



Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>Iranian
Concrete
InstitutePavement
Engineering
Association of
Iran

Re-evaluation of Rankine's Theory in Truss Retaining System Design: A Numerical Study on Lateral Earth Pressure Distribution

Research Article

Amirreza Ghodrati¹, Mohammad Hazeghian² DOI: [10.22067/jfcei.2026.96278.1386](https://doi.org/10.22067/jfcei.2026.96278.1386)

1. Introduction

Truss retaining systems are extensively utilized as an effective stabilization technique for urban shallow to medium-depth excavations. In conventional engineering practice, the design of these structures is predominantly governed by Rankine's classical lateral earth pressure theory, which assumes a linear, triangular stress distribution. However, this simplified approach fails to account for the complex, three-dimensional soil-structure interaction, spatial variation in structural rigidity, and the consequential stress redistributions. The primary objective of this extended abstract is to critically re-evaluate Rankine's assumptions for truss systems, highlighting the profound impact of the soil arching effect on the non-linear distribution of lateral earth pressure and its direct implications on structural member design.

2. Numerical Modeling and Methodology

To accurately capture the soil-structure interaction and the non-linear response of the retained soil mass, an advanced three-dimensional continuum modeling approach was adopted using FLAC3D version 6.0. The soil medium was simulated using the **Hardening Soil (HS)** constitutive model, which is highly capable of representing stress-dependent stiffness and yielding phenomena typical in excavation-induced unloading paths.

A comprehensive parametric study comprising 20 distinct scenarios was executed, investigating excavation depths of 4, 7, and 10 meters across four varying soil densities (loose to very dense), as well as different cohesion and surcharge values. Structural components, including vertical piles and inclined braces, were modeled as structural elements, while the soil-structure interface properties were assigned a strength reduction factor of 2/3 relative to the surrounding soil's shear strength. The geometrical configuration and the specific layout of the structural members for varying excavation depths are

thoroughly illustrated in Figure 1.

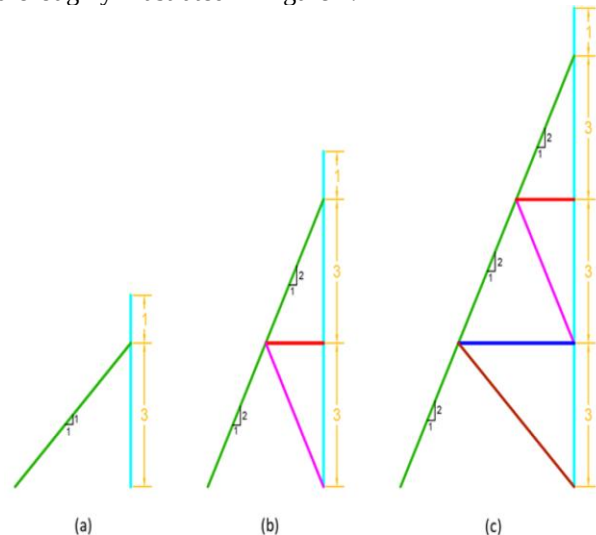


Figure 1: Geometrical configuration and member layout of the truss retaining system for various depths

3. Results and Discussion

3.1. Lateral Pressure Distribution and the Arching Effect

The numerical simulation results reveal a significant departure from classical theories. Rather than following the linear Rankine profile, the actual lateral earth pressure distribution exhibits a pronounced parabolic, non-linear trend. This deviation is primarily driven by the **soil arching effect**. Because the stiffness of the retaining system is non-uniform, active lateral earth pressure is transferred away from the relatively flexible sections of the vertical piles and highly concentrated at the rigid truss joints. This phenomenon and the resulting stress concentration are clearly demonstrated in Figure 2, which

* Manuscript received November 01, 2025, Revised December 28, 2025, Accepted March 10, 2026.

¹ M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran.

² Corresponding author. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran.

Email: m.hazeghian@yazd.ac.ir.

compares the numerical pressure profile against the Rankine theory for a 7-meter excavation depth.

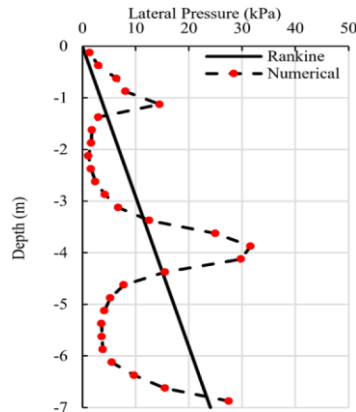


Figure 2: Comparison of lateral earth pressure distribution: Numerical model vs. Rankine theory for a 7m excavation depth

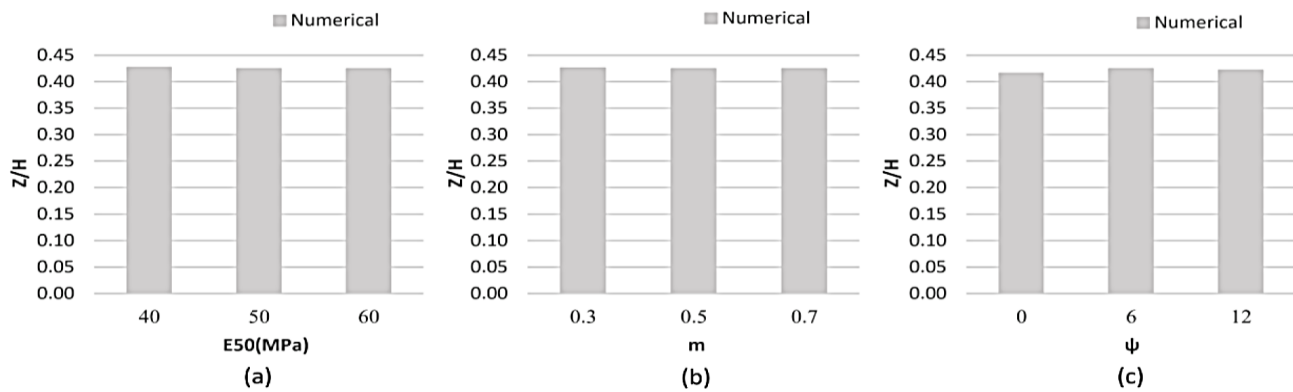


Figure 3: Variation of the resultant force location (Z/H) relative to soil parameters, indicating a constant average of $0.42H$

4. Engineering Implications and Structural Design

The discrepancies in the pressure distribution and the point of action fundamentally impact the final structural design. To quantify this, the internal forces obtained from both the numerical model and Rankine's analytical approach were utilized to design the structural members following the AISC-ASD89 code specifications.

Table 1: Comparison of required structural sections based on Rankine theory vs. Numerical analysis (Medium Soil, Depth=10m)

Structural Member	Rankine-Based Section	Numerical-Based Section
Vertical Pile (Main)	2IPE220	2IPE140 (Economical)
Raker	2IPE300	2IPE330 (Critical)
Middle Horizontal and Diagonal Members	2IPE140	2IPE140
Horizontal and Diagonal Members near the Bottom of the Excavation	2IPE160	2IPE140

3.2. Point of Action of the Resultant Force

Another pivotal finding of this numerical study pertains to the elevation of the resultant lateral force. Classical Rankine theory assumes the resultant force acts at an elevation of $0.33H$ measured from the base of the excavation. Conversely, the numerical analyses demonstrate an upward shift of the pressure center. As explicitly depicted in Figure 3, across a broad spectrum of soil parameters and conditions, the actual point of action consistently stabilizes at an average elevation of $0.42H$. This substantial rise directly amplifies the overturning moment and inherently alters the load transfer mechanism to the supporting braces.

Table 1 provides a comprehensive comparison of the required cross-sections for a 10-meter deep excavation in medium-dense soil. The results are particularly critical for design engineers: applying Rankine's theory leads to over-designed, uneconomical cross-sections for the vertical piles due to an overestimation of bending moments. Conversely, and more alarmingly, it severely underestimates the axial compressive loads on the main inclined braces, resulting in potentially non-conservative and unsafe designs for these critical elements.

5. Conclusion

This advanced numerical evaluation conclusively demonstrates the limitations of applying Rankine's linear earth pressure theory to truss retaining systems. The manifestation of the soil arching effect leads to a parabolic stress distribution with severe stress concentrations at the truss joints, and elevates the resultant force point of action to $0.42H$. Consequently, traditional design approaches may yield uneconomical vertical members while compromising the structural integrity of the bracing system. It is highly recommended that contemporary design codes incorporate modified pressure distribution coefficients that account for these critical, non-linear soil-structure interaction effects in flexible retaining systems.



ارزیابی مجدد تئوری رانکین در طراحی سازه‌های نگهدارنده خرابایی: یک مطالعه عددی بر توزیع فشار جانبی*

مقاله پژوهشی

محمد حاذقیان^(۲)امیررضا قدرتی^(۱)

DOI: 10.22067/jfeci.2026.96278.1386

چکیده طراحی متداول سازه‌های نگهدارنده خرابایی در عمل مهندسی، عمدتاً بر اساس تئوری فشار جانبی رانکین استوار است که اندرکنش واقعی خاک و سازه را در نظر نمی‌گیرد. این پژوهش با بهره‌گیری از مدل‌سازی عددی سه‌بعدی پیشرفته در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ، به مقایسه توزیع فشار جانبی واقعی با تئوری رانکین و ارزیابی پیامدهای آن بر طراحی اعضای سازه می‌پردازد. نتایج تحلیل‌های پارامتریک نشان می‌دهد که توزیع فشار جانبی به دلیل پدیده قوس‌زدگی (Arching) کاملاً غیرخطی است و در محل اتصالات خرابا متمرکز می‌شود. نیروی جانبی کل در گودهای کم‌عمق به مراتب بیشتر از پیش‌بینی تئوری رانکین است، اما این اختلاف با افزایش عمق کاهش می‌یابد. مهم‌تر آنکه، محل اثر نیروی برآیند به طور میانگین در $0.42H$ ارتفاع گود از کف گود قرار دارد که به شکل قابل‌توجهی بالاتر از فرض یک‌سوم ارتفاع گود در تئوری رانکین است. این یافته‌ها آشکار می‌سازد که طراحی سنتی منجر به طراحی غیراقتصادی برای عضو قائم و در عین حال، طراحی بالقوه غیرمحافظة‌کارانه برای عضو کلیدی پشت‌بند می‌شود که این امر بر ضرورت بازنگری در رویکردهای طراحی فعلی تأکید دارد.

واژه‌های کلیدی سازه نگهدارنده خرابایی، فشار جانبی خاک، اندرکنش خاک و سازه، پدیده قوس‌زدگی، تئوری رانکین.

Re-evaluation of Rankine's Theory in the Design of Truss Retaining Structures: A Numerical Study on Lateral Pressure Distribution

Amirreza Ghodrati

Mohammad Hazeghian

Abstract The conventional design of truss retaining structures in engineering practice is predominantly based on Rankine's lateral earth pressure theory, which neglects the actual soil-structure interaction. This research utilizes advanced three-dimensional numerical modeling in $FLAC^{3D}$ to compare the actual lateral pressure distribution with Rankine's theory and to evaluate its consequences on the design of the structural members. The results of parametric analyses indicate that the lateral pressure distribution is highly non-linear due to the arching phenomenon, concentrating at the truss connection points. The total lateral force in shallow excavations is considerably greater than the predictions of Rankine's theory, though this difference diminishes with increasing depth. More importantly, the resultant force's point of application is, on average, at a height of $0.42H$ from the base, which is significantly higher than the $0.33H$ assumed in Rankine's theory. These findings reveal that the traditional design approach leads to an uneconomical design for the vertical pile while simultaneously resulting in a potentially unconservative design for the critical raker member, thereby underscoring the necessity of revising current design practices.

Key words Truss Retaining Structure, Lateral Earth Pressure, Soil-Structure Interaction, Arching Effect, Rankine Theory

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۴/۸/۱۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۱۲/۱۹ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته، کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشکده عمران، دانشگاه یزد، یزد.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، دکترای ژئوتکنیک، دانشکده عمران، دانشگاه یزد، یزد.

مقدمه

با افزایش روزافزون تراکم جمعیت در مناطق شهری و نیاز به بهره‌برداری حداکثری از فضا، گودبرداری‌های عمیق به امری اجتناب‌ناپذیر در پروژه‌های ساختمانی بدل شده است. تأمین پایداری دیواره‌های این گودها به منظور جلوگیری از ریزش و آسیب به سازه‌های مجاور، از اصلی‌ترین چالش‌های مهندسی ژئوتکنیک به شمار می‌رود. در این میان، روش‌های متعددی برای پایدارسازی گود وجود دارد که از آن جمله می‌توان به انکراژ، مهار متقابل و استفاده از سازه‌های نگهدارنده اشاره کرد [1].

پژوهشگران متعددی به مطالعه عددی و آزمایشگاهی انواع روش‌های پایدارسازی گود پرداختند. مرادی و همکاران [2] به بررسی تأثیر شکل مقطع حفاری بر اصطکاک جدار و رفتار خزشی میخ‌های گروتی در گونه‌ای از خاک مارن پرداختند. عبدلی و همکاران [3] به بررسی مطالعه عددی تأثیر دست‌خوردگی خاک و زاویه انکر بر ظرفیت بیرون کشش انکرهای مارپیچ چند صفحه‌ای در پایدارسازی شیروانی‌ها پرداختند. حاذقیان [4] یک روش طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده و مقایسه آن با روش طراحی سنتی ارائه کرد. عبدل‌الهی و بلوری بزاز [5] به مطالعه آزمایشگاهی گودبرداری به روش سیستم ترکیبی شمع و انکراژ پرداختند.

سازه نگهدارنده خرابایی، به دلیل مزایایی همچون سادگی اجرا، عدم نیاز به تجهیزات پیچیده و تخصص فنی بالا، یکی از متداول‌ترین و پرکاربردترین روش‌ها، به ویژه در گودبرداری‌های کم‌عمق شهری در ایران است. این سیستم با استفاده از سازه‌های خرابایی که با فواصل معین به دیواره گود تکیه داده می‌شوند، فشار جانبی خاک را تحمل و آن را به زمین منتقل می‌کند و بدین ترتیب، پایداری گود را تأمین می‌کند. اساس طراحی ایمن و اقتصادی این سازه‌ها، برآورد دقیق فشار جانبی وارد بر آن‌هاست [1].

به طور سنتی، طراحی سازه‌های نگهدارنده خرابایی اغلب بر پایه تئوری فشار جانبی رانکین [6] استوار است. این تئوری که وضعیت تنش در خاک را در حالت تعادل خمیری و در آستانه گسیختگی بررسی می‌کند، به دلیل سادگی محاسباتی کاربرد گسترده‌ای یافته است. با این حال، مفروضات این تئوری، از جمله صرف نظر کردن از اصطکاک بین دیوار و خاک و توزیع فشار خطی، ممکن است با رفتار واقعی اندرکنش خاک و سازه

تفاوت‌های قابل توجهی داشته باشد. به ویژه در خاک‌های چسبنده که تئوری رانکین منجر به پیش‌بینی فشار منفی (کشش) در اعماق کم می‌شود؛ موضوعی که بعدها توسط محققانی چون بل (Bell) مورد بازنگری قرار گرفت و منجر به ارائه توزیع فشار اصلاح شده گردید [7].

