

بررسی پایداری جبهه‌ی حفاری تونل در محیط غیر اشباع با روش تحلیل حدی

محمد امین نوذری^۱؛ محمد ملکی^{۲*}؛ بهنام یوسفی^۳

۱- دانشجوی دکترای تخصصی مکانیک خاک و پی؛ گروه مهندسی عمران؛ دانشگاه بین‌المللی امام خمینی

۲- دانشیار؛ گروه مهندسی عمران؛ دانشکده‌ی مهندسی؛ دانشگاه بوعلی سینا

۳- دانش‌آموخته کارشناسی‌ارشد عمران؛ دانشکده‌ی مهندسی؛ دانشگاه بوعلی سینا

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۲/۰۵/۰۸؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۱۲/۲۱

واژگان کلیدی	چکیده
تحلیل حدی	در این پژوهش در چارچوب روش تحلیل حدی، با بکارگیری یک مکانیسم گسیختگی سه‌بعدی با شکل اسپیرال لگاریتمی یکپارچه، پایداری جبهه‌ی حفاری تونل در محیط غیر اشباع مورد بررسی قرار گرفته است.
گسیختگی اسپیرال	برای استخراج معادلات سینماتیک حاکم از یک معیار گسیختگی خاک غیر اشباع استفاده شده است. پس از واردسازی پارامترهای غیر اشباع در معادلات حاکم و اکسترمم‌سازی، یک مجموعه تحلیل‌های پارامتری انجام شده است.
مکش بافتی	بر اساس نتایج حاصل، مکش بافتی تأثیر بسزایی در پایداری جبهه‌ی حفاری تونل دارد. با افزایش مکش بافتی، فشار حدی لازم برای تأمین پایداری جبهه کاهش یافته که این موضوع می‌تواند در موارد
جبهه‌ی حفاری	کاربردی، مد نظر مهندسین قرار گیرد. در انتها با شبیه‌سازی عددی مسئله، نتایج حاصل از روش‌های تحلیل حدی و عددی مقایسه شده است.
خاک غیر اشباع	بر اساس نتایج بدست آمده روش تحلیل حدی، هر چند که روند گسیختگی برای هر دو روش شبیه است، فشار بیشتری را برای تأمین پایداری جبهه‌ی حفاری پیش‌بینی می‌کند. بعلاوه اثرات مکش موجب تغییر در شکل گوه‌ی گسیختگی بخصوص در قسمت تاج می‌شود.

۱- پیشگفتار

بالا پرکاربردترین روش است. تحلیل حد بالا، روشی مستقیم برای محاسبه‌ی بار حدی و گسیختگی در سازه‌ها محسوب می‌شود. در این روش یک مکانیسم گسیختگی مشخص فرض می‌شود. در قدم بعد یک میدان تغییر مکان مجازی که پیوسته، یکبار مشتق‌پذیر و برآورده‌کننده‌ی شرایط مرزی است در نظر گرفته می‌شود. در ادامه، معادله‌ی کار مجازی نوشته می‌شود که از برابری کار حاصل از نیروهای خارجی با انرژی داخلی تلف شده روی سطوح لغزشی بدست می‌آید. در محاسبه‌ی انرژی تلف شده نیاز به لحاظ کردن معیار تسلیم خمیری است که در بیشتر موارد از معیار گسیختگی کولمب استفاده می‌شود. به علاوه جهت کرنش‌های خمیری نیز اهمیت دارد که در اکثر مسائل قانون جریان متحد بکار

در مسائل باربرداری همچون گودبرداری‌ها و حفاری تونل‌ها پس از اجرای باربرداری در مدت زمان نه چندان زیادی عملیات نصب تکیه‌گاه صورت می‌پذیرد. به این ترتیب در فاصله‌ی زمانی حفاری تا اجرای سیستم‌های نگهدارنده به نحو مقتضی می‌توان از قوانین مکانیک خاک‌های غیر اشباع بهره برد. از آن‌جا که تعیین صحیح فشار جبهه‌ی حفاری تونل مسئله‌ای حیاتی در حفاری ایمن است؛ روش‌های تحلیلی متفاوتی برای تعیین آن ارائه شده است. این روش‌ها را می‌توان به سه دسته‌ی کلی روش تعادل حدی (Limit Equilibrium)، روش تحلیل حدی (Limit Analysis) یا حد بالا و پائین و روش عددی تقسیم کرد. روش تحلیل حد

* همدان؛ چهار راه پژوهش؛ دانشگاه بوعلی سینا؛ دانشکده مهندسی؛ گروه مهندسی عمران؛ کدپستی: ۶۵۱۷۵۴۱۶۱؛ شماره‌ی تلفن: ۰۸۱-۳۸۲۹۲۵۰۵

رایانامه: Maleki@basu.ac.ir

خوبی با هم دارند [10]. آناگنوستو و کواری (*Anagnostou & Kovari*) نشان دادند اگر ضریب نفوذپذیری از $k = 10^{-6} m/s$ بزرگ‌تر باشد، بررسی در شرایط زهکشی شده، ملاک عمل بوده ولی در رس‌ها هر دو حالت زهکشی شده و نشده باید بررسی شود [11]. بررسی شرایط زهکشی نشده، اولین بار توسط هورن (*Horn*) به روش تعادل حدی صورت گرفت [12] و سپس جانسز و اشتاینر (*Jancsecz & Steiner*) آن را برای روش شیلد در خاک‌های سست توسعه دادند [13]. در ارتباط با مدل‌های تحلیلی خاک‌های اصطکاکی، آناگنوستو و کواری و بروئر (*Broere*) [14] الگوی ارائه شده توسط هورن را برای تعیین فشار بحرانی پیشانی تونل به روش تعادل حدی به کار بردند. آن‌ها این روش را کاربردی و ساده دانستند، اما در آن باید شکل گسیختگی و توزیع تنش نرمال وارد شده بر صفحات بلوک‌های لغزنده را فرض نمود. در انتها گسیختگی به شکل اسپیرال لگاریتمی در مقاطع قائم و بیضوی در راستای افقی بیان شد.

کلار و همکاران (*Klar, et al.*) پایداری تونل‌های مدور را با روش تحلیل حدی برای خاک‌های کاملاً چسبنده بیان کردند. نتایج آن‌ها برای تحلیل سه‌بعدی از آن چه دیویس و همکاران (*Davis, et al.*) برای مقادیر بالای C/D ارائه دادند، بهتر است که در آن C و D قطر تونل است [15] و عثمان و میر (*Osman & Mair*) نیز برای تحلیل پایداری جبهه‌ی تونل‌های مدور در خاک‌های چسبنده روابطی بر اساس روش تحلیل حدی ارائه کردند. میدان سرعت انتخابی در تعیین این روابط بر اساس نشست بحرانی گوشی شکل در نزدیکی سطح زمین بوده است [17].

آزمایش روی مدل فیزیکی با دستگاه سانتریفیوژ در زمینه‌ی پایداری جبهه‌ی حفاری تونل توسط محققانی چون شامبون و کرت (*Chambon & Corte*) نیز انجام گرفته است. هدف آزمایش‌های سانتریفیوژ شامبون و کرت نشان دادن الگوی گسیختگی و مقدار بحرانی فشار جبهه‌ی تونل بوده است. آن‌ها نشان دادند که توده‌ی خاک تحت گسیختگی شبیه به دودکشی است که لزوماً سطح زمین را قطع نمی‌کند [18].

سابرین و ونگ (*Subrin & Wong*) با استفاده از روش تحلیل حدی با ارائه‌ی یک گوه‌ی صلب با شکل اسپیرال لگاریتمی، مکانیسمی نزدیک به نتایج آزمایش‌های

گرفته می‌شود. پس از استخراج معادلات حاکم با اکسترمم‌سازی، بار حدی در مسئله به صورت مستقیم قابل محاسبه خواهد بود. هدف از اکسترمم‌سازی تعیین شکلی از مکانیسم گسیختگی است که بحرانی‌ترین بار را بدست می‌آورد [1].

پایداری جبهه‌ی حفاری تونل‌های دایره‌ای که با سپر فشاری حفر شده‌اند، توسط بسیاری از محققین مطالعه شده است. اولین تلاش‌ها برای تعیین فشار حداقل لازم برای پایداری جبهه‌ی حفاری تونل، در خاک‌های رسی صورت گرفت که در این خصوص می‌توان به کارهای کیمورا و مایر (*Kimura & Mair*)، همچنین برومز و بنرمارک (*Broms & Bennermark*) اشاره نمود [2] و [3]. الشتین (*Ellstein*) بیانی تحلیلی را به روش تعادل حدی برای خاک‌های چسبنده همگن ارائه کرد و نشان داد که نتایج این روش با آزمایش‌های کیمورا و مایر انطباق خوبی دارد [4].

با توجه به اهمیت موضوع در ادامه محققین دیگری مسئله پایداری جبهه‌ی حفاری تونل در زمین‌های نرم را با روش‌های مختلف مورد بررسی قرار دادند. سوبرا (*Soubra*) با استفاده از روش تحلیل حدی مکانیسمی متفاوت برای خاک‌های با چسبندگی کم ارائه داده است [5]. نتایج به دست آمده نسبت به آن‌چه لکا و دورمبو (*Leca & Dormieux*) ارائه کرده بودند، بهبود یافته بود [6]. لیامین و اسلون (*Lyamin & Sloan*) روش عددی تازه‌ای را برای یافتن فشار لازم پایداری به روش تحلیل حد بالا ارائه نمودند که از برنامه‌ریزی غیر خطی کمک می‌گرفت [7].

