

برآورد نیروی محوری طولی باقیمانده در پوشش تونل‌های سگمندی ناشی از نیروی جک‌های پیشران TBM

پژوهشی

رضا صباغ کرمانی^۱؛ مهرداد امامی تبریزی^{۲*}؛ محمد رضا چناقلو^۳

۱- دانشجوی دکترای ژئوتکنیک؛ دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز، r_sabbagh@sut.ac.ir

۲- استادیار؛ دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز، m.emami@sut.ac.ir

۳- استاد؛ دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز، mrchenaghlu@sut.ac.ir

دریافت دست‌نوشته: ۱۴۰۰/۰۶/۳۰؛ پذیرش دست‌نوشته: ۱۴۰۰/۱۰/۲۶

شماره صفحات: ۱۹ تا ۴۰

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22044/tuse.2022.11212.1427

واژگان کلیدی	چکیده
تونل پوشش بتنی سگمندی نیروی محوری طولی دوغاب ساخت مرحله‌ای جک‌های پیشران	پوشش تونل‌ها در اجرا با دستگاه حفاری تمام مقطع سپری در محیط‌های شهری شامل قطعات بتنی (سگمندی) می‌باشد که در هر گام پیشروی یک رینگ را تشکیل می‌دهند. جک‌های پیشران دستگاه حفاری، نیروی زیادی بر رینگ‌ها وارد می‌نمایند. این نیروها به تناوب کاهش یافته و مجدداً اعمال می‌گردند که مقداری از این نیروها در داخل پوشش باقی می‌مانند. این نیروی محوری طولی می‌تواند در سختی خمشی طولی کل پوشش تونل مؤثر باشد. از طرفی دوغاب تزریقی اطراف پوشش با توجه به ماهیت گیرش وابسته به زمان، تاثیر بسزایی بر مقدار این نیروی محوری دارد. در این مقاله ابتدا بر اساس نتایج حاصل از آزمایش‌های اداومتري بر روی دوغاب پایه سیمانی تزریقی، مدل رفتاری وابسته به زمان برای شرایط محصور شده ارائه شده است. سپس یک روش پیشنهادی تحلیلی با استفاده از مدل رئولوژی مناسب، جهت مدل‌سازی ساخت مرحله‌ای، باگذاری چرخه‌ای جک‌های پیشران و نیز گیرش وابسته به زمان دوغاب ارائه گردید، به طوری که امکان محاسبه نیروی باقیمانده در هر رینگ پوشش سگمندی تونل میسر می‌گردد. به منظور بررسی روش پیشنهادی، نیروی باقیمانده در پوشش تونل خط یک قطار شهری تبریز به این روش محاسبه شده و تحلیل حساسیتی نیز روی برخی پارامترهای اثرگذار انجام گردیده است.

۱- مقدمه

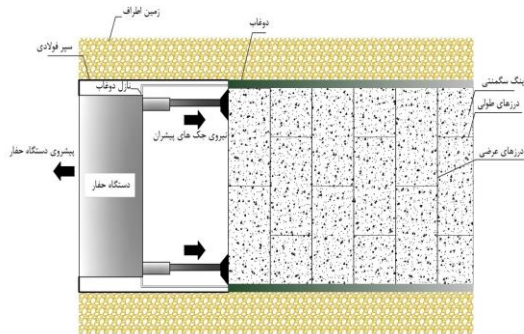
درزهای طولی بین سگمندی‌ها و درزهای عرضی بین رینگ‌های متوالی ماهیت منفصل سگمندی‌ها را ایجاد می‌نمایند. دو نوع بسیار رایج این درزها، "درز ساده" و "درز کام و زبانه" می‌باشند که با و یا بدون متصل کننده استفاده می‌گردند (Arnaú & Molins, 2015; Blom, 2002; Wang, et al., 2014). به منظور پیشروی

امروزه ساخت تونل‌ها در مناطق شهری با استفاده از دستگاه حفاری تمام مقطع سپری (TBM) از جایگاه ویژه‌ای برخوردار است. پوشش معمول بعنوان سیستم حائل، شامل قطعات بتنی (سگمندی) است که در هر گام پیشروی مطابق شکل ۱، یک رینگ را تشکیل می‌دهند. در هر رینگ،

هنگام ساخت تونل، *TBM* نیروی زیادی را توسط جک‌های پیشران وارد می‌نماید که روی سگمنت‌ها قرار گرفته‌اند (*Arnau, et al., 2012*). به منظور اجرای یک رینگ جدید، نیروی جک‌ها به تناوب کاهش یافته و مجدداً اعمال می‌گردند (*Guglielmetti, et al., 2008*). نیروهای ناشی از جک‌های پیشران *TBM* روی پوشش می‌تواند منجر به ایجاد تنش‌های شدیدی در سگمنت‌ها شود که در طراحی قطعات سگمنتی باید مدنظر قرار گیرد. به طوری که حتی اگر نیروهای ناشی از جک‌های *TBM*، به صورت موقتی وارد شوند، باعث ایجاد ترک در سگمنت می‌شود که می‌تواند تاب آوری و عملکرد سازه را به خطر اندازد (*Chen & Mo, 2009*).

در این مدل‌های رفتاری یکی از پارامترهای مهم مدول تغییرشکل پذیری دوغاب می‌باشد که در سنین مختلف بر اساس تابعی از مدول الاستیک ۲۸ روزه دوغاب (*E28*) و زمان (*t*) می‌توان در نظر گرفت (*Schutz, 2010*). مشکه و همکاران رابطه‌ای را پس از زمان گیرش اولیه دوغاب پایه سیمانی، بر اساس نتایج آزمایش‌های فشاری تک محوره ارائه نمودند (*Meschke, et al., 1996*). نینچ و مشکه از این مدل برای محاسبه فشار محیطی اطراف سگمنت در زمان‌های مختلف پس از احداث استفاده کردند و نشان دادند که نیروی داخلی بوجود آمده در مقطع سگمنت در این حالت حدود ۷۵٪ بیشتر از حالت در نظر گرفتن یک مقدار ثابت برای سختی دوغاب است (*Ninić & Meschke, 2017*). پیلا نیز رابطه‌ای را بر اساس آزمایش تک محوره برای دوغاب دوجزئی ارائه داد. نتایج نشان دادند که نشست سطح زمین با استفاده از مدل وابسته به زمان، می‌تواند تا ۳۰۰٪ افزایش یابد (*Peila, et al., 2015*)؛ اما نکته قابل توجه در تعیین مشخصات رفتاری دوغاب، شرایط محصورشدگی آن اطراف پوشش بتنی سگمنتی است که در آزمایش فشاری تک محوره این شرایط لحاظ نمی‌گردد (*Shah, et al., 2018*). شاه و همکاران با لحاظ شرایط محصورشدگی در آزمایش ادئومتری، رابطه تغییرات سختی را برای دوغاب دوجزئی ارائه نمودند (*Shah, et al., 2018*) که برای دوغاب پایه سیمانی نمی‌توان استفاده کرد.

از طرف دیگر نتایج اندازه‌گیری‌های میدانی حاکی از آن است که نیروی جک پیشران نه تنها تنش‌های زیادی در نزدیکی محل اثر این نیروها وارد می‌کند، بلکه در فواصل دورتر از محل پیشروی نیز نیروی قابل توجهی در پوشش تونل باقی می‌گذارد (*Bakker, et al., 2001; Men, et al., 2018*). این نیروی باقیمانده در یک مطالعه میدانی حدود ۶۰٪ نیروی اولیه مورد نیاز برای پیشروی تونل اندازه‌گیری شده است (*Blom, et al., 1999*). در مطالعه عددی دو و همکاران نیز این نیروی باقیمانده با لحاظ محصورشدگی توسط توده زمین اطراف تونل، حدود ۷۵٪ نیروی اولیه برآورد شد (*Do, et al., 2014a*). برای برآورد نیروی محوری طولی باقیمانده در طول پوشش تونل، آرنائو و همکاران از ایده میله مدفون در محیط الاستیک استفاده نمودند. آنها در تحقیق خود دوغاب در حال گیرش را در



شکل ۱- پوشش بتنی سگمنتی و موقعیت قرارگیری جک‌های پیشران

اضافه حفاری و ضخامت سپری، یک فضای خالی بین رویه خارجی پوشش سگمنتی و زمین اطراف ایجاد می‌نماید که پر کردن مناسب آن فضا می‌تواند باعث کاهش نشست زمین، آب‌بندی و نگهداری پوشش در محل خود گردد (*Arnau, et al., 2012; Do, et al., 2014a; Lavasan, et al., 2018; Peila, et al., 2011*). با توجه به مشخصات فیزیکی و مکانیکی توده زمین دربرگیرنده پوشش تونل و روش تزریق مورد استفاده، از انواع مختلف دوغاب از جمله دوغاب‌های دوجزئی و پایه سیمانی استفاده می‌شود (*Peila, et al., 2011*). در مدل‌سازی‌های عددی انجام گرفته رفتار این دوغاب‌های تزریقی به صورت مستقل از زمان (*Do, et al., 2014b; Zhao, et al., 2017*) و در برخی موارد به صورت وابسته به زمان در نظر گرفته شده است (*Marwan, et al., 2017; Ninić & Meschke, 2017; Shah, et al., 2018; Ye & Liu, 2018; Zheng,*

در راستای محوری انجام می‌شود. با لحاظ توامان بارگذاری چرخه ای و نیز گیرش دوغاب، نیروی باقیمانده در پوشش تونل پس از اتمام ساخت در هر یک از رینگ‌ها با استفاده از این روش محاسبه می‌شود. در نهایت از این روش برای محاسبه مقدار نیروی باقیمانده در پوشش تونل خط یک قطار شهری تبریز، استفاده خواهد شد و مقادیر به‌دست آمده با فرضیات پیشین مقایسه می‌شود؛ همچنین در محاسبه نیروهای باقیمانده اثر مقادیر مختلف نیروی در حالت سکون *TBM* و نیز زمین با سختی‌های متفاوت بررسی می‌شود.