محدودیت‌های تئوری‌های کلاسیک، پژوهشگران متعددی را در سراسر جهان به سمت بهره‌گیری از روش‌های عددی برای درک بهتر رفتار واقعی دیوارهای حائل و سیستم‌های پایدارسازی سوق داده است. این مطالعات، جنبه‌های گوناگونی از اندرکنش خاک و سازه را که در روش‌های تحلیلی نادیده گرفته می‌شوند، مورد بررسی قرار داده‌اند. برای مثال، شکاریان و همکاران [8] با انجام مدل‌سازی عددی، تأثیر پارامترهایی چون طول، قطر، شیب و فاصله مهارهای سازه‌ای (انکرها) را بر توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار در خاکریزهای مسلح ارزیابی کردند. سانگ و همکاران [9] یک سناریوی پیچیده‌تر را مطالعه کردند و فشار خاک بر دیواری که برای مهار یک شیب لغزنده ناشی از بارندگی شدید نصب شده بود را تحلیل کردند. بیلگین [10] با بررسی سه دیوار با ارتفاع‌های متفاوت، نشان داد که شرایط ساخت (اجرای دیوار در شرایط خاک‌برداری در مقابل خاکریزی) تأثیر مستقیمی بر الگوی فشار خاک، میزان تغییر شکل و لنگر خمشی ایجادشده در دیوار دارد.

بخش قابل توجهی از این پژوهش‌ها بر روی استخراج دیانگرم‌های فشار جانبی واقعی از نتایج عددی یا مشاهدات صحرایی متمرکز بوده‌اند تا جایگزین‌های دقیق‌تری برای توزیع مثلی رانکین ارائه دهند. در همین راستا، هاش و ویتل [11] با استفاده از روش اجزای محدود، یک گودبرداری مهارشده در خاک رس سفت را مدل‌سازی کردند و با انجام محاسبات معکوس بر اساس نیروهای ایجادشده در مهارها، یک دیانگرم فشار جانبی جدید به دست آوردند که تفاوت قابل ملاحظه‌ای با توزیع‌های فشار متداول داشت. کارلسراد و اندرسن [12] نیز با انجام مطالعات پارامتریک بر روی گودبرداری در خاک رس نرم، از طریق محاسبه حداکثر بار مهارها و تحلیل معکوس، فشار ظاهری زمین را برآورد کردند و آن را با مقادیر طراحی موجود مقایسه کردند. همچنین، کاستا و برگس [13] با در نظر گرفتن اثرات تحکیم همزمان با گودبرداری و مهارگذاری در رس نرم، نشان دادند که در نظر گرفتن فرایندهای وابسته به زمان تا چه

نتایج با تئوری رانکین مقایسه شده و تفاوت‌های طراحی اعضای سازه مورد بحث قرار می‌گیرد. در نهایت، بخش پنجم به جمع‌بندی یافته‌ها و ارائه نتایج کلیدی پژوهش می‌پردازد.

روش‌شناسی و مشخصات مدل‌سازی عددی

در این پژوهش، برای مطالعه توزیع فشار جانبی خاک در سیستم سازه نگهبان خرابایی و مقایسه آن با تئوری کلاسیک رانکین، از روش تفاضل محدود سه‌بعدی بهره گرفته شده است. تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار تخصصی ژئوتکنیک $FLAC^{3D}$ نسخه ۶٫۰ انجام پذیرفته است [20]. این نرم‌افزار به دلیل قابلیت بالا در شبیه‌سازی مسائل غیرخطی بزرگ و مدل‌سازی دقیق اندرکنش خاک و سازه، برای اهداف این تحقیق انتخاب گردید. در ادامه این بخش، جزئیات کامل مدل‌سازی عددی تشریح می‌شود؛ این جزئیات شامل مشخصات هندسی مدل، شرایط مرزی، مبانی مدل رفتاری خاک و نحوه تعریف المان‌های سازه‌ای، مراحل گام‌به‌گام تحلیل و در نهایت، فرایند صحت‌سنجی مدل برای اطمینان از اعتبار نتایج می‌باشد.

مشخصات هندسی و ابعاد مدل

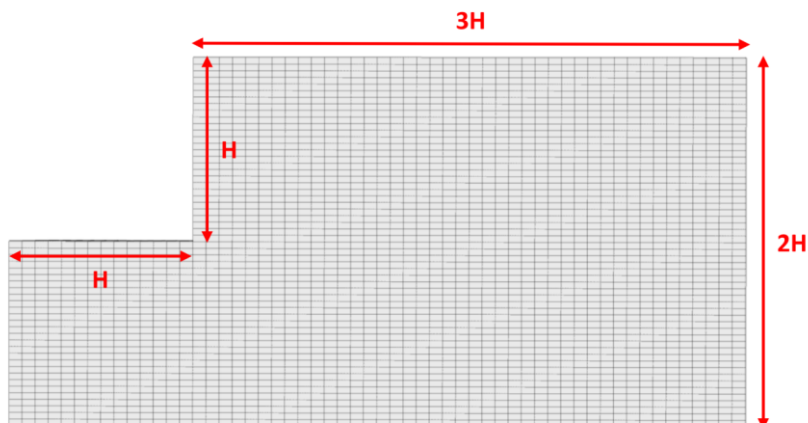
به منظور جلوگیری از تأثیر مرزهای مدل بر نتایج تحلیل در محدوده گودبرداری، ابعاد مدل به اندازه کافی بزرگ در نظر گرفته شده است. مطابق پیشنهادی مراجع فنی [21]، طول کل مدل برابر با چهار برابر عمق گود (H_4) و ارتفاع کل آن برابر با دو برابر عمق گود (H_2) انتخاب گردید که ابعاد کلی مدل عددی سه‌بعدی در شکل ۱ مشخص شده است. تحلیل‌ها با فرض شرایط کرنش مسطح انجام شده و بعد سوم مدل (عمود بر صفحه تحلیل) برابر با فاصله مرکز به مرکز خرابی‌ها، معادل ۴ متر، در نظر گرفته شده و جابه‌جایی در این راستا مقید شده است. در این پژوهش، سه عمق گودبرداری ۴، ۷ و ۱۰ متر مورد مطالعه قرار گرفته که شماتیک و ابعاد سازه‌های نگهبان خرابایی متناظر با هر عمق در شکل ۲ نمایش داده شده است.

حد می‌تواند بر برآورد فشار جانبی زمین در دو وجه دیواره تأثیرگذار باشد.

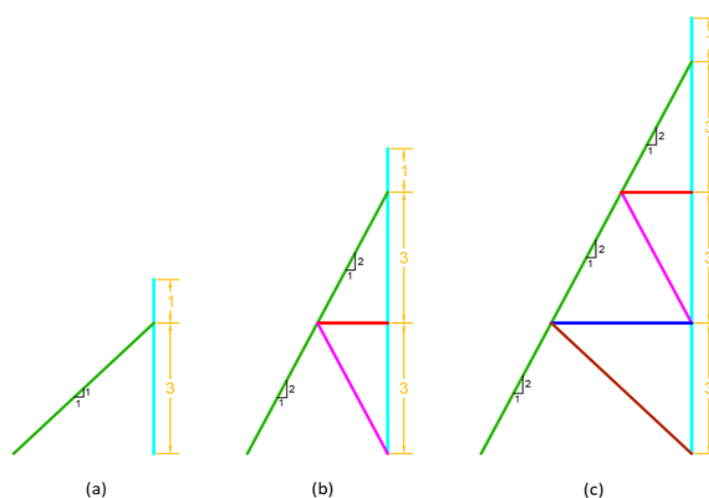
در سال‌های اخیر، تحقیقات متعددی در ایران به طور مشخص بر روی رفتار سیستم سازه نگهبان خرابایی، به عنوان یک روش بومی و پرمصرف، متمرکز شده‌اند. این مطالعات به تدریج درک ما را از رفتار این سیستم خاص عمیق‌تر کرده‌اند. فلاورجانی و همکاران [14] در یک مطالعه پارامتریک، اثر عواملی چون سربار، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مدول الاستیسیته خاک را بر تغییر مکان ساختمان مجاور گود بررسی کردند و نشان دادند که در روش‌های رایج طراحی به تأثیر تغییر مکان‌ها توجه کافی نمی‌شود. امامزاده [15] با مقایسه عددی سیستم خرابایی و سیستم تیرک مایل و با استفاده از شاخص پتانسیل خرابی (DPI)، نتیجه گرفت که سازه خرابایی به دلیل درجات نامعینی بالاتر، ایمنی بیشتری را در مجاورت ساختمان همسایه فراهم می‌کند. صفرزاده و نجف‌پور [16] نشان دادند که استفاده از این سیستم باعث افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست پی سطحی مجاور گود می‌شود. صفرزاده و مهری‌فر [17] نیز با مدل‌سازی یک گود ۴ متری، دریافتند که زاویه اصطکاک داخلی خاک تأثیر قابل توجهی بر تغییر مکان دیواره دارد. در نهایت، پژوهش‌های جدیدتر توسط عزیززاده و اسلامی حقیقت [18] به مقایسه کارایی مدل‌های رفتاری پیشرفته خاک (موهر - کولمب در مقابل خاک سخت‌شونده) و توسط پیرمحمدی علیشاه و همکاران [19] به روش‌های معادل‌سازی خاک چندلایه در تحلیل این سازه‌ها پرداخته‌اند.

با وجود پژوهش‌های ارزشمند انجام‌شده، خلأ یک تحقیق جامع که به صورت ویژه به توزیع واقعی فشار جانبی خاک در سیستم نگهبان خرابایی پرداخته و آن را با مبانی طراحی سنتی (تئوری رانکین) مقایسه کند، کماکان احساس می‌شود. بر همین اساس، نوآوری اصلی این پژوهش، مطالعه دقیق توزیع فشار جانبی در این سیستم با بهره‌گیری از مدل‌سازی عددی پیشرفته و ارزیابی تأثیر مستقیم تفاوت‌های این توزیع با تئوری رانکین بر طراحی بهینه و اقتصادی تک‌تک اعضای سازه (عضو قائم، پشت‌بند و اعضای میانی) است.

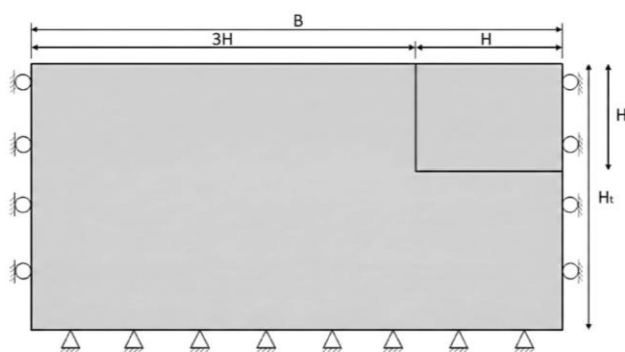
در راستای دستیابی به اهداف مذکور، ساختار این مقاله به شرح زیر تنظیم شده است: در بخش دوم، فرضیات و جزئیات مدل‌سازی عددی تشریح می‌شود. بخش سوم به ارائه نتایج حاصل از تحلیل‌های پارامتریک اختصاص دارد. در بخش چهارم،



شکل ۱ ابعاد کلی مدل عددی سه‌بعدی و نسبت آن به عمق گود (H)



شکل ۲ هندسه و ابعاد سازه نگهدارنده خرابایی برای عمق گود: (a) ۴ متر، (b) ۷ متر و (c) ۱۰ متر



شکل ۳ شماتیک شرایط مرزی اعمال شده بر مدل عددی

شرایط مرزی

شرایط مرزی مدل با هدف شبیه‌سازی یک توده خاک نیمه‌بی‌نهایت تعریف شده است. همان‌طور که در شکل ۳ نشان داده شده است، مرزهای قائم (جانبی) مدل دارای قید جابه‌جایی در راستای افقی (عمود بر مرز) هستند. مرز افقی در کف مدل به صورت تکیه‌گاه ثابت در نظر گرفته شده و در تمامی جهات مقید است. سطح فوقانی مدل که معرف سطح زمین است، به عنوان یک مرز آزاد و بدون هیچ گونه قیدی در نظر گرفته شده تا امکان تغییر شکل آزادانه آن فراهم باشد. با توجه به اینکه آنالیزها با فرض مدل دوبعدی و کرنش صفحه‌ای انجام شده‌اند، در نظر گرفتن اثرات سه‌بعدی، از محدودیت‌های این مدل است. لازم به ذکر است در نظر گرفتن مدل سه‌بعدی، می‌تواند به بررسی دقیق‌تر سازه نگهدارنده خرابایی بپردازد.

مدل‌سازی رفتاری خاک و سازه

قبل از انجام مراحل تحلیل و بارگذاری، بایستی مدل رفتاری مناسب برای خاک و نیز المان مناسب برای اعضای سازه نگهدارنده خرابایی انتخاب شود.

موهر - کولمب محاسبه می‌گردد.

مدل خاک سخت‌شونده همچنین بین مسیر بارگذاری اولیه و مسیر باربرداری - بارگذاری مجدد تمایز قائل می‌شود. برای باربرداری و بارگذاری مجدد، از یک مدول سختی مجزا و وابسته به تنش، E_{ur} ، مطابق رابطه (۴) استفاده می‌شود:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{ccos\phi - \sigma_r \sin\phi}{ccos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad (4)$$

در رابطه (۴)، مقدار مدول باربرداری - بارگذاری مجدد مرجع، E_{ur}^{ref} ، مطابق با پیش‌فرض نرم‌افزار، ۴ برابر مدول سکانت مرجع ($E_{ur}^{ref} = 4E_{50}^{ref}$) در نظر گرفته شده است. ضریب پواسون، ν ، نیز برای تمامی انواع خاک برابر با ۰/۳ فرض گردید. پارامترها برای خاک‌های مختلف مورد استفاده در این پژوهش، در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱ پارامترهای ژئوتکنیکی انواع خاک‌های مورد استفاده در تحلیل‌های عددی

نوع خاک	Dr (%)	نسبت تخلخل	γ (KN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	(درجه) ϕ	ψ
سست	۳۵	۰/۷۶	۱۶/۲	۳۰	۳۰	۰
متوسط	۶۵	۰/۶۴	۱۷/۴	۵۰	۳۶	۶
متراکم	۸۵	۰/۵۶	۱۸/۳	۶۵	۴۱	۱۱
خیلی متراکم	۱۰۰	۰/۵	۱۹	۸۰	۴۵	۱۵

مدل‌سازی المان‌های خرابا و اندرکنش

اعضای سازه نگهبان خرابایی (عضو قائم، پشت‌بند و اعضای میانی) با استفاده از المان‌های تیر - ستون سازه‌ای «عضو قائم» (Pile) در نرم‌افزار مدل‌سازی شده‌اند. این المان‌ها قابلیت تحمل نیروهای محوری، برشی و لنگرهای خمشی را دارا هستند. اندرکنش بین این المان‌ها و توده خاک از طریق فنرهای برشی و قائم در فصل مشترک آن‌ها شبیه‌سازی می‌شود. پارامترهای مقاومتی این فصل مشترک، مطابق با پیشنهاد کتب مرجع مهندسی پی [22]، برابر با دو سوم مقادیر متناظر در توده خاک اطراف در نظر گرفته شده است.