ورمیر و همکاران (*Vermeer, et al.*) بیان کردند که شکل حفاری اهمیت چندانی در تعیین ضرایب پایداری و بار گسیختگی ندارد؛ اما سبب زاویه‌ی اتساع و منحنی‌های تنش-کرنش متفاوت و مکانیسم‌های گوناگون می‌شود [8]. ورمیر و راس (*Vermeer & Ruse*) با چند تحلیل عددی نشان دادند که حداقل برای $\varphi = 20^\circ$ ضرایب پایداری از عمق مستقل هستند و با تغییر ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون K_0 و شرایط اولیه‌ی تنش، تاثیر آن بر تغییر شکل و عدم تاثیر بر فشار گسیختگی را نشان دادند [9].

لی و همکاران (*Li, et al.*) نتایج به دست آمده از تحلیل حد بالا و اجزاء محدود را برای یک نوع خاک مشخص مقایسه کردند و نشان دادند که این نتایج تقریب

تجربی توسط افراد مختلفی ارائه شده است. عبارت $\chi(u_a - u_w)$ مقدار مشارکت مکش بافتی در تنش موثر است. با استفاده از تعریف فوق در معیار موهر-کولمب گزاره‌ی (۲) حاصل شده است [27]:

$$\tau_f = c + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi \quad (2)$$

$$\tau_f = C_{app} + \sigma_{net} \tan \phi$$

که در آن $C_{app} = c + \chi(u_a - u_w) \tan \phi$ و σ_{net} تنش خالص و چسبندگی ظاهری است. در رویکرد متغیر وضعیت تنش مستقل، تنش نرمال خالص $\sigma - u_a$ و مکش بافتی $S = (u_a - u_w)$ نقشی مستقل در رفتار مکانیکی خاک دارند. در این رویکرد، مقاومت برشی به صورت گزاره‌ی (۳) نوشته می‌شود [27]:

$$\tau_f = c + (\sigma - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3)$$

ϕ^b زاویه‌ی اصطکاک برای در نظر گرفتن مشارکت مکش بافتی در مقاومت برشی است. بیانی مشابه برای تخمین تغییر حجم نیز ارائه شده است. سودمندی و اعتبار دو رویکرد فوق هنوز قطعی نیست؛ زیرا پارامتر $\chi(S_r)$ در آزمایش، رفتاری غیر یکنواخت از خود نشان می‌دهد. تعاریف مختلفی برای C_{app} ارائه شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به کار شنگ و همکاران (*Sheng, et al.*) اشاره کرد که در این تحقیق، از آن استفاده شده است. آن‌ها گزاره‌ی (۴) را برای چسبندگی ظاهری ارائه کردند [28]:

$$S \geq S_{sat}: C_{app} = \left(S_{sat} + (S_{sat} + 1) \ln \left(\frac{S + 1}{S_{sat} + 1} \right) \right) \tan \phi \quad (4)$$

$S \leq S_{sat}: C_{app} = S_{sat} \tan \phi$
در این گزاره S_{sat} برابر با مکشی است که خاک در آن در شاخه‌ی ترشدگی به حالت اشباع می‌رسد.

آنچه که در تحلیل حدی دارای اهمیت است، رابطه‌ی تابع اتلاف انرژی ماکزیمم و رابطه‌ی قانون جریان متحد در خاک غیر اشباع است. کوزی (*Coussy*) قانون جریان متحد را برای خاک غیر اشباع به صورت گزاره‌ی (۵) بیان کرده است [29]:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})} \quad (5)$$

$$d\phi^p = -d\lambda \frac{\partial F}{\partial (u_a - u_w)}$$

در این گزاره $F = F(\sigma_{ij}, u_w, u_a, S_w)$ تابع تسلیم پلاستیک خاک، λ ضریب خمیری، $(\sigma_{ij} - u_{ij} \delta_{ij})$ تنش

شامبون و کرت و ورمیر و راس ارائه دادند [19]. آگوارد و همکاران (*Augarde, et al.*) رویکرد جدیدتر و جالبی را که از روش اجزاء محدود و تحلیل حدی بر پایه‌ی تئوری پلاستیسیته‌ی کلاسیک بهره می‌برد، ارائه دادند که محدود به تحلیل دو بعدی است [20]. مولون و همکاران (*Mollon, et al.*) روش ارائه شده‌ی خود در سال ۲۰۰۹ را بهبود دادند و در شکل گسیختگی مقطع حفاری مدور را برای خاک‌های چسبنده و غیر چسبنده به شکل غیر مدور و بیضوی در نظر گرفتند [21]. یاماموتو و همکاران (*Yamamoto, et al.*) با در نظر گرفتن شش مکانیسم گسیختگی، داده‌های به دست آمده از تحلیل حدی، روش اجزاء محدود و روش بلوک‌های صلب را با هم مقایسه نمودند و نشان دادند که در مقادیر پایین C/D مطابقت خوبی در نتایج وجود دارد [22].

تمام تحلیل‌های انجام گرفته برای یافتن فشار لازم برای پایداری تونل با استفاده از اصل تنش موثر ترزاقی بوده و برای خاک در شرایط اشباع نوشته شده است. تعریف گسترده‌ی مکانیک خاک کلاسیک شامل مجموعه‌ای از مهندسی مکانیک و خصوصیات خاک است. این تعریف طیف گسترده‌ای از انواع خاک را در بر می‌گیرد. تعداد زیادی از انواع خاک رفتاری ناسازگار با اصول و مفاهیم کلاسیک و خاک‌های اشباع دارند. خاک‌های غیر اشباع در حالت کلی ترکیبی از سه فاز آب، هوا و بخش جامد تعریف می‌شود. اضافه نمودن فاز چهارم (پوسته‌ی سطح تماس میان آب و هوا) تعریف جامع‌تری است. پیش از این تاثیر مکش در مسائل مختلفی چون پایداری شیروانی‌ها و سدهای خاکی بررسی شده است [23] تا [25]. با این همه، تا کنون در خصوص پایداری جبهه‌ی حفاری تونل با استفاده از روش تحلیل حدی در خاک غیر اشباع کاری صورت نگرفته است. توسعه‌ی بیان تنش موثر در خاک‌های اشباع به غیر اشباع با استفاده از یک متغیر وضعیت تنش آغاز شده است و بر این اساس، بی‌شاپ (*Bishop*) گزاره‌ی تجربی (۱) را برای تنش موثر ارائه کرده است [26]:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

که در آن u_a فشار هوای حفره‌ای و χ پارامتری متناسب با درجه‌ی اشباع خاک است. مقدار χ برای خاک اشباع برابر واحد و برای خاک کاملاً خشک برابر صفر است. در تحقیقات گذشته تغییرات χ بر حسب درجه‌ی اشباع S_r به صورت

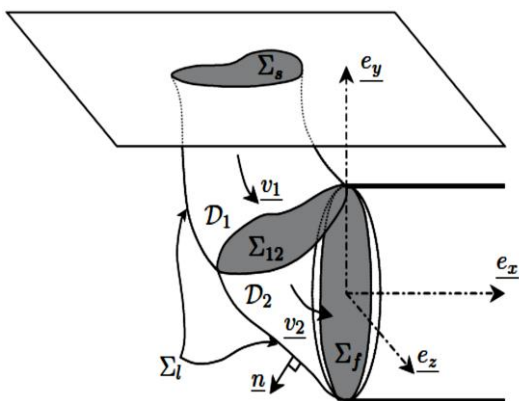
$$A: [-\xi_1 D, -\xi_2 D] \quad (7)$$

$$B: [-\xi_1 D, -\xi_2 (D + 1)]$$

$$\theta_A = \pi - \tan^{-1}(\xi_1 / \xi_2) \quad (8)$$

$$\theta_B = \pi - \tan^{-1}(\xi_1 / \xi_2 + 1)$$

در این گزاره‌ها، $P_{ext}(\vec{Q}, \vec{v})$ توان ناشی از نیروهای خارجی و $P_{in}^{sup}(\vec{v})$ توان انرژی اتلافی، \vec{n} بردار نرمال بر سطوح ناپیوستگی، $[[\vec{v}]]$ بردار سرعت در سطوح ناپیوستگی، \vec{v} بردار سرعت، Σ_i سطح ناپیوسته‌ی بیرونی مکانیسم، Σ_i سطح ناپیوستگی شماره‌ی i درون مکانیسم، \vec{Q} بار جسمی وارد بر مکانیسم و D قطر تونل است. در شکل ۲ مرزهای انتگرال‌گیری نشان داده شده است.



شکل ۲- مرزهای انتگرال‌گیری [19]

بسط گزاره‌های بالا با توجه به شکل ۲ به گزاره‌های زیر، منتهی می‌شود:

$$N_\gamma(\vec{v}, \phi, \frac{C}{D}) = \frac{-\gamma \int_{\partial V} \gamma \vec{v} \cdot \vec{n} d\Sigma + \gamma \int_{\Sigma_i} y [[\vec{v}]] \cdot \vec{n} d\Sigma}{\int_{\Sigma_f} \vec{v} \cdot \vec{e}_x d\Sigma} \quad (9)$$

$$N_\gamma(\vec{v}, \phi, \frac{C}{D}) = \frac{-\int_{\Sigma_s} \vec{v} \cdot \vec{e}_y d\Sigma}{\int_{\Sigma_f} \vec{v} \cdot \vec{e}_x d\Sigma}$$

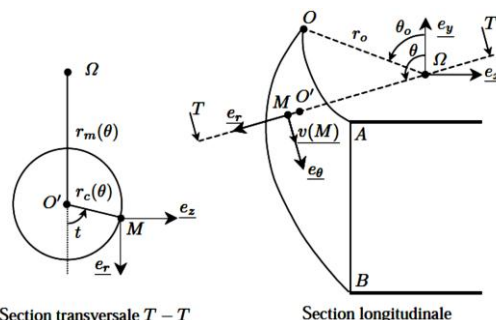
$$N_c = \frac{N_s - 1}{\tan \phi}$$

در این گزاره‌ها N_s ، N_γ و N_c ضرایب مشارکت مقاومت در محاسبه‌ی فشار جبهه‌ی حفاری به ترتیب مربوط به بار سطحی، اثر وزن خاک و اثر چسبندگی و Σ_f سطح جبهه‌ی حفاری تونل است. در حالتی که سربار وارده بر سطح زمین صفر باشد، در این صورت N_s صفر است و معادله‌ی کار به

خالص، $d\varepsilon_{ij}^p$ جز کرنش خمیری و $d\phi^p$ متغیر داخلی متناسب با تغییر شکل ناشی از تغییرات مکش است. این گزاره، مشابه رابطه‌ی قانون جریان متحد در خاک‌های اشباع است؛ با این تفاوت که جای تانسور تنش را تانسور تنش خالص می‌گیرد.