۲- تئوری

روش پیشنهادی این مقاله بر اساس مدل‌سازی رفتار محوری رینگ‌ها، دوغاب و زمین در برگیرنده تونل با استفاده از مدل رئولوژیک وابسته به زمان است. نیروی وارده از سوی دستگاه *TBM* باعث تغییر شکل و کاهش طول رینگ‌ها می‌شود. از طرفی با توجه به روند گیرش دوغاب و به تبع آن افزایش سختی محیط محصور کننده رینگ‌ها، هنگام باربرداری بخشی از تغییر شکل ایجاد شده در رینگ باقی می‌ماند که باعث ایجاد نیروهای باقیمانده در پوشش می‌شود. این روند با پیشروی دستگاه حفاوی تمام مقطع سپری و ادامه ساخت پوشش تونل، تکرار می‌شود. ولی در مراحل بعد نیرویی که به هر رینگ از جانب جک‌ها می‌رسد، با توجه به موقعیت رینگ و وجود رینگ‌های نصب شده، کاهش می‌یابد. در این روند سختی دوغاب تا رسیدن به حد گیرش نهایی، همواره در حال افزایش می‌باشد. ضمن فرض رفتار الاستیک خطی برای مصالح، موارد زیر نیز در روش ارائه شده لحاظ شده‌اند:

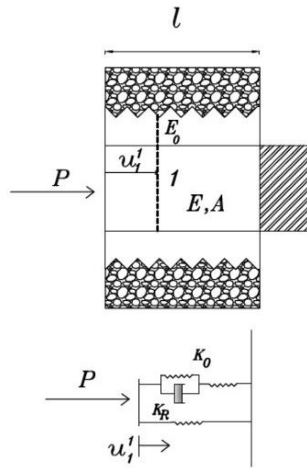
- گیرش دوغاب در هر مرحله ساخت، تکمیل می‌گردد.
- هنگامی که جک پیشران به رینگ نیروی P را وارد می‌کند، نیرو تا زمان گیرش مرحله اول دوغاب، باقی می‌ماند.
- در فاصله زمانی که رینگ جدید نصب می‌گردد، گیرش ادامه یافته و نیروی محوری به مقدار P_0 (حالت سکون) تقلیل می‌یابد.
- نیروی داخلی هر رینگ در ابتدا و انتهای آن ثابت است.

اطراف رینگ در حال ساخت، به‌صورت سیال و در رینگ‌های ساخته شده کاملاً سخت شده با رفتار الاستیک در نظر گرفتند. ضمناً نیروی دستگاه حفار را تا پایان مرحله ساخت تونل، همواره یک مقدار ثابت لحاظ نمودند. آنها نشان دادند که نیروی محوری باقیمانده پوشش، پس از فاصله مشخصی از ابتدا و انتهای پوشش تونل ثابت باقی می‌ماند و آنرا حدود ۸۰٪ نیروی اولیه برآورد نمودند (*Arnaud, et al., 2012; Koek, 2005*).

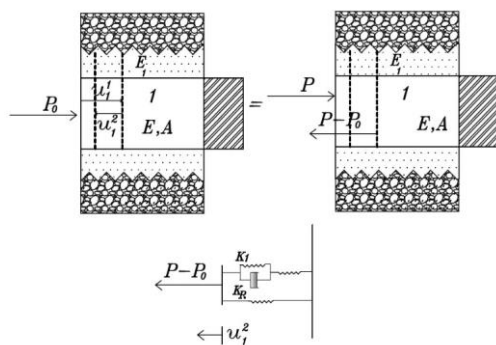
همچنین یکی از عوامل اثر گذار بر پاسخ طولی پوشش تونل، سختی درزهای عرضی است. موراکامی و کیوزومی (۱۹۷۸) نشان دادند که بدون در نظر گیری اثر نیروی محوری، افزایش لنگر خمشی باعث کاهش سختی خمشی درز با اتصال بولتی می‌شود (*Murakami & Koizumi, 1978*)؛ اما در مقابل اخیراً لی و همکاران (۲۰۱۹) نشان دادند که با افزایش نیروی محوری، سختی خمشی افزایش می‌یابد. در این مطالعه آنها اتصال بولتی بین رینگ‌ها را توسط حلقه فلزی یکپارچه معادل سازی نموده و مقدار بازشدگی درز و نیز سختی خمشی معادل را پس از به‌دست آوردن محل محور تار خنثی در مقطع درز تحت خمش، تعیین نمودند (*Li, et al., 2019*)؛ همچنین آرنائو و مولین نتیجه گیری نمودند که افزایش نیروی محوری باعث اندرکنش بیشتر رینگ‌ها با یکدیگر و کاهش تغییر شکل‌های یک رینگ در برابر بارهای وارده موضعی می‌گردد (*Arnaud & Molins, 2015*). بنابراین در نظرگیری و تعیین مقدار نیروی محوری باقیمانده ناشی از جک پیشران دستگاه حفار تمام مقطع در طول پوشش با توجه به اثر آن در رفتار طولی تونل حائز اهمیت است.

در مطالعات گذشته رفتار وابسته به زمان دوغاب پایه سیمانی و اثر محصورشدگی ناشی از توده دربرگیرنده پوشش سگمندی لحاظ نشده و همچنین نیروی وارده از سوی جک پیشران از ابتدا تا پایان حفاری ثابت در نظر گرفته شده است. در این مقاله ابتدا رفتار وابسته به زمان دوغاب پایه سیمانی با توجه به شرایط محصور شدگی، تعیین می‌گردد. سپس مدل‌سازی ساخت تونل با در نظرگیری شرایط ساخت مرحله‌ای، یعنی بارگذاری و باربرداری چرخه ای حین ساخت با لحاظ زمان‌های اعمال بار و نیز گیرش وابسته به زمان دوغاب، توسط مدل‌سازی تغییر شکل زمین و دوغاب

می‌شود و جابجایی u_1^1 اتفاق می‌افتد. پس از گیرش مرحله اول، نیرو کاهش یافته و به مقدار P_0 می‌رسد. این کاهش نیرو همانند وارد شدن نیروی $P - P_0$ در جهت معکوس می‌باشد. رینگ و دوغاب سخت شده در مرحله برگشتی به مقدار u_1^2 باز می‌گردند. اولین رینگ و مجموعه دوغاب و زمین متکی به تکیه‌گاه صلب فرض می‌گردند. با فرض تغییر شکل یکسان این رینگ و مجموعه دوغاب و زمین، فنر متناظر با آنها به صورت موازی در نظر گرفته می‌شود. در این فرآیند جابجایی باقیمانده Δu_1 و مقدار نیروی باقیمانده P_1^{res} در رینگ با توجه به رفتار رئولوژیک در نظر گرفته شده به شکل زیر تعیین می‌گردد.



الف) بارگذاری و پیشروی



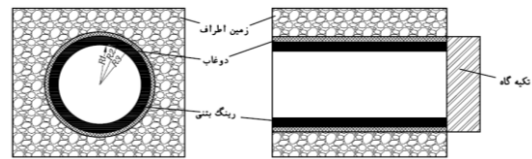
ب) باربرداری و سکون

شکل ۴- گام اول، نصب رینگ اول

رینگ ابتدایی دارای تکیه‌گاه صلب بوده و سایر رینگ‌ها فقط از طریق دوغاب در تماس با خاک اطراف محصور شده‌اند.

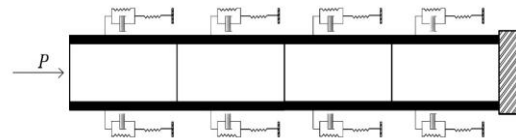
- هیچ‌گونه لغزشی بین دوغاب و محیط اطراف اتفاق نمی‌افتد.

به منظور تبیین روش پیشنهادی، ابتدا اجزای مدل تشریح و سپس روند محاسباتی در قالب ساخت سه رینگ آورده می‌شود که برای هر تعداد دلخواه نیز قابل تعمیم است. در شکل ۲، نحوه قرارگیری رینگ و دوغاب به همراه توده خاک در برگیرنده نشان داده شده است. همانگونه که بیان شد، فرض بر این است که لغزشی بین دوغاب و محیط اطراف اتفاق نمی‌افتد. بدین ترتیب رینگ و دوغاب اطراف را می‌توان به صورت یک مجموعه از دو جسم تودرتو در نظر گرفت (Arnaud, et al., 2012). نیرویی که به مجموعه وارد می‌گردد از طریق دوغاب به محیط اطراف منتقل می‌گردد.



شکل ۲- نحوه قرارگیری رینگ و دوغاب به همراه توده خاک در برگیرنده (بدون مقیاس)

مطابق شکل ۳، فرض بر این می‌باشد که دوغاب همانند یک سری فنرهای متصل به تکیه‌گاه و رینگ عمل می‌کنند. با توجه به اینکه رفتار دوغاب به صورت وابسته به زمان است، نمایش سختی دوغاب، همانند فنر و میراگر استفاده شده در مدل رئولوژیک کلومین خواهد بود. زمین با توجه به ثابت بودن آن، با استفاده از یک فنر منفرد نشان داده می‌شود.