مراحل تحلیل و سناریوهای بارگذاری

فرایند تحلیل عددی به صورت مرحله‌ای و مطابق با واقعیت

مدل رفتاری خاک

انتخاب یک مدل رفتاری مناسب که بتواند رفتار تنش - کرنش واقعی خاک را شبیه‌سازی کند، از اهمیت بالایی برخوردار است. در این تحقیق، از مدل پیشرفته الاستوپلاستیک خاک سخت‌شونده (Hardening Soil) برای توصیف رفتار مکانیکی خاک استفاده شده است. این مدل به دلیل قابلیت بالا در شبیه‌سازی رفتار پیچیده خاک تحت مسیرهای بارگذاری مختلف، گزینه‌ای بسیار مناسب برای تحلیل مسائل گودبرداری است [20]. دو ویژگی بنیادین این مدل، در نظر گرفتن وابستگی سختی به سطح تنش و استفاده از یک رابطه هیپربولیک برای توصیف منحنی تنش - کرنش در بارگذاری اولیه است. رابطه هیپربولیک برای یک آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$\square_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ for } q < q_f \quad (1)$$

در رابطه (۱)، q تنش انحرافی، q_f تنش انحرافی نهایی در لحظه گسیختگی، و q_a مقدار مجانبی مقاومت برشی است. برای اطلاع بیشتر در مورد فرمولاسیون و روش مدل رفتاری خاک سخت‌شونده، به راهنمای نرم‌افزار FLAC3D [20] مراجعه شود. سختی اولیه، E_i ، با مدول سختی سکانت، E_{50} ، از طریق رابطه (۲) مرتبط است:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2)$$

که در رابطه (۲)، R_f نسبت گسیختگی است. مهم‌ترین ویژگی مدل، وابستگی سختی به سطح تنش است که برای مدول سکانت (E_{50})، بر اساس یک فشار مرجع (p^{ref}) معادل ۱۰۰ kPa، به صورت رابطه (۳) تعریف می‌شود:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{ccos\phi - \sigma_r \sin\phi}{ccos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad (3)$$

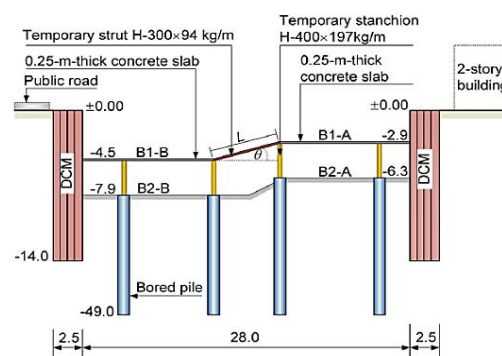
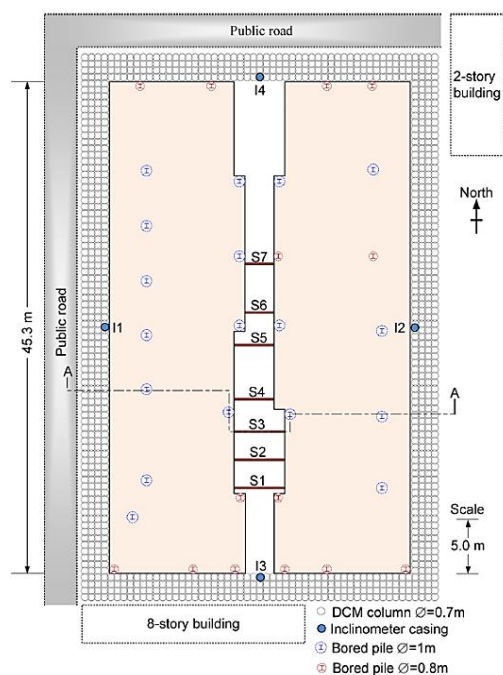
در رابطه (۳)، E_{50}^{ref} مدول سختی مرجع، c و ϕ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک مؤثر، σ_3 تنش اصلی کوچک مؤثر (فشار همه‌جانبه) و m توان وابستگی سختی به تنش است. در این پژوهش، توان وابستگی سختی به تنش، m ، بر اساس پیش‌فرض‌های معتبر برای خاک‌های دانه‌ای برابر با ۰/۵ در نظر گرفته شده است. تنش انحرافی نهایی (q_f) نیز از طریق معیار گسیختگی

مقایسه می‌گردد.

صحت‌سنجی مدل عددی

به منظور صحت‌سنجی فرضیات و همچنین مراحل مدل‌سازی عددی، از نتایج به دست آمده در یک پروژه ساختمان ۱۸ طبقه با ۲ طبقه زیرزمین واقع در مرکز شهر بانکوک استفاده شده است. در سیستم سازه‌نگهبان این ساختمان، چهار ردیف دیوار با ستون-های سیمانی درجاریز به قطر ۷۰ سانتی‌متر، دو ردیف دال بتنی با ضخامت ۲۵ سانتی‌متر و ۷ عدد استرات به کار رفته که برای انتقال نیروی جانبی استفاده می‌شوند. (شکل ۴). همچنین نحوه لایه‌بندی خاک محل پروژه، در جدول ۲) مشاهده می‌شود [23].

اجرای پروژه‌های گودبرداری شبیه‌سازی شده است. این فرایند شامل گام‌های ایجاد تعادل اولیه، نصب عضو قائم و گودبرداری لایه‌به‌لایه (با حداکثر ارتفاع ۲ متر) و نصب همزمان اعضای خرابا است. به منظور ارزیابی جامع، مجموعه‌ای از تحلیل‌های پارامتریک انجام شد. این تحلیل‌ها شامل ۱۲ سناریوی اصلی (۳ عمق گود $\times$ نوع خاک) با چسبندگی و سربار ثابت ۱۰ کیلوپاسکال بودند. علاوه بر این، به جهت بررسی تأثیر تغییرات چسبندگی و سربار بر روی مدل عددی، تحلیل با سربارهای ۲۰، ۳۰ و ۴۰ کیلوپاسکال و نیز چسبندگی‌های مختلف ۵، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ کیلوپاسکال، بر روی خاک متوسط در عمق گود ۱۰ متر انجام می‌شود. در کل در این مرحله ۲۰ تحلیل عددی انجام می‌شود و نتایج به دست آمده از این روش با نتایج تئوری رانکین



شکل ۴ پلان و برش گودبرداری ساختمان ۱۸ طبقه [23]

جدول ۲ مشخصات خاک محل پروژه [23]

عمق (m)	خاک بستر	w_n (%)	LL (%)	PL (%)	γ (kN/m ³)	G_s	e_0	s_u (kPa)
۰-۲	پوسته هوازده	۴۰	۵۸	۲۷	۱۵.۵	۲.۶۵	۱.۱	۲۵
۲-۱۳	رس نرم	۷۲-۵۵	۷۶-۶۳	۳۲-۲۷	۱۶.۲-۱۴.۵	۲.۶۸-۲.۶۲	۱.۹-۱.۴	۲۰-۱۵
۱۳-۱۶	رس با سفتی متوسط	۵۵-۴۸	۷۳-۶۰	۳۲-۲۹	۱۸.۱-۱۶.۶	۲.۶۸-۲.۶۶	۱.۴-۱.۲	۵۰-۲۵
۱۶-۳۰	رس سخت تا بسیار سخت	۳۶-۲۲	۷۰-۴۰	۳۲-۲۷	۱۸.۸-۱۸.۱	۲.۷۰-۲.۶۵	۱.۰-۰.۶	۲۰۰-۷۵

انجام گرفت. کانتور جابه‌جایی افقی دیواره گود و همچنین مقایسه پروفیل‌های مقادیر عددی و تجربی برای جابه‌جایی جانبی دیوار، به ترتیب در شکل (۵) و شکل (۶) نشان داده شده است. با توجه به مقایسه صورت گرفته، می‌توان نتیجه گرفت که فرضیات و شرایط در نظر گرفته‌شده برای مدل‌سازی دوبعدی این پروژه، برآورد نسبتاً دقیقی را از تغییرشکل‌های ایجادشده در اثر گودبرداری، به خصوص در محل تاج گود ارائه می‌دهند.

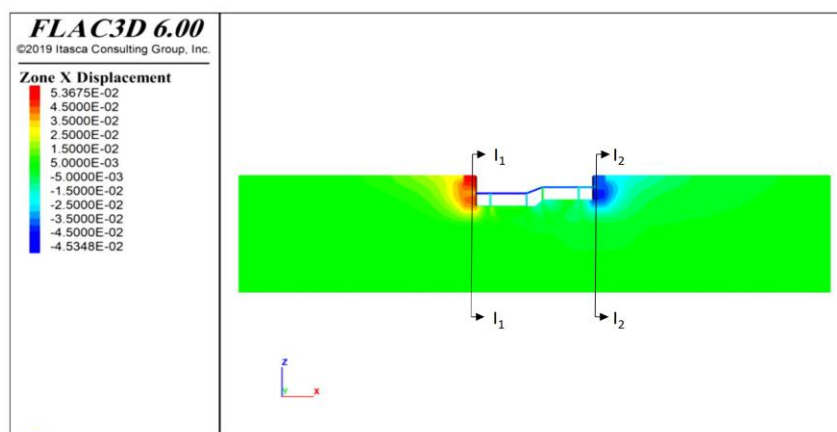
جامساوانگ و همکاران در بررسی میدانی این پروژه، به منظور اندازه‌گیری تغییرشکل جانبی دیواره گود، از شیب‌سنج‌های تعبیه‌شده در گمانه‌های عمودی حفرشده در اطراف گود استفاده کردند و در نهایت مقادیر اندازه‌گیری شده را با نتایج به دست آمده از تحلیل‌های عددی در نرم‌افزار پلکسیس سه‌بعدی مقایسه کردند. با توجه به اطلاعات ذکرشده در جدول (۳) و جدول (۴) و همچنین فرضیات ذکرشده برای مدل‌سازی عددی، تحلیل تغییرشکل دوبعدی دیواره این پروژه در نرم‌افزار فلک سه‌بعدی

جدول ۳ پارامترهای مدل خاک سخت‌شونده [23]

پارامتر و مشخصه ژئوتکنیکی	پوسته هوازده	رس نرم	رس با سفتی متوسط	رس سخت	ستون اختلاط عمیق (DCM)
وزن مخصوص، γ (kN/m ³)	۱۶	۱۵	۱۷	۱۹	۱۶
مدول سکانت مرجع، E_{50}^{ref} (kPa)	۱۰,۰۰۰	۱,۲۰۰	۱۰,۰۰۰	۲۰,۰۰۰	۲۰۰,۰۰۰
مدول اتودومتري مرجع، E_{oe}^{ref} (kPa)	۱۲,۰۰۰	۹۶۰	۱۲,۰۰۰	۲۵,۰۰۰	۱۵۰,۰۰۰
مدول باربرداری و بارگذاری مجدد مرجع، E_{ur}^{ref} (kPa)	۳۵,۰۰۰	۴,۰۰۰	۴۵,۰۰۰	۹۵,۰۰۰	۶۰۰,۰۰۰
توان وابستگی سختی به تنش، m	۱	۱	۰,۹	۰,۹	۰,۹
ضریب پواسون باربرداری-بارگذاری مجدد، ν_{ur}	۰,۲	۰,۲	۰,۲	۰,۲	۰,۲
چسبندگی موثر، c (kPa)	۱۵	۲	۹	۳۰	۵۱۰
زاویه اصطکاک داخلی موثر، (درجه) ϕ'	۲۷	۲۳	۲۶	۲۸	۳۶
زاویه اتساع (انبساط)، (درجه) ψ	۰	۰	۰	۰	۰
نسبت پیش‌تحکیمی، OCR	۲	۱,۵	۲	۲,۴	—
نوع رفتار مصالح	زهکشی‌نشده (Undrained)	زهکشی‌نشده (Undrained)	زهکشی‌نشده (Undrained)	زهکشی‌نشده (Undrained)	زهکشی‌نشده (Undrained)

جدول ۴ مشخصات مقاطع مورد استفاده در پروژه [23]

پارامتر و مشخصه سازه‌ای	دال بتنی (Concrete slab)	شمع درجا (Bored pile)	مهار متقابل موقت (Temporary strut)	ستون میانی (Stanchion)
وزن مخصوص، γ (kN/m ³)	24	24	78	78
ممان اینرسی، I (m ⁴)	$1.3 \times 10^{-3} \text{ m}^4 / \text{m}$	0.012–0.020	2.0×10^{-4}	7.1×10^{-4}
مساحت مقطع، A (m ²)	0.25 m ² /m	0.38–0.50	0.012	0.025
مدول الاستیسیته، E (kPa)	2.8×10^7	2.0×10^7	2.1×10^8	2.1×10^8
ضریب پواسون، ν	0.15	0.15	—	—
نوع رفتار مصالح / المان	المان صفحه (Plate)	مصالح غیرمتخلخل (Non-porous)	المان تیر (Beam)	المان تیر (Beam)



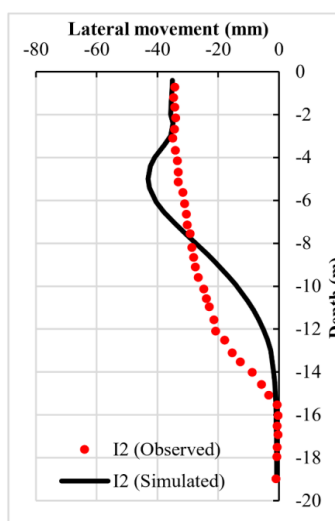
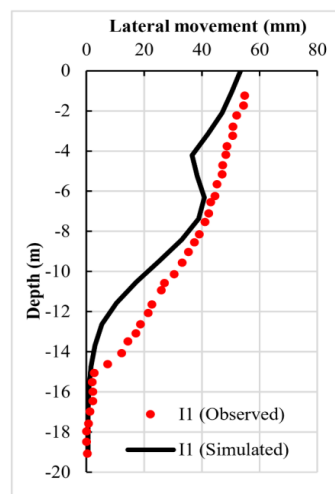
شکل ۵ کانتر جابه‌جایی افقی دیواره گود

کنترل نیروی داخلی اعضای سازه نگهدارنده خرابایی، برای اطمینان از منطقی بودن رفتار مدل انجام شده است.