۲- انتخاب مکانیسم و معیار گسیختگی

در این تحقیق مکانیسم گسیختگی ساب‌رین و ونگ برای بررسی پایداری جبهه‌ی حفاری تونل در محیط غیر اشباع استفاده شده است. مطابق شکل ۱ در این مکانیسم گوهی صلب یکپارچه با حرکت دورانی اسپیرال لگاریتمی شکل در نظر گرفته شده است [19].



شکل ۱- هندسه‌ی مکانیسم گسیختگی یکپارچه [19]

این مکانیسم در واقع توسعه‌ی مکانیسم شامبون و کرت است (تبدیل حالت دو بعدی به سه بعدی) و با دو پارامتر مستقل ξ_1 و ξ_2 بر اساس گزاره‌های (۶)، (۷) و (۸) تعریف می‌شود. بهینه‌سازی ضرایب پایداری بر حسب این دو پارامتر مستقل انجام می‌شود و فشار حداقل لازم را در جبهه‌ی حفاری به دست می‌دهد. میدان سرعت و سطح گوهی π در مختصات استوانه‌ای بر اساس $(\Omega, \vec{e}_r, \vec{e}_\theta, \vec{e}_z)$ بیان می‌شود. Ω مرکز دوران و \vec{e}_r ، \vec{e}_θ و \vec{e}_z بردارهای یکه در مختصات استوانه‌ای هستند [18].

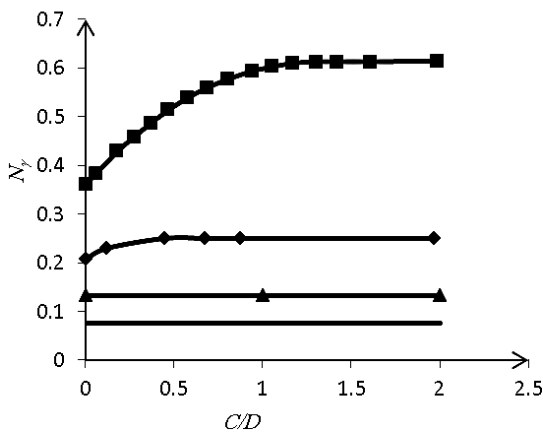
$$P_{in}^{sup}(\vec{v}) = \int_v \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} dv + \int_{\Sigma_i \cup \Sigma_l} \frac{c}{\tan \phi} [[\vec{v}]] \cdot \vec{n} d\Sigma$$

$$P_{ext}(\vec{Q}, \vec{v}) = -\gamma \int_v \vec{v} \cdot \vec{e}_y dV - \sigma_s \int_{\Sigma_s} \vec{v} \cdot \vec{e}_y d\Sigma$$

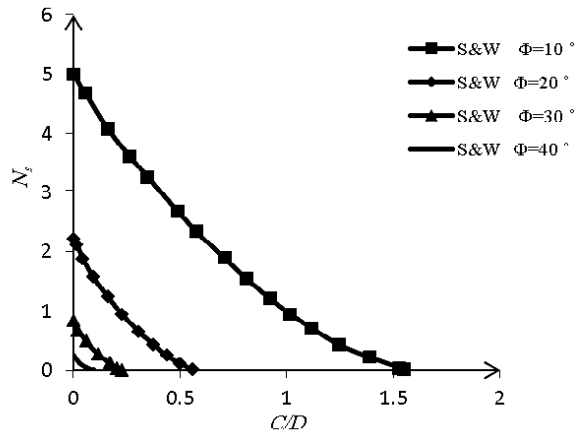
$$- \sigma_T \int_{\Sigma_f} \vec{v} \cdot \vec{e}_x d\Sigma$$

$$P_{ext}(\vec{Q}, \vec{v}) = P_{in}(\vec{v}) \quad (6)$$

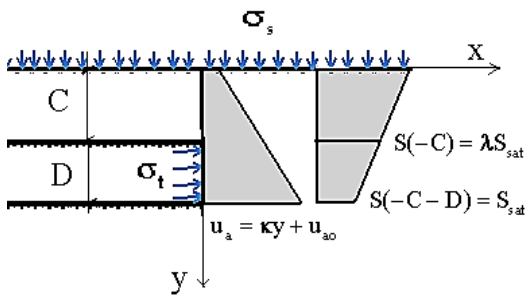
می‌شوند. جزئیات انتگرال‌ها در محاسبه‌ی سطوح و حجم در مطالعات ساب‌رین و ونگ آمده است [19]. شکل ۳ تغییرات N_s و N_γ به صورت تابعی از C/D برای مقادیر مختلف زاویه‌ی اصطکاک داخلی را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مقادیر N_s و N_γ در مکانیسم ساب‌رین و ونگ [19]



بافتی در تاج تونل به مکش بافتی در کف تونل است.



شکل ۴- توزیع فشار هوای منفذی و مکش در عمق خاک

۴- مکش و فشار هوای منفذی ثابت

$$k = 0 \text{ \& } S(-C) = S(-C - D)$$

از آن‌جا که شار میدان ثابت در یک حجم بسته برابر با صفر است؛ فشار هوای منفذی که تانسوری همسان است و شیب تغییرات آن در هر یک از راستاهای محوره‌های مختصات صفر است، در مقدار N_γ بی‌تاثیر است. هم‌چنین با توجه به ثابت بودن مکش در توده‌ی خاک و ثابت در نظر گرفتن آن در حین حفاری، چسبندگی ظاهری C_{app} مانند چسبندگی C در حالت اشباع است.

۳- توسعه در حالت خاک غیر اشباع

با در نظر گرفتن رابطه‌ی فردلاند و مورگنسترن (Fredlund & Morgenstern) و آن‌چه در تحلیل حدی تونل ساب‌رین و ونگ آمد؛ انرژی اتلافی بیشینه‌ی خاک غیر اشباع در رابطه‌ی کار مجازی در این مکانیسم به صورت گزاره‌ی (۱۱) نوشته می‌شود [19]، [23] و [27]:

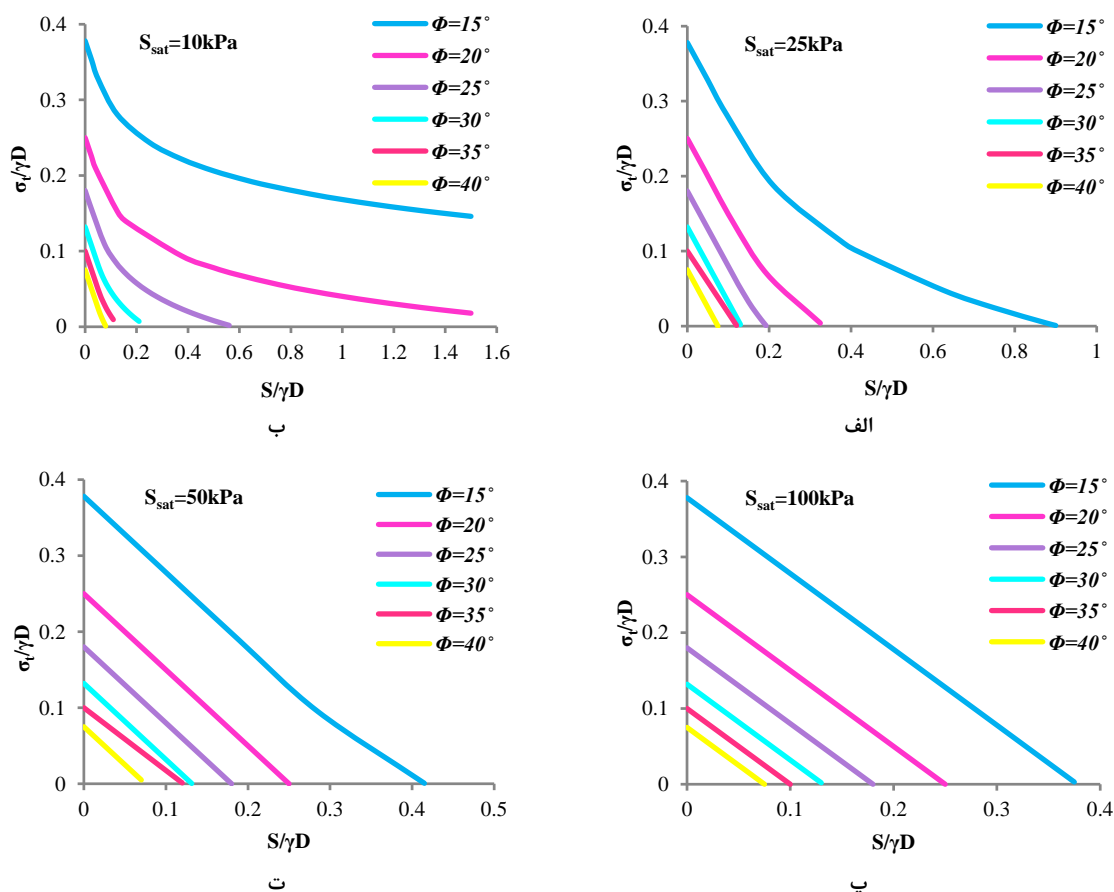
$$P_{in}^{sup}(\vec{v}) = \int_v (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) : \dot{\epsilon}_{ij} dv + \int_{\Sigma_i \cup \Sigma_t} \frac{C_{app}}{\tan \phi} [[\vec{v}]] \cdot \vec{n} d\Sigma \quad (11)$$