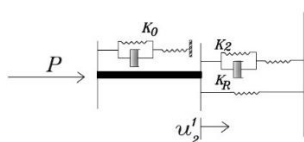
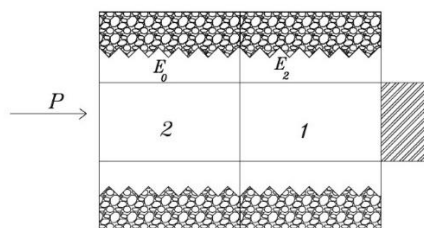
شکل ۳- معادل سازی دوغاب با فنرها

۲-۱- گام‌های محاسباتی

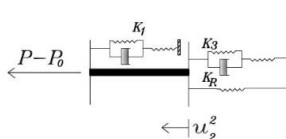
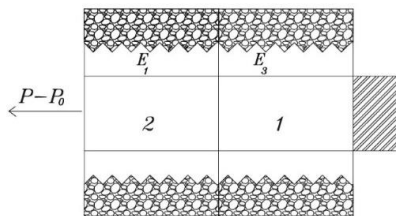
گام اول: مطابق شکل ۴، ابتدا نیروی P به اولین رینگ وارد

$$P_2^{res} = K_R \cdot \Delta u_2 \quad (۶)$$

گام سوم: برای نصب رینگ سوم، روند مراحل قبل تکرار می‌شود؛ ولی هنگام بازگشت نیرو، نسبتی از نیرو وارد می‌گردد که با P_3^1 نشان داده می‌شود (شکل ۶):



الف) بارگذاری و پیشروی



ب) باربرداری و سکون

شکل ۵- گام دوم، نصب رینگ دوم

$$P_1^1 = P \quad (۱)$$

$$P_1^2 = P - P_0 \quad (۲)$$

$$u_1^1 = \frac{P_1^1}{K_R + K_0} \quad (۳)$$

$$u_1^2 = \frac{P_1^2}{K_R + K_1} \quad (۴)$$

$$\Delta u_1 = (u_1^1 - u_1^2) \quad (۵)$$

$$P_1^{res} = K_R \cdot \Delta u_1 \quad (۶)$$

گام دوم: مطابق شکل ۵، در مرحله دوم نصب رینگ، نیروی کاهش یافته در مرحله دوم گام اول، مجدداً افزوده می‌شود و به مقدار اولیه P می‌رسد. همانند مرحله قبل نیروی $P - P_0$ در جهت معکوس وارد می‌گردد، ولی به علت گیرش دوغاب رینگ آخر، نسبتی از این نیرو به رینگ اول می‌رسد که با P_2^2 نشان داده می‌شود. رینگ‌های دوم به بعد در نقش جسم انتقال دهنده بار ایفای نقش می‌کنند، بنابراین در مدل‌سازی‌ها مانند یک میله صلب در نظر گرفته می‌شوند.

$$P_2^1 = P \cdot \frac{(K_R + K_2)}{(K_R + K_2) + K_0} \quad (۱)$$

$$P_2^2 = (P - P_0) \cdot \frac{(K_R + K_2)}{(K_R + K_2) + K_1} \quad (۲)$$

$$u_2^1 = \frac{P_2^1}{(K_R + K_2)} \quad (۳)$$

$$u_2^2 = \frac{P_2^2}{(K_R + K_2)} \quad (۴)$$

$$\Delta u_2 = (u_2^1 - u_2^2) \quad (۵)$$

$$P_3^{res} = K_R \cdot \Delta u_3 \quad (12)$$

و به‌طور کلی برای i تعداد رینگ، $j=2i$ گام محاسباتی وجود خواهد داشت:

$$P_{i=1}^1 = P \cdot \frac{K_R + K_{(2i-2)}}{K_R + \sum_{i=1}^n kK_{(2i-2)}} \cdot P_{i=1}^1 = P \quad (13)$$

$$P_i^2 = (P - P_0) \cdot \frac{K_R + K_{(2i-1)}}{K_R + \sum_{i=1}^n K_{(2i-1)}} \quad (14)$$

$$u_i^1 = \frac{P_i^1}{K_R + K_{(2i-2)}} \quad (15)$$

$$u_i^2 = \frac{P_i^2}{K_R + K_{(2i-1)}} \quad (16)$$

$$\Delta u_i = (u_i^1 - u_i^2) \quad (17)$$

$$P_i^{res} = K_R \cdot \Delta u_i \quad (18)$$

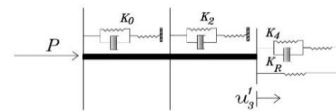
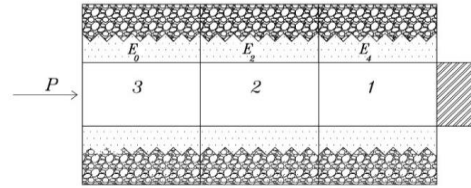
در انتها برای محاسبه نیروی باقیمانده در هر رینگ با توجه به اینکه در هر مرحله نیروی باقیمانده به نیروی قبل از خود افزوده می‌گردد، رابطه ۱۹ و ۲۰ برقرار است:

$$\Delta u_m^f = \sum \Delta u_{n-m+1} \quad (19)$$

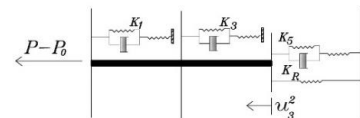
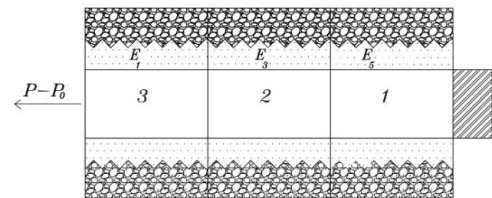
$$P_m^{fres} = K_R \cdot \Delta u_m^f \quad (20)$$

۲-۲- تعیین سختی فنرها

مکانیزم وارد شده بار به رینگ و انتقال آن به زمین بدین صورت است که رینگ به صورت مستقیم تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد؛ بنابراین سختی آن را به صورت سختی محوری خواهد بود؛ ولی دوغاب و زمین اطراف از طریق نیروی منتقل شده از جدار خارجی رینگ به صورت یرشی تغییر شکل می‌دهند (Arnaú, et al., 2012)؛ بنابراین برای سختی فنرهای معادل رینگ و دوغاب روابط زیر بیان شده است:



الف) بارگذاری و پیشروی



ب) باربرداری و سکون

شکل ۶- گام سوم، نصب رینگ سوم

$$P_3^1 = P \cdot \frac{(K_R + K_4)}{(K_R + K_4) + K_2 + K_0} \quad (7)$$

$$P_3^2 = (P - P_0) \cdot \frac{(K_R + K_5)}{(K_R + K_5) + K_2 + K_1} \quad (8)$$

$$u_3^1 = \frac{P_3^1}{(K_R + K_4)} \quad (9)$$

$$u_3^2 = \frac{P_3^2}{(K_R + K_5)} \quad (10)$$

$$\Delta u_3 = (u_3^1 - u_3^2) \quad (11)$$

که پس از اختلاط کامل دوغاب در مخلوط کن ملات (شکل ۷ الف)، بلافاصله داخل حلقه مخصوص آزمایش ادنومتري که دارای قطر ۵ سانتی‌متر و ارتفاع ۲ سانتی‌متر می‌باشد، ریخته شده و سطح فوقانی آن صاف و تراز می‌گردد. سپس نمونه مطابق شکل ۷ ب، توسط دستگاه مربوطه و مطابق استاندارد *ASTM D2435-03* بارگذاری و تغییر شکل‌های ایجاد شده در نمونه اندازه‌گیری گردید. بارگذاری در بازه‌های زمانی ۴۵ دقیقه، ۲/۵ ساعته، ۱، ۳، ۷، ۱۴، ۲۱ و ۲۸ روزه انجام گردید. و در هر بازه زمانی، گام‌های بارگذاری به‌صورت افزایشی به ترتیب برابر با ۲۵/۷، ۵۱/۴، ۱۰۲/۸، ۲۰۵/۶ و ۴۱۱/۲ کیلوپاسکال انجام گردید.

عمل‌آوری و نگهداری نمونه‌ها در شرایط رطوبت طبیعی محل احداث خط یک متروی تبریز در مقطع ۱۱۶۶ متری از ایستگاه شماره ۱۵ به سمت ایستگاه شماره ۱۶ (*FBH41*) و در عمق ۱۰ متری از سطح زمین، انجام گردید. به‌منظور تأمین شرایط رطوبت طبیعی، مقداری ماسه ریزدانه خشک به همراه مقدار مشخصی آب مخلوط شد تا به رطوبت طبیعی ۵۲٪ مقطع *FBH41* رسانیده شود.

به‌منظور حفظ رطوبت، ماسه مرطوب در درون ظرف عایق پلاستیکی درپوش دار قرار داده می‌شود (*Peila, et al., 2011*). پس از انجام آزمایش در هر سن مورد نظر دوغاب، نمونه از داخل محفظه خارج شده و به همراه حلقه نگهدارنده داخل ظرف عایق درپوش دار حاوی ماسه مرطوب مطابق شکل ۷ ج، مدفون می‌شود و مجدداً برای انجام آزمایش در سن بعدی خارج می‌شود. همچنین قبل از قراردادن نمونه دوغاب در داخل حلقه ادنومتري، بلافاصله پس از اختلاط، آزمایش اندازه‌گیری زمان گیرش اولیه دوغاب بر اساس استاندارد *ASTM C953-10* انجام گردید (شکل ۷ د) که بر این اساس زمان گیرش اولیه دوغاب، ۳/۷۵ ساعت تعیین شد.

$$K_R = \frac{E \cdot A}{l} \quad (21)$$

$$K_{gi} = \frac{G_i \cdot l \cdot p_1}{d} \quad (22)$$

$$G_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_g)} \quad (23)$$

$$p_1 = 2 \cdot R_2 \cdot \pi \quad (24)$$

$$d = R_3 - R_2 \quad (25)$$

سختی فنر طولی معادل توده زمین در برگیرنده دوغاب و پوشش نیز برابر خواهد بود با (*Arnao, et al., 2012*):

$$K_s = k_1 \cdot l \cdot p_2 \quad (26)$$

$$K_1 = \frac{E_s}{3 \cdot R_3 \cdot (1 + \nu_s)} \quad (27)$$

$$p_2 = 2 \cdot R_3 \cdot \pi \quad (28)$$

۳- رفتار وابسته به زمان دوغاب

در این مطالعه طرح اختلاط دوغاب تزریقی پروژه خط یک قطار شهری تبریز در تهیه نمونه‌ها مطابق جدول ۱، استفاده شده است.