کنترل جابه‌جایی‌ها

پس از انجام تحلیل، به منظور حصول اطمینان از صحت کدنویسی و نتایج به دست آمده از نرم‌افزار، جابه‌جایی کل مدل بررسی می‌شود. حداکثر مقدار جابه‌جایی مجاز که در آیین‌نامه‌ها یا تجربیات عملی وجود دارد، در حدود ۰/۰۳ تا ۰/۰۵ ارتفاع گود است. به عنوان مثال، جابه‌جایی در گود به عمق ۷ متر، به صورت تقریبی نباید از حدود دو الی سه سانتی‌متر فراتر رود. هدف از بیان این موضوع صرفاً حصول اطمینان از صحت نتایج تحلیل است و محاسبه مقدار دقیق جابه‌جایی و مقایسه آن با مقادیر مجاز، موضوع این پژوهش نمی‌باشد. (در شکل ۷) جابه‌جایی کل مدل با عمق گود ۷ متر در خاک متوسط مشاهده می‌شود.

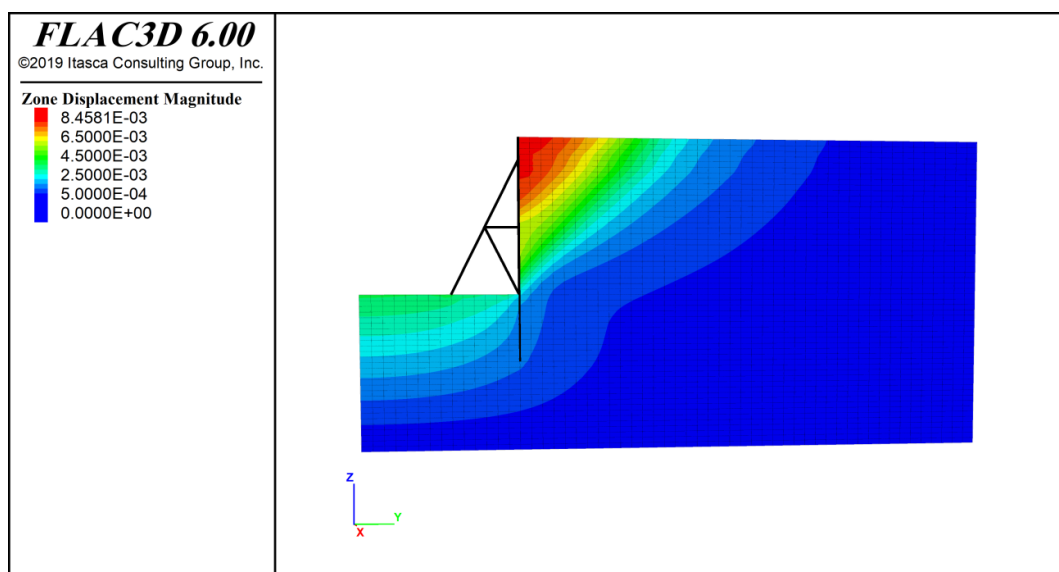
همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی کل گود، در گود با عمق ۷ متر، در حدود ۸/۵ میلی‌متر است؛ بنابراین مقدار جابه‌جایی گود در این مدل، کمتر از مقدار مجاز بیان شده (دو الی سه سانتی‌متر) است و از این حیث نتایج نرم‌افزار منطقی است.



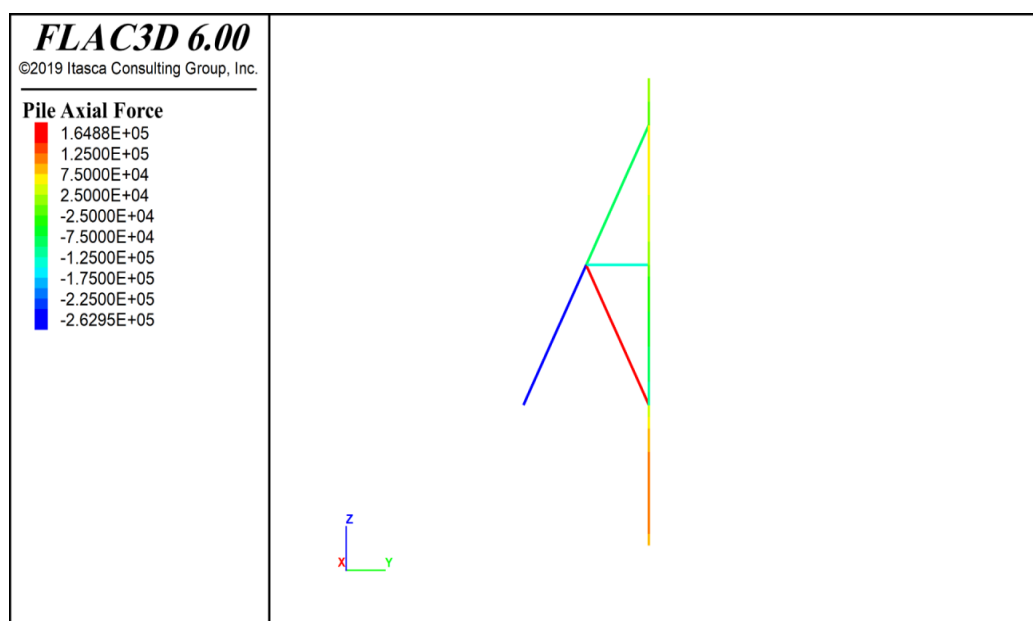
شکل ۶ مقایسه مقادیر عددی با مقادیر تجربی ثبت شده توسط شیب-

سنج‌های I1 و I2 برای جابه‌جایی جانبی دیوار

همچنین قبل از استخراج نتایج نهایی، کنترل جابه‌جایی‌ها و



شکل ۷ جابه‌جایی کل گود ۷ متر در خاک متوسط



شکل ۸ نیروی محوری ایجادشده در اعضای سازه نگهدارنده خرابایی به عمق گود ۷ متر در خاک متوسط برای مدل عددی

کنترل نیروهای داخلی اعضا

صورت کششی و نیز نیروی محوری ایجادشده در عضو پشت‌بند و عضو افقی به صورت فشاری است و همچنین مقدار نیروی فشاری ایجادشده در قسمت پایین پشت‌بند به نسبت نیروهای ایجادشده در سایر اعضای سازه نگهدارنده خرابایی مقدار بیشتری دارد؛ بنابراین نوع و مقادیر نیروی محوری ایجادشده در اعضای این سازه نگهدارنده خرابایی، کاملاً با مفاهیم و نحوه عملکرد سیستم

نیروی محوری ایجادشده در اعضای سازه نگهدارنده خرابایی، از موارد دیگری است که بایستی پس از تحلیل مورد بررسی قرار گیرد تا از صحت کدنویسی و نتایج تحلیل نرم‌افزار اطمینان حاصل شود. با توجه به شکل ۸ مشاهده می‌شود که مطابق انتظار، نیروی محوری ایجادشده در عضو قائم و عضو قطری به

مشاهده است. در این حالت، در حالی که تئوری رانکین فشاری کمتر از ۲۰ کیلوپاسکال را در عمق ۴ متری پیش‌بینی می‌کند، مدل عددی به دلیل تمرکز تنش، فشاری بیش از ۳۰ کیلوپاسکال را در این عمق نشان می‌دهد. این الگوی غیرخطی با چندین نقطه اوج موضعی، مشخصه اصلی نتایج عددی است.

این الگوی غیرخطی به دلیل پدیده «قوس‌زدگی» (Arching) در توده خاک پشت دیوار رخ می‌دهد. در این پدیده، خاک به جای اعمال فشار یکنواخت، بار خود را به نقاط سخت‌تر سازه منتقل می‌کند. در نقاطی که سختی جانبی سازه نگهدارنده بیشتر است، مانند محل اتصال پشت‌بند به عضو قائم و تراز اتصال اعضای میانی خرپا، فشار خاک متمرکز می‌شود و افزایش می‌یابد. در مقابل، در نواحی با سختی کمتر (بین نقاط اتکا)، فشار کاهش پیدا می‌کند. این پدیده در تمام سناریوهای تحلیل‌شده با اعماق مختلف (۴، ۷ و ۱۰ متر) و انواع خاک‌های مختلف (سست، متوسط، متراکم و خیلی متراکم) به وضوح مشاهده می‌شود و یک رفتار پایدار و قابل تکرار را نشان می‌دهد (شکل ۱۰ تا شکل ۱۲).

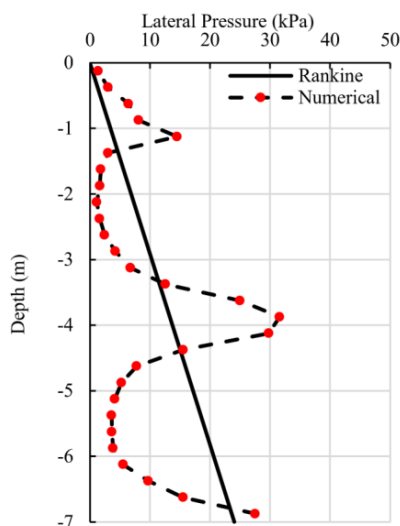
سازه نگهدارنده خرابایی همخوانی دارد و نشان می‌دهد که مدل از نظر استاتیکی رفتار درستی دارد.

ارائه و تحلیل نتایج

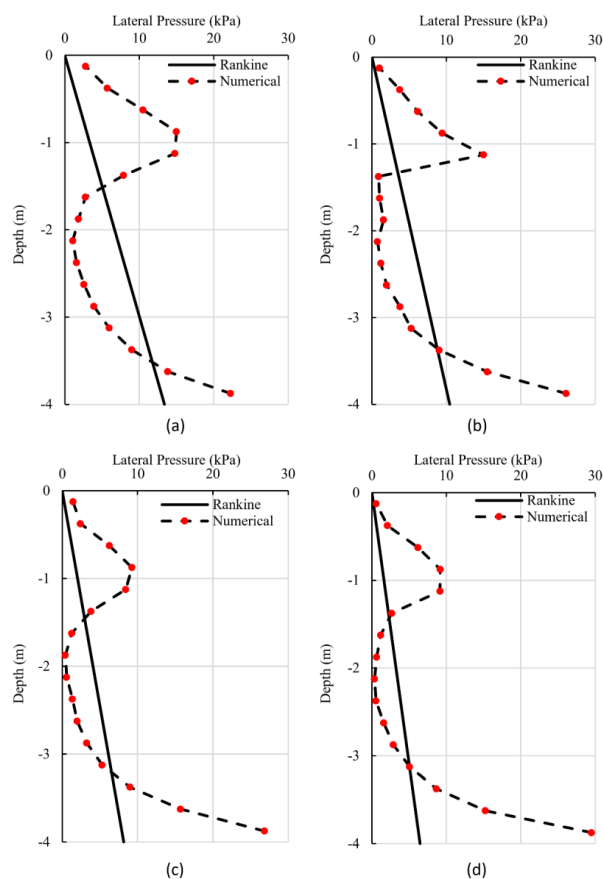
در این بخش، نتایج کلیدی حاصل از تحلیل‌های عددی پارامتریک ارائه می‌گردد. این یافته‌ها در سه حوزه اصلی شامل توزیع فشار جانبی، مقدار نیروی جانبی کل و محل اثر نیروی برآیند موردبررسی قرار گرفته و در تمام موارد، نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با پیش‌بینی‌های تئوری رانکین مقایسه شده است.

توزیع فشار جانبی: مقایسه مدل عددی و تئوری رانکین

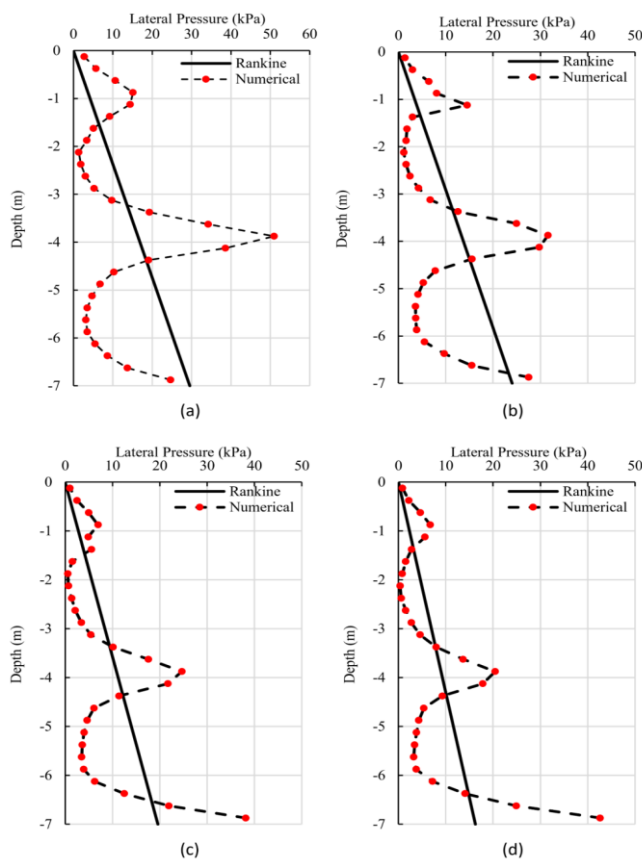
اولین و بنیادی‌ترین تفاوت مشاهده‌شده بین نتایج عددی و تئوری کلاسیک، در الگوی توزیع فشار جانبی در عمق دیواره گود است. برخلاف توزیع خطی و مثلثی تئوری رانکین، مدل عددی یک توزیع فشار غیرخطی را به دست می‌دهد که نشان‌دهنده اندرکنش پیچیده‌تر خاک و سازه است. این تفاوت در نمودار نمونه برای یک گود ۷ متری در خاک متوسط (شکل ۹) به وضوح قابل