با توجه به فرض صلبیت گوهی گسیختگی عبارت نخست در سمت راست مطابق با حالت اشباع، برابر با صفر است. بدین ترتیب با داشتن مکانیسم گسیختگی و معادله‌ی حاکم کار مجازی در وضعیت غیر اشباع در حالات مختلف بر حسب نحوه‌ی تغییرات فشار هوا و مکش بافتی در پروفیل خاک، فشار حدی وارد بر جبهه‌ی حفاری تعیین شده است. در حالت کلی توزیع مکش بافتی و فشار هوای منفذی در این مطالعه، در شکل ۴ نشان داده شده است. در این شکل u_{a0} فشار هوای منفذی در سطح زمین و K و λ به ترتیب شیب تغییرات فشار هوای منفذی در خاک و نسبت مکش

است. برای نمونه در بخش ب شکل ۵ برای شاخه‌ی $\emptyset = 15^\circ$ در مکش ۳۰۰ کیلو پاسکال بار گسیختگی ۳۰ کیلو پاسکال است؛ در حالی‌که برای $\emptyset = 30^\circ$ در مکش ۱۱۲ کیلو پاسکال دیگر نیازی به اعمال تنش نیست و بار ۳۰ کیلو پاسکال متناظر با مقدار مکش ۱۴۶ کیلو پاسکال است. این اختلاف در مقادیر بزرگ‌تر \emptyset کوچک‌تر است.

با مقایسه‌ی این شکل‌ها، می‌توان دریافت هر چه مکش S_{sat} بزرگ‌تر باشد، بار متناظر با یک مکش مشخص کوچک‌تر است. برای نمونه در مکش ۲۰ کیلو پاسکال و $\emptyset = 25^\circ$ و $S_{sat} = 10kPa$ بار به دست آمده ۱۸٫۹ کیلو پاسکال و در حالات دیگر ۱۶ کیلو پاسکال است. در قسمت ب شکل ۵ به ازای تمام مقادیر \emptyset به غیر از $\emptyset = 15^\circ$ تغییرات خطی است. در قسمت ت شکل ۵ به ازای تمام مقادیر \emptyset این رفتار مشاهده می‌شود.

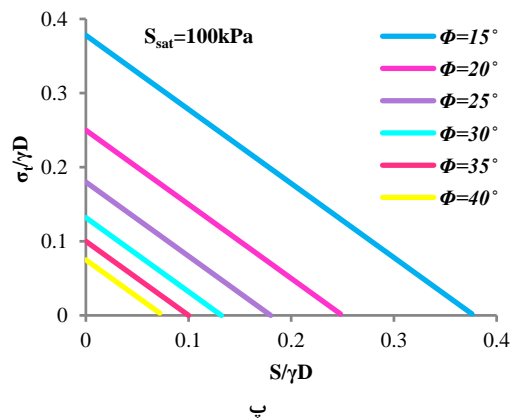
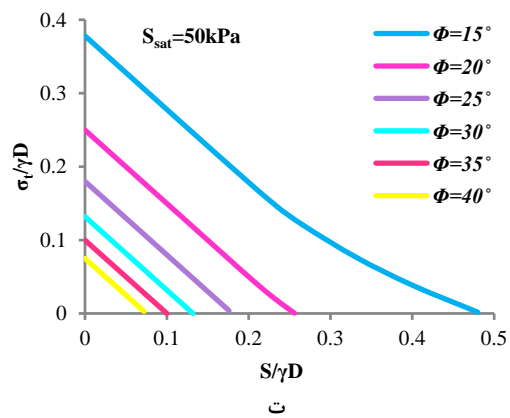
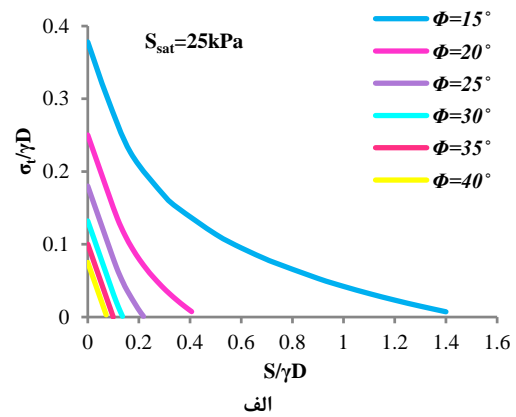
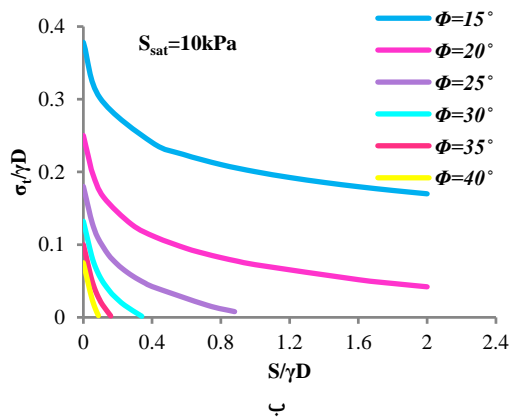
شکل ۵ تغییرات فشار جبهه‌ی حفاری را نسبت به مکش بافتی در مقادیر مختلف چسبندگی ظاهری C_{app} و زاویه‌ی اصطکاک داخلی، با فرض چسبندگی موثر صفر نشان می‌دهد. در تمامی این حالات شکل گوه‌ی گسیختگی مانند شکل آن در حالت اشباع و تنها تابعی از \emptyset است. در شکل ۵ با $\gamma D = 200kPa$ ، تغییرات بار گسیختگی نسبت به مکش بازای مقادیر مختلف زاویه‌ی اصطکاک داخلی و S_{sat} ارائه شده است. بخش ابتدایی هر شاخه از هر شکل خطی است. این رفتار تا مکش S_{sat} وجود دارد و ناشی از رفتار خطی مقاومت برشی در این محدوده از مکش است؛ سپس رفتار غیر خطی می‌شود. هر چه \emptyset بزرگ‌تر است، بار گسیختگی در مکش‌های کوچک‌تری به صفر می‌رسد. از آن‌جا که در مکش‌های بزرگ مقاومت برشی ناشی از مکش دارای مجانب است؛ بار گسیختگی نیز دارای مجانب



شکل ۵- تغییرات $\sigma_t / \gamma D$ در برابر $S / \gamma D$ بازای مقادیر مختلف S_{sat} و با فرض $\gamma D = 200kN/m^2$

کیلو پاسکال وقتی که $\gamma D = 250 \text{ kPa}$ است، فشار لازم در جبهه‌ی حفاری ۱۳ کیلو پاسکال و در وضعیت مشابه در $\gamma D = 200 \text{ kPa}$ این مقدار برابر با ۴ کیلو پاسکال است. این به آن معنی است که با افزایش γD نمودارها به سمت بالا حرکت می‌کنند. در مکش صفر این افزایش متناسب با افزایش γD است و با افزایش مکش این اختلاف بیش‌تر می‌شود.

در شکل ۶ با $\gamma D = 250 \text{ kPa}$ ، تمام موارد فوق صادق است. افزایش مقدار γD به معنای افزایش کار خارجی است و نتیجه‌ی مستقیم آن افزایش فشار لازم برای پایداری جبهه‌ی حفاری است. برای نمونه در $\phi = 25^\circ$ و $S_{sat} = 10 \text{ kPa}$ در مکش ۲۶۳ کیلو پاسکال دیگر نیازی به اعمال فشار نیست. این مقدار ۲/۳۵ برابر وضعیت مشابه در $\gamma D = 200 \text{ kPa}$ است. از طرفی در مقدار مکش برابر با ۸۰



شکل ۶- تغییرات $\sigma_t/\gamma D$ در برابر $S/\gamma D$ برای مقادیر مختلف S_{sat} و با فرض $\gamma D = 250 \text{ kN/m}^2$

بر حسب متغیرهای مستقل هندسی (ξ_1, ξ_2) است، توزیع خطی مکش نیز در همان دستگاه و بر حسب همان متغیرها نوشته می‌شود. برای نوشتن یک رابطه‌ی خطی نیاز به دانستن دو مقدار مکش در دو عمق مختلف خاک است. با فرض مقدار S_{sat} در کف تونل و مقدار λS_{sat} در تاج تونل، رابطه‌ی مکش به صورت گزاره‌ی (۱۲) تعریف می‌شود. با انجام یک سری عملیات ریاضی بر روی روابط آورده شده در

۵- توزیع خطی مکش و فشار هوای منفذی

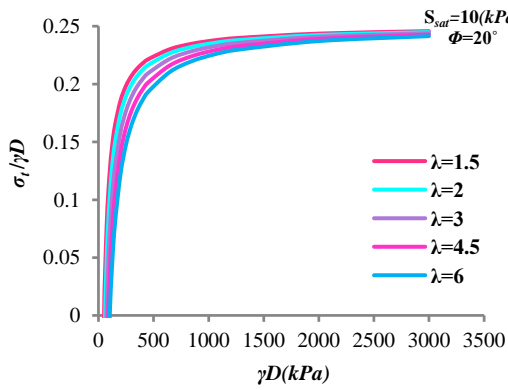
$$k \neq 0 \text{ \& } S(-C) = \lambda S(-C - D)$$

در این حالت توزیع مکش در توده‌ی خاک به صورت خطی در راستای عمق در نظر گرفته شده است. واضح است انرژی اتلافی در این حالت با حالت پیش برابر نیست؛ چرا که مقدار چسبندگی ظاهری در عمق‌های مختلف، متفاوت است. از آنجا که روابط کار مجازی در دستگاه مختصات استوانه‌ای و