۳-۱- تعیین سختی فنرها

همان‌گونه که اشاره شد، جهت بررسی رفتار دوغاب به علت محصورشدگی آن پس از تزریق به فضای خالی پشت رینگ‌های تونل، توسط زمین دربرگیرنده، آزمایش‌های ادنومتري انجام گردید (*Shah, et al., 2018*). بدین صورت

جدول ۱- طرح دوغاب مورد استفاده در پروژه خط ۱ قطار شهری تبریز

سیمان (kg)	آب (kg)	ماسه (0-1mm) (kg)	ماسه (0-2mm) (kg)	ماسه (2-8mm) (kg)	بنتونیت (kg)	روان کننده (kg)
۱۵۰	۳۵۰	۲۸۰	۵۰۰	۵۲۰	۵۰	۲

برآورد نیروی محوری طولی باقیمانده در پوشش تونل‌های سگمندی ناشی از...، رضا صباغ کرمانی و...، ص ۱۹-۴۰



د) تعیین زمان گیرش اولیه
دوغاب

ج) نمونه مدفون داخل ماسه
مرطوب جهت عمل آوری

ب) آزمایش ادئومتری

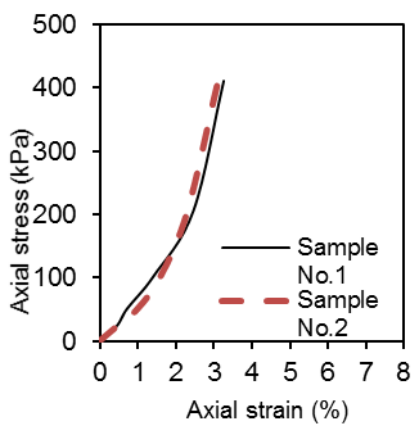
الف) آماده سازی دوغاب در
مخلوط کن

شکل ۷- اختلاط دوغاب و اندازه گیری پارامترهای رفتاری آن

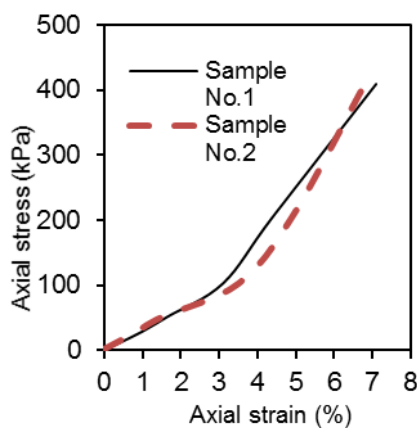
بر اساس شیب اولیه منحنی تنش - کرنش (Lee, et al., 2009) آورده شده‌اند. در شکل ۹، روند افزایشی تغییرات مقادیر میانگین مدول تغییرشکل پذیری ادئومتری بر حسب زمان آورده شده است؛ به طوری که با افزایش زمان، روند افزایش مدول کاهش می‌یابد.

۳-۲- نتایج آزمایش‌های ادئومتری

بر اساس آزمایش‌های ادئومتری، نتایج تنش-کرنش اندازه‌گیری شده دوغاب پایه سیمانی مطابق شکل ۸، می‌باشند. بر اساس شیب نمودارهای بارگذاری می‌توان سختی ادئومتر (E_{oed}) دوغاب را به دست آورد. این مقادیر در جدول ۲، برای هر نمونه و به صورت میانگین برای هر سن

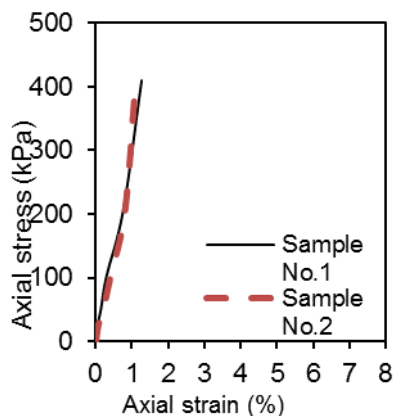


ب) ۲/۵ ساعته

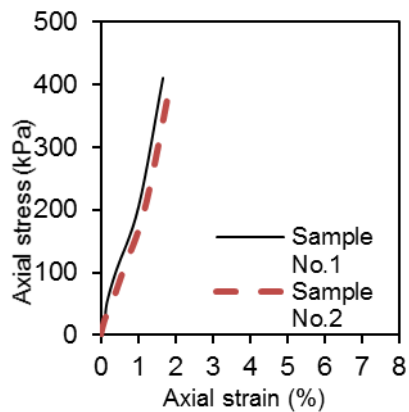


الف) ۴۵ دقیقه

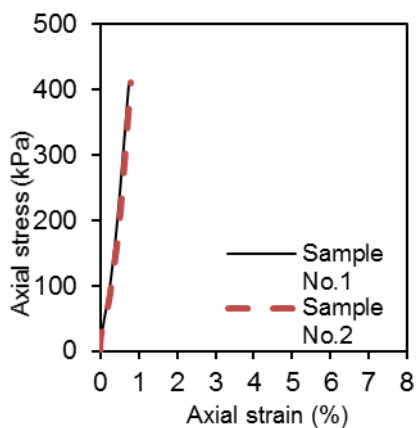
شکل ۸- نمودارهای تنش-کرنش دوغاب برای سنین مختلف



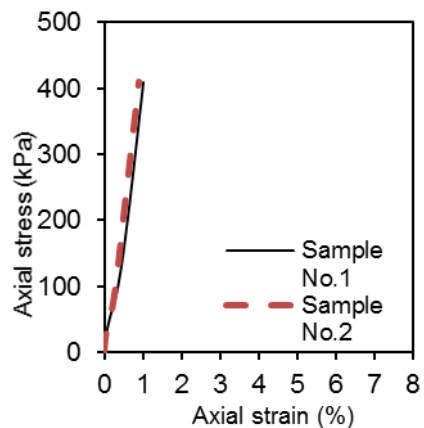
ت) ۳ روزه



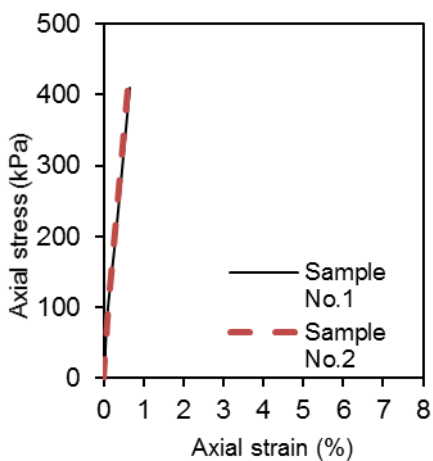
پ) ۱ روزه



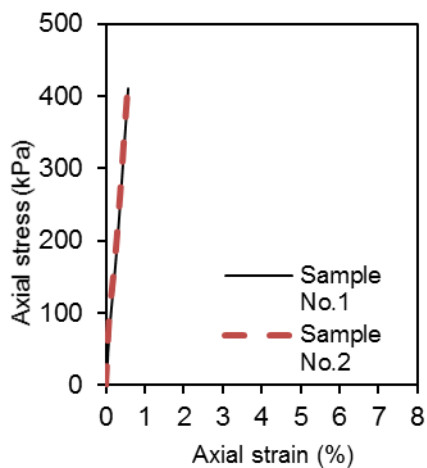
ج) ۱۴ روزه



ث) ۷ روزه



ح) ۲۸ روزه

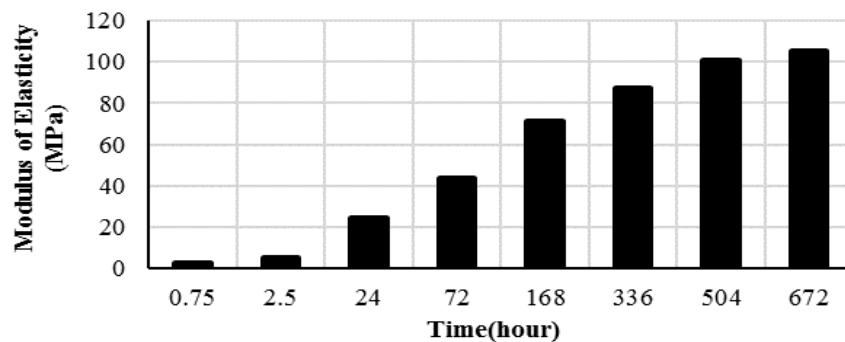


چ) ۲۱ روزه

ادامه شکل ۸- نمودارهای تنش- کرنش دوغاب برای سنین مختلف

جدول ۲- مقادیر مدول تغییرشکل پذیری محصور شده برای هر سن بر حسب MPa

سن نمونه								مشخصات نمونه
روزه ۲۸	روزه ۲۱	روزه ۱۴	روزه ۷	روزه ۳	روزه ۱	۲/۵ ساعت	۴۵ دقیقه	-
۱۰۴/۹	۱۰۲/۸	۸۵/۶۷	۷۳/۴۳	۴۲/۸۳	۲۵/۷۰	۵/۷۱	۲/۸۶	سری ۱
۱۰۷/۰۸	۹۸/۸	۸۸/۶۲	۶۹/۴۶	۴۴/۳۱	۲۳/۳۶	۵/۱۴	۳/۱۵	سری ۲
۱۰۵/۹۹	۱۰۰/۸۲	۸۷/۱۴	۷۱/۴۴	۴۳/۵۷	۲۴/۵۳	۵/۴۲	۳/۰۰	میانگین



شکل ۹- نمودارهای تغییرات مدول تغییرشکل پذیری میانگین دوغاب نسبت به زمان

۳-۳- مدل رفتاری وابسته به زمان

بر اساس نتایج آورده شده در شکل ۱۰، رفتار دوغاب را می‌توان بر اساس مدل رئولوژیک کلونین در حالت یک بعدی در نظر گرفت:

$$\varepsilon = \frac{1}{\kappa} \left(1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{\kappa}}\right) \right) \quad (29)$$

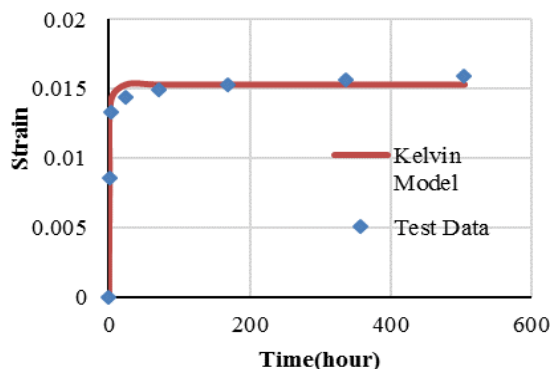
با توجه به انطباق خوب نتایج آزمایشگاهی با این مدل با ضریب رگرسیون برابر $R^2 = 0.987$ ، ضرایب این مدل برابر با $\kappa = 65.9432$ و $\tau_{\kappa} = 1.0003$ می‌باشند.