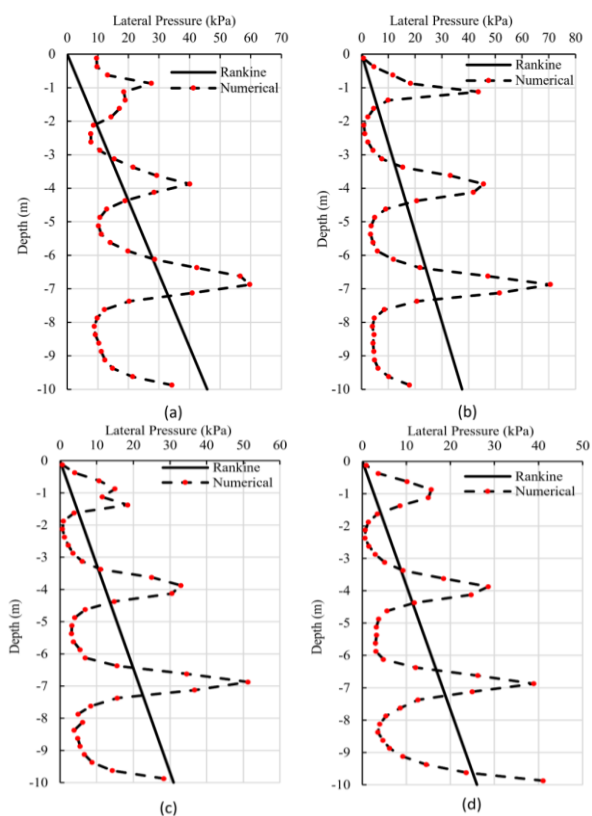
شکل ۹ توزیع فشار جانبی مدل عددی و رانکین برای گود با عمق ۷ متر در خاک متوسط



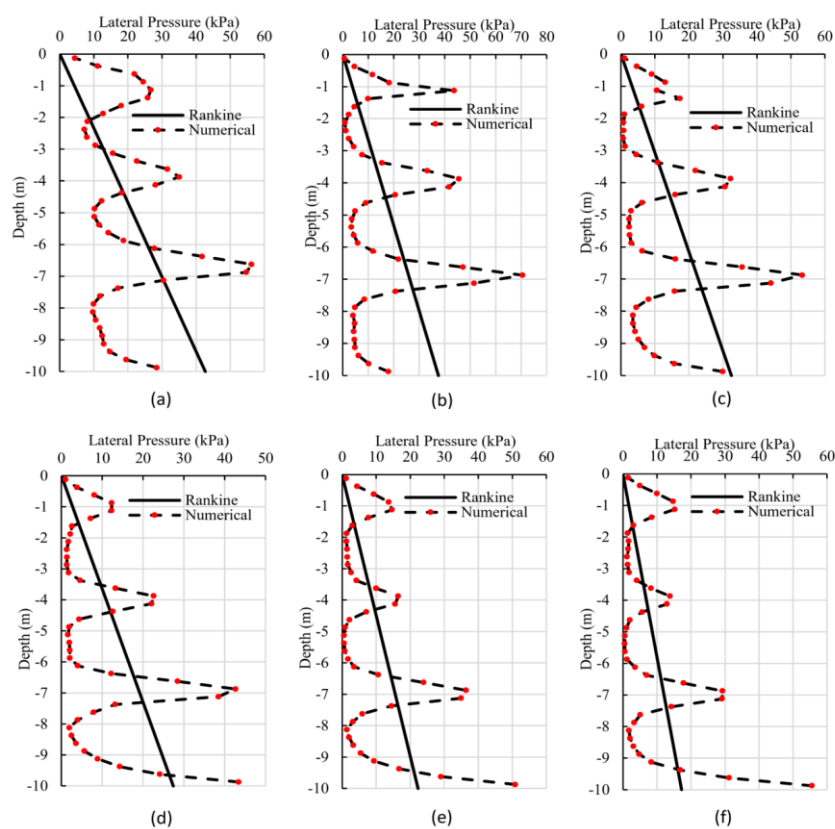
شکل ۱۰ تغییر فشار جانبی عددی و رانکین برای گود به عمق ۴ متر با نوع خاک: (a) سست، (b) متوسط، (c) متراکم و (d) خیلی متراکم



شکل ۱۱ تغییر فشار جانبی عددی و رانکین برای گود به عمق ۷ متر با نوع خاک: (a) سست، (b) متوسط، (c) متراکم و (d) خیلی متراکم



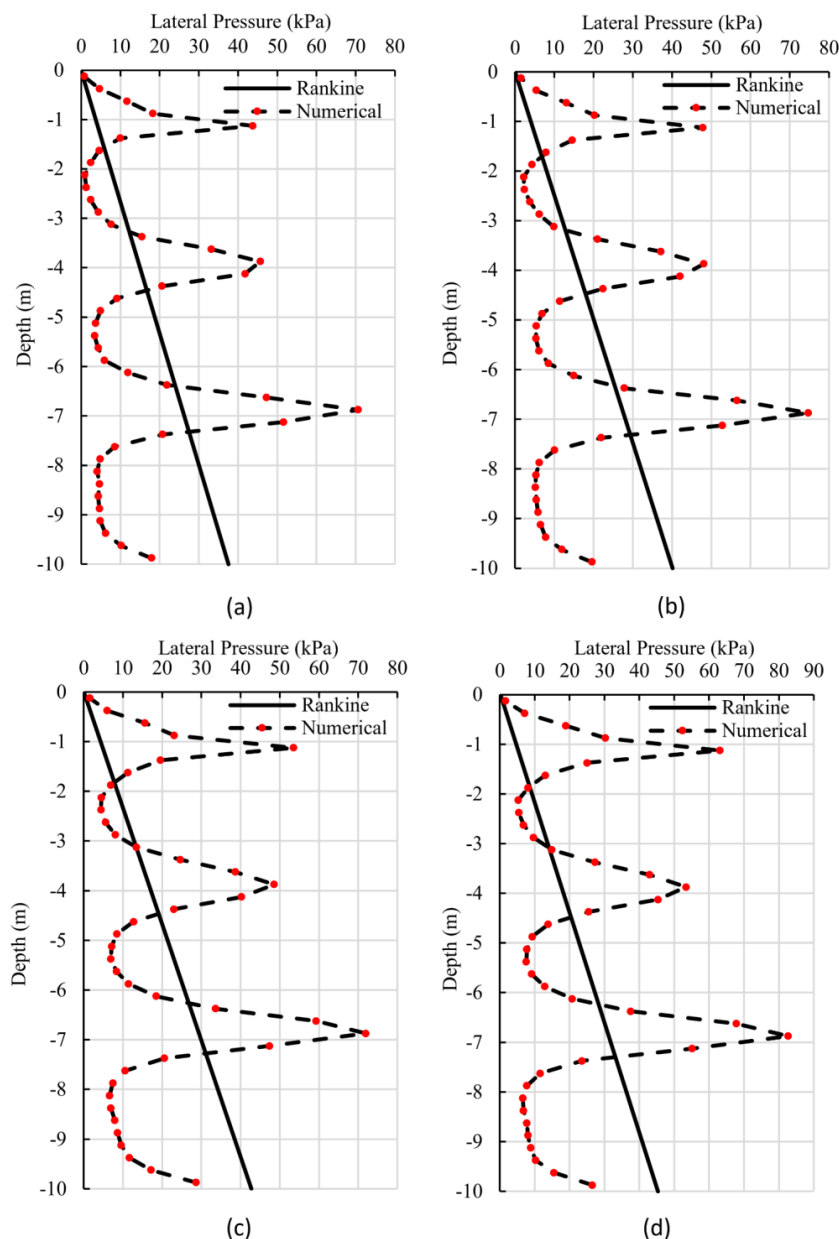
شکل ۱۲ تغییر فشار جانبی عددی و رانکین برای گود به عمق ۱۰ متر با نوع خاک: (a) سست، (b) متوسط، (c) متراکم و (d) خیلی متراکم



شکل ۱۳ تغییر فشار جانبی عددی و رانکین برای گود به عمق ۱۰ متر در خاک متوسط با چسبندگی: (a) $C=5\text{kPa}$ (b) $C=10\text{kPa}$ (c) $C=15\text{kPa}$ (d) $C=20\text{kPa}$ (e) $C=25\text{kPa}$ (f) $C=30\text{kPa}$

جانبی تأثیر می‌گذارد. شکل ۱۴) تأثیر افزایش سربار از ۱۰ کیلوپاسکال به ۴۰ کیلوپاسکال را برای گود ۱۰ متری در خاک متوسط نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که افزایش سربار منجر به افزایش تقریباً یکنواخت فشار در تمام عمق دیوار می‌شود. برای مثال، فشار در عمق ۴ متری با افزایش سربار از ۱۰ به ۴۰ کیلوپاسکال، از حدود ۴۵ به ۵۵ کیلوپاسکال افزایش یافته است. در این حالت نیز، الگوی غیرخطی و پدیده قوس‌زدگی به وضوح پایدار و قابل مشاهده است.

تغییر پارامترهای خاک نیز بر شدت این توزیع فشار تأثیرگذار است. همان‌طور که در شکل ۱۳) برای گود ۱۰ متری در خاک متوسط نشان داده شده است، با افزایش چسبندگی از ۵ کیلوپاسکال به ۳۰ کیلوپاسکال، فشار جانبی در تمام اعماق کاهش می‌یابد. برای مثال، فشار حداکثر در عمق ۷ متری از حدود ۶۰ کیلوپاسکال در خاک با چسبندگی ۵، به حدود ۳۰ کیلوپاسکال (حدود نصف) در خاک با چسبندگی ۳۰ کاهش پیدا کرده است. با این حال، الگوی کلی قوس‌زدگی در تمام موارد حفظ می‌شود. علاوه بر خواص خاک، سربار اعمالی نیز مستقیماً بر فشار



شکل ۱۴ تغییر فشار جانبی عددی و رانکین برای گود به عمق ۱۰ متر در خاک متوسط با سربار: (a) $q=10\text{kPa}$ ، (b) $q=20\text{kPa}$ ، (c) $q=30\text{kPa}$ و (d) $q=40\text{kPa}$

مقایسه نیروی جانبی کل

پس از انتگرال‌گیری از نمودارهای توزیع فشار، نیروی جانبی کل وارد بر دیواره برای هر سناریو محاسبه گردید. لازم به ذکر است، با توجه به فاصله ۴ متری بین خرابی‌ها، نیروی به دست آمده، نیروی کل وارد بر یک فریم خرابی است. شکل (۱۵) نتایج مقایسه این نیرو بین مدل عددی و تئوری رانکین اصلاح‌شده را برای عمق‌ها و خاک‌های مختلف نشان می‌دهد. همان طور که انتظار می‌رود، روند کلی در هر دو روش بیانگر کاهش نیروی جانبی با افزایش تراکم و مقاومت خاک (از سست به خیلی متراکم) است. یک یافته کلیدی و قابل تأمل در این پژوهش، وابسته بودن نتیجه مقایسه به عمق گود است. در گود کم عمق (۴ متر)، نیروی جانبی حاصل از مدل عددی برای تمام انواع خاک به طور قابل توجهی بیشتر از نیروی تئوری رانکین اصلاح‌شده است. برای مثال در خاک سست، نیروی عددی حدود ۱۲۰ کیلونیوتن و نیروی رانکین ۱۰۵ کیلونیوتن است. این اختلاف در خاک خیلی متراکم به شکل چشم‌گیری افزایش می‌یابد و نیروی عددی (۹۵ کیلوپاسکال) تقریباً دو برابر نیروی رانکین (۵۰ کیلوپاسکال) است. در مقابل، برای گودهای عمیق‌تر (۷ و ۱۰ متر)، این روند معکوس شده و نیروی محاسبه‌شده از تئوری رانکین اصلاح‌شده، مقادیر بیشتری را نسبت به مدل عددی نشان می‌دهد.

این تفاوت ظاهراً متناقض، ریشه در نحوه اعمال تئوری رانکین در عمل برای خاک‌های چسبنده دارد. به طور معمول در صورتی که سربار با مقدار قابل توجه وجود نداشته باشد، به دلیل وجود چسبندگی در خاک، مقدار فشار جانبی رانکین در سطح زمین، کوچک‌تر از صفر (منفی) به دست می‌آید. بل در سال ۱۹۱۵ [7]، تئوری رانکین را اصلاح می‌کند و مقدار فشار منفی در سطح زمین را برابر با صفر در نظر می‌گیرد؛ بنابراین در تئوری رانکین اصلاح‌شده، توزیع فشار جانبی به شکل مثالی در می‌آید. این اصلاح، مساحت نمودار فشار و در نتیجه نیروی کل را به صورت مصنوعی افزایش می‌دهد.

اگر توزیع فشار واقعی تئوری رانکین (بدون اصلاح فشار منفی) در نظر گرفته شود، نتایج مقایسه به شکل قابل توجهی تغییر می‌کند.

لازم به ذکر است، رویکرد اصلی این پژوهش، مطابق با متد طراحی و بر اساس تئوری رانکین اصلاح‌شده (بل) است. حال صرفاً به منظور بررسی جامع‌تر در این پژوهش، مطابق شکل (۱۶)

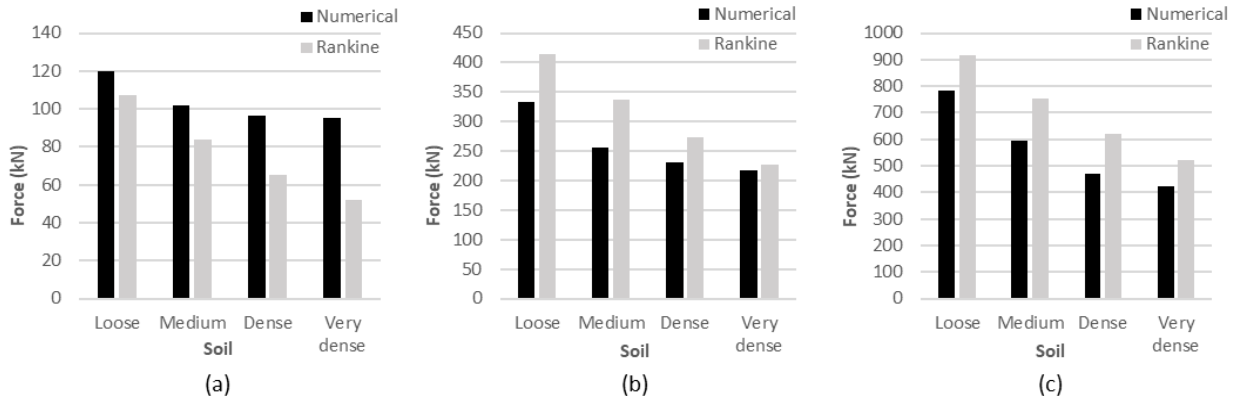
برای چند حالت، فشار واقعی تئوری رانکین (با در نظر گرفتن فشار منفی تاج گود و ترک کششی) نیز با مدل عددی مقایسه شد. همان طور که در شکل (۱۶) نشان داده شده است، نیروی جانبی حاصل از مدل عددی تقریباً در تمام حالات از نیروی رانکین واقعی بیشتر است، اما نکته کلیدی در این مقایسه، روند همگرایی این دو مقدار با افزایش عمق گود است. این پدیده به وضوح در نتایج کمی قابل مشاهده است؛ به عنوان مثال در خاک سست، برای گود ۴ متری نیروی عددی (حدود ۱۲۰ کیلونیوتن) تقریباً سه برابر نیروی رانکین واقعی (حدود ۴۰ کیلونیوتن) است. این اختلاف در عمق ۷ متر به شدت کاهش می‌یابد و نیروی عددی (۳۳۰ کیلونیوتن) تنها حدود ۱۰ درصد از نیروی رانکین واقعی (۳۰۰ کیلونیوتن) بیشتر است. در نهایت، در عمق ۱۰ متر، این دو مقدار به هم بسیار نزدیک می‌شود و اختلاف آن‌ها به کمتر از ۵ درصد می‌رسد.