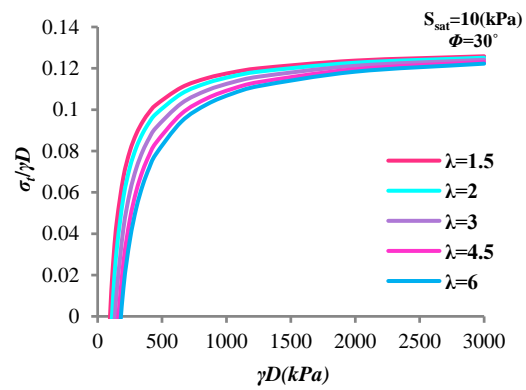
شکل ۷ تغییرات $\sigma_t/\gamma D$ به ازای γD در مقادیر مختلف ϕ به ازای $S_{sat} = 50 \text{ kPa}$ و $S_{sat} = 25 \text{ kPa}$ و $S_{sat} = 10 \text{ kPa}$ آمده است.

$$S(\theta, t) = (\lambda - 1)S_{sat} \cdot r(\theta, t) \cdot \cos(\theta) + [(1 + \xi_2)\lambda - \xi_2]S_{sat} \quad (۱۲)$$

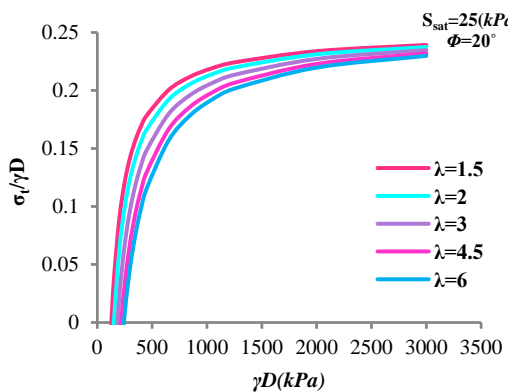
مختصات استوانه‌ای، مکانیسم گسیختگی ساین و ونگ حاصل می‌شود و با در نظر گرفتن هندسه‌ی مکانیسم گسیختگی، P_{in} در حالت غیر اشباع به دست می‌آید. اکنون می‌توان با بهینه‌سازی کم‌ترین فشار لازم در جبهه‌ی حفاری را برای پایداری بدست آورد. در نمودارهای ارائه شده در



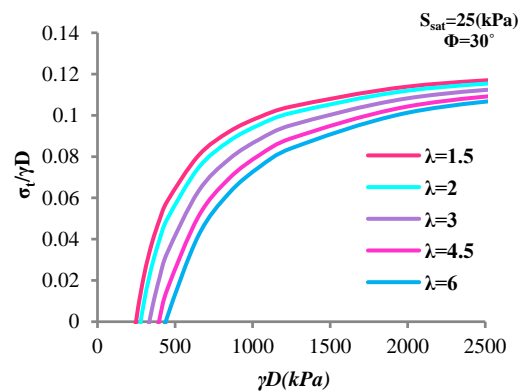
ب



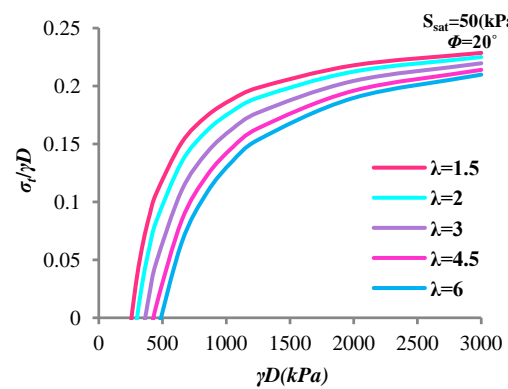
الف



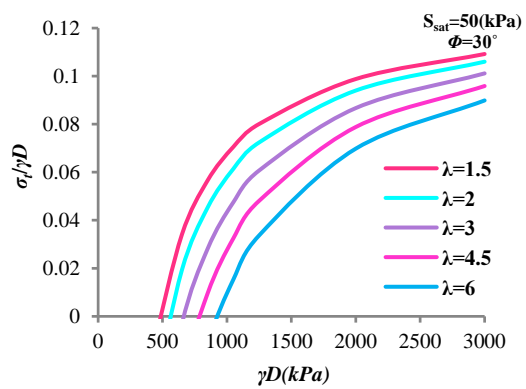
ت



پ



ج



ث

شکل ۷- تغییرات $\sigma_t/\gamma D$ در برابر γD بازای مقادیر مختلف S_{sat} و زاویه‌ی اصطکاک داخلی در حالت مکش بافتی متغیر

در روابط تحلیلی ارائه شده از معیار گسیختگی موهر-کولمب در حالت غیر اشباع استفاده شد. در این قسمت از کد محاسباتی *PLAXIS 3D Tunnel* برای تحلیل تنش-تغییر شکل تونل با هدف مقایسه با روش تحلیل حدی از نظر فشار لازم بر جبهه‌ی حفاری و بررسی شکل مکانیسم گسیختگی استفاده شده است. از آن‌جا که مدل رفتاری موهر-کولمب از مدل‌های پایه‌ای و پیش فرض این کد است، صرفاً با تغییر در پارامترهای ورودی، مدل حالت غیر اشباع شبیه‌سازی شده است. در واقع بجای چسبندگی از چسبندگی ظاهری C_{app} و بجای تنش از تنش خالص استفاده شده است. تعیین C_{app} از روش تحلیل حدی استفاده شده است. خصوصیات خاک در حالت زهکشی شده در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱- مقادیر ثابت ورودی در روش عددی

E (kPa)	ν	φ °	C (kPa)	Tension Cut-off
۳۰۰۰۰	۰٫۳	۲۰	۰	۰

علاوه بر آن‌چه در جدول ۱ آمده است، در تمام حالات فشار هوای منفذی در سطح زمین صفر در نظر گرفته شده است. همچنین در وضعیت‌هایی که مکش وجود دارد، $\lambda = 2$ و مکش در کف تونل برابر با $S_{sat} = 25kPa$ است. همان‌طور که در روش تحلیل حدی آمد، λ نسبت مکش در بالای سطح مقطع تونل به مقدار آن در پایین سطح مقطع تونل و S_{sat} مقدار مکش ورود به حالت اشباع در شاخه‌ی تر شدگی منحنی مشخصه‌ی آب و خاک است. در حالاتی که فشار هوای منفذی در نظر گرفته شده، $K = 10kPa/m$ فرض شده است که شیب تغییرات فشار هوای منفذی در عمق است. در تمامی حالات چسبندگی موثر حالت اشباع $C = 0$ فرض شده است. در مدل رفتاری بکار گرفته شده قانون جریان متحد لحاظ شده است. هندسه و المان‌بندی مدل برای قطرهای ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ متر انجام شده است. از آن جهت $\theta = 20^\circ$ انتخاب شده است تا تغییرات بار گسیختگی و گوه‌ی گسیختگی را بتوان بررسی نمود؛ زیرا در تحلیل حدی چه در حالت اشباع و چه در حالت غیر اشباع این تغییرات در مقادیر کوچک‌تر زاویه‌ی اصطکاک داخلی واضح‌تر است.

برای بررسی روند کلی رابطه‌ی پایداری و ساده‌تر شدن مقایسه‌ی فشار جبهه‌ی حفاری در حالات مختلف، تغییرات در مقادیر بسیار بزرگ γD که واقعیت فیزیکی ندارند نیز رسم شده است. مطابق آنچه بررسی شد، در این حالت نیز چسبندگی موثر برابر با صفر در نظر گرفته شده است. در تمام بخش‌های شکل ۷، با افزایش ضریب λ فشار لازم در جبهه‌ی حفاری کاهش می‌یابد. این کاهش در مقادیر کوچک‌تر γD بسیار بیشتر است؛ زیرا با افزایش γD ، کار خارجی به همان نسبت افزایش می‌یابد و انرژی اتلافی با افزایش مکش به مقداری ثابت میل می‌کند. افزایش کار خارجی و ثابت ماندن انرژی اتلافی، فشار بحرانی را به سمت مقدار به دست آمده بدون در نظر گرفتن مکش سوق می‌دهد.

برای نمونه، در قسمت الف شکل ۷ در حالت $S_{sat} = 10kPa$ می‌توان دید در $\gamma D = 300kPa$ فشار بحرانی برای $\lambda = 1.5$ برابر با ۶۲ کیلو پاسکال و در $\lambda = 6$ برابر با ۴۹٫۵ کیلو پاسکال و ۰٫۸ مقدار قبلی است. در نمودار ب در حالت $S_{sat} = 25kPa$ می‌توان دید در $\gamma D = 300kPa$ فشار بحرانی برای $\lambda = 1.5$ برابر با ۴۳ کیلو پاسکال و در $\lambda = 6$ برابر با ۱۴٫۴ کیلو پاسکال و ۰٫۳۳ مقدار متناظر با حالت $\lambda = 1.5$ است. در نمودار پ در وضعیت مشابه در $\lambda = 6$ دیگر نیازی به اعمال فشار بر جبهه‌ی حفاری نیست. همچنین در $\lambda = 1.5$ فشار بحرانی برابر با ۱۰ کیلو پاسکال است. با مقایسه‌ی نمودارهای الف و ب می‌توان دریافت در $S_{sat} = 25kPa$ در مقادیر $\gamma D \leq 250kPa$ نیازی به فشار جبهه‌ی حفاری نیست؛ در حالی که در $S_{sat} = 10kPa$ زمانی که $\lambda = 6$ است نیز فشار بحرانی بزرگ‌تر از صفر است.