همچنین با توجه به انطباق خوب نتایج اندازه‌گیری‌ها در شکل ۱۱، با رابطه ارائه شده توسط مشکه و همکاران، (Meschke, et al., 1996)، با ضریب همبستگی $R^2 = 0.986$ می‌توان مقدار تغییرات مدول تغییر شکل‌پذیری را برای زمان پس از گیرش اولیه بر اساس رابطه زیر مدل نمود.

$$E_t = \left(a_E + \frac{b_E}{t - \Delta t_E} \right)^{-0.5} E_{28}, \quad t_E < t \leq 672 \quad (30)$$

$$E_t = E_{28}, \quad 672 \leq t \quad (31)$$

با استفاده از نتایج به‌دست آمده مقادیر ثابت‌ها برای گام زمانی ۲ ساعت به ترتیب برابر با $a_E = 0.527$ ، $b_E = 336$ به‌دست می‌آیند.



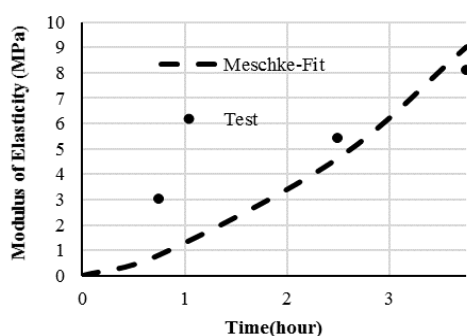
شکل ۱۰- کرنش وابسته به زمان اندازه‌گیری شده و مدل کلونین

Meschke, et)، با رابطه مشکه و همکاران، $R^2 = 0.515$ ،
(al., 1996

می‌توان تغییرات مدول تغییر شکل پذیری را قبل از
گیرش اولیه مطابق رابطه زیر در نظر گرفت:

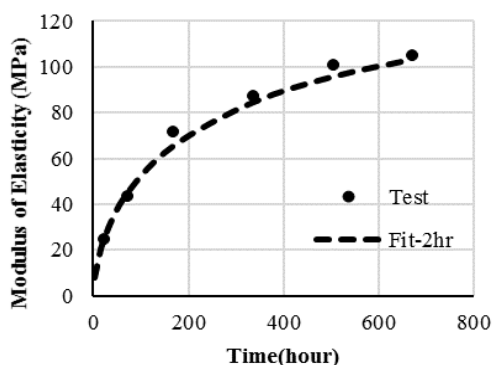
$$E = (c_E t + d_E t^2) E_{2g} \quad (36)$$

بر اساس برازش داده‌ها، مقادیر ثابت به صورت
 $c_E = 0.0072$ ، $d_E = 0.0042$ به دست می‌آیند. این
رابطه نه تنها برای ضریب همبستگی مقدار پایینی می‌دهد،
بلکه مقدار مدول تغییر شکل پذیری را در زمان شروع، برابر
صفر در نظر می‌گیرد که با توجه به شرایط محصور شدگی
مقدار غیر واقعی است.



شکل ۱۱- تغییرات مدول تغییر شکل پذیری پس از گیرش
اولیه

برای دوغاب در حالت سیال و قبل از گیرش نیز
می‌توان رفتار را به صورت زیر بیان کرد (Chan Man
(Fong & De Kee, 1994):



شکل ۱۲- تغییرات مدول تغییر شکل پذیری قبل از گیرش
اولیه

$$\tau = G \cdot \gamma_E \quad (32)$$

برای رفتار پس از جاری شدن رابطه ۳۳ ارایه شده
است:

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma} \quad (33)$$

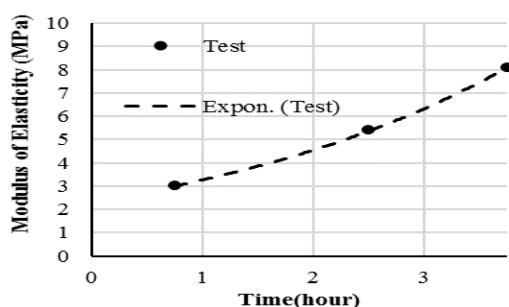
با فرضیات یاد شده، مدول تغییر شکل پذیری را
می‌توان بر اساس رابطه زیر به دست آورد (Davaille, et)
(al., 2013):

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (34)$$

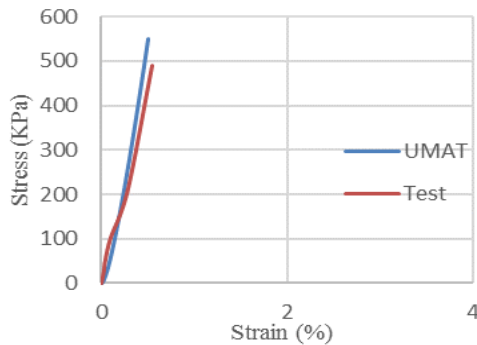
از طرف دیگر مقادیر G را می‌توان به ویسکوزیته
مجموع η^* مرتبط کرد (Kealy, 2006) که این نوع
ویسکوزیته نیز تابعی از ویسکوزیته برشی μ می‌باشد (Li et
(al., 2005) که خود وابسته به زمان است (Bras, et al.,)
(2013; Zhang, et al., 2017). به طوری که ویسکوزیته
ظاهری را به شکل زیر بر حسب زمان می‌توان بیان نمود
(Zhang, et al., 2017):

$$\mu = 28.17 \cdot e^{0.0742 \cdot t} \quad (35)$$

بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مدول برشی و به تبع
آن مدول تغییر شکل پذیری می‌توانند معرف تغییرات رفتار
رئولوژیکی دوغاب، قبل از گیرش باشند. با توجه به شکل ۱۲
و برازش نتایج اندازه‌گیری‌ها با ضریب همبستگی

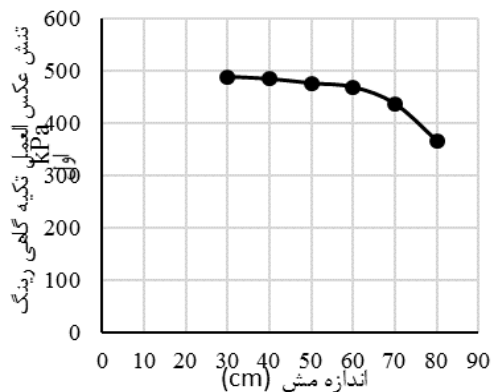


شکل ۱۳- تغییرات مدول تغییر شکل پذیری با استفاده از
رابطه نمایی متناظر با ویسکوزیته



شکل ۱۴- مقایسه تنش - کرنش مدل UMAT با نتایج آزمایشگاهی

با توجه به تقارن طولی تونل، نیمی از هندسه آن مدل می‌گردد. ابعاد محیط مدل در نظر گرفته شده در ارتفاع برابر 3.5m، عرض 20m و طول 25m می‌باشد تا اثرات مرزها بر نتایج تأثیرگذار نباشند. فاصله مرکز محور تونل از سطح زمین برابر 12.24m می‌باشد. جابجایی در جهت عمود بر صفحه تقارن برابر صفر قرار داده شده است. از امان هشت وجهی Solid برای مدل سازی تمامی مصالح استفاده شده است (Shi et al., 2016). مطابق شکل ۱۵، با بررسی تنش‌های تکیه‌گاهی آنالیز حساسیت مش روی مدل انجام شده و با مشاهده عدم تغییر محسوس در نتایج، مقدار ۵۰ سانتی‌متر برای ابعاد مش‌ها انتخاب شده است.



شکل ۱۵- آنالیز حساسیت ابعاد مش با بررسی نتایج تنش‌های تکیه‌گاهی

روند مدل‌سازی بدین‌گونه است که قبل از شروع حفاری، خاک تحت بار ژئواستاتیک است. سپس مقطع تونل در مسیر طولی به‌صورت تمام مقطع حفاری شده و محیط

۴- مدل‌سازی عددی

با توجه به اینکه در محاسبه نیروی محوری باقیمانده در پوشش، نیاز به اطلاعات کاملی از شرایط و هندسه حفاری، نیروهای وارده و خصوصیات دقیق مصالح است، داده‌های مربوط به خط یک تونل قطار شهری تبریز (جدول ۳) انتخاب و مدل‌سازی عددی به روش اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار Abaqus بر مبنای روش تحلیلی پیشنهادی انجام گردید. در ساخت این تونل به طور میانگین زمان حفاری و پیشروی هر رینگ تقریباً ۲۵ دقیقه و زمان سکون و نصب قطعات رینگ جدید حدود ۱۸۰ دقیقه به طول می‌انجامد.

