels", International Water Power and Dam Construction, Vol. 38 (1986) 21-28.
4. Schleiss A. J., "Design of Reinforced Concrete Lining For Pressure Tunnels and Shafts", The International Journal of Hydropower & Dams, Vol. 4 (1997) 88-94.
5. Schleiss A. J., "Design of Concrete Linings of Pressure Tunnels and Shafts for External Water Pressure", Proceedings of Tunneling Asia, New Delhi, (1997) 291-300.
6. Fernandez G., "Behavior of Pressure Tunnels and Guidelines for Liner Design", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120 (1994) 1768-1791.
7. Chung S. K, Synn J. H., Park C., "Design Criteria for the Reinforcement of a Water Pressure Tunnel Driven by TBM ", Geosystem Engineering, Vol. 4 (2001) 43-49.
8. Simanjuntak T. D. Y. F., Marencé M., Schleiss A. J., Mynett A. E., "Design of Pressure Tunnels using a Finite Element Model", Hydropower & Dams Construction, (2012) 98-105.
9. Zhou Y., Su, K., Wu, H., "Hydro-Mechanical Interaction Analysis of High Pressure Hydraulic Tunnel", Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 47 (2015) 28-34.

۱۰. سروش ع، محمدپورجقیه ج، "ارزیابی و تحلیل عددی اثر روباره کم بر پایداری ژئوتکنیکی تونل‌های تحت فشار"، کنفرانس بین‌المللی سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده فنی و مهندسی عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان، ایران (۱۳۸۰) ۳۷۳-۳۶۵.

۱۱. قاسم‌زاده ح، عبادی م. ح، "اندرکنش بین سنگ و پوشش در تونل‌ها و شفت‌های تحت فشار"، هشتمین کنفرانس تونل، دانشگاه تربیت مدرس تهران، ایران (۱۳۸۸) ۲۹۸-۲۹۰.

۱۲. زارعی‌فرد م.، فهمی‌فر ا.، "نشت و فشار آب منفذی در تونل‌ها و شفت‌های تحت فشار و وابستگی آن با تغییرشکل‌های پوشش و توده‌سنگ"، اولین کنفرانس بین‌المللی و سومین کنفرانس سد و نیروگاه‌های برق‌آبی، تهران، ایران (۱۳۹۰) ۱-۱۵.
۱۳. شرکت مهندسين مشاور مهاب قدس، "مطالعات مرحله دوم، گزارش سیمای طرح سد و نیروگاه گتوند" (۱۳۸۸).
۱۴. شرکت مهندسين مشاور مهاب قدس، "مطالعات مرحله دوم، گزارش زمین‌شناسی و مکانیک‌سنگی طرح سد و نیروگاه گتوند" (۱۳۸۸).
15. Dadashi E., Noorzad A., Shahriar K., Goshtasbi K., "Hydro-mechanical interaction analysis of reinforced concrete lining in pressure tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 69 (2017) 125-132.
16. Jun L. J., Bin Y. X., Zhou Z. J., "Numerical Simulation of Geo-stress and Pore Pressure Evolution around Oil or Water Well under Different Injection-Production Ratio", *Mathematical Problems in Engineering* (2013) 1-10.
17. Cabot P. G., Dufour F., Choinska M., "Permeability due to the Increase of Damage in Concrete: From Diffuse to Localized Damage Distributions", *Journal of Engineering Mechanics*, 135 (2009) 1022-1028.
18. Bai M., Meng F., Elsworth D., Zaman M., Roegiers J., "Numerical Modeling of Stress-Dependent Permeability", *International Journal Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 34 (1997) 2-10.
19. Ying C., Youzhi W., Yu Z. Q., "Coupled Seepage Elasto-Plastic Damage Analysis of Saturated Porous Media and its Application to Water Conveyance Tunnel", *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 44 (2014) 80-87.
20. ITA Working Group, "Guidelines for the Design of Tunnels". *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 3 (1988) 237-249.
21. Marencé M., "Numerical Modeling and Design of Pressure Tunnels", *Hydro*, Ljubljana, Slovenia, (2008) 21-28.