این روند همگرایی، ریشه در مبانی تئوریک فشار اکتیو خاک و اندرکنش خاک و سازه دارد. تئوری رانکین فشار خاک را در حالت حدی فعال (Active) محاسبه می‌کند؛ حالتی که برای وقوع آن، دیواره سازه نگهدارنده باید به اندازه کافی از خاک دور شود تا گوه گسیختگی در پشت آن تشکیل گردد. در گودبرداری‌های کم عمق (مانند حالت ۴ متری)، کل سیستم (خاک و سازه) از سختی نسبی بالایی برخوردار است و جابه‌جایی‌های دیواره به اندازه‌ای نیست که خاک بتواند به طور کامل به حالت فعال برسد. در نتیجه، فشار جانبی واقعی در مدل عددی، مقداری بین حالت سکون (at-rest) و فعال باقی می‌ماند که به مراتب از فشار اکتیو رانکین بیشتر است. اما با افزایش عمق گود (مانند حالت‌های ۷ و ۱۰ متری)، انعطاف‌پذیری سیستم افزایش یافته و جابه‌جایی‌ها در بالای دیواره بزرگ‌تر می‌شود. این جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر به خاک اجازه می‌دهد تا به حالت حدی فعال نزدیک‌تر شود و در نتیجه، نیروی جانبی حاصل از مدل عددی به نیروی تئوری رانکین واقعی همگرا شود. از این تحلیل می‌توان یک نتیجه مهم مهندسی گرفت: فرض فشار جانبی اکتیو رانکین برای طراحی سازه‌های نگهدارنده در گودهای کم عمق و صلب، یک فرض غیرمحافظة‌کارانه است و می‌تواند منجر به برآورد کمتر از واقعیت نیروهای وارده شود.

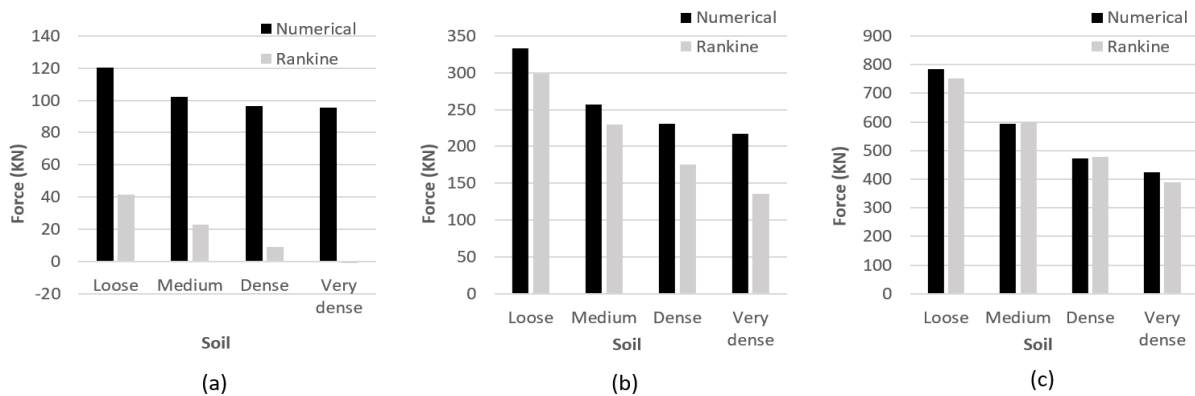
تأثیر پارامترهای چسبندگی و سربار نیز بر نیروی کل در شکل (۱۷) برای گود ۱۰ متری در خاک متوسط مورد ارزیابی قرار

سربار از ۱۰ به ۴۰ کیلوپاسکال، نیروی جانبی عددی از حدود ۵۹۰ به ۸۶۰ کیلوپاسکال افزایش می‌یابد که بیانگر تأثیر مستقیم سربار بر افزایش نیروی رانش خاک است.

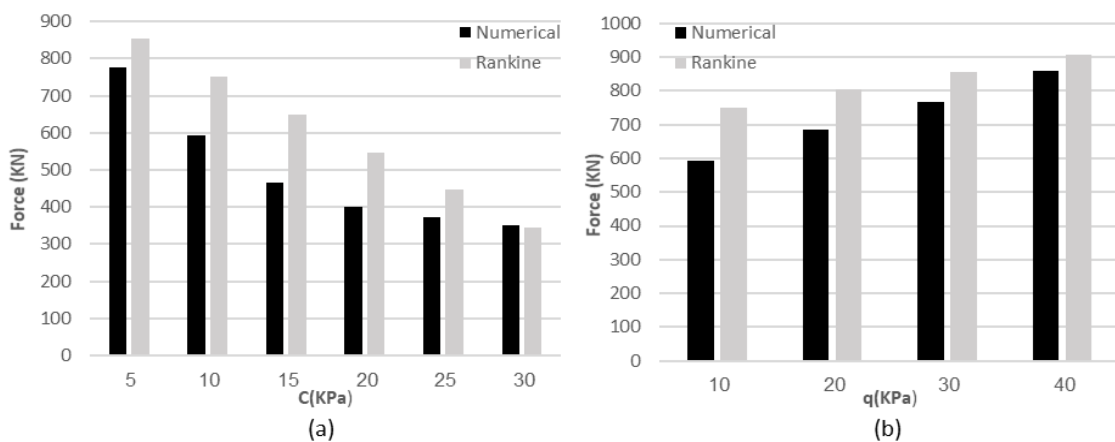
گرفته است. نتایج به‌وضوح نشان می‌دهد که با افزایش چسبندگی از ۵ به ۳۰ کیلوپاسکال، نیروی جانبی در مدل عددی از حدود ۷۸۰ به ۳۵۰ کیلونیوتن کاهش می‌یابد که نشان‌دهنده تأثیر قابل توجه چسبندگی در کاهش فشار جانبی است. در مقابل، با افزایش



شکل ۱۵ تغییر نیروی جانبی عددی و رانکین اصلاح‌شده با نوع خاک برای خرپا در گود با عمق: (a) ۴ متر، (b) ۷ متر و (c) ۱۰ متر



شکل ۱۶ تغییر نیروی جانبی عددی و رانکین واقعی با نوع خاک برای خرپا در گود با عمق: (a) ۴ متر، (b) ۷ متر و (c) ۱۰ متر

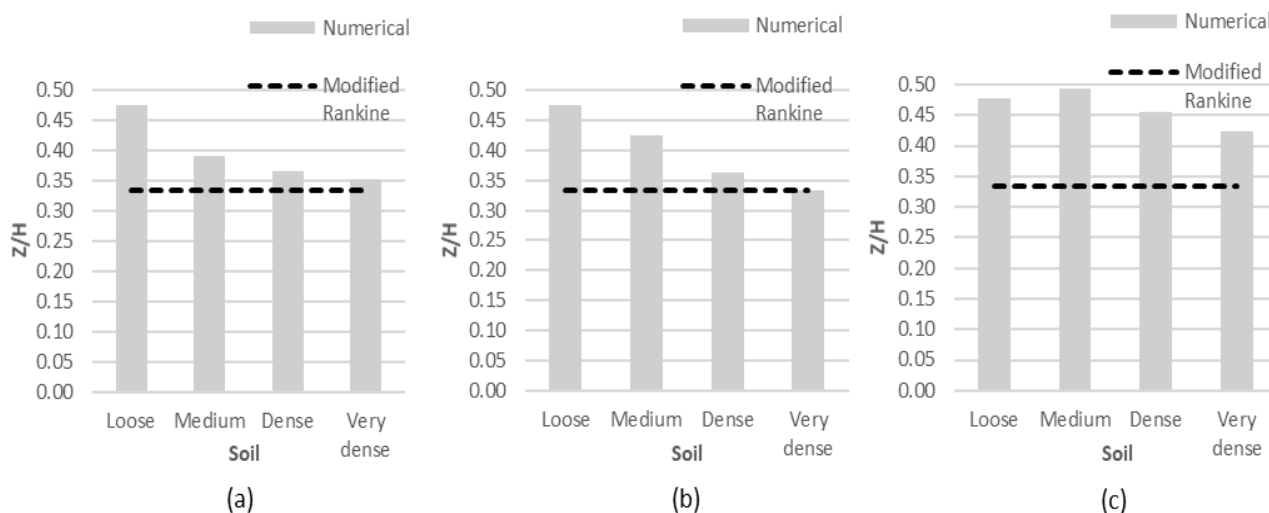


شکل ۱۷ تغییر نیروی جانبی عددی و رانکین اصلاح‌شده برای گود به عمق ۱۰ متر در خاک متوسط نسبت به: (a) چسبندگی و (b) سربار

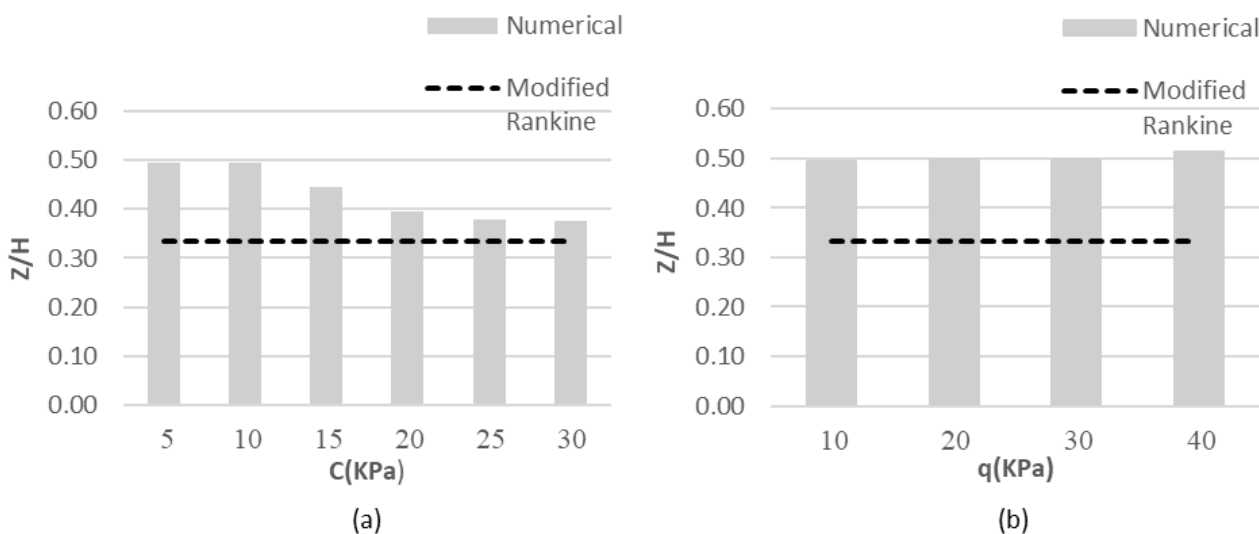
مقایسه محل اثر نیروی جانبی

محل اثر نیروی برآیند، پارامتری کلیدی در محاسبه لنگر واژگونی و طراحی سازه است. همان طور که شکل ۱۸ به وضوح نمایش داده شده است، در تمام مدل‌های تحلیل‌شده، محل اثر نیروی جانبی در مدل عددی به طور قابل توجهی بالاتر از محل اثر آن در تئوری رانکین قرار دارد. به طور میانگین، محل اثر نیرو در مدل عددی در ارتفاعی حدود ۰/۴۲ برابر عمق گود از کف گود قرار دارد، در حالی که محل اثر نیرو از کف گود در تئوری رانکین

در ۰/۳۳۳ (یک سوم) ارتفاع گود است. این اختلاف با تغییر پارامترهای خاک و سربار نیز دستخوش تغییر می‌شود. به طور کلی، با افزایش تراکم خاک (شکل ۱۸) و یا افزایش چسبندگی (شکل ۱۹-a)، محل اثر نیرو در دو روش به یکدیگر نزدیک‌تر می‌شود. در مقابل، با افزایش مقدار سربار (شکل ۱۹-b)، فاصله بین محل اثر نیرو در مدل عددی و مدل رانکین از هم بیشتر می‌شود.



شکل ۱۸ محل اثر نیروی جانبی از کف گود، تقسیم بر ارتفاع گود، در خاک‌های با مشخصات متفاوت در گود با عمق: (a) ۴ متر، (b) ۷ متر و (c) ۱۰ متر



شکل ۱۹ تغییر محل اثر نیروی جانبی از کف گود تقسیم بر ارتفاع گود، در خرابی با عمق گود ۱۰ متر در خاک متوسط با: (a) چسبندگی خاک و (b) سربار

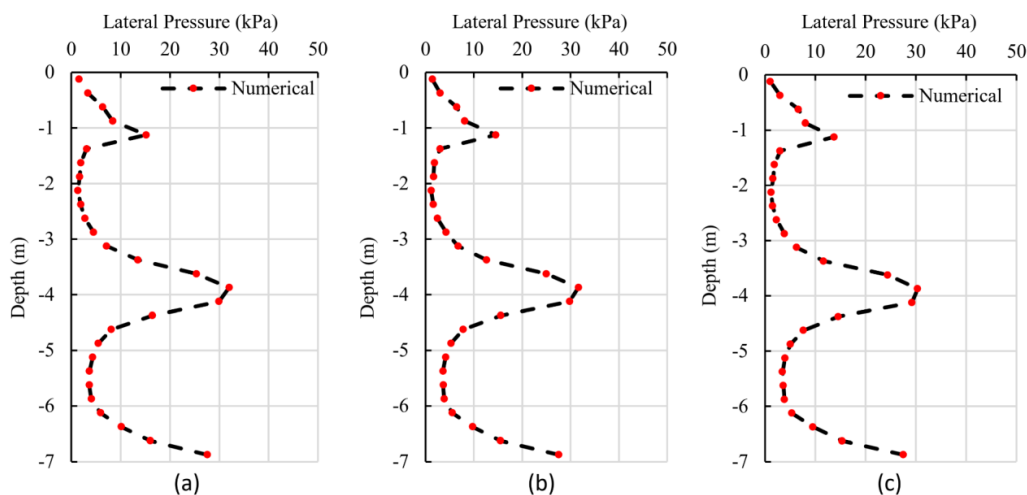
بررسی تأثیر سایر پارامترها بر فشار جانبی خاک، نیرو و محل اثر نیرو