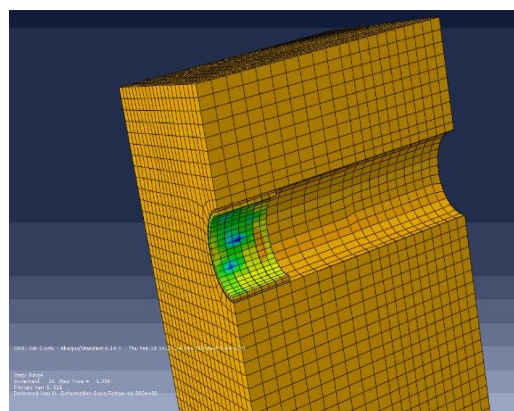
جدول ۳- پارامترهای مساله ساخت تونل مثال

پارامتر	مخفف	واحد	مقدار
شعاع حفاری	R_1	متر	۳
شعاع خارجی رینگ	R_2	متر	۳/۳
شعاع داخلی رینگ	R_3	متر	۳/۴۴
طول رینگ	L	متر	۱/۴
مدول تغییرشکل پذیری رینگ	E	گیگاپاسکال	30
ضریب پواسون رینگ	ν	-	۰/۲
مدول تغییرشکل پذیری زمین	E_s	گیگاپاسکال	50
ضریب پواسون زمین	ν_s	-	۰/۳۵
ضریب پواسون دوغاب	ν_g	-	۰/۳۵
نیروی وارده از سوی جک در حالت پیشروی	F	کیلونیوتن	13367
نیروی وارده از سوی جک در حالت سکون	F_0	کیلونیوتن	0

برای معرفی مدول تغییرشکل پذیری متغیر دوغاب با زمان در مدل عددی، بر اساس مدل‌های در نظر گرفته شده در مراحل مختلف گیرش، کد دستوری UMAT نوشته شد. جهت اطمینان از صحت عملکرد آن، نتایج مدل عددی با نتایج تنش-کرنش دوغاب در سن ۲۸ روزه مطابق شکل ۱۴، مقایسه شده‌اند. ملاحظه می‌گردد، نتایج بسیار نزدیک به یکدیگر بوده و قابلیت بکارگیری کد در نرم‌افزار با دقت مناسب را نشان می‌دهد.

با استفاده از روش یاد شده و نتایج به‌دست آمده در بخش قبل، نتایج ساخت تونل برای ۶۰۰ رینگ ($n=600$) در شکل ۱۸ و شکل ۱۹ ارائه می‌گردند. در شکل ۱۸، نیروهای باقیمانده در هر رینگ پس از اتمام ساخت تونل ملاحظه می‌شود. به منظور مقایسه روش ارائه شده با فرضیاتی که در گذشته مبنی بر ثابت بودن نیروی جک از ابتدا تا انتهای ساخت بود، نیروی باقیمانده بر اساس فرض ($F_{min}=F$) ارائه گردیده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، در هر دو روش در ابتدای تونل، بیشترین مقدار نیروی باقیمانده وجود دارد که برای حالت بارگذاری چرخه‌ای حدود $2500kN$ و بارگذاری ثابت $3200kN$ محاسبه می‌شود؛ لذا ثابت فرض نمودن بارگذاری ناشی از نیروی جک‌ها در رینگ‌ها در طول تونل، غیر واقعی است. از طرف دیگر افزایش نیروی محوری باعث افزایش سختی خمشی پوشش تونل می‌شود (Li, et al., 2019)؛ همچنین با نزدیک شدن به انتهای آزاد تونل، نیروی باقیمانده در رینگ‌ها به سمت صفر میل می‌کند. فرضیات گذشته، نیروی باقیمانده را بخصوص در ابتدای تونل بیشتر از مقدار فرض بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد که این تفاوت ناشی از روند گیرش دوغاب و باربرداری در حالت سکون دستگاه TBM است. به منظور بررسی اثر نیروی جک‌ها در حال سکون TBM، نیروهایی برابر $0.1P$ ، $0.2P$ ، $0.5P$ ، $1P$ نیز اعمال گردید که مقادیر نیروهای باقیمانده در شکل ۱۹، آورده شده اند. همانگونه که ملاحظه می‌شود، با افزایش نیروی در حال سکون، نیروی باقیمانده در رینگ‌ها افزایش می‌یابد و در حالت حدی که نیروی حالت سکون برابر نیروی پیشروی است، نیروی باقیمانده تقریباً برابر نیروی اولیه پیشروی است. ملاحظه می‌شود که با افزایش نیروی سکون، روند کاهش نیروهای داخلی از ابتدا تا انتهای تونل کاهش یافته و نیروی باقیمانده رینگ‌ها به یکدیگر نزدیک می‌شوند. نکته قابل توجه دیگر این است که رینگ انتهایی نیرویی برابر نیروی سکون داشته که در حالت عدم وجود نیروی سکون برابر صفر است

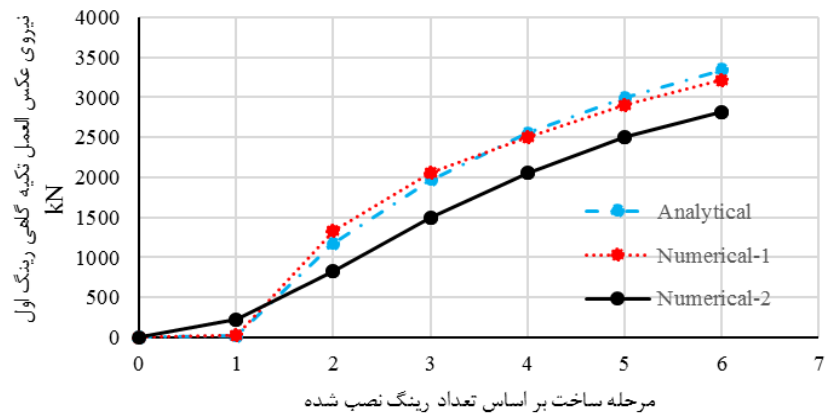
حفاری با استفاده از شرایط مرزی بسته می‌شود. سپس رینگ اول اضافه شده، بار جک‌ها به صورت تنش نرمال بر سطح لبه رینگ وارد شده و همزمان مرزهای اطراف آن رینگ باز می‌شوند. در همین حال دوغاب نیز شروع به گیرش کرده و سختی آن توسط کد UMAT تغییر می‌کند. پس از آن نیروی وارده حذف می‌گردد. مرحله بعد نیز همانند رینگ اول ادامه می‌یابد و برای رینگ‌های بعدی ادامه می‌یابد. مابین رینگ‌ها از اندرکنش تماسی استفاده شده تا از فرو رفتن رینگ‌ها در یکدیگر جلوگیری شود (Shi, et al., 2016). جهت یکسان سازی مدل تحلیلی با عددی، مابین خاک و دوغاب نیز از المان تماسی با ضابطه اندرکنش عدم لغزش استفاده شده است. در شکل ۱۶، مرحله چهارم نصب رینگ در مدل عددی نشان داده شده است.



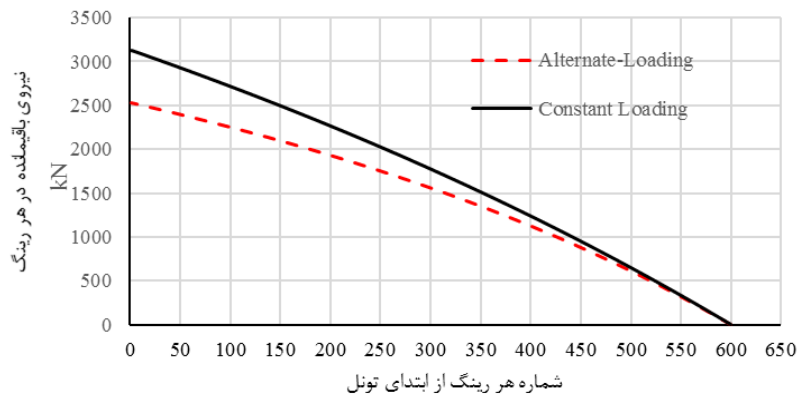
شکل ۱۶- مدل عددی متناظر با مدل تحلیلی

تاریخچه نیروی عکس‌العمل موجود در رینگ اول برای تمامی مراحل ساخت در شکل ۱۷، آورده شده است؛ همانگونه که انتظار می‌رفت، حالت اول مدل عددی انطباق بهتری با نتایج روند تحلیلی دارد. حالت دوم مدل عددی به دلیل مقدار متغیر مدول تغییرشکل پذیری و سختی کمتر در ابتدای هر گام محاسباتی، مقدار متفاوت و کمتری را ارائه می‌دهد که حاکی از صحت روند پیشنهادی می‌باشد.

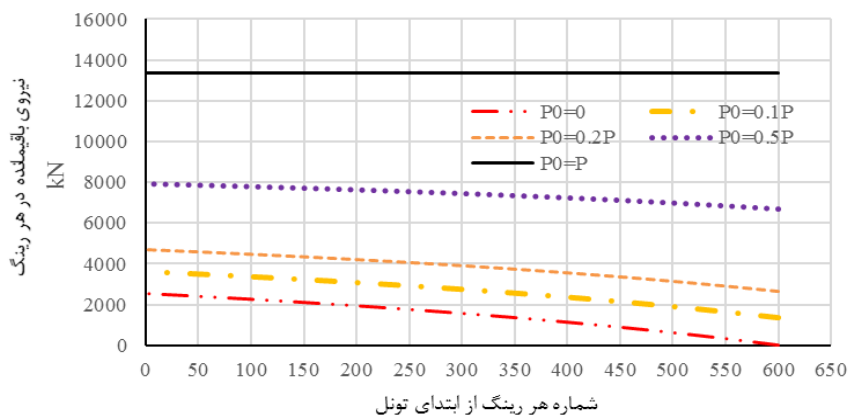
برآورد نیروی محوری طولی باقیمانده در پوشش تونل‌های سگمنتی ناشی از...، رضا صباغ کرمانی و...، ص ۱۹-۴۰



شکل ۱۷- نمودارهای مقایسه نیروهای تکیه‌گاهی برای حالت‌های مختلف مدل‌سازی



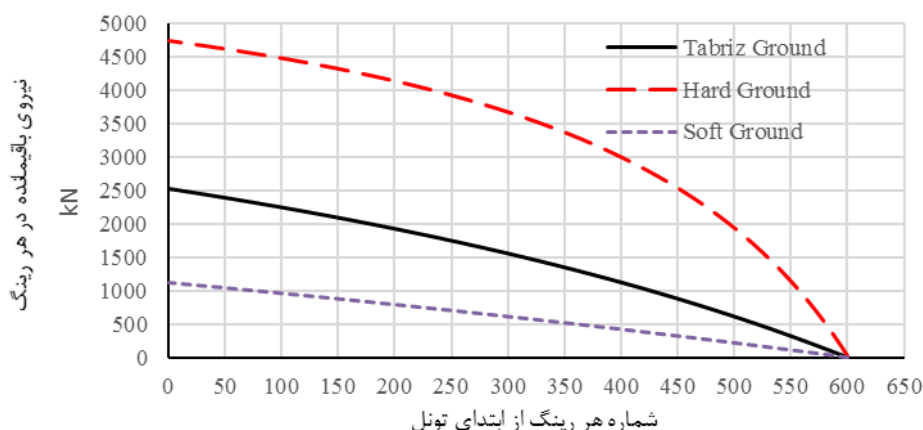
شکل ۱۸- مقایسه نیروهای باقیمانده در رینگ‌های تونل خط یک متروی تبریز در حالت بارگذاری ثابت و چرخه‌ای



شکل ۱۹- بررسی اثر نیروی سکون در نیروهای باقیمانده در رینگ‌های تونل

افزایش می‌یابد که به علت افزایش سختی کل مجموعه فنرهای متصل به رینگ‌ها در هنگام گیرش با زمین اطراف است؛ همچنین مشاهده می‌شود که با کاهش سختی زمین، روند کاهش نیروهای داخلی به حالت خطی نزدیک‌تر می‌شود.