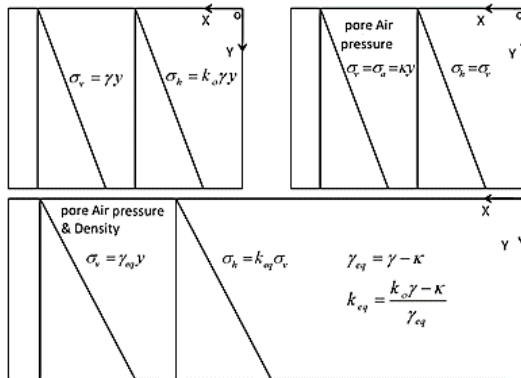
در نمودارهای ت تا ج، روند تغییرات فوق مشابه نمودارهای الف تا پ است. با افزایش θ کار خارجی کاهش می‌یابد و کاهش کار خارجی فشار بحرانی را کاهش می‌دهد. در تمام شکل‌ها واضح است که هرچه مقدار γD بزرگ‌تر است، درصد کاهش بر اثر افزایش γ کوچک‌تر است؛ این تغییرات میان مقادیر مشابه در وضعیت‌های یکسان بین دو حالت $\theta = 30^\circ$ و $\theta = 45^\circ$ نیز برقرار است. در حالت کلی افزایش λ و θ منجر به کاهش بار گسیختگی می‌شود.

۶- مدل‌سازی عددی

در این حالت علاوه بر تنش‌های ناشی از وزن خاک، فشار هوای منفذی نیز وجود دارد. همان طور که در شکل ۹ مشخص است، در این حالت تنش‌های ناشی از جمع تنش‌های ناشی از وزن و فشار هوای منفذی می‌تواند با انتخاب مقادیر متفاوت دانسیته و ضریب فشار خاک در حالت سکون مدل شود. به همین منظور به جای دانسیته‌ی خاک از دانسیته‌ی معادل و به جای ضریب فشار خاک در حالت سکون K_0 از مقدار معادل آن استفاده شده است گزاره‌های (۱۳) و (۱۴).

$$K_{eq} = \frac{K_0 \gamma - \kappa}{\gamma - \kappa} \quad (13)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma - \kappa \quad (14)$$

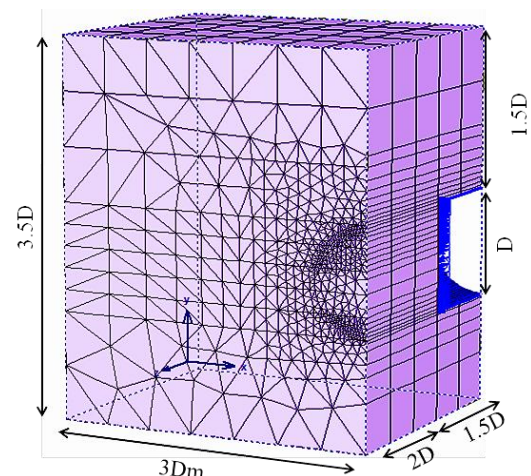


شکل ۹- معادل سازی توزیع هم‌زمان فشار هوای منفذی و تنش‌های ناشی از وزن

۳-۶- فشار جبهه‌ی حفاری در مکش و فشار هوای منفذی متغیر در راستای عمق

در این حالت $\lambda = 0$ و $K = 10 \text{ kPa/m}$ در نظر گرفته شده است. مکش در کف تونل برابر با ۲۵ کیلو پاسکال و در قسمت بالایی سطح حفاری برابر با ۵۰ کیلو پاسکال است. در حالتی که توزیع مکش وجود دارد، چسبندگی در هر عمق مقداری متفاوت دارد. خاک به چند لایه تقسیم و تغییرات چسبندگی در هر لایه خطی در نظر گرفته شده است. در این حالت نیز برای نمونه، $St10 - 20 - 10 - S$ نشان‌گر قطر ۱۰ متر، دانسیته‌ی ۲۰ کیلو نیوتن بر متر مکعب و $K = 10 \text{ kPa/m}$ است. در همه حالات منظور از چسبندگی، همان چسبندگی ظاهری است.

شکل ۸ ابعاد هندسی و المان‌بندی مدل را برای قطر D نشان می‌دهد. تعداد المان‌ها در نزدیکی مقطع تونل بیشتر است و با دورتر شدن از مقطع، المان‌ها بزرگ‌تر و تراکم آن کم‌تر می‌شود. مختصه‌ی Y راستای عمق و مختصه‌ی Z محور عمود بر سطح مقطع تونل را نشان می‌دهد. در تمام حالات نسبت ابعاد هندسی به قطر ثابت در نظر گرفته شده و عمق سنگ بستر از کف تونل برابر با قطر تونل فرض شده است. با توجه به ثابت بودن متغیرهای جدول ۱، تحلیل عددی بر تاثیر توزیع مشخصی از مکش و فشار هوای منفذی در دانسیته‌های متفاوت و مقایسه‌ی آن با وضعیت خاک در مکش صفر متمرکز می‌شود. اضافه بر این تغییرات گوهی گسیختگی و جایجایی نیز به دست می‌آید. وضعیت‌های متفاوت بررسی شده در ۴ حالت کلی زیر جای می‌گیرد.



شکل ۸- هندسه و المان‌بندی مدل

۱-۶- فشار جبهه‌ی حفاری در حالت مکش و

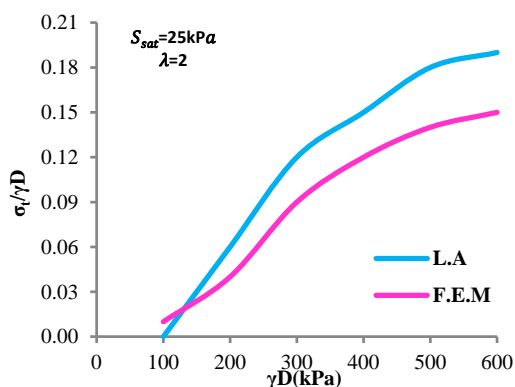
فشار هوای منفذی صفر (خشک)

در این حالت $K = 0$ و $C_{app} = 0$ است. تحلیل‌های عددی برای این حالت در γD ‌های مختلف انجام شده است. در جدول ۲ نتایج این تحلیل‌ها با عبارت NS (بدون مکش) مشخص شده است. برای نمونه، $St20 - 10 - 0 - NS$ نشان‌گر این وضعیت با قطر ۲۰ متر، دانسیته‌ی ۱۰ کیلو نیوتن بر متر مکعب، مکش صفر و فشار هوای منفذی صفر و در نتیجه $K = 0$ است.

۲-۶- توزیع متغیر فشار هوای منفذی

جدول ۲- نتایج به دست آمده از تحلیل عددی و مقادیر متناظر ورودی کد عددی

State	L. A	F. E. M	$\frac{\sigma_t(L. A)}{\sigma_t(F. E. M)}$	k_{eq}	$\gamma_{eq} \left(\frac{kN}{m^2}\right)$
	$\sigma_t/\gamma D$	$\sigma_t/\gamma D$			
St10-20-0-NS	۰٫۲۵	۰٫۲۱	۰٫۸۴	۰٫۶۶	۲۰
St15-20-0-NS	۰٫۲۵	۰٫۲۱	۰٫۸۴	۰٫۶۶	۲۰
St20-20-0-NS	۰٫۲۵	۰٫۲۱	۰٫۸۴	۰٫۶۶	۲۰
St25-20-0-NS	۰٫۲۵	۰٫۲۰	۰٫۸۰	۰٫۶۶	۲۰
St30-20-0-NS	۰٫۲۵	۰٫۲۰	۰٫۸۰	۰٫۶۶	۲۰
St10-10-0-S	-	۰٫۰۱	-	۰٫۶۶	۱۰
St10-20-0-S	۰٫۰۶	۰٫۰۴	۰٫۶۷	۰٫۶۶	۲۰
St20-10-0-S	۰٫۰۶	۰٫۰۴	۰٫۶۷	۰٫۶۶	۱۰
St15-20-0-S	۰٫۱۲	۰٫۰۹	۰٫۷۵	۰٫۶۶	۲۰
St20-20-0-S	۰٫۱۵	۰٫۱۲	۰٫۸۰	۰٫۶۶	۲۰
St25-20-0-S	۰٫۱۸	۰٫۱۴	۰٫۷۸	۰٫۶۶	۲۰
St30-20-0-S	۰٫۱۹	۰٫۱۵	۰٫۷۹	۰٫۶۶	۲۰
St10-20-10-S	-	۰٫۰۱	-	۰٫۳۲	۱۰
St15-20-10-S	۰٫۰۶	۰٫۰۴	۰٫۶۷	۰٫۳۲	۱۰
St20-20-10-S	۰٫۱۲	۰٫۰۹	۰٫۷۵	۰٫۳۲	۱۰
St25-20-10-S	۰٫۱۵	۰٫۱۲	۰٫۸۰	۰٫۳۲	۱۰
St30-20-10-S	۰٫۱۸	۰٫۱۴	۰٫۷۸	۰٫۳۲	۱۰



شکل ۱۰- مقایسه‌ی روند تغییرات بار گسیختگی در دو روش تحلیل حدی و روش اجزاء محدود

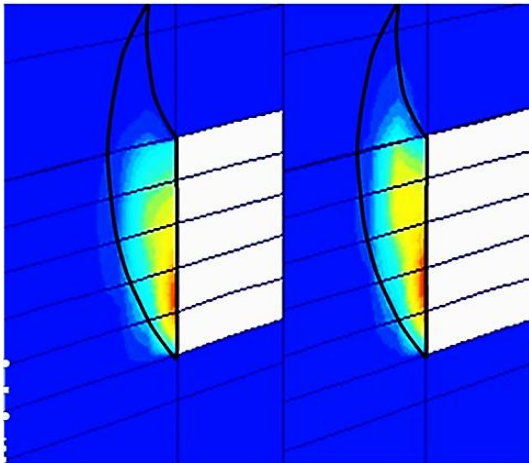
۸- گوهی گسیختگی

در تحلیل حدی، شکل گوهی گسیختگی تنها به زاویه‌ی اصطکاک داخلی وابسته است. بنا بر تحلیل حدی گوه‌های

۷- مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی و حدی

نتایج به دست آمده از روش عددی را می‌توان در دو بخش بار گسیختگی و گوهی گسیختگی ارائه و تحلیل نمود. جدول ۲ بار گسیختگی را نشان می‌دهد. در این جدول L.A نشانه‌ی تحلیل حدی و F.E.M نشانه‌ی روش عددی اجزاء محدود است. در حالتی که هوای منفذی وجود دارد، از دانسیته‌ی معادل استفاده شده است. از اعداد به دست آمده مشخص است که بار به دست آمده از روش عددی دارای نسبتی بین ۰٫۶۷ تا ۰٫۸۴ بار به دست آمده از تحلیل حدی است. هم‌چنین بار به دست آمده از روش عددی زمانی که فشار هوای منفذی وجود دارد، تغییر نمی‌کند. این مسئله نشان می‌دهد تغییرات به وجود آمده در مقدار ضریب فشار خاک در حالت سکون تاثیری در بار گسیختگی ندارد. هم‌چنین روند تغییرات بار گسیختگی در صورت وجود مکش مانند نتایج تحلیل حدی است (شکل ۱۰).