در این پژوهش، با توجه به سایر مقالات و نیز راهنمای نرم افزار FLAC3D مطابق

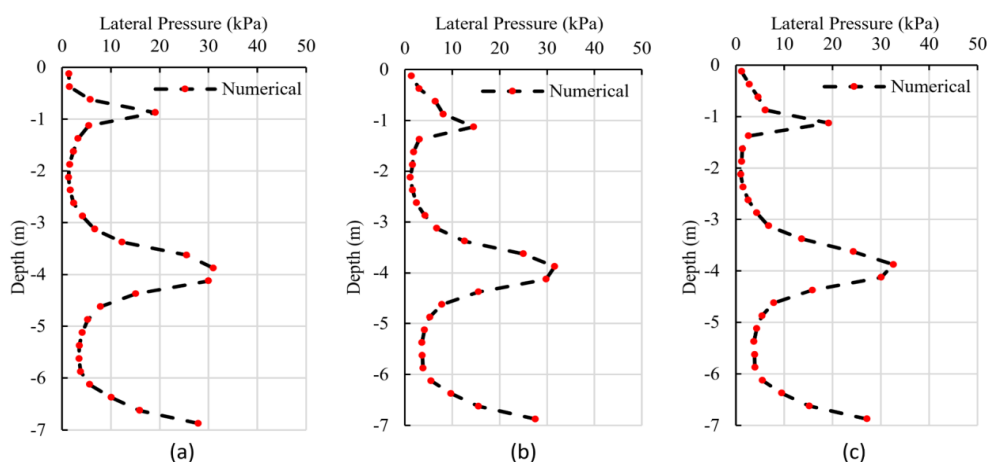
جدول (۱)، مقادیر ثابتی برای مدول سکانت (E_{50})، توان وابستگی سختی به تنش (m) و زاویه اتساع (ψ) در هر نوع خاک در نظر گرفته شده است. در این قسمت به بررسی تأثیر این پارامترها شامل E_{50} ، m و ψ به صورت مستقل بر روی توزیع فشار جانبی، نیرو و محل اثر نیرو برای گود ۷ متری در خاک متوسط پرداخته می شود. در شکل (۲۰)، شکل (۲۱) و شکل (۲۲) به ترتیب تغییرات فشار جانبی در گود با عمق ۷ متری در خاک متوسط نسبت به مدول سکانت (E_{50})، توان وابستگی سختی به تنش (m) و زاویه

اتساع (ψ)، مشاهده می شود. همان طور که انتظار می رود، در نقاطی سختی سازه نگهبان بیشتر است، فشار جانبی خاک بیشتر می شود که بیانگر پدیده قوس زدگی است.

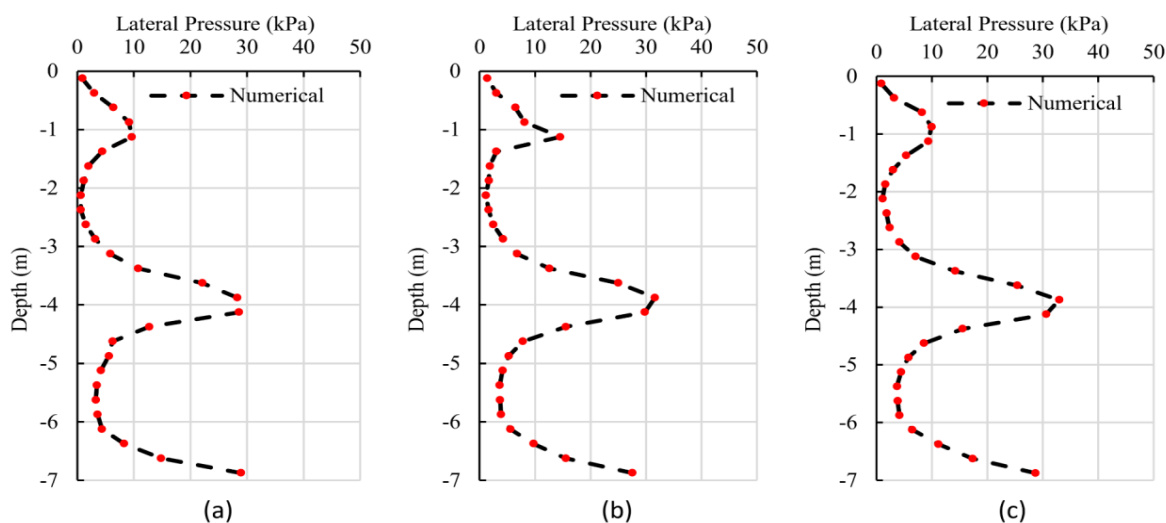
تغییر نیروی جانبی مدل عددی برای گود ۷ متری در خاک متوسط نسبت به مدول سکانت (E_{50})، توان وابستگی سختی به تنش (m) و زاویه اتساع (ψ)، در شکل (۲۳) مشاهده می شود. با افزایش هر ۱۰ مگاپاسکال مدول سکانت، نیروی جانبی مدل عددی به طور متوسط به میزان ۲/۹ درصد کاهش می یابد. همچنین با افزایش هر ۶ درجه در زاویه اتساع خاک، نیروی جانبی به طور متوسط ۷/۵ درصد افزایش می یابد. لازم به ذکر است با تغییر توان وابستگی سختی به تنش، تغییر محسوسی در نیروی جانبی مدل عددی، ایجاد نمی شود.



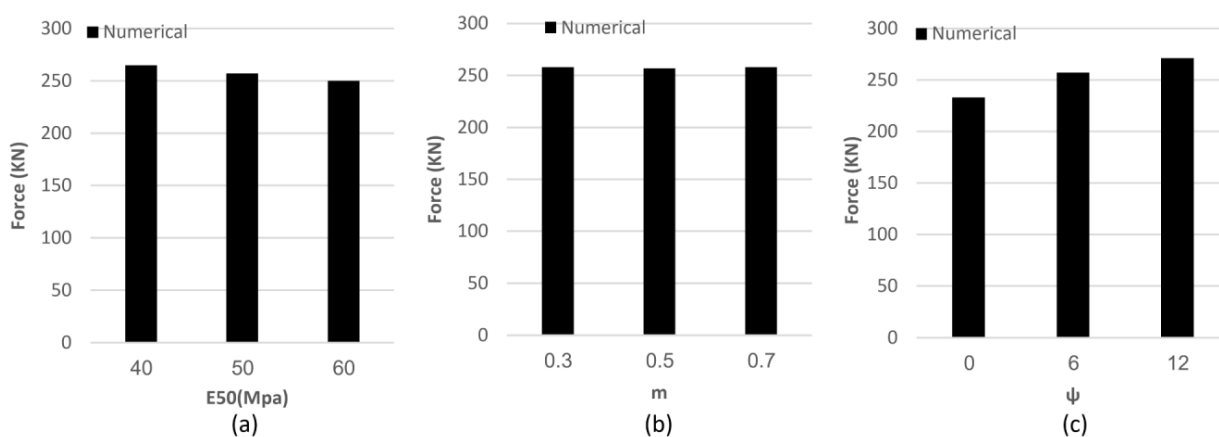
شکل ۲۰ تغییر فشار جانبی عددی برای گود ۷ متری در خاک متوسط با مدول سکانت: (a) $E_{50} = 40(\text{MPa})$ ، (b) $E_{50} = 50(\text{MPa})$ و (c) $E_{50} = 60(\text{MPa})$



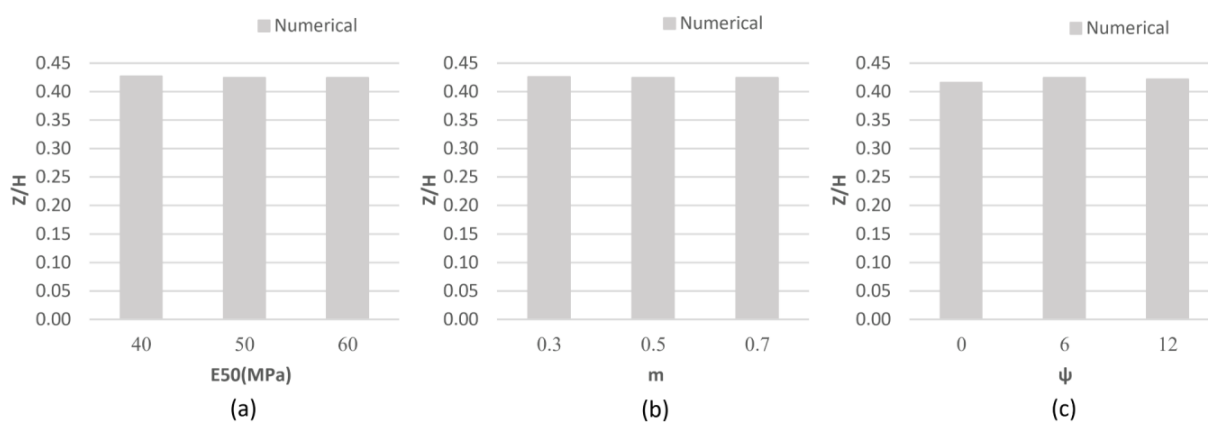
شکل ۲۱ تغییر فشار جانبی عددی برای گود ۷ متری در خاک متوسط با توان وابستگی سختی به : (a) $m = 0.3$ ، (b) $m = 0.5$ و (c) $m = 0.7$



شکل ۲۲ تغییر فشار جانبی عددی برای گود ۷ متری در خاک متوسط با زاویه اتساع: (a) $\psi=0$ ، (b) $\psi=6$ و (c) $\psi=12$



شکل ۲۳ تغییر نیروی جانبی مدل عددی در خرابی با عمق گود ۷ متر در خاک متوسط نسبت به: (a) E_{50} ، (b) m و (c) ψ



شکل ۲۴ تغییر محل اثر نیروی جانبی مدل عددی از کف گود تقسیم بر ارتفاع گود، در خرابی با عمق گود ۷ متر در خاک متوسط نسبت به: (a) E_{50} ، (b) m و (c) ψ

مقاطع کوچکتر در بازار، حداقل مقطع برای طراحی اعضای سازه نگهبان، 2IPE140 در نظر گرفته شد. همچنین با توجه به طول ۱۲ متری شاخه‌های پروفیل و طول کم عضو افقی و قطری خرپا، عموماً در اجرای سازه نگهبان خرابایی، از یک مقطع یکسان برای عضو افقی و قطری استفاده می‌شود، تا از پرت مصالح جلوگیری شود. بنابراین در این پژوهش نیز مقاطع عضو افقی و قطری ۱ به صورت یکسان و نیز مقاطع عضو افقی و قطری ۲ نیز به صورت یکسان طراحی و در نظر گرفته شدند.

۱. تحلیل طراحی عضو قائم: نتایج به طور مشخص در

جدول ۵ (جدول ۵)، جدول ۶ و جدول ۷) نشان می‌دهد که مقطع طراحی شده برای عضو قائم در مدل عددی، به طور کلی کوچکتر و اقتصادی‌تر از مقطع متناظر در مدل رانکین است. علت این امر به تفاوت در توزیع لنگر خمشی باز می‌گردد. در تئوری رانکین، توزیع مثلی فشار باعث ایجاد حداکثر لنگر خمشی در قسمت‌های پایینی عضو قائم می‌شود. اما در مدل عددی، پدیده قوس‌زدگی، فشار را به سمت اتصالات صلب خرپا منتقل می‌کند و لنگر خمشی حداکثر دهانه‌های عضو قائم را کاهش می‌دهد.

۲. تحلیل طراحی پشت‌بند (عضو مایل): برخلاف عضو قائم، مقطع طراحی شده برای پشت‌بند در مدل عددی، عموماً بزرگتر از مقطع حاصل از طراحی با روش رانکین است. این موضوع مستقیماً به بالاتر بودن محل اثر نیروی برآیند در مدل عددی مرتبط است که باعث می‌شود بخش بزرگ‌تری از نیروی جانبی به صورت فشاری به عضو مایل (پشت‌بند) منتقل شود.

۳. تحلیل طراحی اعضای میانی (افقی و قطری): بر اساس نتایج مندرج در جدول ۵، جدول ۶ و جدول ۷، تفاوت قابل ملاحظه‌ای در مقاطع طراحی شده برای اعضای افقی و قطری بین دو روش مشاهده نمی‌شود.

تغییر محل اثر نیروی جانبی مدل عددی برای گود ۷ متری در خاک متوسط نسبت به مدل سکانت (E_{50})، توان وابستگی سختی به تنش (m) و زاویه اتساع (ψ)، در شکل ۲۴ مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهد با تغییر مدل سکانت، توان وابستگی سختی به تنش و زاویه اتساع، تغییر محسوسی در محل اثر نیروی جانبی مدل عددی ایجاد نمی‌شود.

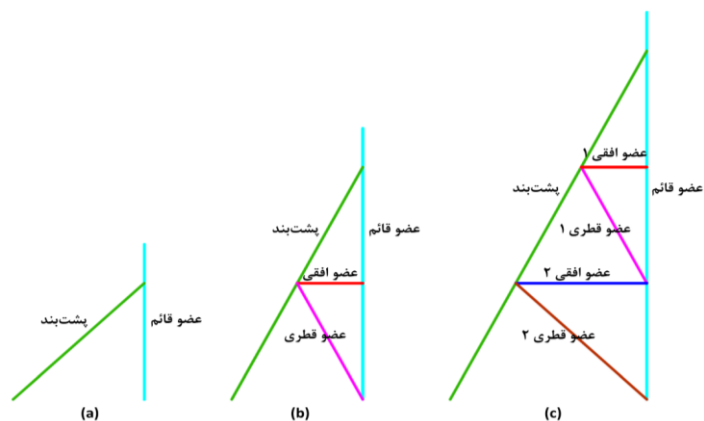
بحث و مقایسه طراحی

نتایج ارائه شده در بخش قبل، تفاوت‌های بنیادینی را بین رفتار پیش‌بینی شده توسط تئوری رانکین و شبیه‌سازی عددی اندرکنش خاک و سازه آشکار ساخت. مشخص شد که توزیع فشار جانبی در واقعیت به دلیل پدیده قوس‌زدگی، غیرخطی است و محل اثر نیروی برآیند نیز در ارتفاعی بالاتر از پیش‌بینی تئوری رانکین قرار دارد. در این بخش، تأثیر مستقیم این تفاوت‌ها بر طراحی مهندسی و ابعاد اعضای مختلف سازه نگهبان خرابایی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد تا مشخص شود رویکرد طراحی سنتی تا چه میزان بهینه و ایمن است.