همچنین به منظور بررسی اثر زمین در برگزیده تونل، دو حالت زمین نرم با مدول تغییرشکل پذیری $E_s=10MPa$ و زمین سخت با $E_s=120MPa$ با شرایط زمین تبریز در شکل ۲۰، مقایسه می‌شود. ملاحظه می‌گردد با افزایش سختی زمین، مقدار نیروی باقیمانده در رینگ‌ها



شکل ۲۰- بررسی اثر سختی زمین در نیروهای باقیمانده در رینگ‌های تونل

خطی تبدیل می‌شود؛ همچنین با افزایش سن، روند افزایش سختی کاهش می‌یابد و در نهایت مدول تغییر شکل پذیری آن به مقدار نهایی $105.99MPa$ می‌رسد.

- علاوه بر تبعیت رفتار رئولوژیک دوغاب از مدل کلونین، رابطه گیرش وابسته به زمان دوغاب پایه سیمانی برای دو بازه زمانی قبل از گیرش و پس از گیرش اولیه بر اساس تغییرات مدول تغییرشکل پذیری دوغاب حاصل گردید.

- نیروی‌های محوری طولی باقیمانده در رینگ‌های ابتدایی تونل مقدار حداکثر 2500 کیلو نیوتن می‌باشند و با نزدیک شدن به انتهای تونل نیروها کاهش یافته و در نهایت به مقدار صفر می‌رسند. بر اساس فرضیات پیشین، یعنی ثابت ماندن نیروی جک‌ها در مراحل ساخت و حذف آن در آخرین مرحله نصب رینگ، برای نیروی داخلی رینگ‌ها مقدار بیشتری برابر با 3200 کیلو نیوتن به‌دست می‌آید. این فرض به علت در نظرگیری سختی خمشی بیشتر پوشش نسبت به حالت واقعی، می‌تواند کاهنده ضریب اطمینان سازه پوشش سگمندی تونل باشد.

- افزایش نیروی سکون باعث افزایش نیروی رینگ‌ها

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله یک روش پیشنهادی بر اساس مدل رئولوژیک در نظر گرفته شده برای دوغاب برای برآورد نیروی باقیمانده در پوشش تونل سگمندی در جهت طولی ارائه گردید. مبنای این روش بر اساس محاسبه تغییر شکل باقیمانده در رینگ‌ها طی فرآیند بارگذاری و باربرداری از سوی دستگاه حفار تمام مقطع سپری در حین حفاری و نیز تغییر سختی محیط محصور کننده رینگ‌ها نسب به زمان است. در این روش رینگ‌ها با فنرهایی که سختی آنها در هر مرحله ساخت متغیر است، مدل می‌شوند. با توجه به ماهیت محصورشدگی دوغاب تزریقی بین سگمنت و توده خاک در برگزیده، روند گیرش و افزایش سختی در این روش لحاظ می‌گردد. پس از مدل‌سازی عددی در دو حالت مختلف و مقایسه آن با نتایج روش تحلیلی پیشنهادی، مراحل ساخت پوشش سگمندی تونل خط یک قطار شهری تبریز تحلیل گردید. بر اساس روش پیشنهادی می‌توان به نتایج به‌دست آمده زیر اشاره نمود:

- رفتار دوغاب پایه سیمانی تا سن ۷ روز به صورت

سخت شونده است، ولی با افزایش سن، این رابطه به شکل

برآورد اولیه مقادیر و روند تغییرات نیروهای محوری طولی باقیمانده در طول پوشش سگمنتی تونل در هر یک از رینگ‌ها ارائه می‌دهد. در تحقیقات آتی می‌توان با حذف این فرضیات ساده کننده و انجام اندازه گیری‌های آزمایشگاهی روی مدل‌های فیزیکی، این روش تحلیلی پیشنهادی را ارتقاء داد.

شده و روند کاهش نیروهای داخلی را از ابتدا به انتهای تونل کاهش می‌دهد و نیروی باقیمانده در رینگ‌ها به یکدیگر نزدیک می‌شوند.

- افزایش سختی زمین باعث افزایش نیروهای محوری طولی باقیمانده در پوشش تونل می‌گردند. به طوری که سختی کمتر زمین باعث خطی شدن روند کاهش نیروهای محوری طولی باقیمانده در رینگ‌ها می‌گردند.

- روش پیشنهادی علیرغم برخی فرضیات ساده کننده و عدم لحاظ لغزش در مرزها، روشی سریع و ساده در جهت

۶- سیاهه‌ی نمادها

در جدول ۴، سیاهه نمادها آورده شده است.

جدول ۴- سیاهه نمادها

نماد	واحد	شرح
E	Pa	مدول الاستیسیته رینگ بتنی
E_s	Pa	مدول الاستیسیته زمین اطراف
A	m^2	مساحت مقطع رینگ بتنی
A_g	m^2	مساحت مقطع مؤثر دوغاب
E_{28}	Pa	مدول الاستیسیته دوغاب در سن ۲۸ روزه
E_f	Pa	مدول الاستیسیته دوغاب در گیرش گام زام ساخت
G_f	Pa	مدول برشی دوغاب در گیرش گام زام ساخت
K_R	N/m	سختی محوری رینگ
K_s	N/m	سختی محوری زمین اطراف
K_i	N/m	سختی محوری مجموعه دوغاب و زمین اطراف
l	M	طول هر رینگ بتنی
n	-	تعداد کل رینگ‌های تونل
P	N	نیروی وارده از سوی جک‌های پیشران در حالت پیشروی
P_0	N	نیروی وارده از سوی جک‌های پیشران در حالت سکون
P_i^1	N	نیروی منتقل شده به مجموعه رینگ و دوغاب اول تحت نیروی P در مرحله نصب رینگ i ام
P_i^2	N	نیروی معکوس معادل در مجموعه رینگ و دوغاب اول در مرحله سکون در مرحله نصب رینگ i ام
P_i^{res}	N	نیروی باقیمانده درون رینگ ناشی از نصب رینگ i ام
u_i^1	m	تغییر شکل مجموعه رینگ و دوغاب اول در مرحله نصب رینگ i ام تحت بارگذاری P
u_i^2	m	تغییر شکل مجموعه رینگ و دوغاب اول در مرحله نصب رینگ i ام تحت باربرداری و باقی ماندن تحت نیروی P_0
Δu_m^f	-	تغییر شکل نهایی مجموعه رینگ و دوغاب m ام در انتهای ساخت تونل
P_m^{fres}	N	نیروی نهایی باقیمانده در رینگ m ام در انتهای ساخت تونل
v_g	-	ضریب پواسون دوغاب
v_s	-	ضریب پواسون زمین اطراف
R_1	m^2	شعاع داخلی رینگ
R_2	m^2	شعاع خارجی رینگ
R_3	m^2	شعاع خارجی دوغاب
ε	-	کرنش دوغاب

ضریب مدل کلویین	-	κ
ضریب مدل کلویین	-	τ_{κ}
زمان	hr	t
ضریب مدل دوغاب	-	a_E
ضریب مدل دوغاب	-	b_E
ضریب مدل دوغاب	-	c_E
ضریب مدل دوغاب	-	d_E
زمان گیرش اولیه	hr	t_E
گام زمانی	hr	Δt_E
تنش برشی	Pa	τ
کرنش برشی	-	γ_E
کرنش برشی جاری شدن	-	γ_0
تنش برشی جاری شدن	Pa	τ_0
ویسکوزیته بینگهام	mPa.hr	μ
نرخ تغییرات کرنش برشی نسبت به زمان	Pa/hr	$\dot{\gamma}$
ویسکوزیته پیچیده (complex)	mPa.hr	η^*

۷- مراجع

- Arnau, O., & Molins, C. (2015). Theoretical and numerical analysis of the three-dimensional response of segmental tunnel linings subjected to localized loads. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 49, 384-399.
- Arnau, O., Molins, C., Blom, C., & Walraven, J. (2012). Longitudinal time-dependent response of segmental tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 28(1), 98-108.
- ASTM D2435-03, A. C.-1. (2003). Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. ASTM International, 1-10.
- Bakker, K.J., Teunissen, E.A., Van Den Berg, P., Smits, M.T.h.J.H. (2001). The Second Heinenoord tunnel: the main monitoring results (pp. 1445). Proc. of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Istanbul.
- Blom, C. B. (2002). Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils. Delft University Press.
- Blom, C., Van der Horst, E., & Jovanovic, P. (1999). Three-dimensional structural analyses of the shield-driven "Green Heart" tunnel of the high-speed line south. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 14(2), 217-224.
- Bras, A., Henriques, F. M., & Cidade, M. (2013). Rheological behaviour of hydraulic lime-based grouts. Shear-time and temperature dependence. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 17(2), 223-242.
- Chan Man Fong, C. F., & De Kee, D. (1994). Yield stress and small amplitude oscillatory flow in transient networks. *Industrial and Engineering Chemistry Research*, 33, 2374-2376.
- Chen, J., & Mo, H. (2009). Numerical study on crack problems in segments of shield tunnel using finite element method. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 24(1), 91-102.