شکل ۱۳ گوه‌ی گسیختگی را در بارهای گسیختگی متناظر با پاسخ روش عددی و متناظر با بار به دست آمده از روش تحلیل حدی نشان می‌دهد. نکته‌ی مهمی که از این شکل به دست می‌آید، شباهت کلی گوه در بار گسیختگی به دست آمده از روش عددی با مکانیسم گسیختگی به دست آمده از تحلیل حدی است.



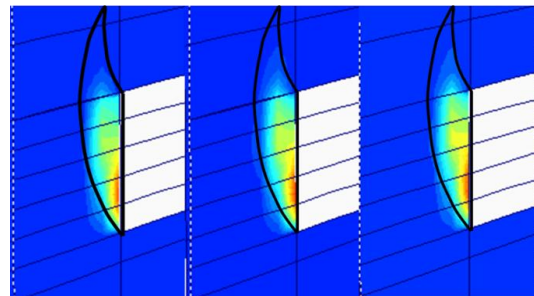
شکل ۱۳- گوه‌ی گسیختگی در بارهای گسیختگی متناظر با روش عددی و تحلیل حدی

با توجه به موارد ذکر شده، اگرچه در تحلیل حدی از کرنش‌های حجمی به دلیل فرض صلبیت گوه چشم‌پوشی شده است؛ گوه‌ی گسیختگی در هر دو روش دارای تطبیقی قابل قبول است. همچنین گوه‌ی گسیختگی بر اثر اعمال مکش و فشار هوای منفذی مانند آنچه در تحلیل حدی به دست آمد؛ تغییرات اندکی دارد و با تقریب قابل قبولی می‌توان آن را در $\theta = 20^\circ$ یکسان دانست.

۹- نتیجه‌گیری

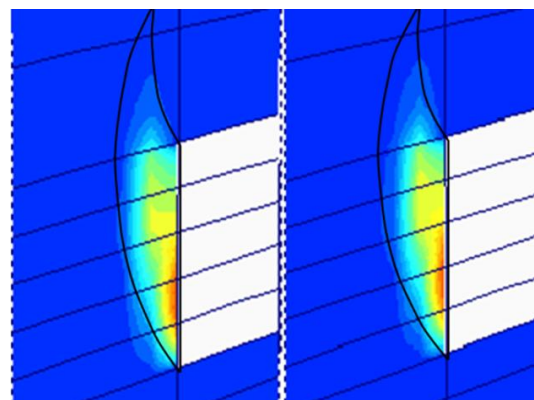
در این پژوهش، بکارگیری روش تحلیل حدی برای تخمین فشار لازم برای پایداری جبهه‌ی حفاری تونل در محیط غیر اشباع مورد بررسی قرار گرفت. همچنین یک مجموعه تحلیل عددی سه بعدی اجزاء محدود با هدف مقایسه با نتایج تحلیل حدی صورت گرفت. در ادامه نتایج حاصل از این مطالعه ارائه شده است.

گسیختگی در تمام حالات فوق باید شکلی واحد داشته باشد؛ زیرا در تمام این حالات زاویه‌ی اصطکاک داخلی برابر با 20° است. شکل ۱۱ گوه‌ی گسیختگی را در مکش صفر و نبود فشار هوای منفذی در γD های مختلف نشان می‌دهد. با افزایش قطر، گوه‌ی گسیختگی اندکی به سمت سطح مقطع تونل حرکت می‌کند. همچنین تاج گوه‌ی گسیختگی به سمت بالا حرکت می‌کند؛ اما شکل گوه‌ی گسیختگی به طور نسبی ثابت می‌ماند.



شکل ۱۱- تغییرات گوه‌ی گسیختگی به ازای قطرهای متفاوت در مکش صفر و نبود فشار هوای منفذی

در شکل ۱۲ تاثیر مکش در گوه‌ی گسیختگی نشان داده شده است. وجود مکش تاج گوه‌ی گسیختگی را اندکی به سمت بالا حرکت می‌دهد. این نتیجه با آنچه از تحلیل حدی به دست آمد، تطابق نسبی دارد.



شکل ۱۲- تاثیر مکش در گوه‌ی گسیختگی در قطر ۳۰ متر و نبود فشار هوای منفذی

- افزایش مکش در خاک با افزایش چسبندگی ظاهری همراه است و توان اتلافی در گوه‌ی گسیختگی را افزایش می‌دهد. این امر باعث کاهش فشار لازم در سطح جبهه‌ی حفاری حدی است. هرچه مقدار مکش بزرگ‌تر شود، روند کاهش بار حدی کندتر است.
- هرچه اندازه‌ی مکش متناظر با ورود به حالت اشباع بزرگ‌تر باشد، بار حدی برای توزیع ثابت مکش در خاک کوچک‌تر است.
- زمانی که شیب تغییرات مکش در خلاف راستای عمق بزرگ‌تر از صفر است، با افزایش مقدار شیب بار حدی کوچک‌تر می‌شود. در این حالت اگرچه متغیرهای مستقل مکانیسم گسیختگی که از بهینه‌سازی هم‌زمان توان اتلافی و کار خارجی به دست می‌آید، مقادیر متفاوتی به خود می‌گیرند؛ اما شکل گوه‌ی گسیختگی با تقریب بسیار خوب و قابل قبولی ثابت می‌ماند و می‌توان آن را تنها تابعی از زاویه‌ی اصطکاک داخلی دانست.
- زمانی که مقدار مکش و یا فشار هوای منفذی در تمام نقاط مکانیسم گسیختگی برابر است، شکل گوه‌ی گسیختگی تغییری نمی‌کند.
- بار به دست آمده از روش عددی دارای نسبتی بین ۰٫۶۷ تا ۰٫۸۴ مقدار بار به دست آمده از تحلیل حدی است. هم‌چنین بار به دست آمده از روش عددی زمانی که فشار هوای منفذی وجود دارد، تغییر نمی‌کند. روند تغییرات بار گسیختگی در صورت وجود مکش مانند نتایج تحلیل حدی است.
- وجود مکش تاج گوه‌ی گسیختگی را اندکی به سمت بالا حرکت می‌دهد. این نتیجه با آنچه از تحلیل حدی به دست می‌آید، مطابق است.
- تاثیر فشار هوای منفذی و مکش به طور هم‌زمان در گوه‌های گسیختگی ناچیز است و گوه‌های گسیختگی نشان داده شده را می‌توان با تقریب بسیار خوبی یکسان در نظر گرفت.
- شکل عمومی گوه‌ی گسیختگی از نظر کیفی در بار به دست آمده از روش عددی با گوه‌ی گسیختگی به دست آمده از تحلیل حدی یکسان است. اما گوه‌ی گسیختگی در بار متناظر با تحلیل حدی، با گوه‌ی گسیختگی در تحلیل حدی تفاوت آشکار دارد.

۱۰- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
\mathbf{u}_a	Pa	فشار هوای حفره‌ای	\mathbf{u}_w	Pa	فشار آب منفذی
σ	Pa	مولفه‌ای از تانسور تنش	σ'	Pa	مولفه‌ای از تانسور تنش موثر
τ_f	Pa	مقاومت برشی	\mathbf{C}	Pa	چسبندگی در حالت اشباع
\mathbf{C}_{app}	Pa	چسبندگی ظاهری	σ_{net}	Pa	تنش خالص
$\sigma - \mathbf{u}_a$	Pa	مولفه‌ی تنش نرمال خالص	\mathbf{S}	Pa	مکش بافتی
λ	-	ضریب خمیری	\mathbf{F}	-	تابع تسلیم
σ_{ij}	Pa	تانسور تنش	δ_{ij}	-	دلتای کرونکر
$(\sigma_{ij} - \mathbf{u}_{ij}\delta_{ij})$	Pa	تنش خالص	Ω	-	مرکز دوران
$\mathbf{P}_{ext}(\vec{Q}, \vec{v})$	J/s	توان ناشی از نیروهای خارجی	$\mathbf{P}_{in}^{sup}(\vec{v})$	J/s	توان مربوط به انرژی تلف شده
\vec{n}	-	بردار نرمال بر سطوح ناپیوستگی	$[[\vec{v}]]$	-	بردار سرعت در سطوح ناپیوستگی
\vec{v}	-	بردار سرعت	\sum_i	m^2	سطح ناپیوسته‌ی بیرونی مکانیسم
\sum_i	m^2	سطح ناپیوسته‌ی شماره‌ی i	i	-	شماره‌ی سطح درون مکانیسم
\vec{Q}	N	بار جسمی وارد بر مکانیسم	\mathbf{D}	m	قطر تونل
Σf	m^2	سطح جبهه‌ی حفاری تونل	\mathbf{K}_0	-	ضریب فشار خاک در حالت سکون
χ	-	شدت تاثیر مکش بافتی بر مقاومت برشی خاک			