مقایسه طراحی اعضای سازه نگهبان

به منظور ارزیابی کمی تأثیر الگوهای مختلف بارگذاری، اعضای سازه نگهبان خرابایی برای سناریوهای مختلف، یک بار تحت بارگذاری حاصل از نمودار فشار رانکین و بار دیگر تحت بارگذاری حاصل از مدل عددی طراحی شدند. لازم به ذکر است طراحی با روش تنش مجاز (کد طراحی AISC-ASD89) انجام شده و ضرایب همه ترکیب بارها، ۱ است. ترکیب بارها نیز شامل بار مرده و فشار جانبی خاک است که اثر سربار نیز در فشار جانبی خاک دیده شده است. نام‌گذاری اعضای مختلف خرپا در این بخش مطابق با شکل ۲۵ انجام شده و نتایج مقایسه طراحی مقاطع برای خاک‌های سست، متوسط و متراکم به ترتیب در جدول ۵، جدول ۶ و جدول ۷ ارائه گردیده است.

با توجه به لزوم اجرایی بودن طرح و با توجه به اینکه تنوع مقاطع، منجر به صعوبت اجرای کار، افزایش پرت مصالح و در نهایت غیراقتصادی شدن طرح می‌شود، در این پژوهش از مقاطع 2IPE استفاده شد. با توجه به ملاحظات اجرایی و عدم وجود



شکل ۲۵ نام اعضای مختلف سازه نگهدارنده خرابایی در گودهای به عمق: (a) ۴ متر، (b) ۷ متر و (c) ۱۰ متر

جدول ۵ طراحی مقاطع سازه خرابایی در خاک سست

عمق گود (متر)	عضو خرابا	طراحی بر اساس مدل عددی	طراحی بر اساس تئوری رانکین
۴	عضو قائم	2IPE140	2IPE140
	پشت‌بند	2IPE140	2IPE140
۷	عضو قائم	2IPE140	2IPE180
	پشت‌بند	2IPE200	2IPE200
	عضو افقی	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری	2IPE140	2IPE140
۱۰	عضو قائم	2IPE220	2IPE270
	پشت‌بند	2IPE360	2IPE300
	عضو افقی ۱	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری ۱	2IPE140	2IPE140
	عضو افقی ۲	2IPE180	2IPE180
	عضو قطری ۲	2IPE180	2IPE180

جدول ۶ طراحی مقاطع سازه خرابایی در خاک متوسط

عمق گود (متر)	عضو خرابا	طراحی بر اساس مدل عددی	طراحی بر اساس تئوری رانکین
۴	عضو قائم	2IPE140	2IPE140
	پشت‌بند	2IPE140	2IPE140
۷	عضو قائم	2IPE140	2IPE160
	پشت‌بند	2IPE180	2IPE180
	عضو افقی	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری	2IPE140	2IPE140
۱۰	عضو قائم	2IPE140	2IPE220
	پشت‌بند	2IPE330	2IPE300
	عضو افقی ۱	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری ۱	2IPE140	2IPE140
	عضو افقی ۲	2IPE140	2IPE160
	عضو قطری ۲	2IPE140	2IPE160

جدول ۷ طراحی مقاطع سازه خرابایی در خاک متراکم

عمق گود (متر)	عضو خرابا	طراحی بر اساس مدل عددی	طراحی بر اساس تئوری رانکین
۴	عضو قائم	2IPE140	2IPE140
	پشت‌بند	2IPE140	2IPE140
۷	عضو قائم	2IPE140	2IPE160
	پشت‌بند	2IPE160	2IPE180
	عضو افقی	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری	2IPE140	2IPE140
۱۰	عضو قائم	2IPE140	2IPE200
	پشت‌بند	2IPE270	2IPE270
	عضو افقی ۱	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری ۱	2IPE140	2IPE140
	عضو افقی ۲	2IPE140	2IPE140
	عضو قطری ۲	2IPE140	2IPE140

پیامدهای عملی و پیشنهادها برای طراحی

تحلیل مقایسه‌ای طراحی اعضا نشان می‌دهد که رویکرد سنتی مبتنی بر تئوری رانکین می‌تواند به یک طرح غیربهینه منجر شود: طراحی بیش از حد محافظه‌کارانه (غیراقتصادی) برای عضو قائم، و درعین حال طراحی کمتر از حد محافظه‌کارانه (بالقوه نایمن) برای عضو کلیدی پشت‌بند. تئوری رانکین، علی‌رغم سادگی، قادر به مدل‌سازی صحیح رفتار سیستم‌های انعطاف‌پذیر مانند سازه خرابایی که در آن‌ها پدیده قوس‌زدگی و بازتوزیع تنش حاکم است، نمی‌باشد.

بر این اساس، پیشنهادهای کاربردی زیر برای جامعه مهندسی ارائه می‌گردد:

۱. ارجحیت تحلیل عددی: برای طراحی بهینه و ایمن سازه‌های نگهدارنده خرابایی، به ویژه در پروژه‌های مهم و گودهای عمیق، استفاده از تحلیل‌های عددی که قادر به مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه هستند، بر روش‌های ساده تئوریک ارجحیت دارد.

۲. توجه ویژه به عضو پشت‌بند: در صورت استفاده از روش‌های مبتنی بر تئوری رانکین، طراحان باید آگاه باشند که نیروی واقعی در عضو پشت‌بند می‌تواند بیشتر از مقادیر پیش‌بینی شده باشد و لازم است ضرایب اطمینان بالاتری برای این عضو در نظر گرفته شود.

۳. اصلاح محل اثر نیرو: به عنوان یک قاعده سرانگشتی اصلاحی

برای محاسبات اولیه، پیشنهاد می‌شود طراحان محل اثر نیروی جانبی را به جای یک سوم ارتفاع (۰/۳۳۳ ارتفاع گود)، نزدیک به ۰/۴۲ ارتفاع گود از کف گود در نظر بگیرند. این کار به برآورد دقیق‌تری از لنگر واژگونی و توزیع نیرو بین اعضای اصلی خرابا منجر خواهد شد.

نتیجه‌گیری

یافته اصلی این پژوهش آن است که طراحی سازه نگهدارنده خرابایی بر مبنای تئوری کلاسیک رانکین، به دلیل نادیده گرفتن اندرکنش واقعی خاک و سازه، منجر به یک طرح غیربهینه و بالقوه نایمن می‌گردد. نتایج نشان داد که رویکرد سنتی، مقاطع عضو قائم را به صورت غیراقتصادی و بزرگ‌تر از حد نیاز برآورد می‌کند، در حالی که مقاطع عضو حیاتی پشت‌بند را به صورت غیرمحافظه‌کارانه و کوچک‌تر از مقدار مورد نیاز تخمین می‌زند. این نتیجه‌گیری توسط سه یافته کلیدی پشتیبانی می‌شود: نخست، توزیع فشار جانبی واقعی برخلاف فرض خطی رانکین، به دلیل پدیده قوس‌زدگی کاملاً غیرخطی است و در محل اتصالات سازه‌ای تمرکز می‌یابد. دوم، محل اثر نیروی برآیند جانبی به طور میانگین در ارتفاع ۰/۴۲ ارتفاع گود از کف گود قرار دارد که به شکل معناداری بالاتر از فرض یک سوم ارتفاع گود در تئوری رانکین است و این امر مستقیماً منجر به افزایش نیروی فشاری در عضو پشت‌بند می‌شود. سوم، مشخص شد که

و نتایج عددی با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی در مقیاس بزرگ اعتبارسنجی شوند. همچنین می‌توان به ارائه نمودارهای طراحی اصلاح‌شده و ضرایب اصلاحی برای نیروها به عنوان پیشنهادی عملی در تحقیقات آتی اشاره کرد.

واژه‌نامه

Numerical Analysis	آنالیز عددی
Code of Practice	آیین‌نامه
Retaining Structure	سازه نگهدارنده
Truss Retaining Structure	سازه نگهدارنده خرپایی
Failure	گسیختگی
Modulus of Elasticity	مدول الاستیسیته
Shear Strength	مقاومت برشی

سپاسگزاری

فرض فشار اکتیو رانکین برای گودهای کم‌عمق و صلب، یک فرض غیرمحافظه‌کارانه است، زیرا جابه‌جایی‌های ناکافی دیواره مانع از رسیدن خاک به حالت حدی فعال می‌شود.

پیامد عملی این پژوهش، هشدار برای مهندسان طراح است که استفاده از دیاگرام فشار رانکین برای این نوع سازه‌ها باید با احتیاط فراوان صورت گیرد. برای دستیابی به طرح‌های ایمن و بهینه، به ویژه در پروژه‌های حساس شهری، استفاده از تحلیل‌های عددی اندرکنش خاک و سازه اکیدا توصیه می‌شود. این پژوهش دارای محدودیت‌هایی نیز می‌باشد؛ از جمله می‌توان به استفاده از یک مدل رفتاری خاص برای خاک (Hardening Soil) و در نظر نگرفتن اثرات سه‌بعدی کامل و رفتار وابسته به زمان خاک (مانند تحکیم) اشاره کرد. همچنین در این پژوهش، اثر نرم‌شوندگی در انتخاب پارامتر زاویه اتساع خاک (۱۷)، برای خاک‌های خیلی متراکم، در نظر گرفته نشده است. برای تحقیقات آتی، پیشنهاد می‌شود تأثیر هندسه‌های مختلف خرپا بر الگوی فشار جانبی بررسی گردد، مدل‌های رفتاری پیشرفته‌تری برای فصل مشترک خاک و سازه به کار گرفته شود،

مراجع

- [1] H. Ashrafi, *Principles and Foundations of Excavation and Guard Structures*. Tehran, Iran: Bahineh Publications, 2014. (In Persian). [Online].
- [2] G. Moradi, S. Zadkarim, and H. Katebi, "Field study of the effect of drilling type on tensile strength and creep behavior of soil nails in Tabriz Green Marl," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, pp. 47–60, 2017. (In Persian). [Online]. Available: <https://doi.org/10.22067/civil.v29i2.46276>
- [3] M. Abdoli, H. Mehrnahad, and M. Hazeghian, "Numerical study of installation effect and inclination angle on the pullout capacity of helical multiple anchors on excavation support," 2023. (In Persian). [Online]. Available: https://road.bhrc.ac.ir/article_153798.html?lang=en
- [4] M. Hazeghian, "Proposing a design method for soil-nailed walls and comparing it with the conventional design method," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 3, pp. 37–52, 2022. (In Persian). [Online]. Available: <https://doi.org/10.22067/jfpei.2022.76614.1142>
- [5] J. Bolouri Bazaz and M. Abdollahi, "An experimental investigation into the excavation using pile-anchorage system," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 31, no. 4, pp. 79–96, 2018. (In Persian). [Online]. Available: <https://doi.org/10.22067/civil.v31i4.63763>
- [6] W. J. M. Rankine, "On the stability of loose earth," *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, no. 147, pp. 9–27, 1857. [Online]. Available: <https://www.jstor.org/stable/108608>
- [7] A. L. Bell, "The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations," in *Minutes of*

- the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1915. [Online].
- [8] S. Shekarian, A. Ghanbari, and M. Makarchian, "Earth pressure on retaining walls with reinforced backfill," in *Proceedings of the 12th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, 2008. [Online].
- [9] Y. S. Song, J.-M. Yun, and B. Chae, "Lateral earth pressure acting on the anchored walls installed in cut slopes," *Journal of the Geological Society of London*, 2006. [Online]. Available: https://media.geolsoc.org.uk/iaeg2006/PAPERS/IAEG_175.PDF
- [10] Ö. Bilgin, "Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions," *Computers and Geotechnics*, vol. 37, no. 3, pp. 399–407, 2010. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.01.002>
- [11] Y. M. Hashash and A. J. Whittle, "Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, no. 3, pp. 187–197, 2002. [Online]. Available: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:3\(187\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:3(187))
- [12] K. Karlsrud and L. Andresen, "Loads on braced excavations in soft clay," *International Journal of Geomechanics*, vol. 5, no. 2, pp. 107–113, 2005. [Online]. Available: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2005\)5:2\(107\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2005)5:2(107))
- [13] P. A. Costa, J. L. Borges, and M. M. Fernandes, "Analysis of a braced excavation in soft soils considering the consolidation effect," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 25, no. 6, pp. 617–629, 2007. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1007/s10706-007-9134-7>
- [14] H. Mohamadi Flavarjane, K. Barkhordari, and M. Hazeghian, "Numerical study of truss supported excavation considering combination of both vertical and lateral displacements," in *1st International Conference on Civil, Architectural and Sustainable Green City*, Hamedan, Iran, 2017. (In Persian). [Online].
- [15] S. S. Emamzadeh, "Numerical analysis of inclined struts and truss structure in excavation stabilization based on the damage potential index (DPI)," *Journal of Structural and Construction Engineering*, pp. 306–327, 2022. (In Persian). [Online]. Available: <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.271828.2356>
- [16] Z. Safarzadeh and F. Najafpour, "Investigation of the effect of deep excavation by the truss guard structure method on the settlement and the bearing capacity of the adjacent foundation," in *Second National Conference on Civil Engineering, Intelligent Development and Sustainable Systems*, Gorgan, Iran, 2022. (In Persian). [Online]. Available: <https://civilica.com/doc/1575884/>
- [17] Z. Safarzadeh and S. Mehrifar, "Investigating the wall displacement of excavation in the truss guard structure system," in *Second National Conference on Civil Engineering, Intelligent Development and Sustainable Systems*, Gorgan, Iran, 2022. (In Persian). [Online]. Available: <https://civilica.com/doc/1575886/>
- [18] M. Alizade and A. Eslami Haghighat, "Investigating the efficiency of the design charts of the truss supporting systems by comparing the models of Mohr–Coulomb and hardening soil," in *5th Iranian Conference on Geotechnical Engineering and 2nd International Conference on Earthquake and Seismic Geotechnical Engineering*, 2023. (In Persian). [Online]. Available: <https://en.civilica.com/doc/2061484/>
- [19] F. Pirmohammadi Alishah, M. Motalbian, and M. Mohammadrezaei, "Modeling deformation and design of truss

- retaining structures in multi-layered soil using an equivalent single-layer soil with the finite element method,” *Civil and Project*, vol. 7, no. 2, 2025. (In Persian). [Online]. Available: <https://doi.org/10.22034/cpj.2025.508117.1347>
- [20] Itasca Consulting Group, *FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Version 6.0. Minneapolis, MN, USA: Itasca Consulting Group, 2019. [Online]. Available: <https://doi.org/10.3390/en11020260>
- [21] A. Lees, *Geotechnical Finite Element Analysis*. London, U.K.: ICE Publishing, 2016. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1680/gfea.60876>
- [22] J. E. Bowles, *Foundation Analysis and Design*. New York, NY, USA: McGraw-Hill, 1988. [Online].
- [23] P. Jamsawang, P. Voottipruex, P. Tanseng, P. Jongpradist, and D. T. Bergado, “Effectiveness of deep cement mixing walls with top-down construction for deep excavations in soft clay: Case study and 3D simulation,” *Acta Geotechnica*, vol. 14, 2019. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1007/s11440-018-0660-7>