- Davaille, A., Gueslin, B., Massmeyer, A., & Di Giuseppe, E. (2013). Thermal instabilities in a yield stress fluid: existence and morphology. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 193, 144-153.
- Do, N.-A., Dias, D., Oreste, P., & Djeran-Maigre, I. (2014). Three-dimensional numerical simulation for mechanized tunnelling in soft ground: the influence of the joint pattern. *Acta Geotechnica*, 9(4), 673-694.
- Do, N.-A., Dias, D., Oreste, P., & Djeran-Maigre, I. (2014). Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 42(11), 40-51.
- Grassl, P., & Jirásek, M. (2006). Damage-plastic model for concrete failure. *International Journal of Solids and Structures*, 43(22-23), 7166-7196.
- Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A., & Xu, S. (2008). *Mechanized tunnelling in urban areas: design methodology and construction control*. CRC Press.
- ITA, (2000). Guidelines for the design of shield tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 15(3), 303-331.
- Kasper, T., & Meschke, G. (2004). A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(14), 1441-1460.
- Kealy, T. (2006). Application of liquid and solid rheological technologies to the textural characterisation of semi-solid foods. *Food Research International*, 39(3), 265-276.
- Koek, A.J. (2005). *Axiale voorspanning in de lining van een geboorde tunnel*. TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Hydraulic Engineering.
- Lavasan, A. A., Zhao, C., Barciaga, T., Schaufler, A., Steeb, H., & Schanz, T. (2018). Numerical investigation of tunneling in saturated soil: the role of construction and operation periods. *Acta Geotechnica*, 13(2), 1-21.
- Lee, J., Kyung, D., Kim, B., & Prezzi, M. (2009). Estimation of the Small-Strain Stiffness of Clean and Silty Sands using Stress-Strain Curves and CPT Cone Resistance. *Soils and Foundations*, 49(4), 545-556.
- Li, S.-P., Zhao, G., & Chen, H.-Y. (2005). The relationship between steady shear viscosity and complex viscosity. *Journal of Dispersion Science and Tech.*, 26(4), 415-419.
- Li, X., Zhou, X., Hong, B., & Zhu, H. (2019). Experimental and analytical study on longitudinal bending behavior of shield tunnel subjected to longitudinal axial forces. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 86, 128-137.
- Ma, S., Nemcik, J., Aziz, N., & Zhang, Z. (2016). Numerical modeling of fully grouted rockbolts reaching free-end slip. *International Journal of Geomechanics*, 16(1), 04015020.
- Marwan, A., Alsahly, A., Elrehim, M. Z., & Meschke, G. (2017). Lining Induced Stresses for Mechanized Tunneling Along Curved Alignment (pp. 36-52). *GeoMEast, International Congress and Exhibition, Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology*.

- Men, Y.-q., Liao, S.-m., & Sun, L.-y. (2018). Field Test of Longitudinal Stress Relaxation along the Shield Tunnel in Qianjiang River. Beijing: In Proceedings of the 2018 World Transport Convention.
- Meschke, G., Kropik, C., & Mang, H. (1996). Numerical analyses of tunnel linings by means of a viscoplastic material model for shotcrete. *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39(18), 3145-3162.
- Molins, Climent. (2015). Theoretical and numerical analysis of the three-dimensional response of segmental tunnel linings subjected to localized loads. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 49, 384-399.
- Murakami, H., & Koizumi, A. (1978). Study on load bearing capacity and mechanics of shield segment ring. *Proc of the Japan Society of Civil Engineers* (pp. 103-115). Tokyo: J-Stage.
- Neuner, M., Gammitzer, P., & Hofstetter, G. (2017). An extended damage plasticity model for shotcrete: Formulation and comparison with other shotcrete models. *Materials*, 10(1), 82.
- Ninić, J., & Meschke, G. (2017). Simulation based evaluation of time-variant loadings acting on tunnel linings during mechanized tunnel construction. *Engineering Structures*, 135, 21-40.
- Peila, D., Borio, L., & Pelizza, S. (2011). The behaviour of a two-component back-filling grout used in a tunnel-boring machine. *Acta Geotechnica Slovenica*, 1, 5-15.
- Peila, D., Chierigato, A., Martinelli, D., Salazar, C. O., Shah, R., Boscaro, A., Picchio, A. (2015). Long term behavior of two component back-fill grout mix used in full face mechanized tunneling. *Geam-Geoingegneria Ambientale e Mineraria-Geam-Geoengineering Environment and Min.*, 144, 57-63.
- Schutz, R. (2010). Numerical modelling of shotcrete for tunnelling. London. Ph.D. Thesis, Imperial College London.
- Schütz, R., Potts, D., & Zdravkovic, L. (2011). Advanced constitutive modelling of shotcrete: Model formulation and calibration. *Computers and Geotechnics*, 38(6), 834-845.
- Shah, R., A. Lavasan, A., Peila, D., Todaro, C., Luciani, A., & Schanz, T. (2018). Numerical study on backfilling the tail void using a two-component grout. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(3), 04018003.
- Shi, C., Cao, C., Lei, M., Peng, L., & Ai, H. (2016). Effects of lateral unloading on the mechanical and deformation performance of shield tunnel segment joints. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 51, 175-188.
- Silva, A. B., Telles, J. C., Fairbairn, E. M., & Ribeiro, F. L. (2015). A general tangent operator applied to concrete using a multi-surface plasticity model. *Computers and Concrete*, 16(2), 329-342.
- Singh, B., & Goel, R. K. (2006). *Tunnelling in Weak Rocks*. (J. A. Hudson, Ed.) Amsterdam: Elsevier B.V.
- Wang, N., Zhang, J., Wang, Y., Zhang, H., Ma, Y., Zhao, L., & Guo, Q. (2020). Experimental study on mechanical properties of grout-soil interface in anchor system of rammed earthen sites. *International Journal of Geomechanics*, 20(6), 04020064.

- Wang, Z., Wang, L., Li, L., & Wang, J. (2014). Failure mechanism of tunnel lining joints and bolts with uneven longitudinal ground settlement. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 40, 300-308.
- Xu, D.-P., Jiang, Q., Li, S.-J., Qiu, S.-L., Duan, S.-Q., & Huang, S.-L. (2020). Safety assessment of cable bolts subjected to tensile loads. *Computers and Geotechnics*, 128(5), 103832.
- Ye, Z., & Liu, H. (2018). Mechanism and Countermeasure of Segmental Lining Damage Induced by Large Water Inflow from Excavation Face in Shield Tunneling. *Int. Journal of Geomechanics*, 18(12) 04018163.
- Zhang, J., Pei, X., Wang, W., & He, Z. (2017). Hydration process and rheological properties of cementitious grouting material. *Construction and Building Materials*, 139(1), 221-231.
- Zhao, T., Liu, W., & Ye, Z. (2017). Effects of water inrush from tunnel excavation face on the deformation and mechanical performance of shield tunnel segment joints. *Advances in Civil Engineering*, 6, 1-18.
- Zheng, G., Zhang, T., & Diao, Y. (2015). Mechanism and countermeasures of preceding tunnel distortion induced by succeeding EPBS tunnelling in close proximity. *Computers and Geotechnics*, 66, 53-65.

Estimation of residual longitudinal axial force in segmental tunnel linings caused by TBM thrust jacks

R. Sabbagh Kermani¹; M. Emami Tabrizi^{2*}; M. R. Chenaghlu³

1- PhDStudent; Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology. r_sabbagh@sut.ac.ir

2- Assistant Professor; Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology. m.emami@sut.ac.ir

3- Associate Professor; Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology. mrchenaghlu@sut.ac.ir

Received: 21 Sep 2021; Accepted: 15 Jan 2022

DOI:10.22044/tuse.2022.11212.1427

Keywords

Tunnel

Concrete lining

Segment

Longitudinal axial force

Grout

Staged construction

Thrust jacks

Extended Abstract

Summary

Linings of tunnels constructed using full-face tunnel boring machine (TBM) consist of set of concrete segments, which form a ring at each step of construction. In order to move forward, the TBM inserts a great force through thrust jacks resting on segments. Installing a new ring requires decrease or elimination of jacking force. Therefore, the magnitude of force alternates as

the construction continues, and a part of this force remains as residual through the lining. This residual force may influence the longitudinal flexural stiffness of the lining. On the other hand, time-dependent behavior of injected grout has a significant effect on the residual force. In this study, first, the time-dependent behavior of cement-based grout considering confining condition is investigated using the oedometer test, and then, modeling staged tunnel construction and alternate loading of thrust jacks considering time-dependent grout setting are proposed using an analytical approach. Finally, the residual force of the lining after construction could be calculated. This approach has been used to estimate the longitudinal residual force in line number 1 of Tabriz subway lining.

Introduction

Nowadays, construction of tunnels in urban areas using tunnel boring machines (TBMs) has become a common technique. Alternate loading of thrust jacks accompanied by gradual hardening of grout causes a residual force in the tunnel lining, which affects the structural behavior of the lining. This residual force needs to be calculated considering the above-mentioned conditions, which were neglected in former researches.

Methodology and Approaches

Oedometer tests have been performed in different time intervals. Vicat test has also been performed to determine the initial setting time of the grout. Then, an equation has been obtained from the test data to calculate the elastic modulus of the grout. The equation is used to calculate the virtual spring stiffness attached to the rings. The alternative loading and varying spring stiffness have been used to calculate the residual deformation of the rings, and consequently, the remaining forces. In order to verify the procedure, a numerical calculation has been performed using Abaqus software with a UMAT code to assign the time dependent properties of the grout.

Results and Conclusions

The results of this research have shown that the residual force is maximum at first ring and decreases as it goes to the last rings. Stand-still force of the jacks has a significant effect on the average residual force,

which may cause this force to vary from 18 to 100 percent of the initial jacking force. Furthermore, the results indicate that the residual force is higher in stiffer ground.