زاویه‌ی اصطکاک برای مشارکت مکش در مقاومت برشی	Degree	ϕ^b
مکش بافتی اشباع (مکش ورودی هوا)	Pa	S_{sat}
بردار یک‌ه‌ی شعاعی در مختصات استوانه‌ای	-	\vec{e}_r
بردار یک‌ه‌ی مماسی در مختصات استوانه‌ای	-	\vec{e}_θ
بردار یک‌ه‌ی قائم	-	\vec{e}_z
ضریب مشارکت مقاومت در محاسبه‌ی جبهه‌ی حفاری (مربوط به بار سطحی)	-	N_S
ضریب مشارکت مقاومت در محاسبه‌ی جبهه‌ی حفاری (مربوط به اثر چسبندگی)	-	N_c
ضریب مشارکت مقاومت در محاسبه‌ی جبهه‌ی حفاری (مربوط به اثر وزن خاک)	-	N_γ
تغییرات فشار هوای منفذی در راستای عمق	kPa/m	K

۱۱- منبع‌ها

- [1] Chen, W. F. (2007). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. J. Ross Publishing. ISBN-13: 978-1932159738.
- [2] Kimura, T., & Mair, R. J. (1981). Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 319-322). A. A. Balkema.
- [3] Broms, B. B., & Bennermark, H. (1967). Stability of Clay at Vertical Openings. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(1), 71-94.
- [4] Ellstein, A. R. (1986). Heading Failure of Lined Tunnels in Soft Soils. *Tunnels and Tunnelling*, 18(6), 51-54. [http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(86\)92603-3](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(86)92603-3).
- [5] Soubra, A. H. (2000). Three-Dimensional Face Stability Analysis of Shallow Circular Tunnels. *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering* (pp. 1-6). Technomic. ISBN: 1587160676.
- [6] Leca, E., & Dormieux, L. (1990). Upper and Lower Bound Solutions for The Face Stability of Shallow Circular Tunnels in Frictional Material. *Geotechnique*, 40(4). 581-606. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1990.40.4.581>.
- [7] Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2002). Upper Bound Limit Analysis Using Linear Finite Elements and Nonlinear Programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26(2), 181-216. <http://dx.doi.org/10.1002/nag.198>.
- [8] Vermeer, P. A, Ruse, N., & Marcher, T. (2002). Tunnel Heading Stability in Drained Ground. *FELSBAU*, 20(6), 8-18. [http://www.ilf.com/Tunnel Heading Stability in Drained Ground.pdf](http://www.ilf.com/Tunnel%20Heading%20Stability%20in%20Drained%20Ground.pdf).
- [9] Vermeer, P. A., & Ruse, N. (2001). On the Stability of The Tunnel Excavation Front. *Proceeding of First MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics* (pp. 521-523). Elsevier Science Ltd. ISBN: 0080439446.
- [10] Li, Y., Emeriault, F., Kastner, R., & Zhang, Z. X. (2009). Stability Analysis of Large Slurry Shield-Driven Tunnel in Soft Clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 472-481. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2008.10.007>.
- [11] Anagnostou, G., & Kovari, K. (1994). The Face Stability of Slurry-Shield-Driven Tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9(2), 165-174. [http://dx.doi.org/10.1016/0886-7798\(94\)90028-0](http://dx.doi.org/10.1016/0886-7798(94)90028-0).
- [12] Horn, M. K., & Adams, J. A. S. (1966). Computer-Derived Geochemical Balances and Element Abundances. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 30(3), 279-297. [http://dx.doi.org/10.1016/0016-7037\(66\)90003-2](http://dx.doi.org/10.1016/0016-7037(66)90003-2).
- [13] Jancsecz, S., & Steiner, W. (1994). Face Support for a Large Mix-Shield in Heterogeneous Ground Conditions. *Tunnelling'94*, 531-550. http://dx.doi.org/10.1007/978-1-4615-2646-9_32.

- [14] Broere, W. (1998). Face Stability Calculation for a Slurry Shield in Heterogeneous Soft Soils. *Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnels and Metropolises* (pp. 215-218). A. A. Balkema. ISBN: 9789054109365.
- [15] Klar, A., Osman, A. S., & Bolton, M. (2007). 2D and 3D Upper Bound Solutions for Tunnel Excavation Using Elastic Flow Fields. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(12): 1367-1374. <http://dx.doi.org/10.1002/nag.597>.
- [16] Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., & Seneviratne, H. N. (1980). The Stability of Shallow Tunnels and Underground Openings in Cohesive Material. *Geotechnique*, 30(4), 397-416. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.397>.
- [17] Osman, A. S., Mair, R. J., & Bolton, M. D. (2006). On The Kinematics of 2D Tunnel Collapse in Undrained Clay. *Geotechnique*, 56(9), 585-595. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2006.56.9.585>.
- [18] Chambon, P., & Corte, J. F. (1994). Shallow Tunnels in Cohesionless Soil: Stability of Tunnel Face. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(7), 1148-1165. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:7\(1148\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:7(1148)).
- [19] Subrin, D., & Wong, H. (2002). Tunnel Face Stability in Frictional Material: A New 3D Failure Mechanism. *Comptes Rendus Mecanique*, 330(7), 513-519. [http://dx.doi.org/10.1016/S1631-0721\(02\)01491-2](http://dx.doi.org/10.1016/S1631-0721(02)01491-2).
- [20] Augarde, C. E., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2003). Stability of an Undrained Plane Strain Heading Revisited. *Computers and Geotechnics*, 30(5), 419-430. [http://dx.doi.org/10.1016/S0266-352X\(03\)00009-0](http://dx.doi.org/10.1016/S0266-352X(03)00009-0).
- [21] Mollon, G., Dias, D., & Soubra, A. H. (2010). Face Stability Analysis of Circular Tunnels Driven by a Pressurized Shield. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), 215-229. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000194](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000194).
- [22] Yamamoto, K., Lyamin, A. V., Wilson, D. W., Sloan, S. W., & Abbo, A. J. (2011). Stability of a Circular Tunnel in Cohesive-Frictional Soil Subjected to Surcharge Loading. *Computers and Geotechnics*, 38(4), 504-514. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.02.014>.
- [23] Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress State Variables for Unsaturated Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(5), 447-466. http://www.soilvision.com/Stress_State_Variables_for_Unsaturated_Soils.pdf.
- [24] Zhang, L. L., Fredlund, D. G., Fredlund, M. D., & Wilson, G. W. (2014). Modeling the Unsaturated Soil Zone in Slope Stability Analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(12), 1384-1398. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2013-0394>.
- [25] Calo, E., Sako, K., Kitamura, R., & Tabata, M. (2012). Slope Stability Analysis with Change in Apparent Cohesion and Seepage. *Proceeding of 5th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils* (pp. 588-593). Bangkok: Geotechnical Engineering Research and Development Center. ISBN: 978-1-62276-264-4.
- [26] Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad I Samarbeide Med Teknik*, 106(39), 859-863. <http://geotekhne.com.co/EstructurasPDF/PrincipioEsfuerzosEfectivos.pdf>.
- [27] Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313-321. <http://dx.doi.org/10.1139/t78-029>.
- [28] Sheng, D., Gens, A., Fredlund, D. G., & Sloan, S. W. (2008). Unsaturated soils: From Constitutive Modelling to Numerical Algorithms. *Computers and Geotechnics*, 35(6), 810-824. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.08.011>.
- [29] Coussy, O. (2007). Revisiting the Constitutive Equations of Unsaturated Porous Solids Using a Lagrangian Saturation Concept. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(15), 1675-1694. <http://dx.doi.org/10.1002/nag.613>.

Assessment of Tunnel Face Stability in Unsaturated Media Based on Limit Analysis Method

M. A. Nozari¹; M. Maleki²; B. Yousefi³

1- PhD Candidate in Geotechnical Engineering; Imam Khomeini International University

2- Associate Professor; Faculty of Engineering; Bu-Ali Sina University

3- M.Sc. in Geotechnical Engineering; Faculty of Engineering; Bu-Ali Sina University

Received: 30 Jul 2013; Accepted: 12 Mar 2014

Keywords

Limit analysis
Spiral failure
Matric suction
Tunnel face
Unsaturated soil

Extended Abstract

In this research, in the framework of limit analysis method with consideration of a 3-D continuous failure mechanism, stability of tunnel excavation face in unsaturated media was studied. Governing kinematic equations were adapted for unsaturated conditions with introducing unsaturated form of Mohr Coulomb failure criteria. Afterward, a set of parametric analyses, in

different form of suction distribution and tunnel geometry were performed. Based on obtained results, matric suction and its distribution considerably influence tunnel face stability. Therefore, increase in matric suction leads to decrease in limit pressure exerted on tunnel face. In the final section of paper, finite element numerical analyses in the same conditions of material and geometry were executed. The results indicate that limit analysis predict a limit pressure more than finite element method.

Introduction

There are numerous studies in the literature concerning application of upper bound limit analysis for evaluation of tunnel face stability in soft ground. These works have used conventional soil mechanics theory. However, a large part of surface soils are in unsaturated condition. For many engineering problems especially in construction phase, the principle of unsaturated soil mechanics can be used. This can be more efficient for unloading problems such as Tunnelling or excavation. This approach describes the role of unsaturated parameters on tunnel face stability using limit analysis method.

Methodology and Approaches

Governing kinematic equations were firstly adapted to the unsaturated condition. Then, parametric study was performed using direct calculations on kinematic equations. In the final step of paper PLAXIS3D was used for numerical analyses.

Results and Conclusions

- Increase of matric suction leads to more dissipated energy in sliding surfaces of failure mechanism (decrease in limit pressure).
- Presence of matric suction in the analysis do not change the general form of failure mechanism.
- Limit pressures exerted on tunnel face obtained from limit analysis method are less than those obtained from finite element methods.
- The continuous spiral logarithmic form of limit analysis are confirmed qualitatively by finite element method.